



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA
Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona
Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental



TESI DE DOCTORAT EN ENGINYERIA DEL TERRENY

COMPORTAMIENTO DE UN SUELO COMPACTADO BAJO UN ESTADO GENERALIZADO DE TENSIONES

Autor:

RODRIGO CARREIRA WEBER

Directores:

ANTONIO LLORET MORANCHO

ENRIQUE ROMERO MORALES

Barcelona, 30 septiembre de 2019

Dedico este trabajo a mi madre Valéria
por su apoyo al largo de mi vida.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a CAPES por la beca de estudios concedida que permitió mi dedicación total a la investigación y lograr con éxito el final de esta etapa de mi vida.

Un especial agradecimiento a mi madre Valéria, por haber soportado todos estos años lejos de su único hijo, y siempre dando su incondicional apoyo, tanto emocional como espiritual. Sé que ha sido duro.

Con gran respecto me gustaría agradecer a mi familia por el apoyo e incentivo dado durante estos años lejos de todos.

Agradezco a mis tutores Antonio Lloret y Enrique Romero, por los conocimientos enseñados, su paciencia, dedicación y confianza depositada para la realización de esta investigación. Muchas gracias.

A los técnicos del laboratorio de geotécnica, Rodrigo Gómez, Mercedes Sondon, Marcos Dueñas, por su auxilio en los ensayos y ayuda para los diferentes problemas. También a mis compañeros de doctorado Núria, Laura, Luis, Alessandro y todos los demás, que han dado su ayuda, fuera con el trabajo o con ánimos.

Agradezco a mis amigos Cristina, Jesús, Marc, Carlos, Daniel, y todos los demás por la paciencia de escuchar mis quejas y desahogos al largo de los años de doctorado. A mis 25 compañeros de piso que, de algún modo, contribuyeron para mi crecimiento como persona.

A mis amigas Daniela, Gabriela, Nicole y Flávia, aunque lejos físicamente, siempre me han sacado mis mejores sonrisas y me inspiran a siempre crecer. A todos los demás amigos, que en algún momento sus consejos y palabras de conforto me han ayudado a superar algún momento difícil.

RESUMEN

WEBER, R. C. **Comportamiento de un suelo compactado bajo un estado generalizado de tensiones**. 2019. Tesis Doctoral – Programa de doctorado en Ingeniería del Terreno, UPC, Barcelona.

Esta tesis analiza el comportamiento hidro-mecánico bajo un estado generalizado de tensiones de una mezcla de arena (30%) y arcilla (70%) compactada a una baja densidad. El estudio experimental se centra en el análisis de la resistencia al corte a diferentes trayectorias tensionales a diferentes valores de succión inicial (post compactación) y, a la respuesta al colapso debido la saturación. Para la investigación, se utilizó un equipo triaxial convencional y un equipo de cilindro hueco con control automático de las presiones de cámara interna y externa, de cola y de tensión axial y torque. El equipo no estaba adaptado para la medición de deformaciones de suelos no saturados, siendo necesario una calibración de los volúmenes de las cámaras y la relación con el cambio de volumen de la muestra. Se realizaron ensayos preliminares de compactación, curva de retención, ensayos de compresibilidad edométrica y corte directo, para conocer mejor la mezcla estudiada y obtener parámetros de resistencia, succión y permeabilidad. La resistencia al corte fue analizada a través de ensayos ejecutados en equipo triaxial convencional y en un equipo de cilindro hueco, con diferentes trayectorias tensionales y variando el estado de tensiones, valorado por el parámetro b (o ángulo de Lode) y a diferentes humedades de compactación. Se realizaron ensayos de deformación cíclica a baja deformación para la obtención del módulo de corte en cilindro hueco, utilizando dos tipos de suelo, la mezcla arena/arcilla y una bentonita MX-80, buscando analizar las diferentes posibilidades de ensayos con el equipo y compararlo a los resultados obtenidos en otros equipos. Los resultados mostraron que el módulo obtenido en otros equipos es mayor inicialmente que los encontrados en cilindro hueco, acercándose con el aumento de las deformaciones, comportamiento observado para ambos materiales. Los ensayos de saturación fueron realizados con tensión media constante ($p=200\text{kPa}$), diferentes valores de tensión desviadora (10, 75, 185kPa) y diferentes valores de b (0, 0.5, 0.8). Los resultados de los ensayos de resistencia al corte permitieron definir la variación de la línea de estado crítico con el ángulo de Lode y la succión matricial. Se utilizaron diferentes modelos para la superficie de fluencia, isótropa y anisótropa, para analizar el comportamiento del material y observar la presencia de un comportamiento anisótropo. En todos los modelos se consideró el cambio en la línea de estado crítico debido al ángulo de Lode. Las superficies de fluencia se ajustaron bien a los resultados experimentales, considerando la inclinación de la superficie y la dependencia del ángulo de Lode. Se observó que el tamaño de la superficie de fluencia depende de la succión y del estado de tensión aplicado y, se propuso una relación de los parámetros, a fin de normalizar las superficies de fluencia. Se notó que la superficie presenta una inclinación debido la compactación estática, la cual puede ser obtenida por las tensiones de compactación. También se observó que esta inclinación puede sufrir cambios dependiendo del valor de b aplicado a la trayectoria de tensión. Los ensayos de saturación bajo carga generalizada fueron analizados utilizando el modelo BBM (Barcelona Basic Model) y mostraron una dependencia mayor de la magnitud de la tensión desviadora aplicada que de la variación del parámetro b , y presentó buena relación con los valores totales de deformación. Se propuso una ecuación empírica para estimar el potencial de colapso para los diferentes valores de b en ensayos en cilindro hueco, triaxial y edómetro.

Palabras-clave: suelos no saturados; anisotropía; colapso; cilindro hueco, parámetro b , superficie de fluencia.

ABSTRACT

WEBER, R. C. **Behavior of a compacted soil under a generalized state stress**. 2019. Thesis Doctoral – Programa de doctorado en Ingeniería del Terreno, UPC, Barcelona.

This thesis analyzes the hydro-mechanical behavior under a generalized stress state of a compacted mixture of sand (30%) and clayey (70%) at a low density. The experimental study focuses on the analysis of shear strength at different stress paths and at different initial suction values (as-compacted), and the response to collapse due to saturation. For the investigation a conventional triaxial equipment and a hollow cylinder apparatus with automatic control of internal and external chamber pressures, back pressure and axial stress and torque were used. The equipment was not adapted for the measurement of deformations of unsaturated soils, being necessary a calibration of the volumes of the chambers and the relation with the change of volume of the sample. Preliminary tests were performed to better understand the studied of the mixture, like compaction tests, retention curve, oedometer compressibility tests and direct shear and obtain strength, suction and permeability parameters. The shear strength was analyzed through tests carried out in conventional triaxial equipment and in hollow cylinder apparatus, with different stress paths, changing the stress state, valued by parameter b (or Lode angle) and different compaction water content. Low deformation cyclic tests were performed to obtain the shear module in hollow cylinder, using two types of soil, the sand / clayey mixture and a MX-80 bentonite, seeking to analyze the possibilities of testing with the equipment and compare it to the results obtained in other. The results showed that the module obtained in other equipment is greater than those found in hollow cylinder, approaching with increasing deformations, behavior observed for both materials. The collapse tests were performed with constant mean stress ($p= 200\text{kPa}$), different values of deviator stress ($q= 10, 75, 185\text{kPa}$) and different intermediate stress values ($b= 0, 0,5, 0,8$). The results of the shear strength allowed to define the variation of the critical state line with the Lode angle and the matric suction. Different yield surface models were used for isotropic and anisotropic surface, to verify the rotation of the surface and observe the presence of anisotropic behavior. In all models the change in the critical state line due to the Lode angle was considered. The yield surfaces adjusted well to the experimental results, considering the inclination of the surface and the dependence of the Lode angle. It was observed that the size of the yield surface depends on the suction and the state of tension applied and, a relationship of the parameters was proposed, in order to normalize the yield surface. It was noted that the surface has an inclination due to static compaction, which can be obtained by compaction stresses. It was also observed that this inclination may change depending on the value of b applied to the stress path. Saturation tests under generalized load were analyzed using the BBM model (Barcelona Basic Model) and showed a greater dependence on the magnitude of the deviator stress applied than on the variation of parameter b , and presented a good relationship with the total deformation values. An empirical equation was proposed to estimate the potential for collapse for the different values of b in hollow cylinder, triaxial and oedometer tests.

Key-words: unsaturated soil; anisotropic; collapse; hollow cylinder; b parameter, yield surface.

TABLA DE CONTENIDOS

1 INTRODUCCIÓN	16
1.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	16
1.1 OBJETIVO PRINCIPAL y OBJETIVOS SECUNDARIOS.....	19
1.2 METODOLOGIA	20
1.4 ESTRUCTURA DE LA TESIS	23
1.5 PUBLICACIONES	24
2 ESTADO DE ARTE	26
2.1 ESTRUCTURA DEL SUELO	26
2.2 ESTUDIOS PIONEROS EN EL COMPORTAMIENTO RESISTENTE EN SUELOS ANISÓTROPAS.....	27
2.3 EFECTO DE LA TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIARIA	42
2.4 EFECTO DEL CORTE ROTACIONAL.....	47
2.5 COMPORTAMIENTO ELASTOPLÁSTICO ANISÓTROPAS	52
2.6 MODELOS CONSTITUTIVOS.....	62
2.7 EQUIPOS PARA EL ESTUDIO DE LA ANISOTROPÍA DEL SUELO EN UN ESTADO GENERALIZADO DE TENSIONES	76
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	81
3.1 OBTENCIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES	81
3.1.1 Obtención del material	81
3.1.2 Caracterización de los suelos y curvas granulométricas	83
3.1.3 Ensayos de compresión simple	87
3.1.4 Curvas de compactación	91
3.1.5 Curvas de retención	94
3.1.6 Ensayos edométricos	97

3.1.7 Corte directo	104
3.2 ENSAYOS TRIAXIALES	112
3.2.1 Preparación del equipo triaxial	112
3.2.2 Programa de ensayos triaxiales	114
3.2.3 Compactación y preparación de las muestras	115
3.2.4 Ensayos saturados	120
3.2.5 Ensayos no saturados	121
3.3 ENSAYOS EN CILINDRO HUECO	123
3.3.1 Descripción general	123
3.3.2 Instrumentación	126
3.3.3 Ecuaciones para el cálculo de las tensiones y deformaciones.	130
3.3.4 Preparación de las muestras	135
3.3.5 Calibración del cilindro hueco	142
3.3.6 Medidas de volumen en el cilindro hueco para muestras no saturadas	145
3.3.7 Ensayos realizados para la evaluación del comportamiento.	149
3.3.8 Estudio de la saturación bajo estado generalizado de tensiones	150
3.3.9 Ensayos de rotación cíclica	151
4 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS EN TRIAXIAL	153
4.1 ENSAYOS SATURADOS.....	153
4.1.1 Consolidación isótropa	153
4.1.2 Trayectorias drenadas en condición saturada	155
4.1.3 Comportamiento en rotura	159
4.2 ENSAYOS NO SATURADOS	166
4.2.1 Trayectorias realizadas	166
4.2.2 Puntos de fluencia	175
4.2.3 Resistencia al corte	186
5 ENSAYOS PRELIMINARES EN CILINDRO HUECO.....	191

5.1 MUESTRAS MX-80	191
5.2 ENSAYOS CON LA MEZCLA 70/30.....	194
5.3 RESULTADOS DE LAS CARGS CICLÍCAS	197
6 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS EN CILINDRO HUECO.....	215
6.1 ENSAYOS CON VARIACIÓN DE LA TENSIÓN INTERMEDIA	216
6.1.1 Ensayos con una humedad de compactación del 4%	216
6.1.2 Ensayos con una humedad de compactación del 6%	220
6.1.3 Ensayos con una humedad de compactación del 8%	225
6.2 ENSAYOS CON ROTACIÓN DE LAS TENSIONES PRINCIPALES	230
6.3 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS MECÁNICOS	235
6.3.1 Puntos de fluencia y de estado crítico	235
6.3.2 Resistencia	238
6.3.2 Modelación del flujo plástico	250
6.4 SUPERFICIES DE FLUENCIA	255
6.4.1 Condición saturada en estado triaxial de tensiones	255
6.4.2 Condición no saturada. Estado triaxial	258
6.4.3 Superficie de fluencia en un estado generalizado de tensiones.....	267
6.4.4 Normalización de las superficies de fluencia	276
7 ENSAYOS DE SATURACIÓN BAJO CARGA GENERALIZADA	280
7.1 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE SATURACIÓN	280
7.2 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DE LOS ENSAYOS DE SATURACIÓN	289
7.3 ANALISIS DE LA EVOLUCIÓN DE LAS DEFORMACIONES CON EL CAMBIO DE SUCCIÓN	295

8 CONCLUSIONES	307
8.1 CON RELACIÓN A LOS ENSAYOS PRELIMINARES	307
8.2 CON RELACIÓN A LOS ENSAYOS TRIAXIALES.....	308
8.3 CON RELACIÓN A LOS ENSAYOS EN CILINDRO HUECO	308
8.4 CON RELACIÓN A LOS ENSAYOS DE COLAPSO	310
8.5 CON RELACIÓN A LA CORRECCIÓN DE LA RESISTENCIA CON LA SUCCIÓN Y ÁNGULO DE LODE	310
8.6 CON RELACIÓN A LOS MODELOS APLICADOS	311
8.7 FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	312
9 BIBLIOGRAFÍA DE REFERENCIA.....	313

LISTA DE SÍMBOLOS

a, b Medidas de radio interno y externo

B Parámetro de Skempton ($\Delta u/\Delta \sigma_3$)

b $(\sigma_2 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)$, influencia de la tensión principal intermedia

c, c' Cohesión, cohesión saturada

e Índice de vacíos

F Función de la superficie de fluencia

G Módulo de corte

H Altura del cilindro hueco

K Permeabilidad

K_0 Coeficiente de empuje al reposo

M Pendiente de la línea de estado crítico

M_c Pendiente de la línea de estado crítico en compresión

M_e Pendiente de la línea de estado crítico en extensión

M_T Momento torsor

p_m Tensión media $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$

p'_m Tensión media efectiva $(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$

p_o, p_i Presiones externas e internas sobre las paredes del cilindro hueco

q Tensión de corte en condiciones de simetría axial $(\sigma_1 - \sigma_3)$

q Tensión de corte $(1/\sqrt{2}) \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2}$

r_o, r_i Radio externo e interno de la muestra (a, b)

s Succión ($u_a - u_w$)

S_r Grado de saturación

u Presión de agua

u_a Presión de aire

u_w Presión de agua

u_o, u_i Aumento de los radios externo e interno de las paredes del cilindro

W Carga axial

w humedad del suelo

α Inclinación de la tensión principal ($1/2 \tan^{-1}(2\tau_{\theta z}/(\sigma_2 - \sigma_1))$)

$\varepsilon_z, \varepsilon_r, \varepsilon_{\theta}$ Deformación vertical, radial y tangencial

$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ Deformación principal mayor, intermedia y menor

$\varepsilon_v, \varepsilon_v^e, \varepsilon_v^p$ Deformación volumétrica total, elástica y plástica

ε_q Deformación de corte en simetría axial $(2/3)(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$

ε_q Deformación de corte $(\sqrt{2}/3) \sqrt{((\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2)}$

θ Ángulo de Lode ($\tan^{-1}((2b-1)/\sqrt{3})$)

κ Parámetro de rigidez elástica

κ_s Parámetro de rigidez elástica por cambio de succión

λ Pendiente de la línea de consolidación virgen

$\lambda(s)$ Parámetro de rigidización por cambio de pendiente de la línea consolidación virgen

ν Coeficiente de Poisson

ρ_d Densidad seca

$\sigma_z, \sigma_r, \sigma_\theta$ Tensión vertical, radial y tangencial

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ Tensión principal mayor, intermedia y menor.

σ_m Tensión media $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$

ϕ, ϕ' Angulo de fricción interna condiciones no saturado, y saturado

ω Humedad del suelo

ϕ^b : ángulo que cuantifica la contribución de la succión en la resistencia al corte cuando la variable elegida es $(\sigma - u_a)$

γ_d : Peso específico aparente seco

γ_s : Peso específico de las partículas

Θ : Contenido volumétrico de agua

χ : parámetro relacionado con o grado de saturación.

1 INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

La compactación de suelos es una técnica largamente usada en la construcción de represas, carreteras y terraplenes, etc., con la finalidad de proporcionar al suelo propiedades mecánicas apropiadas. Debido a su aplicabilidad, el comportamiento de suelos compactados viene siendo ampliamente estudiado en los últimos años, principalmente con relación a obtención de modelos de comportamiento. Los detalles del procedimiento de compactación, así como el contenido de agua y esfuerzos de compactación, son conocidos por tener una significativa influencia en el comportamiento mecánico de suelos finos compactados. La influencia del procedimiento de compactación en el subsiguiente comportamiento mecánico es generalmente asignada a las diferentes fábricas del suelo resultantes del método de compactación utilizado.

Algunos efectos del procedimiento de compactación en el comportamiento mecánico, que no pueden ser explicados por la variación del estado inicial del suelo, son atribuidos a la diferencia en la fábrica del suelo. Muchos autores tienen observado, con base en la microscopia, que las diferencias de estructura en suelos finos compactados son resultado de cambios en el contenido de agua en la compactación. Las muestras compactadas en la rama seca tienden a tener una doble estructura, presentando una macro-estructura que consiste en una voluminosa cantidad de agregados de arcilla separadas por pequeños vacíos. Las muestras compactas en la rama húmeda, no obstante, presentan una estructura homogénea. La ocurrencia de diferentes estructuras inducidas por la compactación ha conducido a que tradicionalmente se haya considerado que los suelos producidos por diferentes procedimientos de compactación actúen como materiales fundamentalmente diferentes. (Lambe, 1958)

Comprender el comportamiento de los suelos compactados requiere no solo información sobre la densidad y la humedad de compactación (o información equivalente en términos de tensión de fluencia y succión) pero también una consideración adecuada de microestructura. Un marco conceptual que incorpora información microestructural para el comportamiento de suelos compactados. La microestructura se cuantifica mediante una variable de estado que se relaciona con micro vacíos y la relación de vacíos total. Los micro vacíos tienden a mantener su valor original "post compactado" durante las

subsiguientes trayectorias de tensión-succión en suelos arcillosos medianamente plásticos. Mientras que cambios en la relación de vacío total asociado con cambios de tensión y succión, sin embargo, modifican la variable de estado microestructural, que se convierte en un parámetro de estado con influencia directa sobre la tensión y succión efectiva. (Alonso et al. 2003)

En los suelos no saturados la succión influye directamente en la resistencia al corte y en la deformabilidad de los mismos. Así, determinar las relaciones constitutivas y modelos de análisis que incorporan a la succión para el estudio de la resistencia o deformación de suelos no saturados se convirtió en una premisa para un nuevo enfoque teórico y práctico de los problemas con estos materiales.

En principio, las leyes constitutivas para suelos no saturados pueden ser usadas para modelar los suelos compactados. Si un tipo de suelo (definido por su mineralogía, granulometría, etc.) es compactado, su estructura y estado inicial dependerá del proceso de compactación, contenido de agua usado y la densidad seca obtenida después de la compactación. En los modelos elasto-plásticos se pueden definir los dos tipos de variables: parámetros de modelo y variables del estado inicial. Los parámetros de modelo deben ser constantes e independientes de los cambios de tensiones externas y de succión. Por otra parte, las variables del estado inicial son las tensiones y la succión inicial, y en el caso de modelos elastoplásticos, los parámetros que definen la superficie de fluencia inicial (estado tensional y succión).

En suelos compactados, se presentan evidencias que sugieren un comportamiento anisótropo y que esta aparente anisotropía desaparece después que se colapsa la muestra con la saturación o se somete a importantes tensiones de confinamiento. Con base en estas informaciones, en conjunto con ensayos de humedecimiento y compresión triaxial, se podrían planear modelos hidromecánicos sobre el comportamiento de suelos compactados de estructura abierta, que consideren la anisotropía inducida por la compactación.

Por otra parte, los suelos anisótropos pueden estar sometidos a tensiones intermedias principales diferentes de la mayor o de a menor (normalmente se considera igual a la principal menor) o a la rotación de las tensiones principales. La rotación de las direcciones de las tensiones principales en el suelo puede ser debida a fenómenos naturales

(terremotos, movimientos de tierra). También pueden ser por causa de obras de ingeniería, como los ejemplos mostrados en la Figura 1.1, donde α es el ángulo de rotación de la tensión principal mayor en relación a vertical, y σ_1 , σ_2 , y σ_3 son las tensiones principales mayor, intermedia y menor, respectivamente. Usualmente, se utiliza el parámetro b ($b = \sigma_2 - \sigma_3 / \sigma_1 - \sigma_3$) para valorar la influencia de la tensión intermedia en el material.

Para asociar trayectorias de tensiones de elementos en el suelo con las condiciones de carga en el campo, se debe tener en cuenta la rotación de la dirección de las tensiones principales asociadas con variaciones en su magnitud. Esta rotación se produce cuando las direcciones principales del tensor de incremento de tensión no coinciden con las direcciones principales del tensor de tensiones inicial. La rotación de la dirección de los esfuerzos principales puede ser simuladas en laboratorio a través de varios tipos de equipos y ensayos. El cilindro hueco (hollow cylinder) es el único dispositivo que combina la carga axial, torsión y las presiones internas y externas en una muestra de suelo tubular hueco sometido a condiciones de tensión controlada, por lo que es posible controlar la dirección y magnitud de las tensiones principales sobre una muestra. Este equipo proporciona la oportunidad de controlar, en las trayectorias de tensiones, el valor de las tres tensiones principales y la orientación de la tensión principal mayor en relación a la vertical.

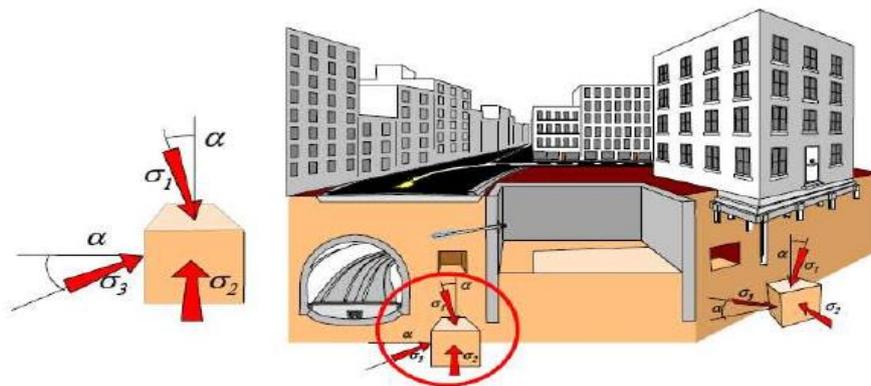


Figura 1.1: Ejemplo de rotación de las tensiones principales en obras de ingeniería en sitios urbanos (Nasreddine, 2004)

Cárdenas (2018), ejecutó ensayos utilizando un equipo cilindro hueco con una mezcla de suelo idónea en función de las trayectorias de ensayo propuestas, que cumplieran ciertas características de permeabilidad, resistencia adecuada para la fabricación, y sobre todo que fueran colapsables. Se llevó a cabo ensayos en muestras saturadas y no saturadas para

determinar las características de respuesta del equipo bajo diversas condiciones y trayectorias con p y q constantes bajo diferentes valores del parámetro b . También se realizaron ensayos de colapso con un valor de q constante (e igual a 200kPa) para diferentes valores de b .

Visando dar continuidad al estudio empezado por Cárdenas (2018), una aportación interesante al estado actual del conocimiento sería el estudio experimental del efecto de los cambios tensionales (incluyendo el efecto de la anisotropía y el cambio de orientación en las tensiones principales) y de la evolución de su succión-grado de saturación en el comportamiento de un suelo fino compactado. En particular, este estudio debería incluir la evolución del tamaño y la forma de la superficie de fluencia y los fenómenos de colapso asociados a cambios de saturación.

1.2 OBJETIVO PRINCIPAL Y OBJETIVOS SECUNDARIOS

En base a los antecedentes surge el interés de la continuidad de la investigación y el desarrollo del presente trabajo. El comportamiento hidro-mecánico del suelo compactado frente a sollicitaciones de carga y cambios de humedad (o succión inicial) ha sido estudiada en muchas investigaciones. Sin embargo, estos estudios han sido desarrollados principalmente en equipos edométricos, corte directo y triaxiales convencionales. Debido a la poca existencia de resultados en suelos compactados bajo un estado generalizado de tensiones se motivó la realización del presente trabajo, buscando una comprensión mejor de la anisotropía inducida a través de la caracterización del comportamiento elasto-plástico y su evolución con las variaciones de succión y estados generalizados de tensiones.

Para lograr la comprensión del comportamiento del material estudiado, se hace necesario poder contar con un equipo de laboratorio completo, que permita un mayor grado de libertad del control del estado tensional impuesto. Para eso se utilizó el equipo de cilindro hueco. Los objetivos principales de este trabajo de investigación son:

- Buscar una mezcla de suelo para los ensayos que presente ciertas características de permeabilidad, resistencia adecuada para su manipulación y ejecución de los ensayos previstos y que presente colapso frente saturación.

- Analizar la superficie de fluencia para la condición triaxial de tensión ($b=0$) utilizando diferentes modelos constitutivos.
- Analizar el efecto del valor de la tensión principal intermedia a través del parámetro b (o ángulo de Lode, θ) en la evolución de la anisotropía y en la resistencia mecánica del material.
- Estudiar el efecto de la rotación de la tensión principal en la anisotropía inicial del suelo compactado y la aplicación de cargas cíclicas a bajas deformaciones.
- Verificar el comportamiento al colapso para diferentes valores del parámetro b con diferentes valores de tensión desviadora.
- Modificar los modelos en función de los resultados experimentales, buscando parámetros y haciendo los cambios que fueran necesarios, verificando si los parámetros dependen experimentalmente del valor de θ (o b) y de la succión.

1.3 METODOLOGIA

Inicialmente, se estudió el empleo de algunos tipos de suelo, procedentes de diversos orígenes y se eligió para el estudio una mezcla de suelos que posea una permeabilidad relativamente alta, presentara deformaciones importantes frente saturación y cambios de tensiones, tuviera una resistencia suficiente para su cómoda manipulación y dentro de la capacidad de los equipos disponibles, y que presentara una cierta anisotropía inicial tras ser compactado.

Se realizaron, primeramente, ensayos granulométricos y límites de Atterberg, a fin de obtener la clasificación geotécnica de los posibles suelos a utilizar. Después se realizaron diversas pruebas mezclando los suelos con la finalidad de obtener un material con características ya citadas y que sean adecuadas para los objetivos del estudio.

Las mezclas de suelo fueron compactadas con diferentes técnicas de compactación y humedad. Se utilizó la compactación dinámica con Proctor normal y la compactación estática. Se obtuvo las curvas de compactación y se determinó la estructura y succión tras la compactación. También, se hicieron compresiones simples para obtener las tensiones

de rotura para las diferentes condiciones de compactación, a fin de observar el comportamiento de las muestras con diferentes porcentajes de mezcla.

Se ejecutaron ensayos de compresibilidad edométrica para caracterizar el comportamiento frente a colapso y para obtener las diferentes curvas de compresión para las condiciones de compactación de las muestras. Con los ensayos se pudo observar los porcentajes de colapso para las diferentes densidades y humedades iniciales, así como las tensiones aplicadas que presentan mayor colapso. También, teniendo las curvas de compresión, se puede obtener algunos parámetros de deformabilidad y tensiones de pre-consolidación, tanto para las condiciones saturadas como no saturadas. Estos parámetros son necesarios para usar en modelos constitutivos de comportamiento del suelo. Para verificar la resistencia, también se ejecutaron ensayos de corte directo, tanto en la condición saturada, como a humedad constante. Así, se podría obtener el ángulo de fricción y la envolvente de rotura para el material en estudio.

Para analizar la anisotropía inicial del suelo compactado se realizaron ensayos en el equipo triaxial convencional con diferentes oblicuidades en las trayectorias de tensiones ($\eta=q/p$) y diferentes humedades, sin rotación de las tensiones (Figura 1.2). De esta forma, se pudo observar el comportamiento del material frente a esos cambios de tensiones, dibujar las superficies de fluencia, y también obtener parámetros constitutivos del material.

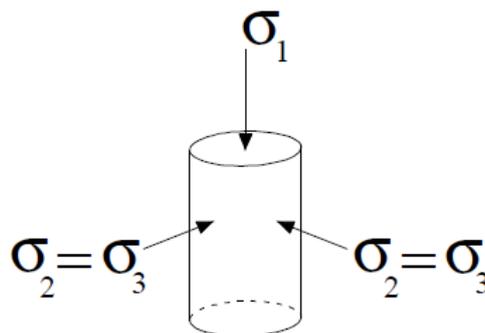


Figura 1.2: Dirección de las tensiones principales clásicas (sin rotación) en el equipo triaxial convencional $\sigma_2 = \sigma_3$. (Bishop and Wesley, 1975)

Para valorar el efecto de la tensión intermedia se ejecutaron ensayos en el equipo cilindro hueco (Figura 1.3) con diferentes valores de $b = (\sigma_2 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)$ ($b=0,5; 0,8$) y trayectorias de tensión con diferentes oblicuidades (η) sobre muestras con la humedad de

compactación y en condiciones saturadas. Se evaluó tanto la deformabilidad como la forma de las superficies de fluencia y la resistencia del material. En este estado generalizado de tensión ($\sigma_2 \neq \sigma_3$) en diferentes valores de b y trayectorias $p:q$ (sin rotación) se añadió un eje nuevo (θ o b), en el espacio de tensiones generalizadas (p, q, θ), siendo θ el ángulo de Lode. La Superficie de fluencia tendrá una forma nueva y diferentes superficies de fluencia para diferentes valores de b o θ .

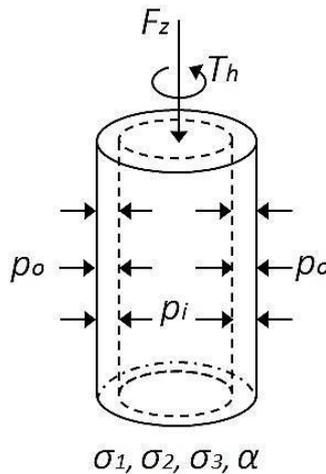


Figura 1.3: Ilustración de las tensiones en cilindro hueco torsional (HCA) (High et al. 1983)

Para estudiar los efectos de en la inclinación de la carga en relación a la dirección de compactación estática, la anisotropía inducida por la compactación, y la rotación de las tensiones principales del suelo compactado, se procedió a aplicar trayectorias de tensiones con diferentes ángulos de inclinación de la tensión principal mayor con respecto a la dirección de compactación. También se realizaron ensayos con carga cíclica rotacional a bajas deformaciones, utilizando el material de investigación y muestras de bentonita MX-80, mirando la obtención del módulo de corte y comprobando la utilización del equipo de cilindro hueco para diferentes materiales y condiciones de ensayo.

Se interpretaron las trayectorias tensionales utilizando modelos constitutivos para la superficie de fluencia existentes. Se buscaron los parámetros de los modelos y, si es necesario, modificar los modelos en base a los resultados obtenidos. En concreto, se verificó si los parámetros dependen experimentalmente del valor de θ (o b). También se miró la influencia de la succión en los modelos constitutivos, buscando una forma de corregir el estado tensional en función de la succión.

Como las variables tensionales dependen de las tensiones aplicadas, con los datos de variación de la dirección de las tensiones e influencia de la tensión intermedia, se podría modificar los modelos, acoplando la dependencia de estos parámetros y verificarlos con los datos experimentales obtenidos.

Por último, se hicieron ensayos de colapso en equipo triaxial convencional ($b=0$) y en cilindro hueco (diferentes valores de b), variando el valor de tensión desviadora. Se utilizó el modelo BBM (Barcelona Basic Model) para el análisis de los resultados.

1. 4 ESTRUCTURA DE LA TESIS

La tesis está dividida en 9 capítulos. El primer capítulo se trata de la introducción y se presenta la motivación, los objetivos y la metodología de la investigación. El segundo capítulo presenta un breve estado del arte sobre los principales temas abordados en este estudio, presentando algunos conceptos sobre anisotropía, los equipos que se utilizan y comentando las principales conclusiones obtenidas por investigadores anteriores.

El capítulo tres presenta el plan de estudio, donde está explicada la elección del material, los ensayos preliminares y la metodología de ensayos en triaxial y cilindro hueco. El cuarto capítulo presenta los resultados obtenidos en los ensayos triaxiales y el capítulo cinco, presenta los resultados preliminares de los ensayos en cilindro hueco para pequeñas deformaciones y cargas cíclicas utilizando dos materiales (una bentonita, MX-80, y la mezcla de arcilla y arena).

El capítulo seis presenta los resultados en equipo cilindro hueco para el estudio de la resistencia para los diferentes valores del parámetro b y rotación de la tensión principal mayor. También se presenta los análisis de los resultados y los modelos aplicados para describir el comportamiento del material, buscando corregir la resistencia en función de la succión y el ángulo de Lode. Se modeló las curvas de flujo plástico utilizando el modelo de Lagioia et al. (1996) para las diferentes trayectorias tensionales. Se presenta las superficies de fluencia para los diferentes casos analizado, mirando la anisotropía del material.

En el capítulo ocho se presentan los resultados de los ensayos de colapso, mostrando la comparación de los datos experimentales con los modelos de infiltración y de

deformación utilizando el modelo BBM. El capítulo nueve presenta las conclusiones y comentarios finales sobre la investigación, así como también las futuras líneas de estudio abiertas tras este trabajo para su continuidad.

1. 5 PUBLICACIONES

Durante el desarrollo de la tesis, se han publicado y presentado en diversas conferencias internacionales artículos de investigación sobre algunos aspectos estudiados en la investigación, de las que se hace referencia a continuación con un breve resumen.

- Cárdenas, O. E., Weber, R. C., Romero, E., Lloret, A. y Suriol, J. (2015). “Studying collapse behaviour of Sandy silt under generalised stress conditions”. *Proc. 6th Int. Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials*, IOS Press Amsterdam, 462-469, doi 10.3233/978-1-61499-601-9-462.
 - Se presentan resultados de los ensayos de colapso realizados en equipo triaxial y equipo de cilindro hueco. Los resultados estaban destinados a calibrar los parámetros del modelo constitutivo elastoplástico totalmente acoplado propuesto por Della Vecchia (2013) y que está formulado en términos de la tensión media de la estructura del suelo.

- Romero, E., Cárdenas, O. E., Lloret, A. y Weber, R.C. (2016). “Hydro-mechanical behaviour of Sandy silt under generalized stress conditions”. *Proc. 3rd European Conference on Unsaturated Soil*, E3S Web of conferences 9, 14014, 1-6, doi 10.1051/e3sconf/20160914014.
 - Este artículo presenta algunos resultados de la respuesta de colapso en la mezcla de arena y arcilla ensayadas en equipo de cilindro hueco con tensión media constante ($p=200\text{kPa}$) y tensión desviadora ($q=200\text{kPa}$), a diferentes valores del parámetro b . Los ensayos de resistencia al corte fueron realizados con tensión media constante, diferentes valores del ángulo de Lode, a humedad constante y saturado. Se obtuvieron resultados consistentes de resistencia al corte en comparación con los resultados de compresión y extensión triaxiales a diferentes humedades, lo que permitió definir la variación de la posición de la línea de estado crítico con el ángulo de Lode y la succión. Los resultados de mojado en ensayos de saturación bajo carga indicaron que el colapso bajo tensiones medias y desviadoras constantes fue mayor cuando la tensión intermedia coincidió con la menor, es decir, bajo el estado de compresión triaxial axi-simétrica convencional ($b=0$). Esto es una consecuencia de las deformaciones por corte dominantes que ocurrieron durante la saturación cuando el punto de tensión alcanzó la línea de estado crítico en $b=0,5$ y $0,8$.

- Romero, E., Cárdenas, O.E., Lloret, A. y Weber, R.C. (2017). “Shear Strength Properties and Collapse Response of Sandy Silt under Generalized Stress State”. *Proc. Second PanAmerican Conference on Unsaturated Soils. ASCE. Pp.350-359.*
 - El artículo presenta resultados preliminares sobre las propiedades de resistencia al corte y la respuesta al colapso de una mezcla compacta de baja densidad de arena y arcilla en un equipo de cilindro hueco. Los ensayos de resistencia al corte en dos estados hidráulicos contrastantes diferentes (post compactación y saturados) se realizaron con una tensión media constante y diferentes ángulos de Lode. Los resultados permitieron definir la variación de la línea de estado crítico con ángulo de Lode y succión matricial. La respuesta al colapso se estudió bajo tensión media constante ($p=200$ kPa) y tensión desviadora ($q=200$ kPa), y en diferentes tensiones principales intermedias. Los resultados de los ensayos seleccionados se interpretaron con el Barcelona Basic Model, en el que se han considerado cambios en la línea de estado crítico con el ángulo de Lode.

- Romero, E., Lloret, A., Weber, R.C., Gómez, R. (2018). Shear modulus of statically compacted MX-80 bentonite determined through triaxial and hollow cylinder tests. CIMNE Report to Saanio & Riekkola Oy (SROY), Finland.
 - El trabajo tenía como objetivo medir el módulo elástico de corte bajo diferentes condiciones, grados de saturación, nivel de deformación y estado de tensiones de muestras de bentonita MX-80. Tres muestras para ensayo en triaxial fueron compactadas con grados de saturación de 0,85, 0,9 y 0,95. Los ensayos fueron ejecutados con tensión isotropa igual a $p=1600$ kPa y para cada ensayo, se ejecutó tres ciclos de tensión vertical y descarga. Nueve muestras fueron ensayadas en equipo de cilindro hueco con la misma variación de grado de saturación. Para cada muestra fueron llevados a cabo ensayos con variación de la trayectoria de tensiones con los valores de $K=\sigma_r/\sigma_z$ igual a 1, 0,5 and 1,11 manteniendo una tensión media $p=800$ kPa. Después del proceso de consolidación tres niveles de deformación cíclica de corte fue aplicada (0,004; 0,008; 0,015). La comparación de los resultados obtenidos en los diferentes tipos de ensayos muestra que los módulos obtenidos en el cilindro hueco son más bajos que los obtenidos en el triaxial debido al efecto de la menor densidad de las muestras ($1,63$ Mg/m³ vs $1,4$ Mg/m³) y la tensión de confinamiento (1600 kPa vs 800 kPa).

2 ESTADO DE ARTE

En este capítulo se presenta una revisión del estado de arte sobre suelos considerando su anisotropía e incluyendo su comportamiento, estructura y modelos constitutivos desarrollados. La primera parte describe la estructura de los suelos anisótropos y como se originan. A continuación, se habla sobre el comportamiento hidro-mecánico de estos materiales, cómo se comporta la superficie de fluencia y se presentan algunos de los modelos constitutivos más conocidos. Por último, se comenta sobre los equipos experimentales existentes para el estudio de la anisotropía y sus limitaciones.

2.1 ESTRUCTURA DEL SUELO

Es sabido que la estructura del suelo, posee anisotropía debido a su formación natural o artificial. En suelos naturales, la anisotropía inicial es debida a la sedimentación bajo condiciones edométricas con deformaciones unidimensionales y resultado de una condición de tensión K_0 . La anisotropía inicial puede ser cambiada por alteraciones de carga que producen deformaciones plásticas y así, cambia la orientación de las partículas y agregados dentro de la estructura del suelo. La anisotropía producida por deformaciones plásticas después de un proceso de formación inicial es normalmente referida como anisotropía inducida o evolutiva. Técnicas de compactación que envuelven deformación unidimensional son normalmente usadas en campo y laboratorio para producir suelos artificiales y estas técnicas han mostrado la formación de una estructura anisótropa debido al proceso de compactación. Casagrande y Carrillo (1944) apuntaron la importancia de la anisotropía en la mecánica de los suelos y, notaron dos diferentes orígenes, inherente e inducida. La Figura 2.1 muestra la estructura del suelo compactado de la arcilla de Barcelona.

Estructuras anisotrópicas conducen a anisotropía de las propiedades mecánicas. En este aspecto, algunos investigadores tienen observado evidencias de un comportamiento mecánico anisótropo en suelos compactados y suelos depositados naturales no saturados. Los resultados presentados por Cui y Delage (1996), sobre un limo compactado de forma unidimensional, y Futai y Almeida (2005) en un suelo residual, sugieren que las curvas de fluencia a succión constante son inclinadas en el plano ($q:p$, donde p representa la tensión media neta, $p-u_a$). Es posible que la deformación anisótropa sufrida por la muestra

durante la compactación construya una estructura anisótropa transversal, que presenta una mayor rigidez y resistencia en la dirección axial. (Gens, 1996)

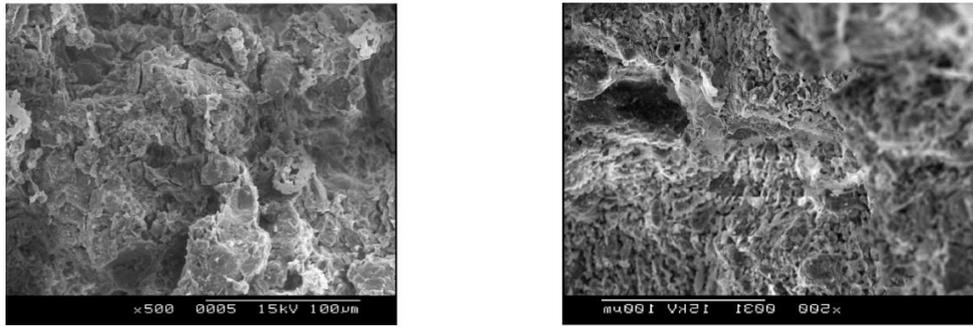


Figura 2.1: estructura de la arcilla de Barcelona compactada en el lado seco de la curva de compactación (izquierdo) y en el lado húmedo (derecho). (Alonso et al., 2013)

2.2 ESTUDIOS PIONEROS EN EL COMPORTAMIENTO RESISTENTE EN SUELOS ANISÓTROPAS

La influencia de la anisotropía en el comportamiento de suelos saturados viene siendo estudiada desde el último cuarto del siglo XX. Hay muchos modelos elasto-plásticos para suelos saturados que incorporan la estructura del material. En algunos de estos modelos, la anisotropía es considerada como una distorsión o giro de la superficie de fluencia en el espacio de tensiones con respecto al eje hidrostático, donde la cantidad del giro depende la acumulación de deformaciones plásticas volumétricas o de corte. Desde la publicación del Barcelona Basic Model (BBM) de Alonso et al. (1990), se ha producido un importante progreso en el desarrollo de modelos elasto-plástico en suelos no saturados. Sin embargo, el efecto de la estructura anisótropa en el comportamiento del material no ha recibido la misma atención.

La descripción y análisis del cambio en las condiciones hidráulicas pueden llevarse a cabo en base en un modelo hidromecánico acoplado (por ejemplo, Vaunat et al. 2000). Para llevar a cabo este análisis y la mejora de tales modelos, es necesario tener un número adecuado de curvas de retención para diferentes densidades con los que se pueda describir su evolución con respecto a los diferentes estados de carga y, en la continuación, se hagan trayectorias de tensión adecuadas de mojado y secado. Por otra parte, para profundizar en el conocimiento de los suelos compactados es necesario investigar el efecto de la densidad seca y el contenido de agua de la compactación del suelo en el comportamiento

hidromecánico mediante el análisis de la anisotropía inducida por la compactación, la curva de retención y su evolución con la densidad.

Buenfil (2007) señaló que la forma de la superficie de fluencia, que se obtiene con las tensiones de fluencia en las trayectorias isotrópicas son coherentes con el modelo de Alonso et al. (1990). Sin embargo, se observó que se podrían estudiar fenómenos interesantes, tales como el comportamiento en la rama de succiones altas, donde la inclinación de la superficie de fluencia de la curva de compresión (LC) se muestra próxima a la vertical, lo que refleja poca variación en la tensión de fluencia con el aumento de la succión. Este fenómeno puede estar relacionado con las curvas de retención observadas donde en succiones muy altas, el agua aparentemente se encuentra en los poros intra-agregados.

En succiones bajas, la arcilla roja de Barcelona estudiada por Buenfil (2007), presenta un gran cambio en la tensión de fluencia entre las succiones de 0 y 10 kPa, lo que puede estar relacionado con el efecto del grado de saturación sobre la compresibilidad de la muestra. Además, en trayectorias de mojado las deformaciones más relevantes se producen en bajas succiones y son pequeñas en succiones altas. Estos datos del estudio sugieren una posible relación entre las tensiones de fluencia y el colapso con el contenido de agua (o grado de saturación), lo que constituye una característica común de los modelos hidromecánicos acoplados.

Estudios pioneros restringían el comportamiento de la superficie de fluencia a trayectorias de carga y descarga en una misma dirección, examinándola en un espacio de tensiones con componentes isotrópicos y desviatorios. En la Figura 2.2 se puede ver la diferencia en la superficie de fluencia para arenas consolidadas isotrópicamente (izquierda) y anisótricamente (derecha), respectivamente, presentada en Iwashita & Oda (1999). Las muestras fueron consolidadas bajo tensión confinante de 600kPa, seguida de una descarga radial y aumento o reducción de la tensión axial en la gráfica izquierda, mientras que, en la derecha presenta muestras consolidadas bajo tensiones anisótropas y descargadas sobre la línea K_0 , para entonces ser llevadas a rotura. Otra trayectoria fue hecha descargando hasta el punto B y llevada al punto C, mostrando que la fluencia (yield) no depende solo del punto final de tensión, sino también de la historia de las tensiones sufridas (anisotropía inducida), cambiando el tamaño y forma de la superficie de fluencia.

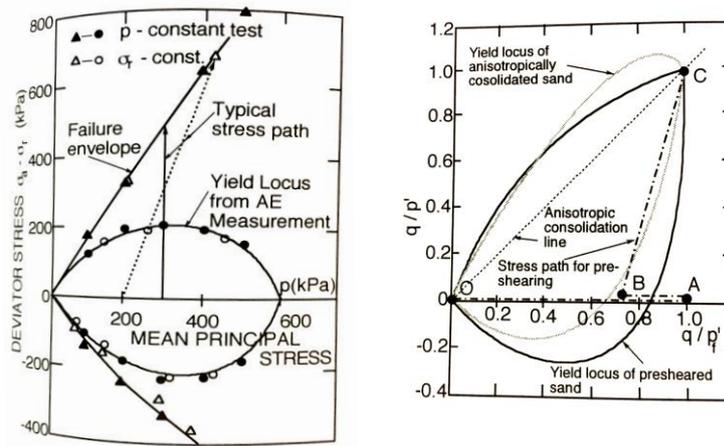


Figura 2.2: Superficie de fluencia para muestras con consolidación isotrópica (izq.) y anisótropa (der.) (Iwashita & Oda, 1999)

Oda (1972) comenta que materiales granulares son más o menos anisótropos en sus micro-estructuras, y que su ángulo de fricción interno suele cambiar dependiendo de la dirección de la tensión principal mayor y reconoce dos tipos de anisotropía para la micro-estructura:

- por orientación preferencial de las partículas no esféricas (tipo I).
- por orientación preferencial del vector unitario normal a la superficie de contacto (tipo II).

La anisotropía inherente se manifiesta por la tendencia de partículas no esféricas, cuando se depositan bajo acción gravitacional, sobre un plano horizontal con sus ejes paralelos a ellos. Este tipo de anisotropía es bien preservada hasta la rotura, donde tiene un efecto en el ángulo de fricción interno. Se observa una reducción de 15% variando δ (ángulo del plano de sedimentación y de la dirección de la carga, también llamado de α , en otras referencias) de 90° a 30° . Esta reducción es mayor que la experimentada por variaciones de σ_2 , debido a la rotación de las partículas durante el corte. En el plano de deformaciones esa variación es pequeña, y la anisotropía se mantiene preservada hasta la rotura. La Figura 2.3 muestra esta diferencia en el ángulo de fricción.

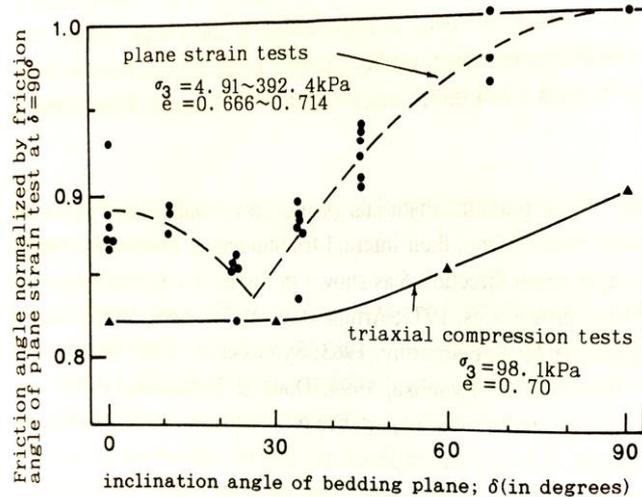


Figura 2.3: Variación de ϕ debido al ángulo del plano de sedimentación (δ).
(Oda,1972)

La anisotropía inherente del tipo II es fácilmente reconstruida durante la deformación de corte. Debe ser notado que la anisotropía tipo II tiene un papel importante en la comprensión de las deformaciones plásticas sufridas por los suelos granulares bajo un estado de tensiones general, incluyendo rotación en la dirección de las tensiones.

Las partículas de arcilla son laminares y se depositan perpendicularmente a la dirección de la consolidación K_0 . Así, es esperado un comportamiento anisótropo. Esta anisotropía inherente puede ser fácilmente modificada durante sucesivas acciones de corte (tensión desviadora). Este tipo de anisotropía aparente, conocida como anisotropía inducida, surge cuando el estado de tensiones inicial actuante durante la consolidación K_0 es cambiado por un aumento de la tensión de corte.

Muchos estudios experimentales muestran que la resistencia no drenada de arcillas cambia dependiendo de la dirección de la tensión principal mayor con respecto al eje mayor de consolidación. Dos tipos de anisotropía pueden ser percibidos:

- con respecto a los valores de los parámetros de resistencia al corte.
- con respecto al exceso de presión de poro desarrollado durante el corte a rotura.

Ducan y Seed (1966) concluyeron que la anisotropía expresada en términos del parámetro de Skempton (A_f), es primeramente responsable de las diferencias observadas en la resistencia no drenada en la dirección horizontal y vertical. El efecto de la anisotropía en

los parámetros resistentes en términos de tensiones efectivas es pequeño. En arcillas preconsolidadas ($OCR=5,3$) se observa que la resistencia anisótropa no es causada por los parámetros ϕ (ángulo de fricción) y c (cohesión), y que c_u (resistencia no drenada) es mínima con δ de 30° y máxima en 0 , y que el OCR no cambia significativamente su variación. La Figura 2.4 muestra los cambios de c_u con el ángulo de inclinación de la carga respecto al plano de sedimentación (δ o α).

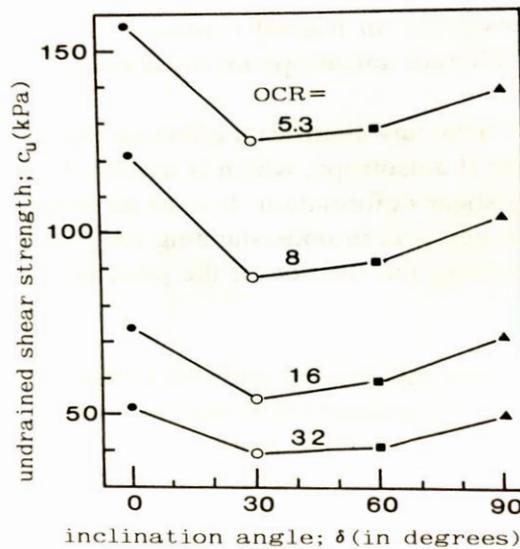


Figura 2.4: Variación de c_u con la inclinación δ . (Ducan y Seed, 1966)

Symes et al. (1984) estudiaron la influencia de la anisotropía de suelos arenosos en un cilindro hueco torsional con el fin de analizar el comportamiento no drenado de una arena medianamente compacta ejecutando tres tipos de ensayos con diferentes valores de parámetro b constante:

- tres ensayos con α constante para verificar la influencia de la anisotropía inicial: se evaluó la influencia de la anisotropía inherente, que se mostró bastante pronunciada. Se observó que la envolvente de rotura cambia de acuerdo con la dirección de la carga y que el valor de la tensión desviadora en rotura (q_f) obtenido para un α de 45° fue del 52% menor que para un α de 0° .
- dos ensayos donde se estudió el efecto de la variación de α en la misma muestra: se verificó que la rotación de las tensiones no influye en los valores de rotura. Cuando la tensión principal vertical era rotada de 0° a 45° el material presentó el mismo valor para la relación q/p' en la rotura que para el ensayo realizado con α

constante igual a 45° ; comportamiento semejante se observó para el ensayo donde α fue variando de 45° a 0° .

- un ensayo con rotación cíclica de la dirección de la tensión principal mayor: la rotación de la dirección de las tensiones principales para un valor de q constante, no presentó efectos significativos de anisotropía. Después de la carga cíclica aplicada, α fue rotado a 45° y la relación q/p' no fue afectada. Se concluyó que la anisotropía inherente inicial de este suelo es el factor que controla su comportamiento en cuanto a resistencia al corte.

Miura et al. (1986) realizaron ensayos en arena densa de Toyoura, utilizando un equipo de cilindro hueco (altura de 200mm, diámetro interno de 150mm y diámetro externo de 314mm). Las muestras fueron consolidadas con tensión isotrópica igual a $p'=98\text{kPa}$. La carga monotónica en condiciones drenadas fue aplicada fija con la dirección de la tensión principal a diferentes inclinaciones. Si la muestra es isotrópica en sus propiedades, el comportamiento de deformación no depende de la dirección de las tensiones durante el corte. Puede ser observado de los resultados que la deformación de corte responde intensamente a la dirección de la tensión principal. La respuesta rígida es vista por la carga vertical en su deposición. La relación de tensiones en rotura disminuye drásticamente al aumentar el valor del ángulo.

Con base en los conceptos de comportamiento de deformaciones, la arena es gobernada por el mecanismo de deslizamiento en un plano de deslizante que el modelo llama de modelo de deslizamiento multi-direccional, desarrollado para suelos sin cohesión con estructura y propiedades mecánicas anisótropas. La Figura 2.5 presenta la representación de los planos considerados para el modelo. Ese modelo es generalmente aplicado a condiciones de tensión que incluye rotación arbitraria de las tensiones. El incremento de deformaciones dada en el plano de deslizamiento fue formulado por una relación hiperbólica cuadrática entre la deformación de corte y la razón de tensiones, y una relación lineal entre la tensión de corte normal y la razón del incremento de deformación. El modelo fue verificado con datos experimentales obtenidos de ensayos de corte drenado en arena densa anisótropa ensayada en cilindro hueco. Los resultados mostraron que el comportamiento a deformación calculado bajo condiciones de tensión con o sin rotación, puede ser determinado por algunos parámetros relevantes.

La Figura 2.6 presenta la relación de las medidas entre las deformaciones de corte y el incremento de la dirección de la tensión principal y, se observó que el incremento de deformación tiende a ser suprimido en el comienzo de la rotación y después de la rotación de los ejes de la tensión principal, después de algunos grados, alcanzando un máximo después de 180°. (Miura et al.,1986)

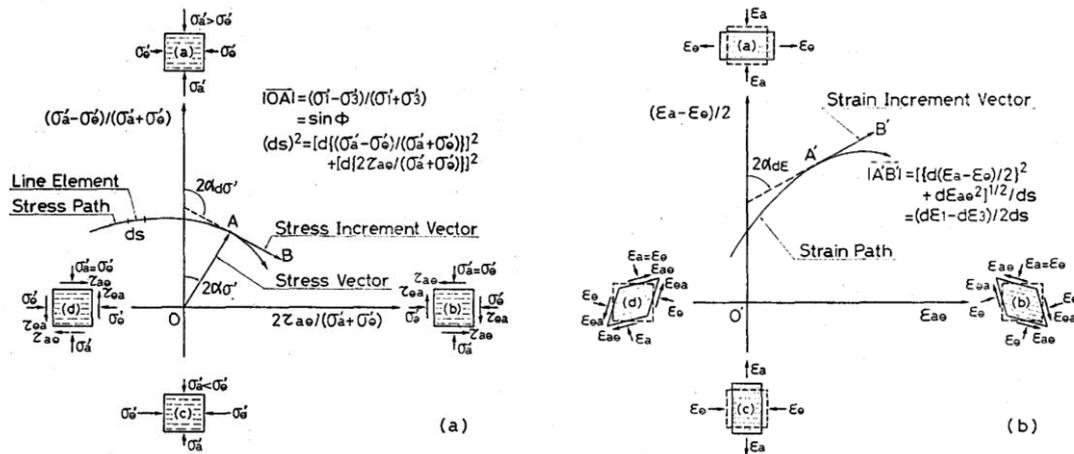


Figura 2.5: Representación de las tensiones de corte y deformaciones en el plano a-θ: a) trayectoria de tensión, vector de tensión y vector de incremento de tensión en el plano normalizado; b) trayectoria de deformación y vector de incremento de deformación en el plano de deformación (Miura et al. 1986).

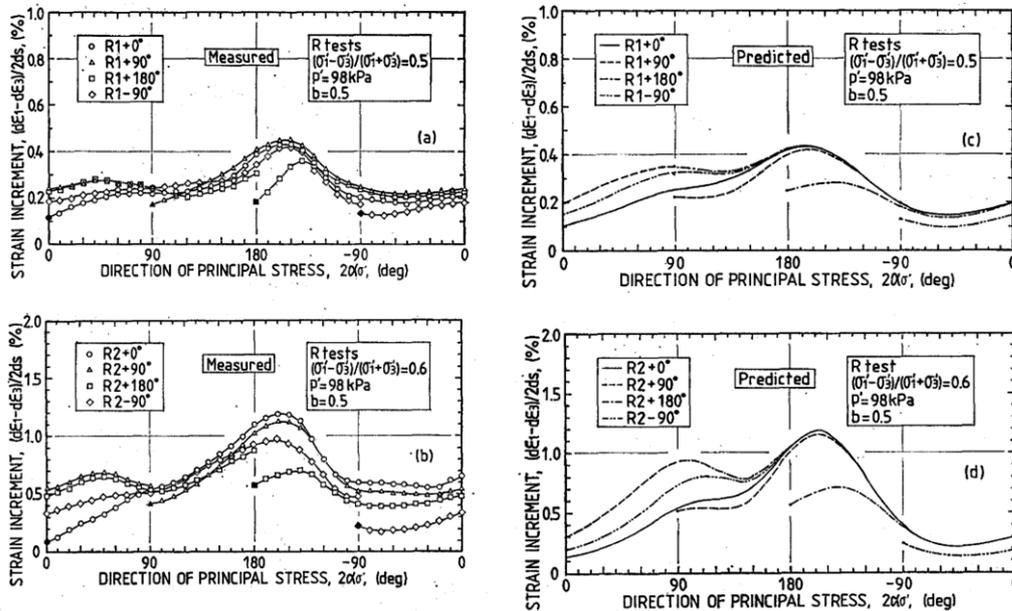


Figura 2.6: Comparación de los resultados experimentales (a y b) y los obtenidos por el modelo (c y d) para las dos muestras ensayadas (R1 y R2) (Miura et al. 1986).

Miura et al. (1986) explicaron esta observación usando el concepto de movilización de los planos de Matsuoka (1974) (Figura 2.7), el cual sugiere que la máxima deformabilidad ocurre cuando los planos movilizados (plano de máxima oblicuidad de tensión) y el plano de sedimentación, coinciden. En rotura el plano movilizado está inclinado con la dirección de la tensión principal mayor por, aproximadamente, 30° . Así, cuando la inclinación de la tensión es de unos 60° con la vertical, el plano movilizado tendría un ángulo de 90° con la vertical. Esto explicaría porque la menor resistencia se obtiene para un ángulo α de 60° .

La Figura 2.8 enseña la relación entre la tensión desviadora y la deformación para diferentes valores de la dirección de la tensión principal mayor. Para α de 0 a 30° y 60° a 90° el cambio de resistencia no fue muy significativo, mientras que de 30° a 60° el cambio es evidente. El valor de resistencia máximo fue obtenido con α de 0 y el mínimo con α de 60° , donde hay una reversión se pasa a ganar resistencia hasta los 90° .

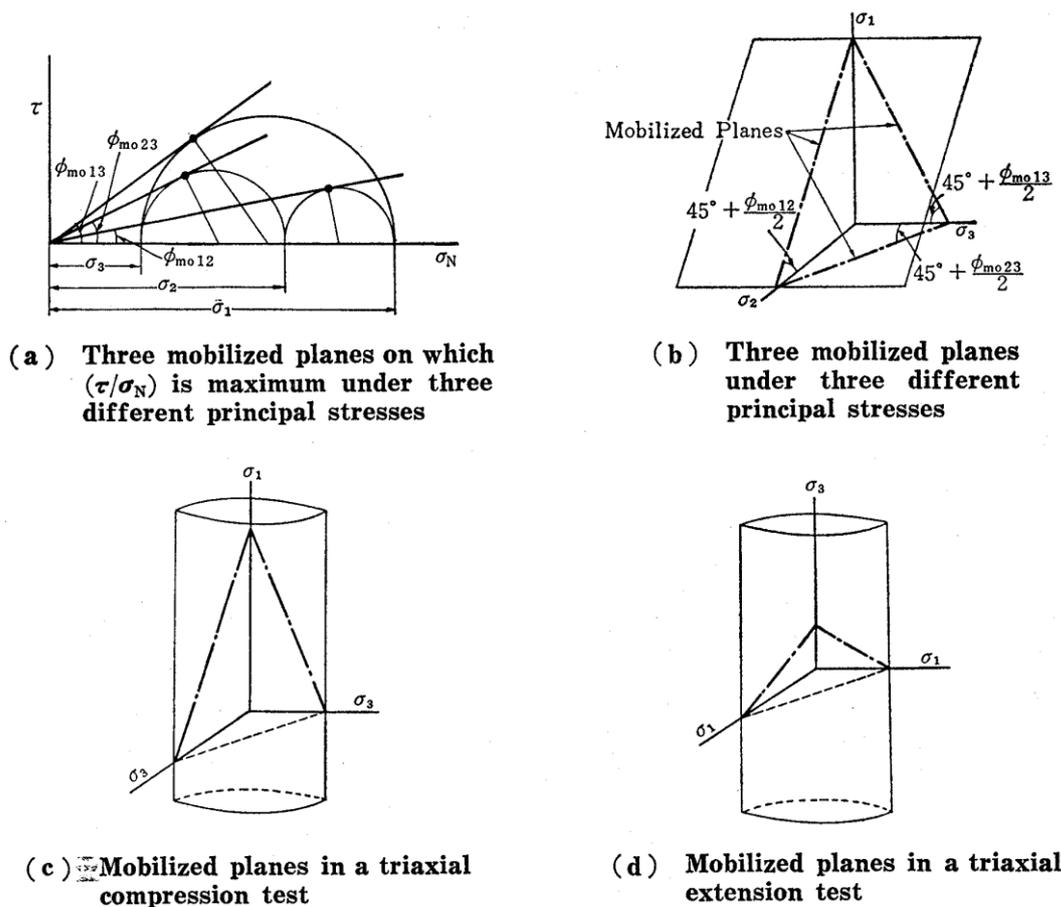


Figura 2.7: Tres planos compuestos movilizados para el comportamiento tridimensional de partículas (Matsuoka, 1974)

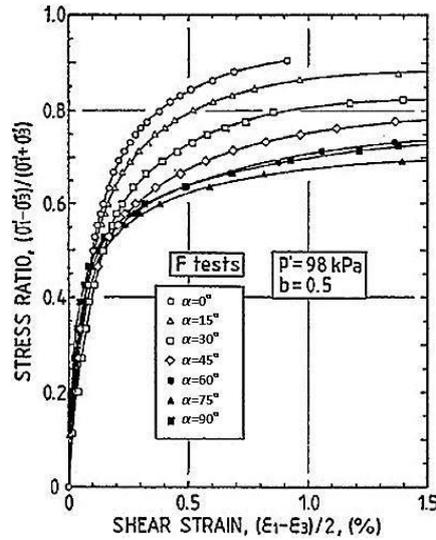


Figura 2.8: Razón de la tensión versus deformación de corte medida en el cilindro hueco en los ensayos con consolidación isotrópica (Miura et al. 1986)

Vaid y Sivathayalan (1996) comentaron que, la forma de las partículas es afectada en la evolución de la estructura anisótropa, actuando entre el colapso y la movilización de la fricción entre partículas, cuando su rotación es impedida. Se nota un bajo valor de anisotropía en partículas gruesas en comparación a suelos arcillosos. La resistencia no drenada anisótropa también es reflejada en la estructura anisótropa inherente en partículas no esféricas, y en la dirección de aplicación de las cargas en relación al alineamiento de las partículas. En la Figura 2.9 se observa la variación de la resistencia anisótropa presentada por una arena que es más rígida en AC ($b=0$ y $\alpha=0$) que en AE ($b=1$ y $\alpha=90^\circ$).

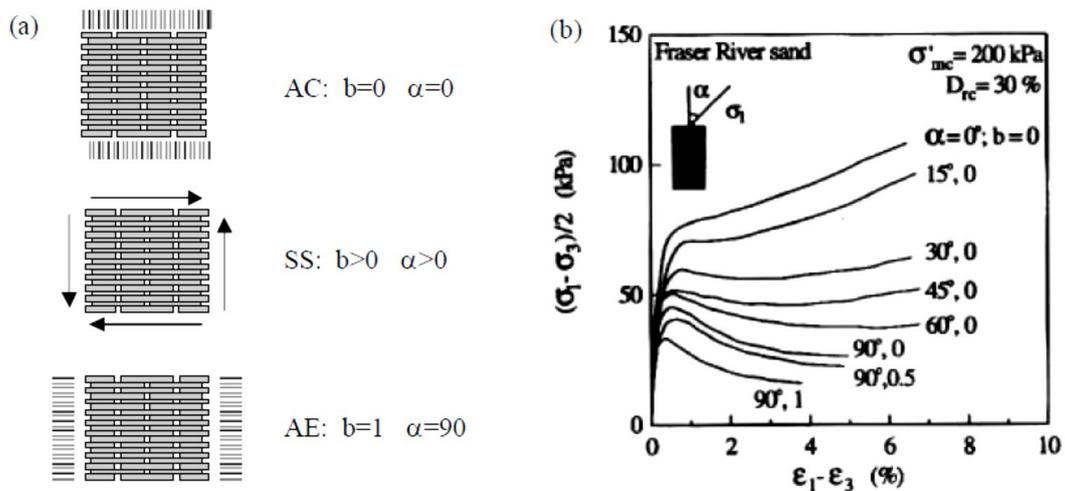


Figura 2.9: Efectos de la anisotropía inherente en la resistencia no drenada; a) modelo conceptual; b) datos para Arena del río Fraser (Vaid y Sivathayalan, 1996).

Dafalias et al. (2004) hicieron ensayos en arena con la finalidad de modelar la plasticidad para anisotropía inherente considerando dos factores: (1) el ángulo α en relación a la tensión principal mayor y el eje axial de la muestra; (2) el parámetro b . Las principales conclusiones para los experimentos fueron que la respuesta del suelo es significativamente más contractiva para α de 0 y más blanda para α de 90, para un b fijo, como también con el aumento de b de 0 a 1 con un α fijo. También se observó que la localización de la línea de estado crítico (CSL) en el plano índice de vacíos (e) vs tensión efectiva media (p) es afectada.

Hattab y Fleureau (2010, 2011) investigaron los cambios en la orientación de las partículas durante los varios niveles de deformaciones plásticas de muestras reconstituidas de kaolin y consolidadas unidimensionalmente utilizando un SEM. Los resultados presentaron que la consolidación causa una preferencia en la orientación de las partículas, perpendicular a la dirección de la carga y los microporos de la estructura inicial era altamente afectada por la orientación principal de las partículas dentro de los agregados. Mostraron que cuando sujeta a carga isotrópica alta, la anisotropía era borrada y en ensayos de corte, cuando el material se encontraba cerca del estado crítico, la estructura muestra claramente una orientación preferencial, paralela a la dirección del plano de corte.

Hicher et al. (2000) estudiaron la evolución de la estructura anisótropa de un kaolin saturado y una bentonita utilizando SEM y TEM (microscopio de transmisión de electrón) en muestras preparadas unidimensionalmente e isotrópicamente. Las muestras consolidadas isotrópicamente presentaron agregados sin una preferencia en la orientación de las partículas, mientras que las muestras unidimensionales mostraron estructura anisótropa con una preferencia en su orientación resultando menores los tamaños de poros que para la consolidación isotrópica. La Figura 2.10 presenta las imágenes obtenidos en el estudio.

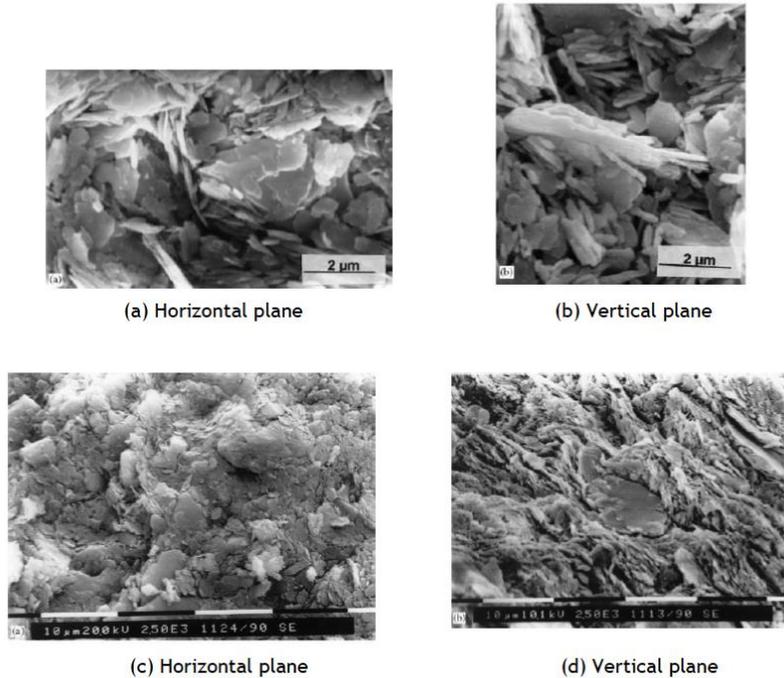


Figura 2.10: Imagen SEM del kaolin consolidado: a y b) isótopos; c y d) anisótropo a 6.3MPa (Hicher et al., 2000)

Yang et al. (2008) investigaron los efectos de la estructura anisótropa en suelo granular, analizando por técnicas de imagen combinada con aproximaciones matemáticas que miden y cuantifican la estructura inicial a nivel microescala para dos diferentes muestras. También se probó extender el modelo propuesto por Li & Dafalias (2004) con la finalidad de combinar los efectos de la estructura inherente y la dirección de las cargas aplicadas, comparando los resultados experimentales con la simulación numérica para la arena de Toyoura. Las técnicas de análisis de imagen están emergiendo en el campo de la geotecnia por permitir caracterizar el suelo a microescala. La Figura 2.11 presenta las imágenes SEM utilizadas para análisis y los cálculos.

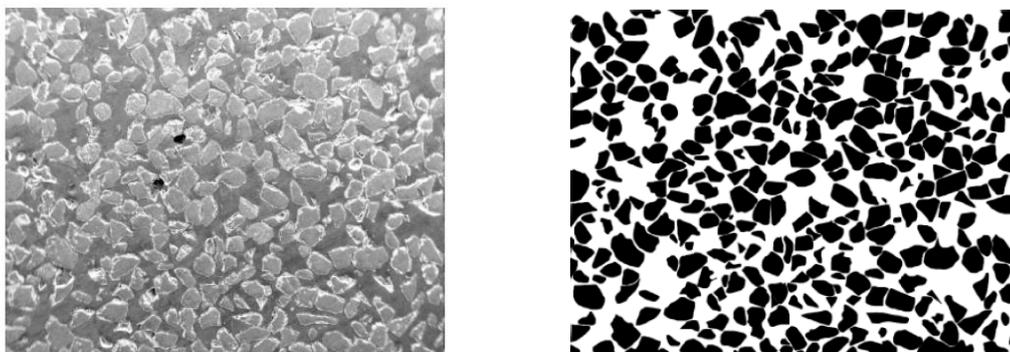


Figura 2.11: Típica imagen SEM de una sección fina (a) SEM microfotografía (b) mascara blanco y negro para procesar imagen. Yang et al. (2008)

Yang et al. (2008) investigaron los efectos de la estructura anisótropa en la respuesta granular del suelo, en la que las mediciones microscópicas se vinculan con el modelo macroscópico. Se utilizó un análisis de imágenes a diferentes escalas para la estructura inherente de las muestras de arena preparadas en laboratorio utilizando diferentes métodos. Se encontró que el espécimen preparado en seco, el método de deposición tuvo una microestructura más anisotrópica que la muestra húmeda. Los métodos producen muestras con respuestas distintivas bajo condiciones idénticas de ensayo. Se realizó una extensión del modelo existente a fin de combinar los diferentes efectos de la dependencia inicial de la estructura y el corte. Para calibrar y verificar el modelo, se ejecutó una serie de pruebas de laboratorio para arena Toyoura bajo varias combinaciones de condiciones de tensión y preparación de la muestra. Los autores concluyeron que se demostró que el modelo es capaz de simular de forma unificada los resultados experimentales que reflejan el combinado de efectos de los métodos de preparación de muestras, trayectorias de tensión, densidades y tensiones de confinamiento.

El vector de magnitud (Δ) que caracteriza la intensidad anisótropa de la orientación preferencial de las partículas y puede ser calculado por la ecuación 2.1, donde ϕ_k es la pendiente del ángulo de k th (partícula) del vector unitario \mathbf{n} , medido con referencia al eje H_I . Un tensor de estructura de segunda orden (F_{ij}) puede obtenerse utilizando la ecuación 2.2, donde N es el número de partículas en un volumen representativo, y n_i^k y n_j^k son componentes del vector k th. Para incorporar los efectos de la anisotropía en el modelo, se introdujo un tensor de tensión \hat{T}_{ij} , calculado por la ecuación 2.3, $\hat{\sigma}_{ij}$ es la tensión normalizada (ecuación 2.4) y $r_{ij} = s_{ij}/p$ es un tensor, R es el segundo invariante. M_c es la constante de estado crítico en compresión triaxial, y $g(\theta)$ es una función interpolación del grado de tensión y la superficie de estado crítico de acuerdo con el ángulo de Lode. La ecuación 2.5 presenta el cálculo del parámetro de anisotropía y la Figura 2.12 muestra la representación gráfica de los parámetros.

$$\Delta = \frac{1}{2N} \sqrt{\left(\sum_{k=1}^{2N} \cos 2\phi_k\right)^2 + \left(\sum_{k=1}^{2N} \sin 2\phi_k\right)^2} \quad 2.1$$

$$F_{ij} = \frac{1}{2N} \sum_{k=1}^{2N} n_i^k n_j^k \quad 2.2$$

$$\hat{T}_{ij} = \frac{1}{6}(\hat{\sigma}_{ik}F_{kj}^{-1} + F_{ik}^{-1}\hat{\sigma}_{kj}) \equiv \hat{p}(\hat{r}_{ik} + \delta_{ik}) \quad 2.3$$

$$\hat{\sigma}_{ik} = \frac{M_c g(\theta)}{R} r_{ij} + \delta_{ji} \quad 2.4$$

$$A = \frac{\hat{R}}{M_c g(\hat{\theta})} - 1 \quad 2.5$$

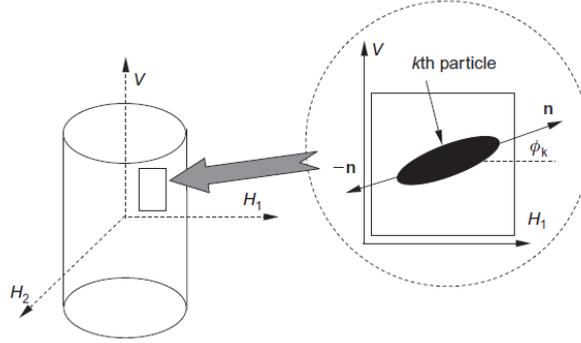


Figura 2.12: Orientación preferencial de las partículas en los ejes axiales.
(Yang et al. 2008)

Si el material es isótropo Δ es 0 y $F = \delta_{ik}/3$, que corresponde a $\hat{T}_{ij} = \hat{\sigma}_{ij}$ ($A=0$). Si el material es anisótropo, entonces la variable de estado anisótropo (A) puede ser positiva o negativa dependiendo de la orientación de las partículas y la dirección de aplicación de carga. La Figura 2.13 presenta la diferencia de la variable A entre dos materiales. El valor de Δ fue obtenido a partir de las imágenes de ambos materiales y se observó que para el material MT (muestra más isótropa) la variación de A es menos significativa que para el material DD (muestra menos isótropa) (Yang et al., 2008).

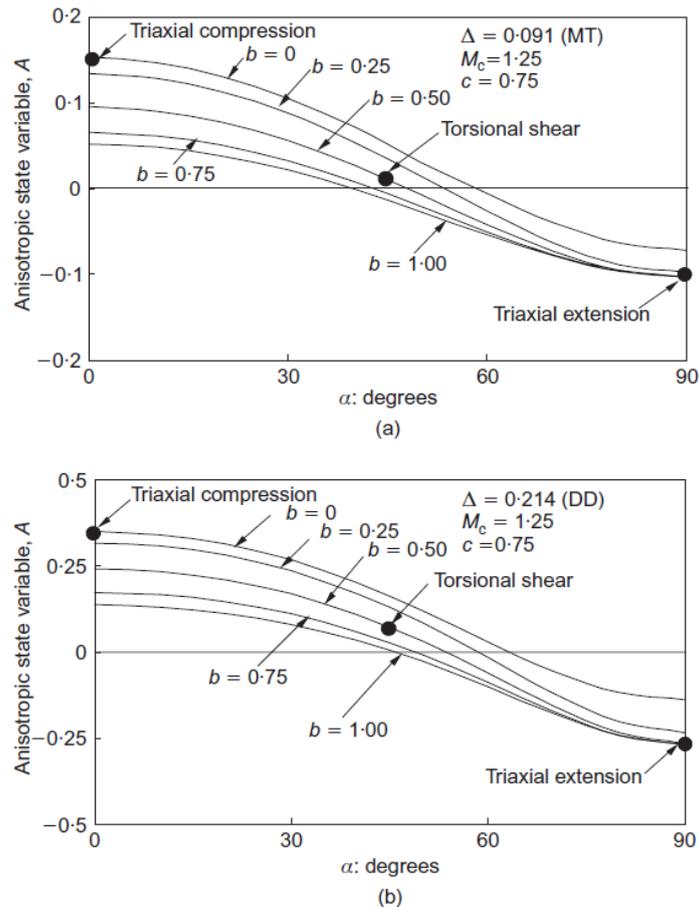


Figura 2.13: Variable del estado anisótropo para: a) muestras MT; b) muestras DD (Yang et al., 2008).

Se observó algunas discrepancias entre ellas, y hay una incertidumbre en la determinación experimental de la línea de estado crítico en el plano $e-p$. Se asumió que la línea de estado crítico para extensión triaxial es paralela a la de compresión. Las principales evidencias observadas mostraron que la respuesta no drenada del suelo granular depende mucho de la preparación de probeta, y también del modo de corte, llamando la atención al gran impacto causado por la estructura anisótropa del material en los análisis.

Wheeler et al. (2003) presentaron una extensión del modelo del estado crítico (S-CLAY1) de comportamiento plástico con anisotropía representado por la pendiente de la superficie de fluencia y el componente rotacional de endurecimiento propuesta por Wheeler (1997). Típicamente, las propiedades elásticas son de anisotropía transversal después de la deposición y consolidación de suelo. Sin embargo, los intentos de explicar el desarrollo de la anisotropía deberían permitir el hecho de que la carga posterior (que posiblemente involucre estados de tensión tridimensional y la rotación de tensiones principales) conduciría a cambios en la anisotropía elástica, lo que podría resultar en una anisotropía

elástica completamente generalizada, implicando 21 parámetros elásticos independientes. La incorporación de la anisotropía elástica aumentaría enormemente la complejidad de cualquier modelo en el que la anisotropía no sea fija.

S-CLAY1 fue diseñado para su uso en arcillas blandas normalmente consolidadas o con baja sobre consolidación, donde incluso pequeños aumentos de tensiones pueden producir deformaciones plásticas. Se propuso la incorporación de un componente rotacional del endurecimiento para explicar la influencia de la anisotropía plástica en las arcillas blandas. El modelo se presenta tanto para las condiciones de tensión simplificadas de ensayos triaxial convencional, como para las condiciones tridimensionales generalizadas, incluida la rotación de las direcciones de tensión. A diferencia de muchos modelos elastoplásticos anisotrópicos publicados anteriormente, la ley de endurecimiento rotacional incluye la dependencia del incremento de la deformación por el corte, así como el incremento de la deformación volumétrica plástica.

Wheeler et al. (2003), validaron el modelo a través de un programa sustancial de ensayos de trayectoria de tensión triaxial en muestras de arcilla Otaniemi de Finlandia. Los ensayos describieron una investigación experimental sobre el comportamiento anisótropo de una arena saturada en corte rotacional no drenado utilizando un equipo de cilindro hueco. El corte rotacional fue definido como una clase de carga no proporcional en el cual la tensión desviadora era mantenida constante mientras se giraban las tensiones principales. También se observó la influencia de la tensión intermedia principal en el corte rotacional. Las principales conclusiones observadas fueron:

- Muestras de suelo perdieron rigidez por el aumento de la presión de poros a lo largo del corte rotacional bajo condiciones no drenadas. El grado de pérdida de rigidez depende de la densidad y la magnitud de la tensión desviadora.
- El parámetro b tuvo un significativo impacto en la respuesta de la presión de poro al largo del corte. El suelo bajo condición $b=0$ muestra una mayor resistencia frente el incremento de presión de poros que para $b=0.5$ y $b=1$.
- Mientras la tensión desviadora era mantenida constante en el corte rotacional, la relación tensión – deformación muestra histéresis y características plásticas. Las deformaciones fueron significativamente influenciadas por el parámetro b , siendo menos rígido para $b=0.5$ y $b=1$.

- Como las muestras de suelo pueden exhibir deformaciones plásticas bajo una condición de tensión desviadora constante, modelos convencionales plásticos no son capaces de predecir las deformaciones plásticas en condición de corte rotacional, siendo necesario introducir nuevos mecanismos a los modelos constitutivos.

2.3 EFECTOS DE LA TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIARIA

El parámetro b fue introducido por la primera vez por Habib (1953) en investigaciones sobre la resistencia de arcillas y arenas en ensayos triaxiales rotacionales. Describe directamente la magnitud relativa de la tensión principal intermedia cuando es comparada con la mayor y la menor. El valor de b varia en un rango de 0 a 1, donde 0 es equivalente a un estado triaxial de compresión y 1 a un estado triaxial de extensión. Como sugirió Bishop (1966), la influencia de la tensión principal intermedia en los suelos puede ser mejor apreciada por el parámetro b , que usar σ_2 directamente.

Lade and Duncan (1973) proyectaron un triaxial cúbico con la combinación de contornos flexibles y rígidos para investigar los efectos del valor de b en las características de tensión – deformación de la arena de Monterey con dos densidades iniciales. Los resultados enseñan que, para ambas densidades, la inclinación de la curva tensión – deformación aumenta y la deformación post rotura disminuye, y el grado de dilatancia aumenta con el aumento de b . El ángulo de fricción aumenta significativamente cerca de $b=0$ al plano de deformación en condiciones de b variando de 0,2 a 0,3. Cuando b aumenta, ϕ aumenta a su vez y llega a valores máximos para b de 0,8, y a partir de allí disminuye ligeramente con el aumento de b . Las Figuras 2.14 y 2.15 presentan algunos de los resultados de la investigación.

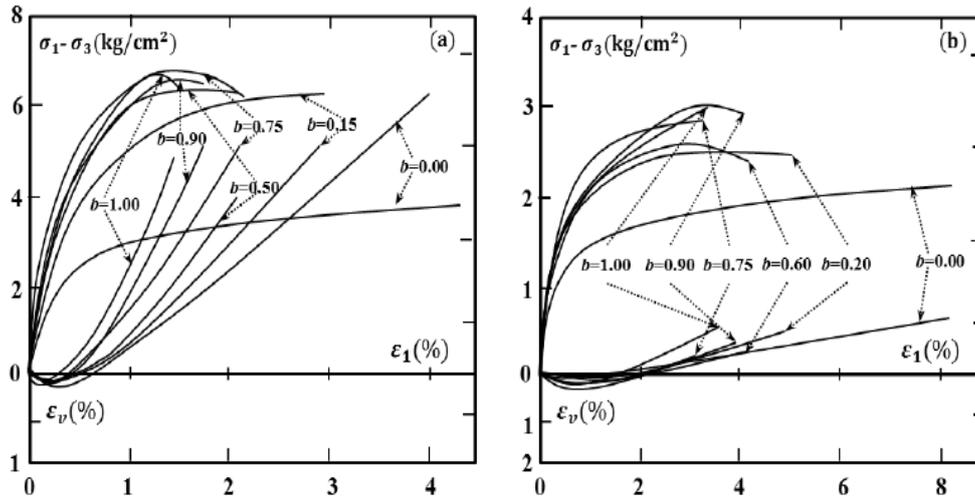


Figura 2.14: Características de la curva tensión-deformación y de cambio de volumen obtenidas en un triaxial cúbico (A) arena densa y (B) arena blanda. (Lade and Duncan, 1973)

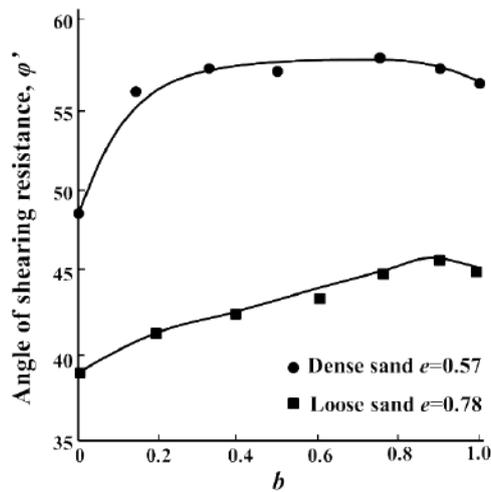


Figura 2.15: Variación del ángulo de fricción con la variación del parámetro de tensión intermedia. (Lade and Duncan, 1973)

Symes et al. (1988) hicieron ensayos HCA para valorar el efecto de b en una arena poco densa de Ham River en condiciones drenadas. Los ensayos fueron hechos con $b=0; 0,14; 0,5$ y 1 , mientras α era mantenido a 45° durante el corte. La gráfica de la Figura 2.16 enseña que para los valores de $0,14$ y $0,5$ hay menor deformación y presenta mayor rigidez inicial y resistencia y que hay una pérdida de resistencia para el valor de $b=1$.

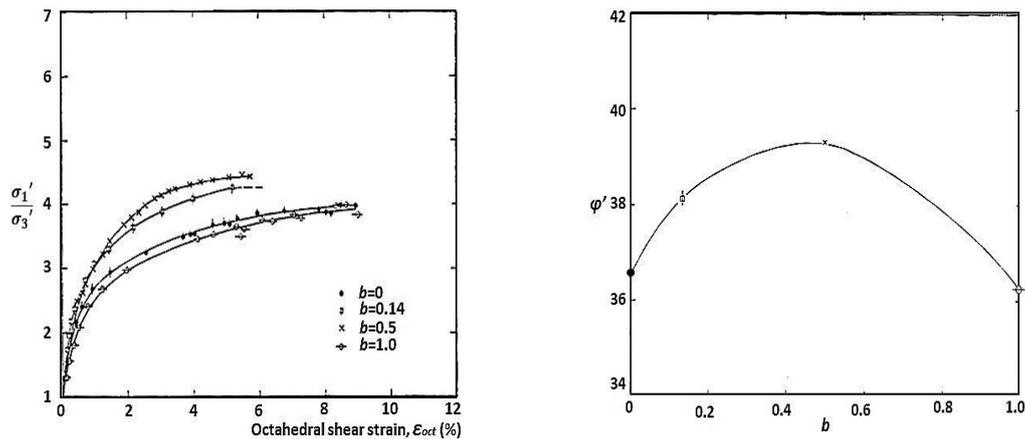


Figura 2.16: Gráficas presentando las curvas para diferentes valores de b visto por tensión vs. deformaciones (izquierda); variación del ángulo de fricción con el parámetro b (derecha) (Symes et al.,1988)

La representación de ϕ con b para arenas en diferentes estudios son resumidas y comparadas por Lade (2006). Como se demuestra en la Figura 2.17, las relaciones han sido ajustadas con aquellas que tienen la forma similar en el mismo diagrama. Puede ser observado que muchos estudios parecen indicar que el ángulo de fricción aumenta entre $b=0$ y $b=0,2-0,3$. Sin embargo, para altos valores de b surge una considerable desestructuración.

Los resultados conflictivos entre los tres grupos son probablemente debidos a los varios factores que afectan individualmente las medidas de resistencia bajo condiciones generalizadas: las tres magnitudes de tensión, así como la dirección de la tensión principal mayor (vertical o horizontal); la variación en la tensión media; efectos de corte ocurridos en régimen de endurecimiento; efectos de restricción de las bordes y la no uniformidad de las tensiones (Ergun 1981; Sayao and Vaid, 1996; Wang and Lade, 2001). En general, los datos son muy dispersos, pero, muestran una tendencia de que ϕ crece de 10 a 15% cuando b pasa de 0 a 1 en muestras densas, como se puede ver en la Figura 2.18.

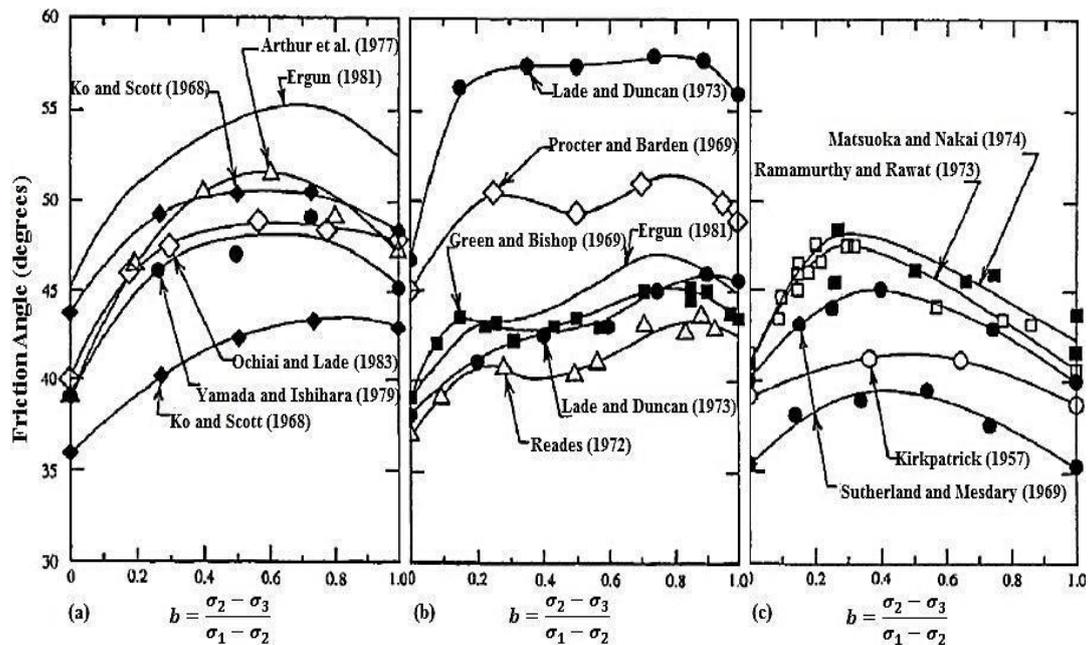


Figura 2.17: Tres grupos de relación ángulo de rozamiento vs b en ensayos en triaxial verdadero en arena (Lade, 2006)

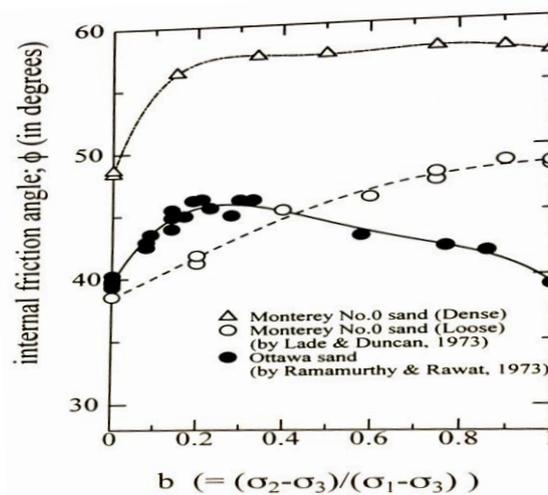


Figura 2.18: Variación del ángulo de fricción debido a cambios en la tensión principal intermedia. (Iwashita & Oda, 1999)

Kumruzzaman and Yin (2010) estudiaron el comportamiento de resistencia bajo condiciones consolidadas y no drenadas de granito descompuesto y remoldado para cilindro hueco. Los ensayos ejecutados mantuvieron valores fijos de la dirección de la tensión principal mayor (vertical) o α y el parámetro b . De modo general, el valor del ángulo de fricción (ϕ) disminuye con el aumento de α y aumenta cuando el valor de b sube hasta 0,25. Se observó también que para el ensayo con α constante igual a 45° , el

valor del parámetro b , inicialmente igual a 0,5, aumenta inicialmente y empieza a caer con el aumento de las deformaciones de corte (Figura 2.19).

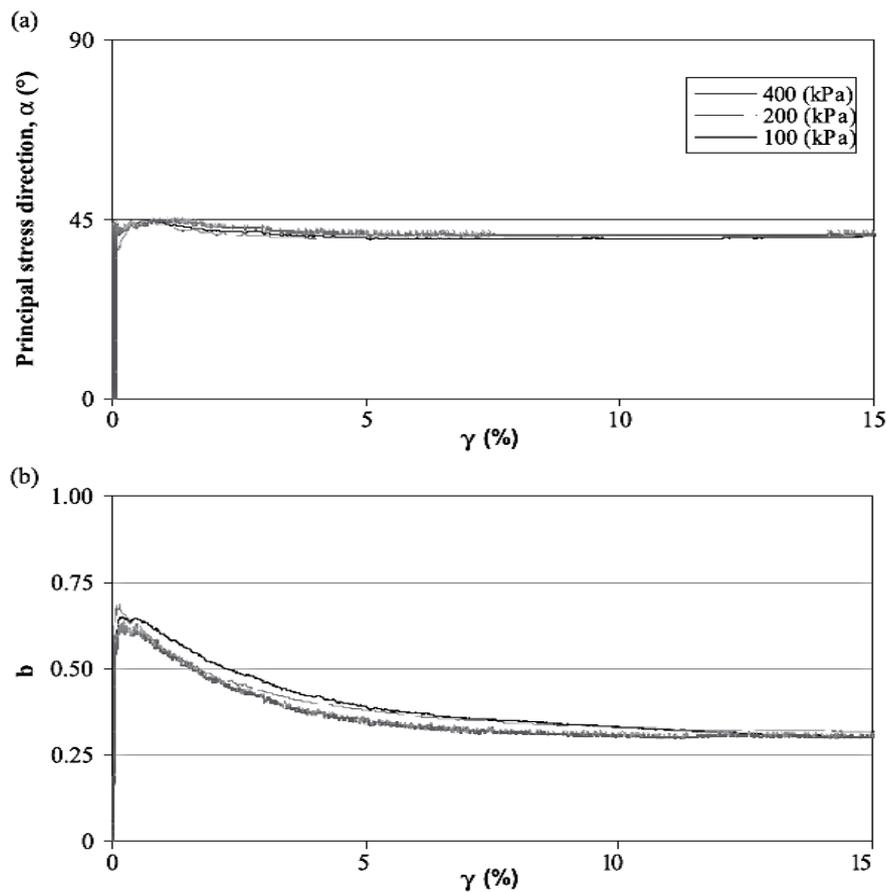


Figura 2.19: Progreso de: a) la dirección de la tensión principal mayor (vertical); b) los valores de b , con respecto la deformación de corte. (Kumruzzaman and Yin, 2010)

Cárdenas et al. (2015) realizaron ensayos en el equipo de cilindro hueco sobre una mezcla de arcilla y arena cambiando la tensión principal intermedia. Las trayectorias de las deformaciones principales seguidas durante el paso de corte se muestran en la Figura 2.20. Se percibió que los valores de ε_2 cambian de negativo (expansión) para el caso de un $b=0$, a positivo (compresión) para $b=0.8$. Por otra parte, la deformación principal mayor (ε_1) y la deformación principal menor (ε_3), siguen siendo de compresión y de expansión, respectivamente, para cualquiera valor de b . Este comportamiento también fue observado por Hoyos (1998) en ensayos usando un triaxial verdadero.

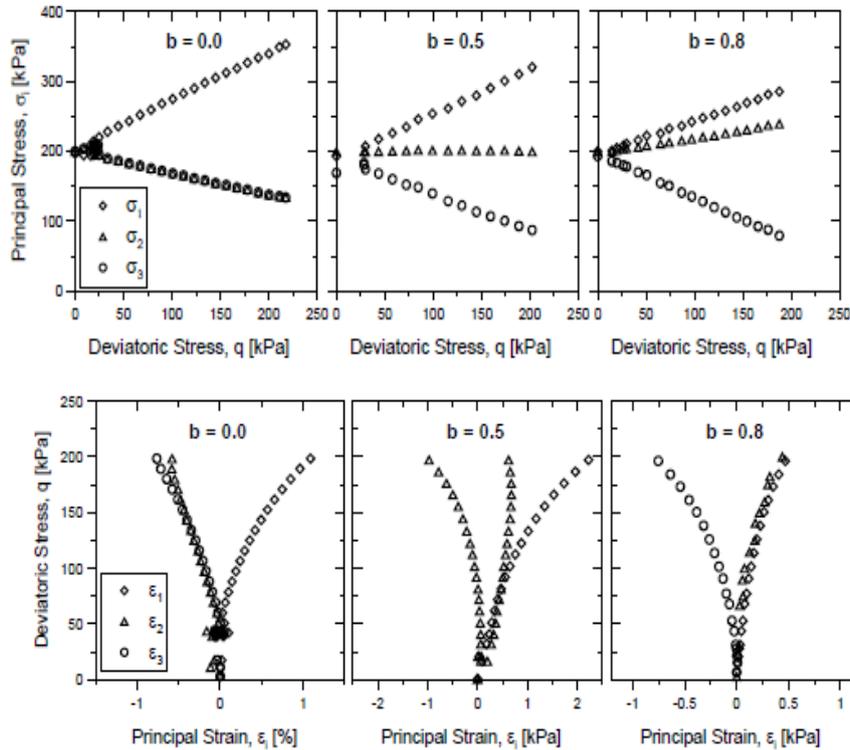


Figura 2.20: Variación de las deformaciones principales con respecto a b .
(Cárdenas et al., 2015)

2.4 EFECTO DEL CORTE ROTACIONAL

El corte rotacional, también conocido en la literatura como rotación continua del eje de las tensiones principales, es un caso de la aplicación de carga en el cual la rotación continua del eje de tensión tiene lugar bajo una tensión desviadora constante. Muchas situaciones de aplicación de este tipo de carga pueden ser encontradas en el campo, como aquellas inducidas por sismos, tráfico y olas del mar (ejemplo en la Figura 2.21). La condición no drenada puede prevalecer en la presencia de condiciones de aplicación de carga relativamente rápida y existen varias situaciones en las cuales la rotación continua de ejes puede causar licuefacción.

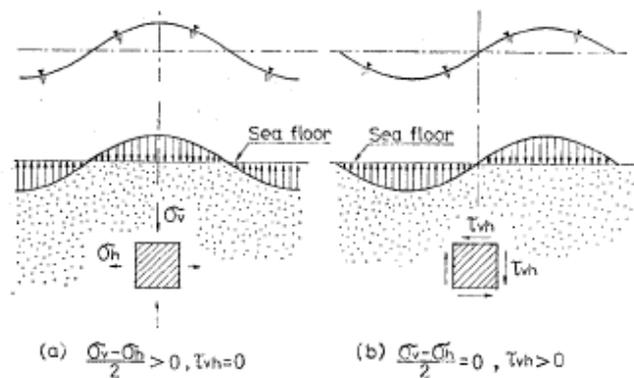


Figura 2.21: Cambios del estado de tensiones debido a propagación de olas marítimas (Ishihara y Towhata, 1983)

Usando un equipo de corte rotacional, Broms and Casbarian (1965) investigaron primero los efectos de la rotación de las tensiones principales en la resistencia al corte y desarrollo de la presión de poro en arcilla kaolin, consolidada en condición isótropa. Ellos hallaron que la rotación continua de los ejes principales aumenta el valor de la presión de poro generada y disminuye la resistencia no drenada de arcillas saturadas.

Usando un corte direccional (DSC), Arthur et al. (1980, 1981) hicieron un estudio en el que cuales los resultados mostraron que la deformación no drenada y la resistencia de la arena Leighton Buzzard bajo carga monótonica son influenciados significativamente por la rotación previa de la tensión (α girado a 70°).

Symes et al. (1984) realizaron una serie de ensayos de corte torsional no drenado en arena de Ham River, enseñando que un exceso de presión de poro era generado bajo ciclos de rotación variando α de 0 a 24.5° .

Ishihara and Towhata (1983) hicieron ensayos cíclicos no drenados en arenas sueltas de Toyoura, usando cilindro hueco (Figura 2.22). Estudiaron la rotación continua de los ejes principales hasta 90° . Se notó que, no cambiando la máxima tensión de corte aplicada, la rotación de los ejes de tensión siempre conduce a una presión de poro creciente y puede eventualmente llevar a licuefacción. Ellos también observaron que deformaciones plásticas pueden ocurrir en cualquier nivel de rotación en las arenas cuando envuelven rotación de ejes de tensión. Demostraron que el comportamiento de la arena durante el corte rotacional es, de modo general, no coaxial entre tensiones y deformaciones. Un esquema ilustrativo se presenta en la Figura 2.23 donde los incrementos de deformación desviadora y deformación de corte son representados sobrepuestos en el espacio de

tensiones usando las coordenadas $\sigma_z - \sigma_\theta$ y 2τ , la deformación elástica natural es caracterizada por el paralelismo del vector de incremento de tensión con el incremento de deformación. En contraste, si la deformación es perfectamente plástica, el vector de incremento de deformación de corte está orientado en la misma dirección del vector de tensión.

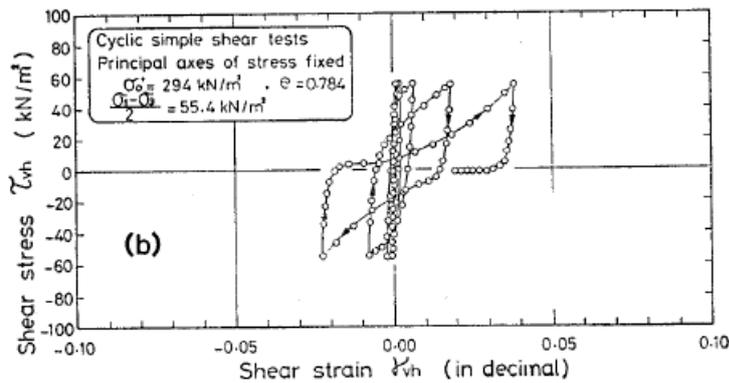


Figura 2.22: Relación tensión deformación en ciclos de corte rotacional (Ishihara and Towhata, 1983).

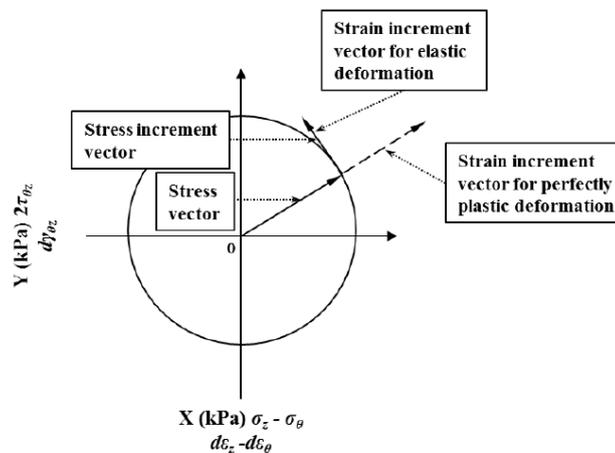


Figura 2.23: Ilustración del vector de incremento de deformación en relación al vector de incremento de tensión (Ishihara and Towhata, 1983).

Nakata et al. (1998) usando un cilindro hueco hizo ensayos cíclicos mientras mantenía el parámetro b constante con arena de Toyoura, siguiendo el esquema de la Figura 2.24. La respuesta no drenada en varias densidades fue analizada. Se noto que la presión de poro crece rápidamente en los primeros ciclos y que las deformaciones siguen aumentando, aunque la tensión desviadora se mantenga constante. Un ejemplo está presentado en la Figura 2.25.

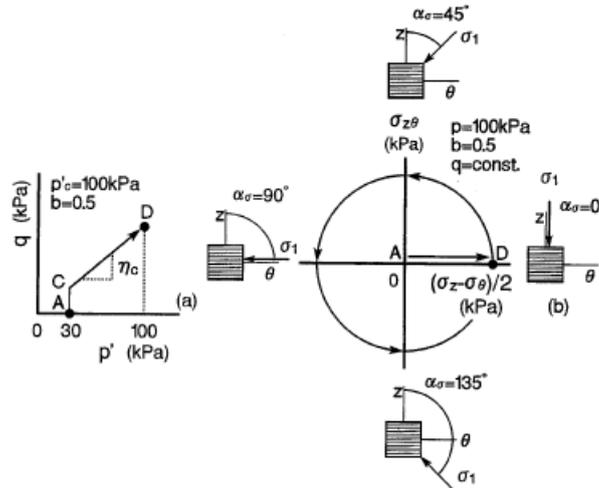


Figura 2.24: Trayectoria de tensiones no drenada para rotación de las tensiones principales: a) plano $p'-q$; b) espacio de tensión desviadora (Nakata et al. 1998)

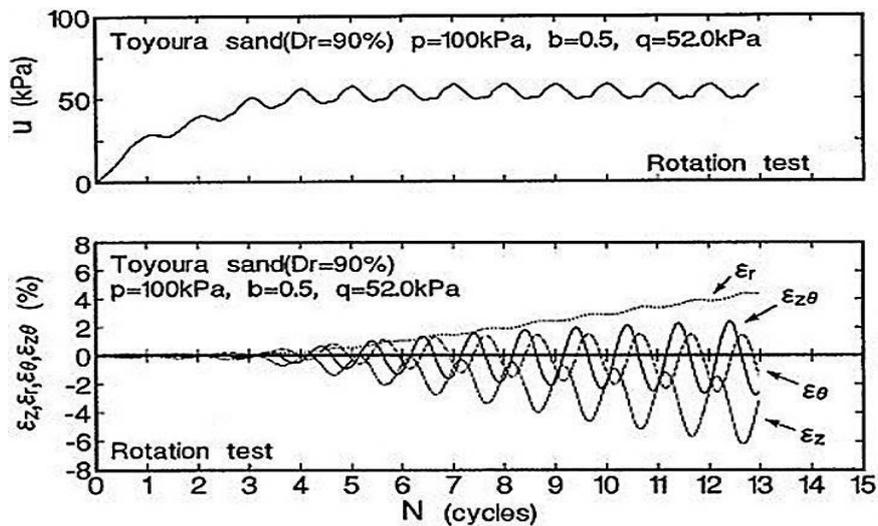


Figura 2.25: Presión de poro y componentes de deformación contra el número de ciclos. (Nakata et al., 1998)

Yang et al. (2007) estudiaron la influencia de la tensión intermedia en la respuesta de la presión de poro durante la aplicación de ciclos de rotación en la arena de Toyoura. Las muestras fueron consolidadas anisótricamente hasta el valor de $p=100\text{kPa}$, para después aplicar los ciclos de torque. Los resultados mostraron un evidente aumento de la presión de poro con el aumento de b (Figura 2.26). Eso sugiere que el corte del suelo bajo condiciones de menor b tiene mucha más resistencia al aumento de presión de poro. En conclusión, la magnitud relativa de la tensión intermedia no era un factor irrelevante en la respuesta de la presión de poro durante el corte rotacional.

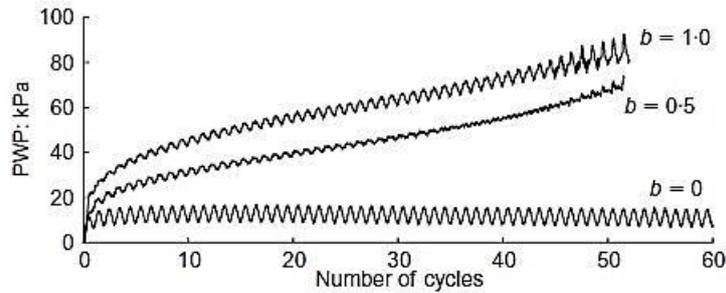


Figura 2.26: Presión de poro generada en el corte rotacional. (Yang et al. 2007)

Experimentos drenados donde los ejes de tensión se giraron mientras otros parámetros incluyendo tensión desviadora, tensión efectiva media e intermedia permanecían constante han sido estudiados por diversos autores (Miura et al. 1986; Symes et al., 1982, 1988; Sayao, 1989; Vaid et al. 1990; Gutierrez et al. 1991; Wijewickreme and Vaid, 1993; Joer et al, 1998; Sivanthayalan et al., 2011; Cai et al. 2012). Los principales descubrimientos fueron:

- A pesar de que los valores de las magnitudes de la tensión efectiva principal fueron mantenidos constantes, se observaron acumulaciones de deformaciones volumétricas y de corte que pueden ser atribuidas exclusivamente a la rotación de los ejes de las tensiones principales.
- La densidad relativa, la tensión efectiva media y la tensión desviadora tienen significantes efectos en las deformaciones medidas bajo la rotación de ejes de tensión. En general, las deformaciones se generan más rápidamente en muestras poco densas. En forma similar, una dada densidad, grandes deformaciones son el resultado de altos niveles de tensión desviadora y tensión media.
- El flujo de las arenas bajo rotación depende de la dirección del incremento de tensión tanto como del nivel de corte. El comportamiento mecánico del suelo granular es en general no coaxial bajo rotación de tensiones principales. El nivel de la tensión de corte tiene un significativo efecto en la no coaxialidad. Altos niveles de corte disminuyen el grado de la no coaxialidad que podría ser inducida.

En ensayos en los que las muestras de arena se consolidaron isotrópicamente y luego se cortaron girando los ejes principales de tensión principales, mientras que el nivel de tensión desviadora era fijo (rotación de tensión pura, Figura 2.27) o aumentaba

continuamente (tensión de corte combinada) los resultados proporcionan evidencia clara de la falta de coaxialidad del material cuando está involucrada la rotación de la dirección de tensión principal. Los resultados de esos ensayos mostraron que el grado de no coaxialidad depende del nivel de tensión desviadora y de la dirección de incremento de tensión, tendiendo a disminuir cuando la muestra se acerca a un estado de rotura. También se observó que el efecto de la densidad del suelo sobre la no coaxialidad es más significativo a menores niveles de esfuerzo cortante.

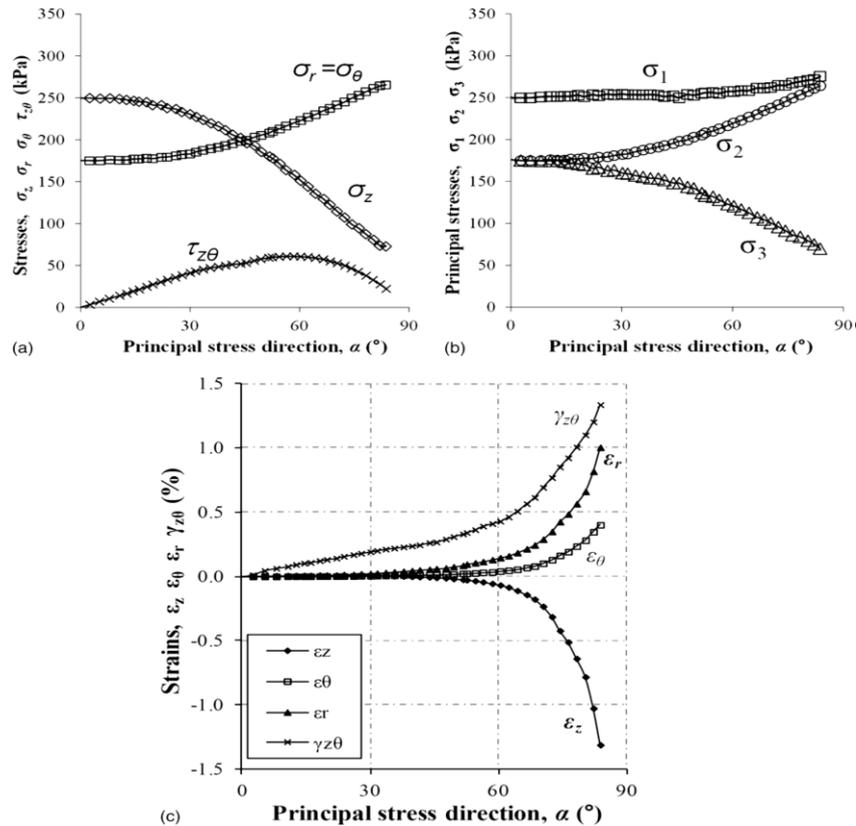


Figura 2.27: Resultado de la combinación de tensiones con rotación continua en arena densa de Portaway: (a) tensiones efectivas; (b) tensiones principales; (c) deformaciones. (Cai et al. 2012)

2.5 COMPORTAMIENTO ELASTOPLÁSTICO ANISÓTROPICO

Se han realizado muchos estudios utilizando un criterio de rotura isótropo en condiciones generalizadas de tensiones de varios geomateriales, como por ejemplo el criterio de Lade-Duncan (Lade and Duncan, 1975), criterio SMP (Matsuoka and Nakai, 1974), criterio adaptado (Xiao et al., 2010, 2011; Liu et al., 2010), SANICLAY y SANISAND (Dafalias et al., 2003; Dafalias and Manzari, 2004) y la teoría no lineal generalizada (Yao et al., 2004).

El proceso de sedimentación produce una anisotropía inducida en la estructura del suelo con isotropía transversal (anisotropía transversal) en el plano de estratificación. Abelev and Lade (2004) y Zhong et al. (2011), dicen que la anisotropía tiene una significativa influencia en el comportamiento hidromecánico de los suelos.

Buscando interpretar la anisotropía transversal de los suelos, se han puesto muchos esfuerzos en el desarrollo del criterio de rotura anisótropa. Oda and Nakayama (1989) extendieron el criterio de Drucker-Prager (Drucker and Prager, 1952) para microestructura usando un nuevo tensor para la estructura del material. El criterio tiene un gran potencial para modelar el comportamiento la rotura de suelos bajo condiciones generalizadas de tensiones en tres dimensiones.

Dafalias and Manzari (2004) y Dafalias et al. (2004) consideran la interacción entre el tensor de estructura y el tensor de tensión estableciendo un modelo constitutivo plástico para arenas tomando en consideración el efecto de la estructura anisótropa en la respuesta mecánica. Sin embargo, son necesarios ensayos para obtener un parámetro de anisotropía.

Lade (2007, 2008) desarrolló un criterio de rotura de tres dimensiones para suelos con anisotropía con o sin rotación de los ejes de las tensiones principales para incorporando un tensor de microestructura definido por Pietruszczak and Mroz (2001). Este modelo modificado posee una gran habilidad para describir el comportamiento de rotura para estas condiciones.

Mortara (2010) también propuso un criterio de rotura unificado tanto para el caso isótropo como anisótropo. Sin embargo, ese modelo puede solamente describir la anisotropía transversal cuando la dirección de aplicación de carga coincide con los ejes de anisotropía y, esta formulación necesita muchos parámetros y resulta ser algo complicada para aplicaciones prácticas.

Sun et al. (2013) generalizaron el criterio de SMP (Matsuoka and Nakai, 1974) para material granular con anisotropía inicial, utilizando el mismo tensor de microestructura (Pietruszczak and Mroz, 2001). Para modelar la anisotropía inherente, un criterio tri-dimensional anisótropo se propuso, empleando una variable escalar y modificando un modelo con criterio de rotura isótropo. La variable escalar anisótropa fue definida correlacionando un tensor de tensión normalizado con un tensor de estructura normalizado. Las ecuaciones 2.6 y 2.7 presentan el criterio de rotura anisotrópica.

$$q = M_0 z(A) g(\theta) \left(\frac{p}{p_a} \right)^n \quad 2.6$$

$$z(A) = \exp[\alpha(1 + A)^k] \quad 2.7$$

En las ecuaciones, $z(A)$ se utiliza como una modificación de M_0 , siendo A la variable anisótropa. En general, el ángulo de Lode inicial de 0 se utiliza como referencia para la pendiente M_0 . En el punto O (punto de origen de los ejes σ), A es asumida como igual a 1, lo que significa que el criterio de rotura anisótropo y su correspondiente rotura isótropa tienen el mismo comportamiento previsto (Gao et al. 2010). Además, del parámetro A , que refleja la influencia de la dirección de aplicación de carga con respecto a la estructura del suelo, se utilizan otros dos parámetros: α que sirve de medida de la intensidad de la anisotropía transversal; y k , que es usado para ajuste de la ecuación. Cuando α es cero, se observa que $z(A)=1$, y el criterio de rotura anisótropo corresponde a un criterio isótropo, indiferente a la dirección de carga. Mayores detalles sobre el cálculo vectorial y el modelo completo pueden ser encontrados en el trabajo de Sun et al. (2013).

Para analizar el efecto del parámetro α , Sun et al. (2013) analizaron el comportamiento del suelo con tres valores (-0.05, 0, 0.05). La curva de rotura expande hacia fuera con el valor de α aumentando de negativo a positivo. Con valores de α negativo, cuando k se hace mayor, se expande la curva hacia fuera cuando el ángulo de Lode es menor que $\pi/2$ o mayor que $3\pi/2$, y se contrae hacia dentro cuando el ángulo de Lode varía entre $\pi/2$ y $3\pi/2$. Pero un cambio opuesto se observa cuando α permanece positivo. La Figura 2.28 muestra la influencia conjunta de estos parámetros en la superficie.

La interacción entre el tensor de estructura y el tensor de tensión permite que el criterio de rotura anisotrópico pueda ser utilizado para describir el efecto de la inclinación inicial de la anisotropía transversal del suelo. Cuando el tensor de tensión y de estructura son coaxiales, el ángulo de inclinación es igual a cero, y la curva de rotura será simétrica sobre el eje axial, mientras que si ellos sean no coaxiales (α mayor que cero) la simetría del eje cambiará. La Figura 2.29 muestra los efectos de esta inclinación. ξ es el ángulo del eje x (normal a la dirección de la anisotropía transversal) con respecto al plano y-z. α es un parámetro que sirve para medir la intensidad de la anisotropía transversal en el suelo, mientras que k es usado para un mejor ajuste de las características de la anisotropía.

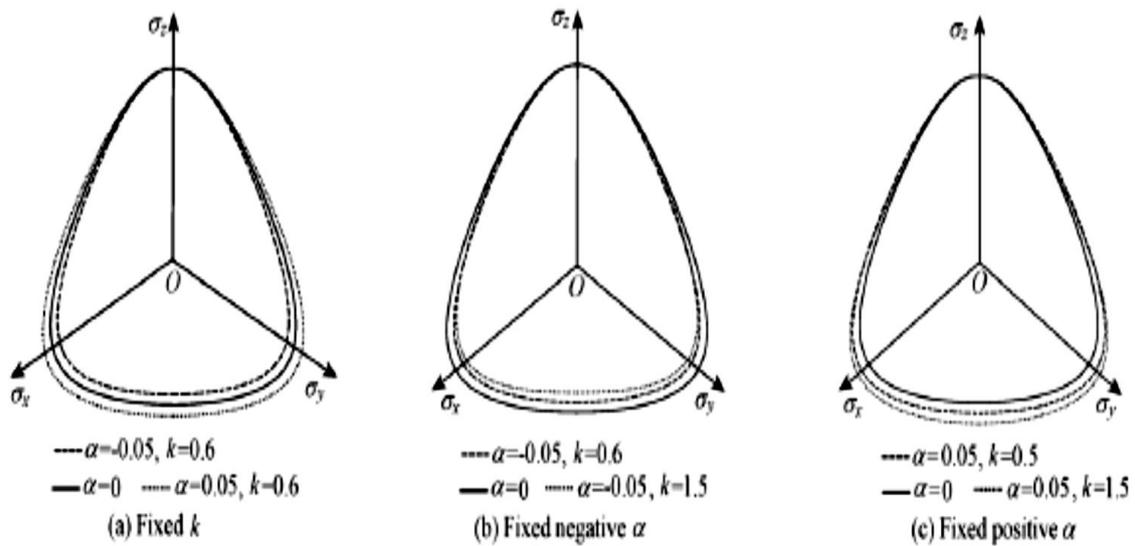


Figura 2.28: Efectos de la inclinación de la anisotropía transversal en la curva de rotura en el plano desviador variando k (Sun et al., 2013)

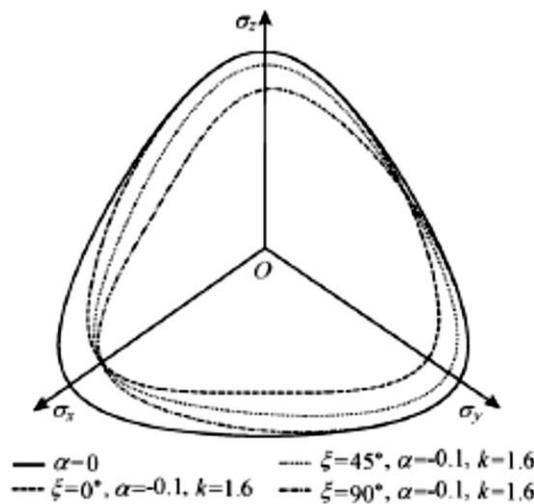


Figura 2.29: Comparativo de los efectos de la inclinación de la anisotropía transversal en la curva de rotura en el plano desviador (Sun et al., 2013)

Lade (2006), sugirió el empleo de ensayos triaxiales de compresión ($b=0$) y extensión ($b=1$) para determinar parámetros del modelo. El valor de los parámetros α y k pueden ser obtenidos a partir de resultados experimentales. Es común reflejar el criterio de rotura utilizando una gráfica con relación ϕ - b .

La Figura 2.30 muestra la dirección de las tensiones aplicadas y los correspondientes sectores en el plan octaédrico. En contraste, el criterio de rotura isótropo tuvo dificultades para reflejar el valor de la resistencia anisótropa en los sectores II y III. El criterio de Lade (2008) también sobreestimó la resistencia del suelo en el sector I, pero presenta una

significante mejora en los ensayos del sector II. Así, el criterio anisótropo es el que tiene un mejor ajuste a las curvas en todos los sectores. Ambos criterios muestran buenos comportamientos en los sectores I y II, especialmente en el II. Sin embargo, en el sector III sufre un super sobrestimación cuando b varía entre 0,2 y 0,8, y subestima la resistencia cuando b varía entre 0,8 y 1. La Figura 2.31 presenta algunos de los resultados experimentales obtenidos. Las diferencias observadas para valores intermedios del parámetro b pueden ser atribuidas a la ocurrencia de bandas de corte durante el ensayo triaxial (Figura 2.32) (Lade 2011, Abelev and Lade, 2004).

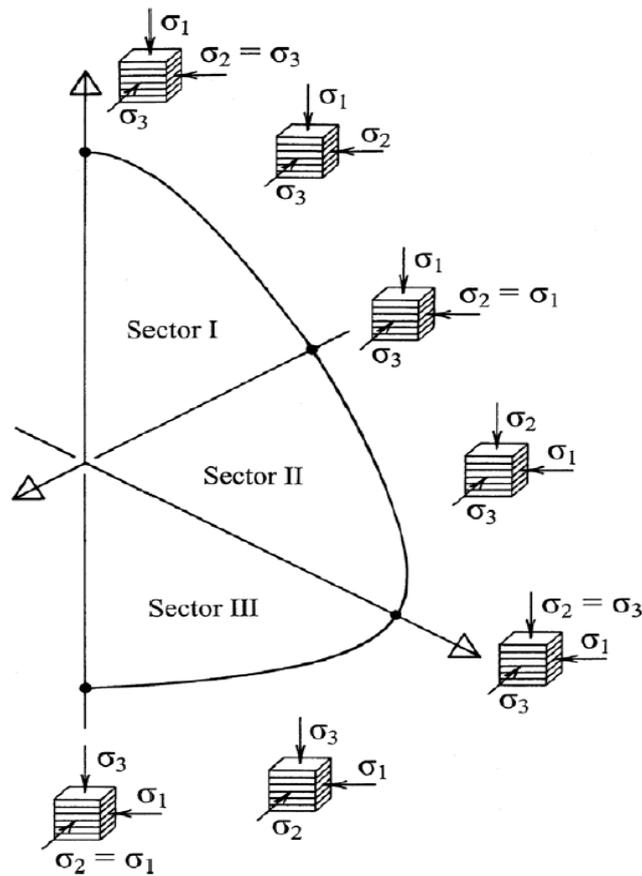


Figura 2.30: Aplicación de la tensión mayor, intermedia y menor, en una muestra con planos de preferenciales en ensayos para los tres sectores del plano octaédrico (Lade, 2006)

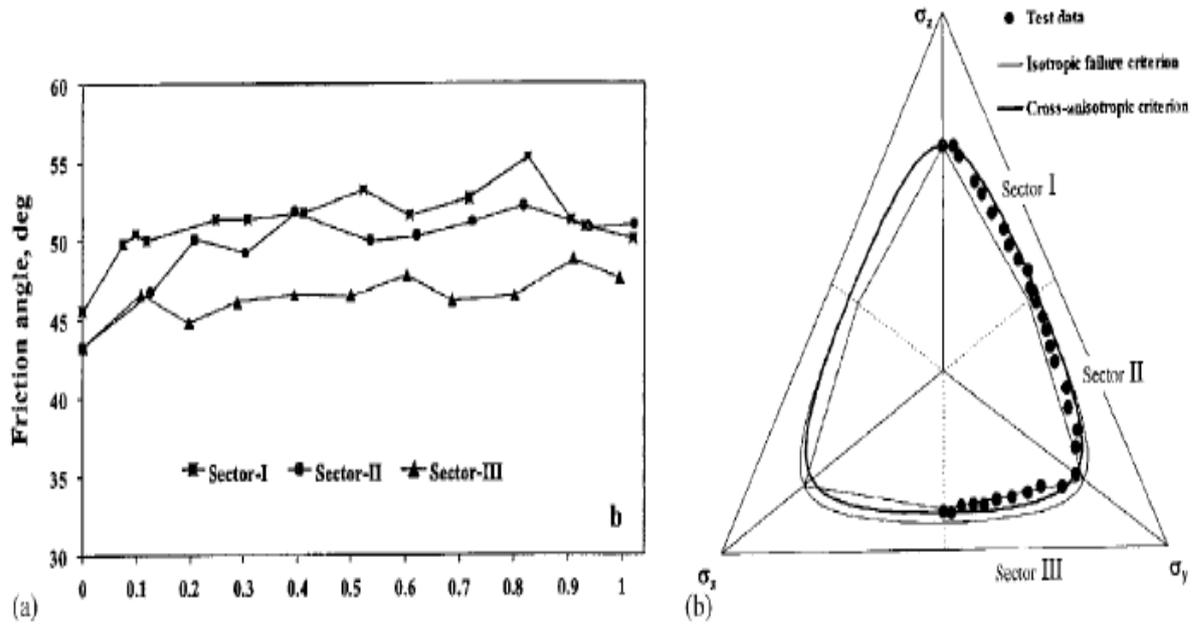


Figura 2.31: Resultados experimentales de resistencia de un triaxial cubico en arena densa de Santa Mónica con anisotropía transversal: a) diagrama ϕ - b ; b) plano octaédrico con los respectivos sectores I, II y III (Lade, 2005)

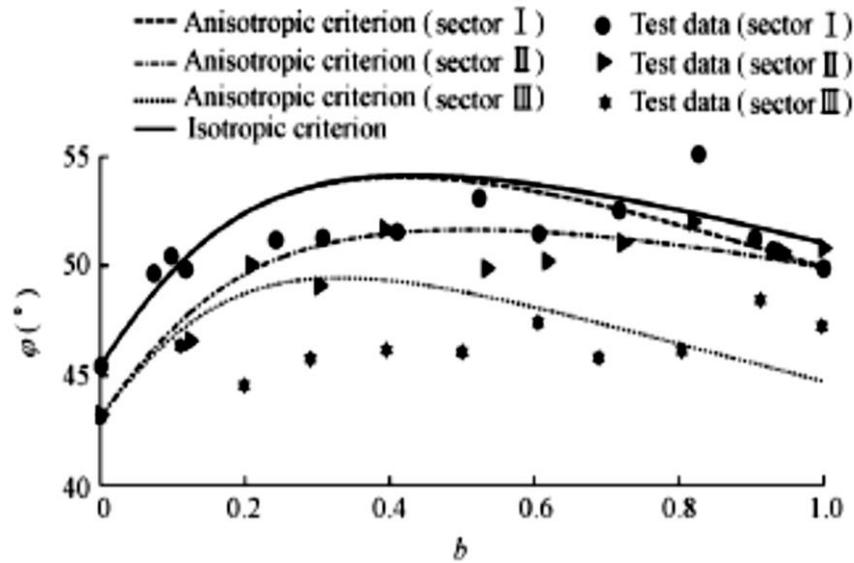


Figura 2.32: Comparación de la previsión de resultados utilizando el criterio de rotura con datos experimentales (Abelev and Lade, 2004).

También se comparó la variación del ángulo de resistencia del pico con respecto a b y a la inclinación en ensayos de material consolidado en condiciones K_0 . Se nota que cuando b es mayor que 0,1 el criterio isótropo no consigue representar bien los resultados, mientras que el anisótropo tiene buen ajuste. Lo mismo se refleja en el diagrama ξ - ϕ' para valores de ξ mayores de 20° , sugiriendo que el criterio SMP de base anisótropa es más

ajustable a la consolidación K_0 que el criterio de Lade-Duncan. La Figura 2.33 presenta los resultados obtenidos por Lade y Kirkgard (2000).

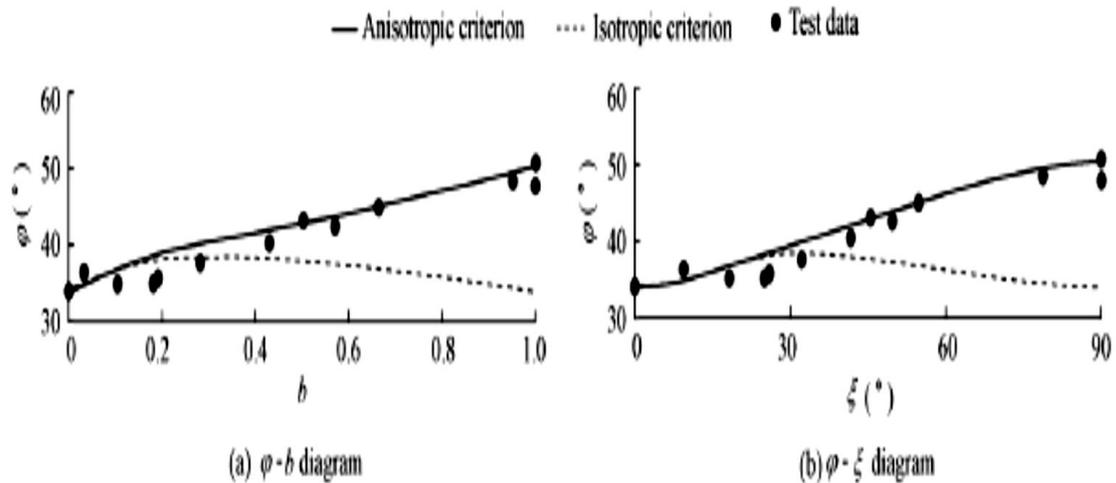


Figura 2.33: Diagramas ϕ - b y ϕ - ξ de la arcilla de San Francisco Bay con consolidación K_0 mostrando la comparación de los valores obtenidos utilizando el criterio de rotura isótropo y anisótropo en ensayos de corte torsional (Lade and Kirkgard, 2000)

Jardine (1992) y Tatsuoka et al. (1997) mostraron la ocurrencia de dos tipos de superficie de fluencia, a pequeñas deformaciones, antes de tocar la LBS (Local Boundary Surfaces). La Figura 2.34 presenta un esquema de estas superficies teóricas. Primero, se observa una limitada fase de comportamiento casi lineal elástico a cuando se mueve hasta un punto de tensión estacionaria (Y1, en la figura 2.34). Pero, es difícil determinar el punto donde empieza. Y2, más extensivo, puede ser identificado en una región del espacio de tensión alrededor del punto de tensión estacionaria, dentro de la cual el comportamiento es no lineal y tiene histéresis. El límite de esta región puede ser determinado por los cambios de la dirección del incremento de deformaciones en ensayos monotónicos. El punto Y3 se identifica con el pico de resistencia al corte. Las superficies Y1 y Y2 son cinemáticas y se mueven con la tensión efectiva actuante sin más cambios de Y3. La forma de Y3 es una expresión de la estructura anisótropa ocurrida debido a la sedimentación, consolidación y cualquier otro tipo de envejecimiento o cimentación.

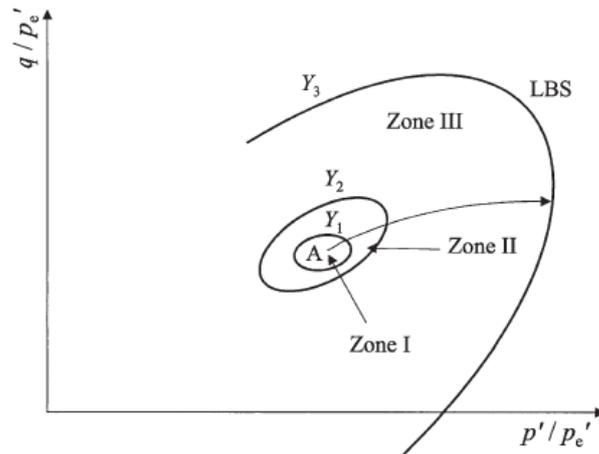


Figura 2.34: Identificación de las zonas I, II e III en el espacio triaxial (Jardine, 1992)

Algunos autores mostraron que el comportamiento rígido en regiones de pequeñas deformaciones (Y_1) es normalmente anisótropo. Ellos también dicen que, cuando el índice de vacíos cambia, la dirección de la rigidez en una dirección de la tensión principal dada cambia solo con la tensión efectiva normal actuando en aquel eje. Cuando la tensión de corte es aplicada, la rigidez al corte depende de las dos tensiones principales efectivas actuando en el plano de corte. En las zonas de rigidez no lineal (Y_2 y Y_3) los comportamientos también son anisótropos, pero no son necesariamente reflejo de los patrones de comportamiento identificados a pequeñas deformaciones (Jardine et al. 1997).

Jardine and Menkiti (1999) y Zdravkovic and Jardine (2000) estudiaron el comportamiento anisótropo ensayando muestras que fueron consolidadas inicialmente a $OCR=1$ en ensayos triaxiales. La Figura 2.35 presenta el esquema de un ensayo. Idealmente, la tensión principal rotada en la fase de ensayo podría haber sido impuesta directamente después de la consolidación K_0 (A). Para investigar el comportamiento de valores altos del ángulo α , es necesario llevar las muestras a un estado de tensión dentro de la LBS (Local Boundary Surfaces) utilizando descargas parciales no drenadas, mientras se mantiene el b igual a 0,5 y α igual a 0. El estadio de descarga está indicado por la trayectoria A- B_α . La rotación de la tensión principal no drenada ($B_\alpha-C_\alpha$) envuelve la rotación de σ_1 de 0 a α con tensión desviadora constante y $b=0,5$. La reducción de p' ocurre durante este paso y subsecuentes deformaciones no drenadas (C_α) hasta llegar al punto de transformación de fase Y_4 .

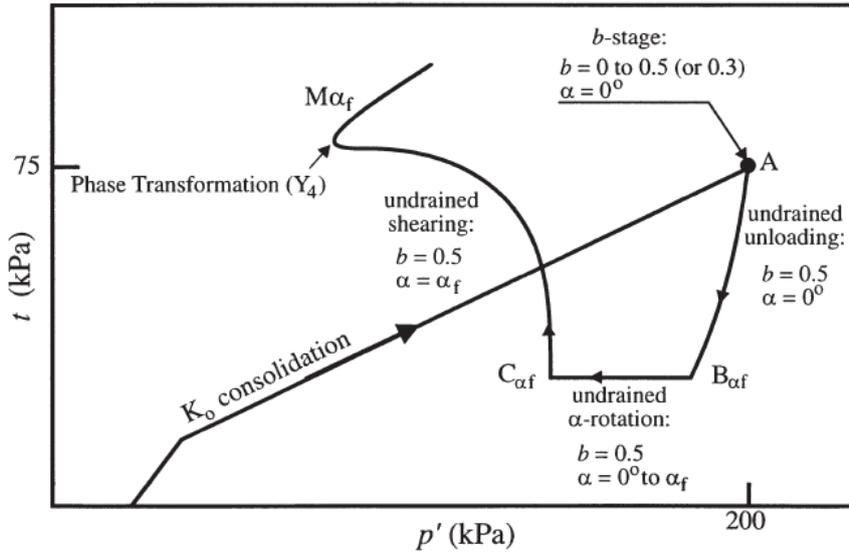


Figura 2.35: Esquema general de ensayos (Zdravkovic and Jardine, 2000)

En estos ensayos, la respuesta inicial fue rígida y no lineal, con curvas tendiendo a tangentes a grandes deformaciones. Todas las muestras indicaron una fuerte tendencia a dilatación con p' y ϕ' movilizado aumentando con la tensión desviadora, hasta que el ensayo llega a su deformación final. Las Figuras 2.36 y 2.37 presentan algunas curvas con los resultados de los ensayos realizados por Zdravkovic and Jardine (2000).

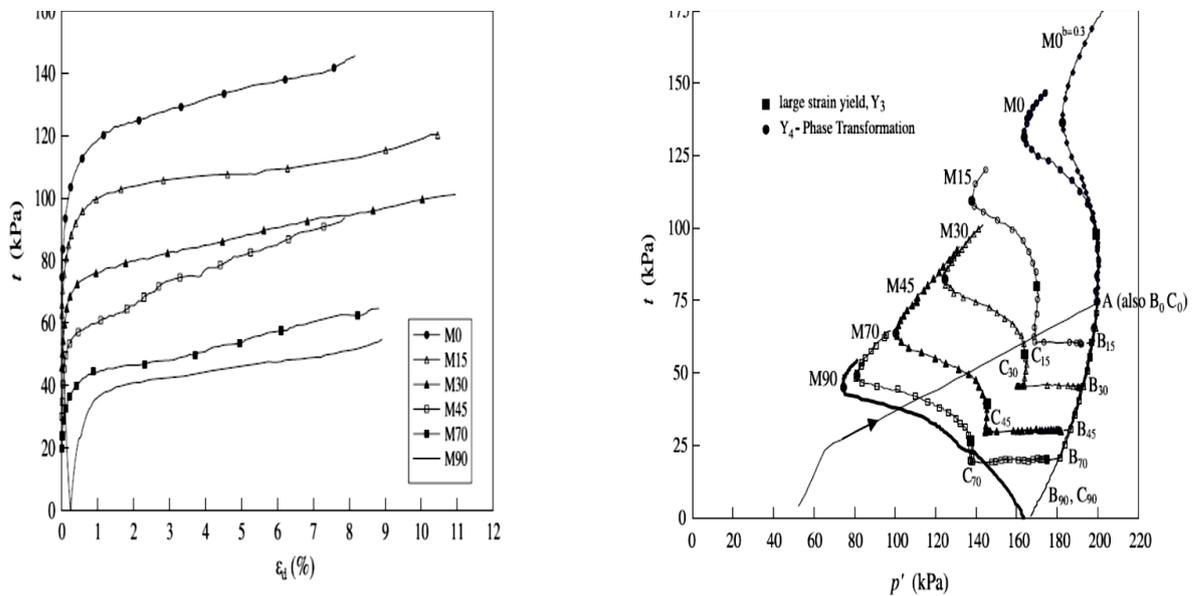


Figura 2.36: Ejemplo de ensayos realizados por Zdravkovic and Jardine (2000)

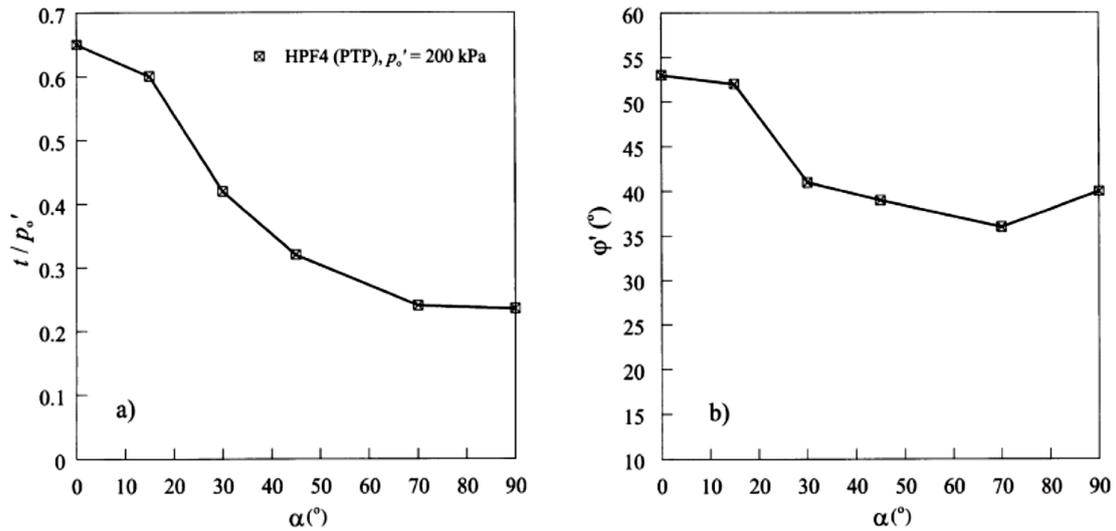


Figura 2.37: Anisotropía: a) para tensión desviadora normalizada; b) ϕ' movilizado Zdravkovic and Jardine (2000)

Zdravkovic and Jardine (2000) concluyeron que la consolidación K_0 en el limo muestra fuerte anisotropía en la rigidez, fluencia y resistencia no drenada (C_u) y resistencia drenada. La resistencia no drenada y ϕ' asociados en la fase de cambio disminuyen en un 65% y 17% respectivamente, cuando α gira desde 0 a un valor superior a 45 grados. La magnitud relativa de la tensión principal intermedia (expresada por b) también tiene un fuerte efecto en la resistencia friccional. La estructura del suelo producido por pluvitación sigue desarrollando una alta resistencia al corte cuando σ_2 pasa a ser mayor que σ_3 ($b > 0$).

Satoshi (2005) estudió la anisotropía en la resistencia al corte en arcilla no saturada reconstituida de manera anisótropa, la cual es claramente reconocida en la proyección de los puntos de rotura (ver Figura 2.38). C_u corresponde a la distancia del punto de rotura al de origen en el espacio de $\tau - (\sigma_z - \sigma_\theta)/2$. En un material isótropo se exhibe un envolvente perfectamente circular. La superficie encontrada en los ensayos con $b=0,5$ muestra una pérdida de resistencia al corte. Por otro lado, se obtuvieron valores altos de C_u en extensión, lo que indica la existencia de dilatación durante la deformación no drenada y un consecuente aumento de la succión. La variación de C_u por efecto de la anisotropía en la consolidación fue grande para α de 90°, pequeña para α entre 40° y 55° e intermedia para α de 0 (obtenidas con $b=0,5$). Se notó que la diferencia entre el pico y la rotura es compatible con los resultados obtenidos por Saada et al. (1994), en los que la deformación de corte localizada inicialmente en arcillas uniformes estaba cerca de 80% de la resistencia de pico en la condición no drenada. Las menores resistencias de rotura y

finales desarrolladas para las tensiones de corte máximas pueden ser debidas a la existencia de discontinuidades horizontales. C_u y q de rotura para $b=0$ (después de la consolidación isotrópica) presentan valores altos para $\alpha=0$ y pequeños para $\alpha=45^\circ$. Para $b=1$ a los envolventes son casi circulares y la relación de C_u contra α exhibe una pequeña variación en el rango de $45^\circ < \alpha < 90^\circ$. Mientras que la resistencia al corte no drenado se ve poco afectada por b en $\alpha=45^\circ$, el efecto se incrementa con el aumento de α hasta 90° , con la resistencia al corte para $b=0,5$, siendo substancialmente mayor que $b=1$.

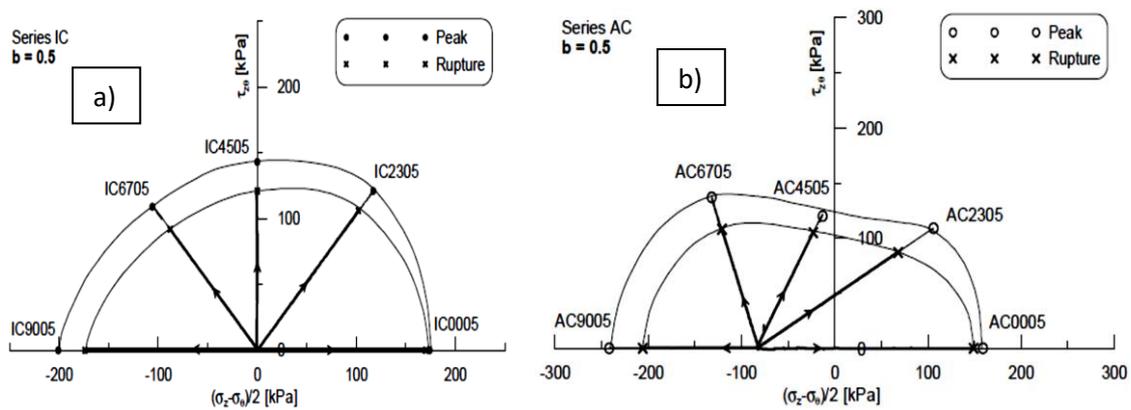


Figura 2.38: Proyección de las trayectorias efectivas durante el corte no drenado para consolidación drenada isotrópica (a) y anisótropa (b) (Satoshi, 2005)

2.6 MODELOS CONSTITUTIVOS

En este apartado se presentan algunos modelos elastoplásticos. Se da un mayor énfasis a los modelos en suelos no saturados y con anisotropía.

Uno de los modelos más conocidos en suelos saturados, es el modelo Cam Clay modificado (Roscoe and Burland, 1968) en el que se utiliza como superficie de fluencia (f), la elipse reflejada en la ecuación 2.8 (donde q es la tensión desviadora, M la pendiente de la línea de estado crítico, p'_0 define el tamaño de la superficie):

$$f = q^2 - M^2 p' (p'_0 - p') = 0 \quad 2.8$$

En suelos no saturados, se necesitan dos variables independientes para definir el estado de tensiones. La tensión neta (tensión referida a la presión del aire) y la succión se han utilizado como variables tensionales en diferentes modelos constitutivos. En relación a la resistencia al corte, el efecto de la succión puede considerarse como un aumento lineal de

la resistencia con la succión a través de un nuevo ángulo de fricción (ϕ^b). (Fredlund et al., 1978)

Un importante avance en los modelos de comportamiento para suelos no saturados fue el modelo propuesto por Alonso et al. (1990), el Barcelona Basic Model (BBM). La descripción del comportamiento volumétrico por medio de la superficie de fluencia en tres dimensiones permite describir la transición de la expansión al colapso, cuando hay una saturación. El modelo describe razonablemente bien el comportamiento de suelos moderadamente expansivos, así como arenas, limos, arcillas arenosas, arenas arcillosas y arcillas de baja plasticidad. Las ecuaciones de 2.9 a 2.16 presentan el modelo BBM, y la Figura 2.39 muestra las superficies de fluencia del modelo.

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p}{p^c} \quad 2.9$$

$$dv = -\kappa \frac{dp}{p} \quad 2.10$$

$$N(s) = N(0) - \lambda(0) \ln \frac{p_0^*}{p^c} \quad 2.12$$

$$dv = -\kappa_s \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad 2.11$$

$$\left(\frac{p_0}{p^c} \right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c} \right)^{\left[\frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa} \right]} \quad 2.13$$

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1 - r) \exp(-\beta s) + r] \quad 2.14$$

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_0 - p) = 0 \quad 2.15$$

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{2q\alpha}{M^2(2p + p_s - p_0)} \quad 2.16$$

donde:

r = parámetro que define la máxima rigidez del suelo;

β = parámetro que controla o grado de incremento de rigidez del suelo con la succión;

v = volumen específico;

p = tensión media;

p_{atm} = presión atmosférica;

p_0 = tensión de pre consolidación;

p_0^* = tensión de pre consolidación para condición saturada;

p^c = tensión de referencia;

q = tensión desviadora;

$N(0)$ =volumen específico en $p=p^c$;

λ_s =parámetro de rigidez del suelo para el cambio en la succión para el estado virgen del suelo;

$\lambda(0)$ = parámetro de rigidez del suelo respecto a la tensión media para el estado virgen del suelo;

κ = parámetro de rigidez elástico respecto a la del suelo en la red de tensión media;

κ_s = parámetro de rigidez elástica del suelo para el cambio en la succión;

ε_s = deformación de corte;

α = parámetro que controla la regla de flujo que predice la deformación lateral a cero.

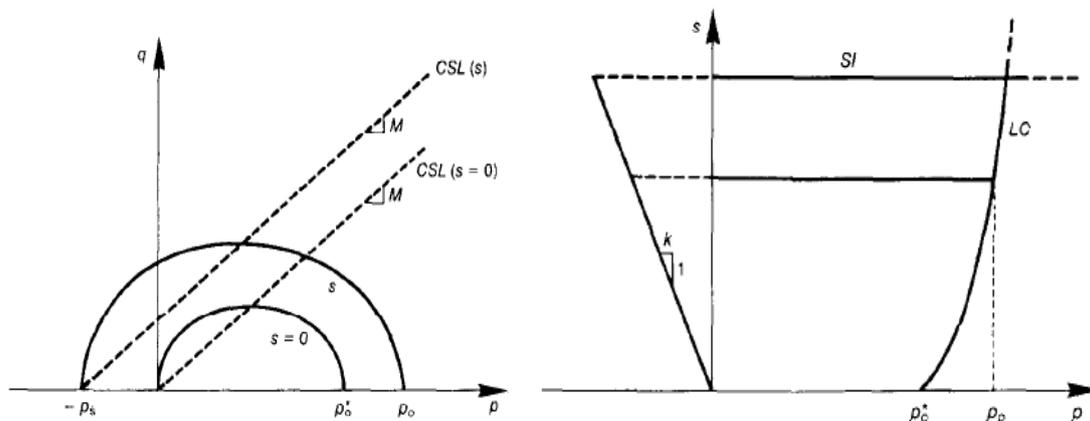


Figura 2.39: Superficie de fluencia en el espacio $p:q:s$ (Alonso et al. 1990)

Considerando que la cohesión aumenta linealmente con la succión, la elipse intersecciona el eje p en un punto $p=-p_s=-ks$ (k es una constante).

Muchos modelos constitutivos elasto-plásticos han sido desarrollados para suelos saturados, en los cuales fueron incorporados la influencia de la anisotropía en forma de una superficie de fluencia de elipse girada en el plano $q:p'$ (Mouratidis and Magnan, 1983). Una elipse distorsionada (Dafalias, 1986; Wheeler et al., 2003). El problema de la elipse rotada es que la sección de la superficie de fluencia en el plano desviador en el

espacio de tensiones principales viene a ser más elíptica que circular. En contraste, con una distorsión de la forma elíptica en el plan $q:p'$, la superficie de fluencia en el plano desviador sigue una forma circular. Banerjee and Yousif (1986), propusieron un modelo para anisotropía de suelos saturados con distorsión de la elipse, conforme sigue en la Ecuación 2.17, donde p_m es la tensión que define el tamaño de la superficie y α es la inclinación de la superficie.

$$f = (q - \alpha p')^2 - M^2 p' (p'_m - p') = 0 \quad 2.17$$

Dafalias (1986) propuso otra formulación para la superficie de fluencia anisótropa, expresada en la ecuación 2.18. La Figura 2.40 presenta la superficie de fluencia propuesta por Dafalias (1986).

$$f = (q - \alpha p')^2 - (M^2 - \alpha^2) p' (p'_m - p') = 0 \quad 2.18$$

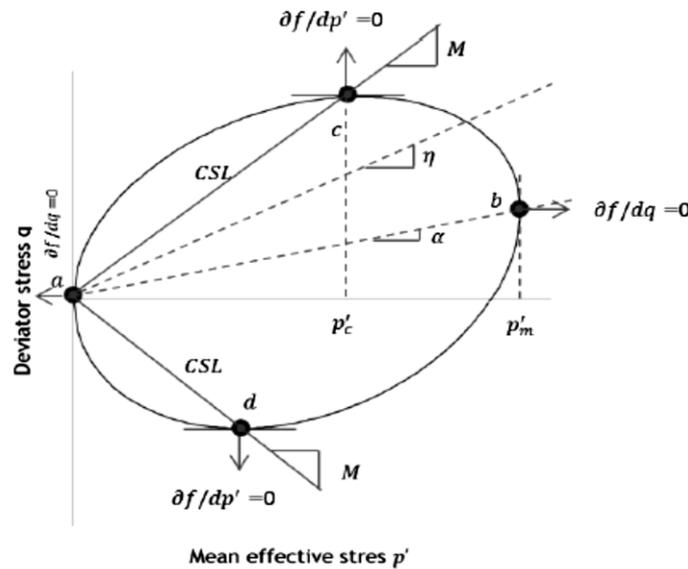


Figura 2.40: Superficie de fluencia anisótropa de Dafalias (1986).

Cui & Delage (1996) realizaron un programa experimental en triaxial con succión controlada con la finalidad de extender un modelo constitutivo para suelos no saturados. Se ejecutaron una serie de trayectorias de tensión en muestras de suelo limoso compactados estáticamente. La inclinación de la superficie de fluencia indica una clara anisotropía del suelo compactado, la cual está relacionada con el estado de tensión suportado en la compactación. Es decir, la estructura del suelo cambia en la compactación

para promover una mayor resistencia a aplicación de carga. Cuando la succión es aplicada, la expansión de la superficie de fluencia ocurre sin cualquier rotación de los ejes, presentando un efecto isotrópico de la succión durante el endurecimiento. La Figura 2.41 presenta los puntos de yield obtenidos por los ensayos.

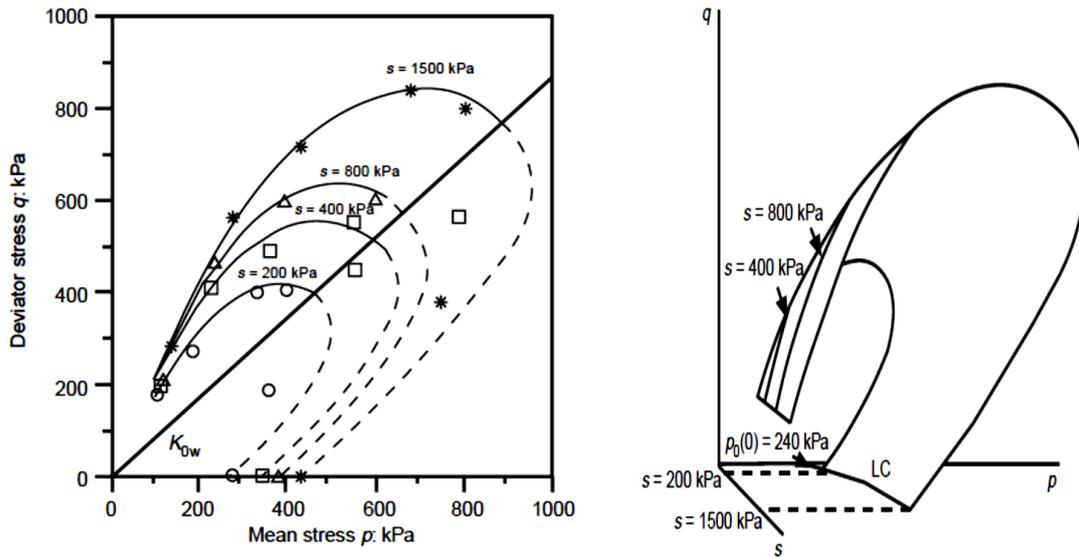


Figura 2.41: Determinación experimental de la superficie de fluencia en varias succiones y en plano $q-p-s$ (Cui & Delage, 1966).

Para modelar la estructura anisótropa de un suelo limoso compactado, Cui y Delage (1996) propusieron una expresión analítica para la superficie de fluencia, en un plano $p-q$, introduciendo una rotación con respecto al eje hidrostático. En base a esos resultados, propusieron un modelo elasto-plástico, buscando la forma de la superficie de fluencia con succión constante, y usando una regla de flujo plástico no asociada. Se utilizó el modelo de Alonso et al. (1990) para los parámetros de la superficie de fluencia y la deformación de corte puede ser obtenida por la ecuación (2.20). La ecuación (2.21) describe una elipse inclinada como superficie de fluencia. La regla de flujo y las demás expresiones utilizadas por el modelo se recogen en las ecuaciones 2.19 a 2.27 (a = eje mayor de la elipse; b = eje menor; c = posición de la elipse y θ = inclinación, $p_k(s)$ = proyección en el eje p de la intersección entre la línea K_0 y la elipse),.

$$p_0(s)/p_c = (p_0(0)/p_c)^{[(\lambda(0)-\kappa)/(\lambda(s)-\kappa)]} \quad 2.19$$

$$d\epsilon_s^e = dq/3G \quad 2.20$$

$$f = b^2(p\cos\theta + q\sin\theta - c)^2 + a^2(-p\sin\theta + q\cos\theta)^2 - a^2b^2 = 0 \quad 2.21$$

$$a = \frac{2p_0p_k\cos^2\theta + [(p_0/p_s) - 1]p_k^2}{2p_0\cos^3\theta + 2[(p_0/p_s) - 1]p_k\cos\theta} \quad 2.22$$

$$c = \frac{[(p_0/p_s) - 1]p_k^2}{2p_0\cos^3\theta + 2[(p_0/p_s) - 1]p_k\cos\theta} \quad 2.23$$

$$b^2 = \frac{\text{ctg}\theta[(p_0p_s\sin 2\theta + c\sin\theta(p_0 - p_s))]}{2c - (p_0 - p_s)\cos\theta} \quad 2.24$$

$$\tan\theta = \frac{3(1 - K_0)}{1 + 2K_0} \quad 2.25$$

$$p_k = M_k p_0 (1.8 < M_k < 2.1) \quad 2.26$$

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{\mu}{\eta_r - \eta} \quad 2.27$$

Actualmente, existe una tendencia en la interpretación y modelación de comportamiento hidromecánico acoplado de suelos no saturados con conocimiento de las propiedades de retención y cambios de humedad, para describir el actual estado de tensiones del suelo (Della Vecchia et al., 2012).

Romero y Jommi (2008) realizaron ensayos en Boom Clay y analizaron los resultados con un modelo modificado de rotación de la superficie de fluencia (ecuación 2.28, donde las principales ecuaciones y los parámetros están presentados en las ecuaciones de 2.29 a 2.33). Las muestras fueron compactadas bajo condición edométrica estática en el lado seco ($w=15\%$) y $\rho_d = 1,4\text{Mg/m}^3$. Las muestras pasaron por cambios de succión bajo la tensión media constante de 0,6 MPa. La Figura 2.42 indican algunos de los parámetros utilizados por el modelo.

$$f = g = (q - M_\alpha p) ^2 - (M^2 - M_\alpha^2)p (\hat{p}_0 - p) \quad 2.28$$

$$\hat{p}_0 = p_0^*[1 + b_1(\exp(b_2(1 - S_r)) - 1)] \quad 2.29$$

$$dp_0^* = \frac{(1+e)p_0^*}{\lambda - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad 2.30$$

$$d\dot{M}_\alpha = c |\dot{\varepsilon}_v^p| (\eta - \xi M_\alpha) \quad 2.31$$

$$\left. \frac{\dot{\varepsilon}_v}{\dot{\varepsilon}_s} \right|_{oed} = \frac{3}{2} \cong \frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} = \frac{M^2 - \eta_0^2}{2(\eta_0 - M_{\alpha 0})} \quad 2.32$$

$$\xi_0 = \frac{\eta_0}{M_{\alpha 0}} \quad 2.33$$

Donde:

p_0^* : tensión de pre consolidación saturada.

\hat{p}_0 : es la tensión de pre consolidación no saturada.

b_1 y b_2 : son parámetros del modelo que relacionan la tensión de pre consolidación con la el grado de saturación.

$d\dot{M}_\alpha$: rotacional gobernado por la oblicuidad y la inclinación actual de la superficie de fluencia.

ξ : controla el valor alcanzado de \dot{M}_α .

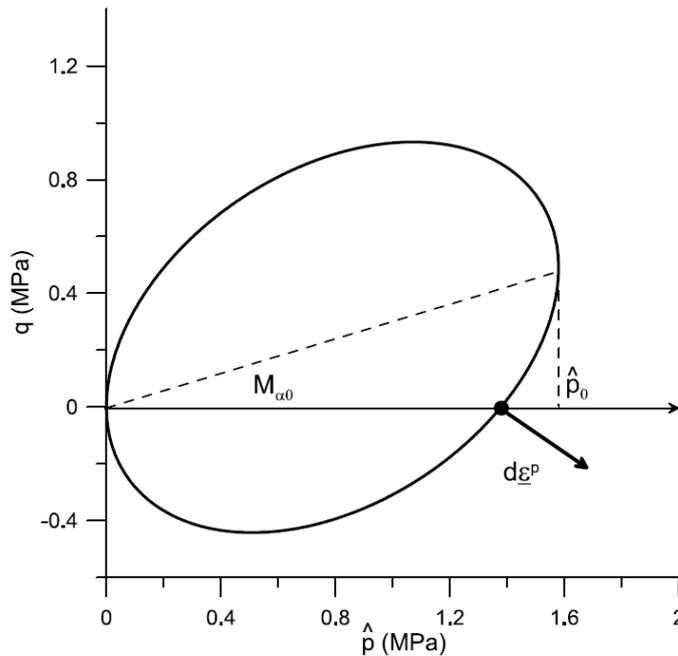


Figura 2.42: Superficie de fluencia rotacionada y vector de incremento de deformación plástica para un estado isótropo de tensión en un plano triaxial de tensiones (Romero & Jommi, 2008).

La investigación enfatizó la evolución de la estructura inicial, a través de trayectorias de humedecimiento y secado, frente la acción acoplada de las deformaciones plásticas y cambios en el grado de saturación. Se llevó a cabo un programa de ensayos específicos en muestras compactadas unidimensionales usando una célula triaxial axisimétrica y edométrica de succión controlada. El colapso del suelo compactado fue evidenciado por los datos experimentales, aunque también se detectó algo de dilatancia bajo baja tensión media. En el primer secado, el suelo siempre experimentó contracción irreversible, cuya cantidad puede ser comparable a la del colapso anterior. En trayectoria de mojado, la tensión fue claramente anisotrópica, aunque el grado de la anisotropía se reduce progresivamente con el desarrollo de deformaciones plásticas.

Los suelos compactados en el campo son raramente isótropos, y la estructura anisotrópica inicial es probable que sufra cambios importantes bajo la acción combinada de cargas externas y humedecimientos. Finalmente, la investigación experimental confirma que las deformaciones plásticas, además de regular el comportamiento mecánico general, también puede tener un efecto importante en las propiedades de retención de agua de suelos compactados. Los datos experimentales presentaron mostraron una clara evolución del dominio de retención de agua después de tensiones plásticas. En las trayectorias de secado y mojado, después de las primeras trayectorias de humedecimiento, se intercambió agua reversiblemente, sugiriendo que la trayectoria succión-saturación estaba completamente contenida dentro de un dominio de retención. (Romero y Jommi, 2008)

Con el fin de simular los datos experimentales, se propuso un modelo constitutivo simple (endurecimiento isotrópico-rotatorio mixto generalizado) gobernado tanto por la deformación plástica como por el grado de saturación. El modelo calibrado en base a los datos experimentales, provenientes de un ensayo isotrópico, demostró ser capaz de reproducir correctamente la principal deformación. La comparación entre datos experimentales y numéricos muestra claramente que teniendo en cuenta correctamente las propiedades de retención de agua, será mejor el modelado del comportamiento mecánico de suelos no saturados. Los cambios en la dirección del incremento de la deformación plástica observados experimentalmente al humedecerse el suelo en el ensayo triaxial, podrían ser simulados con éxito con simples ensayos realizados para el desarrollo del modelo elástico-plástico anisotrópico propuesto para tensiones tridimensionales generales. La Figura 2.43 muestra la simulación y los resultados experimentales obtenidos en el estudio (Romero y Jommi, 2008).

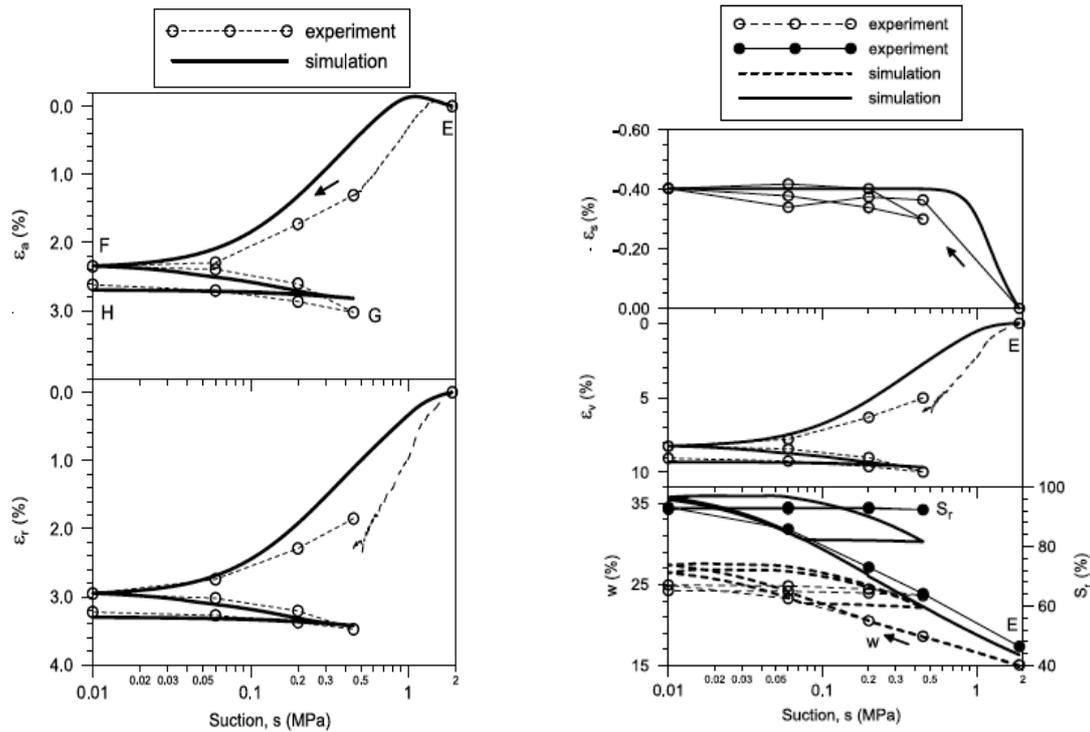


Figura 2.43: Evolución de ε_a y ε_r al largo de las trayectorias de tensión EFGH (izq.) y evolución de ε_v , ε_r , w y S_r a lo largo de las trayectorias de tensión EFGH (der.) (Romero & Jommi, 2008)

En los resultados de Romero y Jommi (2008) se observó para el cambio de succión desde 0,2 a 0,06 MPa la similaridad de ε_a y ε_r indica que la anisotropía fue borrada por el aumento de la saturación, induciendo deformaciones plásticas. Ya para la trayectoria de secado, (succión de 0,02 a 0,45 MPa), tanto ε_s y $\varepsilon_a/\varepsilon_r$ presentaron contracción isotrópica. No hay alteración en el grado de saturación (o sin cambios en el valor de entrada de aire), indicando posible efecto en las propiedades de retención debido la trayectoria de mojado. La evolución de los incrementos de deformaciones plásticas, medidos por la relación de $d\varepsilon_s^p/d\varepsilon_v^p$ tiende a cero, destacando la anisotropía inicial borrada.

Al principio hay una diferencia entre las deformaciones, pero en seguida los puntos tienen buena correlación, a lo largo de las otras trayectorias. Una relevante deformación de corte es acumulada al largo de la trayectoria inicial debido a anisotropía estructural inicial. También ver que el modelo representa bien las deformaciones de colapso. También se muestran las previsiones de los grados de saturación y humedad, y se puede notar que

ellas son sobre estimadas al fin de la trayectoria de mojado, pero en general tienen buenos ajustes. La Figura 2.44 muestra las superficies de fluencia obtenidas por el modelo.

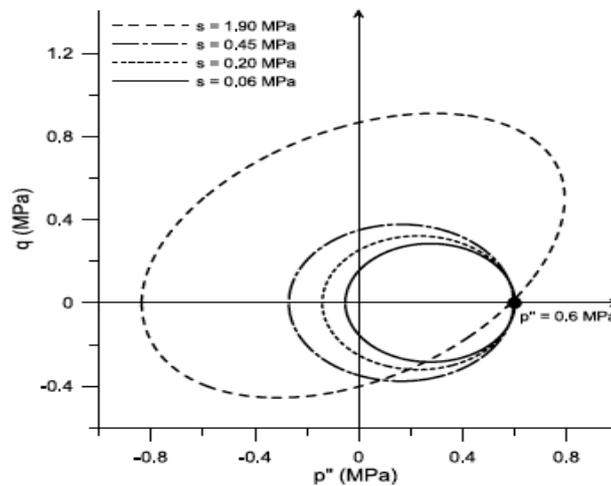


Figura 2.44: Superficie de fluencia inicial y tras diversas reducciones de succión (Romero & Jommi, 2008)

Della Vecchia et al. (2011) realizaron diferentes trayectorias de K_0 en un suelo con humedad constante y con aumento de humedad (trayectoria de mojado). Los puntos de superficie de fluencia fueron obtenidos mediante el cálculo del trabajo plástico (W^p) utilizando la tensión media en el esqueleto. Conforme la Figura 2.45, se puede notar que la superficie de fluencia presenta una distorsión para las trayectorias hechas. Utilizando el procedimiento propuesto por Romero y Jommi (2008) para el cálculo de los vectores de deformaciones plásticas, se dibujó la dirección de los vectores para cada trayectoria de tensión.

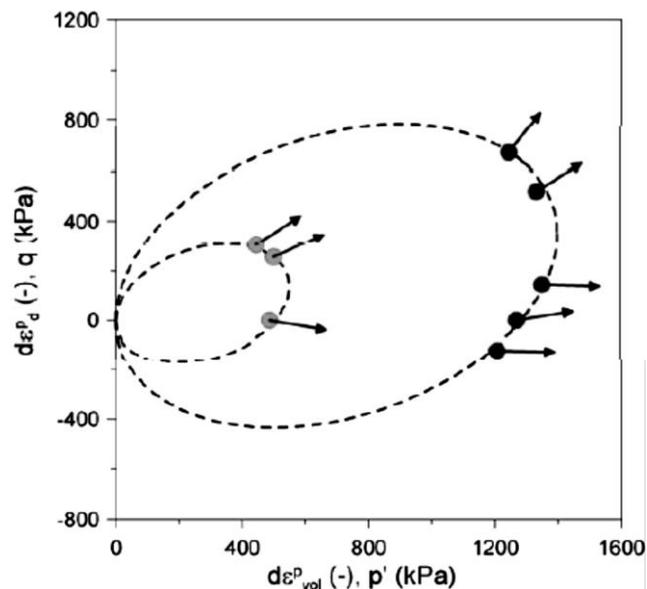


Figura 2.45: Dirección inicial del vector de deformación plástica y superficie de fluencia. (Della Vecchia et al.2011)

Las deformaciones elásticas y plásticas anisotrópicas han sido estudiadas de manera independiente, sin que exista investigación que las unifique. Como consecuencia, una cuestión clave que sigue sin respuesta es si la variación de ambas anisotropías (plástica y elástica) pueden ser relacionadas a un único tensor de estructura o son diferentes tensores los que controlan el comportamiento elástico y plástico.

Hansan & Wheeler (2014) estudiaron la anisotropía elástica haciendo ensayos en un suelo compactado en condiciones saturadas y no saturadas en triaxial con succión controlada y “bender elements”. Los ensayos incluían medir los valores iniciales para pequeñas deformaciones elásticas del módulo de corte (G) usando “bender elements” con diferentes direcciones de polarización, y siendo realizados con diferentes métodos de compactación. Los resultados mostraron que las muestras compactadas en la humedad óptima del Proctor Modificado dinámico tiene un G_{hh} mayor que el G_{hv} (lo mismo ocurría con material reconstruido saturado consolidado en condiciones edométricas), mientras que, las muestras hechas con compactación estáticas mostraron G_{hh} menores que G_{hv} . Dado que las compactaciones anisótropas produjeron una única forma de comportamiento anisótropo para grandes deformaciones plásticas, está claro que el comportamiento anisótropo para pequeñas deformaciones elásticas y las grandes deformaciones plásticas está controlado por diferentes aspectos de la estructura del suelo (diferentes tensores). La

energía de compactación resultó ser el factor más importante para determinar el valor inicial de G_{hh}/G_{hv} en suelos compactados anisótricamente.

Otro modelo propuesto por Al-Sharrad y Gallipoli (2016) modifica el modelo BBM incorporando una dependencia del comportamiento de fluencia en material anisótropo. La diferencia del modelo propuesto Al-Sharrad (2013) y Al-Sharrad y Gallipoli (2014) es la definición de la elipse de la superficie de fluencia a succión constante en el plano de tensión desviadora por tensión media, al considerar una adicional relación entre la distorsión de la elipse y su relación con la succión. Para una succión dada, la superficie de fluencia, representada por la ecuación 2.34, tiene forma de elipse distorsionada en el plano $q:p$.

$$(q - \alpha(p + p_s(s)))^2 = (M^2 - \alpha^2)(p - p_s(s))(p_m(s) - p) \quad 2.34$$

Donde p_m define el tamaño de la superficie de fluencia y α es la distorsión de la superficie (ver Figura 2.46). $p_s(s)$ esta relacionado con el intercepto cohesivo y está vinculado a la succión del suelo, y puede ser obtenido por la expresión no lineal propuesta por Stropeit et al. (2008), mostrada en la ecuación 2.35 (a es un parámetro del modelo).

$$p_s(s) = a(1 - \exp\frac{-s}{a}) \quad 2.35$$

Para obtener los otros parámetros se usó la regla de flujo asociada combinada con la distorsión de la superficie de fluencia (Graham et al., 1983), presentada por la ecuación 2.36. La Figura 2.46 presenta el ejemplo de la superficie de fluencia con el modelo. Se puede usar la ley de endurecimiento volumétrico del modelo BBM para el cambio de tamaño de la superficie de fluencia. Para la distorsión, la ley endurecimiento cinemático describe la distorsión de la superficie de fluencia elíptica, a través de la ecuación 2.37. Donde μ y c son parámetro del modelo y $f(\eta)$ es una relación tri-lineal. (Al-Sharrad y Gallipoli, 2016).

$$d\alpha = \mu[f(\eta) - \alpha] \sqrt{[(d\epsilon_v^p)^2 + 9/2 (d\epsilon_s^p)^2]} \quad 2.36$$

$$f(\eta) = \begin{cases} -cM & \text{para } \eta \leq -M \\ c\eta & \text{para } -M \leq \eta < M \\ cM & \text{para } \eta \geq M \end{cases} \quad 2.37$$

El modelo constitutivo desarrollado, sigue la propuesta del modelo anisótropo de Wheeler et al. (2003). La Figura 2.47 muestra algunos datos experimentales junto con las predicciones del modelo utilizado ABBM2 y BBM (Al-Sharrad, 2013) y la Figura 2.48 presenta la comparación entre los dos modelos ABBM propuestos por los mismos autores (Al-Sharrad y Gallipoli, 2014), En el modelo se utilizan como tensiones constitutivas como tensiones las tensiones efectivas de Bishop y la succión modificada, por las siguientes razones:

- Se propone que las deformaciones elásticas pueden ser relacionadas con las tensiones de Bishop;
- Resistencia al corte puede, como una aproximación razonable, ser únicamente relacionada a las tensiones de Bishop;
- Superficie de fluencia (succión constante) en el plano $q:p^*$ como en el plano $q:\bar{p}$;
- Representación del acoplamiento entre comportamiento mecánico y de retención de agua es más fácil con tensiones de Bishop que con la presión del líquido.

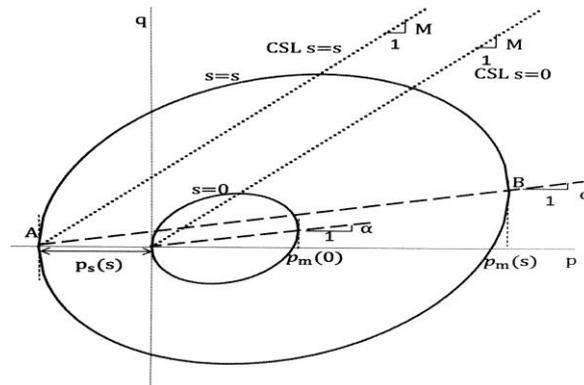


Figura 2.46: Sección por un valor de succión constante de la superficie de fluencia (Al-Sharrad y Gallipoli, 2014).

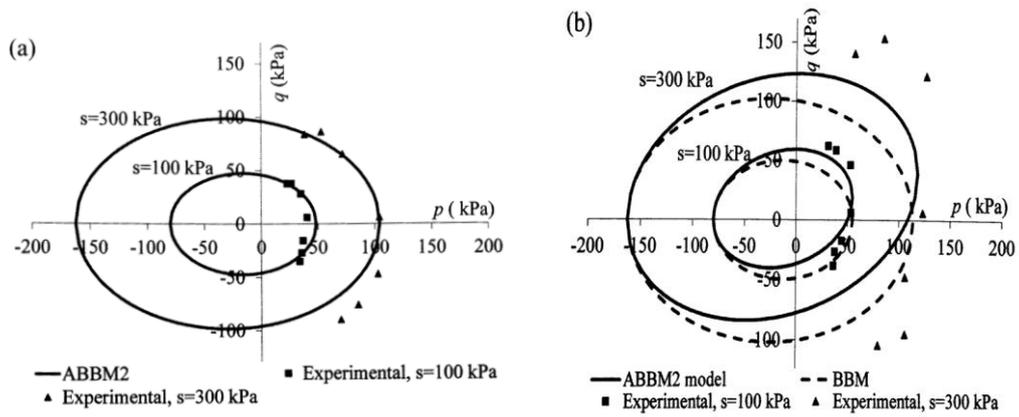


Figura 2.47: Resultados experimentales comparados con el modelo constitutivo anisótropo: (a) suelo inicialmente isotrópico; (b) suelo inicialmente anisótropo. (Al-Sharrad y Gallipoli, 2016).

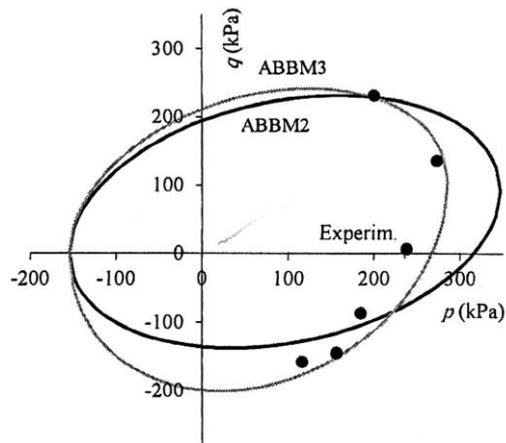


Figura 2.48: Resultados experimentales comparados con los modelos constitutivo anisótropo ABBM2 y ABBM3 (Al-Sharrad y Gallipoli, 2016).

2.7 EQUIPOS PARA EL ESTUDIO DE LA ANISOTROPÍA DEL SUELO EN UN ESTADO GENERALIZADO DE TENSIONES

Para estudiar los efectos de la anisotropía en las deformaciones en la resistencia de los materiales geotécnicos, son necesarios equipos que permitan controlar de forma independiente las tensiones principales, no solo la magnitud de ellas, pero también su dirección. La necesidad de estudiar el comportamiento de suelos granulares bajo un espacio generalizado de tensiones motivó el desarrollo de diferentes equipos, como por ejemplo, el triaxial torsional, cilindro hueco triaxial, corte simple, corte direccional y del cilindro hueco (hollow cylinder apparatus).

El triaxial torsional tiene un estado de tensiones tridimensional que puede ser obtenido por la aplicación de una carga torsional sobre los platos de apoyo (platens) de la muestra. El control independiente de la carga axial, la presión de cámara y el torque sobre el eje vertical permiten cargar con diferentes magnitudes las tres tensiones principales (Ishihara and Li, 1972). Con esta configuración, σ_1 y σ_3 giran simultáneamente en relación al plano vertical normal y en la dirección radial. La rotación α es función directa de σ_1 , σ_2 y σ_3 , no pudiendo ser controlada independientemente. La principal crítica con relación a este equipo es debida a la no uniformidad de las tensiones de corte y deformaciones horizontales en la sección cruzada de la muestra.

La no uniformidad de las tensiones y deformaciones en el triaxial torsional pueden ser reducidas en el equipo del triaxial con corte torsional. Sin embargo, las condiciones de tensión sufren limitaciones en relación a las presiones internas y externas por no poder ser controladas por separado ($P_o = P_i$). Debido esta limitación, la relación del parámetro b y la orientación de la tensión principal mayor es $b = \sin^2 \alpha$. Por consecuencia, el control independiente de las cuatro tensiones no puede conseguirse. (Ishigara and Towhata, 1983)

Otros equipos de corte imponen la rotación continua de las tensiones principales bajo un plano de deformaciones, como el corte simple. Sin embargo, sufre una compensación de la componente de tensión de corte en los contornos laterales y la no uniformidad de la distribución de la tensión y deformaciones (Saad and Townsend 1981; Pradhan et al., 1988). Adicionalmente, la dirección de la tensión principal y su magnitud son conocidas, pero no controladas.

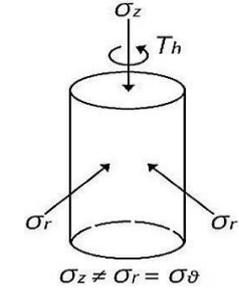
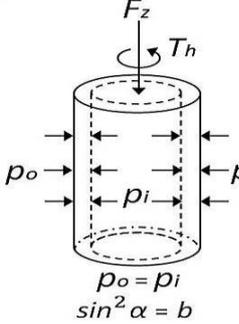
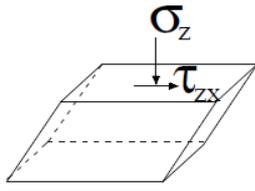
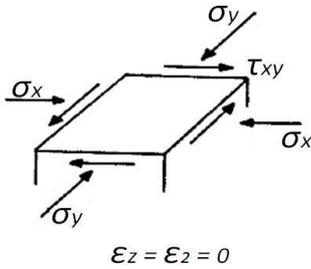
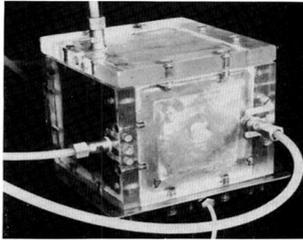
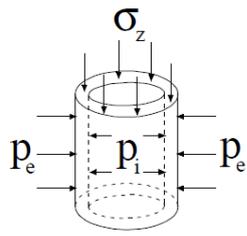
Para superar las limitaciones del corte simple, Arthur et al. (1977) desarrolló el corte simple direccional (DSC). Este equipo permite que las tensiones normales y de corte puedan ser controladas en separado en los cuatro lados de la muestra cubica. Estas tensiones son aplicadas a través de membranas flexibles, mientras la condición del plano nominal de deformación está mantenida comprimida entre placas rígidas movibles en los otros lados. Así, la distribución de tensiones puede ser razonablemente uniforme. Sin embargo, sufre un problema por las bajas tensiones aplicadas debido la capacidad límite de las membranas. A bajas tensiones confinantes, hay una grand deformación volumétrica de dilatación y un alto ángulo de fricción. Adicionalmente, las medidas de deformación son difíciles de medir por causa de las membranas flexibles.

El corte simple, el triaxial cúbico y el corte direccional también ofrecen limitaciones cuanto a no controlar el drenaje. Los ensayos pueden ser realizados drenados en muestras secas o sumergibles, pero el drenaje no puede ser impedido de modo satisfactorio, realizando ensayos de corte rápido en suelos de baja permeabilidad o en condiciones de volumen constante. La Tabla 2.1 muestra los equipos comentados y las tensiones controladas en cada uno de ellos.

El cilindro hueco (HCA, “hollow cylinder apparatus”) (Figura 1.3) permite un control independiente de las tres tensiones principales y la inclinación de las tensiones. Cada una de estas tensiones pueden ser controladas independientemente, ambas direcciones de las tensiones y su magnitud. También es posible controlar (y medir) la presión de poros, y aplicar presión de cola, permitiendo ensayos en condiciones drenadas. Como resultado, el HCA ofrece una oportunidad de extender la aproximación de las trayectorias de tensión para incluir simulación de rotación de las tensiones y la variación de la tensión intermedia, y conducir investigaciones fundamentales en el efecto de las tensiones principales y su rotación.

La principal desventaja atribuida al HCA está relatada con la a no uniformidad de las tensiones y deformaciones inducidas por la restricción de las extremidades y curvatura de la muestra. En el capítulo 3, en el apartado sobre el cilindro hueco, se comenta con más detalles como minimizar estos problemas.

Tabla 2.1: Resumen de equipos y esquema de tensiones controladas para cada uno

Equipo y referencia	Tensiones controladas	Figura y esquema de tensiones
<p>Triaxial torsional (Ishihara and Li, 1972)</p>	<p>σ_1 σ_2 σ_3</p>	 <p>$\sigma_z \neq \sigma_r = \sigma_\theta$</p>
<p>Triaxial con corte torsional (Ishigara and Towhata, 1983)</p>	<p>p q $b = \sin^2 \alpha$</p>	 <p>$p_o = p_i$ $\sin^2 \alpha = b$</p>
<p>Corte simple (Roscoe, 1953)</p>	<p>σ_z τ_{xy}</p>	
<p>Corte directo direccional (Arthur et al., 1977)</p>	<p>σ_1 σ_3 α</p>	 <p>$\epsilon_z = \epsilon_2 = 0$</p>
<p>Célula del triaxial cúbico (Arthur et al. 1972)</p>	<p>σ_1 σ_2 σ_3</p>	
<p>Equipo de cilindro hueco (Broms and Ratman, 1963)</p>	<p>σ_1 σ_2 σ_3</p>	

Las deformaciones son definidas en términos de coordenadas cilíndricas y en principio pueden ser controladas durante el corte con rotación de las tensiones principales. En el cilindro hueco la aplicación del torque causa rotación de las tensiones principales en superficies concéntricas y la condición del plano de deformación implica en que no haya deformaciones radiales. Eso puede ser obtenido considerando que, la media de deformaciones de la pared interna y externo de la muestra son iguales. (High et al. 1983)

Los errores más comunes en el desarrollo de los ensayos en cilindro hueco son debido a que las tensiones y deformaciones ocurridas en la muestra no puedan ser determinadas por medio del equilibrio de fuerzas. Pero esta condición puede ser solucionada al considerar una condición de elasticidad lineal isótropa en el cálculo de las distribuciones de tensiones y deformaciones sobre la muestra.

Otra cuestión es debido a no uniformidad de la distribución de tensiones y deformaciones por su geometría. Primeramente, se puede citar la combinación de una restricción cinemática en el contacto de la muestra con la base y el cabezal por su rigidez y por la rugosidad de las piedras porosas. En segundo lugar, por la geometría curva de las paredes del cilindro. La restricción cinemática de los contactos de la muestra con los elementos rígidos puede ser analizada por la teoría de St. Venant, principio que sugiere que a cierta distancia de la sección donde se aplica la carga la distribución de presiones es casi independiente de la distribución del sistema de fuerzas siempre que la resultante del sistema de fuerzas y su momento sean iguales. (Nishimura, 2005)

La diferencia de la tensión a través de las paredes del cilindro tiende a ser mayor cuando se aplica un torque o cuando existe una diferencia entre las presiones internas y externas debido a la forma curva de las paredes, que produce una variación entre las tensiones radiales y circunferenciales, y una tensión de corte a través de la pared. Para evitar estos errores hay que tener atención a la geometría de la muestra.

Symes (1983) propone que, si la relación entre los radios interno y externo es mucho menor que 0,8, los problemas causados por la diferencia de las tensiones podrían afectar seriamente las características tensión-deformación.

Vaid et al. (1990) describe un índice de no-uniformidad dado con la ecuación $B=(R_{max}/R_{min})/R_{av}$ en la cual los valores de R_{max} , R_{min} y R_{av} representan los valores de las

relaciones de tensiones σ_1/σ_3 máxima, mínima y un valor medio de estas. Se recomienda que B sea menor o igual a 0,2, para que la uniformidad de las tensiones sea aceptable.

Nishimura (2005) y Minh (2006) mencionaron que los resultados de ensayos hechos por Zdravkoviv and Potts (2005) en diferentes geometrías de cilindro hueco podía establecer una relación de esbeltez (H/D_0) donde H es la altura inicial de la muestra y D_0 la dimensión del diámetro externo para medir el efecto de la no uniformidad a lo largo de la dimensión vertical de la muestra. Se determinó que para valores de la esbeltez cercanos a 2 los errores disminuyen y son aceptables.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

En este capítulo se exponen el plan y la metodología de los ensayos llevados a cabo en el programa experimental de esta Tesis, así como la caracterización de los materiales utilizados. Respecto a los materiales, se definen sus propiedades físicas y su clasificación. A continuación, se comentan los ensayos realizados para determinar de forma preliminar las proporciones de la mezcla de arena y arcilla utilizada, y los criterios seguidos en la elección de la muestra definitiva. Estos ensayos son: granulometría, compactación, ensayos de consolidación y ensayos de colapso (en edómetro).

Durante la realización de todos los ensayos se ha tenido especial cuidado de comprobar el correcto funcionamiento de los equipos. Se realizó a conciencia la reparación de los aparatos en los que se detectaron errores de medida en la etapa de calibración, o la sustitución de piezas defectuosas que dificultaban el correcto desarrollo de las pruebas.

En el final de este capítulo se presenta el plan de ensayos seguido, tanto en equipo triaxial convencional, como en Cilindro Hueco, o Hollow Cylinder Apparatus (HCA). Se describen los equipos, técnicas e instrumentación utilizados, ya que la variedad de ensayos realizados requiere un conocimiento amplio de los medios con que cuenta el laboratorio. Es importante resaltar que para los ensayos cíclicos a bajas deformaciones se utilizó muestras de bentonita MX-80 para la obtención del módulo de corte y compararlos con los obtenidos en otros equipos. Sin embargo, el material se presenta en el capítulo 5, junto con los resultados de dichos ensayos.

3.1 OBTENCIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES

3.1.1 Obtención del material

El material utilizado fue elegido por ser un material de referencia en el Laboratorio de Geotécnia de la Universitat Politècnica de Catalunya, y también, por su fácil obtención. Para esta investigación se usó una mezcla de dos tipos de suelo: arena de la playa de Castelldefells y arcilla limosa del Campus Nord. El objetivo de mezclar los dos materiales es obtener una mezcla de suelos con una permeabilidad elevada y acelerar el proceso de saturación y colapso, conservando unas características de manejabilidad elevadas y que,

al mismo tiempo, su deformabilidad frente a saturación fuera considerable. Las Figuras 3.1 y 3.2 muestran los lugares de donde se obtuvo el material para los ensayos.



Figura 3.1: Arena de la playa de Casteldelfells.



Figura 3.2: Recolección de arcilla limosa del Campus Nord (Barcelona).

El proceso de preparación del material se realizó en dos etapas. Primero, se lavó la arena para retirar las impurezas y salinidad, y una vez seca, se tamizó para retirar el material grosero como conchas, madera, etc. La arcilla se secó al aire y luego machacada. La Figura 3.3 muestra la arcilla del Campus Nord usada en el estudio.



Figura 3.3: Arcilla limosa del Campus Nord (UPC).

Los suelos fueron obtenidos de lugares cercanos a los utilizados por Cárdenas (2018) a fin de intentar mantener las mismas propiedades y características del suelo utilizado en la investigación. Sin embargo, fue necesario realizar los ensayos de caracterización de los suelos y de la mezcla para verificar si los materiales eran semejantes.

3.1.2 Caracterización de los suelos y curvas granulométricas

El análisis de los límites de Atterberg, o límites de consistencia, tiene gran relevancia en el estudio de las características geotécnicas de los suelos. Los ensayos se hicieron siguiendo las normativas ASTM-D4318, con el suelo secado al aire y pasando por el tamiz N40.

La Figura 3.4 presenta la Carta de plasticidad y en la Tabla 3.1 se resumen los valores de dichos límites, comparando los resultados determinados en el material de estudio con los valores obtenidos por otros autores. La arcilla limosa de Barcelona presenta un límite líquido (w_L) igual a 36% y un índice de plasticidad (PI) igual a 19%, y está clasificada como una arcilla de baja plasticidad (CL).

Tabla 3.1: Límites de Atterberg del suelo del Campus Nord (UPC)

Suelo	Límite Líquido (%)	Indice Plastico, <i>IP</i> (%)
Barrera (2002)	33	16
Buenfil (2007)	9	27
Lakshmikantha (2009)	32	17
Cardénas (2018)	34	17
Arcilla del presente estudio	36	19

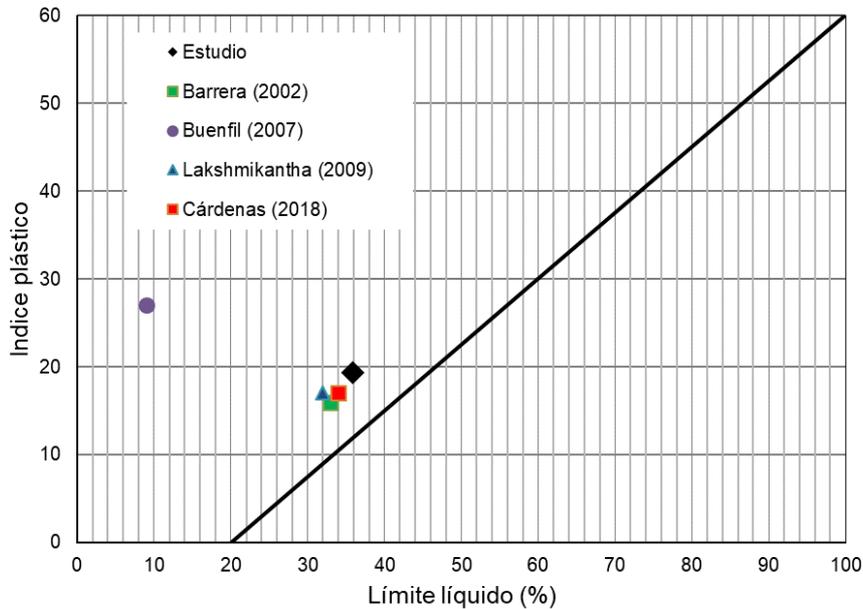


Figura 3.4: Carta de plasticidad presentando el resultado obtenido y la comparación con resultados de otros autores para el mismo tipo de suelo.

Para poder elegir la mezcla de suelos adecuada, se graficaron las curvas granulométricas de los dos suelos (arena y arcilla). La curva granulométrica de la arena fue obtenida a través de tamizado; para la arcilla se usaron los métodos de tamizado y sedimentación. La Figura 3.5 presenta las diferentes curvas para la arcilla limosa de Barcelona, comparada con las curvas granulométricas obtenidas por otros investigadores.

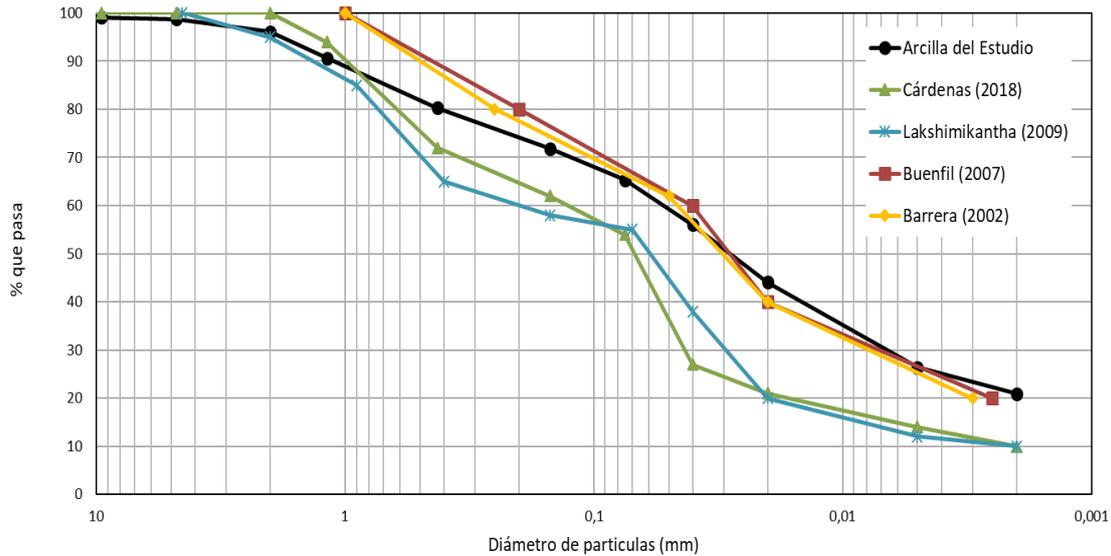


Figura 3.5 Curvas granulométricas de la arcilla limosa de Barcelona.

El análisis de las curvas granulométricas permitió obtener los parámetros de coeficiente de uniformidad (C_u) y el coeficiente de curvatura (C_c). La arena se clasifica como una arena mal graduada (SP), debido a que la cantidad de finos es menor al 50% y mayor del 15%. La curva granulométrica de la arena se presenta en la Figura 3.6, junto con las demás curvas obtenidas para las diferentes mezclas de suelos. La mezcla usada en los ensayos se clasifica como una arena arcillosa (SC).

Una vez clasificado los suelos del estudio, fue necesario realizar pruebas sobre diferentes mezclas de arcilla limosa y arena, a fin de determinar el porcentaje de cada tipo de material presente en la muestra a ensayar. Se intentó buscar una curva granulométrica similar a la utilizada por Cárdenas (2018), debido la semejanza de los materiales utilizados, y a la vez, que la mezcla tenga estabilidad para manipular las muestras compactadas. Para hacer los ensayos de granulometría de las mezclas, se determinó el peso de cada porción de suelo, es decir, de acuerdo con su peso total seco se calculó cuanto suelo era necesario para preparar una muestra. Así, se obtuvo el valor en peso de cada material de acuerdo con su porcentaje. La Tabla 3.2 muestra las fracciones de cada tanteo de mezcla y los resultados de coeficiente de uniformidad (C_u) y de coeficiente de curvatura (C_c) de los suelos se presentan la Tabla 3.3.

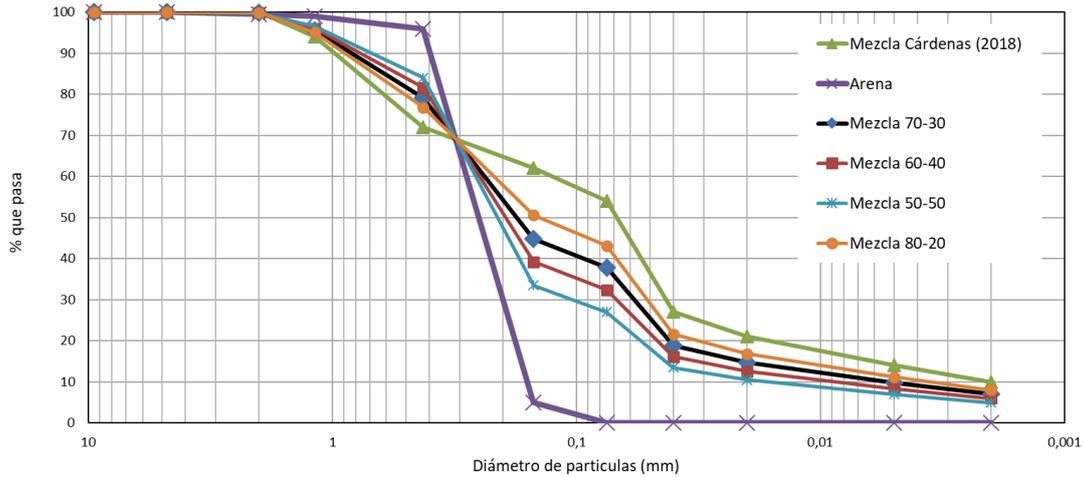


Figura 3.6: Curvas granulométricas para las diferentes mezclas (arcilla-arena) de suelo

Tabla 3.2: Porcentajes de suelo para cada prueba.

Mezcla	Arcilla (%)	Arena (%)
Prueba 1	50	50
Prueba 2	60	40
Prueba 3	70	30
Prueba 4	80	20

Tabla 3.3: Coeficientes de uniformidad de los suelos y de las mezclas

Material	C_u	C_c
Arena	2	0,84
Arcilla	75	10
Mezcla 80-20	55	2,84
Mezcla 70-30	50	2,70
Mezcla 60-40	32	2,35
Mezcla 50-50	18	2,50

Finalmente, se determinó que las proporciones de arcilla y arena adecuadas para el estudio fueron del 70% y 30%, respectivamente. Se hizo una pequeña corrección en la granulometría de la arcilla para reducir la fracción de mayor diámetro (Figura 3.7). De este modo, la curva se acerca más a la curva granulométrica estudiada por Cárdenas (2018).

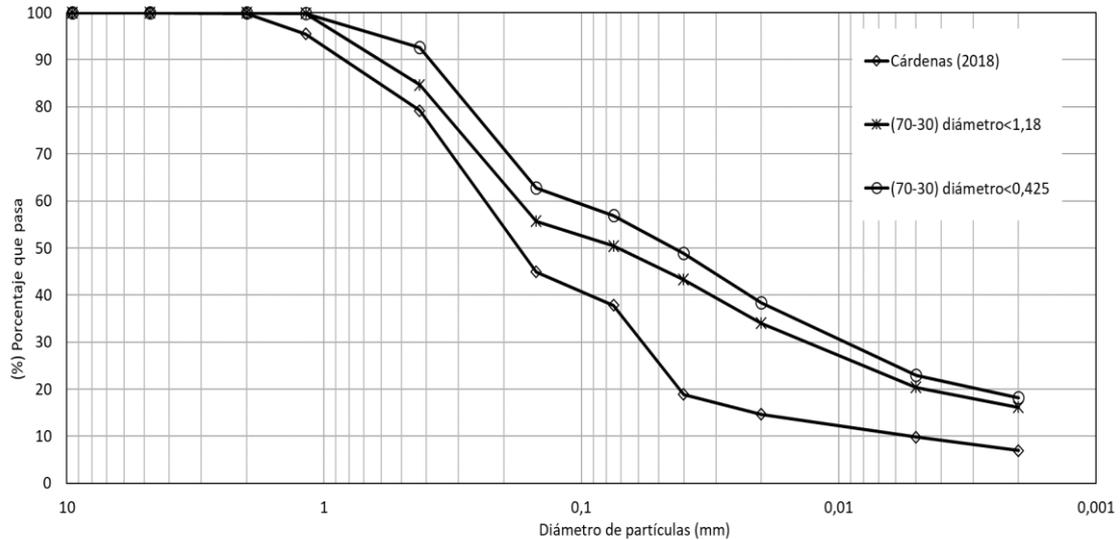


Figura 3.7: Curvas granulométricas con corrección del diámetro máximo

3.1.3 Ensayos de compresión simple

Para verificar la estabilidad en la manipulación de las muestras se realizaron varias pruebas sobre el material de ensayo. Se llevaron a cabo ensayos de compresión simple en una prensa mecánica para verificar si las muestras con bajos contenidos de humedad tenían resistencia mecánica y cohesión. Para ello se realizaron ensayos a diferentes humedades de compactación y diferentes porcentajes de arcilla limosa y arena. La Figura 3.8 presenta el molde de compactación y la prensa de compactación estática para el ensayo de compresión simple. Se utilizaron muestras de 36mm de diámetro y 72mm de altura.



Figura 3.8: Compactación estática para las muestras ensayadas a compresión simple

La mayoría de las mezclas ensayadas con densidad seca igual a $1,55\text{Mg/m}^3$ y baja humedad no fueron capaces de resistir el esfuerzo de compresión simples, debido a la falta de estabilidad y cohesión. Las mezclas que contenían un porcentaje mayor de arena se rompían simplemente al manipular. Las muestras compactadas con un contenido más elevado de agua, aunque pudieron ser trasladadas a la prensa de ensayo, no soportaban una carga mínima, rompiéndose al empezar a moverse el pistón axial. Las Figuras 3.9, 3.10 y 3.11 muestran algunas muestras compactadas con las mezclas de proporción 50/50, 60/40 y 70/30 (porcentual de arcilla y arena respectivamente) con densidad de $1,7\text{ Mg/m}^3$ y la Figura 3.12 presenta gráfica de la resistencia a compresión con diferentes humedades de compactación. Las muestras ensayadas de mezclas de proporción 70/30 a diferentes humedades de compactación mostraron una mayor estabilidad, incluso con el material compactado con muy baja humedad.



Figura 3.9: Mezcla 50% de arcilla y 50% de arena (50/50).



Figura 3.10: Mezcla 60% de arcilla y 50% de arena (60/40).



Figura 3.11: Mezcla 70% de arcilla y 30% de arena (70/30).

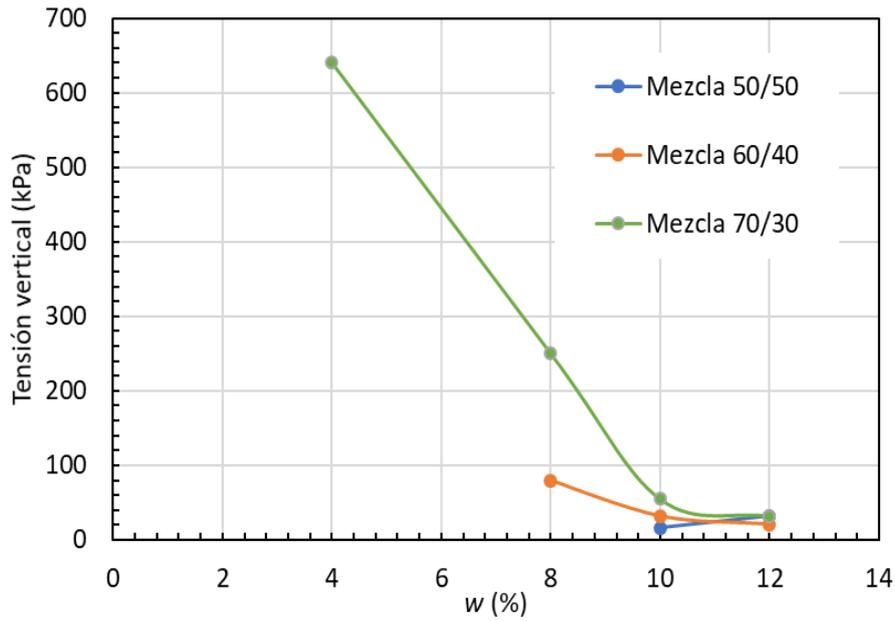


Figura 3.12: Resistencia a la compresión simple en las muestras con diferentes porcentajes de arcilla/arena con diferentes humedades de compactación.

Al final, se escogió la mezcla con un 70% de arcilla y un 30% de arena. Esta mezcla presentó mejor estabilidad y mayor facilidad de manipulación, permitiendo trabajar con humedades más bajas (suelo con grado de saturación inferior a 30%), parámetro importante para los ensayos de colapso. La Figura 3.13 muestra las curvas de granulométricas finales de los materiales y mezcla. Para las mezclas se utilizó la arcilla limosa modificada (granulometría corregida, ver Figura 3.7).

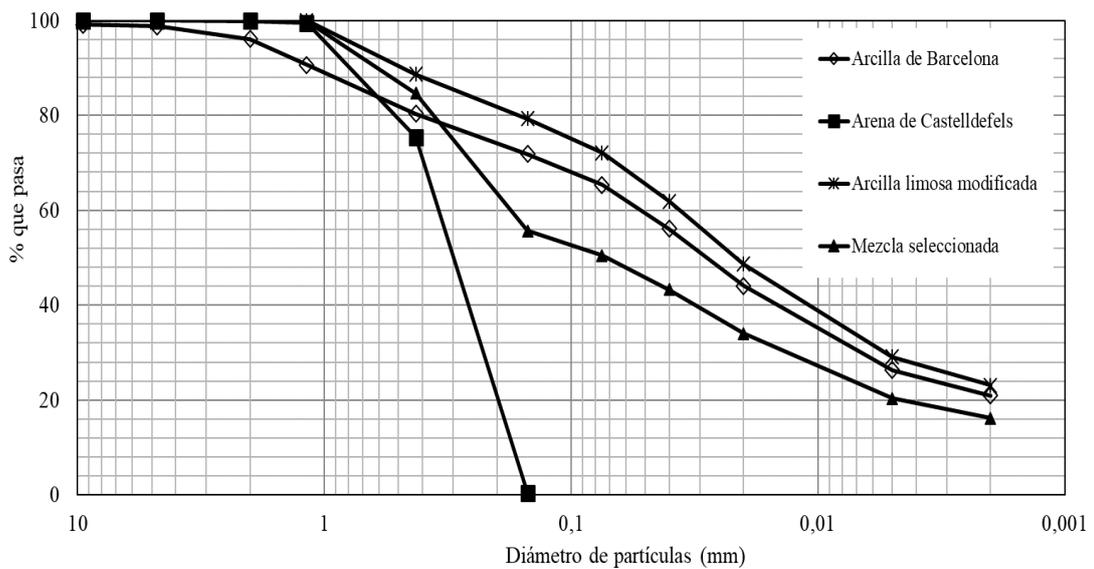


Figura 3.13: Curvas granulométricas definitivas del material usado

3.1.4 Curvas de compactación

Los ensayos de compactación son importantes para conocer el comportamiento mecánico de los suelos, y para conocer la densidad seca máxima (γ_{dmax}) y la humedad optima (w_{ot}), en determinadas condiciones de compactación. Para complementar la caracterización de la mezcla elegida, se realizaron compactaciones estáticas a diferentes humedades y densidades, y también compactaciones dinámicas.

El análisis de las curvas de compactación permitió observar que hay una densificación mayor por efecto de la matriz arcillosa que rodea los granos de arena y que este cambio de densidad podría tener un impacto importante en el comportamiento mecánico de la mezcla con relación a los ensayos previstos. Esta condición parece indicar que las partículas individuales de arena se encuentran inmersas en la matriz dominante del suelo que forma la porción fina de arcilla y limo, por lo que los granos de arena tendrían poco o ningún contacto entre ellos. Esta hipótesis hace que sea importante conocer el valor de la relación de vacíos real de la arcilla limosa, dado que este índice de poros controla el comportamiento frente a colapso, la permeabilidad y las propiedades de retención de la mezcla.

La densidad seca de la arcilla limosa puede ser estimada en función de la ecuación 3.1 y la humedad en la ecuación 3.2, donde f_c es el porcentaje de arcilla limosa por masa seca (70% para la mezcla seleccionada). La densidad de sólido de la mezcla es $\rho_{sm} = 2,66 \text{ Mg/m}^3$ ($\rho_{ss} = 2,65 \text{ Mg/m}^3$ para la arena y $\rho_{sc} = 2,67 \text{ Mg/m}^3$ para la arcilla limosa). La Figura 3.14 presenta un esquema de distribución de partículas de la mezcla.

$$\rho_{dc} = \frac{f_c \rho_{sm}}{e + \frac{f_c \rho_{sm}}{\rho_{sc}}} \quad 3.1$$

$$\omega_c = \omega \left[1 + \frac{(1 - f_c)}{f_c} \right] \quad 3.2$$

donde:

ρ_{dc} = densidad de seca de la arcilla.

ρ_{sm} = densidad sólidos de la mezcla (70/30).

ρ_{sc} = densidad de sólidos de la arcilla.

e = índice de vacíos de la mezcla.

w_c = humedad de la arcilla.

w = humedad de la mezcla.

f_c = porcentaje de arcilla en la mezcla.

El valor de la densidad seca obtenida está asociado con el índice de vacíos y se percibe que el índice de vacíos de la matriz de arcilla limosa después de compactado es mayor que el valor obtenido para la mezcla. Esta variación de índice de vacíos podría facilitar el colapso, o el exceso de deformación. La Tabla 3.4 presenta las densidades secas global de la mezcla y de la matriz arcillosa.

Tabla 3.4 Comparativo de las densidades secas de la mezcla y de la matriz

Parámetro	Muestra A	Muestra B	Muestra C
Densidad seca de la mezcla, (Mg/m^3)	1,55	1,65	1,75
Densidad seca de la arcilla-limosa, (Mg/m^3)	1,32	1,42	1,52
Índice de Poros de la arcilla, (-)	1,02	0,87	0,75

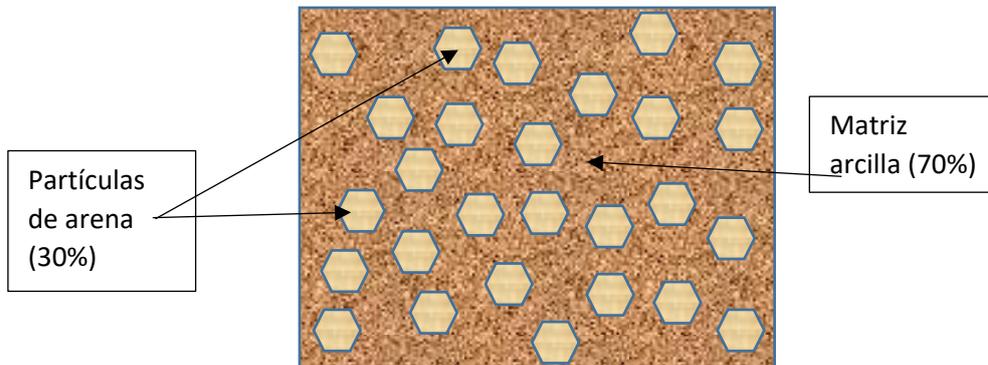


Figura 3.14: Representación de la mezcla con la matriz de finos y los granos de arena.

Se realizaron varias compactaciones estáticas a fin de comparar las curvas para las diferentes humedades de compactación. De ese modo, se pudo valorar la variación de índice de vacíos y la tensión vertical máxima de compactación para cada condición. La Figura 3.15 muestra las curvas de compactación estática para las diferentes humedades.

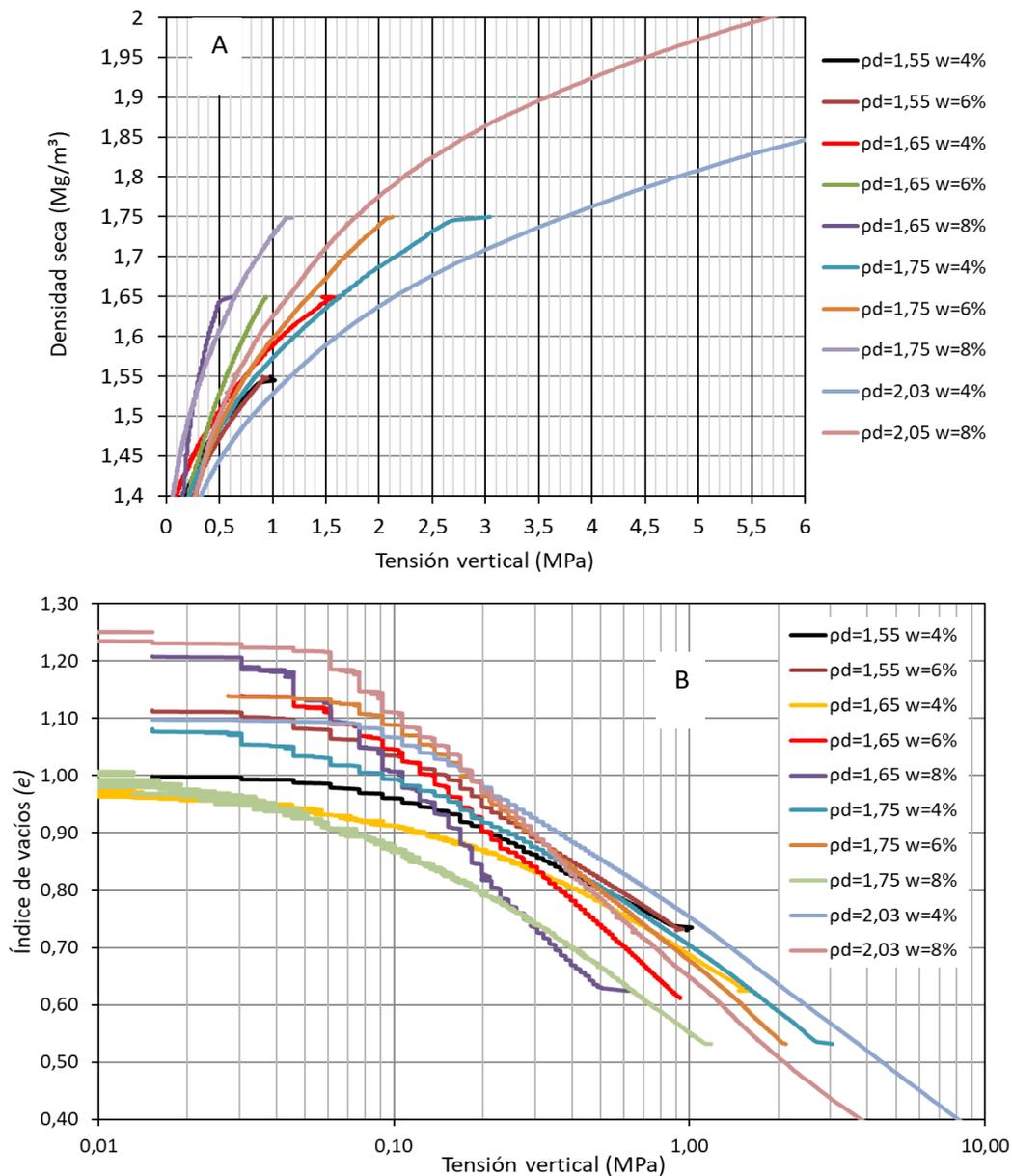


Figura 3.15: Curvas de compactación en edómetro para distintas condiciones: densidad seca vs tensión vertical (A); índice de poros vs tensión vertical (B).

Para valorar la importancia de la matriz arcillosa, los resultados de las curvas de compactación estática y dinámica fueron comparadas con las curvas de compactación de la misma arcilla limosa estudiada por Buenfill (2007), y se presentan en la Figura 3.16. Se puede notar que cuando se calcula el índice de poros de la matriz de finos, las curvas se acercan mucho, lo que reafirma la importancia de la matriz en el comportamiento del material y que el modelo de ajuste para las diferentes fracciones de material funciona adecuadamente. En las curvas de compactación (estática y dinámica) se aprecia que la mezcla presenta una densidad seca más elevada a menores valores de humedad. En la mezcla, se obtiene una densidad seca máximo para la mezcla de 2,05Mg/m³ y humedad

óptima de 10%, mientras que para la matriz de arcilla limosa estos valores estarían alrededor de 1,9Mg/m³ y 12%, respectivamente.

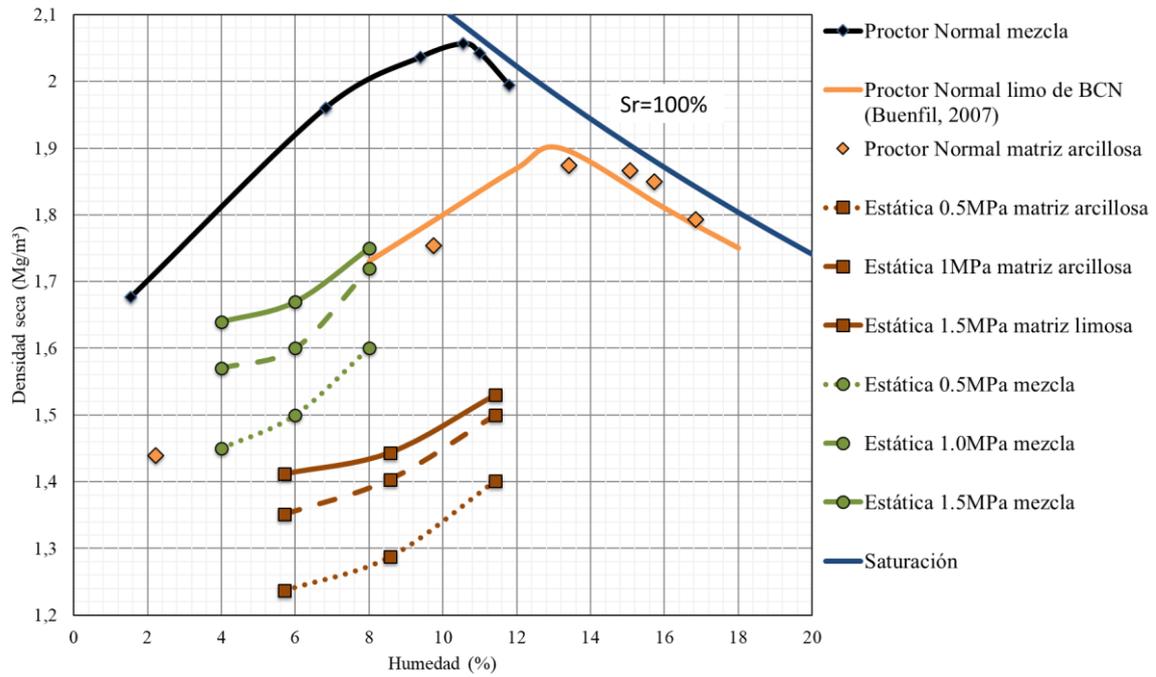


Figura 3.16: Curvas de compactación y comparación de las curvas de la mezcla con la matriz arcillosa.

3.1.5 Curva de retención

Para entender mejor el comportamiento de la mezcla fue necesario obtener la curva de retención, la cual permite un análisis del cambio de succión con la humedad (o grado de saturación). Estas curvas son de crucial importancia para estudiar el comportamiento hidro-mecánico del suelo. En esta investigación, se realizaron las medidas de succión utilizando el “chiled-mirror dew-point psychrometer” (WP4), fabricado por la empresa Decagon.

Este equipo fue desarrollado con el objetivo de determinar la succión total de los suelos mediante el análisis de la humedad relativa en un tiempo corto (aproximadamente 10min). La humedad relativa es determinada por la diferencia de temperatura entre el aire contenido dentro del equipo y la temperatura del suelo obtenida mediante un termómetro infrarrojo. El rango de valores de succión medidos por el equipo varía entre 1 y 60MPa, siendo poco preciso para rangos inferiores a 1MPa. Para valores inferiores a 0,5MPa, se utilizó un tensiómetro de alta precisión (T5 de la empresa UMS).

La Figura 3.17 presenta las curvas de retención en mojado de la mezcla seleccionada (compactada con densidad seca de $1,65 \text{ Mg/m}^3$ y humedad del $4,0\%$), de la arena y de arcilla limosa de BCN. También se presentan los valores de succión obtenidos para una mezcla semejante, estudiada por Cárdenas (2018). La mezcla llega a a saturación con una humedad de aproximadamente el 27% .

Se puede notar que la curva de retención de la mezcla está más cerca de la curva desarrollada por la arcilla limosa, en el rango de succiones bajas, donde las características de los poros en función de los vacíos son dominantes en el mecanismo de retención. Para valores más altos de succión (superiores a 1 MPa), la condición predominante es la de adsorción y en la mezcla, el comportamiento está regido por la matriz de finos.

La curva de retención de la mezcla fue usada para estimar los valores de succión en los ensayos mecánicos con humedad constante. Principalmente porque los valores de succión que presenta el material son elevados y no fue posible su medida con tensiómetros a lo largo de los ensayos.

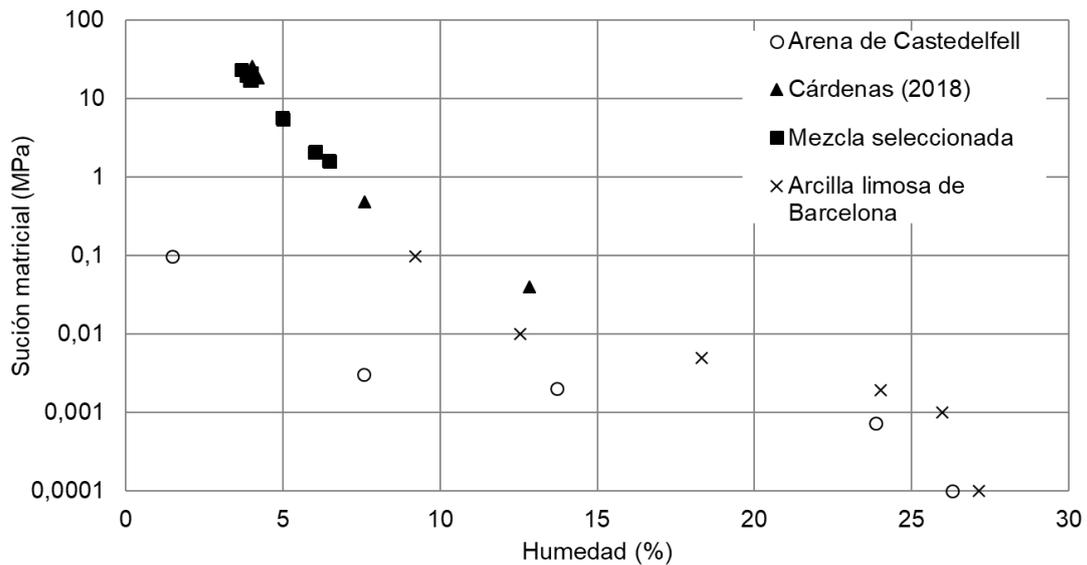


Figura 3.17: Datos experimentales de succión para la arena de Castelldefells, la arcilla limosa (UPC), la mezcla del estudio y la mezcla utilizada por Cárdenas (2018)

Para graficar las curvas de retención se usó el modelo analítico propuesto por Van Genuchten (1980), presentado en las ecuaciones 3.3, 3.4 y 3.5. Los parámetros utilizados en el modelo se presentan en las Tabla 3.5 y 3.6 y, las Figuras 3.18 y 3.19 presentan las curvas de retención modeladas para la trayectoria de mojado y secado, respectivamente.

$$\theta = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{\psi}{\alpha}\right)^n\right]^m} \quad 3.3$$

$$\theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad 3.4$$

$$m = 1 - \frac{1}{n} \quad 3.5$$

donde:

θ : es el contenido volumétrico de agua relativo.

θ_s : es el contenido volumétrico de agua para condición saturada.

θ_r : es el contenido volumétrico de agua para condición residual.

α : es la presión de entrada al aire.

ψ : es la succión matricial.

n y m : son parámetros relacionados con la pendiente de la curva.

Tabla 3.5 Parámetros utilizados en el modelo de Van Genuchten para mojado.

Suelo	θ_s	θ_r	α (MPa)	m	n
Arena Castelldefells	0,263	0,015	0,003	1,8	1,8
Arcilla Campus Nord (Barcelona)	0,271	0,092	0,010	2,0	1,5
Mezcla suelo (70-30)	0,275	0,030	0,005	0,25	1,5

Tabla 3.6 Parámetros utilizados en el modelo de Van Genuchten para secado.

Suelo	θ_s	θ_r	α (MPa)	m	n
Arena Castelldefells	0,312	0,0163	0,007	1,6	1,8
Arcilla Campus Nord (Barcelona)	0,271	0,1	0,008	0,65	2,3
Mezcla suelo (70-30)	0,27	0,030	0,008	0,15	2,5

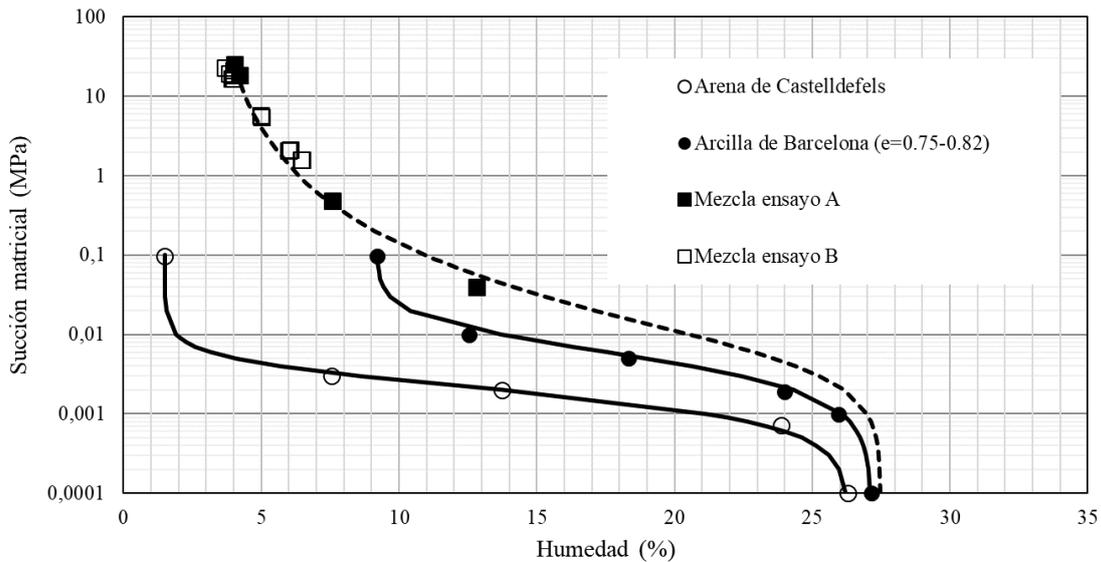


Figura 3.18: Curva de retención para los materiales en trayectoria de mojado.

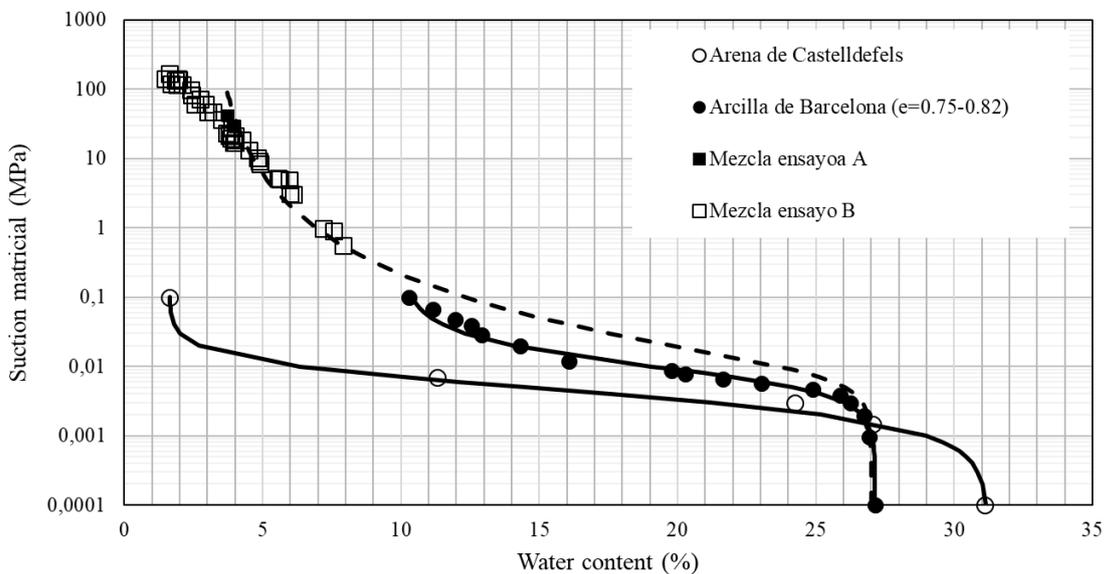


Figura 3.19: Curva de retención de los materiales en trayectoria de secado.

3.1.6 Ensayos edométricos

Para conocer el comportamiento frente a compresibilidad, se realizaron ensayos edométricos sobre muestras de la mezcla. Se obtuvieron las curvas de compresión para las muestras saturadas y, se realizaron ensayos de colapso, para determinar los parámetros de deformación y el potencial de colapso, respectivamente. Los ensayos se realizaron en tres densidades secas diferentes: $1,55\text{Mg/m}^3$; $1,65\text{Mg/m}^3$; $1,75\text{Mg/m}^3$.

Los ensayos edométricos convencionales saturados se realizaron aplicando incrementos de carga y descarga para la obtención de la curva de compresibilidad. En los ensayos en

condición no saturada se aplicó un incremento de tensión vertical hasta que las deformaciones se estabilizasen para, a continuación, inundar la célula edométrica y saturar el suelo, y llevar al colapso. Las Figuras 3.20, 3.21 y 3.22 presentan las fotos del equipo de compactación edométrica, la muestra compactada y el equipo utilizado para los ensayos.



Figura 3.20: Compactación estática edométrica.



Figura 3.21: Muestra compactada para utilizar en edómetro.

En los ensayos edométricos, se aplica inicialmente a una tensión vertical muy baja (aproximadamente 10 kPa), de forma que la muestra entre en contacto con el cabezal. En el caso de ensayos saturados, antes de iniciar las etapas de carga se inunda la célula con agua destilada, a fin de saturar el suelo. Una vez inundada la célula, se espera a que los

cambios de volumen estabilicen, considerando así que la muestra ya esté saturada. Seguidamente, se aplican de forma escalonada los siguientes incrementos de tensión vertical:

20 kPa → 50 kPa → 100 kPa → 200 kPa → 400 kPa

A continuación, se realizan las etapas de descarga, aplicando los mismos valores de tensión vertical, hasta llegar a la tensión inicial aplicada de 20 kPa. Por último, se realiza una recarga de 20 kPa a 200 kPa. Este ensayo permite obtener los diferentes parámetros que caracterizan la deformabilidad de la muestra. La Figura 3.23 muestra las diferentes curvas de compresión.



Figura 3.22: Edómetros de tipo Bishop del laboratorio de geotecnia de la Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)

Los ensayos de colapso se llevaron a cabo aplicando cargas verticales en condiciones no saturadas. Una vez aplicada la tensión máxima se mantiene la muestra a carga constante hasta que se estabilizan las deformaciones verticales. A continuación, se procede a inundar la célula edométrica y a registrar las deformaciones verticales. Las medidas de colapso se realizaron bajo las mismas cargas aplicadas en la trayectoria de tensiones verticales para el ensayo saturado.

También es importantes resaltar que los ensayos edométricos no saturados, se mantuvieron a humedad constante antes de la saturación. Es decir, que el suelo empieza la trayectoria de saturación con una succión parecida a la inicial post-compactación, que se lleva a “cero”, al saturar el material.

Los parámetros de deformación y el coeficiente de permeabilidad, no sufren grandes variaciones dependiendo de la densidad inicial o de la humedad de compactación. La Tabla 3.7 presenta los resultados comparados de los parámetros obtenidos en los ensayos saturados: la humedad y succión de la muestra, el índice de compresión (C_c), el índice de descarga-recarga (C_s), el índice de consolidación (C_v), el coeficiente de compresibilidad (m_v) y, la permeabilidad (k). La Figura 3.24 compara dos curvas de compresión a humedad constante con diferentes humedades de compactación. Se observa que la muestra más seca tiene una presión de preconsolidación mayor que la muestra más húmeda.

Tabla 3.7 Parámetros obtenidos de los ensayos edométricos saturados

ρ_d (Mg/m ³)	w compactación (%)	s inicial (kPa)	C_c	C_s	C_v (m ² /s)	m_v (kPa ⁻¹)	k (m/s)	P'_o (kPa)
1,55	4	16000	0,2	0,01	6×10^{-6}	7.7×10^{-4}	4.6×10^{-8}	12
1,55	6	1500	0,19	0,04	6×10^{-6}	7.1×10^{-4}	7.06×10^{-8}	15
1,65	4	16000	0,19	0,009	5.7×10^{-6}	3.1×10^{-4}	1.7×10^{-8}	20
1,65	6	1500	0,19	0,009	4.6×10^{-6}	3.7×10^{-4}	1.8×10^{-8}	40
1,75	4	16000	0,19	0,009	5.7×10^{-6}	2.9×10^{-4}	1.67×10^{-8}	25

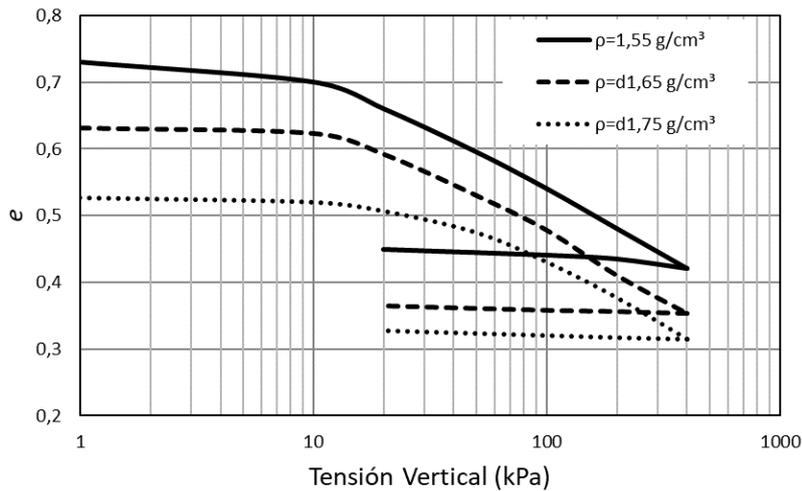


Figura 3.23: Curvas de compresión saturada para diferentes densidades secas iniciales y una humedad de compactación del 4% (tensión vertical vs. índice de vacíos).

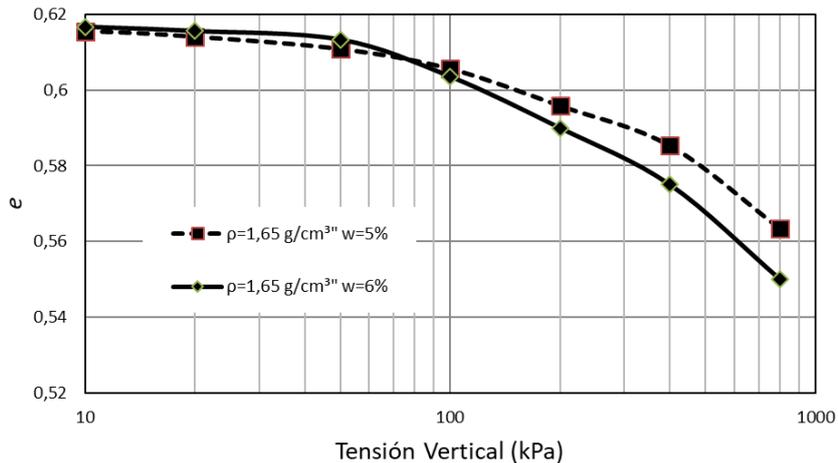


Figura 3.24: Curvas de compresibilidad a humedad constante con diferentes succiones inicial (tensión vertical vs. índice de vacíos).

Se observó que el material colapsó incluso con una baja tensión vertical (10 kPa). La deformación máxima de colapso (deformación volumétrica de 10,3%) se alcanzó a una tensión vertical de 200 kPa. Se aprecia que la deformabilidad del suelo para una mayor humedad de compactación, cuando es ensayado a humedad constante, aumenta considerablemente. La Figura 3.25 presenta las curvas de colapso para carga aplicada y densidades secas de compactación de 1,55Mg/m³ y de 1,65Mg/m³. Se percibe que la mayor deformación por colapso ocurre en la tensión vertical de 200kPa, para ambas densidades de compactación, alrededor de 10% de deformación volumétrica.

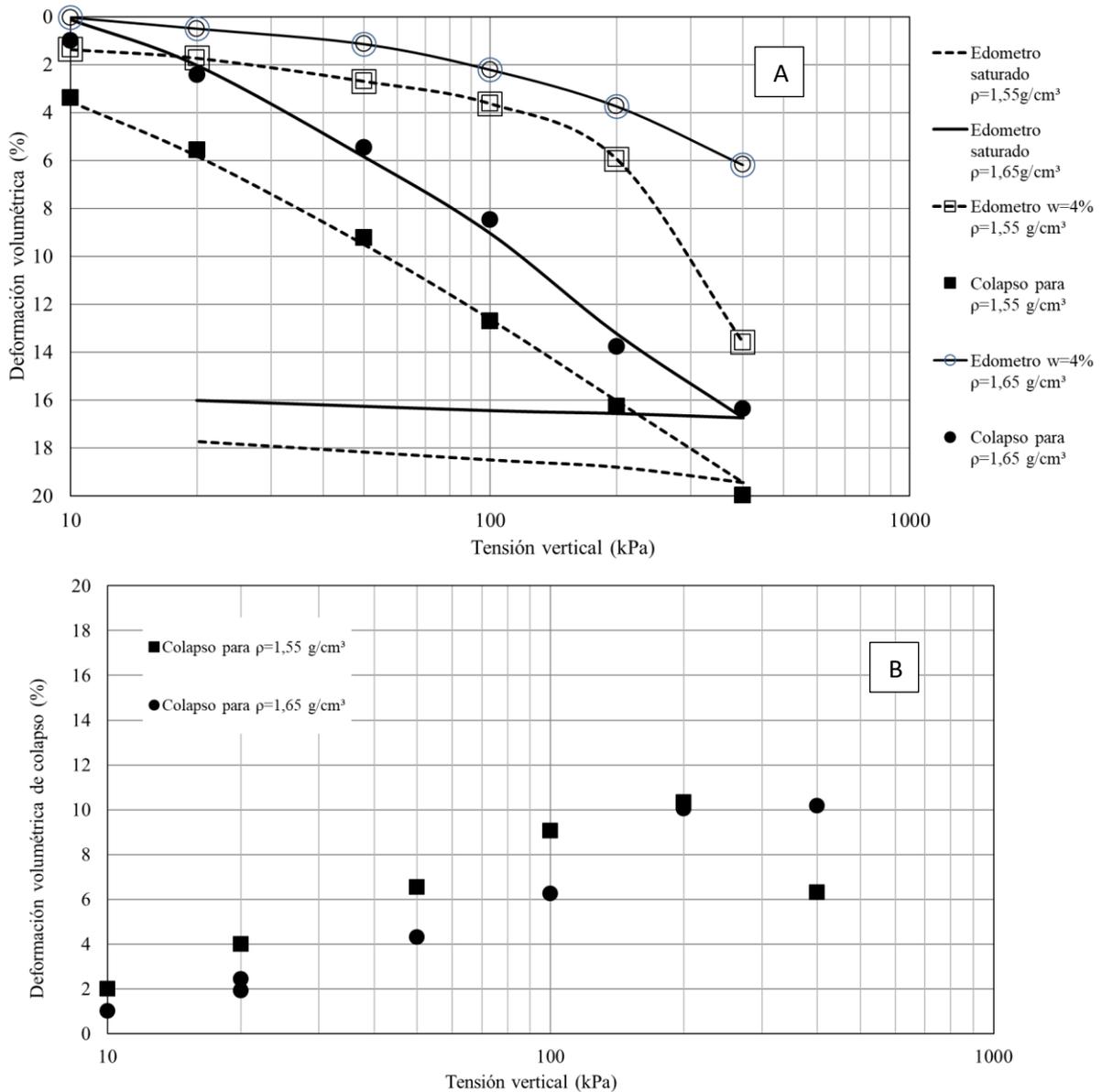


Figura 3.25: A) Ensayos de compresión y colapso para muestras compactadas estáticamente en densidades secas de 1,55 y 1,65 Mg/m³ y humedad inicial del 4%: B) Deformación volumétrica de colapso para las diferentes densidades iniciales.

Dando continuidad a los análisis de los resultados de colapso en equipo edométrico, se llevó a cabo una modelación regresión con la finalidad de establecer una relación que permitiera evaluar la deformación volumétrica de colapso, dependiendo de la carga vertical aplicada y el índice de vacíos antes de empezar el proceso de saturación (deformación post aplicación de la carga en condición no saturada). El modelo (Sajjad, 2018), está presentado en la ecuación 3.6, donde a , b y c son parámetros del modelo, y e es el índice de vacíos antes de la saturación.

$$\varepsilon_v(\%) = a \cdot \left[\ln \left(\frac{\sigma}{1 \text{ kPa}} \right) \right]^b \cdot e^c \quad 3.6$$

En la Figura 3.26 se presentan las curvas obtenidas por el modelo empírico y los datos experimentales encontrados en los ensayos de colapso realizados en edómetro para tres densidades secas distintas (1,55, 1,65 y 1,75 Mg/m³). Se observó que el potencial de colapso aumenta considerablemente a menor densidad seca del material. También se percibió que el máximo potencial de colapso ocurre para una tensión vertical de 200kPa. Las curvas calculadas por el modelo presentaron buen ajuste para las densidades ensayadas. La Tabla 3.8 presenta los parámetros del modelo para el ajuste.

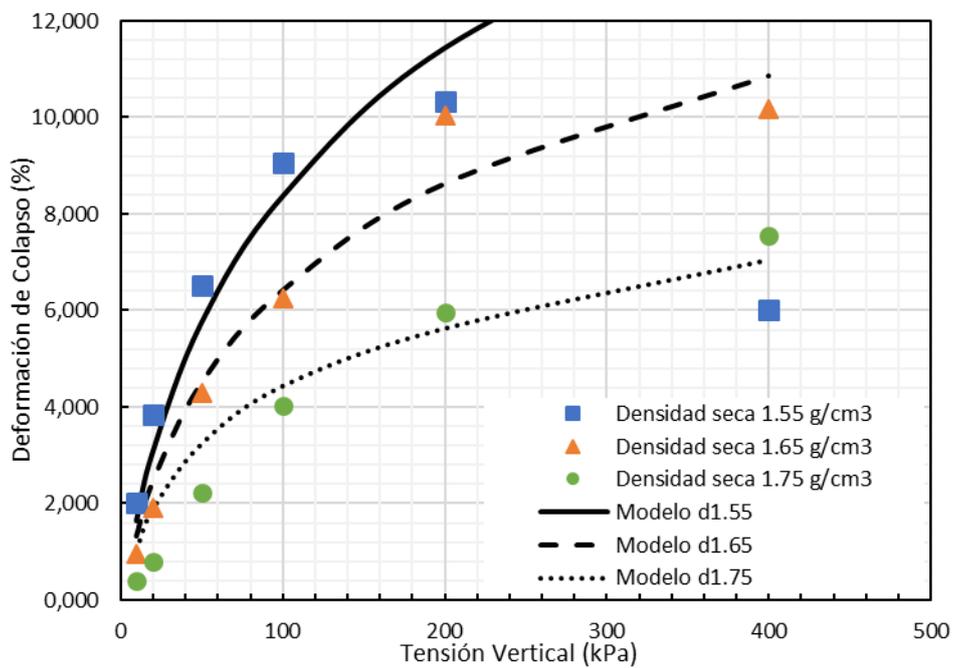


Figura 3.26: Curvas de deformación volumétrica de colapso en función de la tensión vertical para diferentes densidades secas en edómetro y las curvas obtenidas por el modelo empírico

Tabla 3.8: Parámetros del modelo de potencial de colapso para los diferentes ensayos realizados

Ensayo con humedad inicial de 6%	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>
Edómetro $\rho_s = 1,55 \text{ g/cm}^3$	0,352	2,369	1,359
Edómetro $\rho_s = 1,65 \text{ g/cm}^3$			
Edómetro $\rho_s = 1,75 \text{ g/cm}^3$			

3.1.7 Corte directo

Los ensayos de corte directo permiten determinar parámetros de resistencia con cierto grado de confiabilidad y de fácil obtención. Sin embargo, no es posible controlar el drenaje o medir la presión de poro, siendo necesario controlar la velocidad del corte de acuerdo con la permeabilidad del material, para evitar el exceso de presión de poros.

Los ensayos de corte directo realizados en esta investigación se hicieron en un equipo convencional la División de Ingeniería del Terreno del del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Univeritat Politècnica de Catalunya (UPC). La Figura 3.27 presenta el equipo en que se realizaron los ensayos de corte directo.



Figura 3.27: Equipo de corte directo de la UPC

Debido a la dificultad de preparar una muestra con las dimensiones usadas por el equipo, las muestras fueron preparadas por compactación estática dentro de la propia caja del ensayo. Se determinó la cantidad de suelo necesaria para la densidad seca deseada, que para estos ensayos fue de $1,55 \text{ Mg/m}^3$, en función del volumen de la muestra. El suelo se colocó en la célula de corte y se hizo la compactación vertical mediante pesas,

incrementando el peso hasta obtener la altura (volumen) de la muestra para ensayo. El peso necesario fue alrededor de 120kg (tensión vertical equivalente de 424kPa).

Los ensayos se dividieron en dos tipos: saturados y a humedad constante (no saturados). Para los ensayos saturados se aplicó tensiones verticales de 50, 100, 200 y 400kPa. En la condición no saturada, las tensiones aplicadas fueron de 50, 100 y 200kPa. Se esperó a que se estabilizaran las deformaciones verticales antes de poner en marcha el desplazamiento horizontal. Una vez en marcha, se dejó el corte hasta llegar al valor máximo de desplazamiento horizontal permitido y calcular la tensión de corte. Se dibujó la envolvente de rotura con los datos experimentales obtenidos. La Figura 3.28 presenta las curvas de tensión-desplazamiento y deformación volumétrica-desplazamiento horizontal para los ensayos en la condición saturada. La Figura 3.29 presenta las mismas curvas para la condición no saturada.

En las curvas de tensión - desplazamiento para la condición saturada se puede ver que la resistencia al corte aumenta con la carga vertical. Se observó que las curvas no presentan valores máximos de tensión seguidos de una disminución o reblandecimiento presentando un aumento en la tensión de corte hasta un valor máximo y constante. En general, se nota un cambio en las curvas (inflexión) a un desplazamiento horizontal cercano a 1mm. Con relación a la deformación volumétrica, se percibe que hay un aumento (disminución de volumen) cuando se sube la tensión vertical aplicada, causando mayor compresión de la muestra, siendo la deformación mucho más elevada cuando la tensión vertical aplicada es de 400kPa.

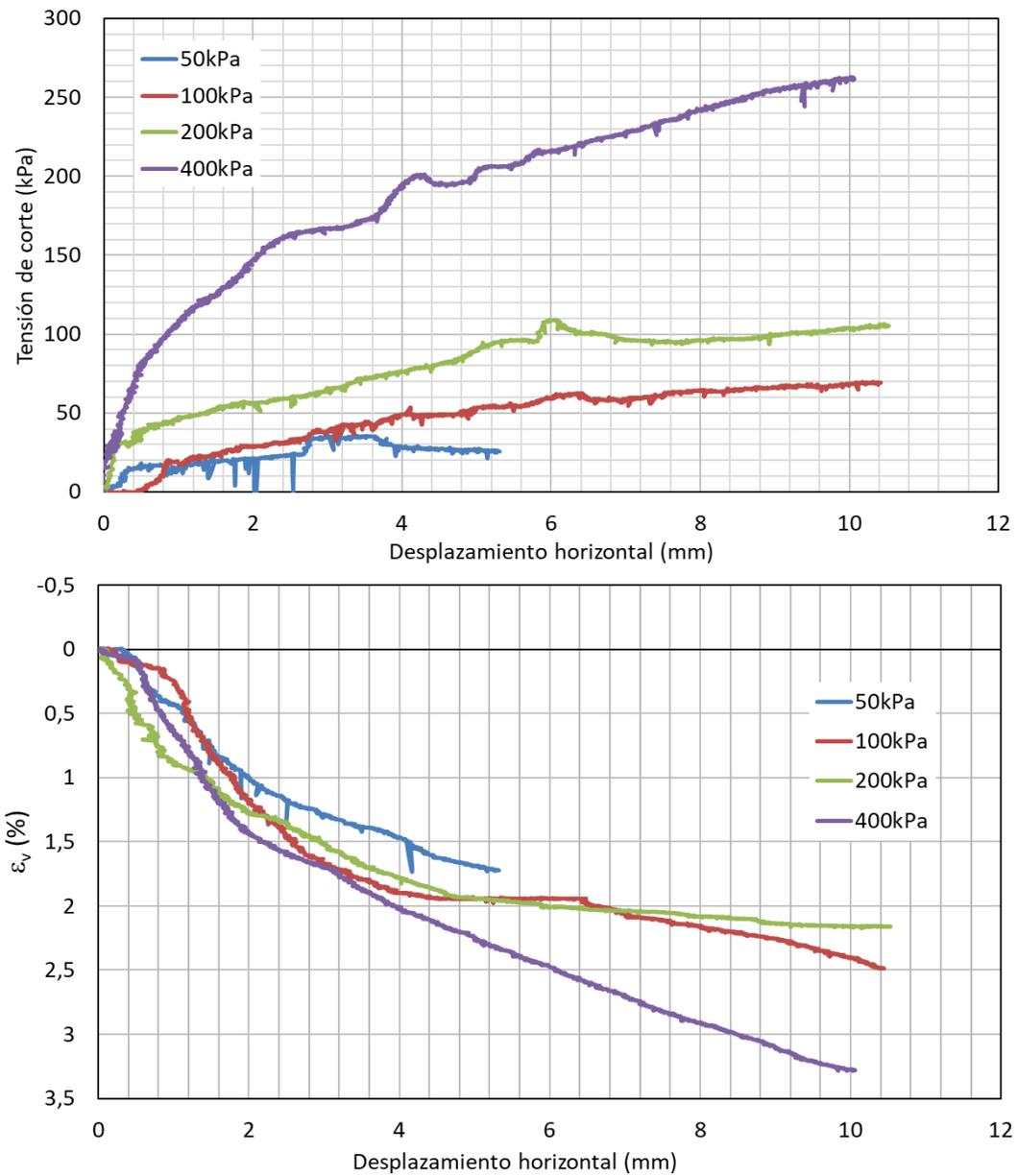


Figura 3.28: Curvas tensión-desplazamiento horizontal y deformación volumétrica para la condición saturada.

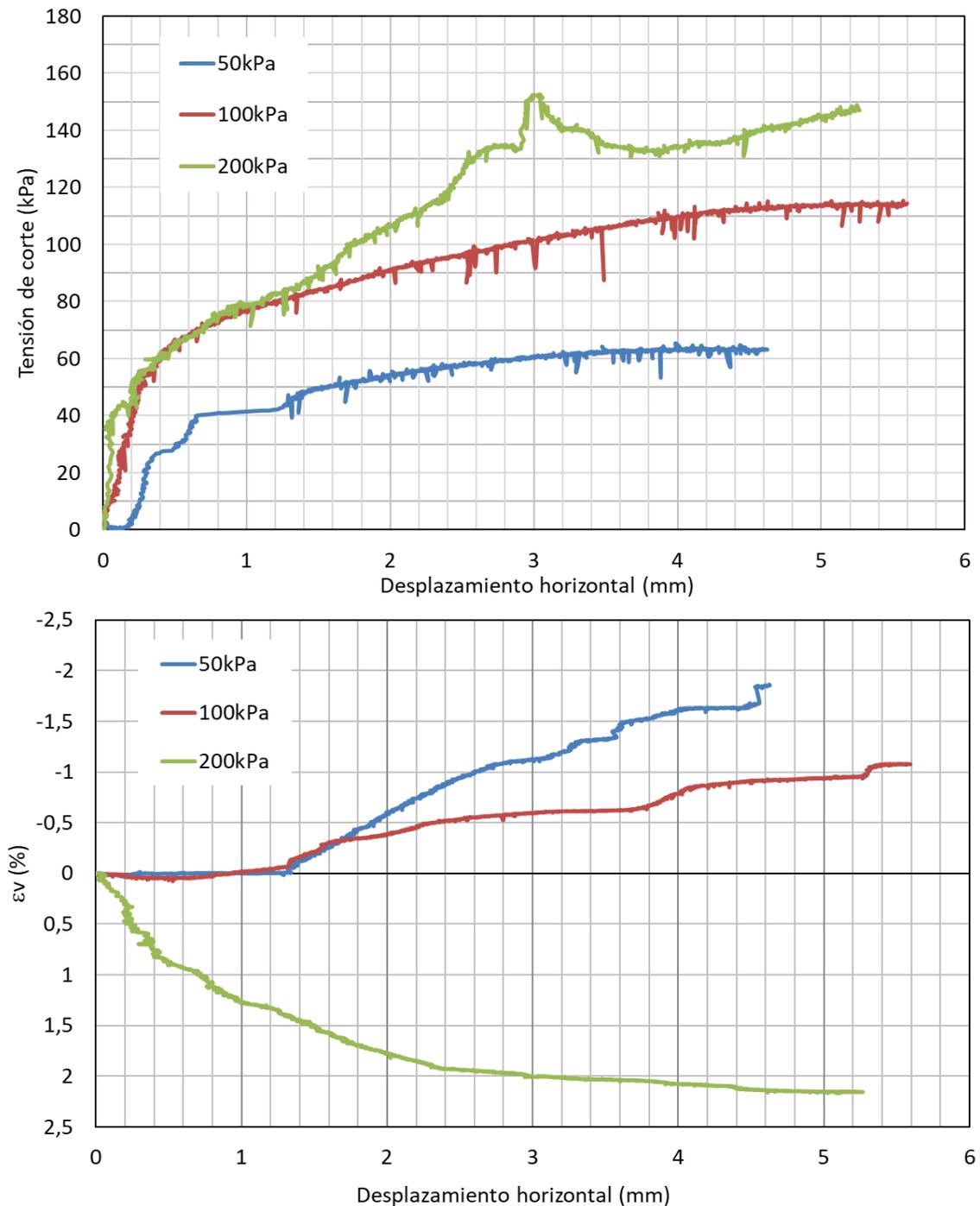


Figura 3.29: Curvas tensión-desplazamiento horizontal y deformación volumétrica para la condición no saturada.

En las muestras no saturadas, las curvas de tensión-deformación se nota un comportamiento similar a los ensayos saturados, aunque no se alcanza una tensión máxima de rotura evidente, en el caso de carga vertical de 200kPa, produciéndose el cambio de curvatura cuando el desplazamiento horizontal es de 1mm. Sin embargo, con relación a las deformaciones volumétricas, si se aprecia un cambio de comportamiento.

Para las tensiones verticales de 50kPa y 100kPa, el material presenta dilatancia (aumento de volumen) a lo largo de la trayectoria de corte. En las muestras ensayadas con tensión normal de 50kPa la deformación vertical es muy pequeña hasta alcanzar un desplazamiento horizontal de 2mm, a partir del cual se presenta dilatancia (alrededor de 1,5%). Mientras que los ensayos hechos con tensión normal de 100kPa presentan deformación de volumen cercana a cero hasta 3mm de desplazamiento horizontal, donde se registra un aumento de volumen (alrededor de 1%). Por otro lado, para la tensión vertical de 200kPa el material no presenta dilatancia, llegando a una deformación volumétrica de compresión del 2,25% (valor ligeramente inferior al obtenido para la misma tensión en condición saturada).

El estudio de la resistencia al corte de suelos en la condición no saturada puede ser realizado a partir de adaptaciones de la teoría desarrollada para suelos saturados (ecuación 3.7), teniendo en cuenta que en suelos no saturados se tiene un sistema compuesto por tres fases: aire, agua y suelo. Se necesitan dos variables de tensionales para expresar estas fases que pueden ser: $(\sigma-u_a)$ e (u_a-u_w) ; $(\sigma-u_w)$ y (u_a-u_w) ; $(\sigma-u_a)$ y $(\sigma-u_w)$. Siendo σ la tensión normal; u_a es la presión de poro de aire; u_w es la presión de poro de agua. Dado que se incluye los efectos de la succión en la resistencia al corte de suelos no saturados, se adaptó la ecuación 3.7 de la resistencia al corte clásico. La primera propuesta de ecuación de la resistencia al corte utilizado en el medio no saturado fue la desarrollada por Bishop (1959), sin embargo, la presencia del parámetro χ , que tiene relación con el grado de saturación, y su carácter empírico generan diversas críticas a la ecuación (ecuación 3.8).

$$\tau = c' + \sigma \tan \phi' \quad 3.7$$

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \cdot \tan \phi' \quad 3.8$$

Dentro de los tres pares de variables de tensión, el par $(\sigma-u_a)$ y (u_a-u_w) es el más utilizado en los estudios en suelos no saturados. Estas variables representan la tensión neta $(\sigma-u_a)$ y la succión matricial (u_a-u_w) . La succión matricial contribuye a la resistencia al corte de los suelos con un efecto cohesivo, y es normalmente denominada de cohesión aparente (Fredlund and Rahardjo, 1993).

El parámetro χ expresa la influencia de la succión en la resistencia al corte del suelo. χ tiende a cero cuando el suelo está seco, toma el valor de 1 cuando está saturado.

Posteriormente, Fredlund et al. (1977) propusieron las ecuaciones 3.9 y 3.10 que se presentan a continuación. La primera de ellas utiliza las variables del estado de tensiones basadas en la presión del aire, siendo el ángulo ϕ^b la contribución de la succión a la resistencia al corte (nótese que $\chi = \tan\phi^b / \tan\phi'$).

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)_f \cdot \tan \phi' + (u_a - u_w)_f \cdot \tan \phi^b \quad 3.9$$

$$c = c' + (u_a - u_w)_f \tan \phi^b \quad 3.10$$

donde:

c' = Cohesión efectiva (condición saturada).

$(\sigma_f - u_a)_f$ = Estado tensional normal en la falla.

ϕ' = Ángulo de fricción interna asociado al estado tensional normal.

$(u_a - u_w)_f$ = Succión matricial en la falla.

ϕ^b = Ángulo que indica el ratio de incremento de la resistencia al corte relativa a la succión matricial.

A diferencia de lo que ocurre en suelos saturados, la resistencia al corte en suelos no saturados no puede ser completamente representada mediante una función lineal. Esto tiene su justificación en el hecho de que, para diferentes valores de succión, el suelo presenta comportamientos diferentes. Para succiones más elevadas, la cohesión total aumenta, mientras que el ángulo de fricción interno efectivo se mantiene constante. Utilizando las mismas tensiones de confinamiento, se tiene una envolvente de rotura para cada nivel de succión. Se puede dibujar una curva que relaciona la succión $(u_a - u_w)$ con la tensión de corte, obteniendo una curva para cada nivel de tensión normal neta $(\sigma - u_a)$.

En suelos no saturados la existencia de un conjunto de envolventes de rotura permite que los valores de tensión normal neta, succión y tensión de corte sean expresadas en un espacio 3D, conforme se muestra en la Figura 3.30. La envolvente de rotura es extendida y, de forma aproximada, se tiene un plano que expresa el conjunto de envolventes. La línea formada en el plano $(u_a - u_w)$, τ describe una función lineal, como indica la Figura 3.31. Esta recta forma con el eje $(u_a - u_w)$ un ángulo denominado ϕ^b , presente en la ecuación expandida de resistencia al corte. Cuando la succión es nula, la intersección de la envolvente con el eje vertical es la propia cohesión efectiva.

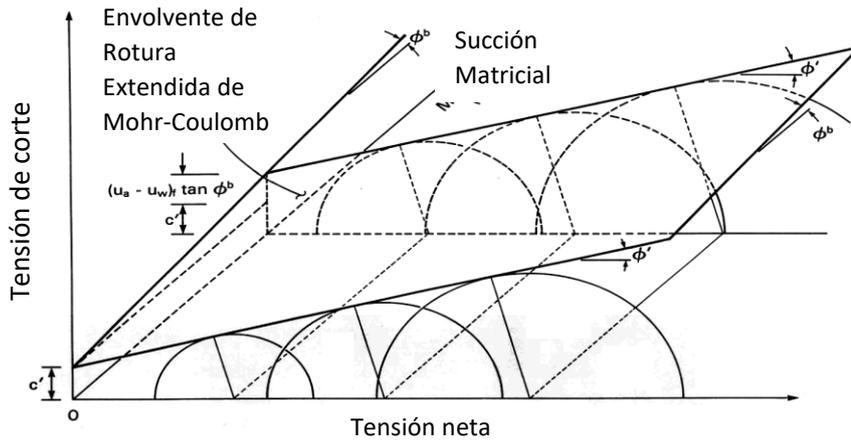


Figura 3.30: Envolvente de Mohr-Coulomb extendida a suelos no saturados (Fredlund and Rahardjo, 1993)

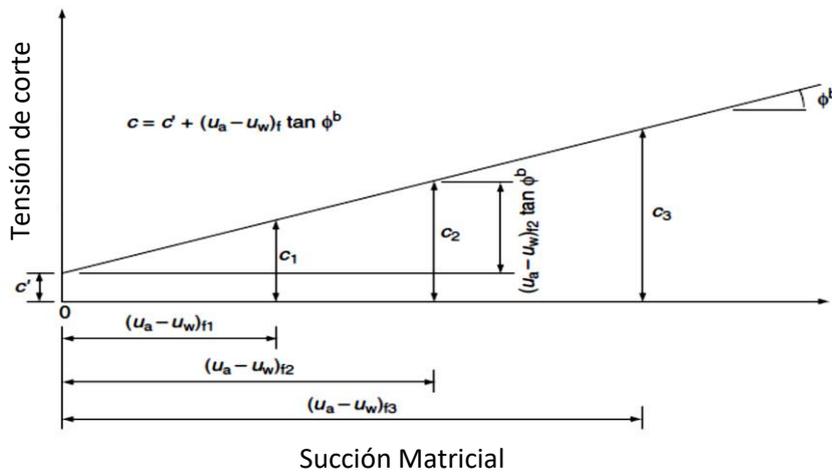


Figura 3.31: Relación entre la succión y la resistencia al corte (Fredlund and Rahardjo, 1993)

El aumento en la resistencia al corte provocado el aumento de la tensión normal neta es caracterizado por el ángulo de fricción (ϕ') mientras que el aumento en la resistencia al corte causado por el incremento en la succión es descrito por el ángulo ϕ^b . De acuerdo con Fredlund y Rahardjo (1993) el valor de ϕ^b es igual o inferior al valor de ϕ' para gran diversidad de suelos estudiados. Observase que para succiones menores que la de entrada de aire (condición saturada) ϕ^b debería ser igual a ϕ' , lo que indica que la relación entre la cohesión aparente y la succión debería ser no lineal.

Hay otros modelos de solución para prever la resistencia al corte de un suelo no saturado, como los propuestos por McKee y Bumb (1984) y Brooks e Cory (1964). Sin embargo, aunque son simples, estos modelos son limitados a suelos arenosos y limos de baja succión. Fredlund y Xing (1994) propusieron un modelo usando rigurosamente la forma

de la curva de retención, válido para todo tipo suelos y para un rango importante de succiones. Khalili y Khabbaz (1998) sugirieron un modelo (ecuación 3.11) para el cálculo de la resistencia al corte de un suelo no saturado basándose en la ecuación de resistencia presentada por Bishop (1959), donde el parámetro χ se obtiene a partir de la relación entre succión y el valor de entrada de aire (ecuación 3.12), que puede ser obtenido de la curva de retención del material.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)\tan\phi' + (u_a - u_w)[\chi \tan\phi'] \quad 3.11$$

$$\chi = \left\{ \frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right\}^{-0,55} \quad 3.12$$

Los resultados de los ensayos de corte directo realizados se presentan en la Figura 3.32. Se observa un aumento considerable en la tensión de corte máxima para la misma tensión normal aplicada, si se comparan los resultados obtenidos en condiciones no saturadas, respecto a ensayos saturados. Utilizando las ecuaciones que representan la envolvente de rotura de Mohr-Coulomb, se determinó la resistencia saturada y no saturada. Para los ensayos no saturados con humedad constante de 4% (succión de 16MPa), se observó una cohesión aparente de 30kPa. Con estos datos fue posible determinar el valor de ϕ^b descrito por Fredlund et al. (1978) a partir de la ecuación de envolvente de rotura de Mohr Coulomb.

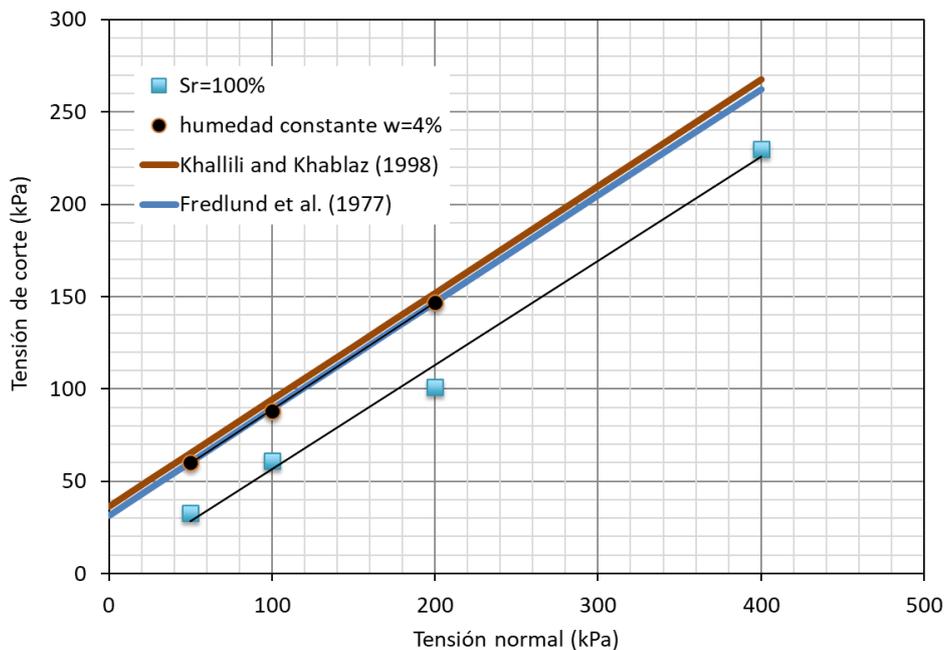


Figura 3.32: Envolventes de rotura en ensayos de corte directo en las condiciones saturadas y con humedad constante.

En la Figura 3.33 se presenta la variación de la resistencia al corte para los diferentes valores de tensión normal aplicada y diferentes niveles de succión. Se nota el aumento de resistencia con el aumento de la succión, además del aumento de la tensión normal. Los parámetros de resistencia del material obtenidos son: $\phi=30^\circ$, $\phi^b=0.18^\circ$, $c'=0$ (para succión nula) y $c=31\text{kPa}$ (para una humedad del 4% en la muestra).

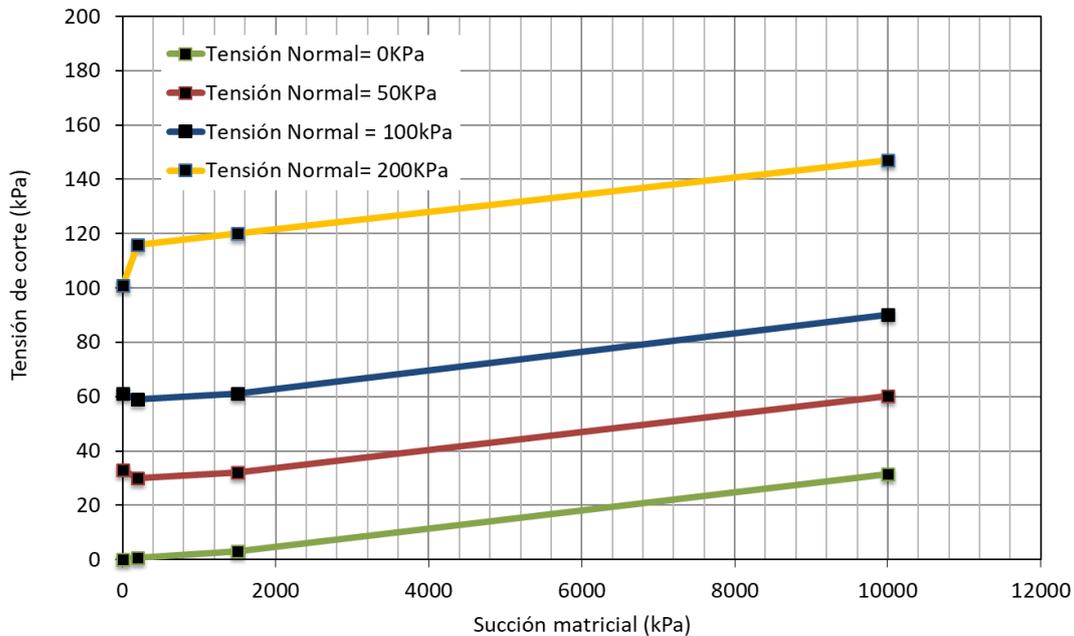


Figura 3.33: Variación con la succión de la resistencia al corte para diferentes tensiones normales

3.2 ENSAYOS TRIAXIALES

Esta sección presenta el programa experimental y la metodología aplicada a los ensayos triaxiales convencionales. Se describe el proceso de preparación de las muestras y montaje del equipo triaxial para el ensayo. También se comentan las calibraciones y cuidados necesarios para un mejor desarrollo del ensayo.

3.2.1 Preparación del equipo triaxial

El equipo triaxial no estaba adaptado para hacer mediciones de deformaciones locales en las muestras, y también, que éstas pueden sufrir grandes deformaciones (o colapso), dificultando la medición local. Sin embargo, para calcular, tanto el cambio de volumen de las muestras en condiciones de humedad constante, como los vectores de

deformaciones plásticas, es necesario saber cómo cambia el volumen de las muestras a lo largo de las trayectorias de tensiones.

Se realizó una calibración de la cámara triaxial antes de hacer los ensayos. Una variación volumétrica en la propia cámara puede afectar a las medidas del cambio de volumen total en las muestras no saturadas. Se verificaron las condiciones del equipo y se percibió que había una fuga de agua por el eje axial, causando problemas para mantener la presión de cámara y llevando a medidas de cambios de volumen incorrectos. La Figura 3.34 presenta el pistón y las juntas que fueron cambiadas, tras desmontar una parte importante del equipo.



Figura 3.34: Reparación del pistón del triaxial y cambio de tóricas.

Para hacer la calibración del cambio de volumen, se llenó la cámara triaxial sin muestra de suelo y se aplicó presión de cámara a diferentes valores. Al alcanzarse la presión de cámara deseada se mantuvo dicha presión constante un determinado tiempo a fin de medir la variación de volumen total ocurrida. A continuación, se bajó la tensión hasta el valor inicial y se verificó el volumen final restante. El volumen final al regresar a la tensión a la inicial, puede ser debido al aire que había en el interior de la cámara y también, el cambio de volumen a la presión de cámara de 1500 kPa puede deberse a la fluencia de las paredes durante el tiempo transcurrido durante el final de la carga y el inicio de la descarga.

El proceso se repitió varias veces para obtener la constante de cambio de volumen. La Figura 3.35 presenta las curvas de calibración y la ecuación 3.13 es la utilizada para corrección del cambio de volumen de las muestras. Se observó que inicialmente, hasta una presión alrededor de 150kPa, el cambio de volumen debido la presión aplicada es no lineal. Eso se debe principalmente a la presencia de aire (de mayor compresibilidad que el resto de elementos) aprisionado en el interior de la cámara triaxial. Superado ese valor de presión el aire se disuelve en el agua totalmente y el cambio de volumen es proporcional a la carga aplicada, obteniéndose el valor de la pendiente (A) en la ecuación (3.13), que resultó ser de 34mm³/kPa, la cual es la parte utilizada para el cálculo de la variación de volumen.

$$\Delta V_{muestra} = -A \cdot P_{cámara} + \Delta V_{cámara} \quad 3.13$$

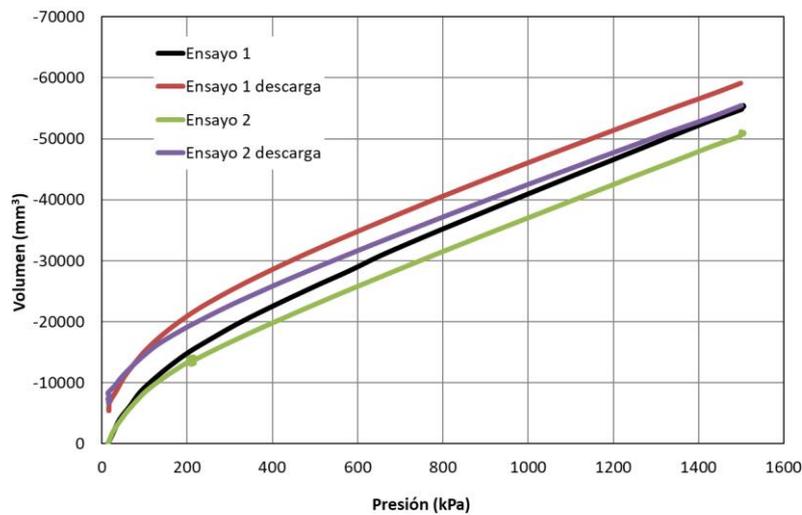


Figura 3.35: Curvas de calibración del cambio de volumen de la cámara triaxial para diferentes cargas/descargas

3.2.2 Programa de ensayos triaxiales

Los ensayos triaxiales se dividieron en saturados y no saturados (a humedad constante). Los ensayos saturados se realizaron con la finalidad de obtener los parámetros de resistencia (ángulo de fricción y parámetro de estado crítico) y de deformación (módulos elásticos, de corte y volumétrico) del material, en las diferentes humedades de compactación.

Los ensayos no saturados fueron realizados a humedad constante y se siguieron diferentes trayectorias de tensión ($\eta=q/p$) y roturas, con la finalidad de encontrar los valores de rotura y dibujar la superficie de fluencia no saturada aplicando diferentes modelos constitutivos. La Tabla 3.9 presenta el programa de ensayos desarrollados en el equipo triaxial convencional.

Tabla 3.9: Programa experimental para los ensayos triaxiales

Muestra	w (%)	Condición de ensayo	p_o (kPa)	Trayectoria $\Delta q/\Delta p$
TX4SAT1200	4	Saturada	1200	3
TX4SAT200	4	Saturada	200	3
TX4NSATC	4	No saturada	200	3
TX4NSATISO	4	No saturada	10 a 800	0
TX4NSATN04	4	No saturada	200	0,4
TX4NSATN075	4	No saturada	200	0,75
TX4NSATN1	4	No saturada	200	0,9
TX4NSATD	4	No saturada	200	-3
TX6SAT1200	6	Saturada	1200	3
TX6SAT600	6	Saturada	600	3
TX6SAT200	6	Saturada	200	3
TX6SATKO	6	Saturada	250	3
TX6NSATC	6	No saturada	200	3
TX6NSATISO	6	No saturada	10 a 800	0
TX6NSATN04	6	No saturada	200	0,4
TX6NSATN075	6	No saturada	200	0,75
TX6NSATN1	6	No saturada	200	0,9
TX6NSATD	6	No saturada	200	-3
TX8SAT1200	8	Saturada	1200	3
TX8SAT200	8	Saturada	200	3
TX8NSATC	8	No saturada	200	3
TX8NSATISO	8	No saturada	10 a 800	0
TX8NSATN040	8	No saturada	200	0,4
TX8NSATN075	8	No saturada	200	0,75
TX8NSATN1	8	No saturada	200	0,9
TX8NSATD	8	No saturada	200	-3

3.2.3 Compactación y preparación de las muestras

Las muestras son una mezcla de dos tipos de suelos, la arcilla limosa del Campus Nord y la arena limpia de Castelldefells, en los porcentajes de 70% y 30%, respectivamente. Se determinó la humedad de las muestras de suelo en condición ambiente, la cual se

encuentra en un valor medio de 2,2%. Con base en este valor, se calculó el peso seco de suelo necesario para obtener la densidad seca deseada para el ensayo y la cantidad de agua necesaria para obtener la humedad de compactación (ecuaciones 3.14 y 3.15).

$$Wn = Wd(1 + w_h) \quad 3.14$$

$$Ww = Wd(w - w_h) \quad 3.15$$

donde:

Wn = es el peso de suelo en estado natural;

w_h = es la humedad hidroscofia del suelo;

w = es la humedad del suelo;

Wd = es el peso seco;

Ww = es el peso de agua a ser adicionada al suelo para obtener la humedad w .

Una vez conocida la cantidad de agua necesaria para obtener la humedad deseada para ensayo, el material se mezcló de forma que se eliminen los grumos formados. Se dejó el material en una bolsa cerrada por 24h para la homogenización de la humedad del suelo, antes de compactarlo.

El material fue puesto en el molde de compactación y llevado a la prensa mecánica. Se colocaron piezas metálicas en la parte inferior del molde, para que la muestra se compactara por debajo y por encima, con la finalidad de tener una muestra con una densidad lo más homogénea posible. Las muestras fueron preparadas bajo compactación estática, por un proceso similar a los ensayos de compactación. Las muestras tienen las dimensiones de 50mm de diámetro y 100mm de altura. Se determinó utilizar una densidad seca de $1,65\text{Mg/m}^3$ por presentar una estabilidad más elevada y una mejor manipulación de las muestras. La Figura 3.36 presenta el molde de compactación de las muestras en la prensa.



Figura 3.36: Compactación estática para ensayos triaxiales

Antes de montar la muestra en el equipo triaxial se hace una verificación de las líneas de conexión (tubos hidráulicos) para saber si están saturadas o si hay aire dentro. Inicialmente, se mantienen cerrados todos tubos y conexiones al equipo y se dejan abiertas solo la salida al depósito de agua y la válvula de purga (o desaireador). De esa forma, se saca el tapón de la cabeza del desaireador para sacar el aire de los conductos. Una vez hecho, se vuelve a poner el tapón (Figura 3.37).

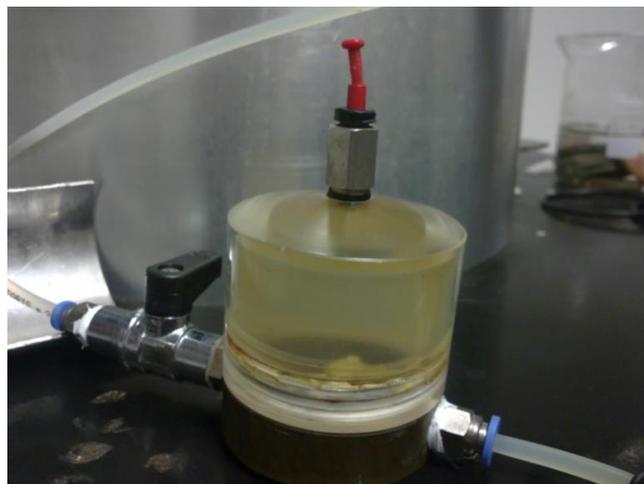


Figura 3.37: Cámara y válvula de desaireación (eliminación de burbujas).

Seguidamente se abre la válvula de los dos controladores de presión (GDS) que se utilizan y se llena el pistón de presión de cola y de presión de cámara. Cuando están llenos, se cierra la llave que conecta a la válvula de desaireación y al depósito y se aplica, a través

del controlador GDS, una presión con el tapón del desaireador abierto para quitar el aire aprisionado. El próximo paso es abrir las conexiones con la cámara triaxial y crear un flujo de agua para saturar las líneas y quitar aire en los tubos, proceso que se repite para todos los tubos (Figura 3.38). Antes de empezar el ensayo, se abren las conexiones hasta el desaireador con el tapón abierto y se resetea la presión en los controladores GDS a la presión atmosférica.

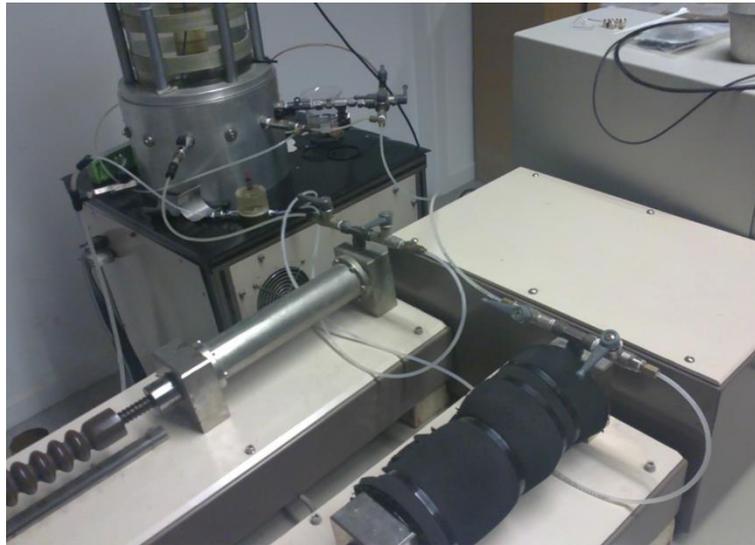


Figura 3.38: Foto de los controladores de presión de cámara y de cola.

Una vez compactada la muestra (Figura 3.39) se la lleva al pedestal de la cámara triaxial, posicionando la muestra sobre la piedra porosa, que se saturó previamente en los ensayos saturados, y se mantuvo con la humedad higroscópica en los ensayos no saturados. Cuando la muestra está posicionada se ponen las membranas de látex, y se ponen las juntas tóricas para impedir la entrada del agua desde cámara hacia la muestra (Figura 3.40). Una vez montada la muestra en la cámara triaxial, se cierra la misma, comprobando que el pistón vertical está en su posición más baja, para evitar que el cabezal presione la muestra al cerrar la cámara con el riesgo de romperla. A continuación, se llena la cámara con agua destilada.

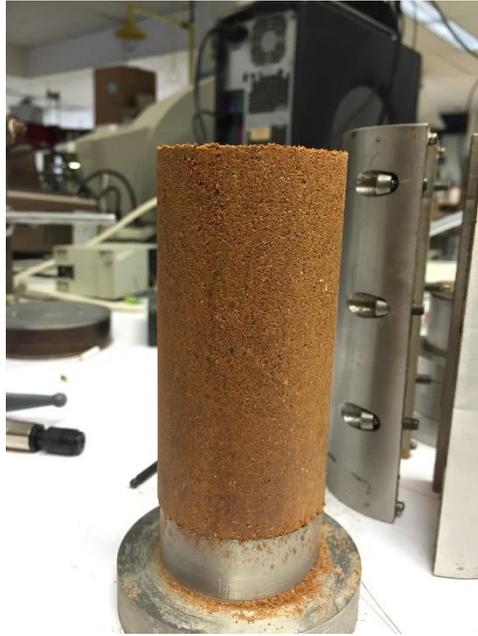


Figura 3.39: Muestra de suelo compactada preparada para ensayo triaxial.



Figura 3.40: Montaje de la muestra en el equipo triaxial.

3.2.4 Ensayos saturados

Los ensayos saturados siguieron el procedimiento convencional de los ensayos triaxiales, con la finalidad de obtener los parámetros de resistencia y deformación del material. Las Figuras 3.41 y 3.42 presentan fotos de las muestras durante la saturación y los diferentes tipos de roturas ocurridas en los ensayos. Las etapas para la ejecución de los ensayos son:

1. Percolación de agua por la muestra.
2. Medir la permeabilidad con el volumen de agua que fluye por la muestra.
3. Subir la presión de cola y la de cámara con drenaje cerrada, con el propósito de saturar la muestra, disolviendo burbujas de aire que permanecieran en su interior.
4. Comprobar la saturación calculando el parámetro B de Skempton.
5. Realizar la consolidación a la tensión deseada, ejecutando carga y descarga en condición isotrópica.
6. Realización de una trayectoria de carga y descarga de bajo valor en condición drenada con la finalidad de obtener parámetros elásticos del material.
7. Llevar la tensión confinante hasta el valor deseado para hacer la rotura de la muestra en condición no drenada (ensayo CU) o drenado (CD).
8. Al acabar el ensayo se pesa la muestra y se mide su humedad.



Figura 3.41: Saturación de la muestra (foto izquierda); rotura por corte (foto derecha).



Figura 3.42: Rotura por exceso de deformaciones.

3.2.5 Ensayos no saturados

La preparación de las muestras y el montaje del ensayo es exactamente igual al de las muestras saturadas, pero no se permite la entrada o salida de agua en la muestra (válvulas de drenaje/saturación cerradas). De esta forma se mantiene la humedad constante durante todo el ensayo. Las muestras se consolidaron a una tensión isotropa de 200kPa (tensión cercana a la que corresponde al mayor potencial de colapso del material cuando es sometido a saturación, según se ha verificado en los ensayos edométricos. Una vez estabilizado el cambio de volumen de cámara registrado por el controlador GDS, se aplican las trayectorias de tensión deseadas. El cambio de volumen de la muestra fue estimado a partir de la ecuación de calibración de volumen de cámara (capítulo 3.2.1).

Para confirmar el cambio de volumen registrado en el equipo triaxial, se midió el volumen final de la muestra en balanza hidrostática. Para eso, se retiraba la muestra después del ensayo teniendo el cuidado de no dañarla (Figura 3.43a) y se apuntaba su peso natural. En seguida, se aplicaba parafina en la muestra para impedir el contacto con el agua (Figura 3.43b) y se apuntaba el peso de suelo más parafina. La muestra era pesada sumergida (Figura 3.43c) y por diferencia de pesos, se calculaba el volumen final con uso de las ecuaciones 3.16 a 3.18.



Figura 3.43: (a) muestra después del ensayo; (b) muestra con parafina; (c) peso sumergido.

$$\gamma_{suelo} = \frac{W}{\left(\frac{W_{s+par} - W_{(w)s+par}}{\gamma_w}\right) - \left(\frac{W_{s+par} - W}{\gamma_{par}}\right)} \quad 3.16$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{suelo}}{(1 + w)} \quad 3.17$$

$$V = \frac{W}{\gamma_{suelo}} \quad 3.18$$

donde:

W = peso del suelo

w = humedad del suelo

W_{s+par} = peso del suelo más parafina

$W_{(w)s+par}$ = peso del suelo más parafina sumergido

γ_{suelo} = peso específico del suelo

γ_{par} = peso específico de la parafina

γ_d = peso específico seco del suelo

V = volumen de la muestra de suelo.

3.3 ENSAYOS CILINDRO HUECO

Los equipos de laboratorio que estudian el comportamiento mecánico de los suelos no saturados bajo un estado tensional, en la mayoría de los casos, se encuentran en condiciones isótropas con simetría axial, limitando los tipos de trayectorias de tensión. Sin embargo, el aparato de cilindro hueco (HCA) permite controlar la magnitud y orientación en relación a la vertical de las tensiones principales, superando así estas limitaciones. La posibilidad de combinar estas cuatro variables durante los ensayos permite, entre otras cosas, valorar el efecto de la tensión principal intermedia (Hight et al., 1983; Miura et al., 1986; Saada, 1988; Vaid et al., 1990; Wijewickreme and Vaid, 1991; Naughton and O’Kelly, 2003; Naughton and O’Kelly, 2005; Naughton and O’Kelly, 2007).

3.3.1 Descripción general

El equipo de HCA utilizado en esta investigación, fue adquirido por el laboratorio de Geotecnia de la Universitat Politècnica de Catalunya a la empresa Global Digital Systems Ltd. (GDS Instruments). El equipo fue proyectado para controlar trayectorias de tensiones monotónicas o cíclicas. La aplicación de cuatro acciones independientes sobre la muestra posibilita el control de la magnitud de las tensiones principales y de la rotación de los ejes principales de tensión. Estas cuatro acciones son: la carga axial (W), el torque o momento torsor (M_t), la presión de cámara interna (P_i) y la presión de cámara externa (P_o).

Un esquema de la sección transversal del HCA usado en ese estudio se presenta en la Figura 3.44. La célula usada está diseñada para contener la muestra de cilindro hueco con un radio interno de 30mm (r_i), radio externo de 50mm (r_o) y altura de 200mm (H). La muestra es fijada en la parte superior del pedestal y se confina por presiones internas y externas laterales que actúan en las membranas de látex de 0,3mm de espesor. La carga axial es aplicada por el movimiento del pistón axial y medida por la célula de carga fija en la parte superior del pedestal con una carga máxima de 10kN. El torque se aplica por la base, en el pedestal con un máximo de 200Nm. El sistema de drenaje está conectado a la base del pedestal.



Figura 3.44: (A) pedestal superior y célula de carga; (B) pedestal inferior y pistón de desplazamiento vertical y rotacional.

Los ensayos son controlados por medio de un software (GDSLAB control and acquisition software) instalado en un ordenador personal. Durante los ensayos, los datos son adquiridos sin operación manual.

El elemento principal del equipo está formado por un gabinete metálico de 66x71cm x 110cm, sobre el cual está situada la cámara y el marco de soporte de la misma. Dentro de este, están integrados los motores paso a paso que permiten aplicar tanto carga axial como el momento torsor sobre el mismo eje de carga. La base de acero inoxidable de la cámara triaxial tiene un diámetro externo de 33cm, interno de 12.3cm y altura 15cm, en la cual se encuentran conectados los dispositivos para la aplicación de las presiones internas, externa y de cola, así como las conexiones para llenar las cámaras interna, externa y el sistema de drenaje. Las Figura 3.45, 3.46 y 3.47 presentan fotos del equipo.



Figura 3.45: Conexiones en la base del cilindro hueco (vista frontal).

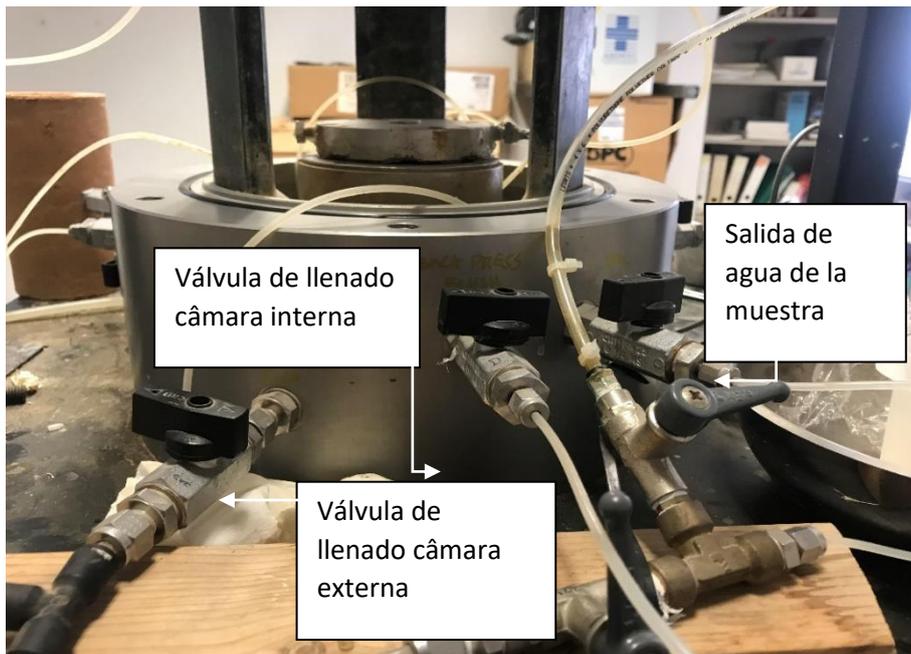


Figura 3.46: Conexiones del cilindro hueco (vista posterior).

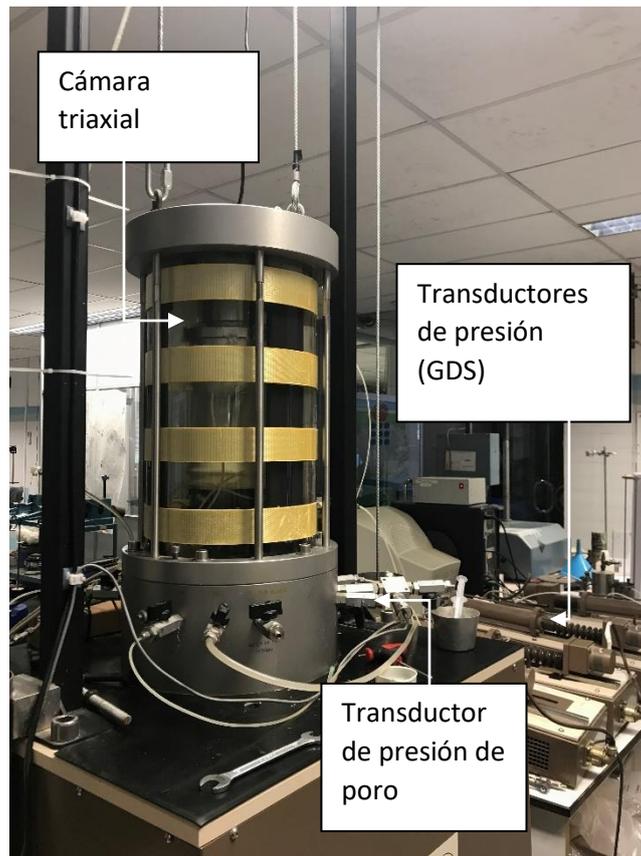


Figura 3.47: Vista de conjunto del equipo de cilindro hueco.

3.3.2 Instrumentación

El sistema de aplicación de cargas axial y de torsión consiste en dos servomotores que cuentan con un mecanismo tipo “ballscrew” (husillo de bolas) encargado de convertir un movimiento rotacional en un movimiento longitudinal mediante un tornillo sin fin y los engranajes correspondientes. Este sistema permite aplicar de forma independiente o conjunta un desplazamiento axial y un desplazamiento rotacional sobre el mismo eje de carga.

Para realizar el registro de datos de la carga axial y del momento torsor, se utiliza una célula de carga interna sumergible puesta en la parte superior de la cámara triaxial. Esta célula de carga tipo DBBSG/TSF de GDS Instruments tiene capacidad de 10kN para aplicación de carga axial y de 100Nm para aplicación del torque. Tanto la carga axial como el momento torsor pueden ser aplicados de modo simultáneo o independiente en función de las necesidades programadas de trayectorias de tensiones durante los ensayos.

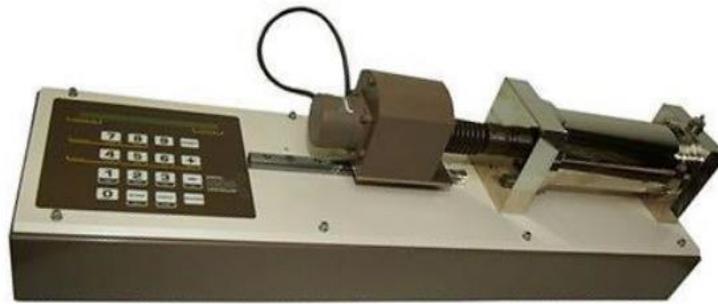
Para la aplicación y control de las presiones de la cámara interna (la parte interna de la muestra cilíndrica), de la cámara externa (parte externa de la muestra) y presión de cola (presión dentro de la muestra de suelo) durante los ensayos, se utilizan dos controladores de presión digital, uno para cada presión, que se puede controlar individualmente. Los dispositivos GDS de presión-volumen funcionan mediante un cilindro metálico lleno de agua destilada el cual se aplica presión por medio de un pistón empujando hacia dentro del cilindro. El pistón es accionado por un husillo de bolas conectado a un motor paso a paso que produce un movimiento rectilíneo del pistón.

El incremento de presión en las cámaras puede ser controlados manualmente (en el propio dispositivo GDS) o mediante un programa instalado en ordenador para el control y ejecución de los diferentes ensayos permitidos por el cilindro hueco. Así, es posible controlar tanto la presión, como el volumen de agua que entra o sale de las cámaras externa e interna a la muestra de cilindro hueco, como el agua de la propia muestra por el dispositivo que controla la presión de cola. Los tres controladores digitales (DVPC) tienen capacidad de 2MPa/200cm³ y uno de ellos está presentado en la Figura 3.48.

El transductor de presión de poros en la muestra se encuentra ubicado en la parte inferior de la cámara del cilindro hueco y conecta con la muestra por una válvula en la parte superior del cabezal de la muestra por un tubo de nylon hasta el exterior para permitir la salida de agua y la medida de la presión.

El dispositivo para el control de los elementos de medida consiste en una unidad de GDS con un sistema de control digital (GDSDCS) de 16 canales. El programa trabaja con un sistema operativo de Windows de 64 bits que se instaló en un ordenador personal marca DELL compatible.

La carga axial y el desplazamiento son generados por el servomotor acoplado a la base del husillo de bolas. El movimiento rotacional para generar el torque o el giro requerido es añadido al movimiento axial por medio de un eje estriado. La carga axial y el torque son monitorizados por las células de carga sumergibles rígidas fijada a la tapa de la cámara (Figura 3.49).



(a) DPVC

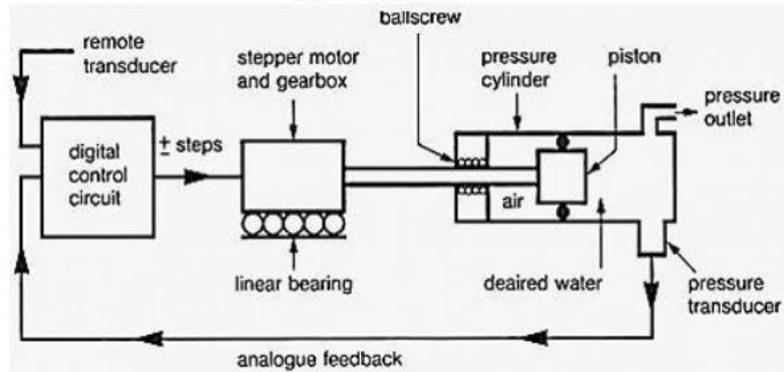


Figura 3.48: (a) Controlador de digital de presión-volumen (DPVC); (b) Esquema operacional de DPVC (Cai, 2010).

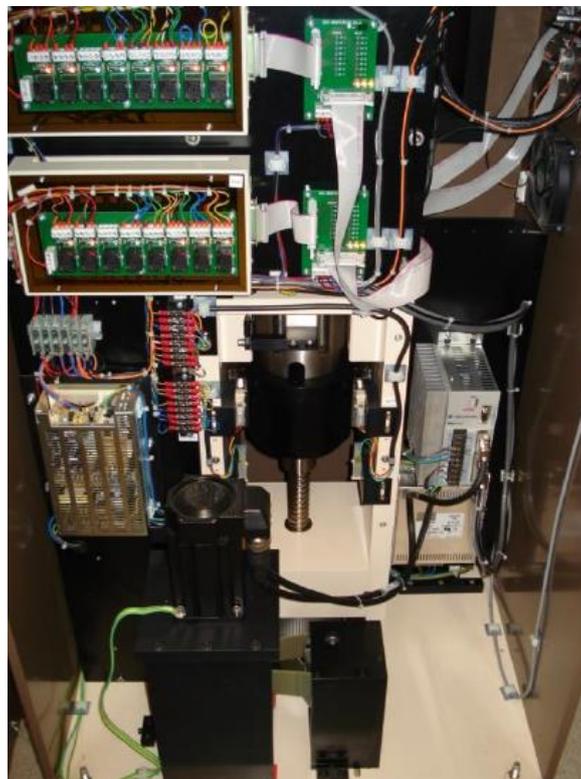


Figura 3.49: Sistema de control y motores del cilindro hueco.

El centro del sistema SS-HCA es un Digital Control System (DSC) de 16 bits, conectado al computador a través de un puerto USB de alta velocidad. La unidad de actuación es usada para controlar y medir el torque, rotación angular, fuerza axial y desplazamiento axial de la muestra.

La resolución del transductor para medidas axial y rotacional son: carga axial $\leq 0,7\text{N}$, desplazamiento axial $\leq 1\text{micra}$, torque $\leq 0,008\text{Nm}$ y giro $\leq 0,00011$ grados. La resolución de la medición de presión es 1kPa en pantalla y 0,1kPa vía software, mientras la resolución de la medición de volumen es 1mm^3 . La precisión de la medida para el DPVC es: presión $\leq 0.1\%$ rango total, volumen $\leq 0.1\%$ valor medido con $\pm 20\text{mm}^3$. El sistema es controlado por el usuario a través del software GDSLAB. El operador elige el tipo de ensayo a través del programa de ensayos y entra con los parámetros de ensayo (condiciones). El ensayo entonces será ejecutado automáticamente.

Antes de ejecutarse los ensayos, se realizó una verificación de las piezas y tubos de conexión del equipo. Se notó que la piedra porosa de la base se encontraba obstruida y se realizó entonces una limpieza de la misma mediante ácido sulfhídrico. El depósito de agua fue desmontado para su limpieza y la filtración del agua existente, a fin de evitar los residuos remanentes de los ensayos hechos anteriormente, que podrían obstruir algún conducto.

El software almacena los valores medidos por todos los transductores y controles conectados al sistema y usa estos valores para calcular las tensiones, deformaciones y demás parámetros. Todas las medidas y datos calculados pueden ser dibujados gráficamente a tiempo real. El usuario puede elegir qué parámetros se muestran en pantalla antes y al largo del ensayo, pudiendo cambiarlos en cualquier momento. Todos los datos leídos y calculados son guardados en un archivo formato GDS (.txt) y se puede especificar el intervalo de tiempo para cada lectura.

Se verificaron los actuadores y el software asociado y se comprobó que estos no respondían bien a los comandos. Se observó que ocurría un error eventual en uno de los controladores del motor. Fue necesario hacer una verificación del sistema del equipo y se constató que el controlador del motor estaba dañado, siendo necesario repararlo (Figura 3.50).



Figura 3.50: Controlador de los motores paso a paso de los actuadores del cilindro hueco

Se realizaron algunos ensayos preliminares para verificar el comportamiento del equipo y transductores de presión, y se notó que la aplicación de presión de cámara sin muestra montada, presentaba una dificultad entre el tiempo programado para aplicación de la presión y el ejecutado, llegando al valor con tiempos (velocidades) distintas. Se percibió también una dificultad del controlador de presión/volumen en aplicar la presión impuesta en el programa, llegando al máximo de volumen del controlador sin que se haya alcanzado la presión máxima. Las observaciones llevaron a deducir que el problema era debido principalmente a la existencia de aire dentro de la cámara triaxial. Por tanto, es importante tomar medidas para evitar la existencia de burbujas en la parte superior de la cámara. Para este fin, se tomó medidas para reducir al máximo los volúmenes “muertos” donde podían quedar atrapadas burbujas de aire.

3.3.3 Ecuaciones para el cálculo de las tensiones y deformaciones

Para el análisis de los resultados de los ensayos en el equipo de cilindro hueco, es importante tener claro y definir bien las tensiones y deformaciones de las muestras. La Figura 3.51 presenta la geometría y las tensiones aplicadas en la muestra de cilindro hueco. Las ecuaciones de 3.19 a 3.22 han sido las utilizadas para el cálculo de las tensiones con las siguientes hipótesis:

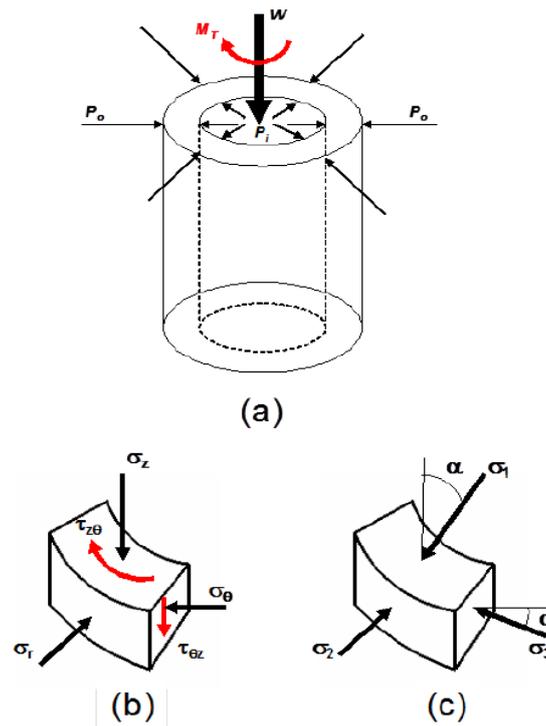


Figura 3.51: (a) Aplicación de las presiones y esfuerzos en el cilindro hueco; (b) Dirección de las tensiones en el elemento de suelo considerando un sistema de coordenadas con un eje vertical; (c) Dirección de las tensiones principales aplicadas. (Hight et al., 1983)

- Tensión Vertical: se obtiene a través del equilibrio de la carga vertical y de las presiones internas y externas.
- Tensión Radial: se considera su desarrollo a través de una ecuación lineal elástica descrita por Symes (1983).
- Tensión Circunferencial: se asume el equilibrio de las tensiones en el cilindro y que la variación circunferencial es pequeña, siendo la tensión independiente de z y con simetría axial.
- Tensión de Corte: la ecuación para el cálculo de la tensión de corte se deriva del cálculo del momento torsor y de las condiciones de equilibrio.

$$\sigma_z = \frac{W}{\pi(b^2 - a^2)} + \frac{(P_o b^2 - P_i a^2)}{(b^2 - a^2)} \quad 3.19$$

$$\sigma_r = \frac{(P_o b + P_i a)}{(b + a)} \quad 3.20$$

$$\sigma_{\theta} = \frac{(P_o b - P_i a)}{(b - a)} \quad 3.21$$

$$\tau_{z\theta} = \frac{3Mt}{3\pi(b^3 - a^3)} \quad 3.22$$

donde:

W = carga vertical;

Mt = torque;

P_o = presión de cámara externa;

P_i = presión de cámara interna;

a = radio interno de la muestra;

b = radio externo de la muestra;

σ_z = tensión vertical;

σ_r = tensión radial;

σ_{θ} = tensión circunferencial;

$\tau_{z\theta}$ = tensión de corte;

Además de las tensiones aplicadas, es importante definir las deformaciones en la muestra y la dirección de las mismas. La Figura 3.52 presenta un esquema de las deformaciones en el cilindro hueco y a continuación, las ecuaciones de 3.23 a 3.26 presentan las expresiones utilizadas para el cálculo de las deformaciones.

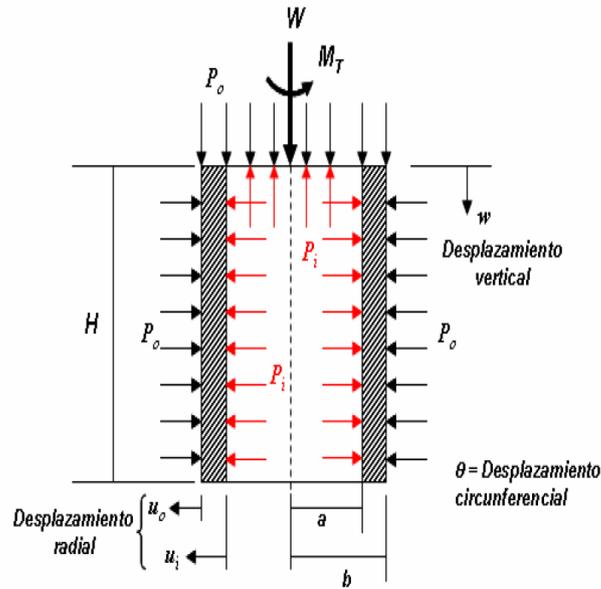


Figura 3.52: Ejemplo de dirección de las presiones aplicadas y dirección de los desplazamientos. (Hight et al., 1983)

- Deformación Axial: se determina por el valor del desplazamiento vertical medido por el movimiento del pistón y la altura de la muestra.
- Deformación Radial: se determina a partir del desplazamiento radial de las paredes interna y externa de la muestra.
- Deformación Circunferencial: se determina en función del desplazamiento radial de las paredes del cilindro.
- Deformación de Corte: se determina a partir del giro en la cabeza del cilindro.

$$\varepsilon_z = \frac{\delta H}{H} \quad 3.23$$

$$\varepsilon_r = -\frac{(u_o - u_i)}{(b - a)} \quad 3.24$$

$$\varepsilon_\theta = -\frac{(u_o + u_i)}{(b + a)} \quad 3.25$$

$$\gamma_{\theta z} = \frac{2\theta(b^3 - a^3)}{3H(b^2 - a^2)} \quad 3.26$$

donde:

H = altura de la muestra;

θ = giro (en grados);

u_o = desplazamiento radial externo de la muestra;

u_i = desplazamiento radial interno de la muestra;

ε_z = deformación vertical;

ε_r = deformación radial;

ε_θ = deformación circunferencial;

$\gamma_{\theta z}$ = deformación de corte.

Las ecuaciones representan los desplazamientos de las paredes interna y externa, obtenidos a partir de las variaciones de las medidas de los radios interno y externo, que se pueden determinar los cambios del volumen de agua en las cámaras interna y externa del equipo. Las tensiones y las deformaciones principales pueden ser obtenidas con las ecuaciones de 3.27 a 3.35. La tensión media y desviadora, el parámetro (b) de influencia de la tensión intermedia y el ángulo de aplicación de las tensiones principales (α), de han obtenido mediante las ecuaciones 3.36 a 3.39.

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_\theta}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + (\tau_{\theta z})^2} \quad 3.27$$

$$\sigma_2 = \sigma_r \quad 3.28$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_\theta}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + (\tau_{\theta z})^2} \quad 3.29$$

$$\varepsilon_1 = \frac{\varepsilon_z + \varepsilon_\theta}{2} + \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_z - \varepsilon_\theta}{2}\right)^2 + \frac{\gamma_{\theta z}^2}{2}} \quad 3.30$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_r \quad 3.31$$

$$\varepsilon_3 = \frac{\varepsilon_z + \varepsilon_\theta}{2} - \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_z - \varepsilon_\theta}{2}\right)^2 + \frac{\gamma_{\theta z}^2}{2}} \quad 3.32$$

$$\gamma_{oct} = \frac{2}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2} \quad 3.33$$

$$\varepsilon_q = \frac{\gamma_{oct}}{\sqrt{2}} \quad 3.34$$

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad 3.35$$

$$p_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad 3.36$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2} \quad 3.37$$

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad 3.38$$

$$\alpha = \frac{1}{2} \arctan \left(\frac{2\tau_{\theta z}}{\sigma_z - \sigma_{\theta}} \right) \quad 3.39$$

donde:

σ_1 = tensión principal mayor.

σ_2 = tensión principal intermedia.

σ_3 = tensión principal menor.

ε_1 = deformación principal mayor.

ε_2 = deformación principal mayor.

ε_3 = deformación principal mayor.

p = tensión media.

q = tensión de desviadora;

b = parámetro tensión intermediaria;

α = ángulo de inclinación respecto a la vertical de la tensión principal mayor.

3.3.4 Preparación de la muestra

Para preparar las muestras de cilindro hueco, se utilizó un molde metálico diseñado para la geometría de la muestra, manteniendo el diámetro externo de 100mm, el diámetro interno de 60mm y la altura de 200mm. El material fue compactado estáticamente y la cantidad de material se calculó basándose en las ecuaciones de densidad seca, humedad y volumen de la muestra.

Debido a la altura de la muestra y a la fricción con las paredes del molde de compactación, la muestra compactada no presentaba una buena homogeneidad después de la compactación, quedando menos compacta en la base que en la parte superior. Eso causó problemas de estabilidad en las primeras pruebas, pues las muestras se rompían con facilidad al manipularlas (Figura 3.53). Para conseguir una densidad más homogénea, las muestras fueron compactadas por los dos lados (inferior y superior), con el auxilio de piezas metálicas que impedían el desplazamiento completo de la compactación superior e inferior (Figura 3.54). Por otra parte, las paredes del molde se lubricaron con aceite.



Figura 3.53: Muestra rota por falta de compactación en el extremo opuesto al que se aplica la carga en el molde.



Figura 3.54: Compactación estática de las muestras de cilindro hueco.

La base del pedestal tiene 123mm de diámetro y tiene cuatro orificios para la sujeción del pedestal al pistón de carga del equipo. La parte interior del pedestal tiene dos conductos para el llenado y aplicación de la presión interna y cuatro orificios para la fijación de la membrana de látex interna con el auxilio de tornillos a una pieza de anclaje con diámetro de 59mm y una junta tórica. La parte interna del pedestal tiene dos conductos por donde están conectados los tubos para llenado de la cámara interna y para la presión de cola (saturación) de la muestra (Figura 3.55). En la Figura 3.56 se presenta la membrana interna fijada en la parte interna de la base.



Figura 3.55: Piezas de la base del cilindro hueco



Figura 3.56: Membrana interna fijada en la base del cilindro hueco

Para hacer la compactación es necesario un molde metálico específico para la geometría de la muestra. En la Figura 3.57 se puede ver las piezas que constituyen la base, paredes externas del cilindro con diámetro interno de 100mm, paredes internas (Figura 3.58 y 3.59) con diámetro total de 60mm y altura de 200mm para las dos, los anillos metálicos para mantener cerrado el molde bajo la fuerza de compactación y el cabezal compactador.



Figura 3.57: Piezas del molde externo de compactación del cilindro hueco



Figura 3.58: Piezas del molde interno de compactación del cilindro hueco

Terminada la compactación, se espera un tiempo sin bajar el pistón para que se disipe la presión en el suelo y evitar en lo posible la expansión al quitar el molde. Se pesa la muestra para verificar si la densidad es correcta y se posiciona en el pedestal inferior. El pedestal es de latón niquelado de 100mm de diámetro y 57mm de altura. En la parte

superior se encuentra el disco poroso de bronce, de 100mm de diámetro externo y 60mm de diámetro interno, y hay seis aletas de acero, que sirven de auxilio para la aplicación de torque a la muestra.

Cuando la muestra está bien posicionada se pone la membrana externa con cuidado y la pieza superior que sirve para fijar la membrana interna en el cabezal superior de la rama de carga. Igual que el pedestal inferior, el superior está constituido de latón niquelado de 100mm de diámetro, lleva un disco poroso de bronce igual al de la parte inferior. Además, el pedestal superior tiene una tapa de latón niquelado que sirve para aislar la cámara interna de la externa y fijar la muestra a la célula de carga dentro de la cámara del cilindro hueco. El cabezal superior (y tapa) son fijados al pedestal con la ayuda de cuatro tornillos (Figura 3.60).



Figura 3.59: Molde interno de compactación del cilindro hueco montado

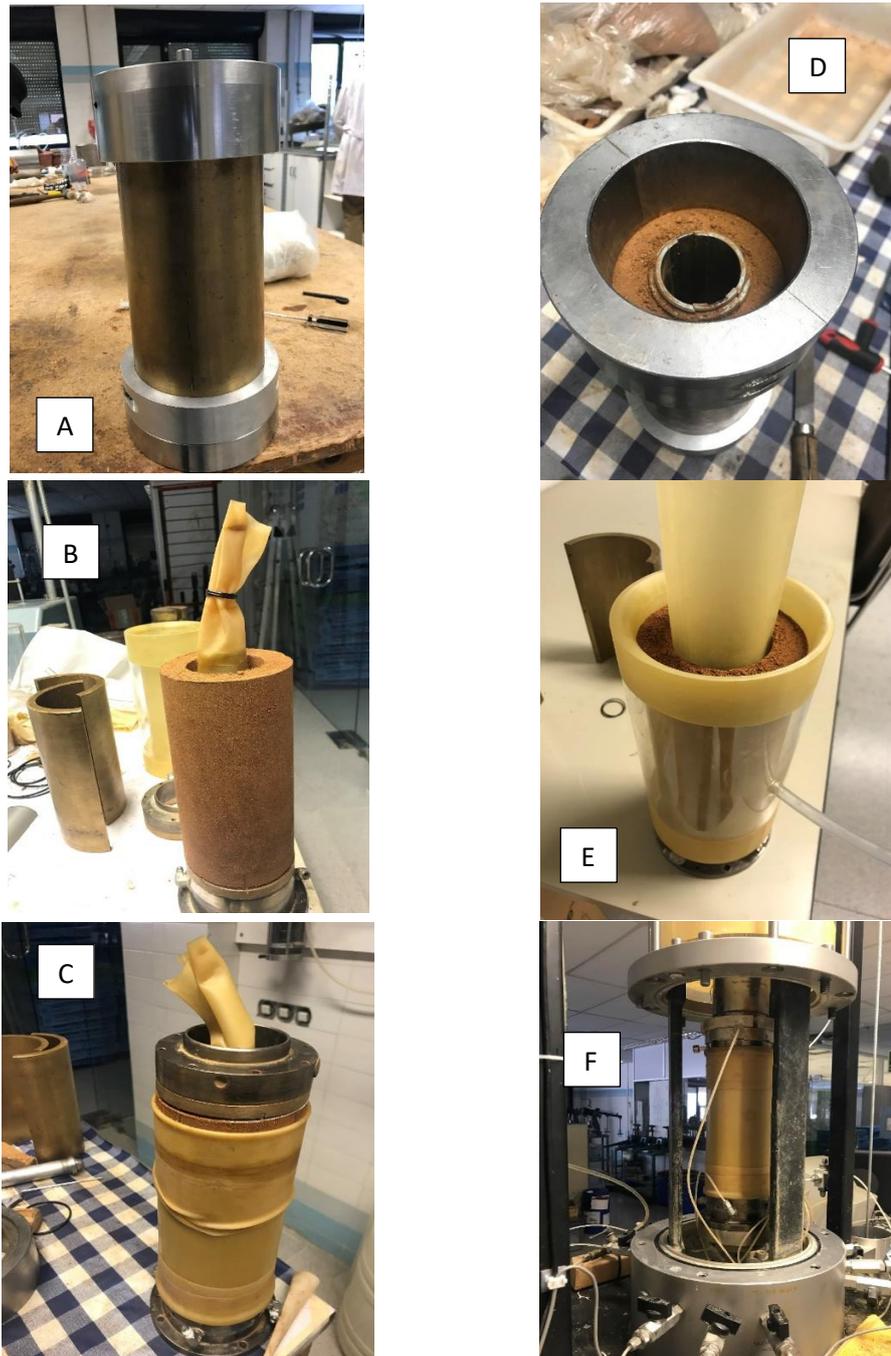


Figura 3.60: Montaje de la muestra de cilindro hueco: (a) compactación estática; (b) muestra compactada; (c) muestra compactada puesta en la base; (d) colocación de la membrana látex en la muestra; (e) muestra con membranas puestas; (f) muestra montada en la cámara del cilindro hueco.

En los ensayos no saturados (o de humedad constante), el flujo de agua por la muestra está cerrado, permaneciendo abiertas solo la presión de cámara externa e interna. Inicialmente la muestra es consolidada isotrópicamente hasta que las presiones internas y externas son iguales a 200 kPa. La tensión desviadora es incrementada hasta 20kPa para

intentar acercarse de la condición de trayectoria de tensión deseada (b o α para ensayo). Una vez se obtiene el valor, se programa la trayectoria de ensayo.

Se notó una dificultad en mantener el valor de b constante en la trayectoria de ensayo. Inicialmente el parámetro tiende a mantenerse en el valor deseado, sin embargo, con el aumento de las deformaciones, ese parámetro empieza a disminuir, aunque se hiciesen pausas para reajustar el parámetro b , este vuelve a caer rápidamente. Este desajuste puede ser debido a errores cometidos por el algoritmo del programa de control al considerar el cambio de volumen de la muestra como si fuera ensayada en condiciones saturadas.

3.3.5 Calibración del cilindro hueco

Antes de realizar los ensayos en el cilindro hueco fue necesario realizar la calibración de la cámara, debido a que la variación del volumen encerrado entre las paredes de cámara y el volumen de aire aprisionado. Esta etapa es de gran importancia, principalmente debido la necesidad de conocer con precisión las variaciones de volumen de agua en la cámara para el cálculo de variación de volumen de las muestras no saturadas.

El análisis de la cámara externa tuvo por finalidad determinar la variación volumétrica de la cámara con el aumento de la presión. También se analizó la variación de las lecturas de la célula de carga que se encuentra dentro de la cámara. Para hacer la calibración, se realizó el llenado de la cámara sin ninguna muestra dentro. La Figura 3.61 muestra la variación de volumen de la cámara por cambios de presión en la misma. En la Figura 3.62 se puede observar el comportamiento de la célula de carga durante el aumento de presión de cámara. Se aprecia que la variación en la célula de carga es pequeña y puede ser despreciada. Se nota que hasta un valor de 200kPa de presión de cámara, el incremento de volumen no es lineal, debido a la existencia de aire dentro de la cámara. Sobrepasado este valor, el aumento de volumen es lineal, pudiendo ser ajustado por una constante. Este comportamiento es similar al realizado para el equipo triaxial convencional, utilizando la parte lineal para el cálculo del volumen. El valor de esa constante es de $140\text{mm}^3/\text{kPa}$.

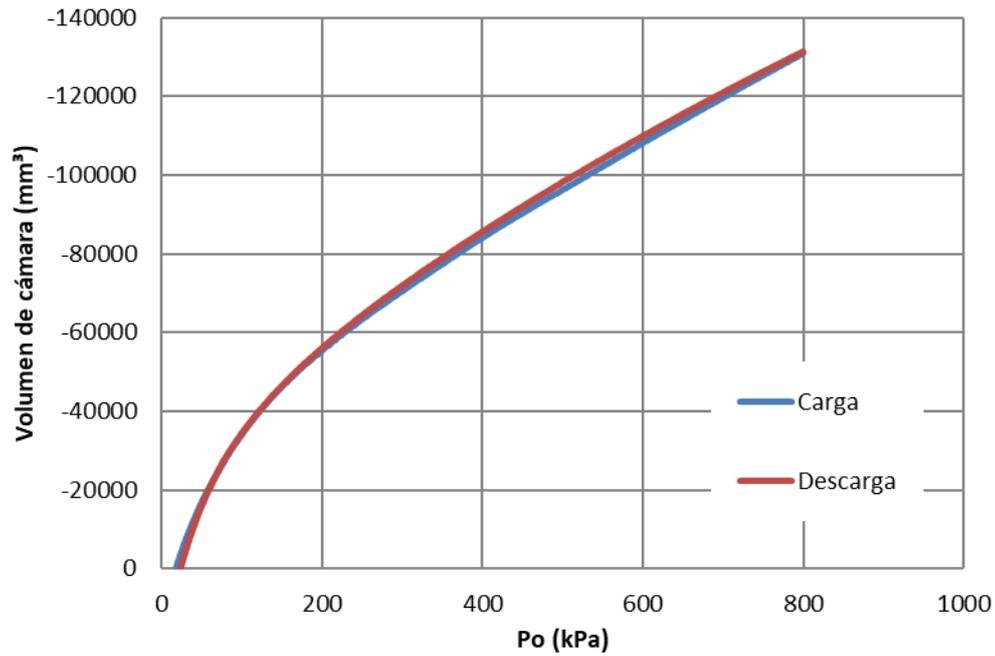


Figura 3.61: Variación de volumen de cámara con el aumento de presión

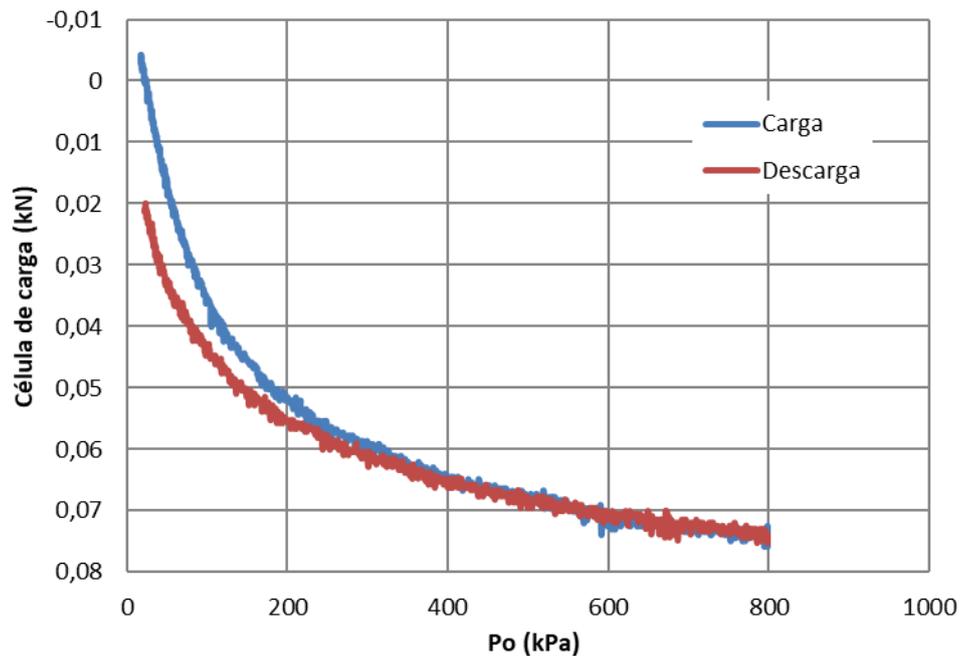


Figura 3.62: Variación de lectura de la célula de carga con el aumento de presión de cámara.

Para valorar el comportamiento de la cámara interna fue necesario utilizar una muestra de cilindro hueco hecho de goma con las mismas dimensiones de una muestra real. El proceso de montaje y llenado de la cámara siguieron los mismos protocolos que los ensayos con muestras reales. Una vez esté instalado la muestra de calibración en la cámara

del equipo de cilindro hueco, se procede el llenado de ambas cámaras. Dada la diferencia de volumen de las dos cámaras hay llenarlas con una diferencia de tiempo para tratar de mantener la misma rampa de presión en las dos cámaras (evitando dañar muestras de suelo por diferencia de presión en el llenado).

Llenadas las cámaras y equilibradas las presiones dentro de ellas, se aumentan las presiones externas e internas mediante el programa GDSLAB para observar su comportamiento a partir de un valor de 20kPa. Se observó una diferencia de 4 o 5 kPa entre las presiones, que puede estar asociada a la diferencia de volumen entre las cámaras o las deformaciones que ocurren en la muestra de goma o en la cámara externa. Esta diferencia tiende a disminuir con el aumento de las presiones y, cuando estas son superiores a 100kPa, la diferencia es casi nula. Las Figuras 3.63 y 3.64 presentan los cambios de presión y de volumen en ambas cámaras durante la aplicación de carga.

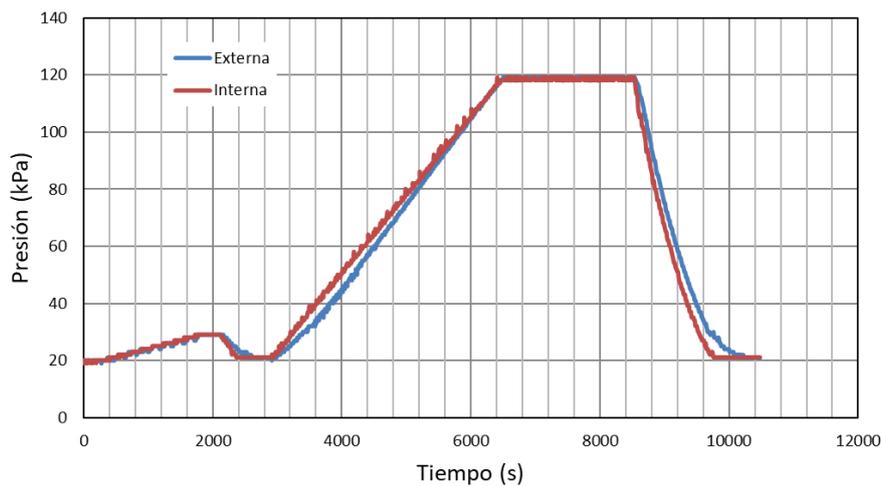


Figura 3.63: Variación de las presiones de cámaras interna y externa del cilindro hueco con el tiempo.

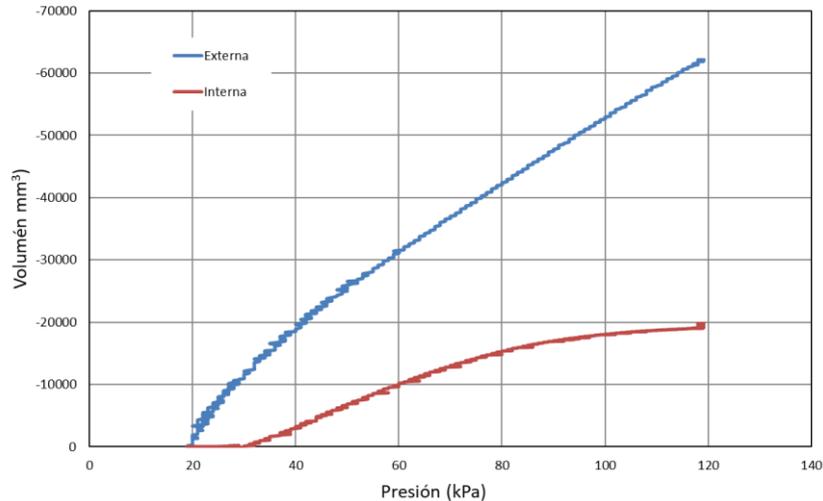


Figura3.64: Calibración de las cámaras interna y externa del cilindro hueco.

3.3.6 Medidas de volumen de la muestra en el cilindro hueco en condiciones no saturadas

El equipo del cilindro hueco fue desarrollado inicialmente para trabajar con suelos saturados, de ese modo el sistema de medición de cambio de volumen se realiza mediante los controladores de presión-volumen GDS conectados a la muestra. Igual que en el equipo triaxial convencional, en las muestras saturadas el dispositivo de control digital presión - volumen se ocupa de controlar la presión de poros con alto grado de precisión, midiendo también el cambio de volumen de la muestra mediante la cuantificación del volumen de agua expulsado de la misma durante el proceso de consolidación y rotura del material. En los ensayos no saturados es necesario una forma alternativa de estimar los cambios volumétricos. Un adecuado análisis de las variaciones de volumen en las muestras ensayadas en suelos no saturados, requiere contar con nuevos instrumentos para valorar dichos cambios de volumen.

Las investigaciones realizadas por Pradel et al (1990) y Toyota et al (2001a) presentan un nuevo equipo de cilindro hueco para suelos no saturados que incluye un sistema de doble cámara. Los cambios que se produce en los diámetros internos y externos de la muestra son calculados en función de la variación del volumen en ambas cámaras medidas por transductores diferenciales de presión (DPT). En Toyota et al (2001b) y Toyota et al (2003) se describe un equipo cilíndrico que incluye dos discos cerámicos de alto valor de entrada de aire puestos en el pedestal del equipo para la medida de succión mediante la técnica de translación de ejes.

De modo general, los accesorios y alteraciones en los equipos son caros y dificultan la manipulación y montaje adecuada de las muestras. Por otra parte, también se realizaron investigaciones para el desarrollo de las metodologías de análisis del cambio de volumen en el HC cuando este se encuentra en la condición no saturada y sin dispositivos de medidas de deformación.

En Chaudhary et al. (2002), se presentan ecuaciones para la determinación de los cambios en el radio interno y externo en cualquier momento durante el ensayo calculando los cambios de volumen tanto en las cámaras externa como en la cámara interna del cilindro. Posteriormente en Minh (2006) se utilizaron las ecuaciones anteriores para la valoración de las variaciones del radio y compararlas con las medidas en ensayos con la muestra instrumentada con transductores.

Lade et al. (2009) presentaron otras ecuaciones para la determinación de las deformaciones radiales y circunferencial utilizando las variaciones volumétricas de las muestras en función de los cambios de diámetros internos y externos. Las ecuaciones para obtener la variación de diámetros (interno y externo) de la muestra debido a los cambios de volumen de las cámaras interna y externa son semejantes a los presentados por Minh (2006), con la diferencia que se considera el diámetro de un cilindro interno responsable por la transferencia de las cargas verticales y torque. Lade et al. (2009) calculan la deformación radial debido la variación de espesor de la pared de la muestra y la deformación circunferencial por la variación de diámetros.

Los incrementos de volumen de la cámara externa se ajustan en función de la calibración explicada anteriormente. Estos ajustes se hacen en la tabla (hoja de Excel) de cálculo con base en la ecuación de la curva de calibración durante la etapa de incremento de presión de cámara. El análisis de la curva de calibración se realizó separando la curva en dos etapas, la primera hasta 200kPa y la segunda de 200 a 800kPa, donde la curva es lineal y se puede ajustar por una recta. Las ecuaciones 3.40 y 3.41 presentan las expresiones utilizadas para el cambio de desplazamiento interno y externo, respectivamente (Minh, 2006).

$$u_i = \Delta r_i = \sqrt{\frac{\pi r_i^2 H_o + \Delta V_i}{\pi(H_o + \Delta H)}} - r_i \quad 3.40$$

$$u_o = \Delta r_o = \sqrt{\frac{\pi r_o^2 H_o + \Delta V_i + \Delta V_o}{\pi(H_o + \Delta H)}} - r_o \quad 3.41$$

donde:

r_i = radio interno

r_o = radio externo.

H_o = altura inicial.

V_i = volumen interno.

V_o = volumen externo.

Al finalizar los ensayos se intenta comprobar los cambios volumétricos sobre las muestras utilizando el principio de la medición de volumen por desplazamiento de agua (principio de Arquímedes). Eso se hace después de concluir el ensayo y desmontar la muestra, intentando no romperla y mantenerla lo más intacta posible, luego, se cubre la muestra con parafina y se determina su peso seco y sumergido. En la Figura 3.65 se presenta el procedimiento de cubrir la muestra con parafina y en las fotos de la Figura 3.66, se muestra el proceso seguido después del ensayo de las muestras no saturadas para medir el peso sumergido. La Tabla 3.10 presenta algunos ejemplos de diferencia entre los volúmenes medidos con parafina, y los medidos después del ensayo cogiendo las dimensiones finales de la muestra y las calculadas con la calibración de la cámara y las medidas de los controladores de volumen de las cámaras interna y externa. Puede observarse que las diferencias entre los distintos métodos son pequeñas. En el análisis de los resultados se han considerado los cambios de volumen de la muestra obtenidos a partir del corregido por los controladores de volumen.



Figura3.65: Aplicación de parafina en la muestra después del ensayo.



Figura 3.66: Ejemplo del desmontaje de la muestra al finalizar ensayo en la condición no saturada.

Tabla 3.10: Algunos ejemplos de la diferencia entre los valores de volumen medidos, calculados por la calibración del volumen de cámara y a partir de las dimensiones de la probeta mediante parafina

Muestra	Medidas post ensayo (mm)	Volumen medido post ensayo (mm ³) (A)	Volumen calculado por la calibración de la cámara (mm ³) (B)	Volumen obtenido por peso sumergido (mm ³) (C)	Diferencia de volúmenes C-A	Diferencia de volúmenes C-B
TX6NSATN075	$r_{\text{final}}=26,9$ $H_{\text{final}}=81$	184336	173200	179415	-4921 (+2,74%)	6215 (-3,46%)
TX6NSATD	$r_{\text{final}}=26,4$ $H_{\text{final}}=95$	208367	205989	209300	933 (-0,45%)	3311 (-1,58%)
HC6B05N75	$r_{o \text{ final}}=51,0$ $r_{i \text{ final}}=31,0$ $H_{\text{final}}=183$	942854	987649	982570	39716 (+4,04%)	-5079 (+0,52)
HC8B08A0	$r_{o \text{ final}}=52,6$ $r_{i \text{ final}}=32,6$ $H_{\text{final}}=190$	1017390	997550	997200	-20190 (+2,02)	-350 (+0,04%)

3.3.7 Ensayos para la evaluación de la superficie de fluencia inicial

Se realizaron ensayos no saturados, con diferentes humedades iniciales de compactación (diferentes succiones iniciales) y se realizaron diferentes trayectorias de tensión ($\eta=q/p$) para diferentes condiciones de b (influencia de la tensión intermedia) y con diferentes valores de α (dirección de aplicación de la tensión).

Las muestras fueron preparadas como se ha descrito anteriormente. Una vez se ha colocado la muestra en el pedestal de la cámara triaxial del cilindro hueco, el drenaje se cierra, impidiendo la entrada o salida de agua de la muestra. Inicialmente las muestras son sometidas a una tensión media de 200 kPa (igual a los ensayos ejecutados en el triaxial convencional). Después de estabilizar las tensiones y deformaciones, se aplica una tensión desviadora de aproximadamente 20 kPa para regular el parámetro b y el parámetro α . Cuando los valores se encuentran dentro del rango para ensayo, se programa la trayectoria de tensiones, y se mantienen constante los parámetros b y α . El programa de ensayos para obtención de parámetros y la variación de la superficie de fluencia, así como la variación de las deformaciones, se presentan en la Tabla 3.11.

Tabla 3:11: Programa experimental de los ensayos en cilindro hueco para la superficie de fluencia en muestras no saturadas

Muestra	Succión inicial (kPa)	Humedad inicial	b	Trayectoria	α (°)
HC4B0A20	16000	4%	0	$\Delta q/\Delta p=3$	20
HC4B05A0	16000	4%	0,5	$\Delta q/\Delta p=3$	0
HC4B08A0	16000	4%	0,8	$\Delta q/\Delta p=3$	0
HC6B0A20	1500	6%	0	$\Delta q/\Delta p=3$	20
HC6B02A0	1500	6%	0,2	$\Delta q/\Delta p=3$	0
HC6B05A0	1500	6%	0,5	$\Delta q/\Delta p=3$	0
HC6B05N75	1500	6%	0,5	$\Delta q/\Delta p=0,75$	0
HC6B05NC	1500	6%	0,5	$\Delta q/\Delta p=-3$	0
HC6B05A20	1500	6%	0,5	$\Delta q/\Delta p=3$	20
HC6B08A0	1500	6%	0,8	$\Delta q/\Delta p=3$	0
HC6B08N75	1500	6%	0,8	$\Delta q/\Delta p=0,75$	0
HC6B08NC	1500	6%	0,8	$\Delta q/\Delta p=-3$	0
HC6B08A20	1500	6%	0,8	$\Delta q/\Delta p=3$	20
HC8B0A20	200	8%	0	$\Delta q/\Delta p=3$	20
HC8B05A0	200	8%	0,5	$\Delta q/\Delta p=3$	0
HC8B08A0	200	8%	0,8	$\Delta q/\Delta p=3$	0

3.3.8 Estudio de la saturación bajo estado generalizado de tensiones

Los ensayos siguen el procedimiento inicial de los otros ensayos de resistencia y estudio de la superficie de fluencia, siendo las muestras compactadas estáticamente y siendo aplicado una tensión isotrópica de 200kPa con tensión desviadora nula. Esta etapa es ejecutada con el drenaje cerrado para mantener la humedad constante en esta etapa.

A continuación, se aplica una tensión desviadora pequeña (unos 20kPa) para ajustar el valor de b correspondiente al ensayo. Una vez alcanzado el valor de b , la tensión desviadora es aumentada hasta el valor deseado. Tras esta etapa, se abre el flujo de agua desde la base de la muestra, permitiendo la saturación de la muestra (reducción de la succión), manteniendo la tensión desviadora (q) y la media (p) constantes. La Tabla 3.12 presenta el programa de ensayos para el estudio de colapso y la Figura 3.67 una muestra después del ensayo de colapso.

Tabla 3.12: Plan de ensayos para el estudio de colapso

Humedad de compactación (%)	S_r inicial (%)	Succión inicial (MPa)	b	q (kPa)
6	23	1,5	0	10
6	23	1,5	0	75
6	23	1,5	0	185
6	23	1,5	0,5	10
6	23	1,5	0,5	75
6	23	1,5	0,5	185
6	23	1,5	0,8	10
6	23	1,5	0,8	75
6	23	1,5	0,8	185



Figura 3.67: Muestra tras un ensayo de colapso en el cilindro hueco.

3.3.9 Ensayos de rotación cíclica

Para valorar el comportamiento del equipo en ensayos cíclicos de rotación, se hicieron algunos ensayos de giro cíclico a baja deformación. Además de la mezcla de arena y arcilla, en este caso se ensayaron muestras de bentonita MX-80 (ver propiedades en el capítulo 5), para un estudio del comportamiento con pequeñas deformaciones de corte de la bentonita a utilizar en una barrera de almacenamiento de residuos radioactivos.

Los ensayos fueron realizados principalmente para valorar el cambio y comportamiento del módulo de corte (G) en el material. Para eso, fueron hechos tres tipos de ensayos de corte simple con rotación en diferentes condiciones de tensión confinante: isotrópica, tensión vertical mayor y tensión horizontal mayor. Los ensayos empezaron realizando una consolidación isotrópica de 800kPa (de 0 a 800kPa), cambiando a continuación las tensiones (manteniendo la misma tensión media de $p=800\text{kPa}$) antes de aplicar los ciclos de rotación. Es decir, se consolidaba la muestra, se aplicaban las tensiones verticales necesarias para obtener la razón de σ_v/σ_h deseada y una vez estabilizadas, se aplicaban los giros cíclicos. En cada ensayo, las rotaciones fueron aplicadas con tres amplitudes

cíclicas de valores: 0,5°, 1° y 2°. También se hizo un ensayo con tensión isotrópica de 200kPa (tensión igual a la de los demás ensayos con diferentes trayectorias tensionales realizadas en la investigación). La Tabla 3.13 presenta el plan de ensayos para la aplicación de cargas cíclicas. La Figura 3.68 muestra una captura de pantalla del programa aplicando la carga cíclica.

Tabla 3.13: Plan de ensayos con carga cíclica

Ensayo	Tensión vertical (kPa)	Tensiones horizontales (kPa)
Isotrópico 200	200	200
Isotrópico 800	800	800
Vertical Mayor	1200	600
Horizontal Mayor	700	850

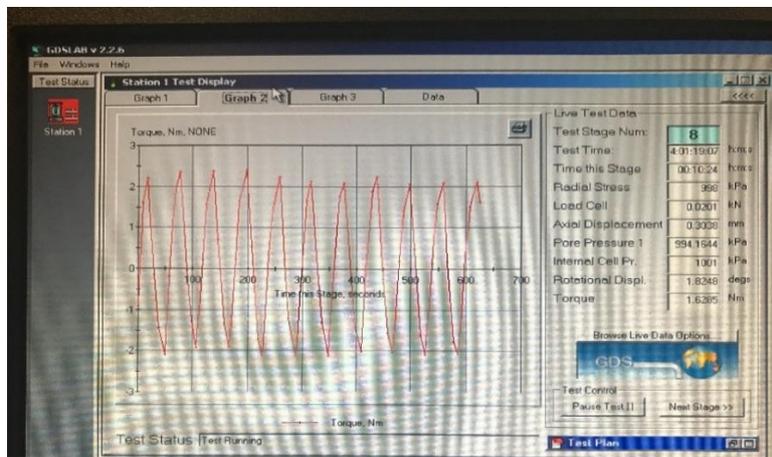


Figura 3.68: Pantalla del programa con aplicación de carga cíclica rotacional.

4 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS TRIAXIALES

Este capítulo presenta los ensayos realizados en el equipo triaxial convencional para el programa experimental de esta investigación. Se propuso hacer ensayos en muestras compactadas con tres humedades de compactación diferentes: 4%, 6% y 8%. Primero, se presentan los ensayos en la condición saturada que tiene como objetivo obtener los parámetros de resistencia y deformación del material (ángulo de fricción, módulos elásticos, de corte y volumétrico). En la segunda parte se presentan los resultados en la condición de humedad constante (no saturados) para la obtención de la superficie de fluencia no saturada inicial y el comportamiento frente la resistencia. Los ensayos triaxiales están ejecutados en condición de b (parámetro de tensión intermedia) igual a cero, σ_1 como tensión principal mayor y σ_3 igual a σ_2 (triaxial de compresión).

4.1 ENSAYOS SATURADOS

4.1.1 Consolidación isótropa

Se realizaron trayectorias de consolidación isótropa en condición saturada para obtener las curvas de compresibilidad y los parámetros de deformación plástica (λ) y tensión de pre-consolidación (p'_o). El ensayo de consolidación se realizó en escalones de tensión isótropa de 50kPa, 100kpa, 200kPa, 400kPa, 1200kPa y se hizo una descarga en 200kPa para obtener el parámetro de deformación elástica (κ).

La Figura 4.1 muestra las curvas de compresión del material para las diferentes humedades de compactación. Se observó que las curvas son similares, principalmente para la humedad de 4% y la de 6%, alejándose la de 8% ligeramente a la derecha y presentando menor deformación final. La mayor deformación del material compactado a 4% y 6% puede ser debido al bajo grado de saturación (17% y 23%, respectivamente) y al saturarse sufriría un pequeño colapso, aunque tenga tensiones bajas aplicadas.

La Tabla 4.1 presenta los parámetros obtenidos de las gráficas de consolidación. Se puede percibir que los valores de los coeficientes de deformación son similares. Se puede observar que la presión de preconsolidación saturada aumenta al aumentar la humedad de compactación, y que la deformación al saturar la muestra disminuye.

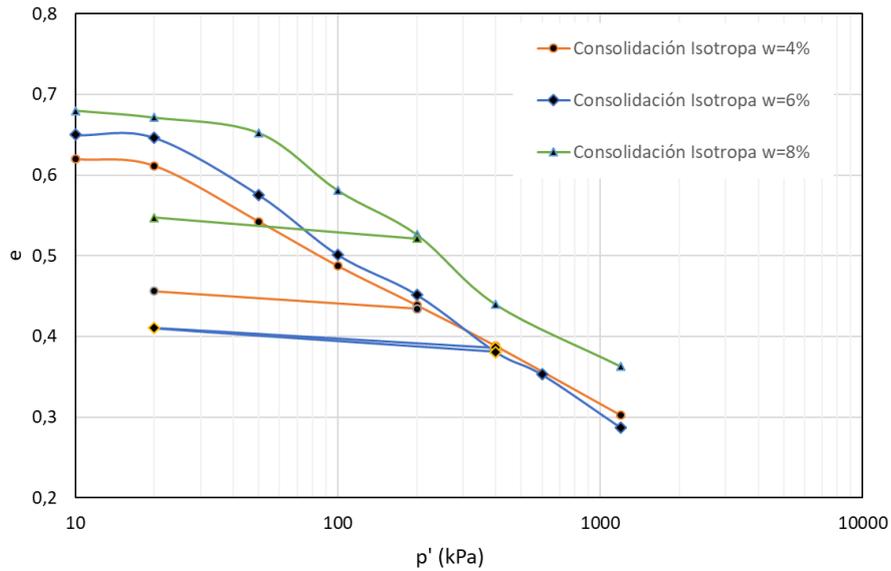


Figura 4.1: Curvas de compresión saturada para las muestras compactadas con diferentes humedades de compactación (tensión media vs índice de vacíos)

Tabla 4.1: Parámetros obtenidos en las curvas de compresión en el triaxial

Muestra	λ	κ	p'_o (kPa)	k (m/s)
ISO4	0,11	0,012	20	$6,7 \times 10^{-8}$
ISO6	0,10	0,009	30	$1,4 \times 10^{-8}$
ISO8	0,10	0,012	50	$2,3 \times 10^{-8}$

Las curvas de compresibilidad isotrópicas obtenidas en el triaxial fueron comparadas con las curvas resultantes de los ensayos edométricos. Para eso, se asumió un coeficiente de empuje lateral (K_0) de 0,55 estimado por la relación de Jacky, $K_0=1-\text{sen}\phi'$. Se asumió el valor del ángulo de fricción medio obtenido en el los ensayos ($\phi'=28^\circ$). De este modo se pudo calcular la tensión horizontal y calcular la tensión media (p'). La Figura 4.2 presenta las curvas de compresibilidad comparadas. Se observó que las curvas se acercan mucho para los ensayos edométricos y en triaxial isotrópico.

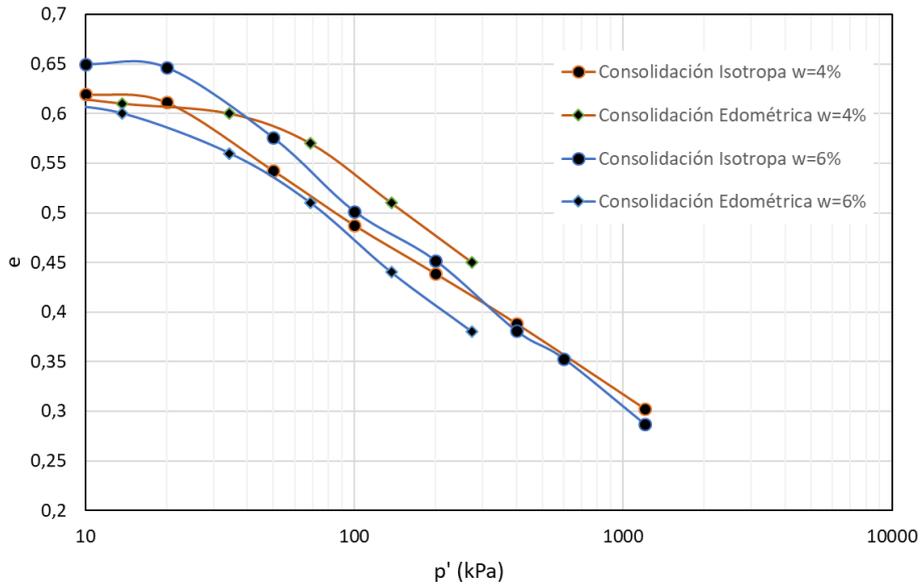


Figura 4.2: Curvas de compresión saturada en triaxial y edómetro (tensión media vs índice de vacíos).

4.1.2 Comportamiento a pequeñas deformaciones de corte

Para obtener los parámetros elásticos de los materiales fue realizada una trayectoria de aplicación de una tensión desviadora baja (valor inferior a posible tensión de fluencia) para la medición de los parámetros elásticos del suelo: módulo elástico (E), módulo de corte (G), módulo volumétrico (K). Las muestras fueron consolidadas con tensión isotrópica hasta 400kPa y aplicada una tensión desviadora con el drenaje abierto. Las Figuras de 4.3 a 4.8, presentan las gráficas de las curvas tensión/deformación para la obtención de los parámetros para las tres humedades iniciales.

En las gráficas de tensión-deformación de la muestra compactada con humedad de 4% se percibió un cambio de comportamiento cuando la tensión desviadora llega a un valor de 85kPa. Este punto de inflexión puede ser debido a deformaciones propios del equipo ocasionados por el acoplamiento de los cabezales. La curva para la muestra compactada a humedad de 6% no presentó una inflexión evidente como lo ocurrido con la humedad de 4%. Las curvas de tensión-deformación del material compactado a humedad de 8% presentó curvas prácticamente lineales.

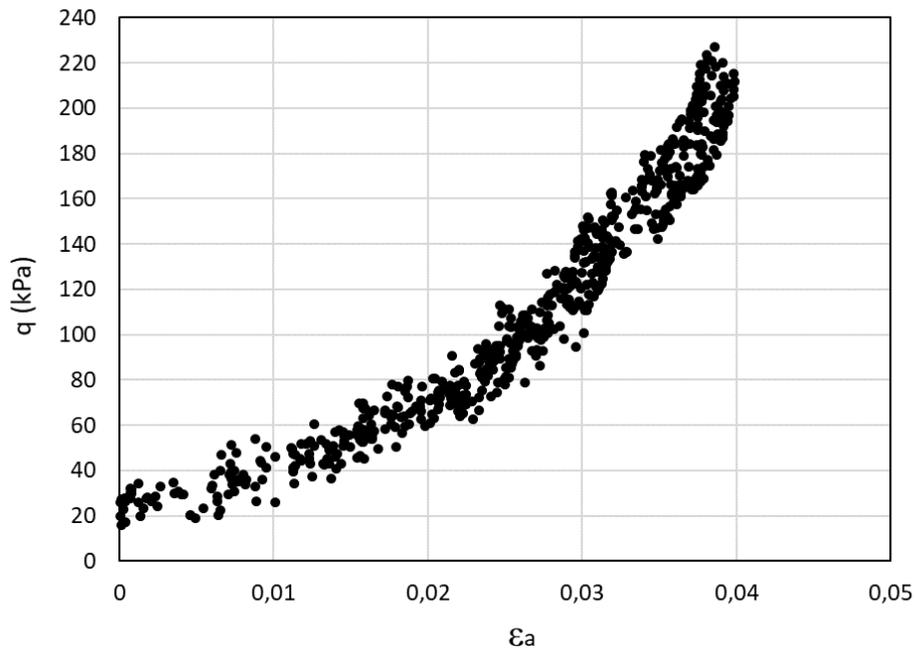


Figura 4.3: Curva de tensión desviadora – deformación axial de la trayectoria de tensión drenada para muestra compactada a $w=4\%$

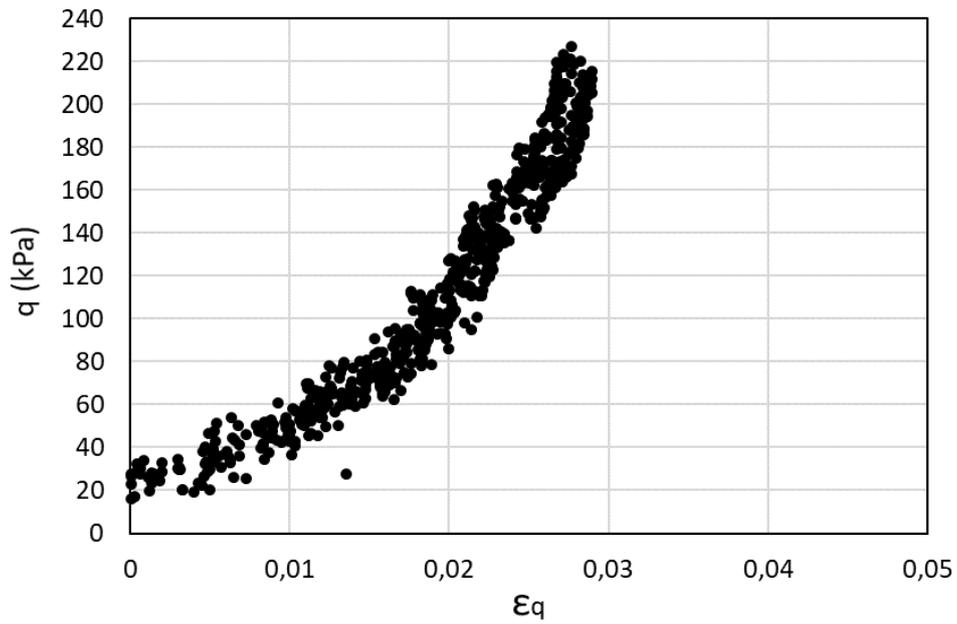


Figura 4.4: Curva de tensión desviadora – deformación corte de la trayectoria de tensión drenada para muestra compactada a $w=4\%$

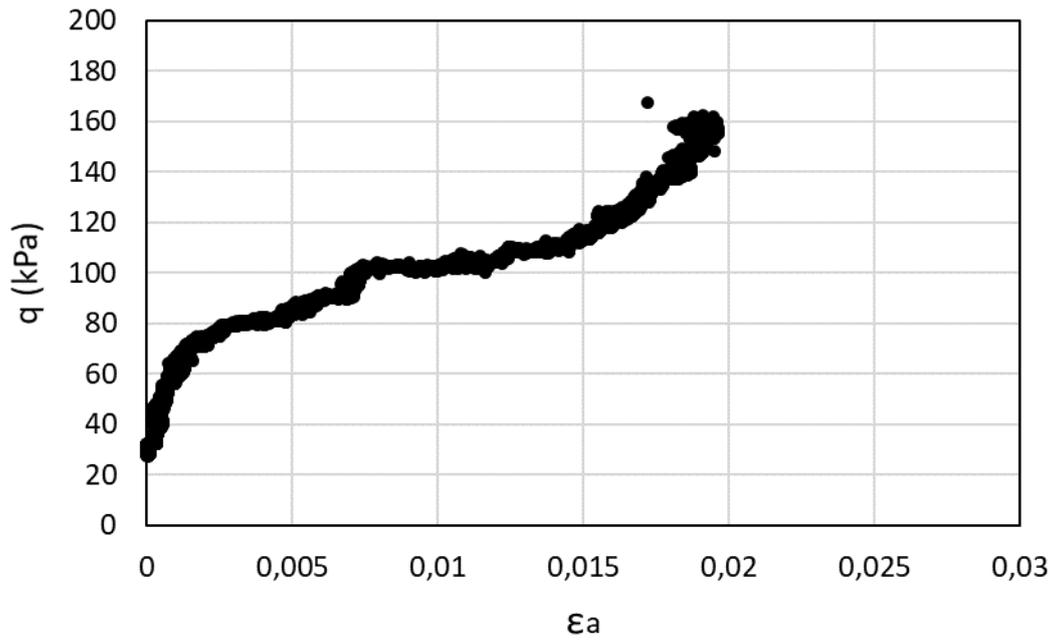


Figura 4.5: Curva de tensión desviadora – deformación axial de la trayectoria de tensión drenada para muestra compactada a $w=6\%$

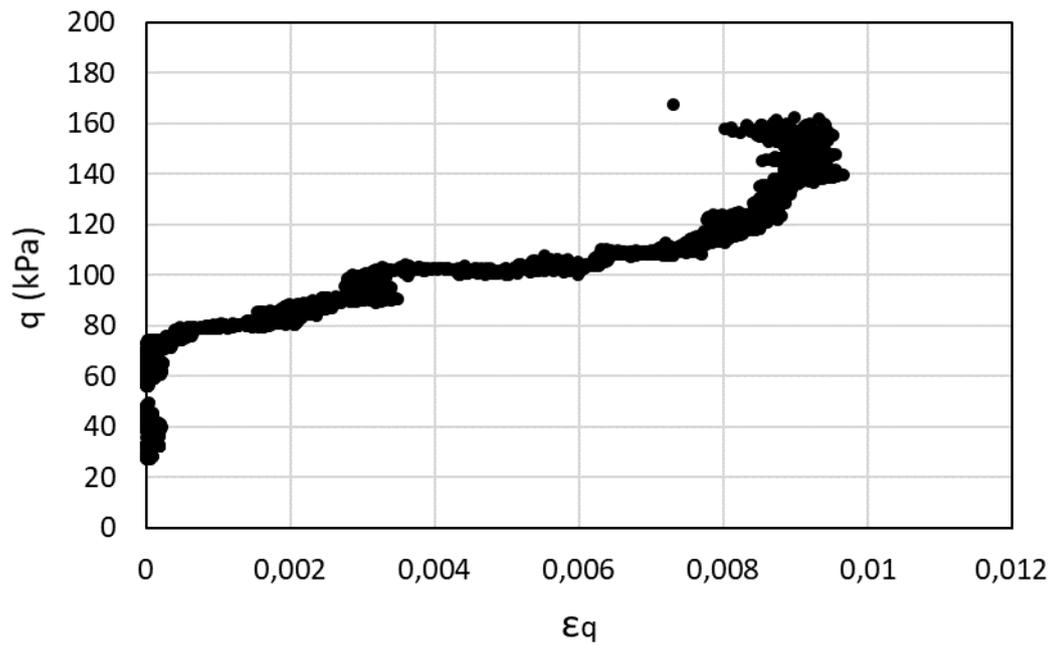


Figura 4.6: Curva de tensión desviadora – deformación corte de la trayectoria de tensión drenada para muestra compactada a $w=6\%$

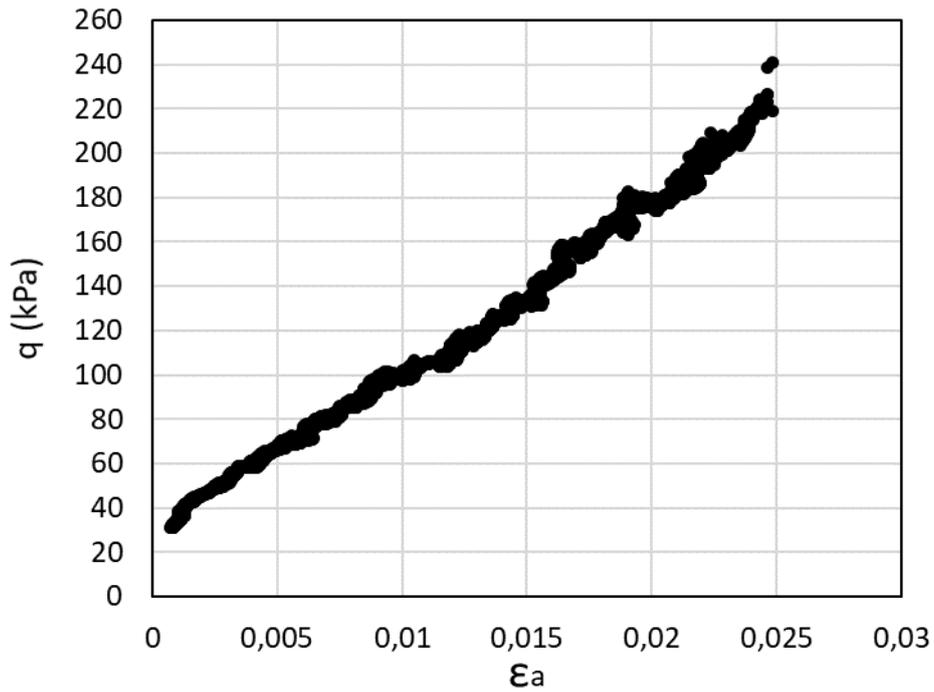


Figura 4.7: Curva de tensión desviadora – deformación axial de la trayectoria de tensión drenada para muestra compactada a $w=8\%$

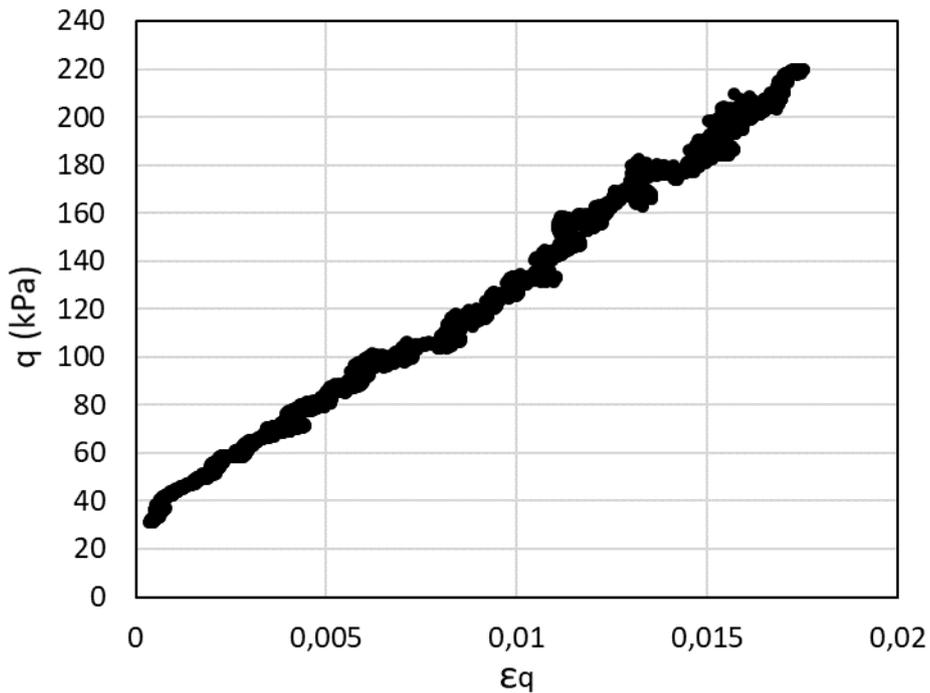


Figura 4.8: Curva de tensión desviadora – deformación corte de la trayectoria de tensión drenada para muestra compactada a $w=8\%$

Con base en estos resultados se pudieron obtener los parámetros elásticos del material estudiado, que están presentados en la Tabla 4.2. Se puede observar que los valores

encontrados para las diferentes humedades de compactación, cuando las muestras son ensayadas en condición saturada, son similares.

Tabla: 4.2: parámetros elásticos y de resistencia de los ensayos triaxiales saturados

w de compactación (%)	E (kPa)	G (kPa)	K (kPa)	M	ϕ'
4	16000	6700	17000	1,07	27,6
6	12000	8900	16000	1,03	26
8	10000	6700	15000	1,03	26

4.1.3 Comportamiento en rotura

Los ensayos de rotura no drenada tuvieron como objetivo obtener los parámetros de resistencia del material y conocer sus trayectorias no drenadas. Se realizaron roturas no drenadas para las muestras saturadas compactadas inicialmente con tres humedades de compactación (4%, 6% y 8%) a fin de comparar el efecto de la variación de la succión inicial con el aumento de la saturación (reducir la succión a cero). El procedimiento de ensayo y preparación del material fueron presentados en el capítulo 3 en el apartado de ensayos triaxiales.

Se realizaron dos ensayos de rotura no drenada para la muestra compactada con humedad de 4%, uno con tensión confinante efectiva de 200kPa y otra con tensión confinante efectiva de 1200kPa ($p'_{o1}=200\text{kPa}$ y $p'_{o2}=1200\text{kPa}$). Se observó que para la muestra confinada a 1200kPa la trayectoria de corte no drenado presentó un comportamiento inicial similar a un ensayo drenado ($\Delta p' = \Delta q/3$). Sin embargo, a partir de un cierto punto, la curva cambia de dirección bruscamente, disminuyendo la resistencia. Eso podría pasar debido al aumento de la presión de poros y/o debido al exceso de deformación que ocurre en la muestra hasta llegar a la rotura que para esta condición se produjo a 12% de deformación axial. Por otro lado, la muestra ensayada con presión confinante de 200kPa presentó una trayectoria más vertical hasta un valor máximo de tensión de corte, siguiendo para la izquierda y disminuyendo la tensión media. De modo diferente a la muestra consolidada a 1200kPa, esta llegó a la máxima tensión desviadora con una deformación axial del 3%. Se observó que para la muestra consolidada a 1200kPa hubo un aumento continuo de la presión de poros, mientras que para la muestra consolidada a 200kPa la presión de poros llegó a un valor máximo, manteniéndose constante. Los resultados se presentan en las gráficas de las Figuras 4.9, 4.10 y 4.11.

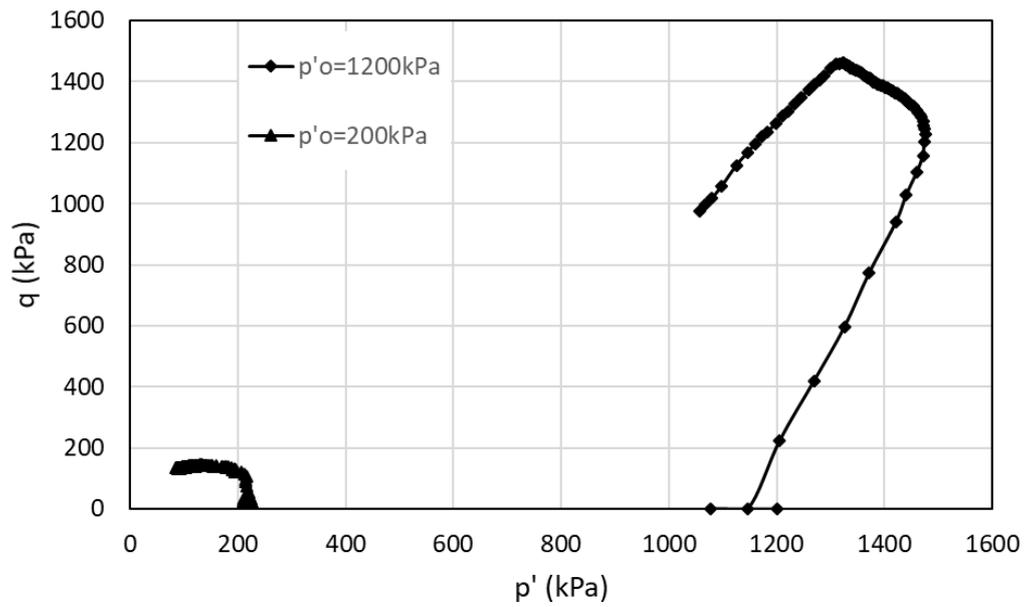


Figura 4.9: Trayectorias de tensiones ($p'-q$) para muestra compactada con $w=4\%$

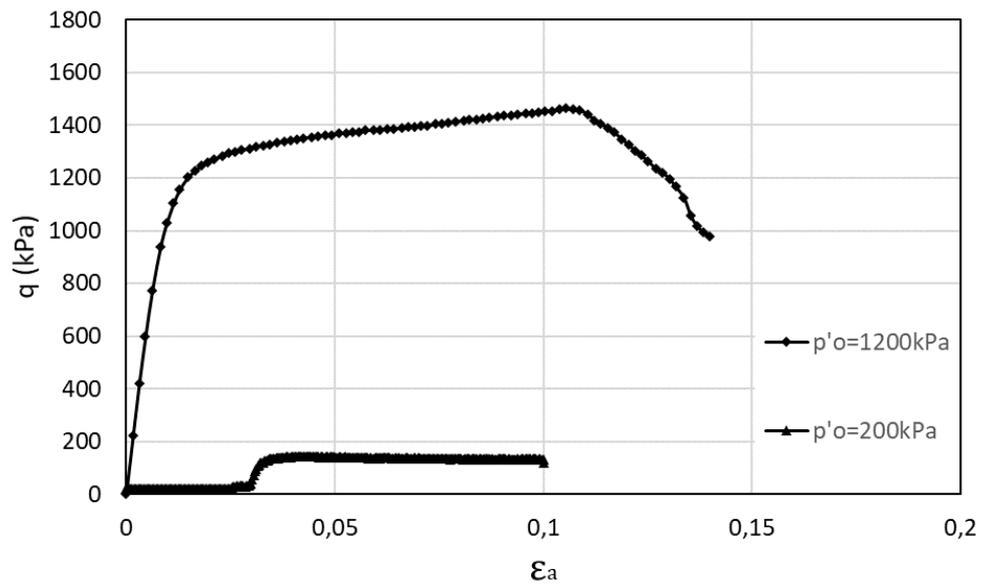


Figura 4.10: Tensión de corte – deformación axial para muestra compactada con $w=4\%$

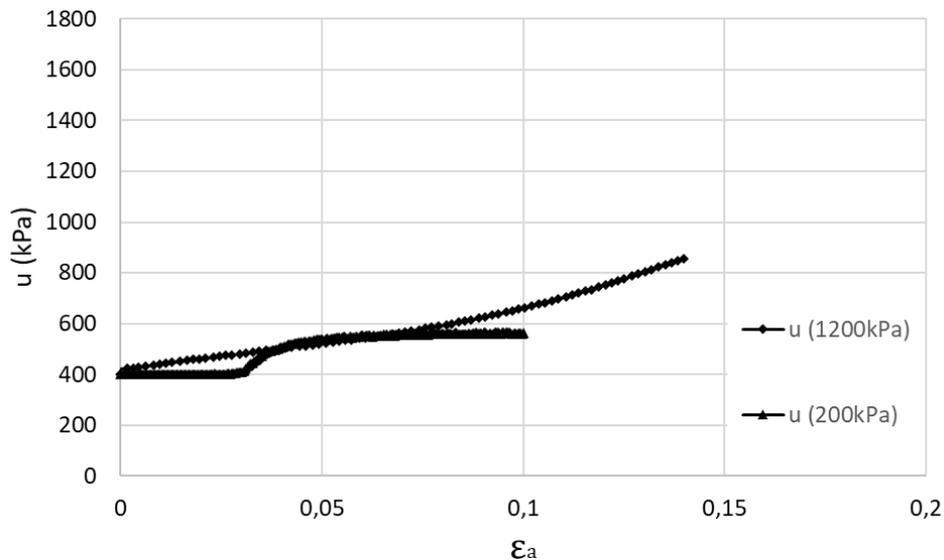


Figura 4.11: Presión de poro – deformación axial para muestra compactada con $w=4\%$

Para las muestras compactadas con la humedad del 6% se realizaron diferentes trayectorias de rotura. Se hicieron roturas no drenadas con muestras consolidadas a tensiones efectivas de confinamiento de 200kPa, 600kPa y 1200kPa, y dos roturas drenadas, una con consolidación isótropa efectiva de 200kPa y otra de consolidación anisótropa de K_o igual a 0,5 hasta un valor de p' de 200kPa.

Las roturas no drenadas presentaron una trayectoria similar al material compactadas con humedad de 4%, ocurriendo una trayectoria similar a los cortes drenados ($\Delta p' = \Delta q/3$), hasta llegar a un valor máximo de tensión desviadora, seguida de una disminución de la resistencia. Sin embargo, no se observa un aumento brusco de la presión de poro, teniendo un ligero incremento. Se percibió que la máxima tensión desviadora ocurrió con una deformación axial pequeña (alrededor de 2%). Las gráficas de las trayectorias tensionales, tensión-deformación y presiones de poros-deformación están presentadas en las Figuras 4.12, 4.13 y 4.14, respectivamente.

Las roturas drenadas no presentaron aumento significativo de la presión de poros y no se observó una tensión máxima de pico, manteniéndose constante el desviador al llegar a máxima tensión desviadora. Se observó que la máxima tensión desviadora ocurre con una deformación axial elevada (a los 20%) y que el cambio de volumen es más elevado para el ensayo con consolidación K_o (cerca de 20%), mientras la deformación volumétrica para la muestra con consolidación isótropa resulta ser del 10% (Figura 4.15). Esta variación

puede ser debido al cambio en la estructura del material al ser consolidado de modo anisotrópico.

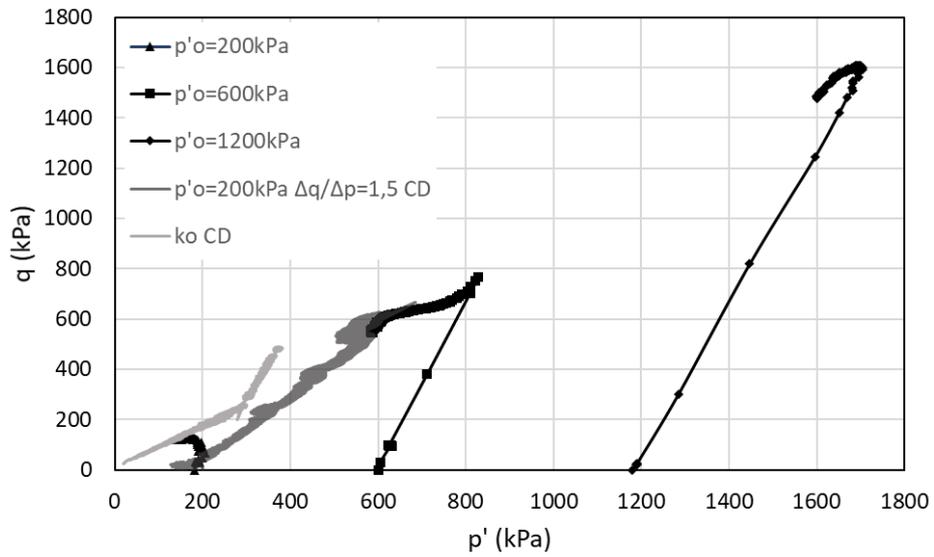


Figura 4.12: Trayectorias de tensiones ($p'-q$) para muestras compactadas con $w=6\%$

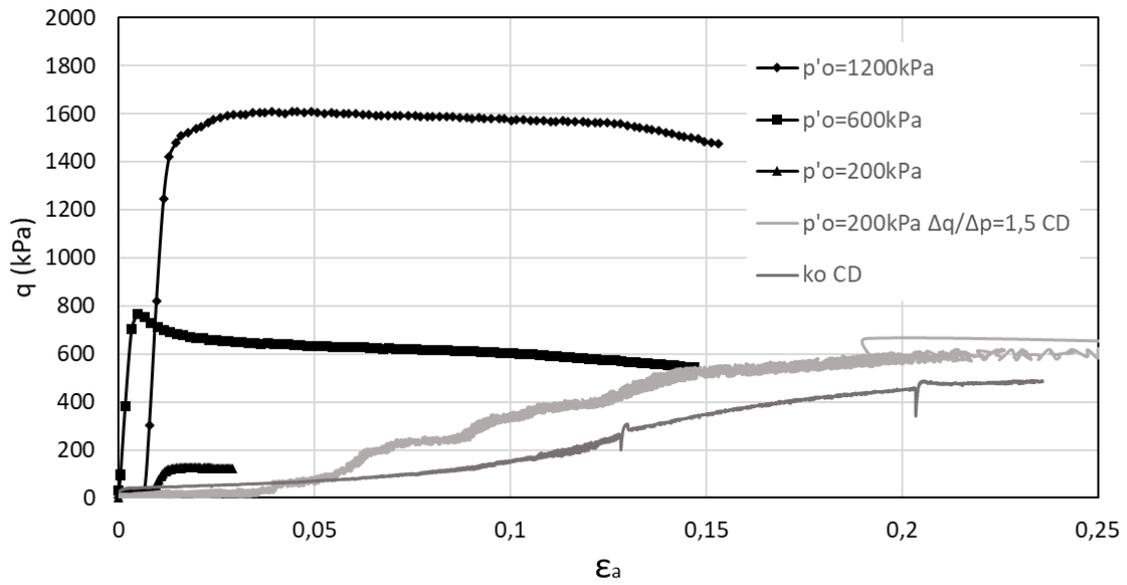


Figura 4.13: Tensión desviadora – deformación axial para muestras compactadas con $w=6\%$

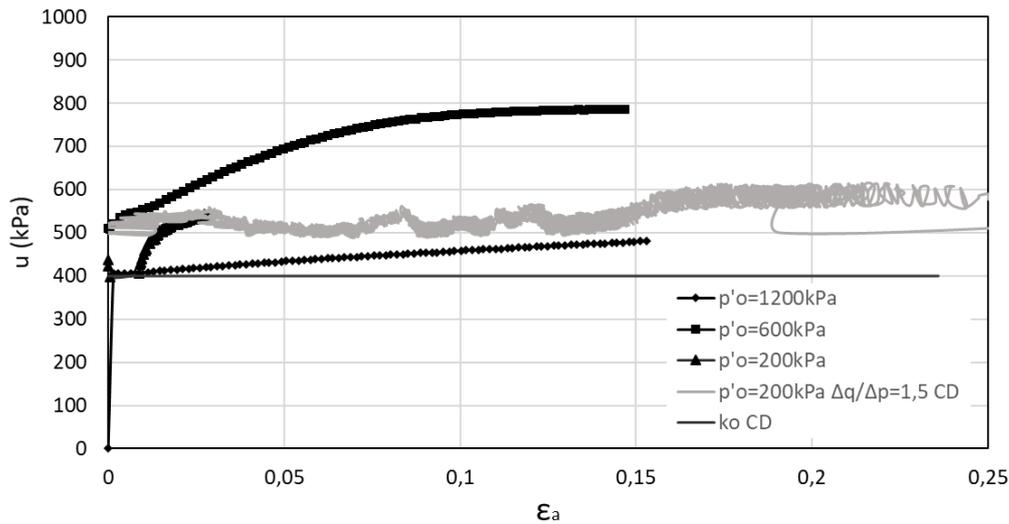


Figura 4.14: Presión de poro – deformación axial para muestras compactadas con $w=6\%$

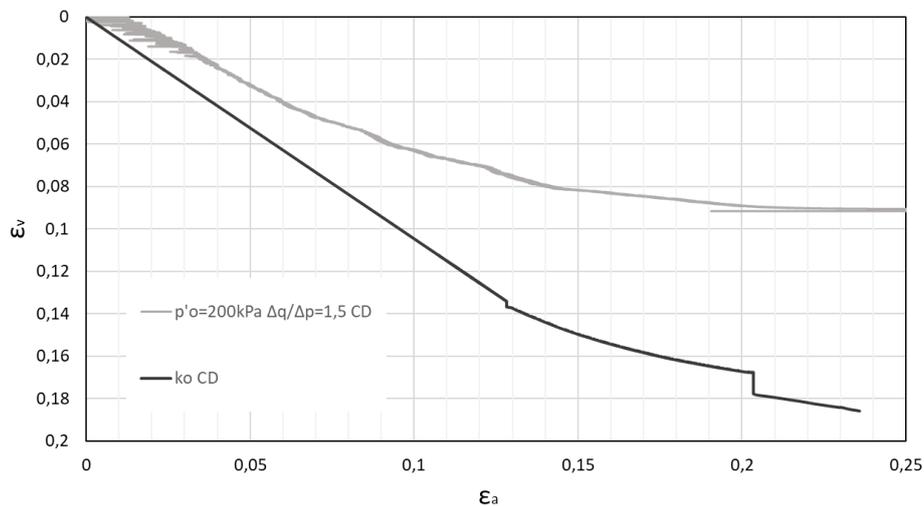


Figura 4.15: Deformación volumétrica – deformación axial para muestras compactadas con $w=6\%$

Las muestras compactadas con una humedad del 8% fueron ensayadas con tensión confinante isotrópica efectiva de 1200kPa y se realizó un corte drenado y uno no drenado. El ensayo no drenado presentó una trayectoria tensión-deformación casi vertical, llegando a un valor máximo de tensión desviadora, cuando se pasa a perder resistencia y la presión de poro aumenta rápidamente. En el ensayo drenado, la trayectoria presentó un comportamiento similar. En la rotura inicialmente drenada, también se presentó aumento de la presión de poros, aunque el corte haya sido realizado a baja velocidad, por lo que el ensayo puede considerarse parcialmente drenado. En las figuras siguientes para distinguir los resultados de este ensayo se ha utilizado la leyenda “CD” aunque se trata de un ensayo

“parcialmente drenado”. Este aumento de presión podría ser debido a la baja permeabilidad de la muestra y al alto valor de deformación sufrida por la muestra cuando está compactada con humedad de 8%. Las gráficas presentadas en las Figuras 4.16, 4.17 y 4.18 muestran los resultados de estos ensayos.

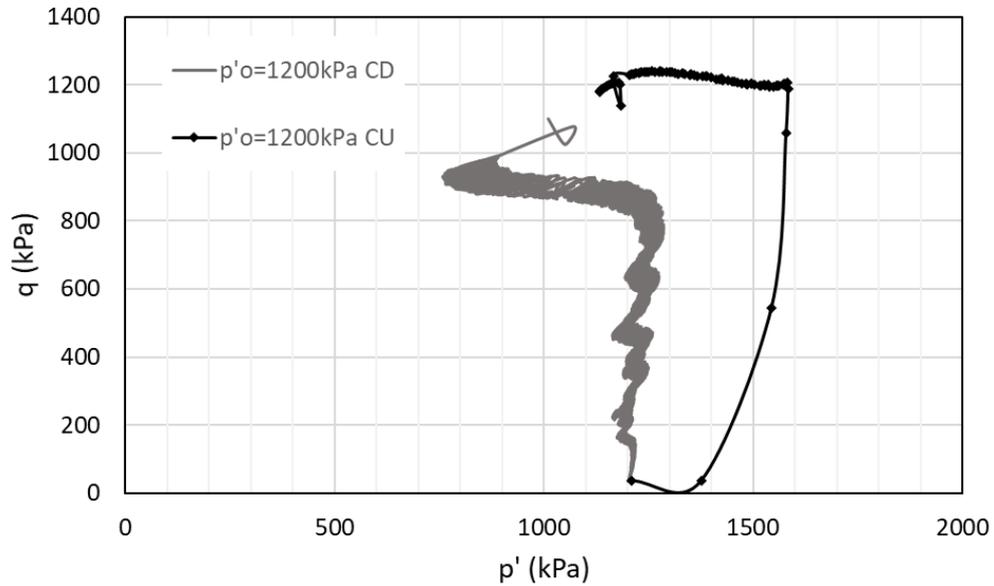


Figura 4.16: Trayectorias de tensiones ($p'-q$) para las muestras compactadas con $w=8\%$

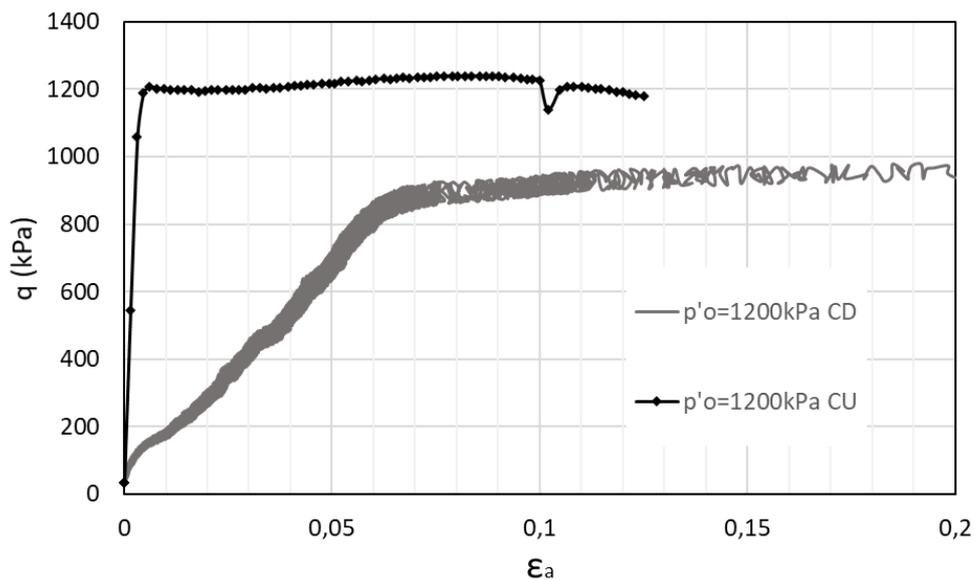


Figura 4.17: Tensión de corte – deformación axial para las muestras compactadas con $w=8\%$

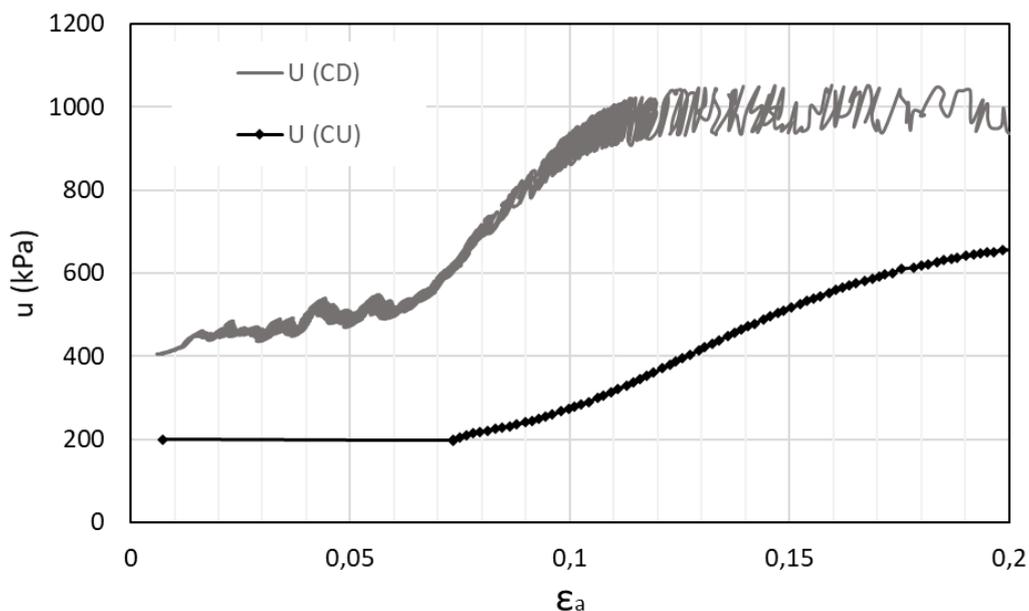


Figura 4.18: Presión de poro – deformación axial para las muestras compactadas con $w=8\%$

La Tabla 4.3 presenta los valores de M obtenidos en los ensayos triaxiales saturados sobre muestra compactadas con las diferentes trayectorias en las distintas humedades de compactación. Considerando todos en estos ensayos juntos, se obtuvo un valor medio de $M=1,05$ y $\phi'=26,5^\circ$.

Tabla: 4.3: Valores de M para los diferentes ensayos realizados

Muestra	p' (kPa)	q (kPa)	M	ϕ'
TX4SAT200	130	140	1,07	27,00
TX4SAT1200	1350	1440	1,07	27,00
TX6SAT200	140	160	1,14	28,62
TX6SAT600	830	790	0,95	24,21
TX6SAT1200	1620	1580	0,97	24,8
TX6SAT200CD	600	610	1,01	25,61
TX8SAT1200CU	1290	1240	0,96	24,44
TX8SAT1200CD	840	920	1,10	27,69
Media	-	-	1,05	26,54

4.2 ENSAYOS NO SATURADOS

Los ensayos no saturados (a humedad constante) se ejecutaron con las tres humedades diferentes de compactación (diferentes succiones iniciales) y se mantuvieron constantes a lo largo del ensayo. Los ensayos tenían como uno de los objetivos encontrar la superficie de fluencia inicial no saturada, bajo condición triaxial convencional. También se buscó analizar el comportamiento de las muestras en diferentes niveles de succión inicial frente a resistencia y deformación.

El procedimiento seguido es el presentado en el capítulo 3, en el apartado sobre los ensayos triaxiales convencionales. Las muestras fueron consolidadas en condición isotropa hasta 200kPa, siendo aplicada una trayectoria de corte. Debido a la dificultad para medir las deformaciones locales de las muestras, se calculó la deformación con base en el cambio de volumen de cámara y comparando con el volumen final medido.

4.2.1 Resultado de los ensayos

Inicialmente, se realizaron trayectorias isotropas de las tres muestras compactadas a diferentes humedades iniciales, a fin de comparar las curvas de compresibilidad y obtener los parámetros para la condición no saturada. La Figura 4.19 presenta las curvas de compresibilidad para las diferentes humedades de compactación (A) y la variación de λ con la succión (B).

Se observó que las pendientes de las curvas aumentan con la humedad. La menor inclinación puede estar asociada a mayor rigidez debido a la alta succión para la humedad de compactación del 4% ($s=16000\text{kPa}$), presentando menor deformabilidad. Sin embargo, la succión se reduce significativamente para las humedades del 6% ($s=1500\text{kPa}$) y 8% ($s=200\text{kPa}$). Se percibió que para la humedad de compactación de 8%, cuyo grado de saturación es de 34%, la pendiente de la curva de compresibilidad se acerca al parámetro obtenido para las curvas saturadas. La Tabla 4.4 presenta los pendientes de las curvas.

Tabla 4.4: parámetros de las curvas de compresibilidad no saturada

Parámetro\muestra	$w=4$ ($s=16000\text{kPa}$)	$w=6$ ($s=1500\text{kPa}$)	$w=8$ ($s=200\text{kPa}$)
$\lambda(s)$	0,06	0,07	0,10
p_o (kPa)	250	200	180

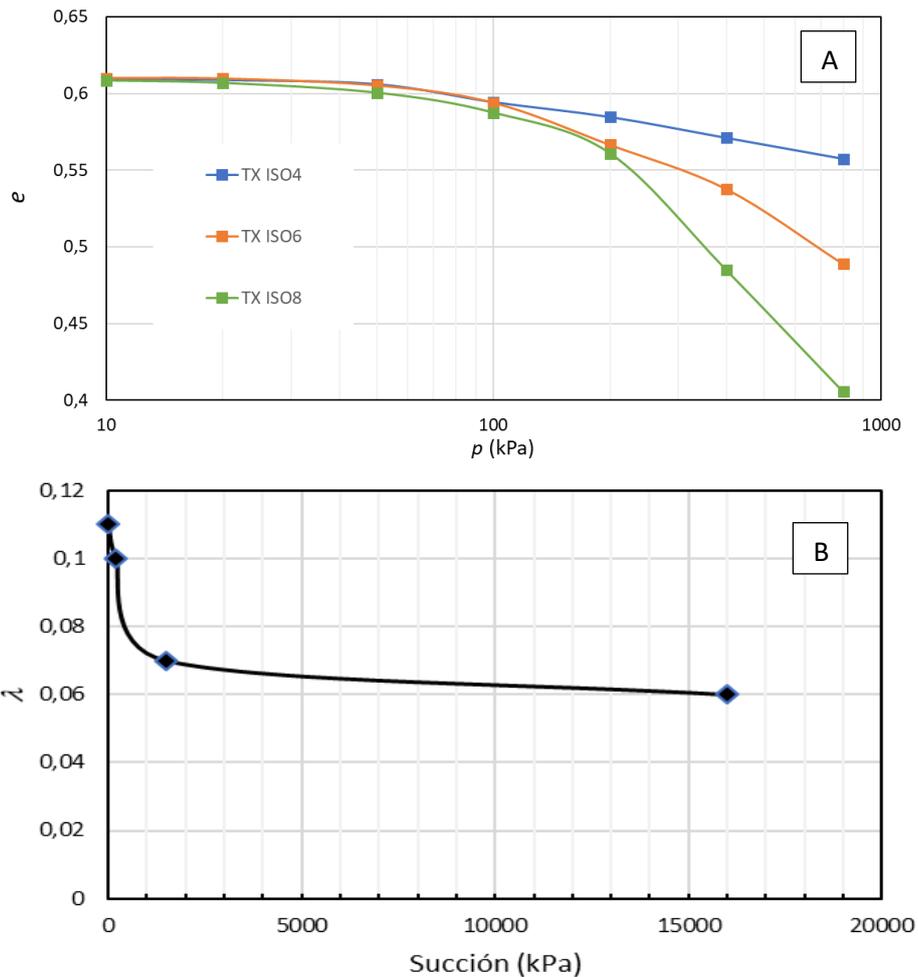


Figura 4.19: A) Curvas de compresión isotropas para el suelo en condición no saturada (tensión media vs índice de vacíos); B) variación de λ con la succión

Se realizaron cuatro trayectorias de corte diferentes para las muestras compactadas con una humedad de 4%, una de menor inclinación ($\Delta q/\Delta p=0,4$), una trayectoria de inclinación intermedia ($\Delta q/\Delta p=0,75$), una trayectoria de $\Delta q/\Delta p=0,9$, descarga lateral ($\Delta q/\Delta p=-3$) y una trayectoria de corte vertical ($\Delta q/\Delta p=3$). Las Figuras 4.20, 4.21 y 4.22 presentan las trayectorias de tensión aplicadas, las curvas de tensión desviadora – deformación axial y deformación volumétrica – deformación axial.

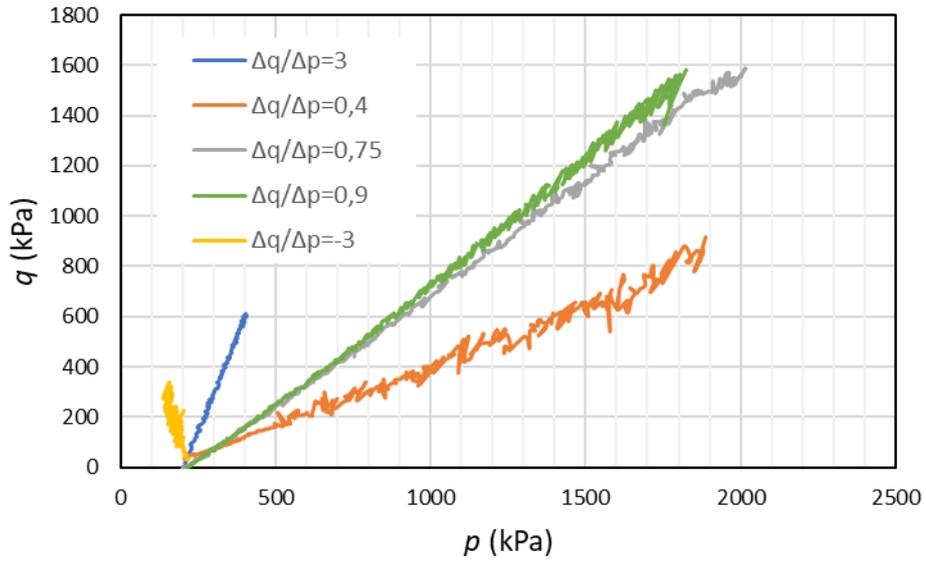


Figura 4.20: Trayectorias de tensión en el espacio $p:q$ para las muestras compactadas con humedad de 4%

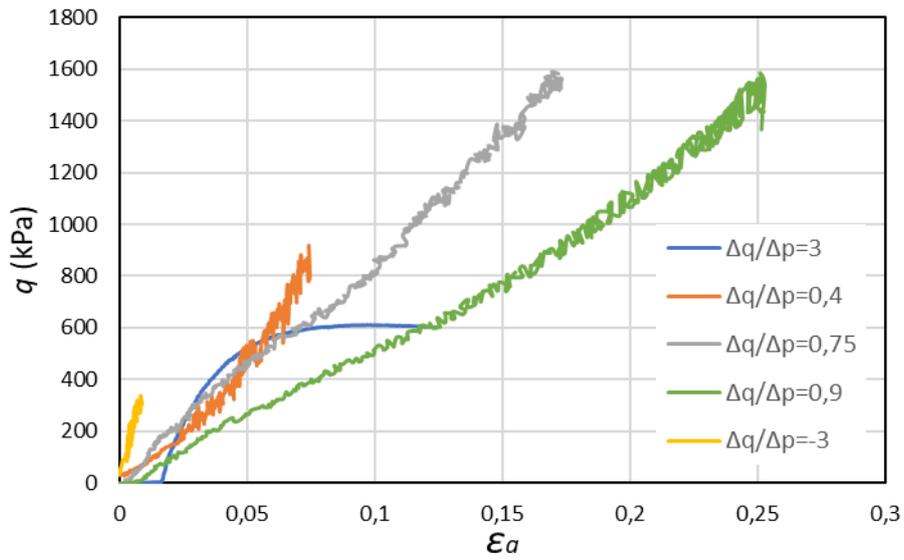


Figura 4.21: Curvas de tensión de corte – deformación axial para las muestras compactadas con humedad de 4%

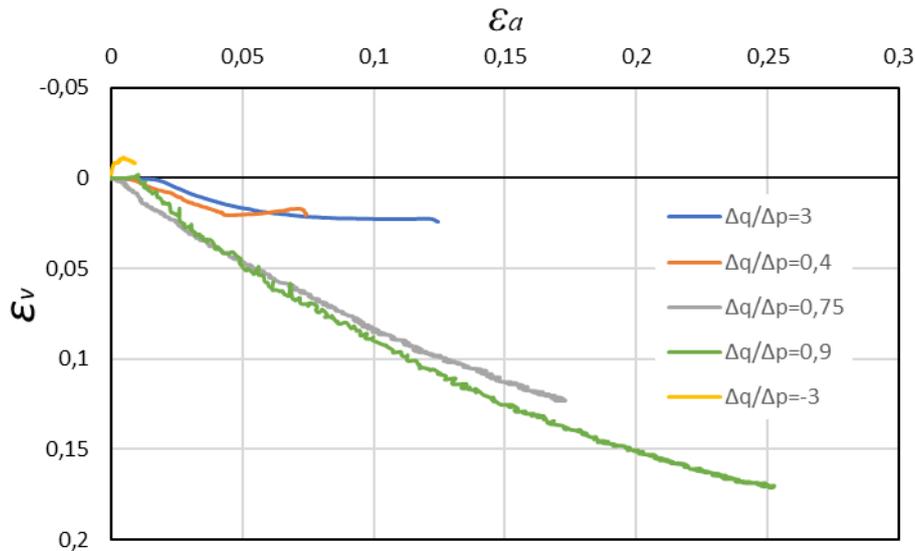


Figura 4.22: Curvas de deformación volumétrica – deformación axial para las muestras compactadas con humedad de 4%

Las trayectorias de tensión de $\Delta q/\Delta p=0,4$, $0,75$ y $0,9$ presentaron un aumento continuo de tensión, teniendo que ser interrumpida por llegar a la capacidad máxima de presión de la cámara triaxial del equipo utilizado. Mientras que, las trayectorias de descarga de ($\Delta q/\Delta p=-3$) y corte convencional ($\Delta q/\Delta p=3$), presentaron rotura al corte al alcanzar un valor máximo de tensión desviadora. En las gráficas de tensión desviadora – deformación axial, se puede ver que las trayectorias de $0,4$, $0,75$ y $0,9$ no presentan un punto de inflexión visible, siendo la tensión creciente hasta la máxima deformación soportada. Por otro lado, la descarga presenta un punto de máximo y la trayectoria de corte llega a un valor máximo de resistencia, manteniéndose constante.

En la gráfica de variación volumétrica – deformación axial, por otro lado, se observó un comportamiento diferente. Las curvas para las trayectorias de pendiente de $\Delta q/\Delta p=0,75$ y $0,9$ presentan un aumento continuo de la deformación volumétrica (compresión igual a 12% y 17% , respectivamente) casi lineal, mientras que, para la trayectoria de $0,4$, la deformación volumétrica presenta compresión inicial hasta un valor máximo (2%) y empieza a cambiar, pasando a presentar dilatación. La curva para la trayectoria de corte ($\Delta q/\Delta p=3$) presentó contracción hasta un valor máximo y se mantuvo constante (2%). La trayectoria de descarga presentó dilatación desde el inicio hasta un máximo (-1%), donde hay una inflexión de la curva y empieza a comprimirse.

Las muestras compactadas con humedad de 6% ($s=1500\text{kPa}$) fueron ensayadas en cinco trayectorias distintas. Se realizó una trayectoria de menor inclinación ($\Delta q/\Delta p=0,4$), una trayectoria intermedia (de $\Delta q/\Delta p=0,75$), una trayectoria con inclinación más elevada (de $\Delta q/\Delta p=0,9$), una descarga lateral ($\Delta q/\Delta p=-3$) y una trayectoria de corte convencional ($\Delta q/\Delta p=3$). Las trayectorias en el plano ($p:q$) se presentan en la figura 4.23.

Siguiendo un comportamiento semejante al observado en las muestras compactadas con una humedad de 4%, en las trayectorias de $\Delta q/\Delta p$ con valores de 0,4, 0,75 y 0,9, se llegó hasta la máxima capacidad de presión soportada por la cámara triaxial, teniendo que ser interrumpida la trayectoria. Por otro lado, las trayectorias de descarga y de corte convencional llegaron a un valor máximo de tensión desviadora, siendo considerado como fin de la trayectoria.

En las curvas de tensión desviadora vs deformación axial (ver Figura 4.24), se observó que las trayectorias con pendientes de $\Delta q/\Delta p$ con valores de 0,75 y 0,9, existe un aumento creciente de la tensión y una leve curvatura, a diferencia de lo visto en las muestras de 4% de humedad inicial en que las curvas son lineales. Las curvas para la trayectoria de descarga y de corte convencional presentaron un valor del desviador máximo, manteniéndose constante a este valor.

Con relación al cambio de volumen (ver Figura 4.25), se observó que las trayectorias presentaron compresión, menos la de trayectoria de descarga que presentó dilatación de forma continuada llegando al valor de -1%. Las demás trayectorias presentaron un valor máximo de deformación de compresión, siendo 3,8%, 7,5%, 7,9% y 11% para las trayectorias de pendiente $\Delta q/\Delta p=0,4$, $\Delta q/\Delta p=3$, $\Delta q/\Delta p=0,75$ y $\Delta q/\Delta p=0,9$, respectivamente. El comportamiento de la deformación volumétrica para una pendiente de tensiones de 0,75 y una humedad de 4%, que presentó aumento continuo, no se ha observado para la humedad de 6% donde la deformación se mantuvo constante al llegar al máximo.

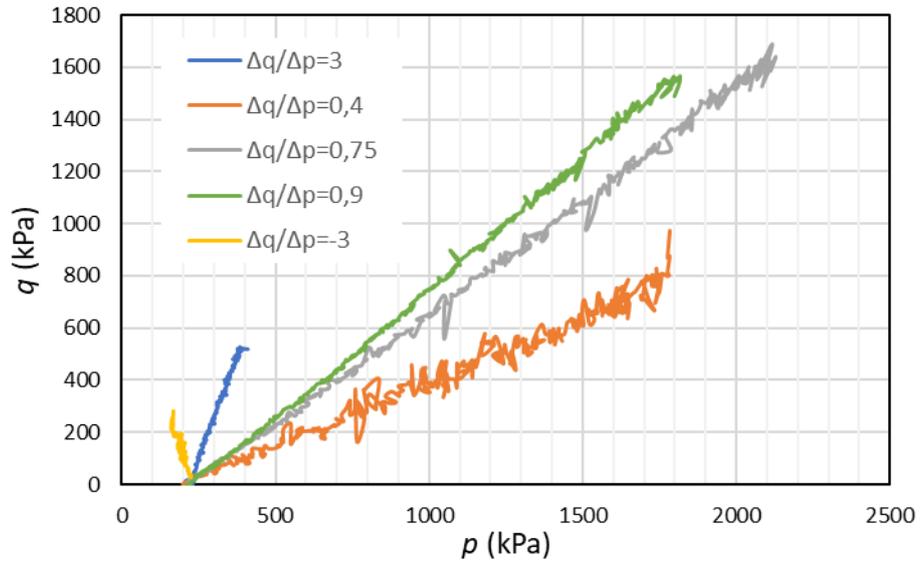


Figura 4.23: Trayectorias de tensión en el espacio $p:q$ para las muestras compactadas con humedad de 6%

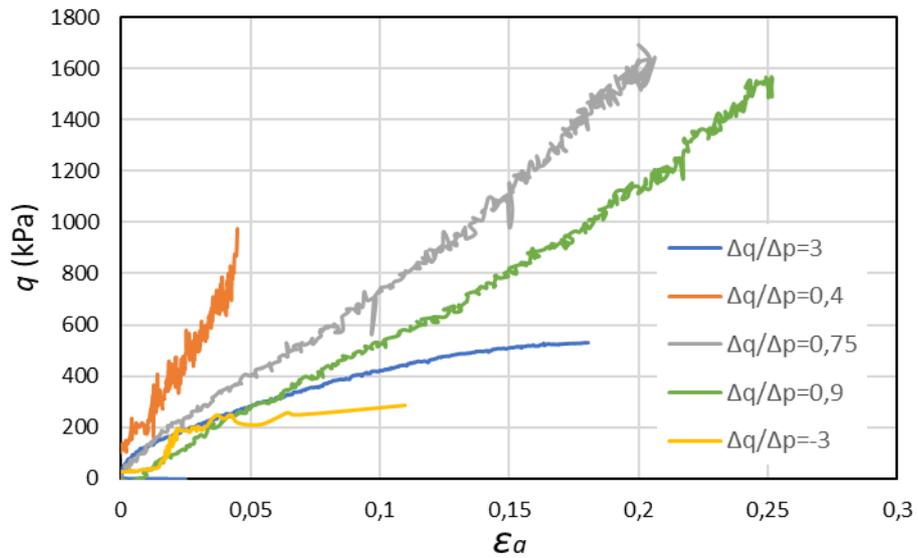


Figura 4.24: Curvas de tensión desviadora – deformación axial para las muestras compactadas con humedad de 6%

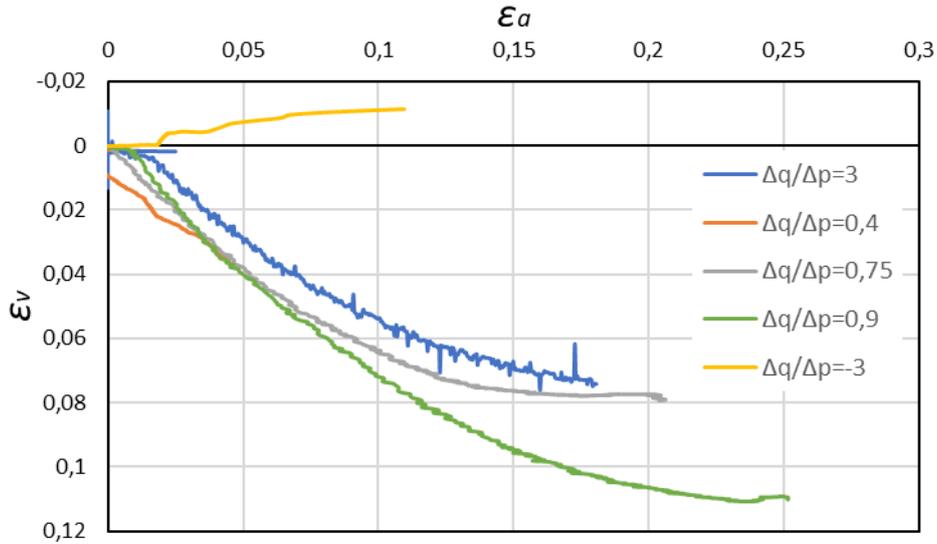


Figura 4.25: Curvas de deformación volumétrica – deformación axial para las muestras compactadas con humedad de 6%

Las muestras compactadas con humedad de 8% ($s=200\text{kPa}$) fueron ensayadas con trayectorias de $\Delta q/\Delta p=0,4$, $\Delta q/\Delta p=0,75$, $p=200\text{kPa}$, descarga lateral ($\Delta q/\Delta p=-3$) y rotura convencional ($\Delta q/\Delta p=3$) (las gráficas están representadas en las Figuras 4.26, 4.27 y 4.28). De forma similar a lo ocurrido con las demás muestras a otras humedades, las trayectorias de menor inclinación llegaron a un máxima de capacidad de presión de la cámara triaxial. Ambas trayectorias presentaron una leve curvatura cuando se observa en la gráfica tensión desviadora - deformación axial. Sin embargo, las curvas para las trayectorias de corte vertical y rotura, presentaron valores con tendencia de aumento progresivamente más reducido, pero las curvas no llegaron a un valor constante de tensión desviadora.

A diferencia de lo ocurrido en las muestras compactadas a otras humedades, para la humedad de 8%, todas curvas presentaron compresión, disminuyendo de volumen hasta un valor máximo (o cuando se interrumpió el ensayo). La trayectoria de descarga no presentó dilatación como para las otras humedades, llegando a una variación volumétrica del 2%.

La Figura 4.29 presenta algunas curvas comparativas para las tres humedades de compactación para la variación volumétrica en las trayectorias $\Delta q/\Delta p=3$ y $\Delta q/\Delta p=0,75$. No queda muy claro el comportamiento con relación al cambio de humedad. Para la trayectoria $\Delta q/\Delta p=3$, la humedad de 4% presentó menor deformación, seguida de la

humedad de 8% y 6%, respectivamente. Con relación a la trayectoria de $\Delta q/\Delta p=0,75$, la humedad de 6 presentó la menor deformación volumétrica, seguida de la humedad de 8% y de 4% (que no llegó a un valor constante de deformación, como las otras muestras). Para un mismo valor de p' , las muestras ensayadas de $\Delta q/\Delta p=3$ presentaron mayores valores de deformación volumétrica que las muestras ensayadas con $\Delta q/\Delta p=0,75$.

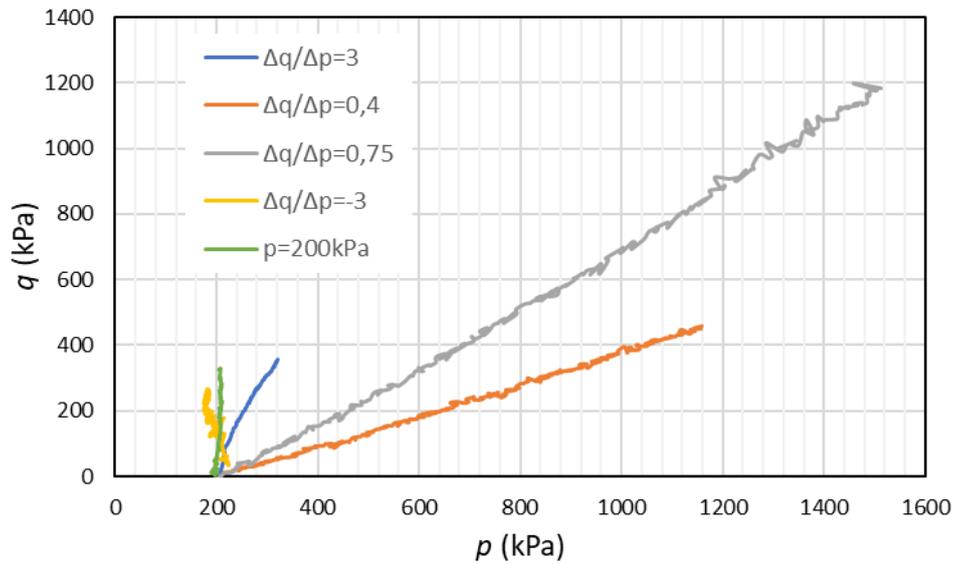


Figura 4.26: Trayectorias de tensión en el espacio $p:q$ para las muestras compactadas con humedad de 8%

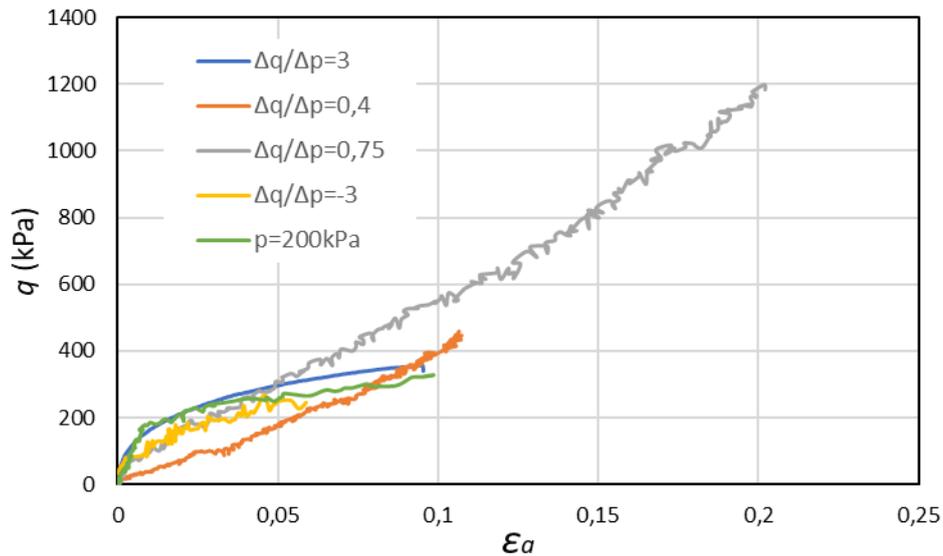


Figura 4.27: Curvas de tensión de corte – deformación axial para las muestras compactadas con humedad de 8%

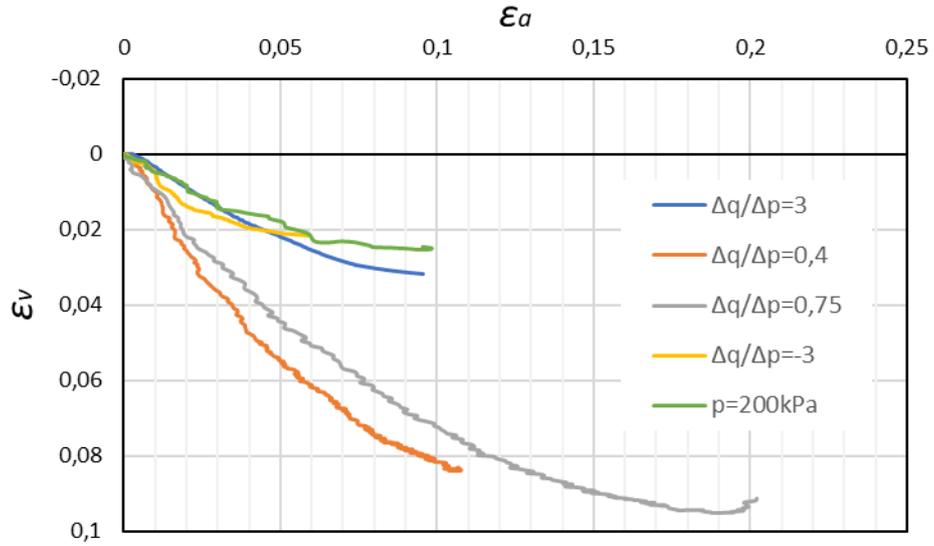


Figura 4.28: Curvas de deformación volumétrica – deformación axial para las muestras compactadas con humedad de 8%

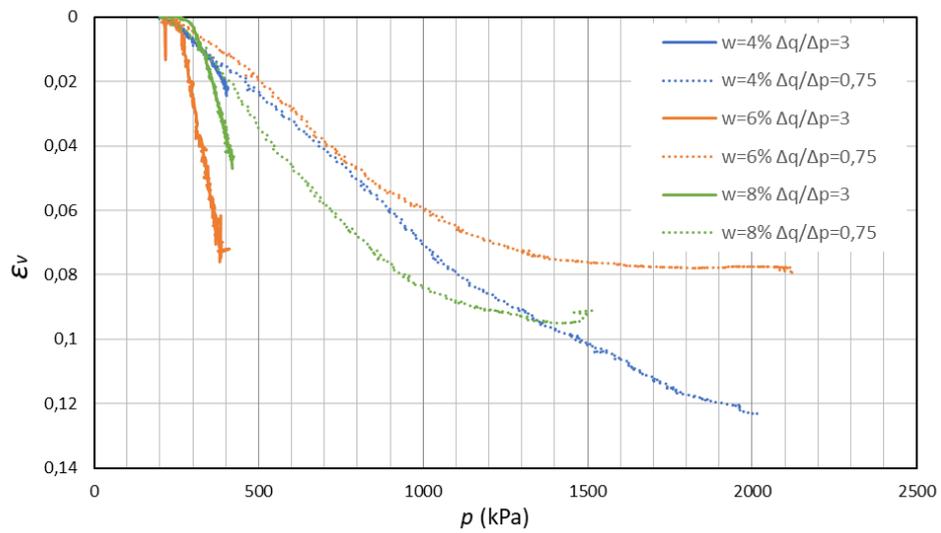


Figura 4.29: Curvas de deformación volumétrica vs tensión media (p) para algunas trayectorias de tensión en las diferentes humedades de compactación comparadas.

4.2.2 Puntos de fluencia

Un tema importante de la investigación fue localizar los puntos de fluencia (o plastificación) para poder dibujar la superficie de fluencia del material y como esta cambia en las diferentes humedades de compactación (o succión inicial).

La importancia de los puntos de tensión de fluencia estimuló el desarrollo de numerosos métodos para determinar sus valores. La mayoría de los estudios se concentraron en las tensiones de fluencia para el estado de tensión expresada en términos de tensiones efectivas, para la condición saturada. Las típicas curvas tensión – deformación muestran un comportamiento no lineal y gradual al comienzo de deformaciones plásticas, siendo necesario muchas veces el uso de métodos empíricos o semi-empíricos para determinar tensión de fluencia. Las técnicas gráficas son muy utilizadas para este propósito, aunque envuelven una parte importante de subjetividad en su puesta en práctica. (Becker et al., 1987; Grozic et al., 2003)

La tensión de fluencia para muchas trayectorias de tensión (isótropa, edométrica y corte triaxial), en general envuelven el comienzo de significantes deformaciones plásticas, y para muchas de estas trayectorias, deformaciones plásticas de corte pueden no ocurrir o no pueden ser medidas. Ambos comportamientos pré – fluencia y post – fluencia son más lineales cuando la tensión está representada en escala logarítmica. Uno de los métodos más comunes para determinar la tensión de fluencia experimental es idealizado para comportamiento pré – fluencia por la línea recta y post – fluencia por la segunda línea recta y entonces determinar el punto de fluencia como la intersección de estas dos líneas (Casagrande 1936; Pacheco Silva, 1970).

Graham et al. (1982) presentaron una interpretación bi – lineal de los datos experimentales para resultados de triaxial en varias arcillas en los planos $v:p'$ y $q:\varepsilon_a$. Ellos concluyeron que, usando la intersección de los puntos en una escala lineal, se podría deducir la tensión de fluencia. Sin embargo, hay casos en el cual la fluencia es no aparente y el procedimiento puede no ser universalmente aplicado.

Graham et al. (1983) mostraron ejemplos de la estimación de tensión de fluencia de Winnipeg Clay para gráficas de $\varepsilon_v:p'$, $q:\varepsilon_s$ y $L:W$, donde W es el trabajo calculado para la muestra por unidad de volumen y L es el tamaño del vector tensión. Al ser la energía de

deformación un escalar y el tamaño del vector de tensión es independiente de la dirección de la trayectoria de tensión, se sugiere que $L:W$ pueda ser el método más universalmente aplicable para la identificación de los puntos de fluencia (Houlsby, 1997). El trabajo y el módulo del vector están presentados en las Ecuaciones 4.1 y 4.2.

$$W = \sum (\sigma'_1 \varepsilon_a + 2\sigma'_3 \delta \varepsilon_r) \quad 4.1$$

$$L = \sqrt{(\Delta\sigma'_1)^2 + 2\Delta\sigma'_3} \quad 4.2$$

Sultan et al. (2010) determinaron valores de tensión de fluencia para Boom Clay saturada, en triaxial convencional con tensión radial constante, usando método bi – lineal $\ln p':\varepsilon_v$. Ellos notaron que el valor de ε_v en fluencia determinada por este método es razonablemente mejor que el correspondiente valor determinado por identificación del punto de fluencia en el plano $\varepsilon_v:\varepsilon_a$.

Cui y Delague (1996) hicieron ensayos triaxiales con succión controlada en limos no saturados, incluyendo carga isotrópica, y corte convencional después de consolidar isotrópicamente para diferentes valores de q/p . Ellos concluyeron que los puntos de fluencia podrían ser adecuadamente determinados usando un método bi – lineal en el plano $\ln p':v$ para trayectorias isotrópicas y de corte convencional. Sin embargo, para trayectorias de tensión arbitrarias el punto de fluencia no era claro en el plano $\ln p':v$ y se sugirió otro criterio usando una gráfica de incremento de deformación total $d\varepsilon_v/d\varepsilon_s$ contra tensión media (p), siendo la tensión de fluencia obtenida con este tipo de gráfica muy elevada debido la mayor oscilación del incremento de tensión.

La Tabla 4.5 presenta los puntos de fluencia obtenido para las diferentes curvas analizadas. Para las diferentes trayectorias de ensayos realizadas, las Figuras de 4.30 a 4.35 presentan las gráficas de trabajo plástico vs el módulo del vector de tensión y las gráficas de variación volumétrica vs tensión media. Para las trayectorias isotópicas (Figura 4.32) se presentan las curvas de W_p . La Figura 4.36 muestra los diferentes puntos de fluencia en el plan $p:q$.

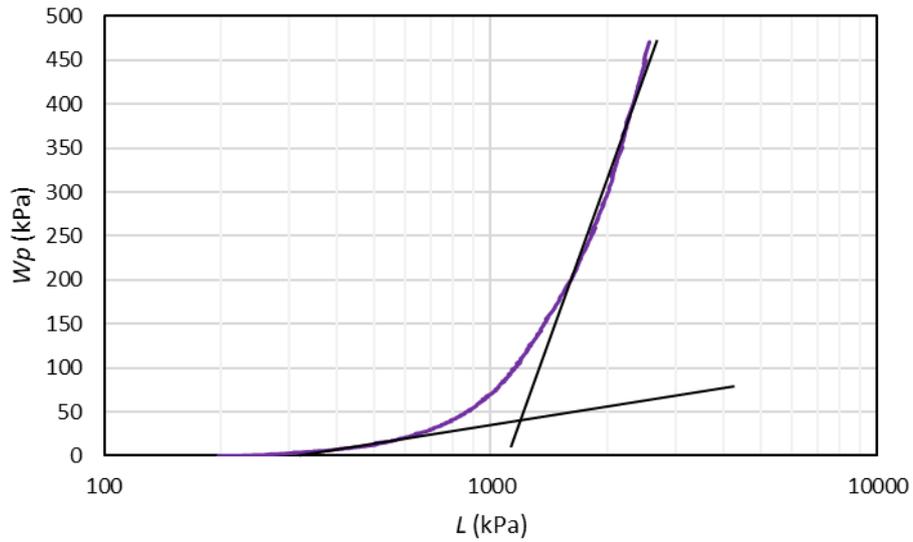


Figura 4.30: Curvas de trabajo plástico –vector de tensión para las muestras compactadas con humedad de 4% para la trayectoria de $\Delta q/\Delta p=0,75$

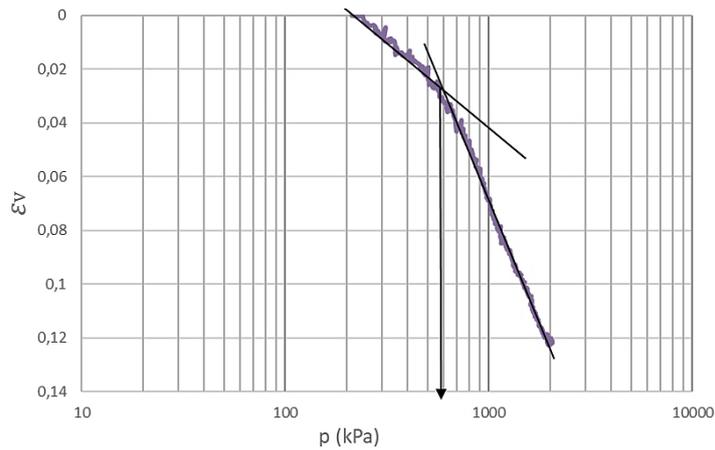


Figura 4.31: Curvas de deformación volumétrica – tensión media para las muestras compactadas con humedad de 4% para la trayectoria de $\Delta q/\Delta p=0,75$

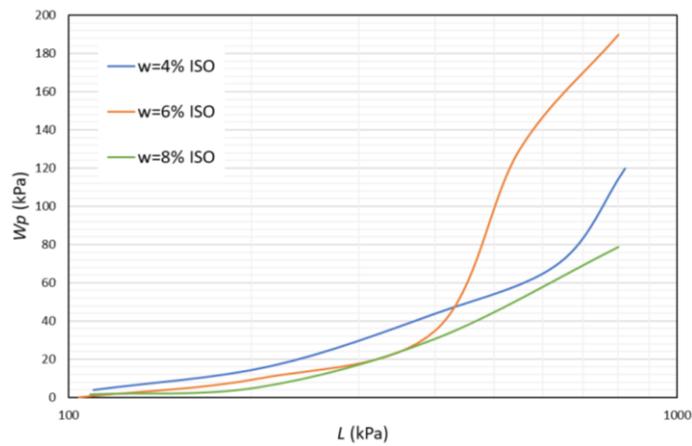


Figura 4.32: Curvas de trabajo plástico –vector de tensión trayectorias isotrópicas.

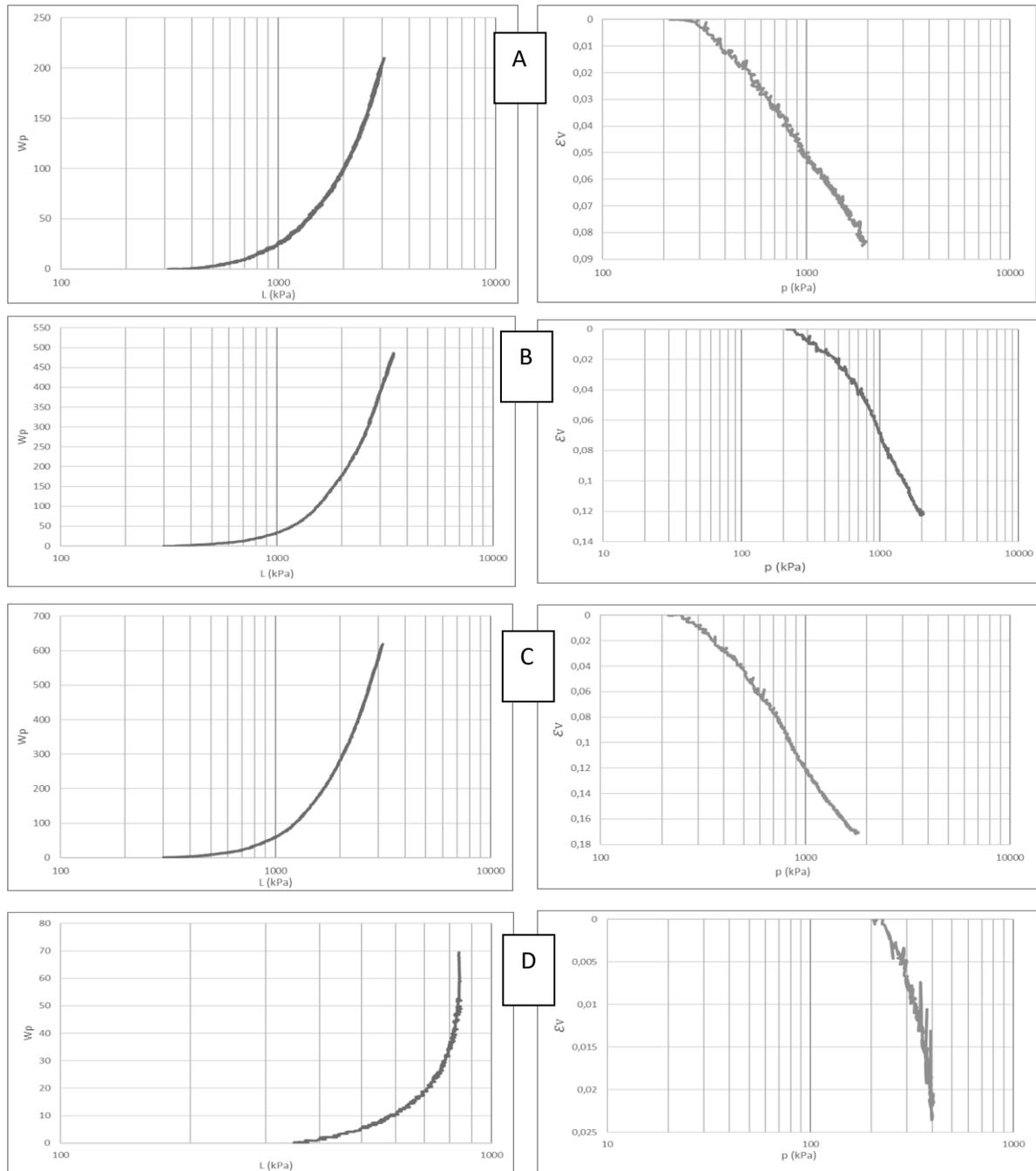


Figura 4.33: Gráficas de trabajo plástico (izquierda) y curvas de $\ln p: \epsilon_v$ (derecha) para las muestras compactadas con humedad de 4% para las diferentes trayectorias (A) $\Delta q/\Delta p=0,4$ (B) $\Delta q/\Delta p=0,75$ (C) $\Delta q/\Delta p=0,9$ (D) $\Delta q/\Delta p=3$

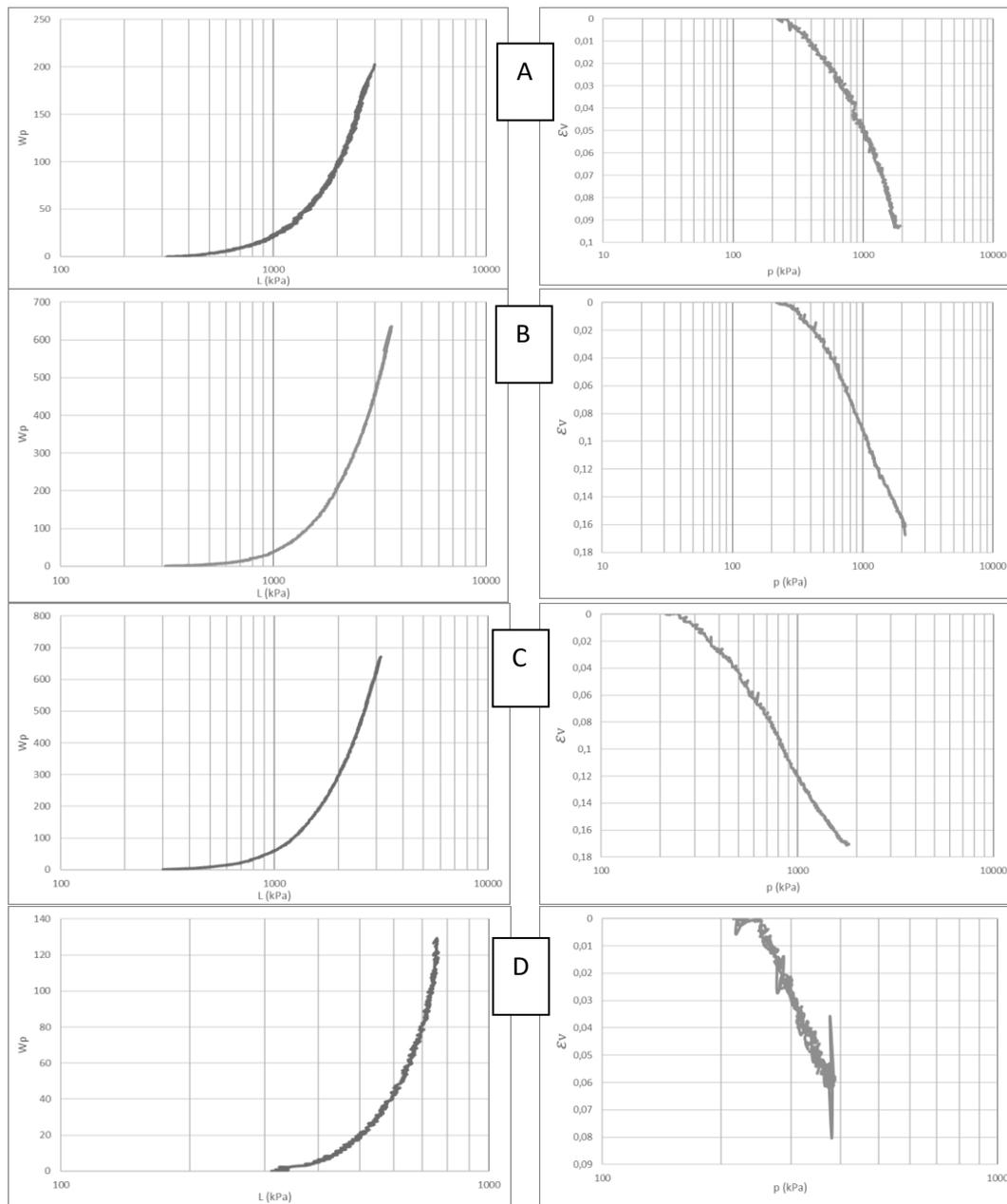


Figura 4.34: Gráficas de trabajo plástico (izquierda) y curvas de $\ln p: \varepsilon_v$ (derecha) para las muestras compactadas con humedad de 6% para las diferentes trayectorias (A) $\Delta q/\Delta p=0,4$ (B) $\Delta q/\Delta p=0,75$ (C) $\Delta q/\Delta p=0,9$ (D) $\Delta q/\Delta p=3$

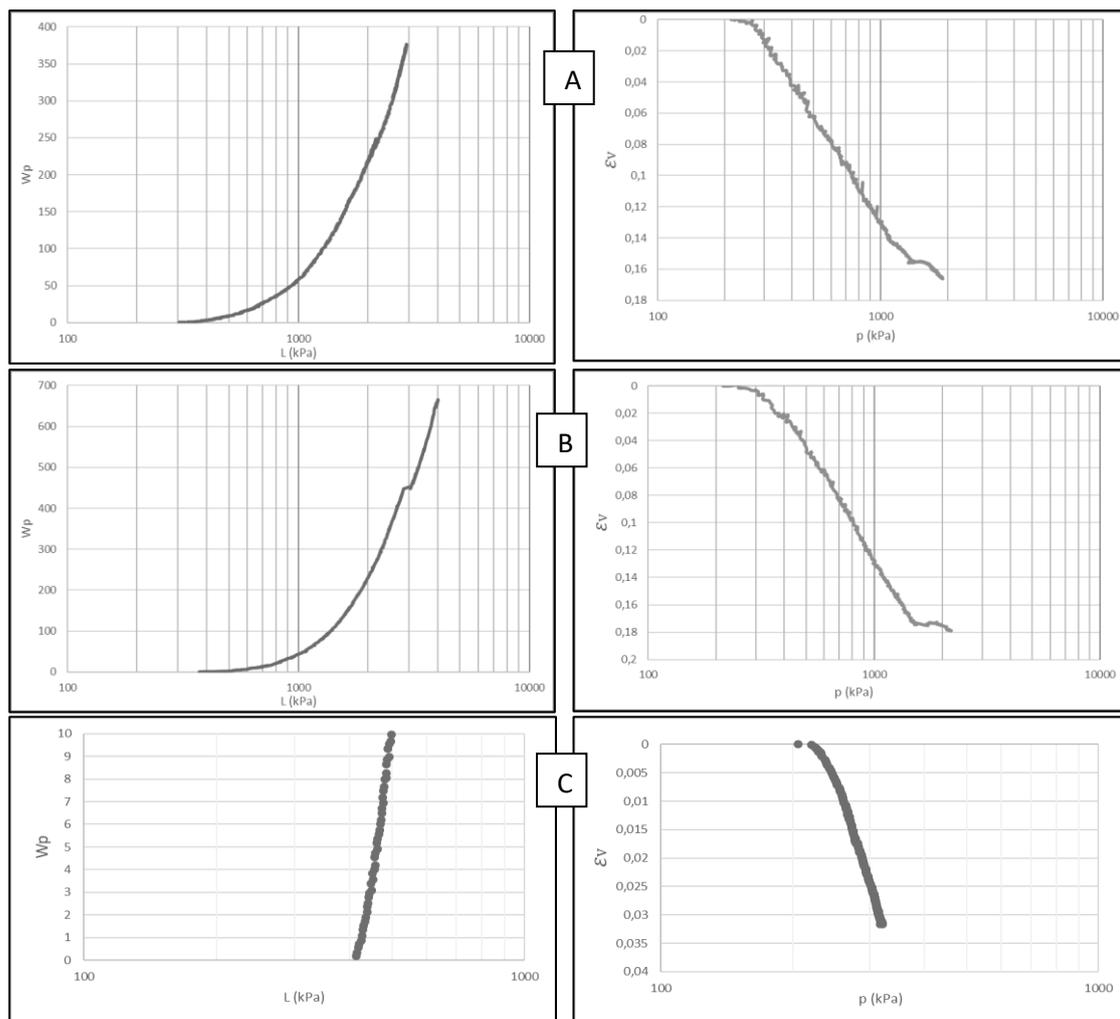


Figura 4.35: Gráficas de trabajo plástico (izquierda) y curvas de $\ln p: \varepsilon_v$ (derecha) para las muestras compactadas con humedad de 8% para las diferentes trayectorias (A) $\Delta q/\Delta p=0,4$ (B) $\Delta q/\Delta p=0,75$ (C) $\Delta q/\Delta p=3$

Tabla 4.5: Valores de tensión de fluencia (p, q) obtenidos y comparados

Muestra	Wp		Log $p: \varepsilon_v$	
	p (kPa)	q (kPa)	p (kPa)	q (kPa)
TX4NSATISO	640	0	250	0
TX4NSATN04	630	240	500	150
TX4NSATN075	620	350	600	320
TX4NSATN1	600	320	500	250
TX4NSATC	360	450	320	360
TX6NSATISO	600	0	200	0
TX6NSATN04	620	200	750	250
TX6NSATN075	600	320	700	400
TX6NSATN1	610	350	500	250
TX6NSATC	300	400	280	200
TX8NSATISO	480	0	180	0
TX8NSATN040	550	160	300	50
TX8NSATN075	500	250	400	160
TX8NSATC	300	360	260	200

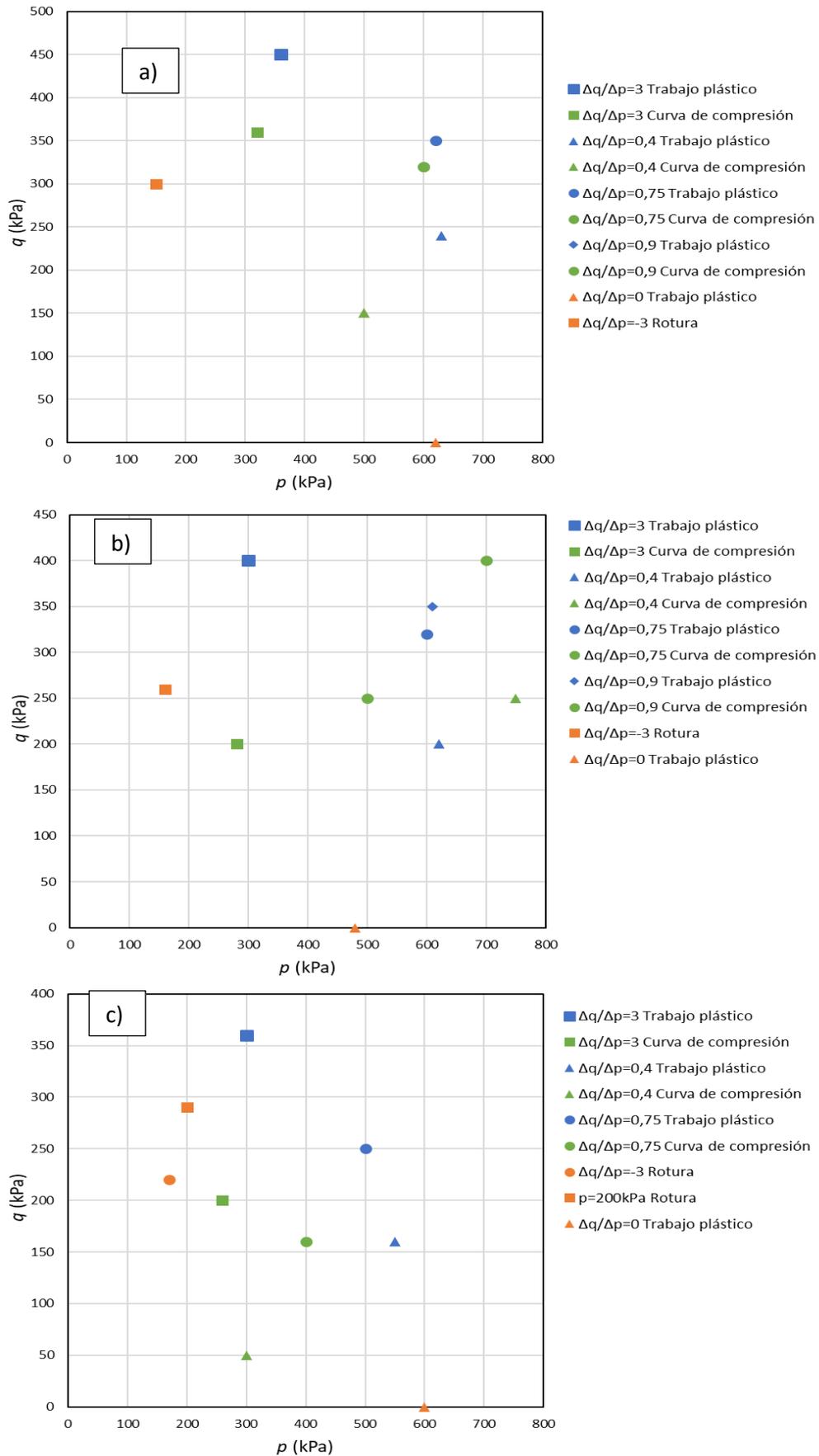


Figura 4.36: Puntos de fluencia obtenidos para los diferentes métodos para las tres humedades de compactación: a) $w=4\%$; b) $w=6\%$; c) $w=8\%$.

En los modelos constitutivos elasto-plásticos existen tres elementos principales: la superficie de fluencia (f), la superficie potencial plástico (g) y una ley de rigidización. De acuerdo con la teoría de la plasticidad, la derivada normal a la superficie de potencial plástica se relaciona con la magnitud relativa de las deformaciones plásticas ($\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}}$, donde λ es un escalar multiplicador).

Lagioia et al. (1996) propusieron una expresión matemática versátil para describir las superficies de fluencia y de potencial con un máximo de cuatro parámetros. Una gran ventaja del modelo es que puede ser ajustado a un gran número de formas de superficie. Las deformaciones plásticas dadas en un plano d - η donde ($d = \frac{\dot{\varepsilon}_v}{\dot{\varepsilon}_s}$) es la dilatancia (cambiada de signo) y $\eta = q/p$ es la inclinación de tensiones cumplen (para un comportamiento isótropo).

$$\begin{cases} \eta \rightarrow 0 \Rightarrow d \rightarrow \infty \\ \eta \rightarrow M \Rightarrow d \rightarrow 0 \end{cases}$$

La expresión 4.3 define una relación entre la dilatancia y el grado de tensión que satisface la condición anterior. (α =parámetro del modelo que define la curvatura y su proximidad a $\eta=0$ en que el eje de la curva tiende a $d=\infty$; μ = es otro parámetro del modelo asociado a la pendiente de la curva en su tramo rectilíneo final). La Figura 4.37 muestra geometría de los parámetros del modelo.

$$d = \mu(M - \eta) \left(\frac{\alpha M}{\eta} + 1 \right) \quad 4.3$$

$$\frac{dp'}{p'} = - \frac{d\eta}{d + \eta} \quad 4.4$$

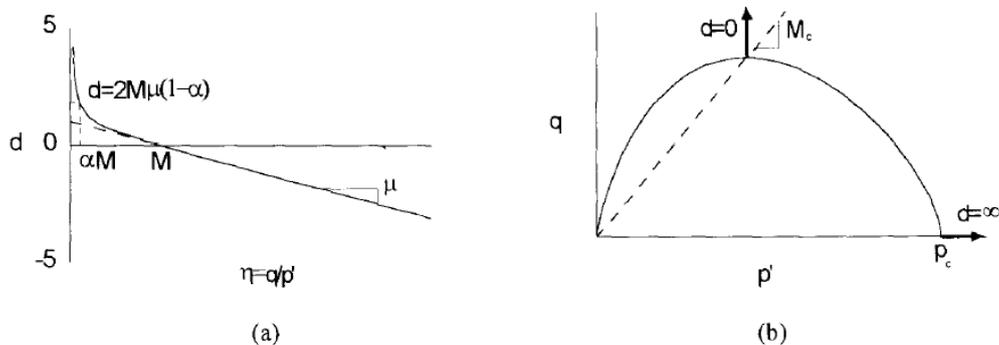


Figura 4.37: Geometría significativa de los parámetros (Lagioia et al. 1996)

En un gráfico (d, η) el valor de la intersección con el eje horizontal ($d=0$) puede ser considerado un criterio para encontrar el punto de estado crítico. Si el suelo no tiene cohesión el valor de η en estado crítico coincide con M .

Las Figuras 4.38 a 4.40 muestran los valores experimentales de la pendiente de la variación del vector de deformación plástica en función de $\eta=q/p$ para las diferentes trayectorias realizadas en las tres humedades de compactación. Se percibió que, para todas las trayectorias de corte convencional y diferentes humedades iniciales, la curva $d(\eta)$ es más horizontal, mientras que para las trayectorias de $\Delta q/\Delta p=0,75$ y $\Delta q/\Delta p=0,9$, muestran una pendiente mucho más acentuada.

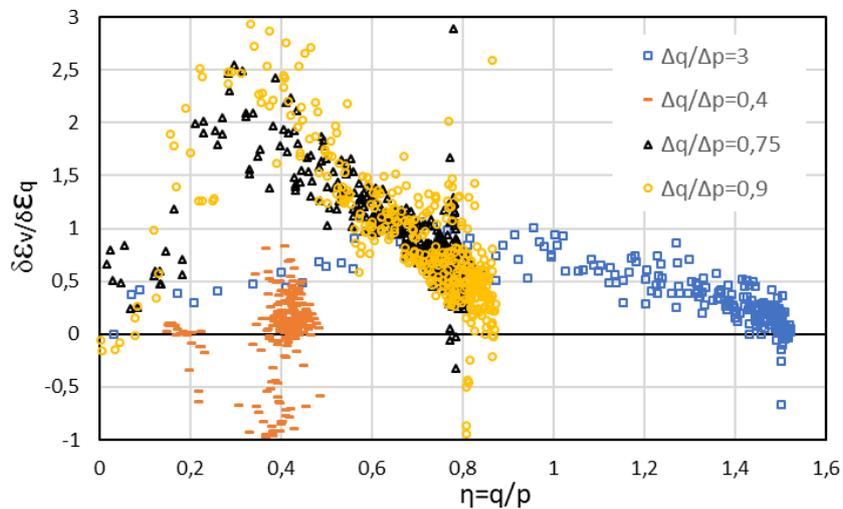


Figura 4.38: Gráficas para la dirección del flujo plástico de las muestras compactadas con humedad de 4%

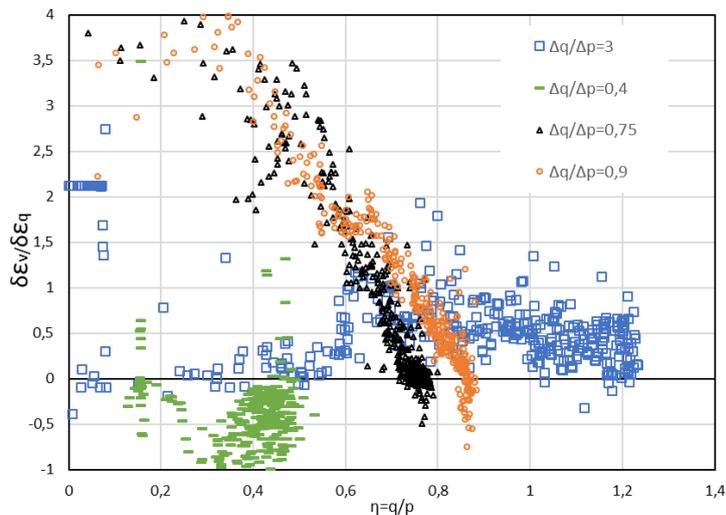


Figura 4.39: Gráficas para la dirección del flujo plástico de las muestras compactadas con humedad de 6%

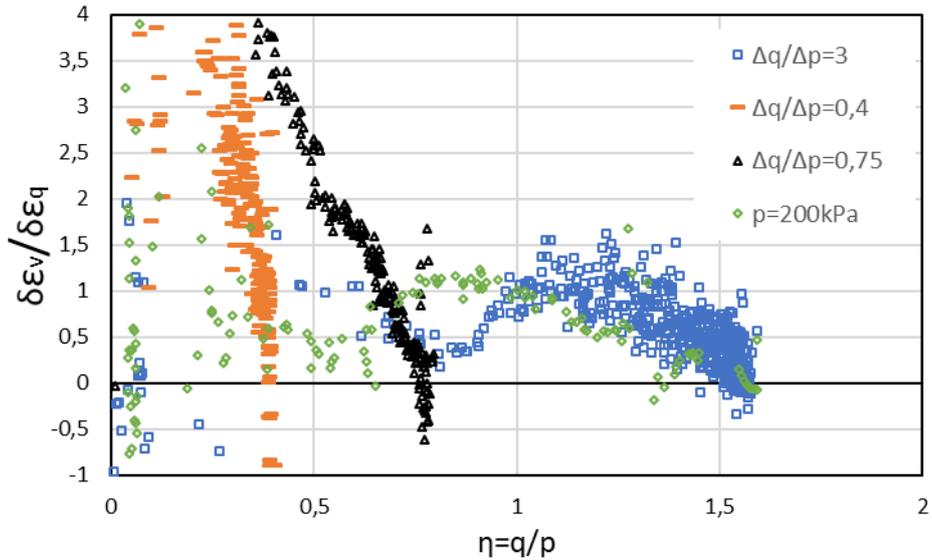


Figura 4.40: Gráficas para la dirección del flujo plástico de las muestras compactadas con humedad de 8%

Se presentan en las Figuras 4.41 a 4.43 las curvas modeladas con la expresión propuesta por Lagioia et al. (1996) y en la Tabla 4.6 se presentan los parámetros usados en la ecuación para cada muestra. Se puede observar que para $\Delta q / \Delta p = 3$ el valor de μ es del orden de 1 mientras que para $\Delta q / \Delta p = 0,9$ los valores de μ son mayores, variando entre 1,4 y 2. Los valores de α son más variables (entre 0,1 y 1,0) debido a la dispersión de los puntos en la zona próxima a $\eta = 0$.

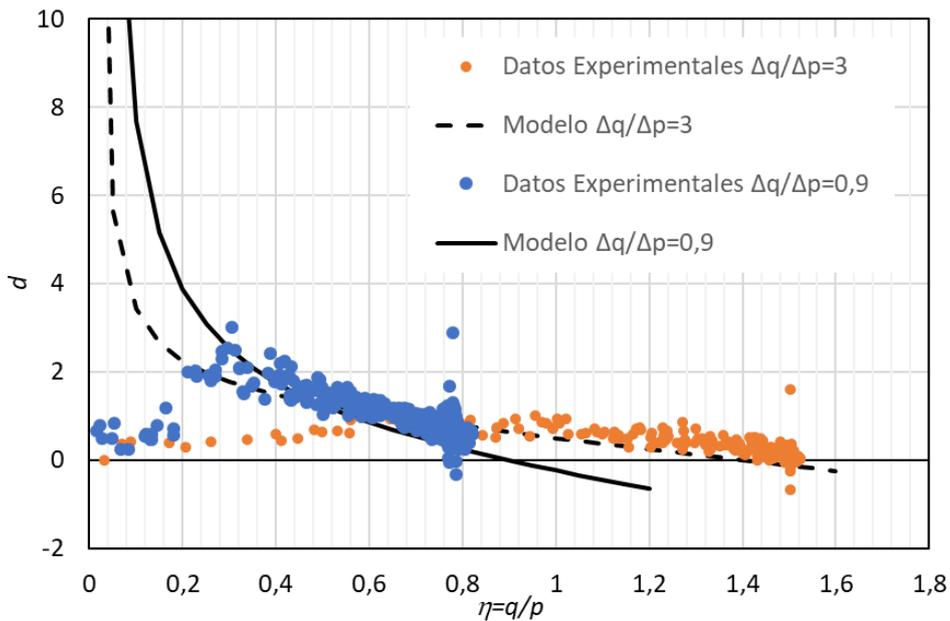


Figura 4.41: Gráficas para el flujo plástico comparado con el modelo de Lagioia et al. (1996) para la trayectoria de $\Delta q / \Delta p = 3$ y de $\Delta q / \Delta p = 0,9$ de la muestra compactadas con humedad de 4%

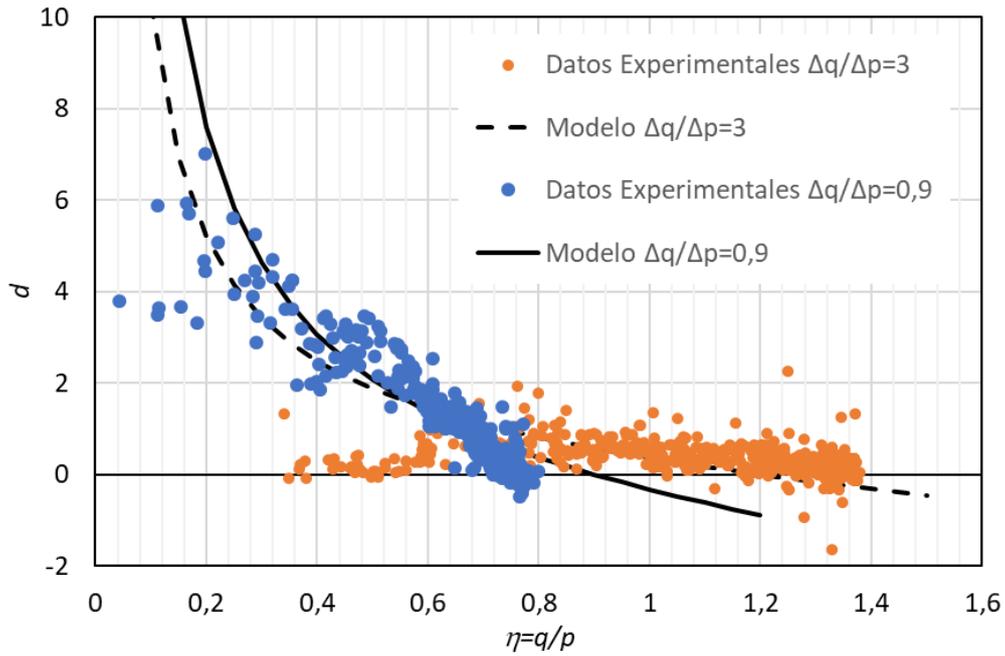


Figura 4.42: Gráficas para el flujo plástico comparado con el modelo de Lagioia et al. (1996) para la trayectoria de $\Delta q/\Delta p=3$ y de $\Delta q/\Delta p=0,9$ de la muestra compactadas con humedad de 6%

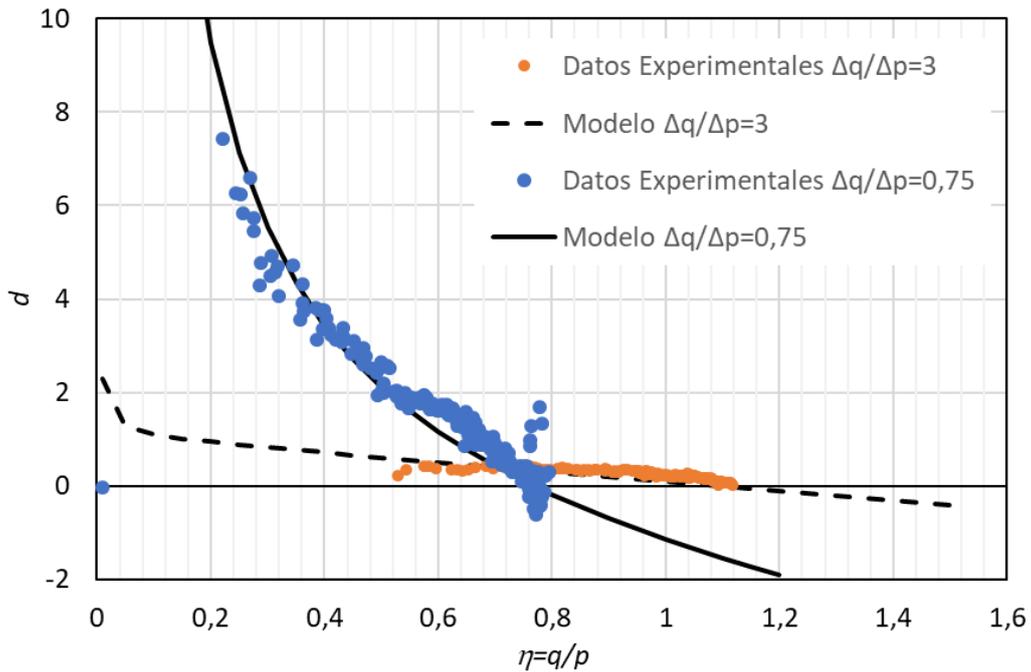


Figura 4.43: Gráficas para el flujo plástico comparado con el modelo de Lagioia et al. (1996) para la trayectoria de $\Delta q/\Delta p=3$ y de $\Delta q/\Delta p=0,75$ de la muestra compactadas con humedad de 8%

Tabla 4.6: Valores de los parámetros usados en el modelo de Lagioia et al. (1996)

Muestra	Trayectoria	μ	α	$\eta(d=0)$
w=4%	$\Delta q/\Delta p=3$	1,1	0,1	1,4
w=4%	$\Delta q/\Delta p=0,9$	1,5	0,6	0,9
w=6%	$\Delta q/\Delta p=3$	0,99	0,4	1,2
w=6%	$\Delta q/\Delta p=0,9$	1,4	1,5	0,9
w=8%	$\Delta q/\Delta p=3$	0,99	0,2	1,1
w=8%	$\Delta q/\Delta p=0,75$	2,0	1,9	0,75

4.4.2 Resistencia al corte

Para estudiar la resistencia del material en las diferentes humedades de compactación (o succión inicial), se utilizó como comparativo el parámetro de estado crítico (M). El ángulo de fricción efectivo fue considerado constante e igual al obtenido en los ensayos triaxiales saturados (M no cambia con la succión matricial) y la cohesión se consideró que varía con la succión.

En una primera aproximación para estudiar la influencia de la succión matricial en la envolvente de resistencia se utilizó una relación lineal para ajustar la variación de la cohesión debido la succión y poder normalizar los resultados. La Figura 4.44 presenta el comparativo entre las succiones y la pendiente del estado crítico. Se observó que las pendientes para cada humedad de compactación (o succión inicial) se acerca mucho al valor de M encontrado en los ensayos saturados para las mismas humedades de compactación. Adicionalmente, se nota que la cohesión tiene un papel importante en la resistencia al corte del material.

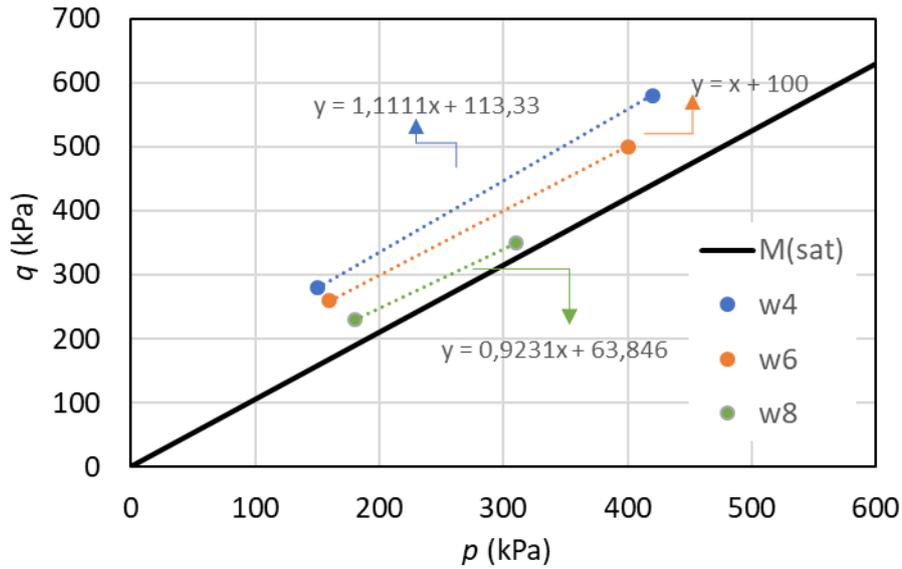


Figura 4.44: Comparativo de las envolventes de resistencia al corte para las diferentes humedades de compactación

Para normalizar la resistencia frente los cambios de humedad, se propuso agregar a la tensión media total p un término debido la succión. Inicialmente, se pensó utilizar un modelo relacionado con la curva de retención del material, usando la expresión $s.S_r^\alpha$, normalizando la succión con el grado de saturación. Sin embargo, como se observa en la Figura 4.45, salvo para valores muy elevados del exponente α , la tensión aumenta demasiado para una succión elevada, como ocurre para la humedad de 4% ($s=16000\text{kPa}$), causando una diferencia grande en las tensiones de los ensayos a succiones más bajas.

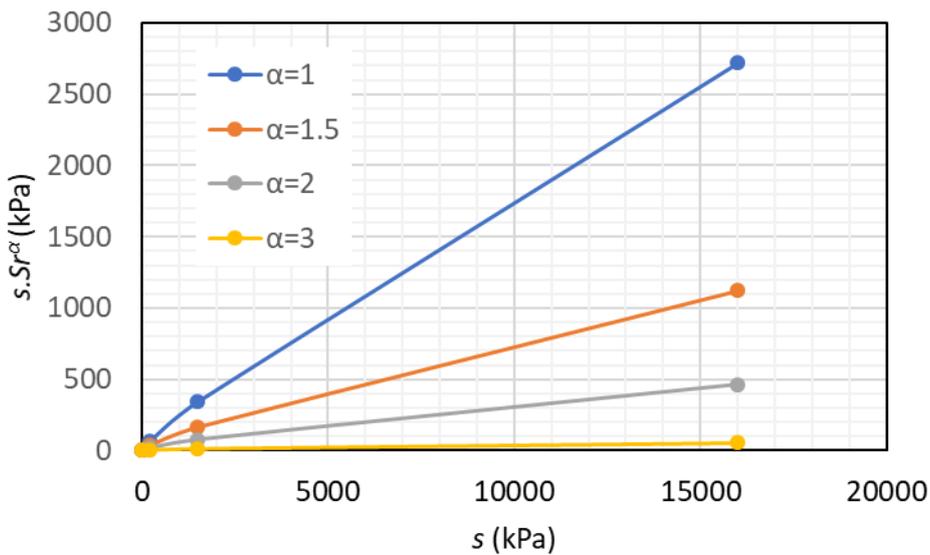


Figura 4.45: Valores de $s.S_r^\alpha$, para diferentes valores de α .

Se propuso normalizar los ensayos a diferentes niveles de succión utilizando un modelo mecánico, como el de Mohr-Coulomb. La expresión correlaciona el ángulo de fricción del suelo con la pendiente del estado crítico (M) usando la relación de $M = \frac{6\sin\phi'}{3-\sin\phi'}$ y se agrega una contribución debido la cohesión aparente del suelo (que incorpora la succión). La expresión utilizada se presenta a continuación, en la Ecuación 4.5.

$$q_{is} = \frac{6\sin\phi'}{3-\sin\phi'} p'_f + \frac{6c'(s)\cos\phi'}{3-\sin\phi'} = Mp'_f + \frac{Mc'(s)}{\tan\phi'} \quad 4.5$$

$$q_{is} = M \left[p'_f + \frac{c'(s)}{\tan\phi'} \right]$$

En el modelo para la cohesión, se utilizaron dos expresiones para la cohesión aparente $c(s)$ que está vinculada a la succión. La expresión denominada *C1* es una expresión lineal, donde k es una constante. La expresión *C2* es no lineal y usa dos parámetros, a y b . Si $b=0$, se obtiene una expresión lineal, siendo así $c(s)=s/a$. Si se hace $a=1/\tan\phi'$, entonces se puede encontrar la expresión de una hipérbola, donde la tangente inicial de la curva es ϕ' , requerido por el principio de las tensiones efectivas saturadas (Gens, 1993).

$$C = \begin{cases} C1 = ks \\ C2 = \frac{s}{a + bs} \end{cases} \quad 4.6$$

La Figura 4.46 presenta la diferencia entre los dos modelos para la succión. A diferencia del modelo de retención, el modelo mecánico presenta una estabilización de la succión mejor, no mostrando un aumento de la resistencia extremadamente elevado para grandes valores de succión. Estos modelos ajustan mejor las trayectorias de tensión para todas las humedades trabajadas.

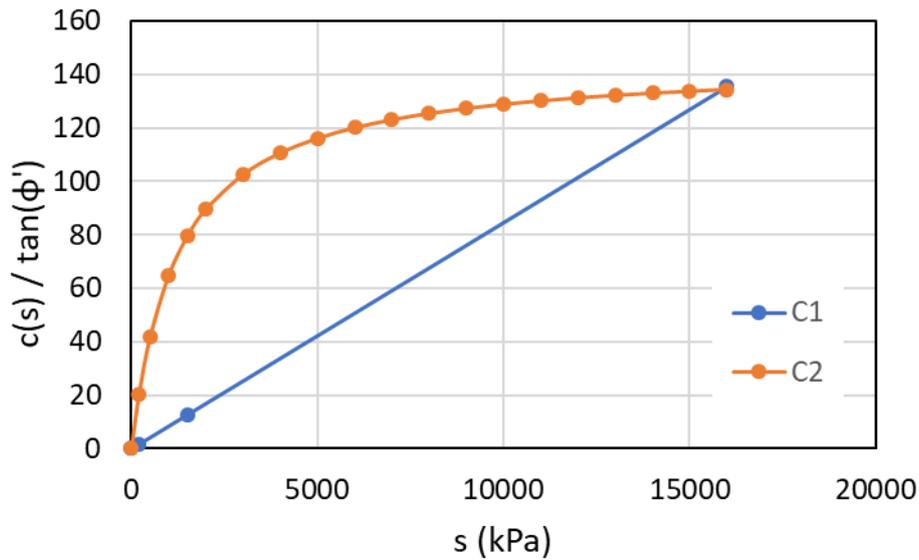


Figura 4.46: Valores c para diferentes valores de succión utilizando la expresión $C1$ y $C2$ ($k=0,0045$; $a=16,7$ y $b=0,013\text{kPa}^{-1}$).

Las Figuras 4.47 y 4.48 presentan los resultados de los ensayos de rotura de las muestras no saturadas (a humedad constante) corrigiendo la tensión p por la ecuación 4.6. Para la expresión de $C1$, el parámetro k que se obtuvo mediante un ajuste por mínimos cuadrados fue de 0,0045. El bajo valor de k podría ser debido al alto valor de succión para la humedad de 4% (16MPa), en comparación a la humedad de 8% (0.2MPa). Para la expresión $C2$ se obtuvo el valor de 16,7, para el parámetro a , valor muy superior a $1/\tan\phi'$, y un valor para el parámetro b de $0,013\text{kPa}^{-1}$. Se nota que ambas expresiones se ajustan bien a los datos experimentales. Sin embargo, la expresión no lineal ($C2$) presenta un mejor comportamiento para succiones altas y se ajusta a los resultados, con las líneas de estado crítico de cada ensayo prácticamente sobrepuestas unas sobre otras. Se obtuvo, de ese modo, el parámetro de estado crítico corregido por la succión igual a $M=1,05$ y ángulo de fricción $\phi'=26,5^\circ$.

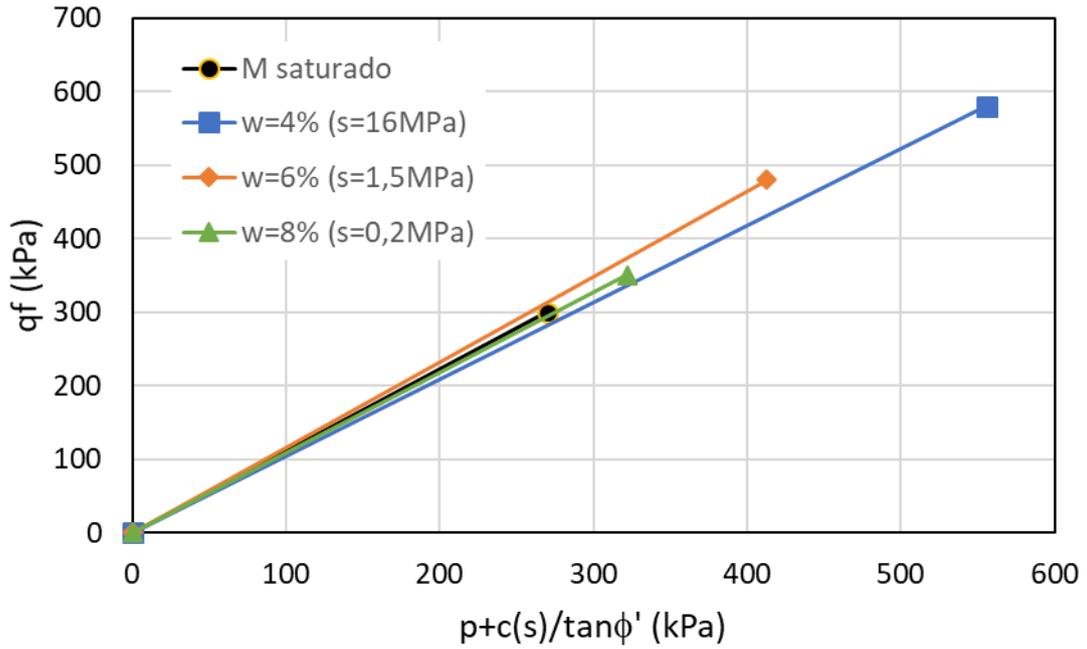


Figura 4.47: Corrección del valor de p para diferentes valores de succión utilizando la expresión C1.

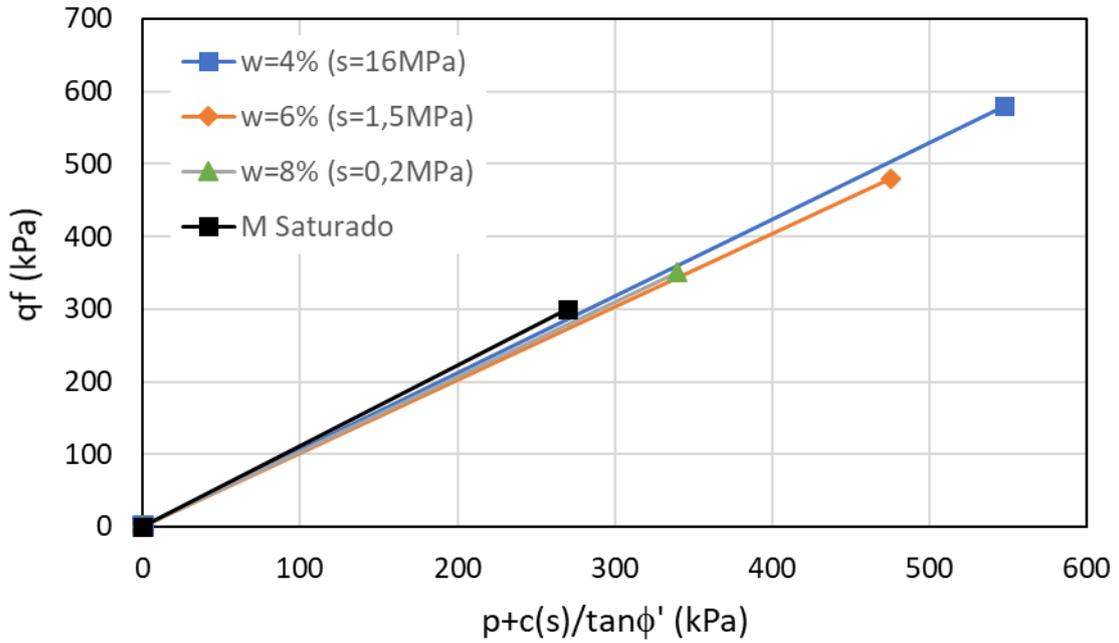


Figura 4.48: Corrección del valor de p para diferentes valores de succión utilizando la expresión C2.

5 ENSAYOS PRELIMINARES EN CILINDRO HUECO

En este capítulo se presentan los ensayos preliminares que se realizaron en el equipo de cilindro hueco con el objeto de conocer y comprobar los diferentes usos y capacidades de ensayo permitidas por el equipo. Para eso, se realizaron ensayos en dos materiales: una bentonita mezclada con arena (denominada MX80), como parte de una investigación realizada con ese material para análisis del módulo elástico de corte a pequeñas deformaciones; y, se realizaron ensayos semejantes con el material estudiado en esta tesis doctoral (la mezcla arcilla arena 70/30). El comportamiento tensión-deformación de la bentonita MX-80 en un rango pequeño de deformaciones ha sido estudiado previamente en el equipo de columna resonante (Pintado et al., 2019) y en el equipo triaxial (Romero et al., 2018).

5.1. MUESTRAS MX80

La bentonita MX-80 procede de Wyoming (USA) y fue suministrada en forma de polvo. El material utilizado en los ensayos está compuesto principalmente por montmorillonita (82-92%), cantidades menores de feldspatos (5-8%), cristobalita (1-2%) y cuarzo (1-4%) y, pequeñas cantidades de calcita, yeso dolomita, halita y piritita. Las fases esmectíticas están compuestas principalmente de interestratificados de esmectita-ilita con un 6-7% de capas de ilita. (Müller-Vonmoss y Kahr, 1983; Madsen, 1998; Karnland *et al.*, 2006; Kiviranta y Kumpulainen, 2011; Gutierrez, 2018).

El límite líquido y plástico son de 526 y 46 %, respectivamente. El peso específico de las partículas determinado en trabajos previos es de 2,72 Mg/m³. La presión de hinchamiento de la bentonita compactada con una densidad seca de 1,70 Mg/m³ con su humedad higroscópica está en torno a 13 MPa y la conductividad hidráulica para esa misma densidad seca es de un orden de magnitud de 10⁻¹⁴ m/s (Villar, 2005; Gómez-Espina y Villar, 2013).

El lote de bentonita recibido para los ensayos estaba separado por bolsas envasadas al vacío con las respectivas humedades para cada condición de ensayo ($w=21.5\%$ $Sr=0.85$; $w=22.9\%$ $Sr=0.9$; $w=23.9\%$ $Sr=0.95$), correspondientes a la densidad seca de 1.6Mg/m³. La Figura 5.1 presenta un gráfico de compactación con los puntos representativos de las muestras de bentonita MX-80.

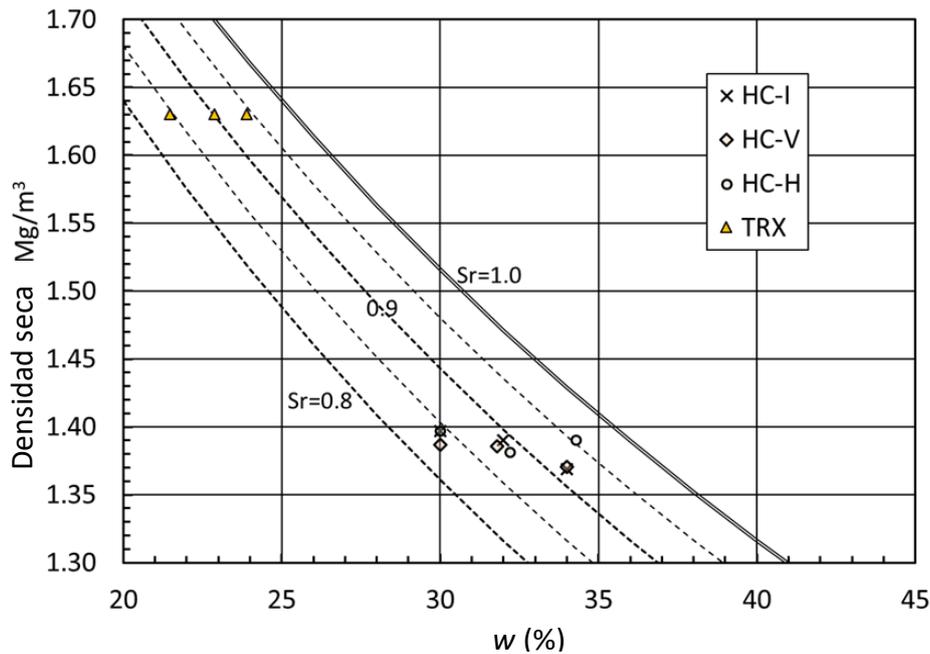


Figure 5.1: Estado inicial de las muestras de bentonita ensayadas: TRX (ensayo triaxial, Romero et al., (2018)); HC (ensayo en cilindro hueco), I (consolidación isotrópica), V (consolidación con $K=0.5$), H (consolidación con $K=1.11$)

Las muestras para ensayos en cilindro hueco fueron compactadas usando un molde cilíndrico externo y otro interno, que puede separarse en diferentes partes (proceso idéntico al explicado en el capítulo 3 de metodología). Inicialmente estaba programado realizar los ensayos con una densidad de $1,6\text{Mg/m}^3$, pero debido al comportamiento de la bentonita y a las limitaciones del procedimiento de compactación, las muestras quedaban muy rígidas y pegadas a la pared del molde y debido al poco espesor que poseían, las muestras se rompían al desmoldarlas para su ensayo (Figura 5.2). Finalmente, se optó por utilizar una densidad seca más baja, cercana a $1,4\text{Mg/m}^3$. Se hicieron nueve muestras para su ensayo en el cilindro hueco, compactadas unidimensionalmente con grado de saturación inicial de 0,85, 0,9 y 0,95. Para cada una de estas saturaciones iniciales, se realizaron tres ensayos con diferentes trayectorias de consolidación, con valores de $K=\sigma_h/\sigma_z$ igual a 1, 0,5 y 1,11 y manteniendo constante la humedad. Para todos los casos, la tensión confinante media era de $p=800\text{kPa}$. Después del proceso de consolidación, se aplicaron tres niveles de deformación de corte cíclicas (0,004, 0,008 y 0,015). La Tabla 5.1 presenta las características de las muestras de MX-80 ensayadas.

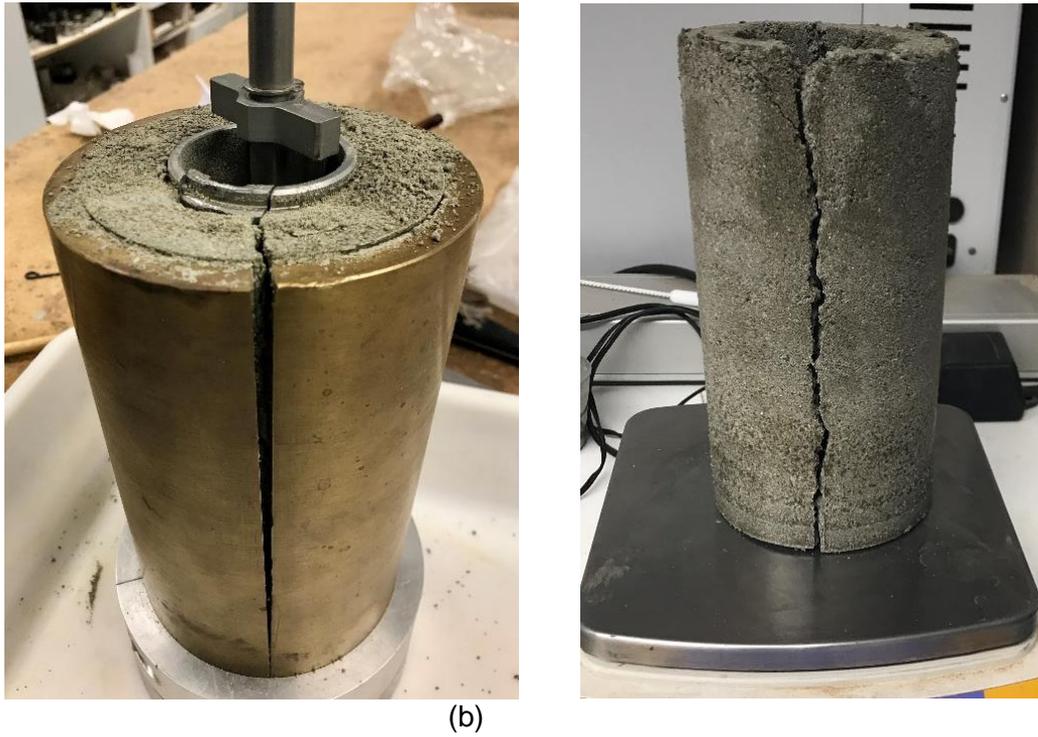


Figure 5.2: (a) Molde para compactación de muestras de ensayo en equipo cilindro hueco (b) Muestra compactada con densidad seca de 1,6 Mg/m³, rota al sacarla del molde.

Table 5.1: Características de los ensayos realizados en cilindro hueco para bentonita MX-80

Ensayo	Densidad seca (Mg/m ³)	S_r (%)	Tensiones de consolidación ($p = 800$ kPa)				Deformación de corte (γ)		
			$K = \sigma_h / \sigma_z$	σ_z (kPa)	σ_r (kPa)	σ_θ (kPa)	Ciclo 1	Ciclo 2	Ciclo 3
I-85	1,397	84,2	1,0	800	800	800	$\pm 0,002$	$\pm 0,0035$	$\pm 0,007$
I-90	1,390	89,0	1,0	800	800	800	$\pm 0,0018$	$\pm 0,0036$	$\pm 0,0073$
I-95	1,369	91,7	1,0	800	800	800	$\pm 0,0018$	$\pm 0,0036$	$\pm 0,0073$
V-85	1,387	83,0	0,5	1200	600	600	$\pm 0,002$	$\pm 0,004$	$\pm 0,0075$
V-90	1,386	87,8	0,5	1200	600	600	$\pm 0,002$	$\pm 0,004$	$\pm 0,008$
V-95	1,370	91,9	0,686	1020	700	700	$\pm 0,004$	$\pm 0,008$	$\pm 0,016$
H-85	1,397	84,2	1,11	745	830	830	$\pm 0,0018$	$\pm 0,0036$	$\pm 0,0073$
H-90	1,381	88,4	1,11	745	830	830	$\pm 0,0018$	$\pm 0,0036$	$\pm 0,0073$
H-95	1,390	95,4	1,11	745	830	830	$\pm 0,0018$	$\pm 0,0036$	$\pm 0,0072$

5.2 ENSAYOS CON LA MEZCLA 70/30

Se hicieron ensayos semejantes en el material estudiado en esta investigación (mezcla arcilla de Barcelona / arena de Castelldefels, en proporción 70/30) a fin de comparar la variación de tensión de corte / módulo de corte a bajas deformaciones con diferentes suelos. Las muestras fueron compactadas con humedad igual a 6% ($S_r=23\%$; $s=1,5\text{MPa}$) y densidad seca de $1,65\text{Mg/m}^3$ y ensayadas en cuatro condiciones diferentes de consolidación, $K=\sigma_r/\sigma_z$ igual a 1, 0,5 y 1,11 (condición isótropa, tensión vertical mayor y tensión horizontal mayor, respectivamente). Durante el proceso de consolidación se mantuvo para todos los ensayos la tensión media de $p=800\text{kPa}$. También se realizó un cuarto tipo de ensayo con K igual a 1 (condición isótropa) para $p=200\text{kPa}$ (tensión media igual a las trayectorias de rotura para los demás ensayos realizados en la tesis). Después de la consolidación, se aplicaron tres niveles de deformación de corte cíclica: 0,004, 0,008 y 0,015. Las tensiones vertical, radial y circunferencial se mantuvieron constantes durante la aplicación de las tensiones de corte (ensayo de corte simple). La Tabla 5.2 presenta las condiciones de ensayos y la Figura 5.3 muestra ejemplos de muestras después del ensayo.

Tabla 5.2: Condiciones de los ensayos con cargas cíclicas a pequeñas deformaciones en la mezcla arcilla/arena

Ensayo	Tensiones de Consolidación ($p = 800 \text{ kPa}$)				Deformación de Corte (γ)		
	$K = \sigma_r/\sigma_z$	σ_z (kPa)	σ_r (kPa)	σ_θ (kPa)	Ciclo 1	Ciclo 2	Ciclo 3
M-I	1,0	800	800	800	$\pm 0,002$	$\pm 0,0035$	$\pm 0,007$
M-V	0,5	1200	600	600	$\pm 0,0018$	$\pm 0,0036$	$\pm 0,0073$
M-H	1,11	730	830	830	$\pm 0,0018$	$\pm 0,0036$	$\pm 0,0073$
M-I-200	1.0	200	200	200	$\pm 0,0018$	$\pm 0,0036$	$\pm 0,0073$



Figura 5.3: Ejemplo de muestra tras el ensayo de carga cíclica a pequeñas deformaciones (M-I)

Las Figuras 5.4, 5.5 y 5.6 presentan la evolución de la tensión vertical, circunferencial y radial para las tres trayectorias realizadas en los ensayos (tanto MX-80 como para la mezcla 70/30). Las gráficas muestran que las tensiones fueron aplicadas isotrópicamente hasta un valor de 200kPa, a fin de obtener una estabilidad de la muestra antes de aplicar una tensión vertical mayor (o horizontal) para los respectivos ensayos. Las tensiones se mantuvieron constantes durante la aplicación de las deformaciones de corte y los ciclos de carga se observan en la Figura 5.7.

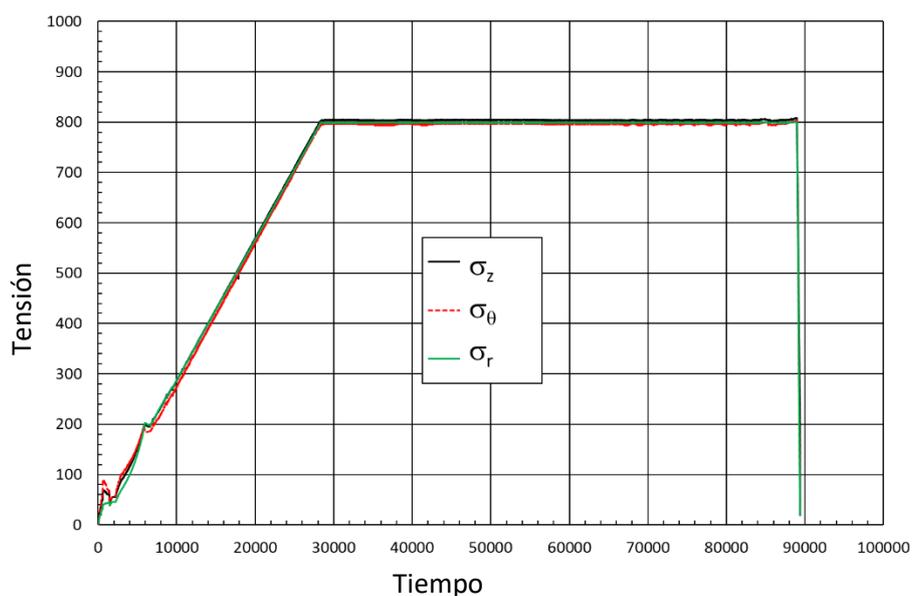


Figure 5.4: Evolución en el tiempo de las tensiones confinantes en los ensayos con consolidación isotrópica.

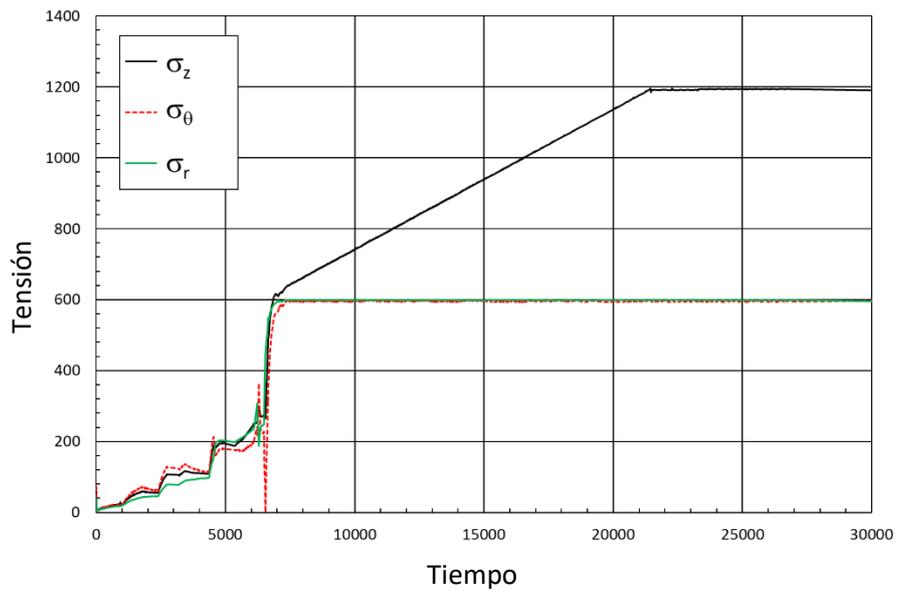


Figure 5.5: Evolución en el tiempo de las tensiones confinantes en los ensayos con consolidación con $K=0,5$.

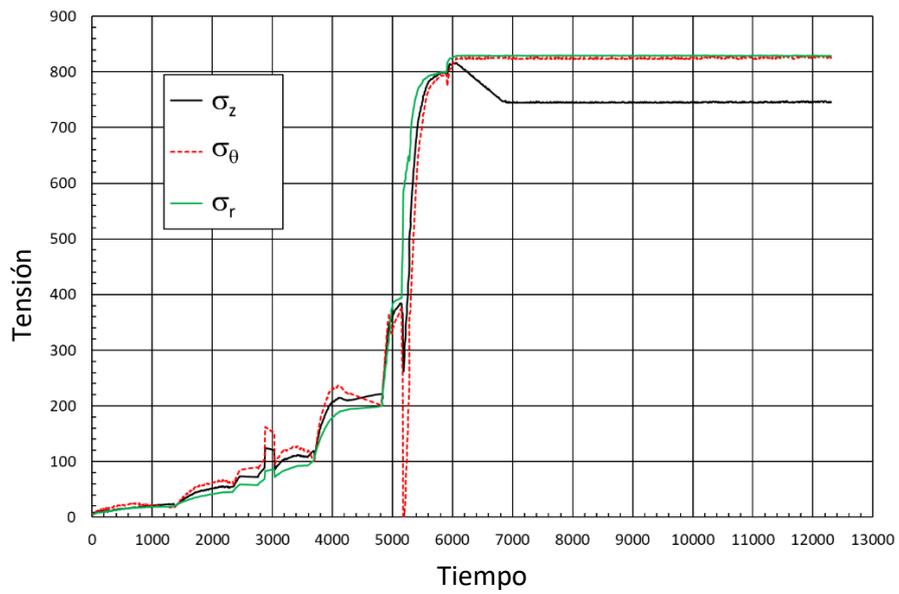


Figure 5.6: Evolución en el tiempo de las tensiones confinantes en los ensayos con consolidación con $K=1,11$.

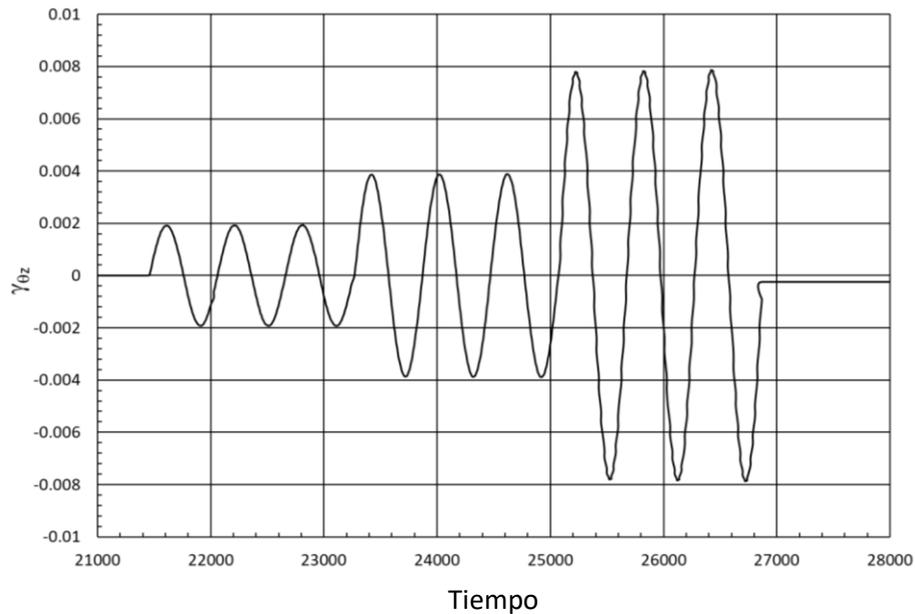


Figure 5.7: Evolución en el tiempo de la deformación de corte media en los ensayos

5.3 RESULTADOS DE LAS CARGAS CICLICAS

La relación entre la tensión y la deformación en la fase de corte del cilindro hueco están presentados en las Figuras 5.8, 5.9 y 5.10, para los grados de saturación de 0,85, 0,9 y 0,95 respectivamente y para los diferentes estados de tensión aplicados para la MX-80. En general, se observó que las muestras ensayadas con $K = \sigma_h / \sigma_z = 0,5$ tienen mayor rigidez que las otras. El pequeño valor de las medidas de tensión de corte en los ensayos I-85 y I-90 podría ser debido al posible deslizamiento entre la célula de carga y la muestra. Se observó que la curva tensión-deformación dentro de cada serie de ciclos cambió muy poco, indicando que el rango de deformaciones usadas no presenta una apreciable degradación de la rigidez del material.

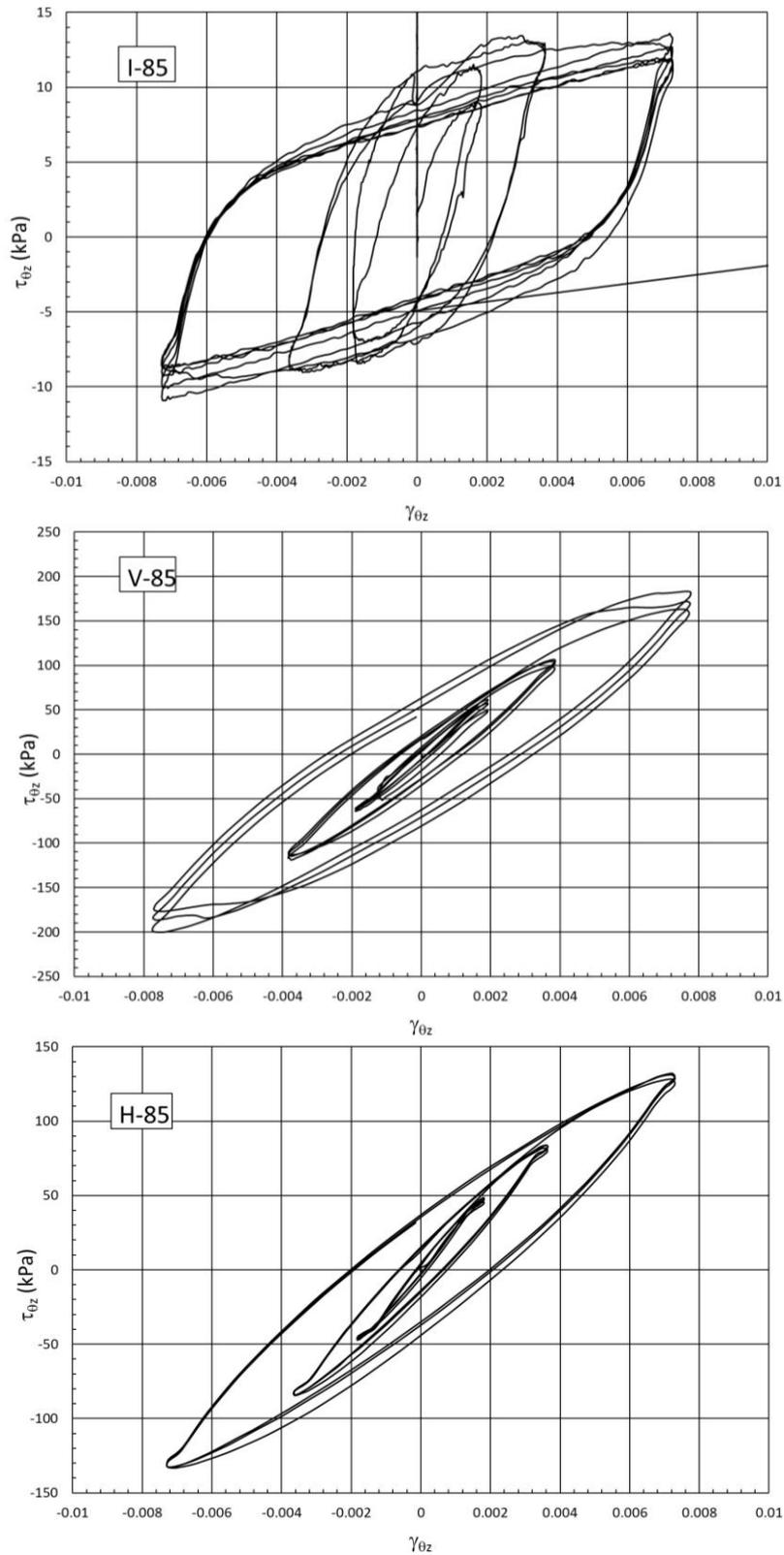


Figure 5.8: Relación tensión de corte – deformación de corte para muestras de bentonita con grado de saturación de 0,85 y valores de K de 1,0 (I-85), 0,5 (V-85) y 1.11(H-85).

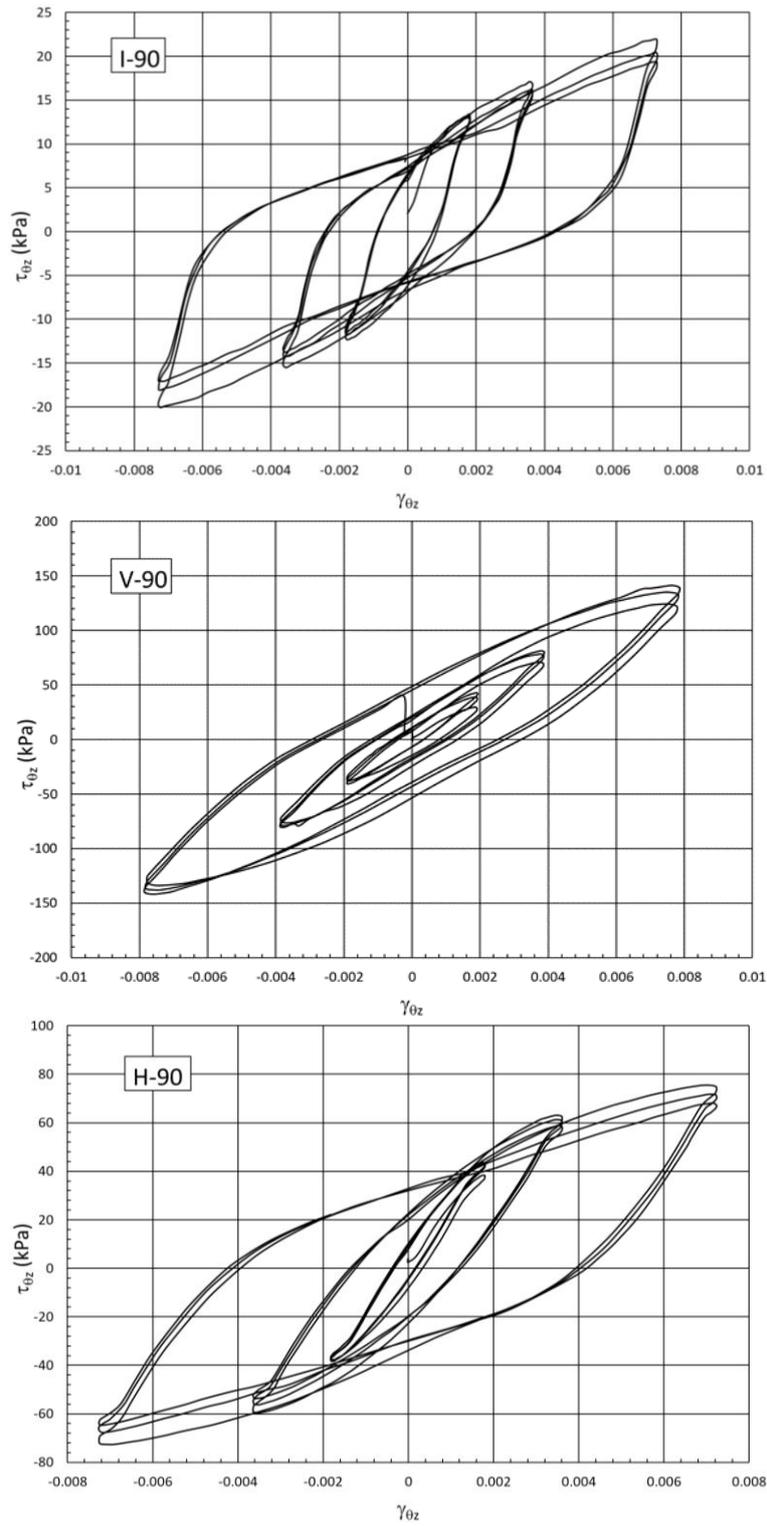


Figure 5.9: Relación tensión de corte – deformación de corte para muestras de bentonita con grado de saturación de 0,90 y valores de K de 1,0 (I-90), 0,5 (V-90) y 1,11(H-90).

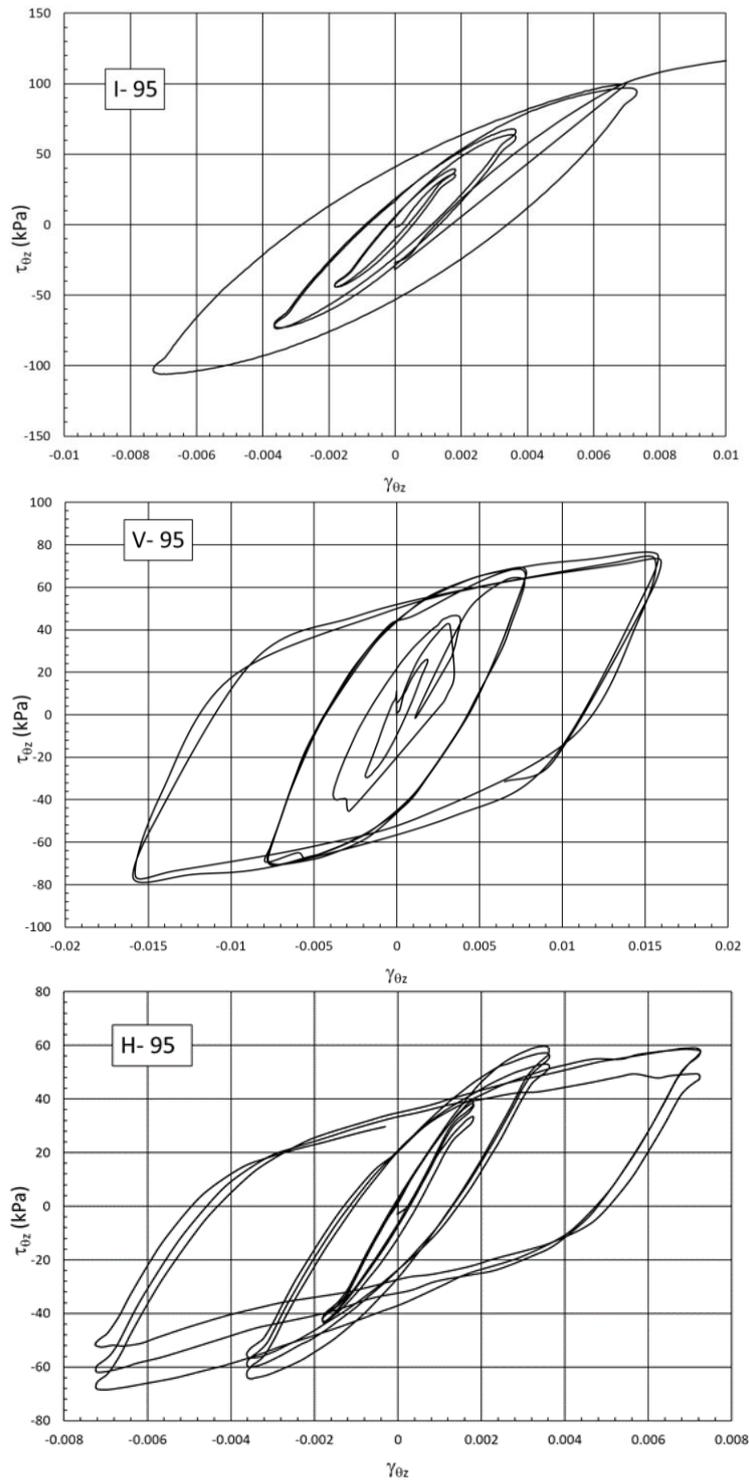


Figure 5.10: Relación tensión de corte – deformación de corte para muestras de bentonita con grado de saturación de 0,95 y valores de K de 1,0 (I-95), 0,5 (V-95) y 1,11(H-95).

La Figura 5.11 presenta la relación entre la tensión deformación en la fase de corte para la mezcla de arcilla/arena 70/30 para las diferentes consolidaciones. En el primer ciclo se observó que el material suele presentar menor tensión de corte, aumentando y estabilizando en los ciclos siguientes. Se percibió que para pequeñas deformaciones

($\pm 0,002$) las elipses de los ciclos de aplicación de tensión presentan un formato similar, cambiando en su tamaño debido a la deformación impuesta. Sin embargo, cuando se aumentan las deformaciones, se aprecia que para el valor de K igual a 0,5, hay una rigidez levemente superior al valor de K igual a 1, siendo para el K igual a 1,11 donde se presenta una menor rigidez en la aplicación de las tensiones. El mismo comportamiento fue observado en los ensayos con la MX-80.

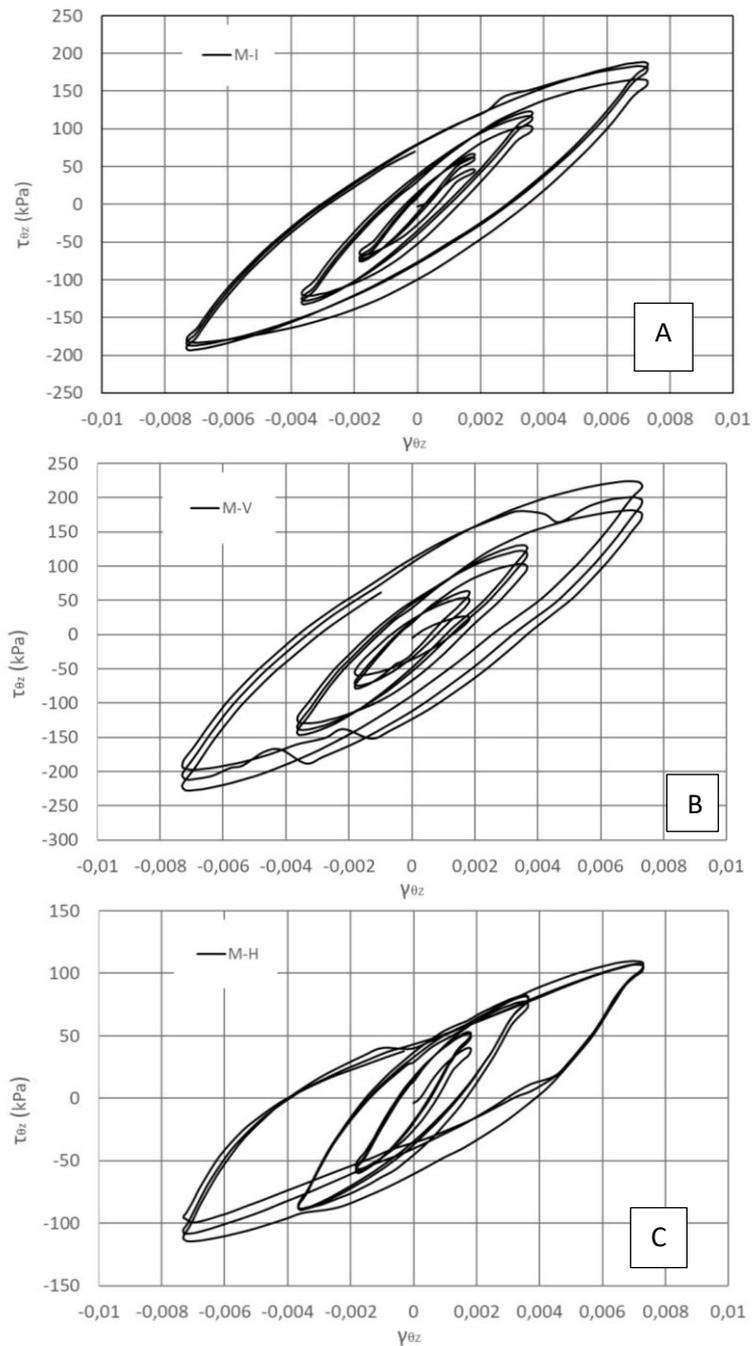


Figure 5.11: Relación tensión de corte – deformación de corte para muestras de la mezcla arcilla/arena 70/30 y valores de K de 1,0, 0,686 y 1,11.

La Figura 5.12 compara las cargas cíclicas para las dos tensiones medias aplicadas en condición isotrópica. Se observó que, para la tensión confinante menor, también presenta menor rigidez para las diferentes deformaciones aplicadas, como era previsto. El ensayo con $p=200\text{kPa}$ presenta alrededor de $1/3$ del valor de tensión de corte presentado por el ensayo con $p=800\text{kPa}$.

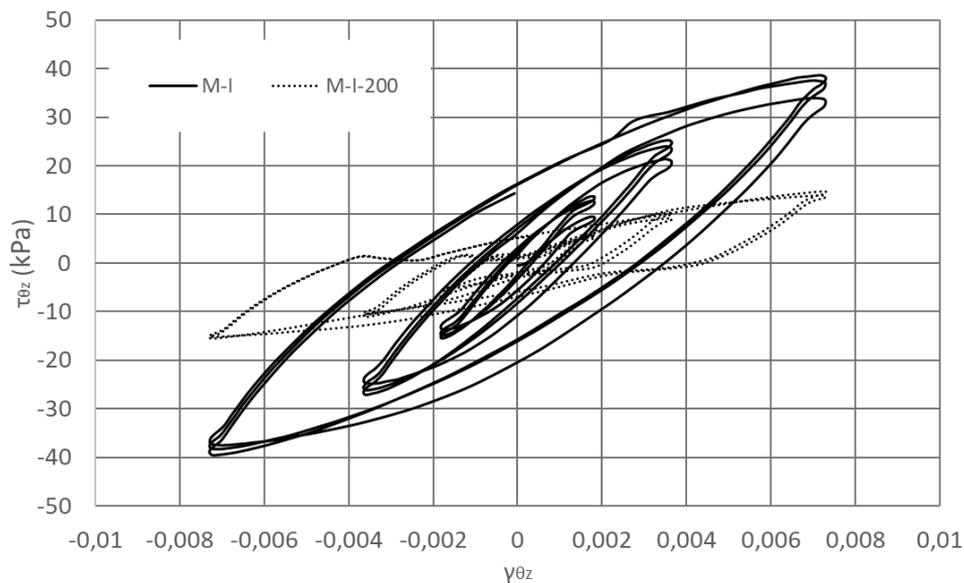


Figure 5.12: Comparación entre la relación tensión de corte – deformación de corte de los ensayos a consolidación isotrópica de 200kPa y 800kPa

Una media de los valores del módulo elástico de corte puede ser obtenido considerando los puntos de reversión en la curva de tensión – deformación durante la carga cíclica. Como un ejemplo, la Figura 5.13 presenta el procedimiento usado para calcular el módulo elástico considerando los puntos de reversión para el caso del ensayo H-90. La Tabla 5.3 presenta los módulos elásticos de corte obtenidos usando ese procedimiento para las diferentes condiciones iniciales, estado de tensión y nivel de deformación de corte.

Adicionalmente, el módulo secante de corte puede ser calculado sobre las curvas tensión – deformación. Para eso, debe tenerse en cuenta que, en los puntos de reversión, existen pequeños desajustes que deben ser corregidos. La Figura 5.14 presenta un ejemplo del procedimiento usado para filtrar los valores inválidos de la deformación en estos puntos.

Table 5.3: Módulo de corte obtenido por los puntos de reversión en la relación tensión-deformación en las muestras de MX-80 y mezcla de arcilla/arena 70/30

Ensayo		$K = \sigma_h / \sigma_z$	Ciclo 1		Ciclo 2		Ciclo 3	
			Deformación de corte	G (MPa)	Deformación de corte	G (MPa)	Deformación de corte	G (MPa)
MX-80	I-85	1,0	$\pm 0,002$	5,36	$\pm 0,0035$	2,97	$\pm 0,007$	1,54
	I-90	1,0	$\pm 0,0018$	7,22	$\pm 0,0036$	4,55	$\pm 0,0073$	2,86
	I-95	1,0	$\pm 0,0018$	23,25	$\pm 0,0036$	19,29	$\pm 0,0073$	14,28
	V-85	0,5	$\pm 0,002$	32,53	$\pm 0,004$	29,03	$\pm 0,0075$	24,62
	V-90	0,5	$\pm 0,002$	21,85	$\pm 0,004$	20,30	$\pm 0,008$	17,98
	V-95	0,69	$\pm 0,004$	15,73	$\pm 0,008$	8,67	$\pm 0,016$	4,85
	H-85	1,11	$\pm 0,0018$	25,45	$\pm 0,0036$	24,11	$\pm 0,0073$	18,38
	H-90	1,11	$\pm 0,0018$	22,57	$\pm 0,0036$	17,04	$\pm 0,0073$	10,15
	H-95	1,11	$\pm 0,0018$	22,67	$\pm 0,0036$	16,65	$\pm 0,0072$	8,54
Arcilla/arena 70/30	M-I	1,0	$\pm 0,002$	101,0	$\pm 0,0036$	47,2	$\pm 0,0072$	32,4
	M-V	0,5	$\pm 0,002$	77,2	$\pm 0,0036$	36,4	$\pm 0,0072$	36,3
	M-H	1,11	$\pm 0,002$	51,4	$\pm 0,0036$	25,3	$\pm 0,0072$	18,7
	M-I-200	1,0	$\pm 0,002$	25,6	$\pm 0,0036$	15,1	$\pm 0,0072$	12,6

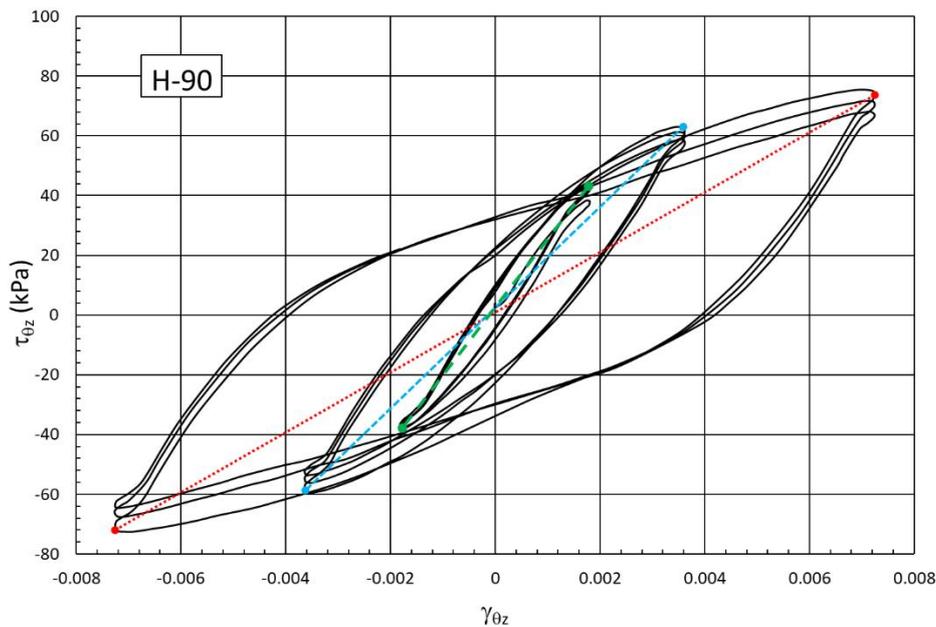


Figure 5.13: Procedimiento para obtener el módulo elástico medio para diferentes niveles de deformación usando los puntos de reversión en la relación tensión-deformación (ensayo H-90 en MX-80).

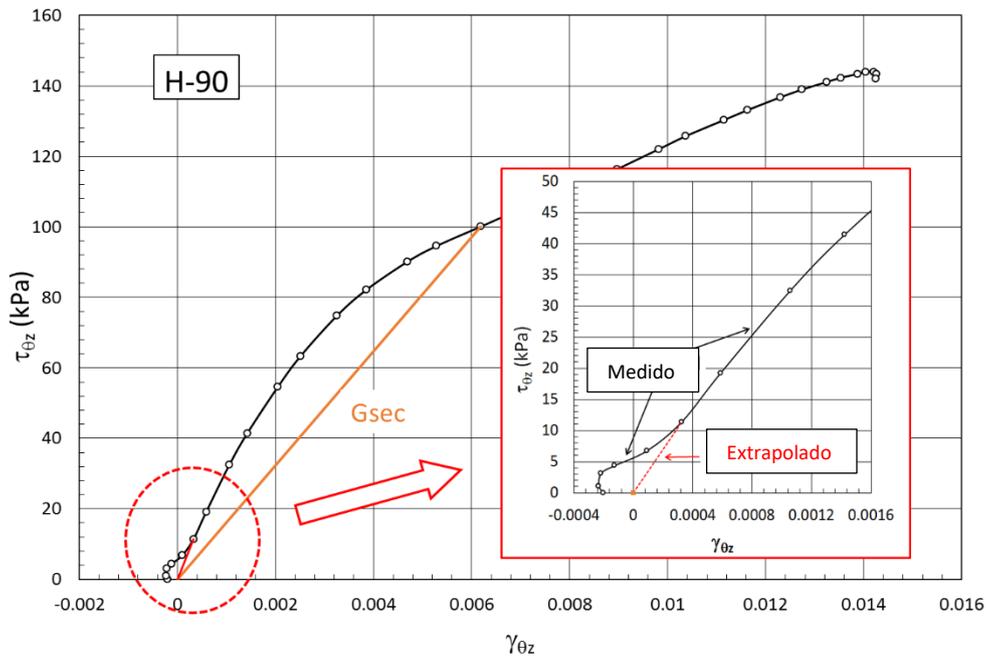


Figure 5.14: Procedimiento para obtener el módulo elástico de corte para diferentes deformaciones usando todos puntos en la relación tensión-deformación (ensayo H-90, ciclo 3 en MX-80).

Las Figuras 5.15, 5.16 y 5.17 presentan las curvas de deformación de corte con la tensión de corte y módulo elástico secante para los ensayos realizados para los dos materiales para las consolidaciones K igual a 1, 0,5 y 1,11 respectivamente. Con relación a los módulos elástico de corte se percibió que el valor disminuye claramente con el aumento de las deformaciones y se tiende a reducir las diferencia entre los valores para los diferentes estados de tensión y material cuando aumenta la deformación. Se observó que, para todos estados de tensión isotrópico y con la tensión vertical mayor, la mezcla de arcilla limosa con arena presentó mayor resistencia (mayor tensión de corte) y mayor módulo elástico de corte. Solamente para el caso de la consolidación con mayor tensión horizontal y deformaciones elevadas, la mezcla (M-H) presentó menor módulo de corte que la MX-80 con grado de saturación de 85% (H-85). También se observó que las curvas son bastante parecidas para la mezcla 70/30 y para la bentonita MX-80 con el grado de saturación de 85%. En la bentonita el módulo elástico disminuye claramente con al aumento del grado de saturación. La diferencia en el valor de la densidad seca, en el valor del grado de saturación y en la plasticidad de los dos materiales ensayados puede explicar la mayor rigidez de la mezcla 70/30.

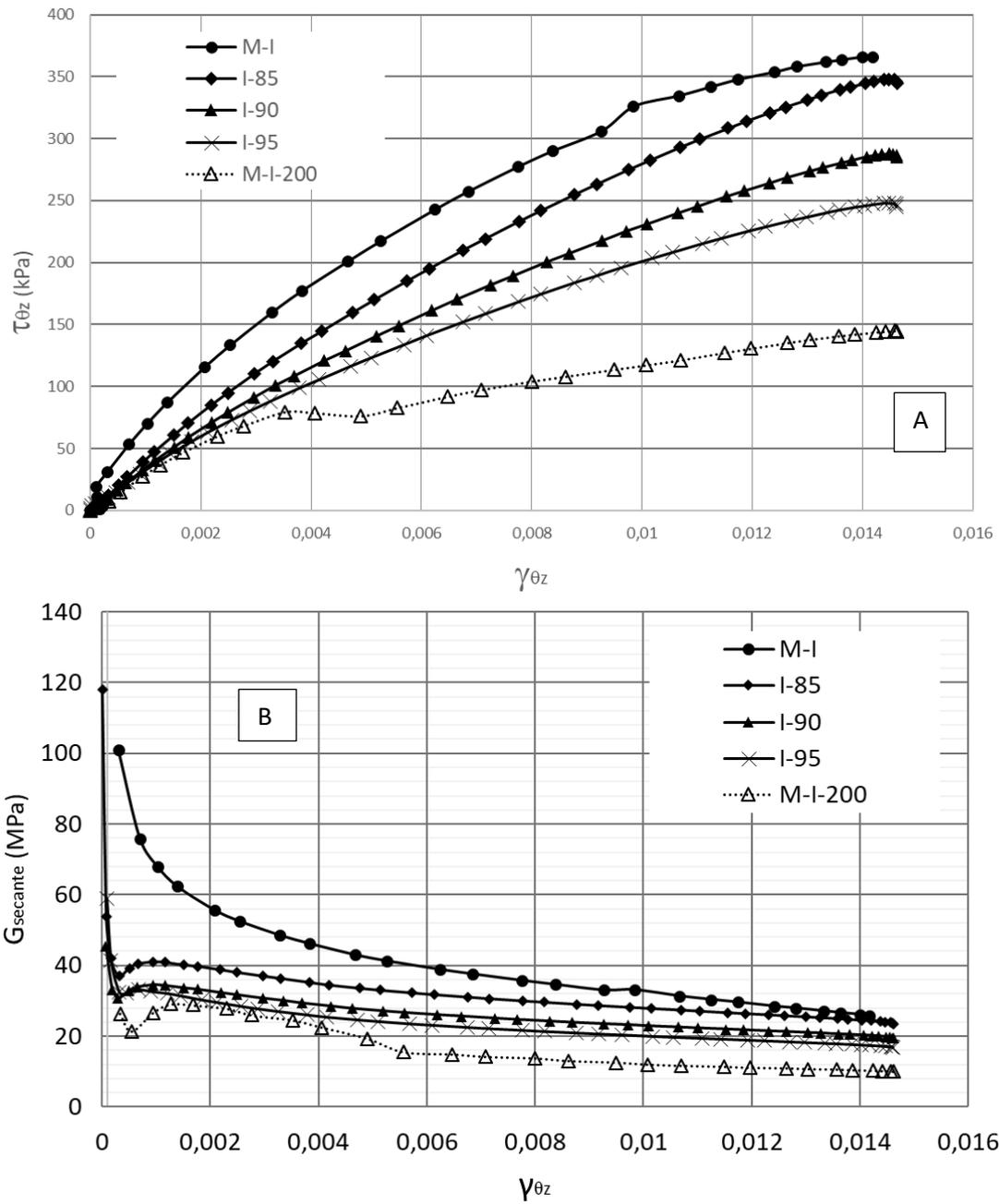


Figura 5.15: Ensayos de corte con consolidación isotrópica con diferentes suelos, grados de saturación y niveles de tensión media. A) Curvas de tensión de corte – deformación de corte; B) Curvas de módulo elástico de corte – deformación de corte

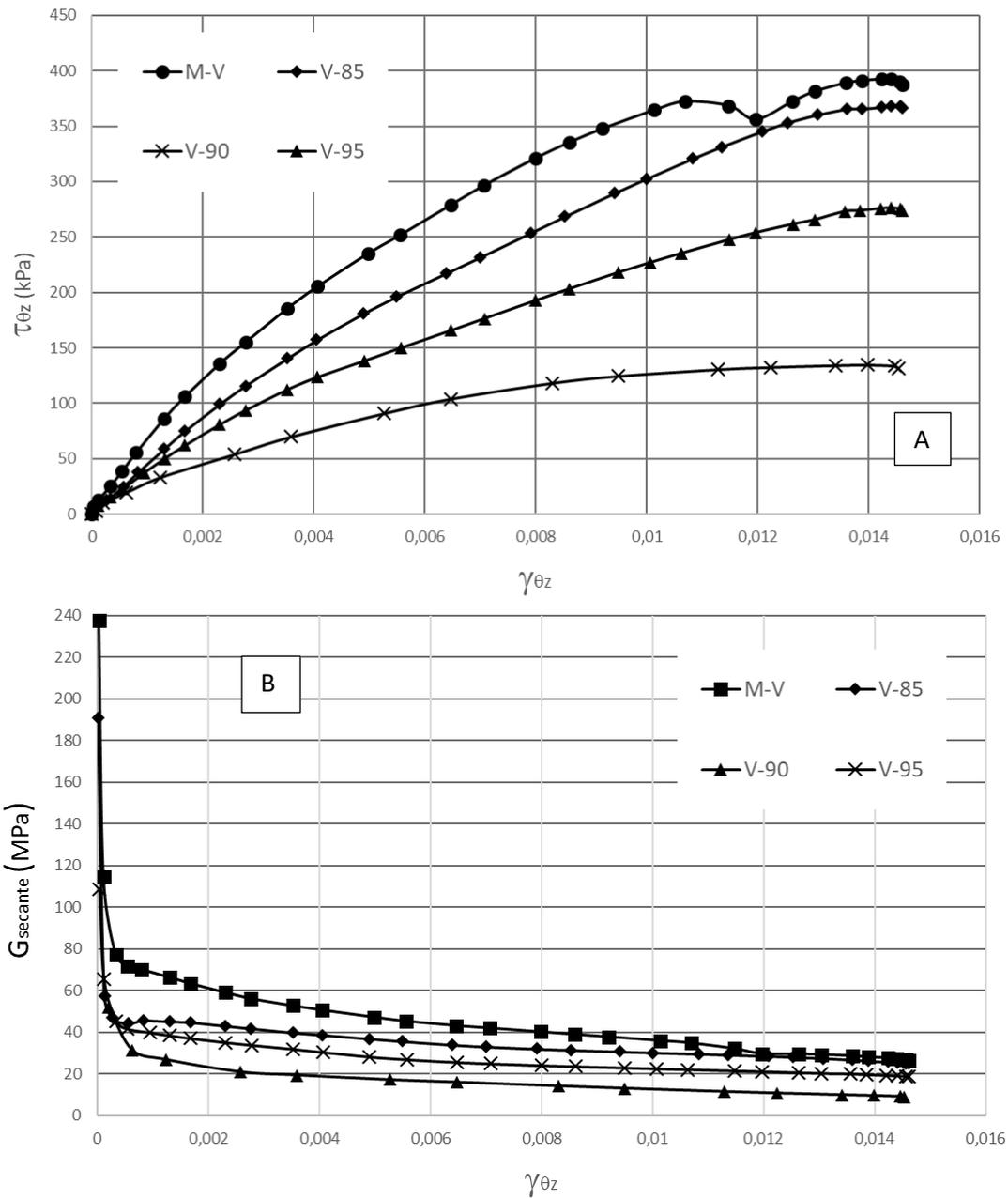


Figura 5.16: Ensayos de corte con consolidación anisótropa ($K=0,5$) con diferentes suelos y grados de saturación. A) Curvas de tensión de corte – deformación de corte; B) Curvas de módulo elástico de corte – deformación de corte

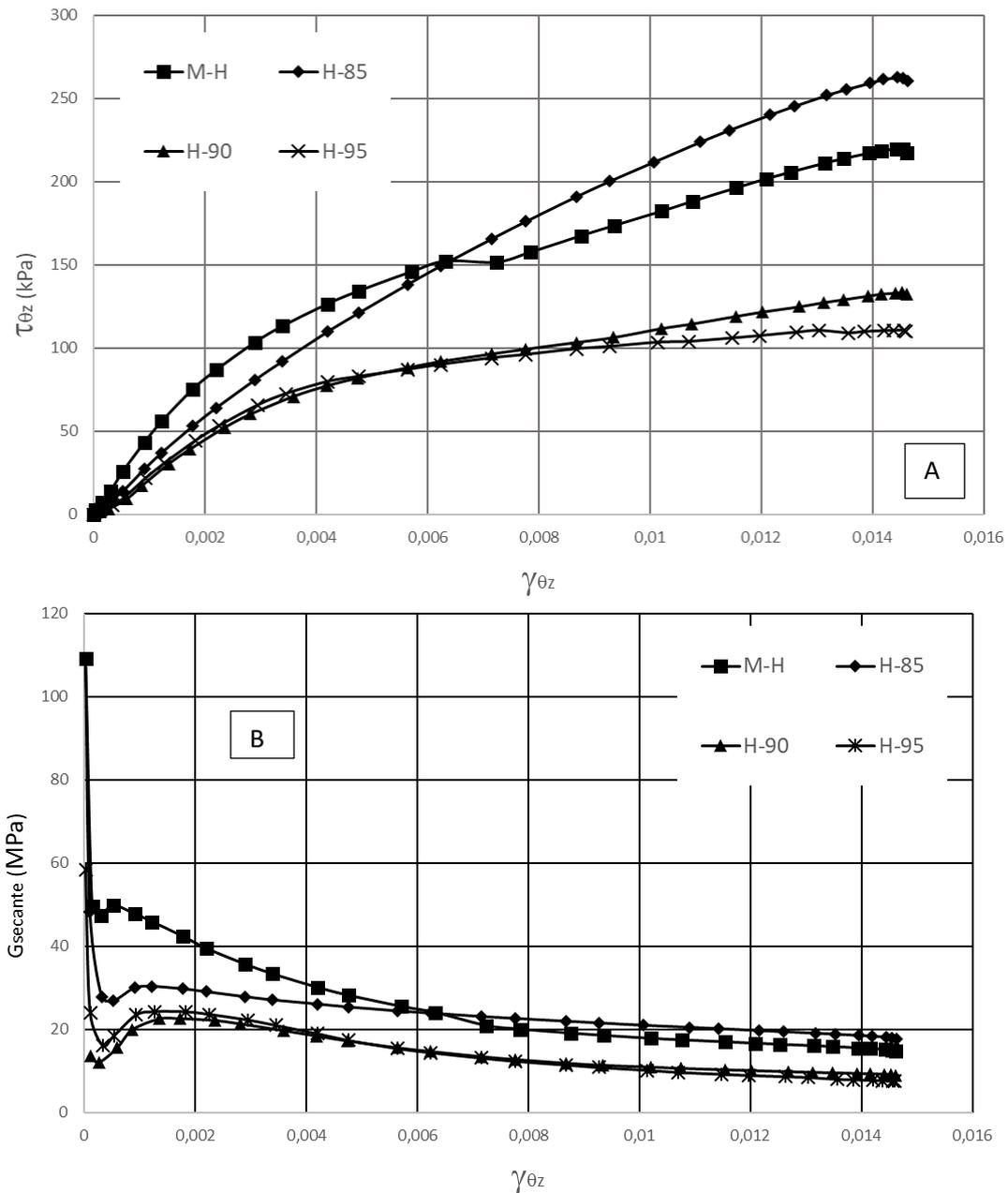


Figura 5.17: Ensayos de corte con consolidación anisótropa ($K=1,11$) con diferentes suelos y grados de saturación. A) Curvas de tensión de corte – deformación de corte; B) Curvas de módulo elástico de corte – deformación de corte

Las Figuras 5.18 y 5.19 resumen el comportamiento observado en los ensayos con la arcilla MX-80. Estas figuras claramente muestran la disminución del módulo de corte elástico con el nivel de deformación. Si los resultados de I-85 y I-90 no fuesen considerados, se podría deducir que el módulo disminuye con el aumento del grado de saturación. Sin embargo, el efecto de la distribución de tensión no queda claro, pero se puede afirmar que, para la tensión vertical predominante sobre la tensión horizontal, el módulo medido es significativamente mayor.

En todos los ensayos la disminución del módulo elástico de corte con el nivel de deformación y el grado de saturación es claramente percibida. Sin embargo, el efecto de la distribución de tensiones durante la consolidación fue pequeña y no clara. En la MX-80, para una deformación de corte de 0,001, los valores del módulo de corte secante son de 40MPa para un grado de saturación de 0,85 y 30MPa para el grado de saturación inicial de 0,95. Para la deformación de corte de 0,01 estos valores pasan a 25MPa y 10MPa, respectivamente.

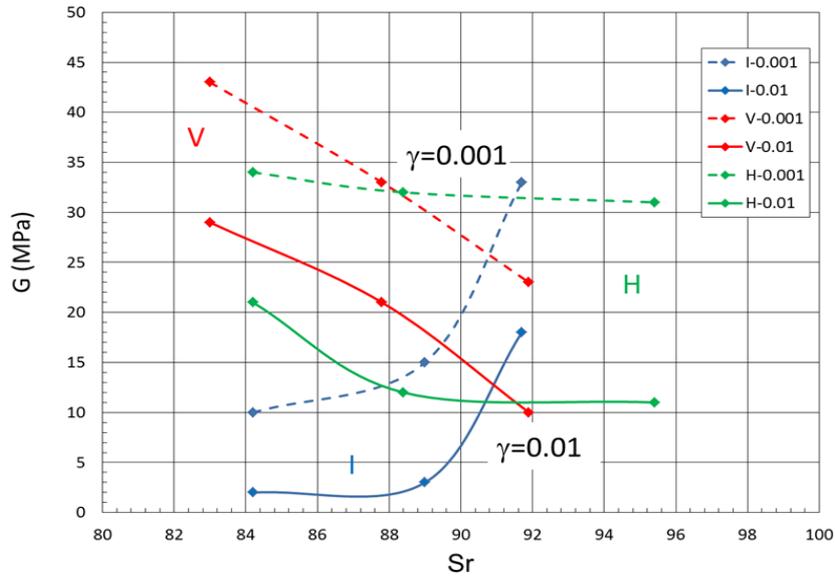


Figure 5.18: Influencia del grado de saturación en el módulo elástico de corte secante para diferentes niveles de deformación y estado de tensión en las muestras de MX-80.

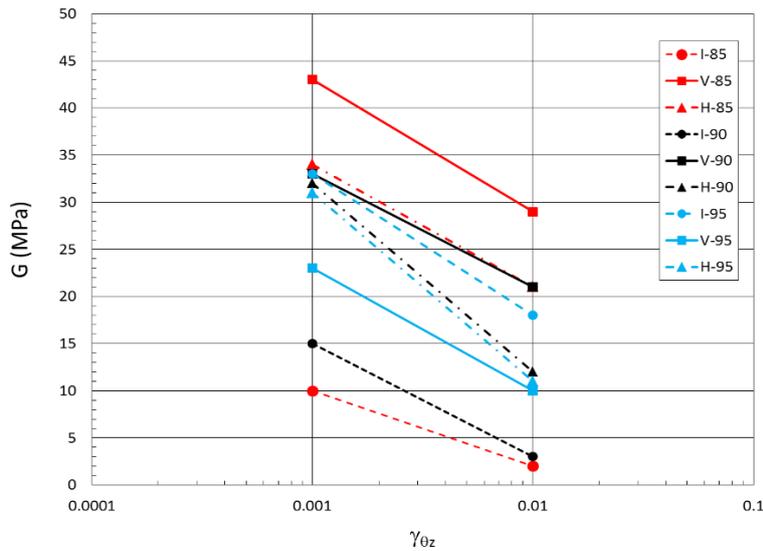


Figure 5.19: Influencia del nivel de deformación en el módulo elástico de corte secante para diferentes grados de saturación y estado de tensión en las muestras de MX-80.

La Figura 5.20 presenta las curvas de tensión de corte-deformación y las curvas de variación del módulo de corte elástico secante para los diferentes ensayos con la mezcla 70/30 de arcilla limosa y arena. En todos los ensayos, el módulo de corte elástico disminuyó menos con el aumento de la deformación, siendo más evidente para las condiciones de K igual a 1 y 0.5. Para el K igual a 1,11, se nota que el módulo de corte elástico disminuye poco con el aumento de las deformaciones. Se percibió que para K igual a 1 para la tensión media de $p=200\text{kPa}$ la tensión de corte aplicada es cerca de 2 veces menor que para el $p=800\text{kPa}$, para la misma condición de ensayo. Lo mismo se observó con relación al módulo de corte elástico, que para el $p=800\text{kPa}$ es alrededor de 36MPa, mientras que para el $p=200\text{kPa}$ el valor está cerca de 12MPa.

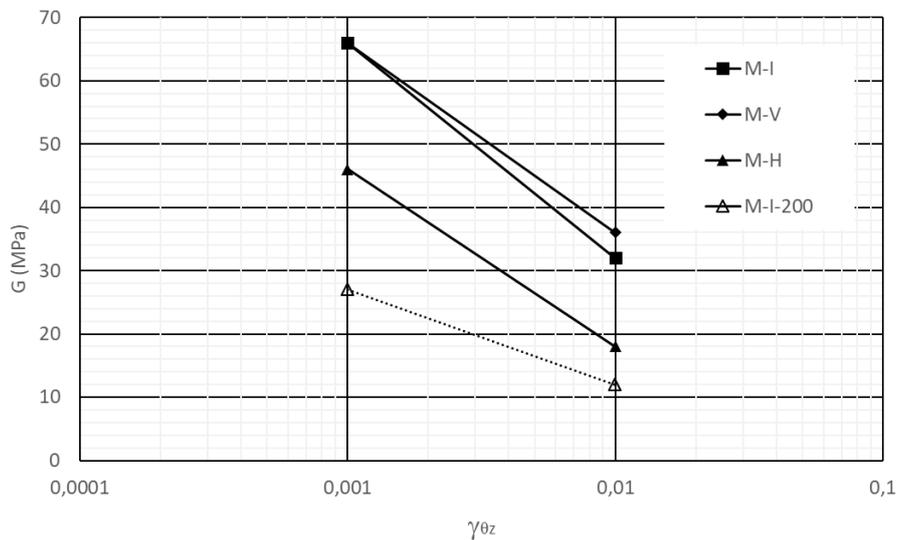


Figure 5.20: Influencia de la deformación de corte en el módulo elástico de corte secante para muestras de la mezcla 70/30 para las 4 condiciones de consolidación

Los resultados con la MX-80 obtenidos con el equipo de cilindro hueco fueron comparados con los resultados encontrados en los ensayos en columna resonante (Pintado et al., 2019) y triaxial (Romero et al., 2018). El tipo de tensiones de corte aplicadas en los ensayos de columna resonante son similares a las aplicadas en las pruebas realizadas con el equipo de cilindro hueco. Además, la presión de confinamiento promedio fue la misma en ambos casos ($p = 800 \text{ kPa}$). Sin embargo, al comparar los módulos elásticos obtenidos en los dos ensayos, se debe tener en cuenta que las densidades secas de los ensayos de columna resonante fueron más altas (alrededor de $1,6 \text{ Mg/m}^3$) que las de las muestras analizadas en el equipo de cilindro hueco (alrededor de $1,4 \text{ Mg/m}^3$). Por otro lado, el rango de deformaciones de corte en los ensayos de columna resonante varía entre 10^{-6} y

5×10^{-4} , mientras que, en los ensayos de cilindro hueco, los módulos solo podrían medirse de manera confiable para deformaciones por encima de 5×10^{-4} .

En la Figura 5.21 se muestra la comparación de los módulos medidos en los dos ensayos sobre MX-80 para los grados de saturación alrededor de 0,85, 0,90 y 0,95. Cabe señalar que la única muestra analizada en la columna resonante con una densidad del orden de $1,4 \text{ Mg/m}^3$ tiene un grado de saturación de 0,73, lo que la hace más rígida que las muestras analizadas en el cilindro hueco con grados de saturación mayores que 0,85. En el resto de las muestras con grados de saturación similares, las discrepancias observadas en el valor de los módulos se pueden explicar teniendo en cuenta las diferencias en las densidades secas de las muestras.

La comparación entre los módulos de corte elástico de la bentonita MX-80 obtenidos en los ensayos triaxiales y los ensayos de cilindro hueco se muestra en la Figura 5.22, Figura 5.23 y Figura 5.24, para los grados de saturación cercanos a 0,85, 0,90 y 0,95, respectivamente. En ambos tipos de ensayos, las deformaciones de corte generalizadas (ϵ_q) han sido del mismo orden de magnitud (entre 10^{-4} y 10^{-2}). En esta comparación, se debe tener en cuenta que en los ensayos triaxiales la densidad seca de las muestras fue de $1,6 \text{ Mg/m}^3$, mientras que en los ensayos de cilindro hueco la densidad seca de las muestras fue del orden de $1,4 \text{ Mg/m}^3$. Además, la tensión de confinamiento promedio fue de 1600 kPa en las pruebas triaxiales y de 800 kPa en las pruebas en el cilindro hueco. En consecuencia, los valores de los módulos medidos en los ensayos de cilindro hueco fueron significativamente más bajos que los medidos en los ensayos triaxiales.

La comparación de los resultados obtenidos en los diferentes tipos de ensayos muestra que los módulos obtenidos en el cilindro hueco son más bajos que los obtenidos en el triaxial debido al efecto de la menor densidad de las muestras ($1,63 \text{ Mg/m}^3$ versus $1,4 \text{ Mg/m}^3$) y la tensión de confinamiento (1600 kPa versus 800 kPa). Por otro lado, para pequeños rangos de deformación (menos de 10^{-3}), los valores obtenidos en el triaxial son más altos que los obtenidos en la columna resonante debido al efecto de mayor confinamiento (1600 kPa versus 800 kPa). Finalmente, los módulos medidos en el equipo de cilindro hueco han sido más bajos que los módulos medidos en el equipo de columna resonante debido al efecto combinado de mayor nivel de deformación, menor densidad seca o mayor grado de saturación inicial.

También se comparó los módulos elásticos de corte para la mezcla 70/30 con la rotura realizado en los ensayos triaxiales con $p=200\text{kPa}$ (Figura 5.25). En las muestras ensayadas en el cilindro hueco, se mantiene la tendencia de mayores módulos en las muestras con tensión principal mayor vertical y menores en las muestras con la tensión principal mayor horizontal. Un poco diferente de los resultados vistos con la bentonita MX-80, el módulo de corte obtenido para el triaxial empieza con valores más elevado a pequeñas deformaciones y luego tiende a igualarse a la condición isótropa en el cilindro hueco con misma tensión confinante de 200kPa , estabilizándose en un valor entre 5 y 10MPa .

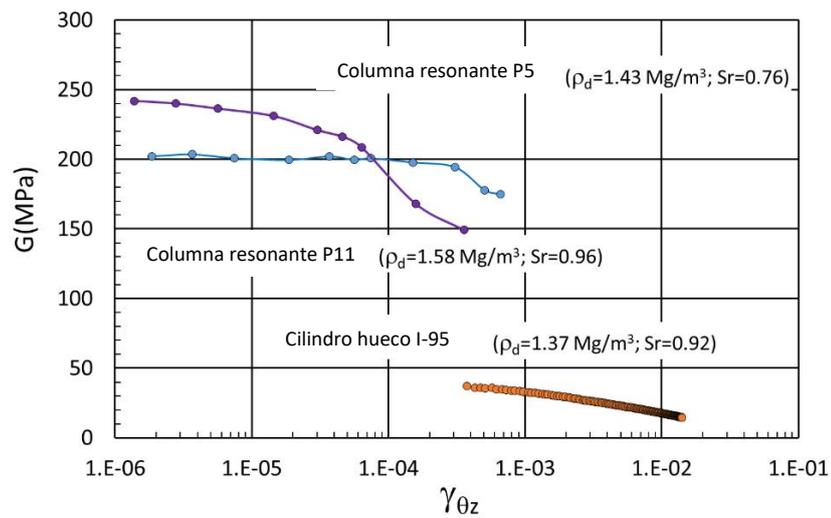
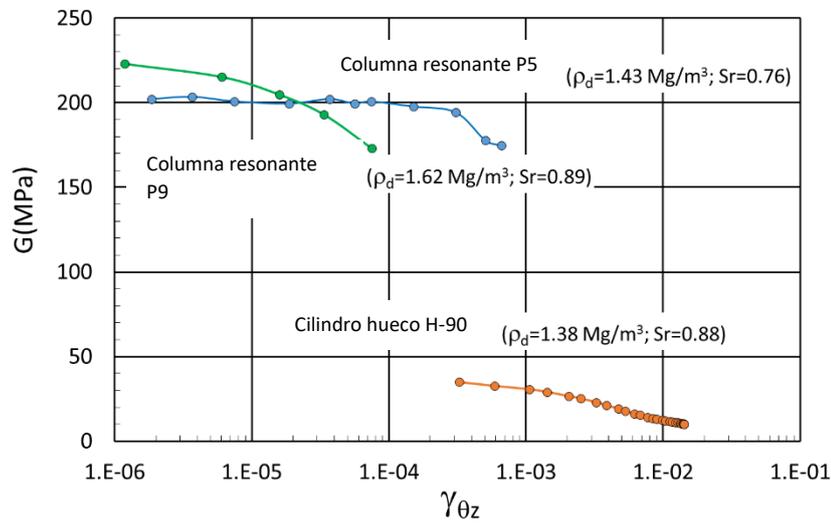
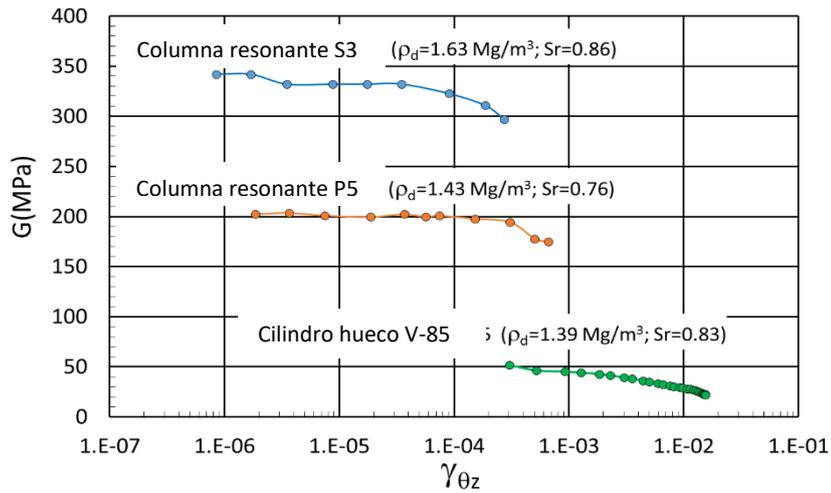


Figure 5.21: Comparación entre los módulos de corte secante obtenidos en ensayos de cilindro hueco y columna resonante en MX-80.

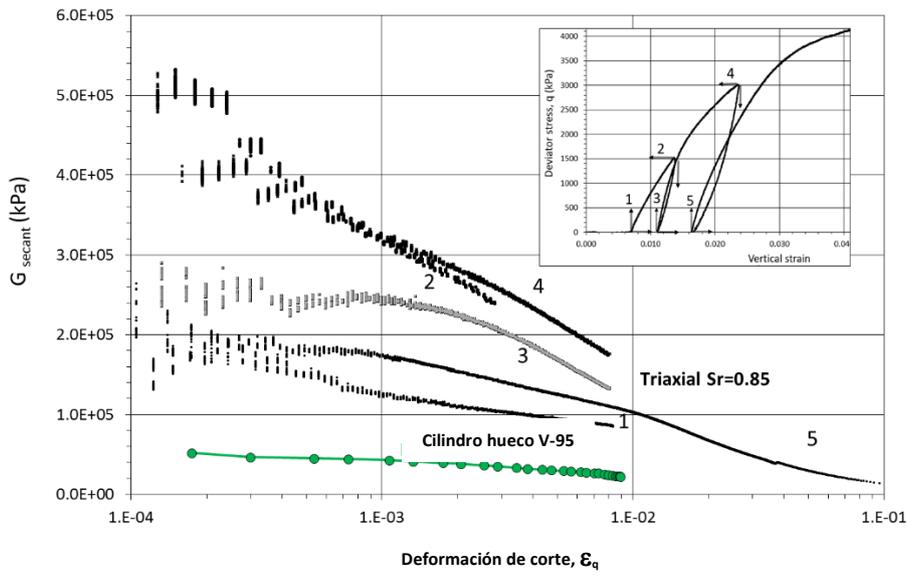


Figure 5.22: Comparación entre los módulos de corte secante obtenidos en ensayos de cilindro hueco y triaxial sobre MX-80. Triaxial ($\rho_d=1,63 \text{ Mg/m}^3$; $Sr=0,85$; $p=1600 \text{ kPa}$; $K=1$). Cilindro hueco ($\rho_d=1,39 \text{ Mg/m}^3$; $Sr=0,83$; $p=800 \text{ kPa}$; $K=0,5$).

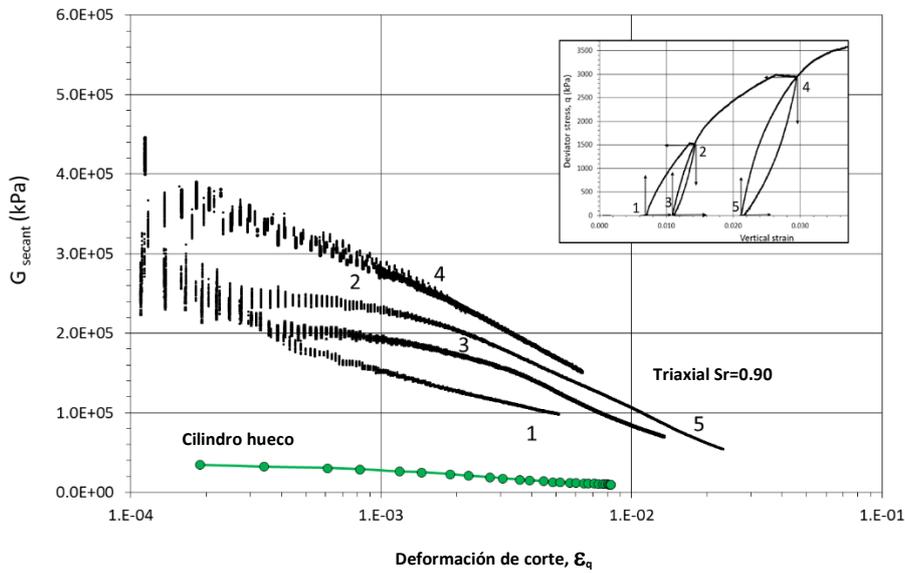


Figure 5.23: Comparación entre los módulos de corte secante obtenidos en ensayos de cilindro hueco y triaxial sobre MX-80. Triaxial ($\rho_d=1,63 \text{ Mg/m}^3$; $Sr=0,90$; $p=1600 \text{ kPa}$; $K=1$). Cilindro hueco ($\rho_d=1,39 \text{ Mg/m}^3$; $Sr=0,88$; $p=800 \text{ kPa}$; $K=1,11$).

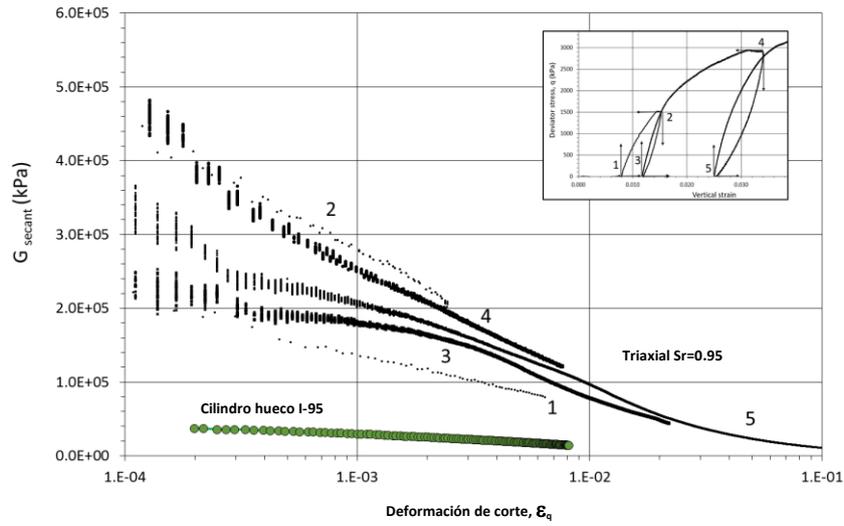


Figure 5.24: Comparación entre los módulos de corte secante obtenidos en ensayos de cilindro hueco y triaxial sobre MX-80. Triaxial ($\rho_d=1,63 \text{ Mg/m}^3$; $Sr=0,95$; $p=1600 \text{ kPa}$; $K=1$). Cilindro hueco ($\rho_d=1,39 \text{ Mg/m}^3$; $Sr=0,95$; $p=800 \text{ kPa}$; $K=1$)

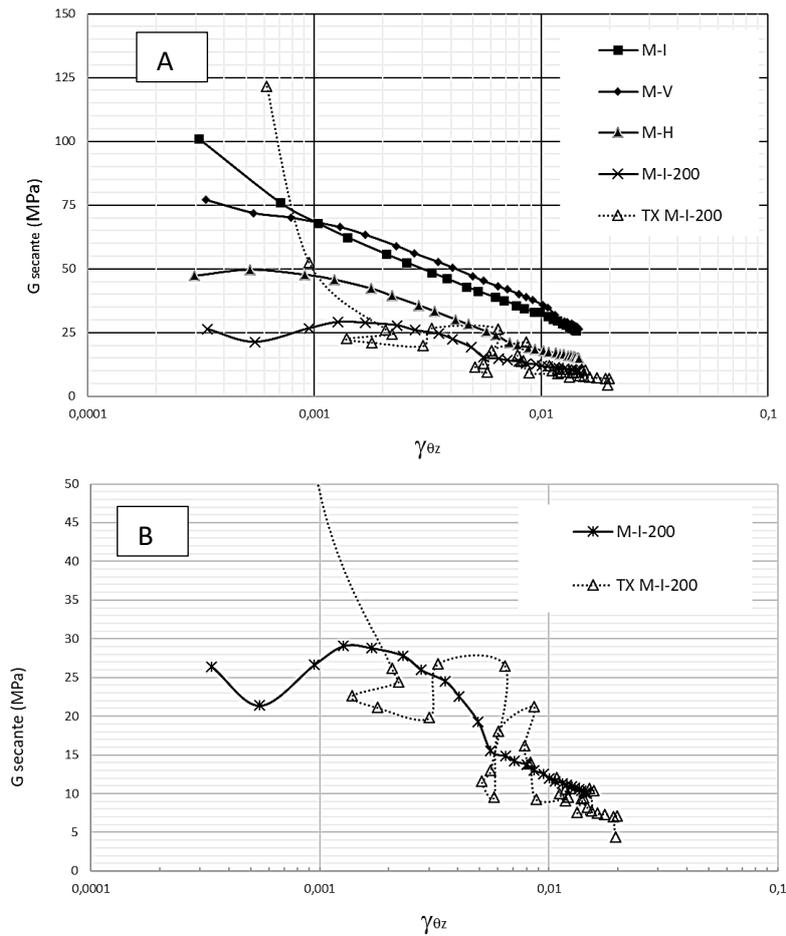


Figure 5.25: A) Comparación entre los módulos de corte secante obtenidos en ensayos de cilindro hueco y triaxial sobre la mezcla 70/30. Triaxial (TX M-I-200: $\rho_d=1,65 \text{ Mg/m}^3$, $Sr=0,23$, $K=1$); B) Comparación para las condiciones $p=200 \text{ kPa}$.

6 ENSAYOS MECÁNICOS EN CILINDRO HUECO

En este capítulo se presenta el resultado de los ensayos realizados en el equipo de cilindro hueco (Hollow Cylinder) para el programa experimental de esta investigación sobre muestras de la mezcla 70/30. Los ensayos dan continuidad a los análisis realizadas en equipo triaxial convencional para obtener el comportamiento mecánico del suelo a diferentes valores de humedad inicial y en un estado generalizado de tensiones. Se realizaron ensayos con una densidad seca de $1,65 \text{ Mg/m}^3$ con tres humedades de compactación diferentes (4%, 6% y 8%) y fueron ejecutados para diferentes valores de b (parámetro de tensión intermedia).

Se aprovechó la gran variedad de ensayos posibles de ejecutar con el equipo de cilindro hueco para verificar también el comportamiento del material variando la dirección de aplicación de la tensión principal (α de 20°). La Figura 6.1 muestra algunos ejemplos de las muestras de cilindro hueco después de la compactación estática para las diferentes humedades.



Figura 6.1: Muestras compactadas de la mezcla 70/30 con diferentes humedades: a) $w=4\%$; b) $w=6\%$; c) $w=8\%$

6.1 ENSAYOS CON VARIACIÓN DE LA TENSIÓN INTERMEDIA

En los ensayos para valorar el comportamiento frente la variación de la tensión intermedia se siguió el procedimiento presentado en el capítulo 3, en el apartado sobre el cilindro hueco. Inicialmente, se consolidó la muestra a una tensión isotropa de $p=200\text{kPa}$ en condición no saturada y antes de empezar la trayectoria de tensiones propiamente dicha, se ajustó el valor de b deseado para el ensayo, aplicando una tensión desviadora baja ($q=20\text{kPa}$).

6.1.1 Ensayos con una humedad de compactación del 4%

La Figura 6.2 presenta la gráfica de las trayectorias tensionales realizadas sobre muestras con una humedad de compactación del 4% ($s=16\text{MPa}$). Se realizaron las trayectorias de rotura convencional (aplicando una trayectoria de 3:1, incremento de tensión desviadora tres veces mayor que la tensión media) y, se observó que para el parámetro b igual a 0, la trayectoria en el espacio $p:q$ sigue una pendiente cercana a 3:1, como debería ser para los ensayos de corte drenado. Sin embargo, las trayectorias con b igual a 0,5 y 0,8, debido a deficiencias en el programa de control de tensiones, presentaron una pendiente menor, aumentando más de lo previsto el valor de p en relación a q .

En la gráfica de tensión desviadora por deformación vertical mostrada en la Figura 6.3 se percibió que para la muestra ensayada con el parámetro b de 0,8 hay una menor rigidez inicial en comparación con las muestras ensayadas con valores de b de 0 y 0,5. También se observó que la máxima tensión desviadora ocurrió para el ensayo con el parámetro b de 0, seguido de los ensayos con b de 0,5 y 0,8, respectivamente.

Con relación a la variación de volumen (Figura 6.4), en el ensayo con el parámetro b de 0, se observó una compresión inicial que luego se estabilizó, ocurriendo algo similar para el ensayo con b de 0,8, pero con mayor deformación volumétrica. Sin embargo, para en el ensayo con b de 0,5 se presentó una compresión continua hasta el final del ensayo. Ese comportamiento podría estar justificado porque con la condición de b igual a 0,5 permite una mayor deformación radial debido la diferencia entre σ_2 y σ_3 . Sin embargo, en el ensayo con b igual a 0,8 también se da esta circunstancia y las deformaciones volumétricas medidas son menores.

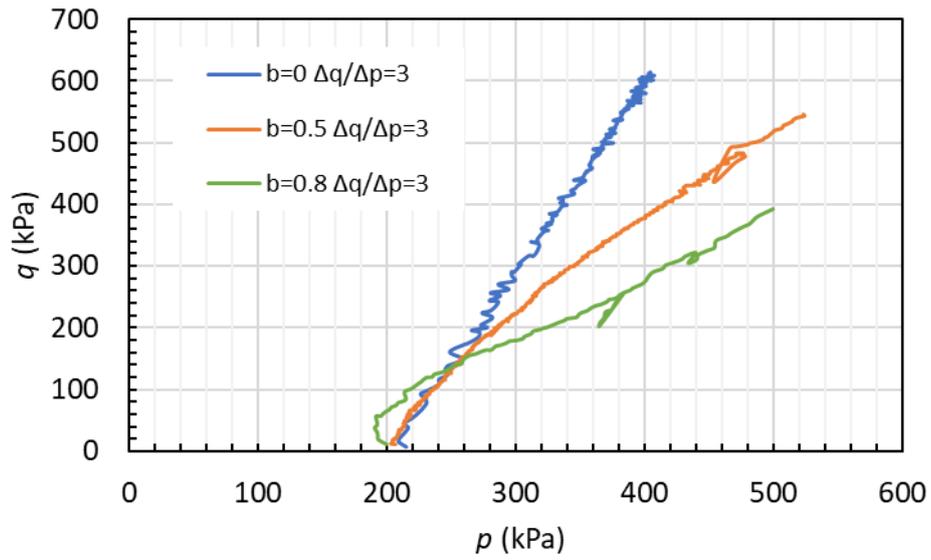


Figura 6.2: Trayectoria tensional convencional de las muestras compactadas con humedad del 4% para diferentes valores del parámetro b

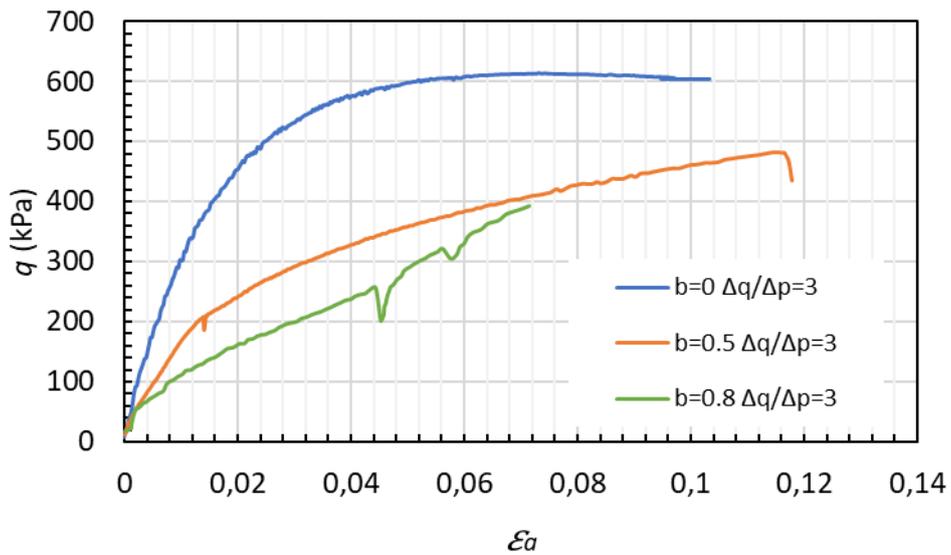


Figura 6.3: Curvas de tensión desviadora vs deformación vertical de las muestras compactadas con humedad de 4% con diferentes valores del parámetro b

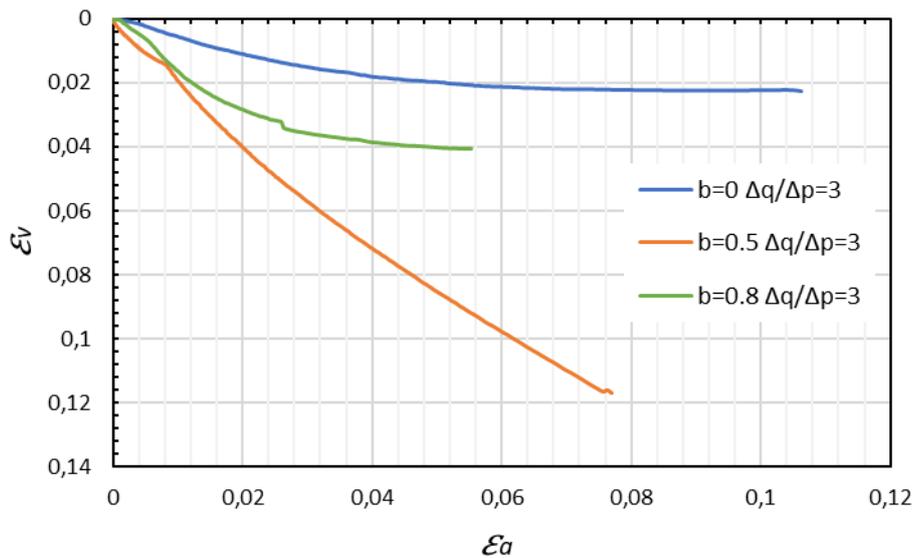


Figura 6.4: Curvas de variación de la deformación volumétrica de las muestras compactadas con humedad de 4% para diferentes valores del parámetro b

La Figura 6.5 presenta el comportamiento de las tensiones principales y de las deformaciones principales para los tres estados de tensiones aplicados. Para b igual 0, se observó que $\sigma_1 = \sigma_z$ y $\epsilon_1 = \epsilon_z$ corresponden a la tensión mayor aplicada y la mayor deformación, respectivamente, y $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_r = \sigma_\theta$ y $\epsilon_2 = \epsilon_3 = \epsilon_r = \epsilon_\theta$ son las tensiones y deformaciones principales menores. Las dos deformaciones principales menores son iguales y de extensión (negativas). Este comportamiento está de acuerdo con la condición de compresión triaxial convencional con un valor de b igual a 0.

Con relación al estado de tensión para b igual a 0,5, se impuso un comportamiento distinto entre las dos tensiones y deformaciones principales menores. σ_1 es la tensión de mayor intensidad y ϵ_1 es la deformación mayor, ambas en la dirección vertical. Por otro lado, σ_2 es la tensión intermedia entre σ_1 y σ_3 y se desarrolla en la dirección radial. Mientras que la tensión principal menor se aplica en la dirección circunferencial. Las deformaciones radiales y circunferenciales (ϵ_2 y ϵ_3) presentaron valores distintos, aunque ambas son de extensión. Existe una mayor deformación de extensión en la dirección de la tensión principal menor (circunferencial) y la deformación principal intermedia, ϵ_r , presenta una extensión menor que la circunferencial.

Se observó que la deformación circunferencial, ϵ_3 , es mayor en el ensayo con b igual a 0,5 que en relación a condición de b igual a 0, la diferencia de las tensiones horizontales podría permitir que el material se deforme más en la dirección de menor resistencia, como

el caso de la tensión principal menor. Con relación al ensayo con b igual a 0,8 se percibe que la tensión intermedia σ_2 se acerca la tensión principal mayor, mientras que la deformación ε_2 se hace positiva, moviéndose en dirección a compresión.

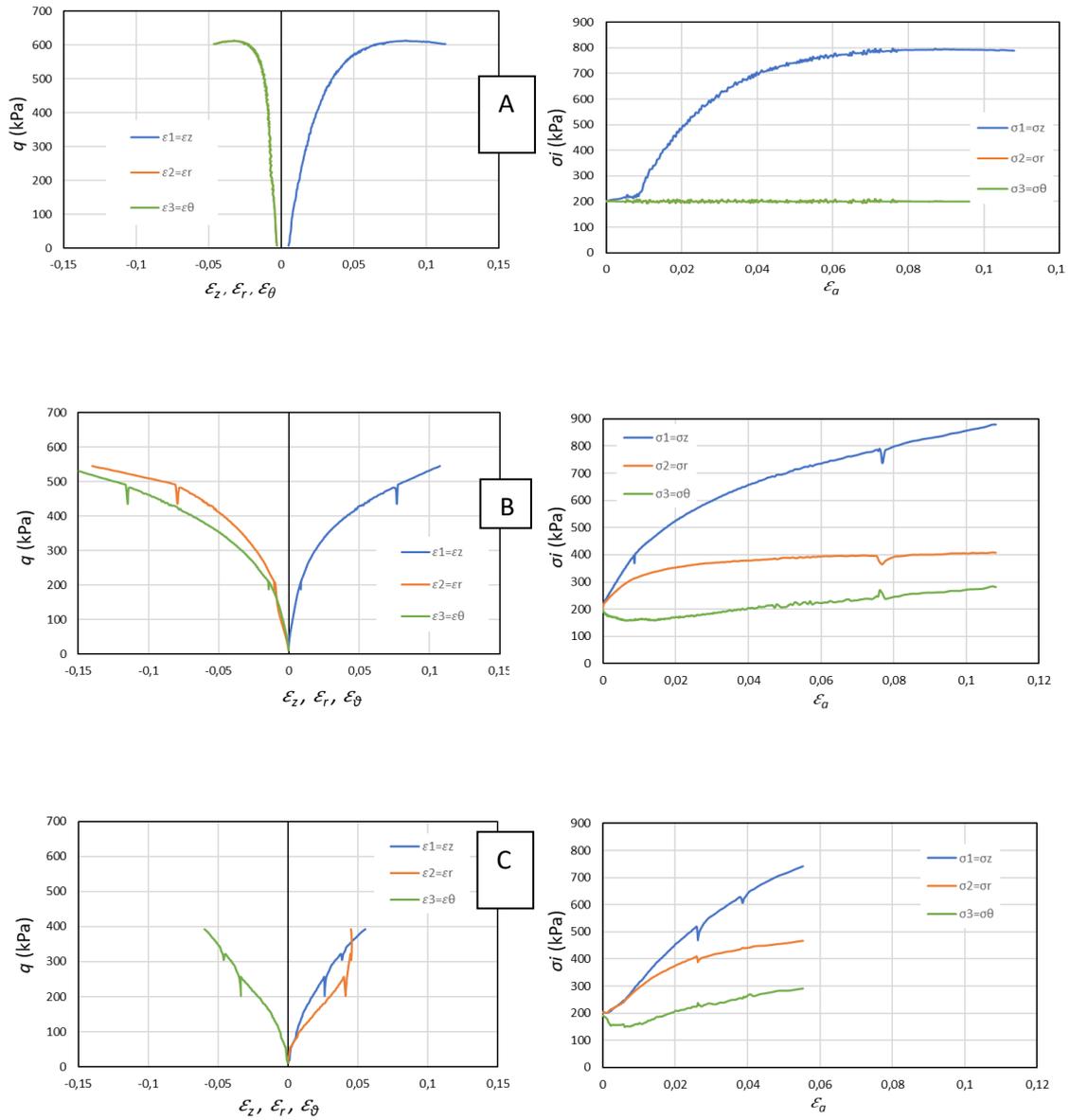


Figura 6.5: Curvas de variación de las deformaciones principales (gráficas de la izquierda) y de las tensiones principales (gráficas de la derecha) para las diferentes condiciones de b para las muestras compactadas con humedad del 4%: A) $b=0$; B) $b=0.5$ y C) $b=0.8$

6.1.2 Ensayos con una humedad de compactación del 6%

Tras un proceso de compresión isotrópica hasta $p=200\text{kPa}$, las muestras compactadas con una humedad del 6% ($s=1,5\text{MPa}$) fueron ensayadas para los diferentes valores de b . Con cada valor del parámetro b se programaron diversas trayectorias tensionales: una trayectoria de rotura a compresión convencional ($\Delta q/\Delta p=3$), corte vertical (p constante = 200kPa), una trayectoria con $\Delta q/\Delta p=0,75$ y una trayectoria de rotura por extensión ($\Delta q/\Delta p=-3$). Estas trayectorias tensionales se muestran en la Figura 6.6. Se observó un comportamiento similar en las trayectorias de tensión al que se ha presentado para las muestras compactadas con humedad de 4%, las trayectorias no se mantuvieron en la trayectoria recta inicialmente programada. La pendiente en el plano ($p:q$) disminuye con el aumento de las tensiones, y con el aumento de valor de b .

Las curvas tensión desviadora vs deformación vertical programada inicialmente con una trayectoria tensional con $\Delta q/\Delta p=3$, presentadas en la Figura 6.7, muestran que, para un valor del parámetro b de 0, la tensión sigue aumentando con el aumento de la deformación llegando a deformaciones más altas, cuando se comparan con las curvas para diferentes b , que rompen a menor deformación. Hay que señalar que en la curva correspondiente al ensayo con b igual a 0,2 si se hubiera continuado con el proceso de deformación siguiendo la misma tendencia, no puede descartarse la posibilidad de haber alcanzado un desviador superior al de la curva correspondiente al ensayo con b igual a 0.

Las curvas de variación volumétricas presentadas en la Figura 6.8 muestran que para el ensayo de rotura convencional con el parámetro b igual a 0,5 hay una mayor deformación volumétrica en comparación al ensayo con b de 0, seguido del ensayo con un valor de b igual a 0,8. Sin embargo, para el b de 0,2 hay una compresión inicial pero la muestra pasa a sufrir dilatación, habiendo expansión al final del ensayo. A la vista de estos resultados, no pueden extraerse conclusiones claras acerca del efecto del parámetro b en un cambio de volumen de las muestras sometidas a corte.

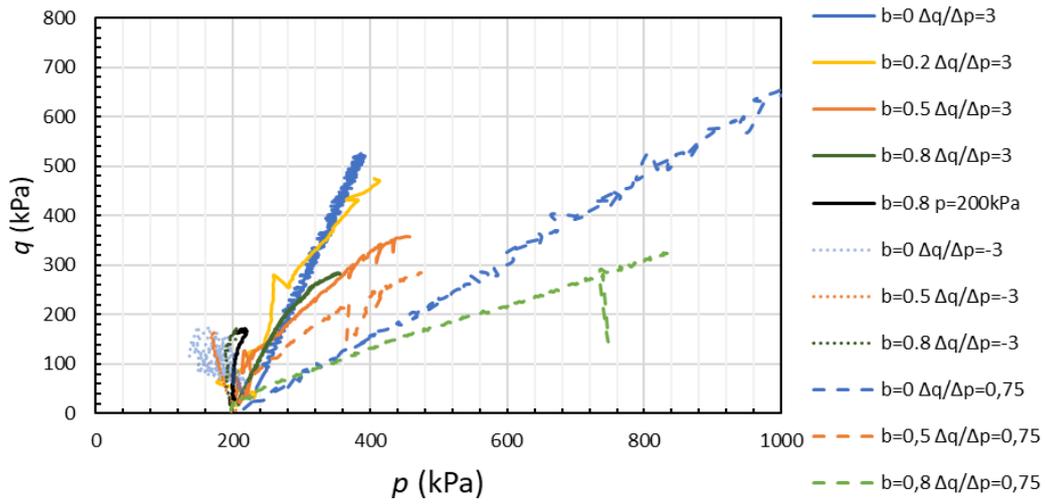


Figura 6.6: Trayectorias tensionales seguidas en las muestras compactadas con una humedad del 6% para diferentes valores del parámetro b

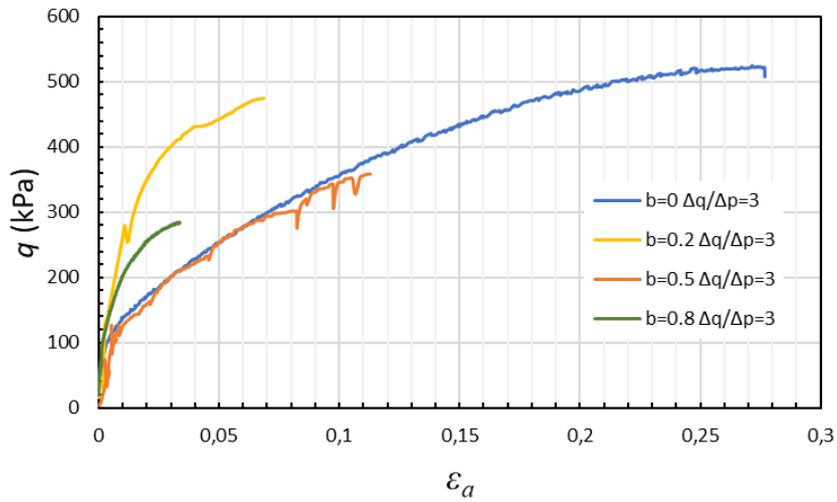


Figura 6.7: Curvas de tensión desviadora vs deformación vertical de las muestras compactadas con humedad de 6% a diferentes b y roturas programadas inicialmente con una trayectoria tensional con $\Delta q/\Delta p=3$

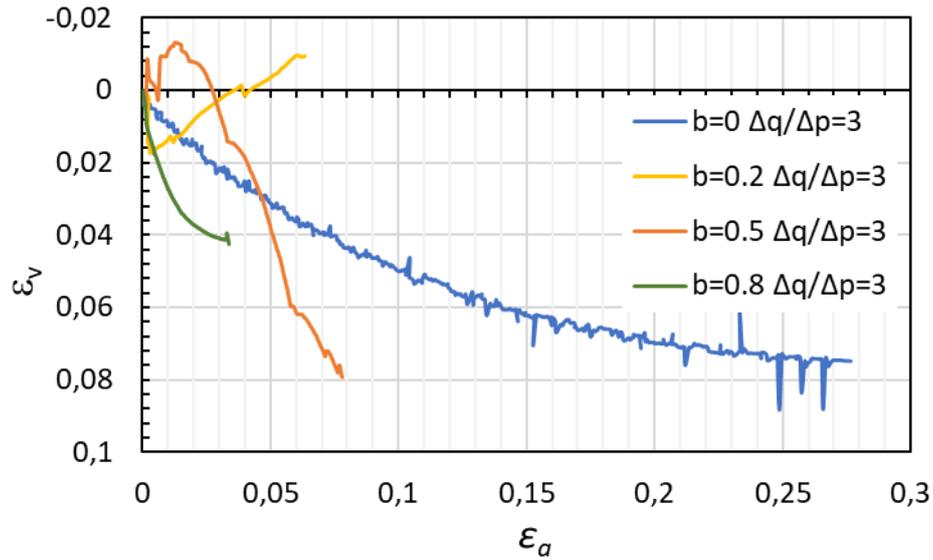


Figura 6.8: Curvas de variación de volumen de las muestras compactadas con humedad de 6% para diferentes valores de b en ensayos de rotura convencional $\Delta q/\Delta p=3$

La Figura 6.9 presenta el comportamiento de las tensiones principales y de las deformaciones principales para los tres ensayos de con una trayectoria programada de $\Delta q/\Delta p=3$ realizados sobre las muestras compactadas con humedad de 6%. A diferencia de las muestras compactadas con 4% de humedad, las muestras con una humedad del 6% presentaron mayor deformación antes de llegar a un valor máximo de tensión de corte. Con relación al estado de tensión para b igual a 0,5, se percibió que la deformación radial (ε_2) es de extensión y de menor valor que ε_3 . En el ensayo con el parámetro b igual a 0,8, se observa que ε_2 se mueve hacia un estado de compresión.

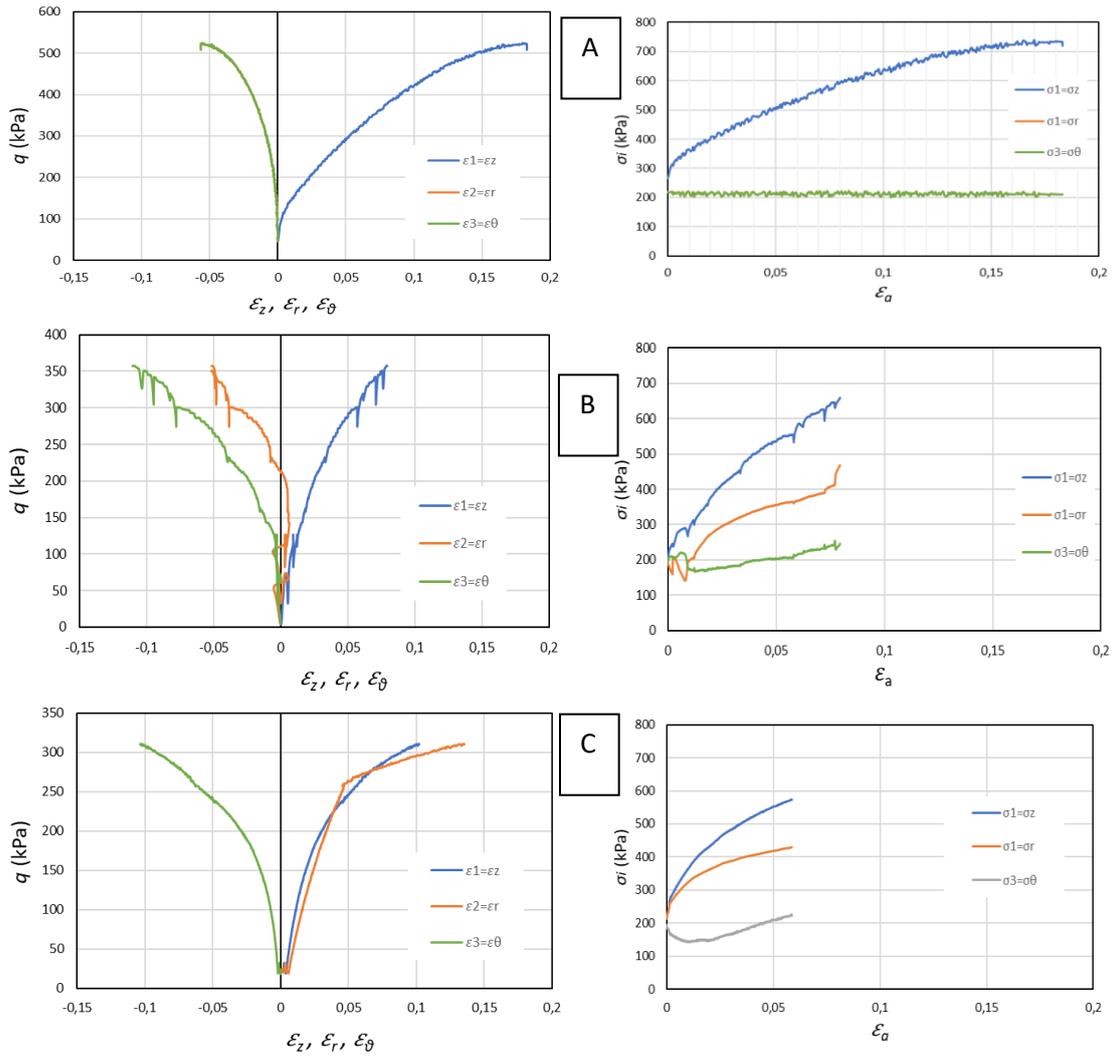


Figura 6.9: Curvas de variación de las deformaciones principales (gráficas izquierdas) y de las tensiones principales (gráficas derechas) para las diferentes condiciones de b para las muestras compactadas con humedad de 6%: A) $b=0$; B) $b=0.5$ y C) $b=0.8$ (todas con $\Delta q/\Delta p$ programados =3)

Para visualizar mejor la forma de la superficie de fluencia en el plano $(p:q)$ para diferentes valores de b , se realizaron ensayos con trayectorias tensionales con una pendiente ($\Delta q/\Delta p=0,75$) algo menor que la recta de estado crítico. La Figura 6.10 presenta las curvas de tensión-deformación. Se percibió que en el ensayo realizado con el parámetro b igual a 0 se alcanzaron valores de tensión elevados (como fue comentado en el capítulo de ensayos triaxiales), mientras que en los ensayos con parámetro b de 0,5 y 0,8, los ensayos terminaron a tensiones menores.

Como se puede observar en la Figura 6.11, en las trayectorias programadas con $\Delta q/\Delta p=0,75$ para la condición de b igual a 0,5, la muestra presentó una deformación volumétrica superior a la de las demás condiciones, seguida de b igual a 0,8 y 0. Hay que

señalar que, si el ensayo hubiera continuado con la misma tendencia, el ensayo con $b=0,8$ probablemente hubiera sido el ensayo con una mayor deformación volumétrica. Solo en el ensayo con el parámetro $b=0$ se llega a una cierta estabilización en la deformación volumétrica. Con relación a las trayectorias $\Delta q/\Delta p=-3$ se observó una mayor resistencia en la condición de b igual a 0, mientras no se notó una gran diferencia en la tensión máxima para los valores de b iguales a 0,5 y 0,8. Con relación a la variación volumétrica, se observó que para el b igual a 0,5 la muestra presenta dilatancia a diferencia de las demás condiciones. Sin embargo, para el b igual a 0, el material empieza a presentar algo de dilatancia ya cerca a la tensión máxima, mientras que para el valor de b igual a 0,8, la reducción de volumen es creciente.

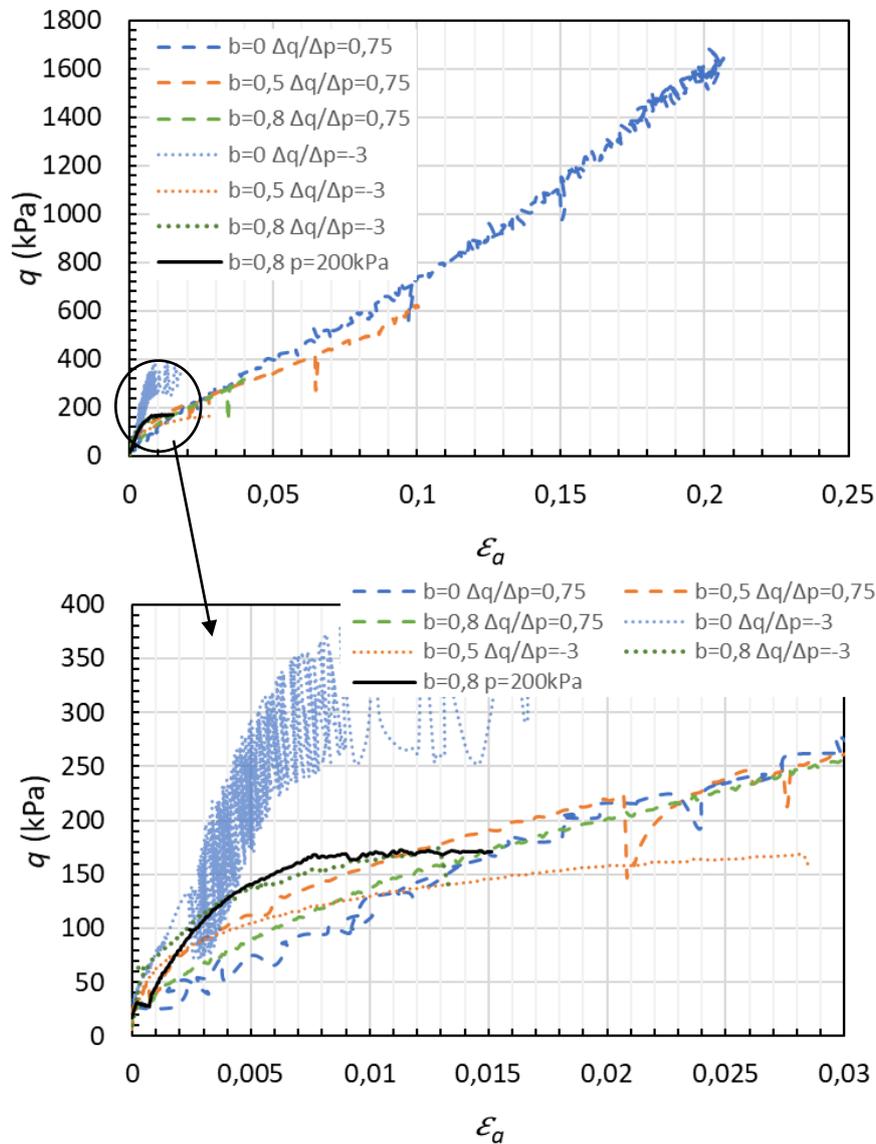


Figura 6.10: Curvas de tensión desviadora vs deformación vertical de las muestras compactadas con humedad de 6% para diferentes valores del parámetro b y $\Delta q/\Delta p$ programado=0,75 y -3

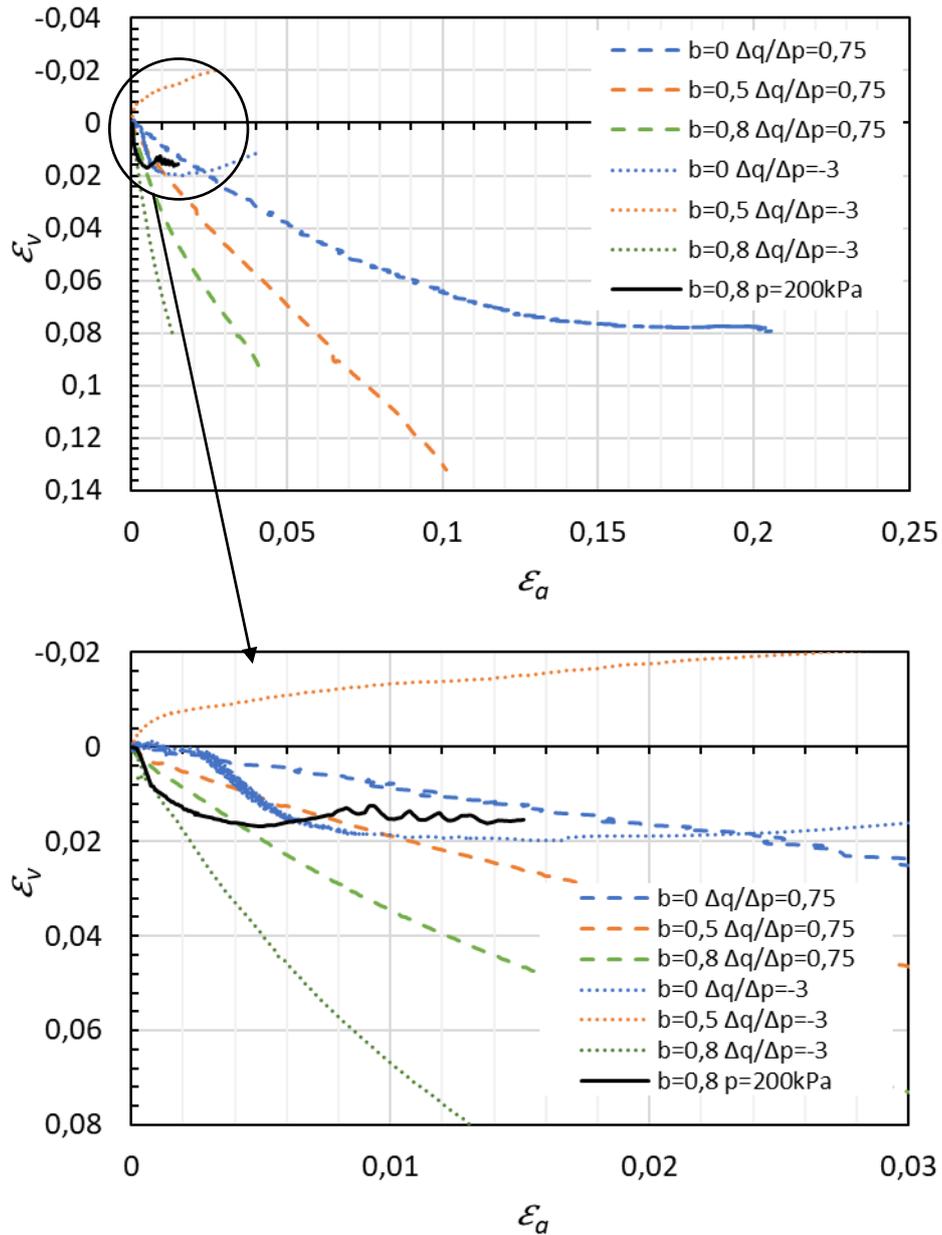


Figura 6.11: Curvas de variación de volumen de las muestras compactadas con humedad de 6% para diferentes valores del parámetro b y $\Delta q/\Delta p$ programado=0,75 y -3

6.1.3 Ensayos con una humedad de compactación del 8%

La Figura 6.12 presenta las trayectorias tensionales en los ensayos de rotura con una pendiente programada $\Delta q/\Delta p=3$ con diferentes valores del parámetro b para el material compactado con una humedad del 8% ($s=0,2\text{MPa}$). El comportamiento no fue muy diferente al observado para las demás humedades para las trayectorias de rotura. También se constató en la Figura 6.13 que la mayor resistencia se presenta para $b=0$ y la menor con $b=0,8$, aunque la diferencia entre las resistencias medidas para $b=0,5$ y $b=0,8$ son

pequeñas. Con relación a la variación de volumen, la Figura 6.14 muestra que la compresión en los tres ensayos con valores de b diferentes, no presentó una diferencia muy significativa entre ellos. En cualquier caso, la deformación volumétrica aumenta ligeramente cuando aumenta el valor del parámetro b .

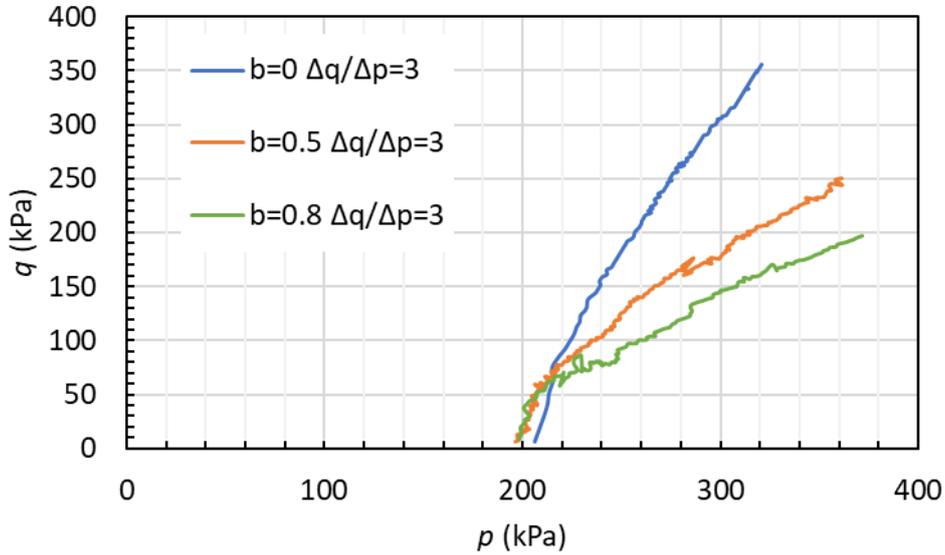


Figura 6.12: Trayectorias de rotura ($\Delta q/\Delta p$ programada igual a 3 en ensayos con muestras compactadas con humedad de 8% para diferentes valores del parámetro b

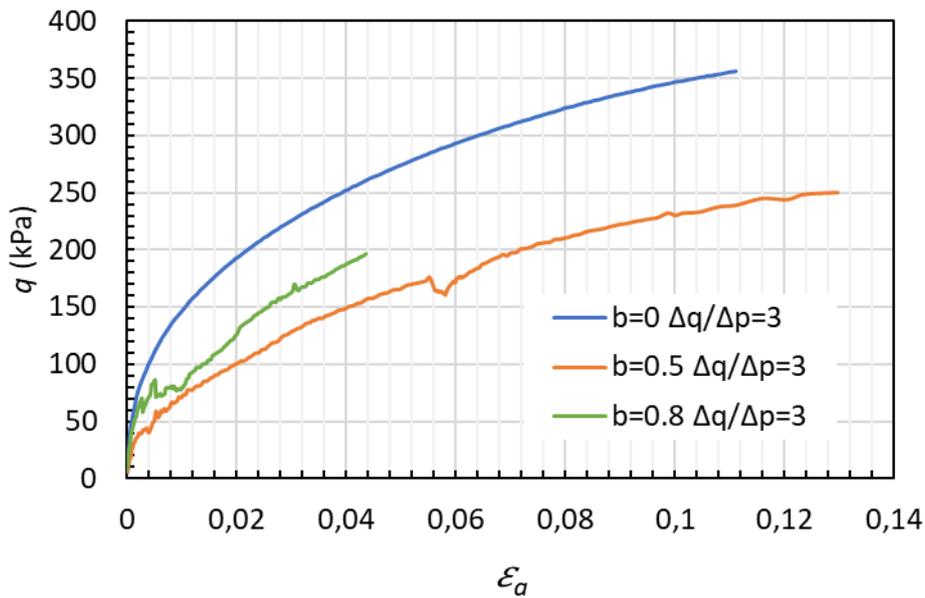


Figura 6.13: Curvas de tensión desviadora vs deformación vertical de las muestras compactadas con humedad de 8% para diferentes valores del parámetro b y trayectoria tensional programada de $\Delta q/\Delta p=3$.

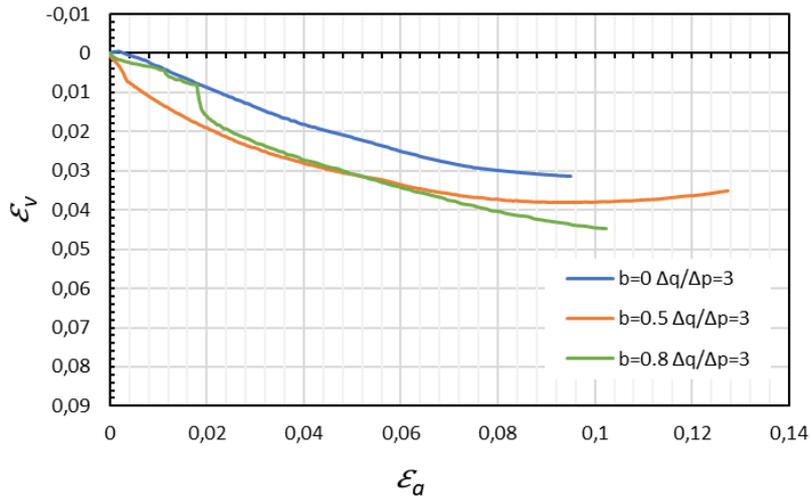


Figura 6.14: Curvas de variación de la deformación volumétrica en ensayos de rotura ($\Delta q/\Delta p$ programada=3) con muestras compactadas con una humedad del 8% para diferentes valores de b

La Figura 6.15 presenta el comportamiento de las tensiones principales y de las deformaciones principales para los tres estados de tensiones aplicados en los ensayos de rotura ($\Delta q/\Delta p$ programada=3) con muestras compactadas con humedad de 8%. Para el ensayo con b igual 0, se notó una pequeña diferencia entre deformaciones radiales y circunferenciales que podría ser atribuida a oscilaciones de las tensiones durante el ensayo. En el resto de los ensayos los comportamientos son cualitativamente iguales a los observados en los ensayos realizados sobre muestras con otras humedades.

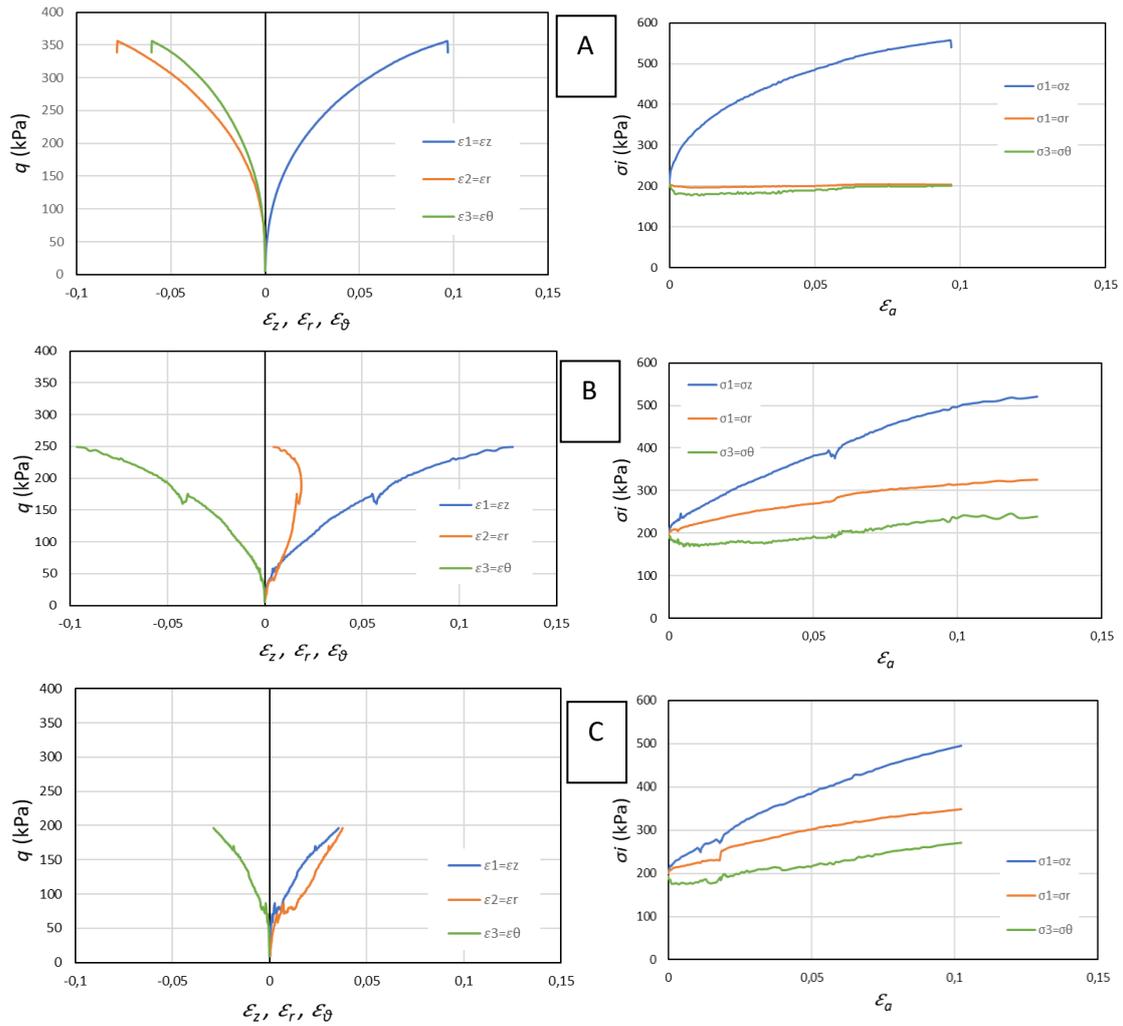


Figura 6.15: Curvas de variación de las deformaciones principales (gráficas de la izquierda) y de las tensiones principales (gráfica de la derecha) para las diferentes condiciones de b en ensayos sobre las muestras compactadas con humedad del 8% en trayectorias tensionales con $\Delta q/\Delta p=0,75$: A) $b=0$; B) $b=0,5$ y C) $b=0,8$

La Figura 6.16 presenta la variación de b durante las trayectorias aplicadas. De modo general, el parámetro b inicia en el valor programado (después del ajuste y al empezar la trayectoria tensional) y se mantiene alrededor del valor hasta cierto punto, donde empieza a disminuir gradualmente con el aumento de las deformaciones. Ese comportamiento podría ser debido al exceso de deformaciones y/o un problema en el código del programa para calcular y corregir las tensiones aplicadas para mantener el valor de b establecido en combinaciones de muestras no saturadas. Un comportamiento semejante ocurrió en ensayos realizados por Kumruzzaman y Yin (2010).

La Figura 6.17 modelo ejemplos de muestras después de los ensayos, puede observarse como la muestra más seca presenta un comportamiento más frágil y la más húmeda un comportamiento más estable.

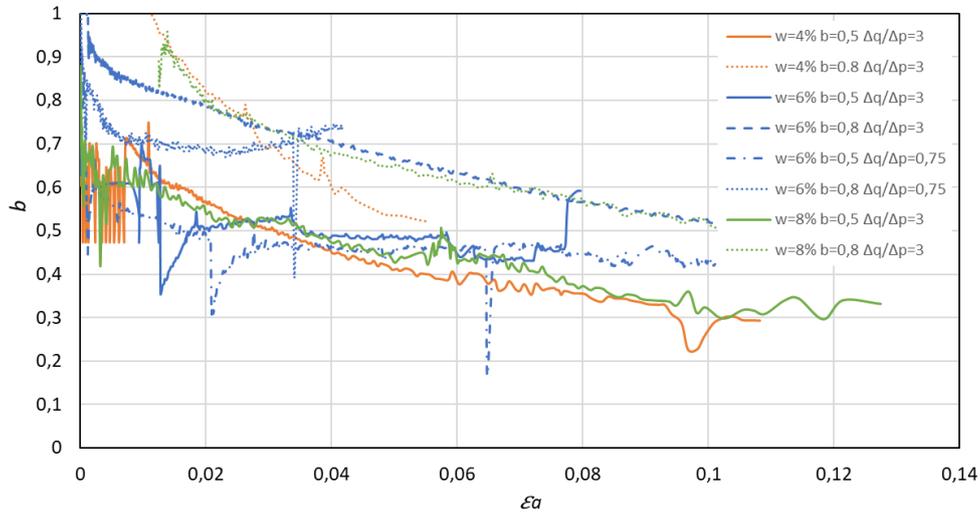


Figura 6.16: Curvas de variación del parámetro b para las diferentes trayectorias tensionales a diferentes humedades de compactación.

La Tabla 6.1 presenta los módulos elásticos y de corte para los ensayos realizados, a fin de comparar los posibles cambios en relación a la variación del parámetro b y de la humedad de muestra. Se observó que tanto el módulo elástico como el de corte disminuyen con el aumento de b . El módulo elástico cae a un valor de casi 1/3 al pasar de un b igual a 0 a b igual a 0,8.

Tabla 6.1: Módulos obtenidos para las diferentes condiciones de b y de humedad.

Humedad (%)	4	4	4	6	6	6	8	8	8
b	0	0,5	0,8	0	0,5	0,8	0	0,5	0,8
E (MPa)	30	28	12	28	24	12	24	12	10
G (MPa)	12	6,7	4	4,7	4	3,4	7,3	4	4,2

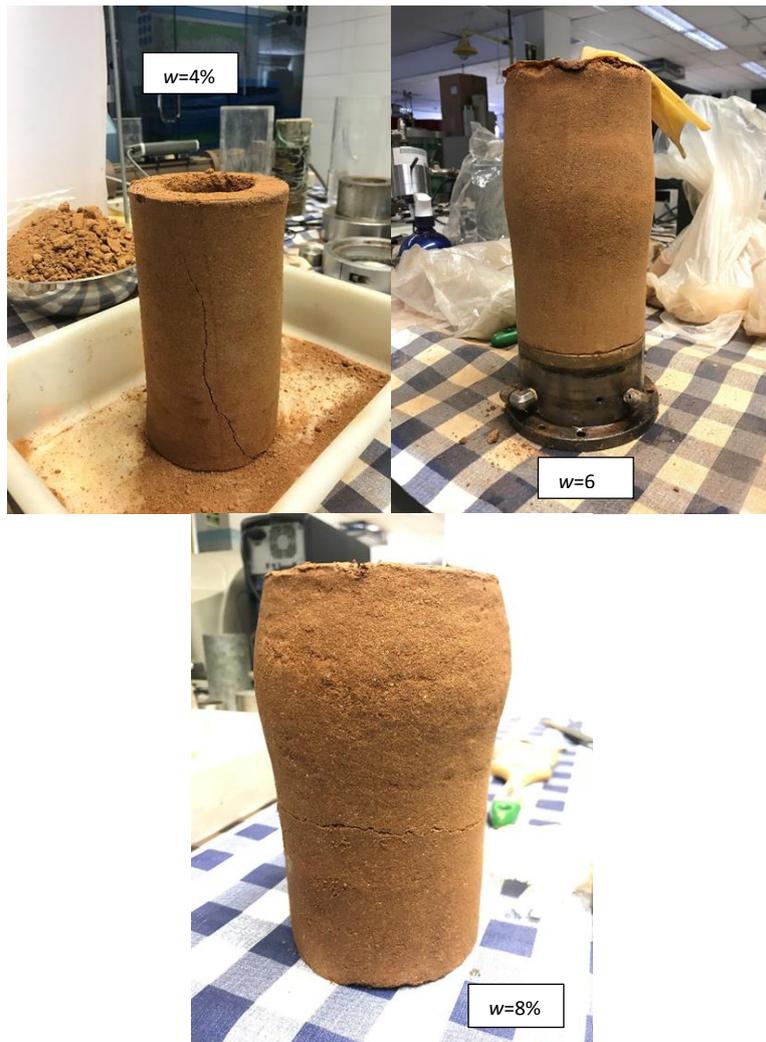


Figura 6.17: Tipo de roturas observadas en los ensayos.

6.2 ENSAYOS CON ROTACIÓN DE LAS TENSIONES PRINCIPALES

Para observar el comportamiento del material frente a la rotación de las tensiones principales, se realizaron ensayos con la aplicación de la tensión principal mayor formando un ángulo α con la vertical. Para eso, se aplicó un α de 20° para la condición de b igual a 0 en las tres humedades de compactación estudiadas y para la humedad de 6%, además se realizaron ensayos, para los valores de b de 0,5 y 0,8. La Figura 6.18 muestra una probeta tras el ensayo de rotura con la aplicación de la tensión principal mayor inclinada 20° .



Figura 6.18: Muestra después del ensayo de corte convencional con la tensión principal inclinada 20° , b igual a 0 y $w=6\%$ $\Delta q/\Delta p=3$

La Figura 6.19 presenta las trayectorias tensionales seguidas en los ensayos para muestras con la humedad de compactación de 6% en trayectorias tensionales programadas con $\Delta q/\Delta p=3$. Se observó que estas trayectorias con inclinación de la tensión principal mayor siguieron mejor a la trayectoria inicialmente programada que las de los ensayos realizados con la tensión principal mayor vertical. La Figura 6.20 muestra las curvas de tensión-deformación para esos ensayos. Se percibió que para la condición de b igual a 0, la aplicación de la tensión principal mayor inclinada respecto al eje de la muestra hace que la muestra resista mucho menos que para la compresión vertical paralela a eje. Sin embargo, en el caso de b igual a 0,5 se apreció una menor pérdida de resistencia en relación a la misma condición sin aplicación del giro de las tensiones. Finalmente, para el caso de b igual a 0,8 se observó que la resistencia aumenta un poco al aplicar rotación de las tensiones. En las curvas de tensión-deformación se observó que la resistencia obtenida en los ensayos con valores del parámetro b de 0 y 0,5 y 0,8 con rotación son muy parecidos, lo que indica un efecto del parámetro b en la resistencia menor del que se ha observado anteriormente en los ensayos con $\alpha=0$. En el ensayo con $b=0,8$ no se ha llegado a un valor estable de q , aunque puede preverse que la resistencia final será menor que la alcanzada para los otros dos ensayos con $b=0$ y $b=0,5$.

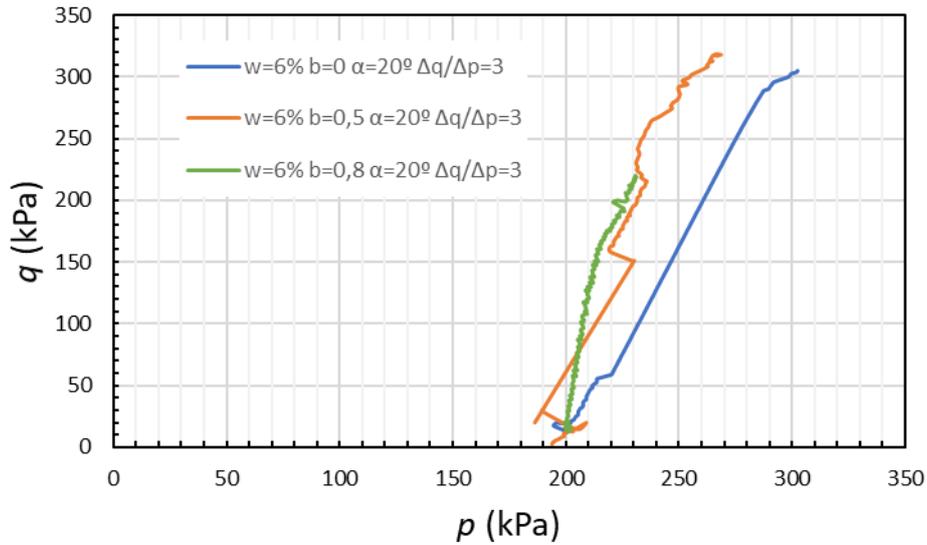


Figura 6.19: Trayectoria de tensiones en los ensayos sobre muestras compactadas con humedad de 6%, con un valor de $\alpha=20^\circ$ y con una pendiente programada $\Delta q/\Delta p=3$ para diferentes valores del parámetro b

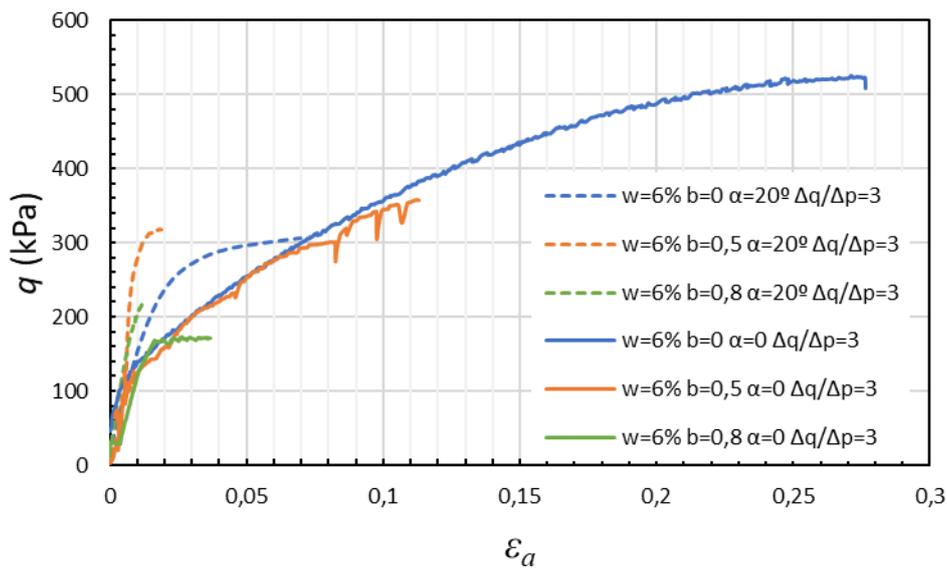


Figura 6.20: Curvas de tensión desviadora vs deformación vertical de las muestras compactadas con humedad de 6% para diferentes valores de b y con una inclinación de la tensión principal α de 20° ($\Delta q/\Delta p=3$)

Con relación al cambio de volumen, en la Figura 6.21 se observa que la aplicación de rotación presentó un creciente aumento de deformación volumétrica en pequeñas deformaciones en los ensayos con valores de b iguales a 0,5 y 0,8. Por otro lado, para la condición de b igual a 0, la muestra presentó una compresión inicial y cuando se acerca a la máxima tensión desviadora empieza a presentar dilatación.

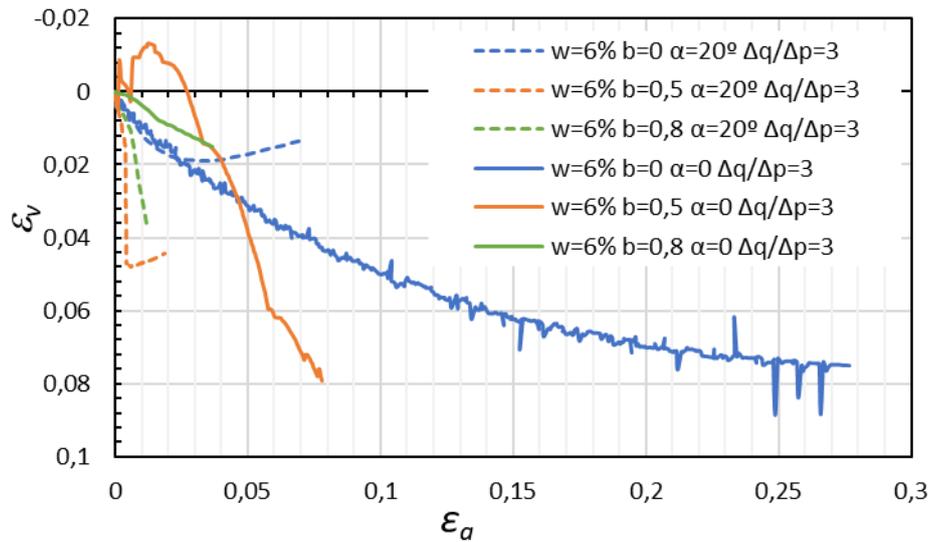


Figura 6.21: Curvas de deformación de volumen de las muestras compactadas con humedad de 6% para diferentes valores de b y con una inclinación de la tensión principal α de 20° ($\Delta q/\Delta p=3$)

La Figura 6.22 presenta la curva tensión-deformación para la condición de b igual a 0 con rotación de las tensiones principales para las tres humedades de compactación estudiadas. Se observó un comportamiento diferente a las otras condiciones de ensayos (triaxiales y roturas con valores de $b=0$ en cilindro hueco). La muestra de mayor grado de saturación presentó una mayor resistencia ($w=8\%$), seguida de la intermedia ($w=6\%$) y la muestra más seca ($w=4\%$). Este comportamiento anómalo desde el punto de vista de que, a mayor succión, la resistencia debería aumentar podría estar relacionado con el hecho de que si el grado de saturación es muy bajo el efecto de la succión disminuye al ser el área ocupada por los meniscos de agua muy pequeña, de hecho, la resistencia variaría con el producto de la succión por el grado de saturación ($s \cdot S_r$). Por otra parte, el comportamiento frágil de las muestras más secas podrían favorecer su menor resistencia.

En relación al cambio de volumen, en la Figura 6.23 se puede observar que la muestra compactada con 6% de humedad presentó menor compresión en relación a las muestras compactadas con las demás humedades. La muestra compactada con humedad de 4% presentó compresión continua y cerca de la máxima tensión desviadora pasó a presentar dilatación, comportamiento similar a la muestra de 6%. Por otro lado, la muestra compactada con humedad de 8% presentó compresión creciente al largo de la trayectoria de rotura, no mostrando señales de llegar a un valor constante de deformación.

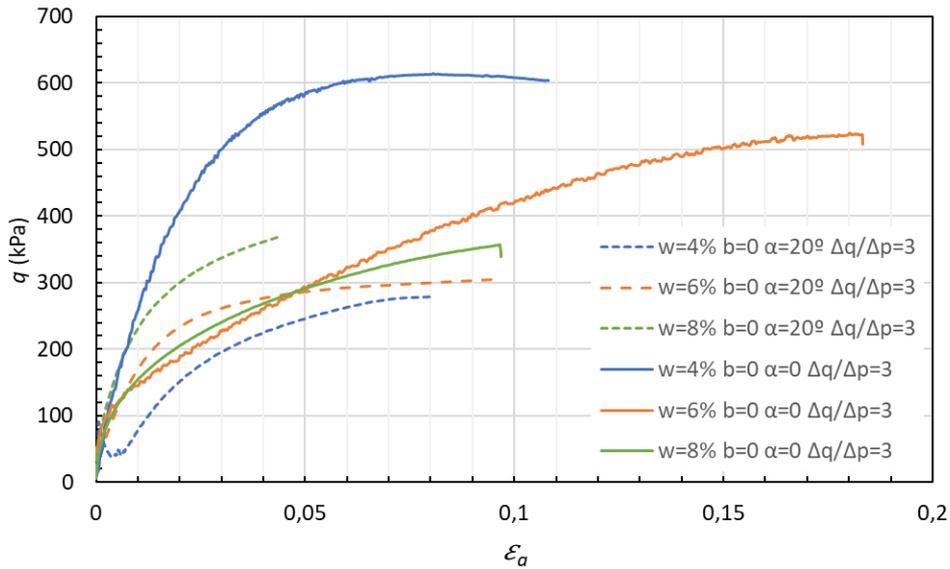


Figura 6.22: Curvas de tensión desviadora vs deformación vertical de las muestras compactadas con diferentes humedades con $b=0$ y $\alpha=20^\circ$, ($\Delta q/\Delta p=3$)

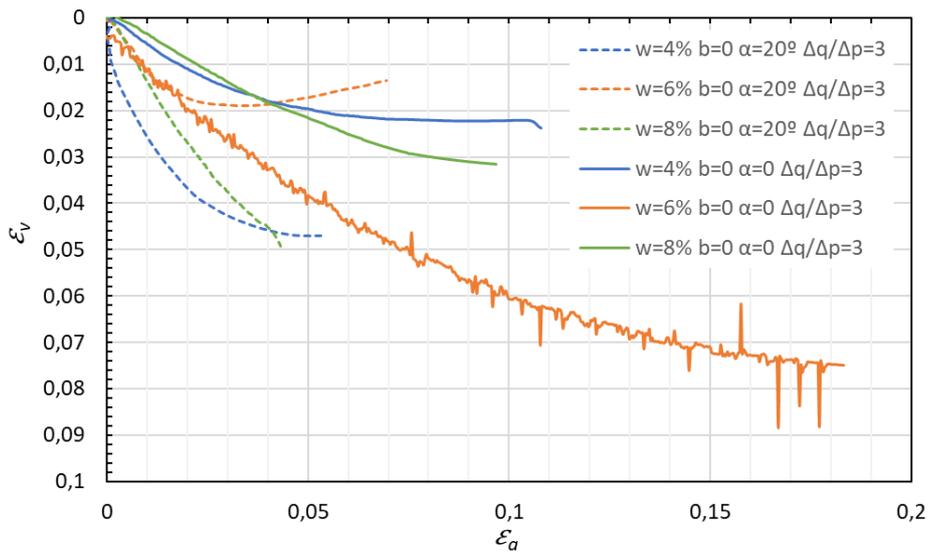


Figura 6.23: Curvas de deformación de volumen de las muestras compactadas con diferentes humedades con $b=0$ y $\alpha=20^\circ$, ($\Delta q/\Delta p=3$)

La Tabla 6.2 presenta la variación del módulo elástico y de corte para los ensayos con rotación de la tensión principal. Se observó que a diferencia de lo que ocurre en los demás ensayos sin rotación de la tensión ($\alpha=0$), donde el suelo compactado con menor cantidad de agua (succión más alta) presentaba los mayores valores de módulo, en este caso, cuando se aplicó la rotación de 20 grados en la tensión principal, el módulo elástico y de corte aumentaron con la humedad de compactación. Es posible que por el suelo estar muy

seco, pierde estabilidad o resistencia al aplicar las cargas, presentando menores valores de módulo, pero este hecho también debería ocurrir cuando $\alpha=0$.

Tabla 6.2: Módulos obtenidos cuando se aplica rotación de la tensión principal $\alpha=20^\circ$ y 0 para $b=0$

Muestra	w=4% $\alpha=20^\circ$	w=6% $\alpha=20^\circ$	w=8% $\alpha=20^\circ$	w=4% $\alpha=0$	w=6% $\alpha=0$	w=8% $\alpha=0$
<i>E</i> (MPa)	8	16	20	30	28	24
<i>G</i> (MPa)	2,7	6,7	10	12	4,7	7,3

6.3 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS MECÁNICOS

Una parte importante de esta investigación es el análisis del comportamiento de la superficie de fluencia, tanto en su formato inicial post compactación para los diferentes valores de succión inicial como en relación a los cambios ocurridos cuando se altera el estado de tensiones. Primero se presentan los puntos de fluencia obtenidos para las diferentes trayectorias tensionales y con diferentes valores del parámetro b . Seguidamente, se buscó analizar la resistencia del material y corregir las tensiones en función de la succión. A continuación, se modeló el flujo plástico para los diferentes ensayos utilizando el modelo de Lagioia et al. (1996), corregido para la succión.

6.3.1 Puntos de fluencia

Los puntos de fluencia fueron obtenidos utilizando el cálculo del trabajo asociado a las deformaciones plásticas, utilizando las ecuaciones 6.1 y 6.2, de forma similar al procedimiento realizado en los ensayos en el aparato triaxial. Hay que indicar que las deformaciones consideradas son las deformaciones totales ya que se ha supuesto que las deformaciones elásticas son muy pequeñas frente a las plásticas y el error introducido es asumible.

Se determinaron los puntos de fluencia para las diferentes trayectorias tensionales programadas para los diferentes valores de b y de la humedad. La Tabla 6.3 presenta los valores de las tensiones de fluencia obtenidas por el método del trabajo plástico y utilizadas en la definición de las superficies de fluencia. La Figura 6.24 muestra los puntos

de fluencia en el plano $p:q$ para los diferentes valores del parámetro b (para los ensayos triaxiales, se pueden ver esos puntos en la Figura 4.30).

$$W = \sum (\sigma_1 \varepsilon_1 + \sigma_2 \varepsilon_2 + \sigma_3 \varepsilon_3) \quad 6.1$$

$$L = \sqrt{(\Delta\sigma_1^2 + \Delta\sigma_2^2 + \Delta\sigma_3^2)} \quad 6.2$$

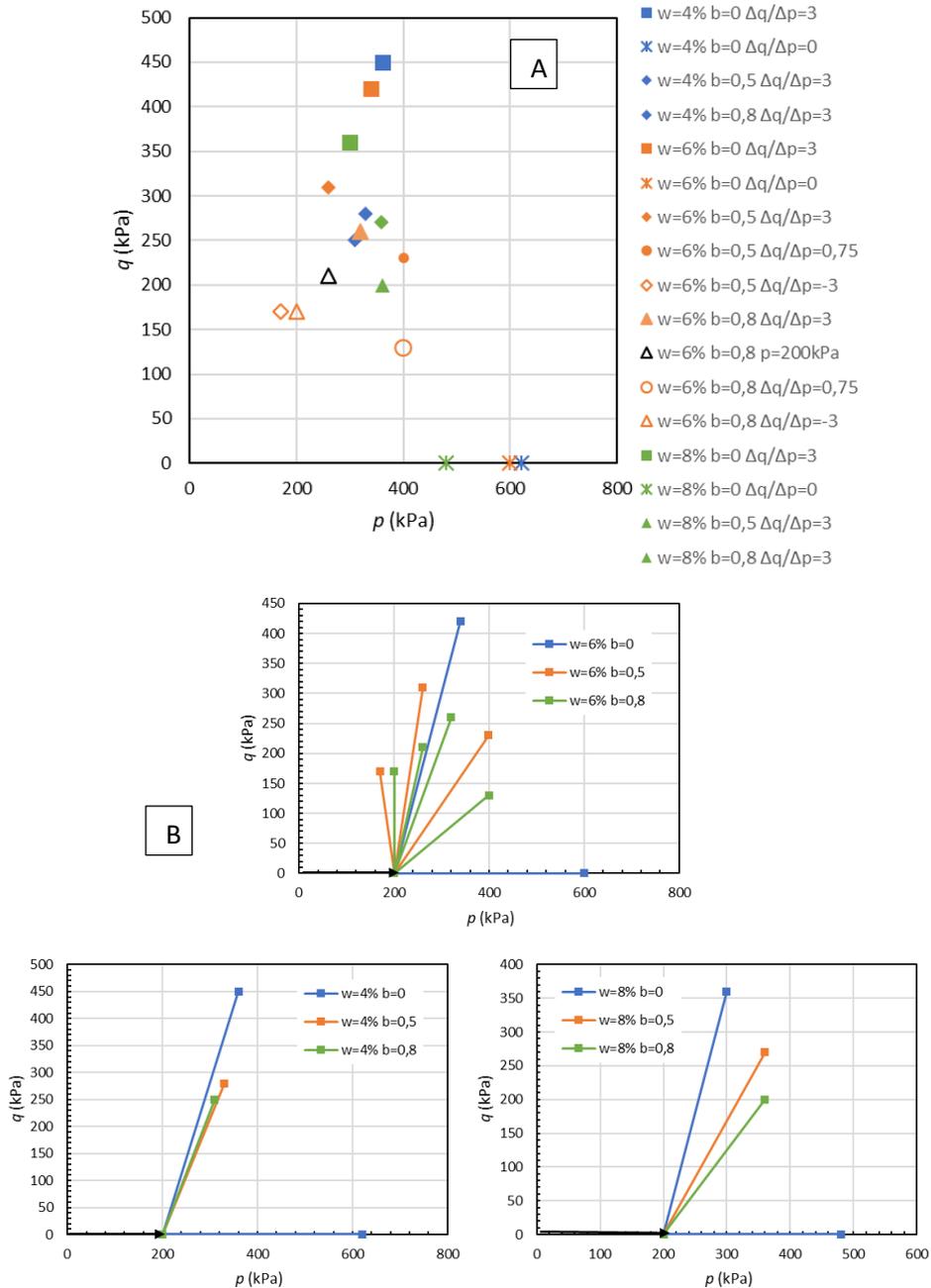


Figura 6.24: A) Puntos de fluencia obtenidos en los ensayos en triaxial y en cilindro hueco para las trayectorias tensionales con los diferentes valores del parámetro b y de humedad; B) Visto separados por humedad y trayectoria tensional

Tabla 6.3: Puntos de fluencia para los diferentes ensayos en el cilindro hueco y en el triaxial

Ensayo	$\Delta q/\Delta p$	b	w (%)	s (kPa)	p (kPa)	q (kPa)
TX4SAT200	3	0	4	0	120	140
TX4NSATC	3	0	4	16000	420	580
TX4NSATISO	0	0	4	16000	620	0
TX4NSATN04	0,4	0	4	16000	630	240
TX4NSATN075	0,75	0	4	16000	620	350
TX4NSATN1	1	0	4	16000	600	320
TX4NSATD	-3	0	4	16000	150	300
HC4B05A0	3	0,5	4	16000	500	460
HC4B08A0	3	0,8	4	16000	480	400
TX6SAT600	3	0	6	0	740	820
TX6NSATC	3	0	6	1500	400	480
TX6NSATISO	0	0	6	1500	600	0
TX6NSATN04	0,4	0	6	1500	620	200
TX6NSATN075	0,75	0	6	1500	600	320
TX6NSATN1	1	0	6	1500	610	350
TX6NSATD	-3	0	6	1500	160	320
HC6B02A0	3	0,2	6	1500	400	470
HC6B05A0	3	0,5	6	1500	420	350
HC6B05N75	0,75	0,5	6	1500	400	230
HC6B05TC	-3	0,5	6	1500	180	170
HC6B08A0	3	0,8	6	1500	420	360
HC6B08N75	0,75	0,8	6	1500	400	130
HC6B08TC	3	0,8	6	1500	200	180
TX8SAT1200	3	0	8	0	950	980
TX8NSATC	3	0	8	200	320	350
TX8NSATISO	0	0	8	200	480	0
TX8NSATN040	0,4	0	8	200	550	160
TX8NSATN075	0,75	0	8	200	500	250
TX8NSATP200	$p, p=200\text{kPa}$	0	8	200	200	290
TX8NSATD	-3	0	8	200	170	220
HC8B05A0	3	0,5	8	200	350	250
HC8B08A0	3	0,8	8	200	370	270

6.3.2 Resistencia

Para analizar la resistencia del suelo, inicialmente se ha considerado la variación del valor de la relación de tensiones $\eta=q/p$ en estado crítico para analizar el cambio de resistencia del material con el parámetro b y la succión. Se observó que la relación tensional más alta se obtiene para el valor más alto de succión ($w=4\%$, $s=16$ MPa), seguida de la del valor del intermedio ($w=6\%$, $s=1,5$ MPa) y del valor más bajo de succión ($w=8\%$, $s=0,2$ MPa). También se percibió que η en rotura disminuye con el aumento de b (o el aumento del ángulo de Lode, θ). Para la mayor humedad de compactación, el valor de η en rotura para b igual a 0 se acerca al valor de M en la condición saturada, dejando evidente la influencia de la succión en el comportamiento mecánico del material. La Figura 6.25 muestra los valores comparados de η en rotura obtenidos en ensayos para las diferentes humedades de compactación en los diferentes valores de ángulo de Lode considerados. La Figura 6.26 muestra los valores comparados de η en rotura para los diferentes valores de b con la succión para los diferentes ensayos realizados. Se observa en las gráficas que la influencia de b es mayor que de la succión.

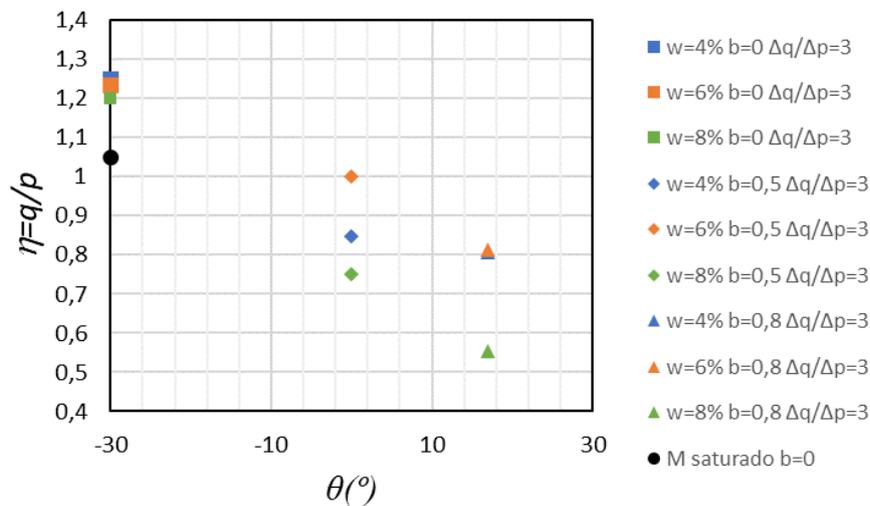


Figura 6.25: Relación de tensiones (q/p) en los puntos de rotura para ensayos con diferentes humedades de compactación en función del ángulo de Lode.

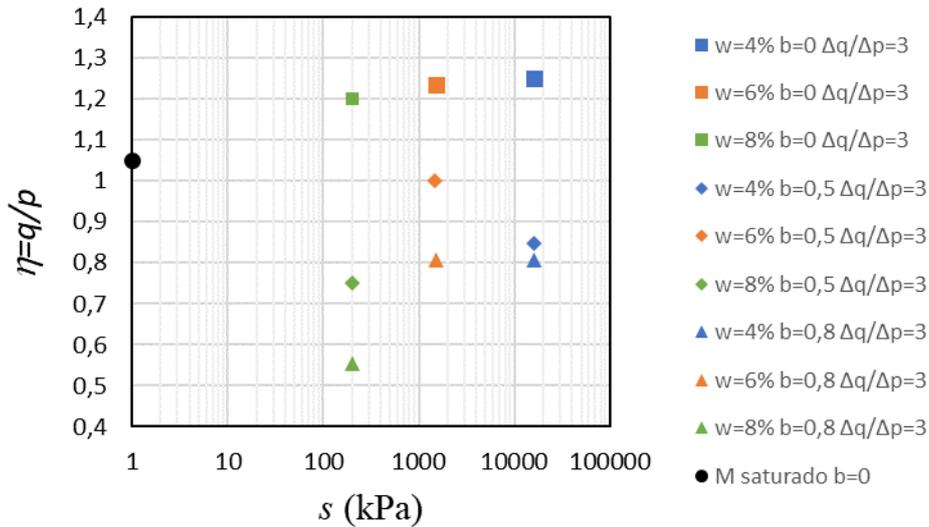


Figura 6.26: Relación de tensiones (q/p) en los puntos de rotura para ensayos con diferentes humedades

Para estudiar el efecto combinado de b y la succión, se ha considerado que la resistencia a tracción esférica ($q=0$, $p=c/\tan\phi$) no depende de los valores del parámetro b , pero depende de la succión (ver Figura 6.27) y que la pendiente de la línea de estado crítico (M) depende del parámetro b pero no de la succión.

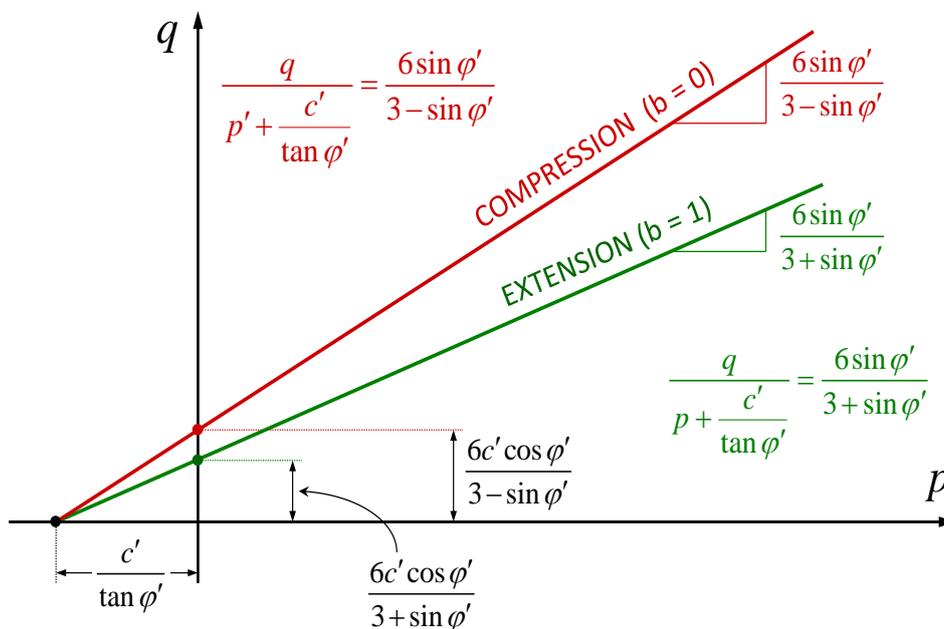


Figura 6.27: Relación de las pendientes de estado crítico para compresión y extensión por Mohr-Coulomb (Prat, 2018)

Las Figuras 6.28, 6.29, 6.30 presentan las líneas trazadas gráficamente con las pendientes del estado crítico para las tres humedades ensayadas (4, 6 y 8% respectivamente). Se

consideró que el M para b igual a 0 en condición saturada define el valor de M para las condiciones no saturadas. Para cada humedad, el punto $c/\tan\phi$ queda definido a partir de esa pendiente M y del punto de rotura para la condición $b=0$ en condiciones no saturadas. Desde ese punto fijo, se trazaron las líneas de estado crítico hasta los puntos de rotura de los ensayos realizados con diferentes valores de b . El procedimiento fue repetido para las tres humedades de compactación. Se puede observar que el valor de $c/\tan\phi$ disminuye con el aumento de humedad (o grado de saturación), acercándose del punto de origen ($p=0, q=0$) o $c=0$, que sería representativo de la condición saturada del material.

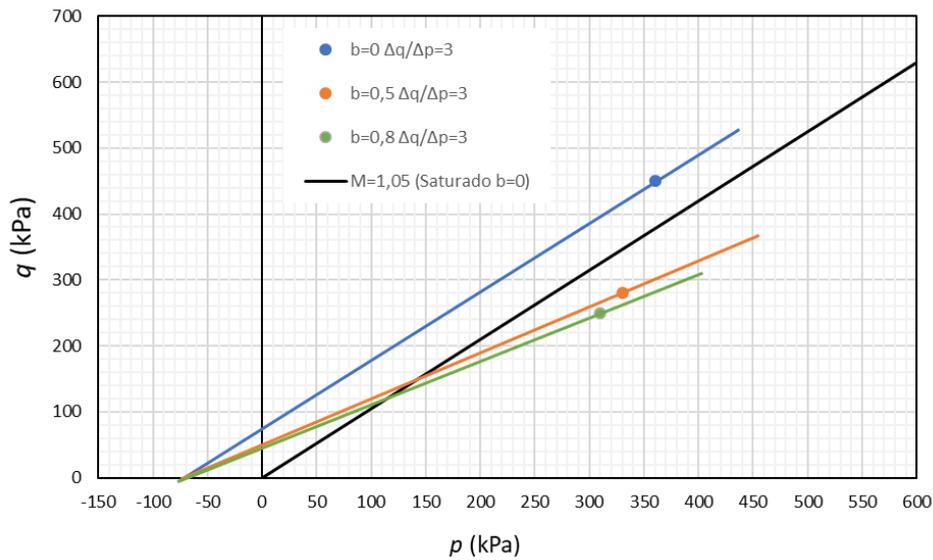


Figura 6.28: Gráficas con la variación de la línea de estado crítico para los diferentes valores de b en las muestras ensayadas con humedad del 4% ($s=16\text{MPa}$)

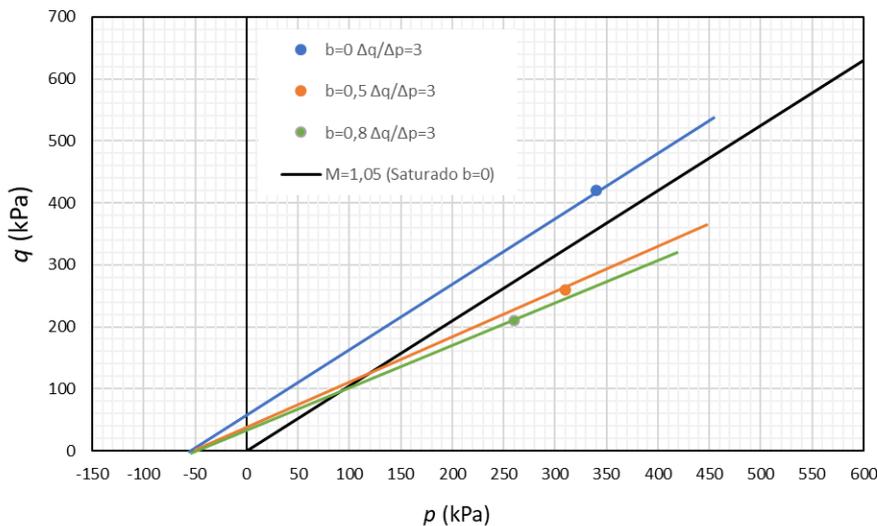


Figura 6.29: Gráficas con la variación de la línea de estado crítico para los diferentes valores de b en las muestras ensayadas con humedad del 6% ($s=1,5\text{MPa}$)

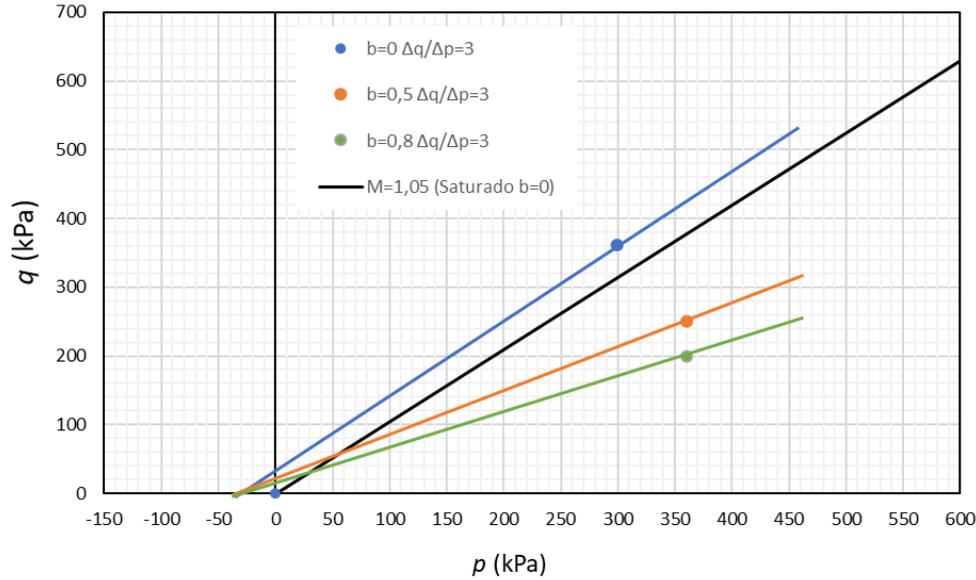


Figura 6.30: Gráficas con la variación de la línea de estado crítico para los diferentes valores de b en las muestras ensayadas con humedad del 8% ($s=0,2$ MPa)

Para tener en cuenta el efecto de la succión se ha planteado una normalización de la tensión desviadora. Esta normalización está expresada a través de la relación $q/(p+c/\tan\phi)$, de forma que en el denominador se incorpora a la tensión media el efecto de la succión a través de la cohesión. ϕ es el ángulo de fricción drenado (no afectado por la succión y ni por el ángulo de Lode). La variación de $M(\theta)$ con el ángulo de Lode puede ajustarse utilizando la ecuación 6.3 (Argyris et al. 1974), donde M_e es la inclinación en extensión ($b=1$) y M_c es la inclinación para compresión ($b=0$).

$$M(\theta) = \frac{2\mu}{(1 + \mu) - (1 - \mu)\cos 3(\theta + 30^\circ)} M_c \quad 6.3$$

$$M_c = \frac{6\sin\phi}{3 - \sin\phi} \quad 6.4$$

$$M_e = \frac{6\sin\phi}{3 + \sin\phi} \quad 6.5$$

$$\mu = \frac{M_e}{M_c} \quad 6.6$$

Una segunda opción para expresar la variación de M por la influencia de la tensión intermedia es la expresión adaptada de Drucker-Prager (ecuación 6.7), que utiliza directamente el parámetro b (Yimsiri et al., 2011). También se utilizó la expresión de

Mohr-Coulomb (ecuación 6.8) que es equivalente a la ecuación 6.8, pero utilizando el ángulo de Lode.

$$M(b) = \frac{6\sin\phi\sqrt{1-b+b^2}}{3+(2b-1)\sin\phi} \quad 6.7$$

$$M(\theta) = \frac{\sqrt{3} \cdot \sin\phi}{\cos\theta + \frac{1}{\sqrt{3}}\sin\theta \cdot \sin\phi} \quad 6.8$$

El efecto de la succión en la cohesión se introdujo con el auxilio de dos expresiones, denominadas *C1* y *C2*, (ecuación 4.6). En *C1* el efecto de la succión sobre la cohesión es lineal mientras que en *C2* es de tipo hiperbólico. Las Figuras 6.31 y 6.32 presentan los resultados de la relación de tensiones normalizadas junto con su ajuste siguiendo el modelo de Argyris et al. (1974) usando las expresiones *C1* y *C2*, respectivamente. Los parámetros fueron ajustados por mínimos cuadrados, haciendo la diferencia entre el modelo y los datos experimentales ajustados $q/p+c(s)/\tan\phi$. Se observa que si se considera una variación lineal de la cohesión con la succión *C1* ($k= 0,0024$) el rango de variación de la resistencia normalizada aumenta mucho y, por tanto, también a dispersión en el ajuste. Por ello, se considera que la expresión *C2* ($a= 117,16$; $b= 0,0183 \text{ kPa}^{-1}$) proporciona mejores ajustes. Por otra parte, se observó que el modelo ajusta mejor los valores de la succión intermedia de 1,5 MPa en las dos expresiones usadas para tener en cuenta el efecto de la succión. El modelo de Argyris et al. (1974) ajusta bien los resultados cerca de $b=0$ ($\theta=-30^\circ$) y $b=1$ ($\theta=30^\circ$), pero sobrestima la resistencia en las cercanías de b igual a 0,5 ($\theta=0^\circ$).

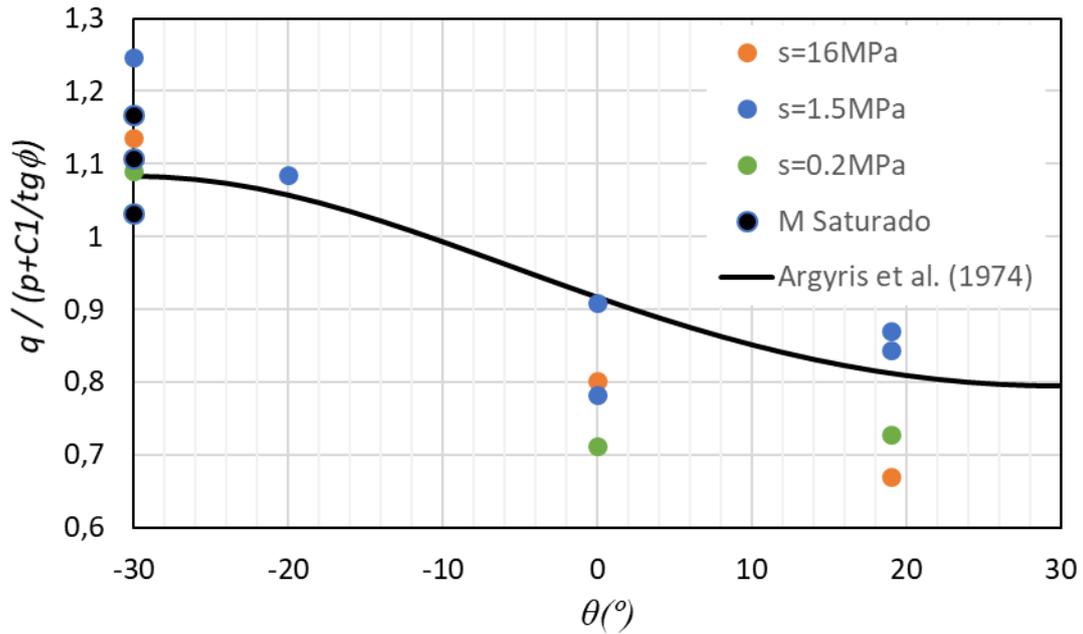


Figura 6.31: Valores del desviador en rotura normalizadas con la expresión $C1$ ajustadas con el modelo de Argyris et al. (1974)

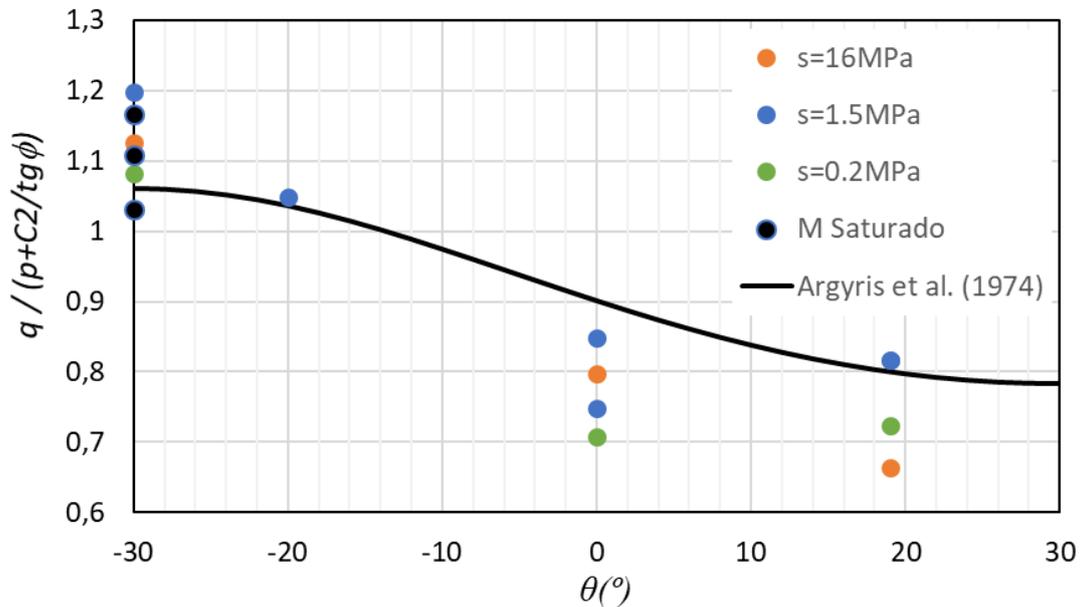


Figura 6.32: Valores del desviador en rotura normalizadas con la expresión $C2$ ajustadas con el modelo de Argyris et al. (1974)

Los resultados normalizados con el modelo de Mohr-Coulomb se presentan en las Figuras 6.33 y 6.34. Se aprecia que los resultados experimentales se ajustan mejor al modelo, presentando un mejor ajuste que cuando se utiliza la expresión $C2$ ($a=43,71$; $b= 0,0178$ kPa^{-1}), que la $C1$ ($k= 0,0028$). Se observó que según el modelo de Mohr-Coulomb no hay

una gran variación de la resistencia para los valores del parámetro b mayores de 0,5, presentándose un leve aumento cuando b se aproxima a 1, a diferencia de lo que presenta el modelo de Argyris et al. (1974) que prevé que M disminuya continuamente con el aumento de b (o del ángulo de Lode).

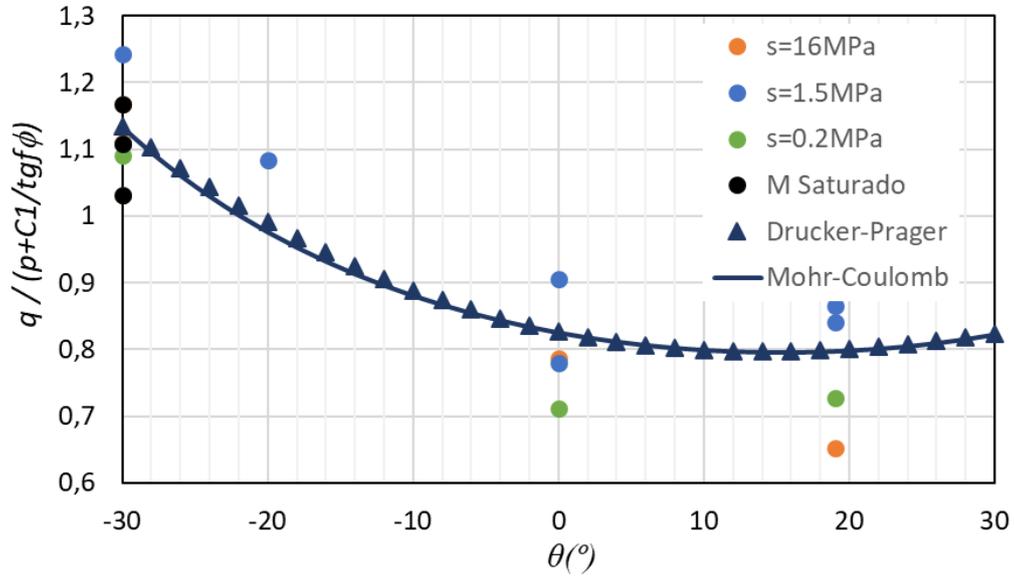


Figura 6.33: Valores del desviador en rotura normalizados con la expresión $C1$ ajustadas con el modelo de Mohr-Coulomb

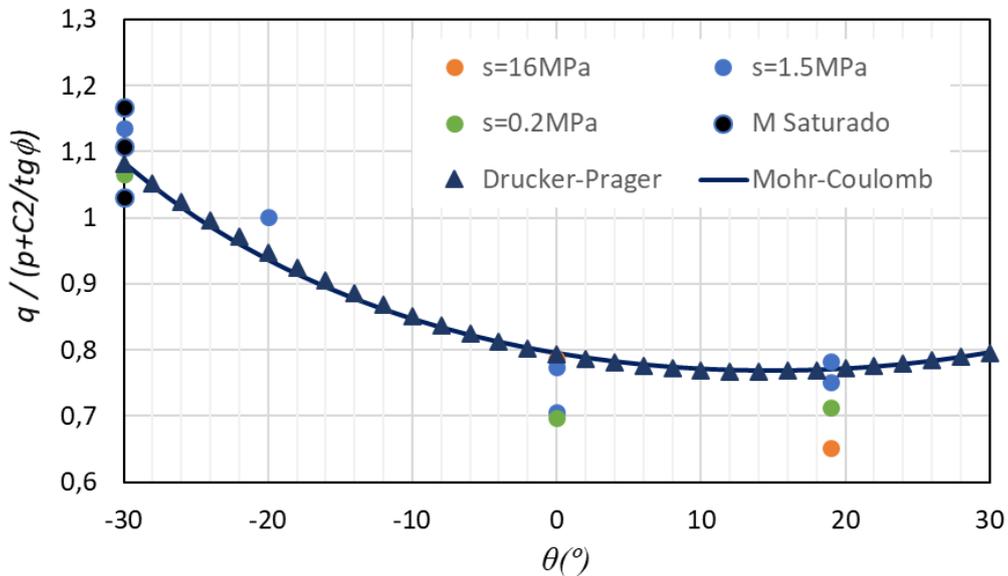


Figura 6.34: Valores del desviador en rotura normalizados con la expresión $C2$ ajustadas con el modelo de Mohr-Coulomb

Para comparar la calidad de los ajustes, las Figuras 6.35 y 6.36 presentan los resultados normalizados utilizando ambos modelos, Argyris et al. (1974) y Mohr-Coulomb. Los

parámetros fueron ajustados por mínimos cuadrados utilizando el mismo valor del parámetro para ambos modelos (ϕ' , k , a y b), sumando el resultado de ambos y buscando la menor diferencia con los datos experimentales, para cada expresión de $c(s)$. Se obtuvo los valores para $C1$ ($k=0,0023$) y $C2$ ($a= 75,24$; $b= 0,0212 \text{ kPa}^{-1}$), que está denominado como “global”. Se observó que los resultados presentan un buen ajuste, aunque la mejor tendencia a acercarse más a las medidas la presenta el modelo de Mohr-Coulomb con un efecto de tipo hiperbólico de la succión en la cohesión aparente (expresión $C2$).

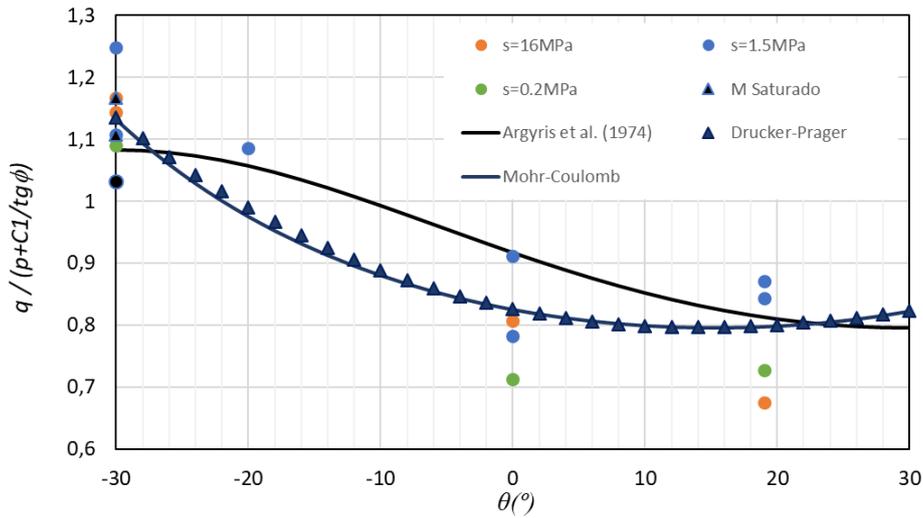


Figura 6.35: Valores del desviador en rotura corregidos con la expresión $C1$ ajustados de modo global

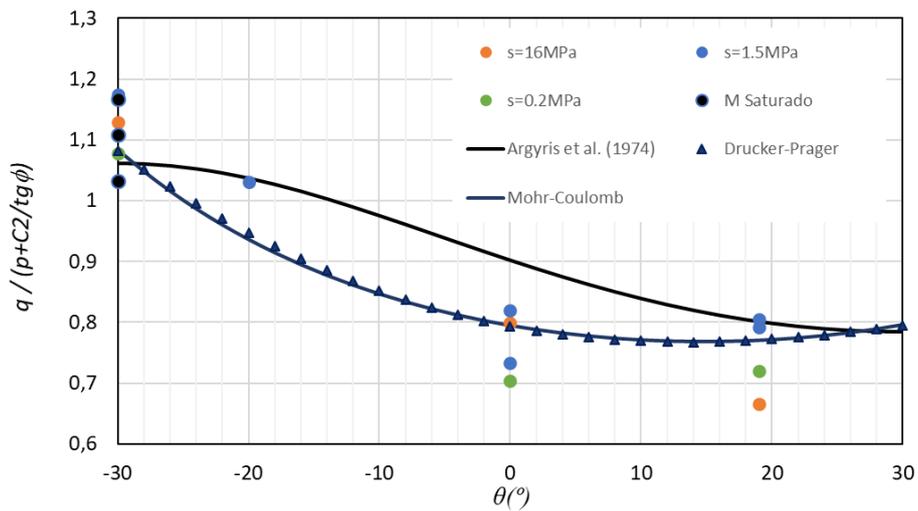


Figura 6.36: Valores del desviador en rotura corregidos con la expresión $C2$ ajustados de modo global

La Tabla 6.4 presenta los parámetros empleados en los modelos utilizados. Se observó que el ángulo de fricción obtenido en los ajustes es un poco mayor que el encontrado en los ensayos experimentales (triaxiales saturados, $b=0$, $\phi=26,5^\circ$). De modo general, el valor de ϕ no cambia demasiado entre los diferentes modelos, presentándose un valor más algo más bajo para el modelo de Argyris et al. (1974) y algo mayor para el de Mohr-Coulomb. Se comprobó que los modelos de Drucker-Prager y Mohr-Coulomb son iguales, cambiando la variable (b o ángulo de Lode). El parámetro k de la expresión $C1$ no presentó una diferencia muy elevada entre todos los modelos, mientras que el parámetro a de la expresión $C2$ es mucho más alto para el modelo de Argyris et al. (1974) que para el de Mohr-Coulomb.

Tabla 6.4: Valores de los parámetros utilizados en el ajuste de los modelos de normalización de la resistencia con variación del ángulo de Lode y diferentes niveles de succión

Parámetro	Ley $c(s)$	ϕ ($^\circ$)	k	a	b (kPa $^{-1}$)
Mohr-Coulomb	$C1$	28,44	0,0028	-	-
	$C2$	27,32	-	43,71	0,0178
Drucker-Prager	$C1$	28,48	0,0028	-	-
	$C2$	27,30	-	43,07	0,0202
Argyris et al. (1974)	$C1$	27,28	0,0024	-	-
	$C2$	26,80	-	117,16	0,0183
Global	$C1$	27,72	0,0023	-	-
	$C2$	26,98	-	75,24	0,0212

En las Figuras 6.37 y 6.38 se aprecia la buena correlación entre las resistencias a diferentes niveles de succión y a diferentes valores de b obtenidos utilizando las dos expresiones utilizadas para la cohesión aparente. Ambas expresiones presentaron buen ajuste, siendo la que utiliza la expresión $C2$ la que presenta una calidad levemente superior. La Tabla 6.5 presenta la comparación de los valores de $M(\theta)$ medidos a partir de la tensión de confinamiento corregida con el efecto de la succión y calculadas según el modelo de Mohr-Coulomb.

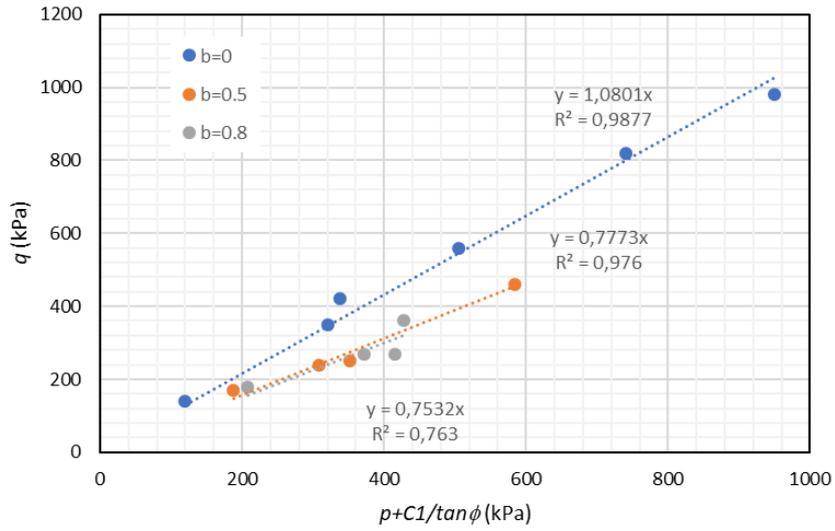


Figura 6.37: Líneas de estado crítico normalizadas para los diferentes valores de b y con diferentes niveles de succión inicial con la expresión C1 con parámetros ajustados para Mohr-Coulomb

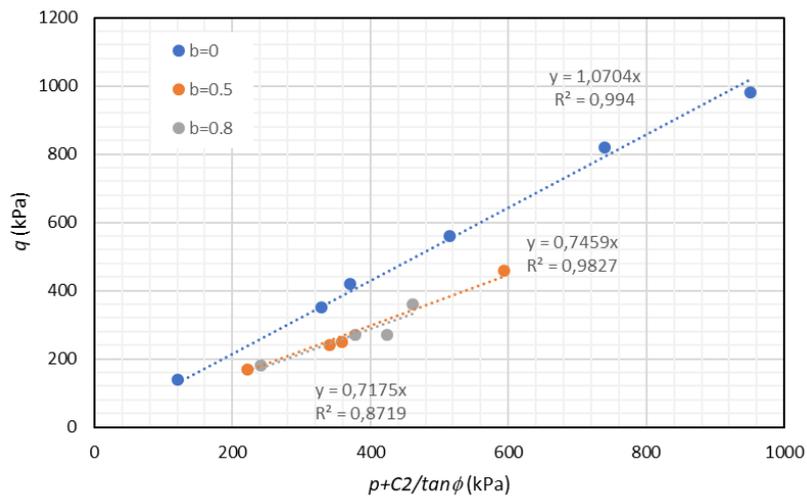


Figura 6.38: Líneas de estado crítico normalizadas para los diferentes valores de b con diferentes niveles de succión inicial con la expresión C2 con parámetros ajustados para Mohr-Coulomb

Tabla 6.5: Valores de las tensiones en rotura y M medida calculada según el modelo de Mohr-Coulomb

b	s (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	η	$p+c(s)/\tan\phi$ (kPa)	$M(\theta)$	$M(\theta)_{Mohr-Coulomb}$
0	16000	360	450	1,25	410	1,1	1,05
0,5	16000	330	280	0,85	380	0,74	0,8
0,8	16000	310	250	0,81	360	0,7	0,75
0	1500	340	420	1,23	370	1,12	1,05
0,5	1500	260	310	1,2	290	1,05	0,8
0,8	1500	320	260	0,81	350	0,74	0,75
0	200	300	360	1,2	310	1,1	1,05
0,5	200	360	270	0,75	370	0,73	0,8
0,8	200	360	200	0,56	370	0,54	0,75

Las Figuras 6.39 a 6.42 muestran los ajustes obtenidos utilizando los datos experimentales obtenidos en esta investigación y los resultados obtenidos por Cárdenas (2018), que utilizó una mezcla similar a la utilizada para esa investigación (aunque con un porcentaje de finos algo mayor). Se han utilizado los dos modelos para la variación de M (Argyris et al. (1974) y Mohr-Coulomb) y la normalización del efecto de la succión ($C1$ y $C2$). Se observó que los resultados pueden ser ajustados para los dos materiales en conjunto. Sin embargo, se observó que hay una mayor aproximación de la curva del modelo de Argyris et al. (1974) a los resultados de Cárdenas (2018) mientras que el modelo de Mohr-Coulomb se ajusta mejor a los resultados de este trabajo. Los parámetros obtenidos en los ajustes con el conjunto de los resultados de las dos investigaciones se presentan en la Tabla 6.6.

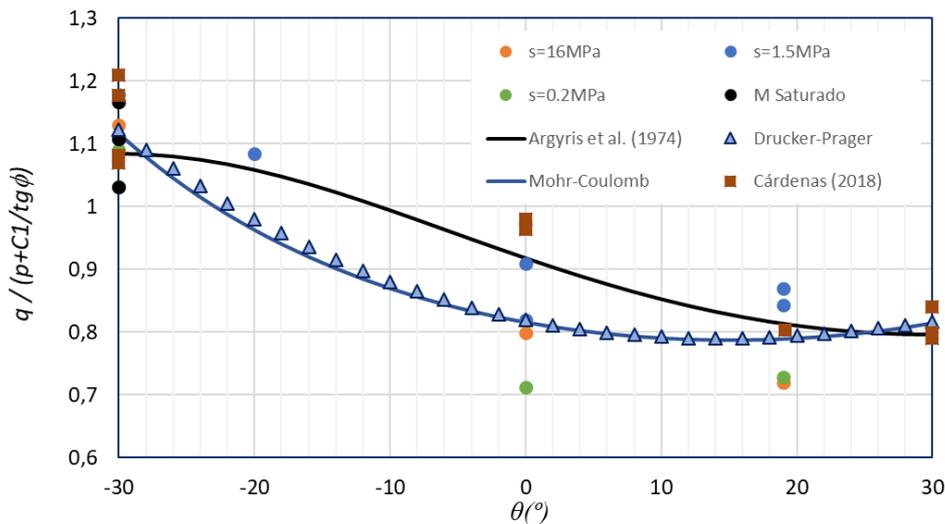


Figura 6.39: Valores del desviador en rotura normalizados con la expresión $C1$ ajustados de modo global. En el ajuste se incluyen los resultados de Cárdenas (2018).

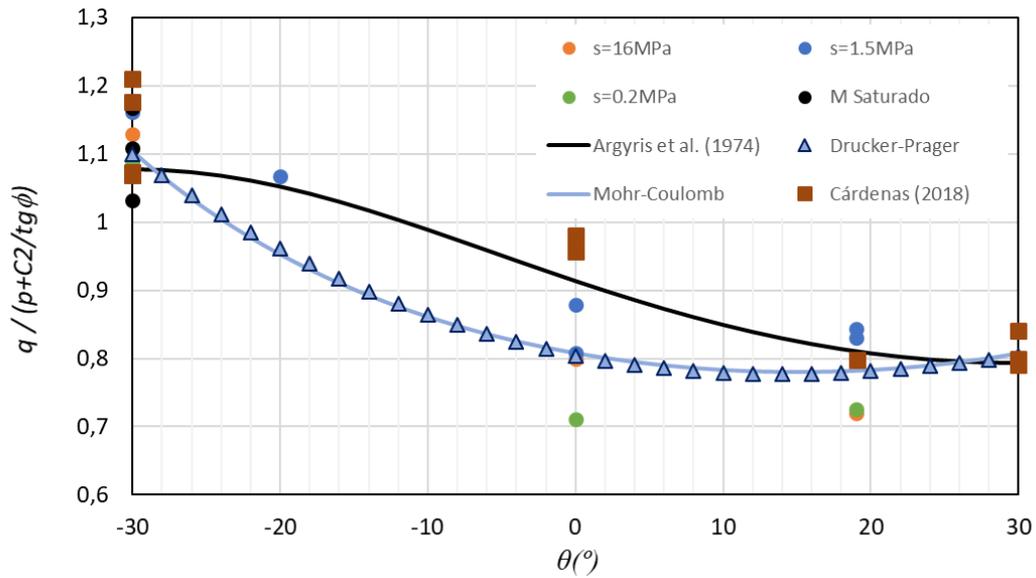


Figura 6.40: Valores del desviador en rotura normalizados con la expresión $C2$ ajustados de modo global. En el ajuste se incluyen los resultados de Cárdenas (2018).

Tabla 6.6: Valores de los parámetros obtenidos usando los modelos juntos para ajustar los resultados del estudio y los obtenidos por Cárdenas (2018)

Parámetro	Ley $C(s)$	ϕ (°)	k	a	b (kPa ⁻¹)
Global	$C1$	28,07	0,0025	-	-
	$C2$	27,8	-	124,44	0,0167

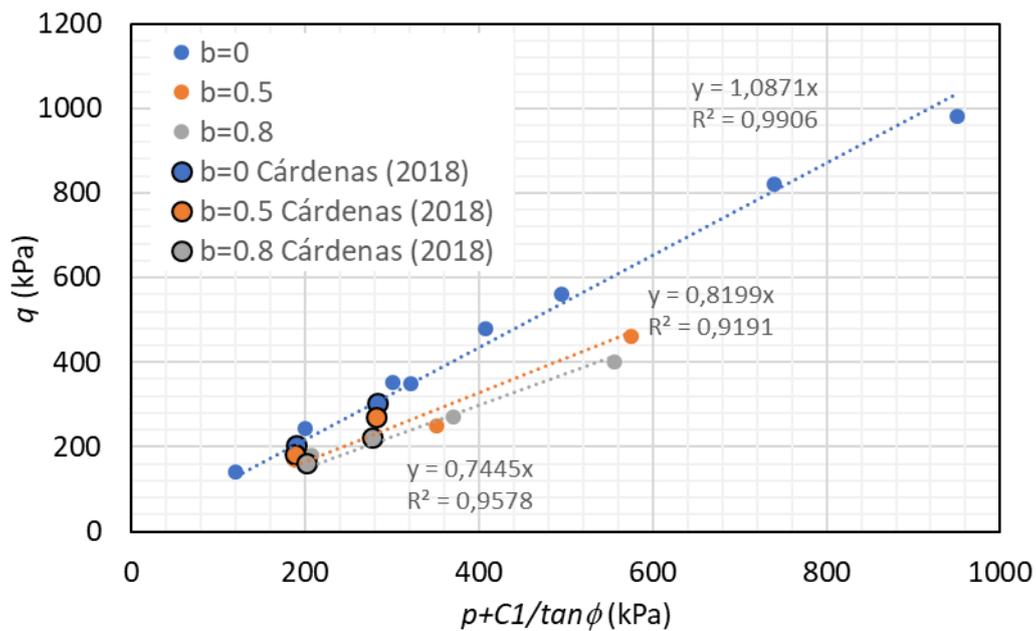


Figura 6.41: Líneas de estado crítico normalizadas para los diferentes valores de b con diferentes niveles de succión inicial con la expresión $C1$, incluyendo los resultados obtenidos por Cárdenas (2018).

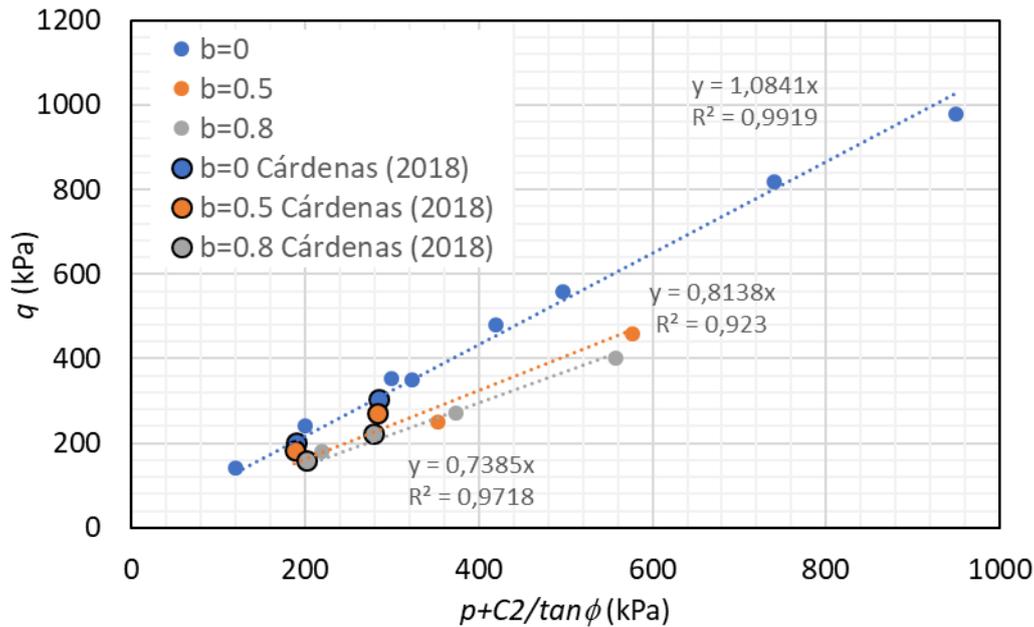


Figura 6.42: Líneas de estado crítico normalizadas para los diferentes valores de b con diferentes niveles de succión inicial con la expresión $C2$, incluyendo los resultados obtenidos por Cárdenas (2018).

6.3.2 Modelación del flujo plástico

Este apartado presenta el comportamiento de flujo plástico para los diferentes ensayos realizados con diversos valores del parámetro b y diferentes niveles de humedad de compactación. También utilizó el modelo de Lagioia et al. (1996) para simular las curvas que relacionan la dilatancia con la relación de tensiones $\eta=q/p$, una vez el modelo fue utilizado inicialmente para la condición de b igual a 0.

Las Figuras 6.43 a 6.46, presentan el flujo plástico y dilatancia para las tres humedades y para los tres valores de b estudiados en las trayectorias de rotura. Se observó que cuanto mayor es el valor de b , la curva cruza el eje horizontal con $(d\varepsilon_v/d\varepsilon_q=0)$ una menor relación de q/p . El mismo comportamiento ocurre para todos los ensayos, cambiando el rango de variación de la relación de tensiones q/p en estado crítico entre el caso para b igual a 0 y el caso para b igual a 0,8. Se percibió una mayor diferencia en esa relación entre b igual a 0,5 y 0,8 para la muestra con una humedad inicial de 4% (mayor nivel de succión) que para las demás muestras ensayadas.

Sin embargo, cuando hay una rotación de las tensiones principales, el comportamiento no queda claro. Para las humedades de 4% ($s=16\text{MPa}$) y 6% ($1,5\text{MPa}$), los valores de q/p en estado crítico presentaron una disminución con relación a los de ensayos con tensión

principal mayor vertical en condición de b igual a 0, por otro lado, para la muestra con una humedad del 8% ($s=0,2\text{MPa}$), no se aprecia tanto la diferencia entre ambas, incluso parece existir una tendencia a que resista más la muestra en el ensayo con $\alpha=20^\circ$ que la del ensayo sin la rotación de la tensión.

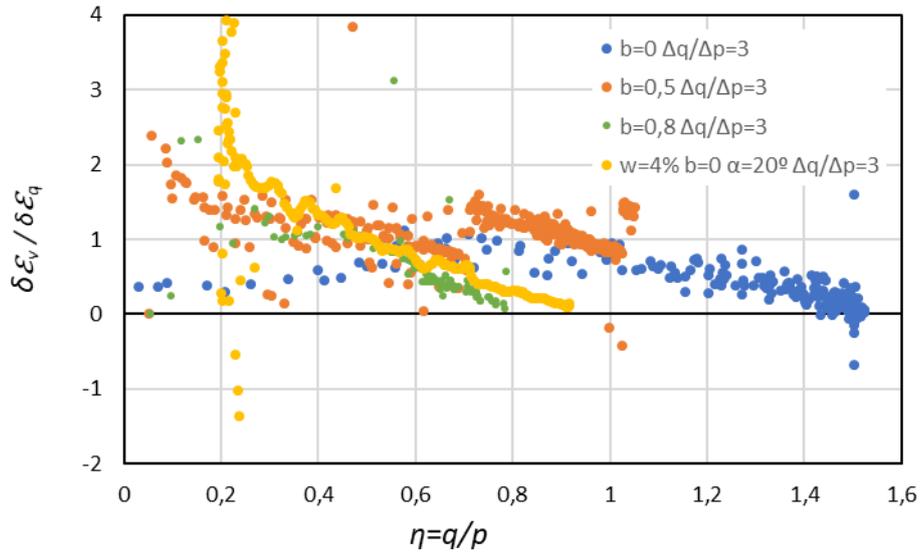


Figura 6.43: Flujo plástico ($d\varepsilon_v/d\varepsilon_q$ vs q/p) para las muestras compactadas con humedad de 4% ($s=16\text{MPa}$) para diferentes valores del parámetro b

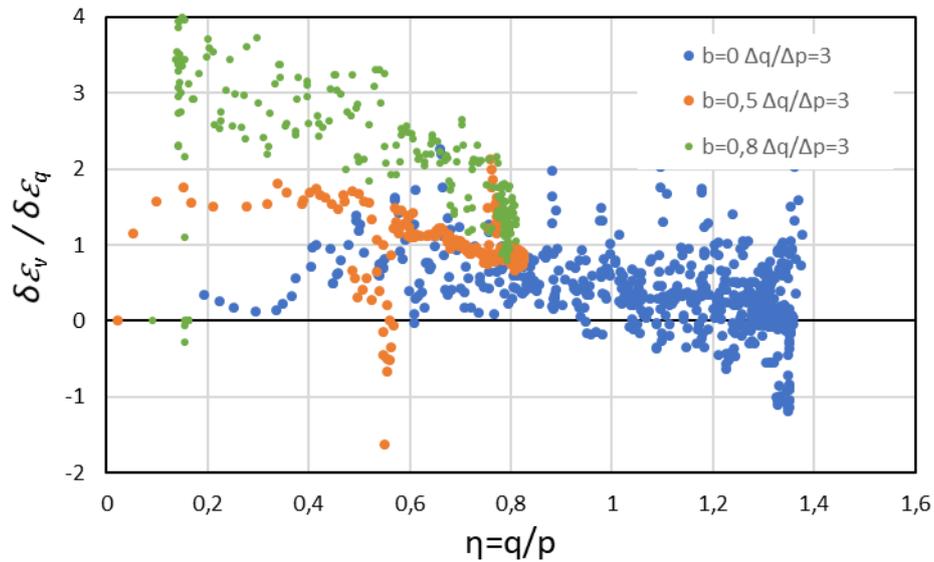


Figura 6.44: Flujo plástico ($d\varepsilon_v/d\varepsilon_q$ vs q/p) para las muestras compactadas con humedad de 6% ($s=1,5\text{MPa}$) para diferentes valores del parámetro b

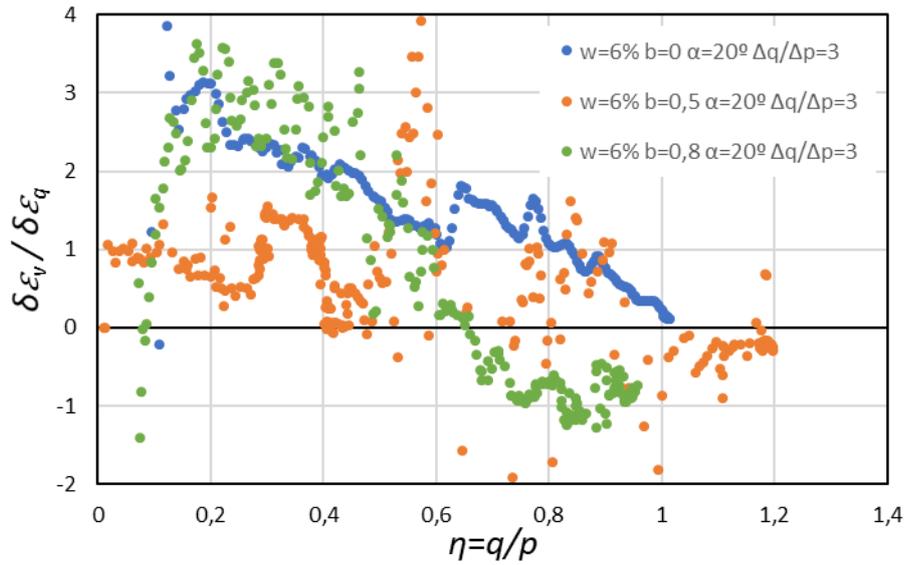


Figura 6.45: Flujo plástico ($d\varepsilon_v/d\varepsilon_q$ vs q/p) para las muestras compactadas con humedad de 6% ($s=1,5\text{MPa}$) para diferentes valores de b y α igual a 20°

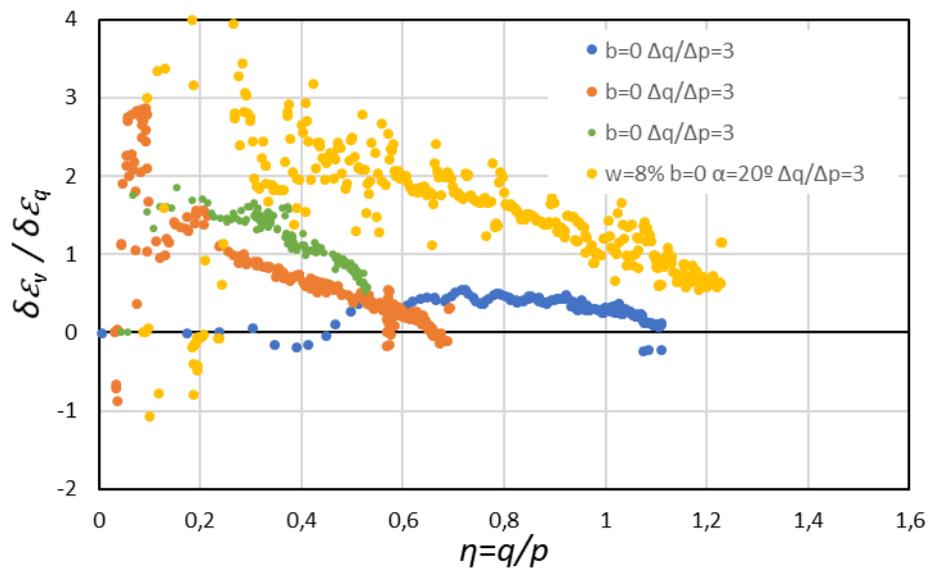


Figura 6.46: Flujo plástico ($d\varepsilon_v/d\varepsilon_q$ vs q/p) para las muestras compactadas con humedad de 8% ($s=0,2\text{MPa}$) para diferentes valores del parámetro b

El modelo de Lagioia et al. (1996), fue propuesto originalmente para las condiciones saturadas en triaxiales convencionales de compresión del suelo ($b=0$), así que se modificó la expresión original cambiando el valor de M de compresión por el valor de $M(\theta, s)$, incorporando la succión y el ángulo de Lode en la ecuación 6.9. La Tabla 6.7 presenta los parámetros obtenidos para ajustar las curvas del modelo.

Utilizando la normalización de las tensiones de confinamiento con el efecto de la succión, se intentó utilizar el modelo de Lagioia et al. (1996) para las tres condiciones de b y las

diferentes succiones (ecuación 6.9). Las Figuras 6.47, 6.48 y 6.49 presentan las gráficas con los modelos normalizados para b igual a 0, 0,5 y 0,8 respectivamente.

$$d = \frac{\Delta \varepsilon_v^p}{\Delta \varepsilon_q^p} = \mu(M(\theta) - \eta) \left(\frac{\alpha M(\theta)}{\eta} + 1 \right) \quad 6.9$$

Se observó que, de un modo general, se podría ajustar el modelo a las diferentes medidas. En la Tabla 6.7 se muestran los parámetros ajustados utilizando la normalización del efecto de la succión con una ley de tipo hiperbólico (C2), que como se ha observado anteriormente es la que presenta mejores ajustes con los resultados experimentales, y se pudo observar que los valores de α se podrían ajustar a un valor muy cercado para los tres casos (0,5) y que μ aumenta con el valor de b . Se puede concluir que la variación de las curvas para los diferentes casos depende fundamentalmente del valor de $M(\theta)$, o estado crítico, y del valor de la pendiente de la línea de flujo plástico (μ).

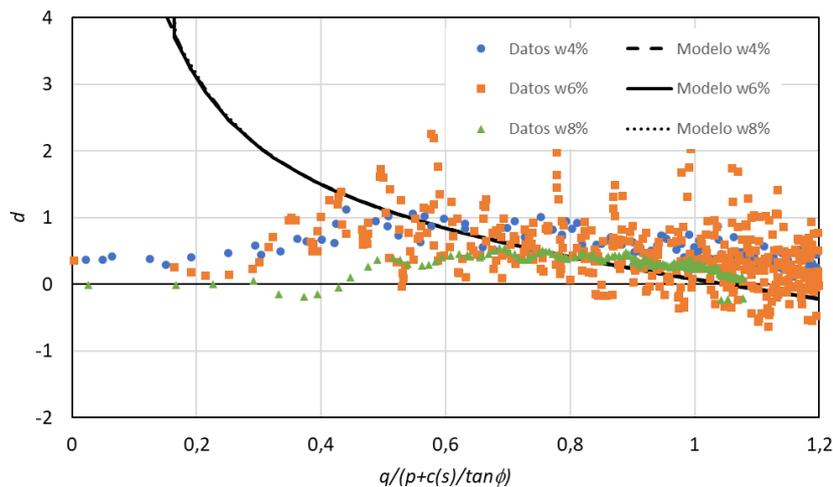


Figura 6.47: Modelo de flujo plástico para el valor de b igual a 0 considerando el efecto de la succión en la normalización de las tensiones.

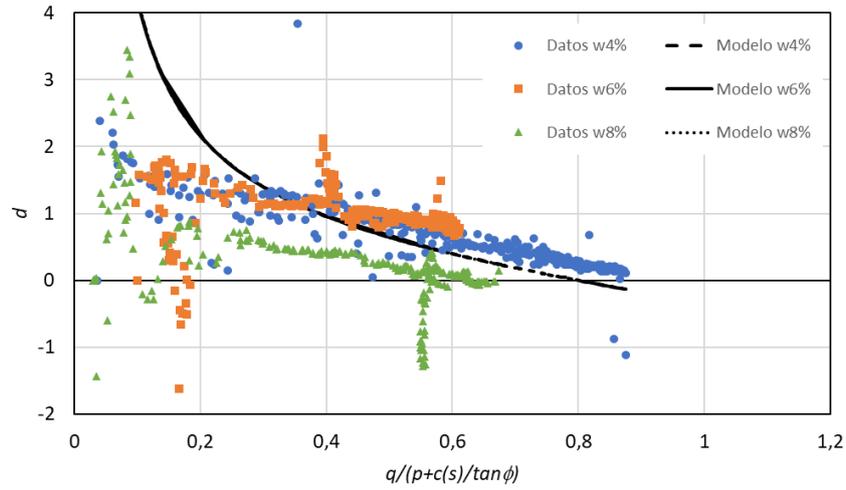


Figura 6.48: Modelo de flujo plástico para el valor de b igual a 0,5 considerando el efecto de la succión en la normalización de las tensiones.

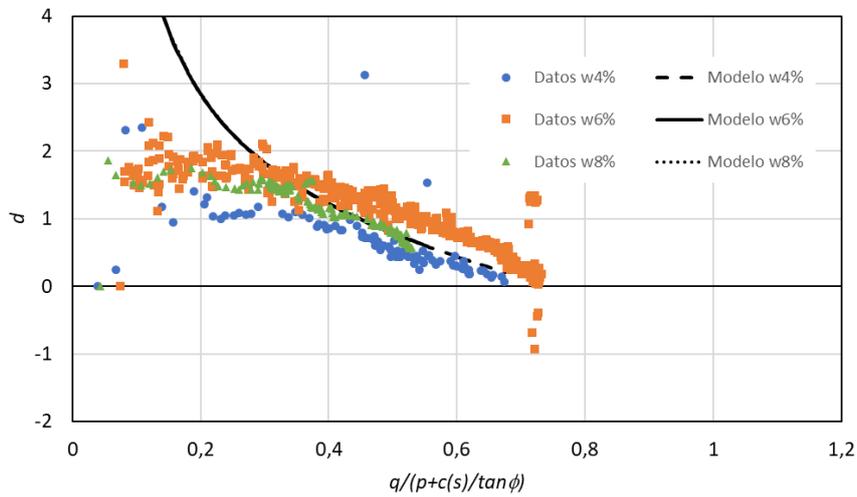


Figura 6.49: Modelo de flujo plástico para el valor de b igual a 0,8 considerando el efecto de la succión en la normalización de las tensiones.

Tabla 6.7: Parámetros del modelo de Lagioia et al. (1996) considerando ensayos con diferente humedad y el efecto de la succión en la normalización de las tensiones.

b	M	α	μ
0	1,05	0,5	0,99
0,5	0,8	0,5	1,2
0,8	0,75	0,5	1,8

6.4 SUPERFICIE DE FLUENCIA

Este apartado presenta las superficies de fluencia para la condición saturada y no saturada, obtenidas a partir de los ensayos para los diferentes modelos utilizados. También se presenta las superficies calculadas cuando se varía el valor del parámetro b (o ángulo de Lode). La Figura 6.50 muestra las trayectorias tensiones generadas para las tres humedades durante la compactación estática para alcanzar la densidad seca deseada de $1,65\text{Mg/m}^3$. Se observa que para la condición de menor humedad (mayor succión) la tensión máxima en la compactación es muy superior a la muestra compactada con la mayor humedad (menor succión). Ese comportamiento debería verse reflejado en las superficies de fluencias obtenidas para los ensayos realizados. El valor del coeficiente de empuje al reposo K_0 considerado ha sido de 0,55 a partir de la ecuación de Jaky (1948).

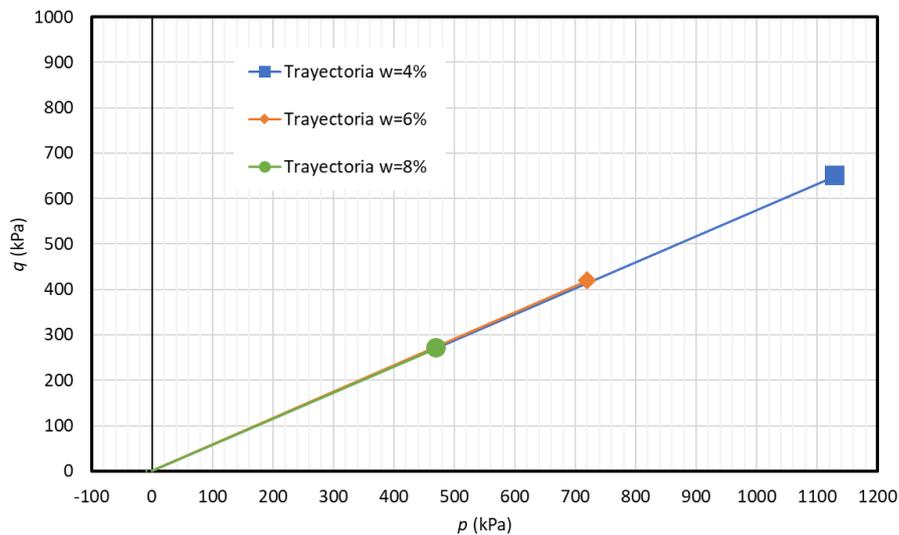


Figura 6.50: Trayectoria tensional durante la compactación para las tres humedades estudiadas

6.4.1 Condición saturada en estado triaxial de tensiones

Se dibujaron las superficies de fluencia para la condición saturada para las tres muestras compactadas en las diferentes humedades y ensayadas a corte tras su saturación. Para representar la forma de las superficies de fluencia se ha utilizado el modelo de Cam Clay Modificado. La expresión que define la superficie de fluencia en el modelo Cam Clay Modificado está presentada en la ecuación 6.10.

Inicialmente se modeló las superficies de fluencia en rotura siguiendo la trayectoria $\Delta q/\Delta p=3$, para las tres humedades de compactación tomando por base las roturas no

drenadas con consolidación isótropa inicial de 1200kPa (ver apartado 4.1.3). A partir de los puntos de rotura obtenidos en diferentes ensayos triaxiales saturados siguiendo diferentes trayectorias tensionales (ver apartado 4.1), se obtuvo un valor de M medio para las tres humedades de compactación ($M=1.05$) que es el que está presentado en las gráficas. El valor de p'_o en rotura (tamaño de la superficie de fluencia) se calculó utilizando los datos de rotura no drenada para los ensayos con consolidación isótropa igual a $p'=1200$ kPa, reajustando la ecuación 6.10, como se ve en la ecuación 6.11. La Figura 6.51 presenta las superficies de fluencia en rotura según el modelo Cam Clay Modificado para las tres muestras.

$$f = q^2 - M^2 p' (p'_o - p') = 0 \quad 6.10$$

$$p'_o = \frac{q^2}{M^2 p} + p' \quad 6.11$$

Se notó una diferencia en cuanto al tamaño de las superficies y, por consiguiente, en el valor de p'_o en rotura para cada humedad inicial. Estas diferencias podrían deberse a la diferente estructura inicial del material post compactación según se haya utilizado un estado seco ($w=4\%$) o uno más húmedo ($w=8\%$) en el proceso de compactación. Aunque el proceso de saturación y la consolidación isótropa hasta 1200 kPa probablemente hayan reducido las diferencias en la estructura inicial de las tres muestras, difícilmente pueden borrarse completamente los efectos de las diferentes humedades de compactación. La tabla 6.8 presenta los datos de las tensiones máximas de los ensayos saturados y la Figura 6.51 las superficies y los puntos considerados.

Tabla: 6.8: Valores de tensión máxima para las diferentes humedades de compactación y trayectorias de roturas en condición saturada

Muestra	p'_o consolidado(kPa)	$\Delta q/\Delta p'$	p'_f (kPa)	q_f (kPa)	M
TX4SAT200	200	3	130	140	1,07
TX4SAT1200	1200	3	1350	1440	1,07
TX6SAT200	200	3	140	160	1,14
TX6SAT600	600	3	830	790	0,95
TX6SAT1200	1200	3	1620	1580	0,97
TX6SAT200CD	200	3	600	610	1,01
TX8SAT1200CU	1200	3	1290	1240	0,96
TX8SAT1200CD	1200	3	840	920	1,10

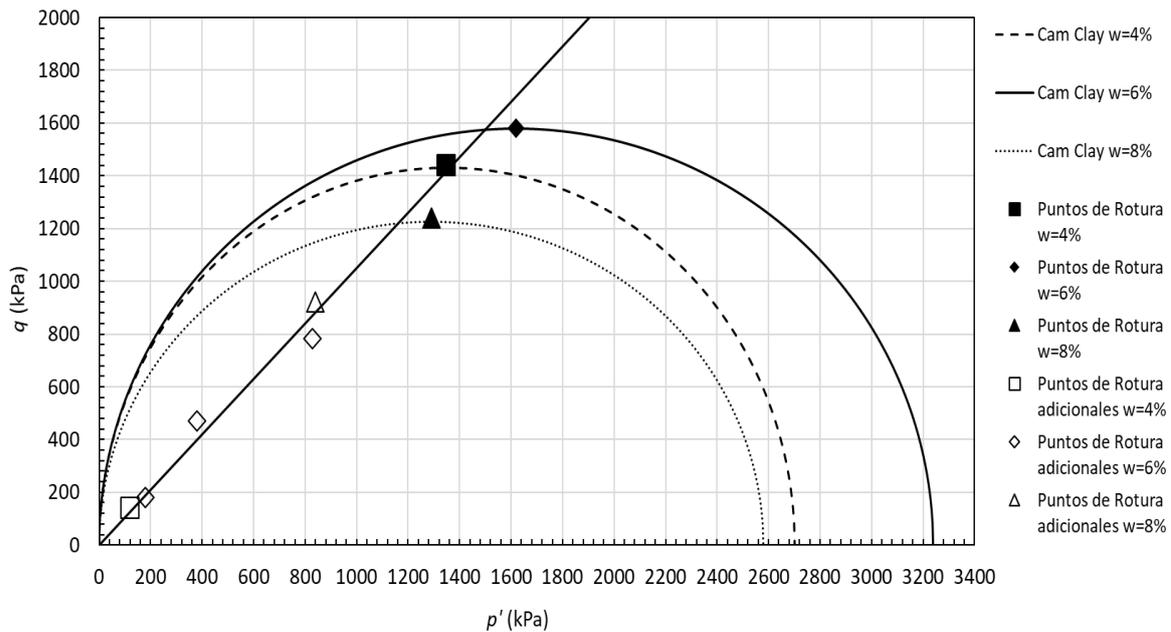


Figura 6.51: Superficies de fluencia en rotura en ensayos triaxiales no drenados para las muestras saturadas consolidadas inicialmente hasta $p'=1200\text{kPa}$, dibujadas utilizando el modelo Cam Clay. En el gráfico se han incluido otros puntos (sin relleno) de rotura en ensayos triaxiales saturados para definir la pendiente de la línea de estado crítico.

Para comparar la forma de las superficies de fluencia de los modelos isótropos y anisótropos, se dibujó la superficie de fluencia anisótropa en condición saturada siguiendo el modelo propuesto por Banerjee and Yousif (1986) que se presenta en ecuación 6.12. El modelo muestra una distorsión de la superficie, definida por el parámetro α . El parámetro p'_m juega un papel equivalente al del parámetro p'_0 del modelo Cam Clay modificado, definiendo el punto de la superficie en que $\frac{\partial f}{\partial q} = 0$, y el tamaño de la superficie de fluencia con rotación.

$$f = (q - \alpha p')^2 - M^2 p' (p'_m - p') = 0 \quad 6.12$$

La Figura 6.52 presenta las superficies de fluencia isótropa y anisótropa comparadas para el estado de rotura en ensayos triaxiales saturados en muestras compactadas con una humedad inicial de 6% utilizando el ensayo de rotura con consolidación anisotrópica ($K_o=0,55$) hasta $p'=250\text{ kPa}$ y rotura en condiciones drenadas con $\Delta q/\Delta p'=3$ (ensayo TX6SATKO en tabla 3.8). Para este punto el valor de M obtenido es de 1,2 que resulta algo superior al valor promedio de M de 1,05. Se utilizó un valor de α igual a 0,3, considerando la pendiente inicial de las tensiones de compactación, para dibujar la superficie anisótropa. Se observó que la superficie de fluencia en rotura sin anisotropía tiene un

valor muy superior de p'_0 para ajustar al estado crítico del material, presentando un tamaño mayor de la superficie. Para que las superficies coincidan, α debería ser igual a 0, haciendo con que la ecuación 6.12 sea igual a la del modelo Cam Clay Modificado (ecuación 6.10). La saturación suele disminuir la anisotropía inicial del suelo debido a la compactación estática. Pero, solamente con una trayectoria de rotura no se puede confirmar si la superficie se ajusta mejor a un modelo isótropo o anisótropo unidimensional.

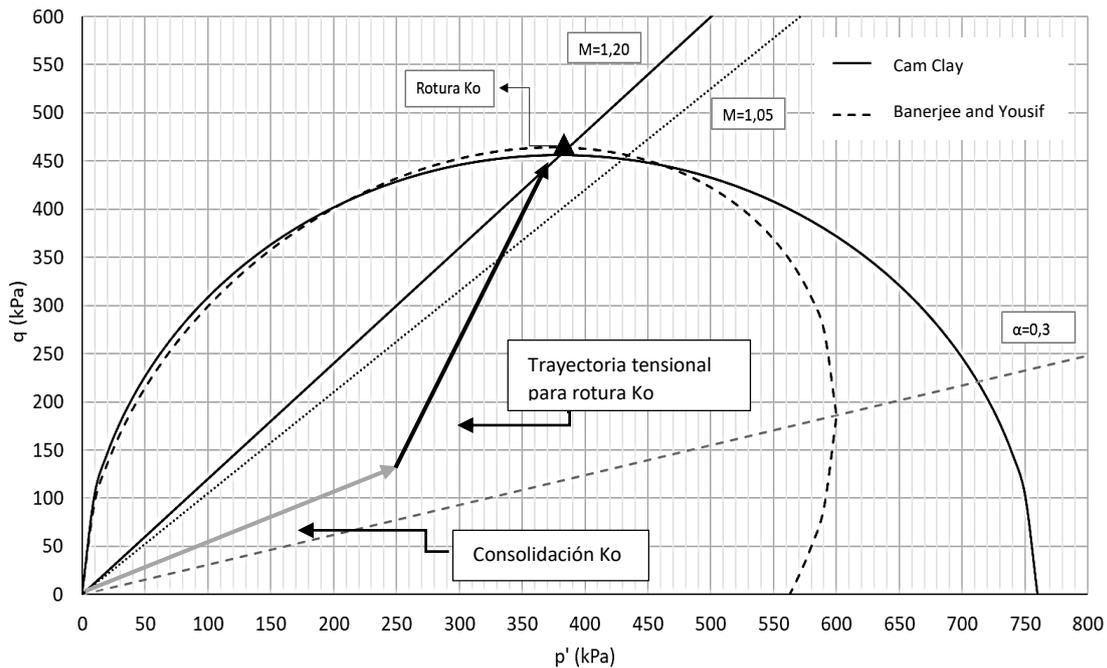


Figura 6.52: Superficies de fluencia en rotura obtenidas por Cam Clay Modificado en condición isótropa y anisótropa (Banerjee and Yousif, 1986) en un ensayo saturado y drenado con una muestra compactada con una humedad del 6%

6.4.2 Condición no saturada. Estado triaxial

La forma de la superficie de fluencia no saturada es un reflejo del grado de anisotropía generado por el proceso de compactación unidimensional y los cambios succión del suelo. Para dibujar las superficies de fluencia de los ensayos presentados en el apartado 4.2 se utilizaron dos modelos adaptados para suelos no saturados. Primero, se utilizó el modelo Basic Barcelona Model (Alonso et al., 1990) o BBM y seguidamente, el modelo propuesto por Romero y Jommi (2008) con rotación de la superficie de fluencia.

Para el modelo BBM, la forma de la superficie de fluencia en el plano p, q es la presentada en la ecuación 6.13. El valor de la pendiente de la línea de estado crítico ($M=1.05$) es obtenido por los ensayos triaxiales en condición saturada y p_0 es el parámetro que define el tamaño de la superficie. El modelo utiliza el parámetro p_s para modelizar el aumento de resistencia asociado a la cohesión debida la succión del material. p_s puede ser obtenido gráficamente o a través de expresiones que correlacionan ambos parámetros. En este caso, se calculó el parámetro p_s utilizando la expresión $p_s=c(s)/\tan\phi$, con una relación de tipo hiperbólico (tipo C2, en la ecuación 4.6) para obtener la cohesión en función de la succión. La Tabla 6.9 presenta los parámetros utilizados en la modelización de las superficies de fluencia en rotura correspondientes a los ensayos triaxiales realizados manteniendo la humedad de las muestras durante la rotura igual a la humedad de compactación.

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_0 - p) = 0 \quad 6.13$$

Tabla 6.9: Parámetros utilizados para el modelo constitutivo BBM

w (%)	S_r (%)	s (MPa)	M	$c(s)/\tan\phi$ (kPa)	p_0 (kPa) en rotura
4	17	16	1.05	70	680
6	23	1.5	1.05	30	640
8	32	0.2	1.05	10	550

El modelo propuesto Romero and Jommi (2008), incorpora la rotación de la superficie de fluencia a través del parámetro M_α , p_m define el tamaño de la superficie de fluencia inclinada y, también es definido por la condición $\frac{\partial f}{\partial p} = 0$, (a diferencia de p_0 , p_m no indica el punto de cruce con el eje $q=0$). El modelo para dibujar la superficie de fluencia está expresado en la ecuación 6.14 y p_m puede ser obtenido a través de la ecuación 6.15, que es un reajuste del modelo aislando el parámetro y utilizando los valores de rotura de los ensayos no saturados para el cálculo. El valor de la pendiente M_α varía con las deformaciones plásticas y puede ser obtenido por la relación de la compactación estática unidimensional y las deformaciones edométricas, en que η_0 es la relación de las tensiones máximas de la compactación $\eta_0=(q/p)_{compactación}$, y la rotación inicial de la superficie de fluencia puede ser calculada reajustando la expresión, como se ve en la Ecuación 6.16. La Tabla 6.10 presenta los parámetros usados en el modelo. Para el empleo del modelo en condiciones no saturadas, el efecto de la succión se ha incorporado añadiendo a la tensión media p el efecto de la succión a través del sumando $p_s=c(s)/\tan\phi$. El valor de p_s

para cada humedad es el obtenido a partir de la succión inicial utilizando la expresión con C2 los parámetros de a y b indicados en el apartado 4.4.2. Las ecuaciones 6.17 y 6.18 muestran los ajustes de la inclinación con cohesión.

$$f = g = (q - M_\alpha(p + p_s))^2 - (M^2 - M_\alpha^2)(p + p_s)(p_m - (p + p_s)) \quad 6.14$$

$$p_m = \frac{(q - M_\alpha(p + p_s))^2}{(M^2 - M_\alpha^2)(p + p_s)} + (p + p_s) \quad 6.15$$

$$\frac{\dot{\varepsilon}_v}{\dot{\varepsilon}_s} \Big|_{oed} = \frac{3}{2} \cong \frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} = \frac{M^2 - \eta_0^2}{2(\eta_0 - M_{\alpha 0})} \quad 6.16$$

$$\eta_0 \text{ normalizado} = \frac{q}{(p + p_s)} \quad 6.17$$

$$M_{\alpha 0} \text{ normalizado} = \eta_0 \text{ normalizado} - \frac{M^2 - \eta_0^2 \text{ normalizado}}{3} \quad 6.18$$

Tabla 6.10: Ecuaciones y parámetros utilizados en el modelo de Romero and Jommi (2008)

w_0	p (kPa)	q (kPa)	$\eta_0 \text{ normalizado}$	M	$M_{\alpha 0} \text{ normalizado}$	p_m (kPa)
4%	1090	590	0,50	1,05	0,28	680
6%	680	370	0,52	1,05	0,29	640
8%	460	250	0,53	1,05	0,30	550

Las Figuras 6.53, 6.54 y 6.55 presentan las superficies en rotura obtenidas por los dos modelos para las tres humedades de compactación (4, 6 y 8%, respectivamente), ajustadas por los puntos de fluencia obtenidos en las diferentes trayectorias tensionales realizadas, que también están presentados en las gráficas. Para la humedad de 4% (Figura 6.53) se observó que la superficie se inicia más a izquierda que las demás superficies, debido a la cohesión aparente (debida a la succión) mayor que para las demás humedades ensayadas. El modelo BBM fue calculado manteniendo el mismo valor de $p_m (=p_o)$ que el utilizado para el modelo anisótropo. Se percibió que la superficie de fluencia dibujada por el modelo BBM calculado manteniendo el mismo parámetro del modelo anisótropo se queda muy por debajo de los puntos experimentales. Sin embargo, el modelo se ajusta mejor aumentando el valor del tamaño de la superficie de fluencia, pero se percibió que la superficie no se acerca mucho a los puntos de fluencia experimentales obtenidos para las trayectorias tensionales que van muy por debajo de la pendiente del estado crítico. Por

otro lado, el modelo que presenta rotación de la superficie de fluencia se acercó bastante a los puntos experimentales, confirmando que el suelo presenta un cierto grado de anisotropía en estado no saturado y consolidado a una tensión isotrópica inferior a la de compactación. También se observó que considerar el valor de M_α inicial como una relación de las tensiones sufridas en la compactación presentó buena correlación con los resultados experimentales.

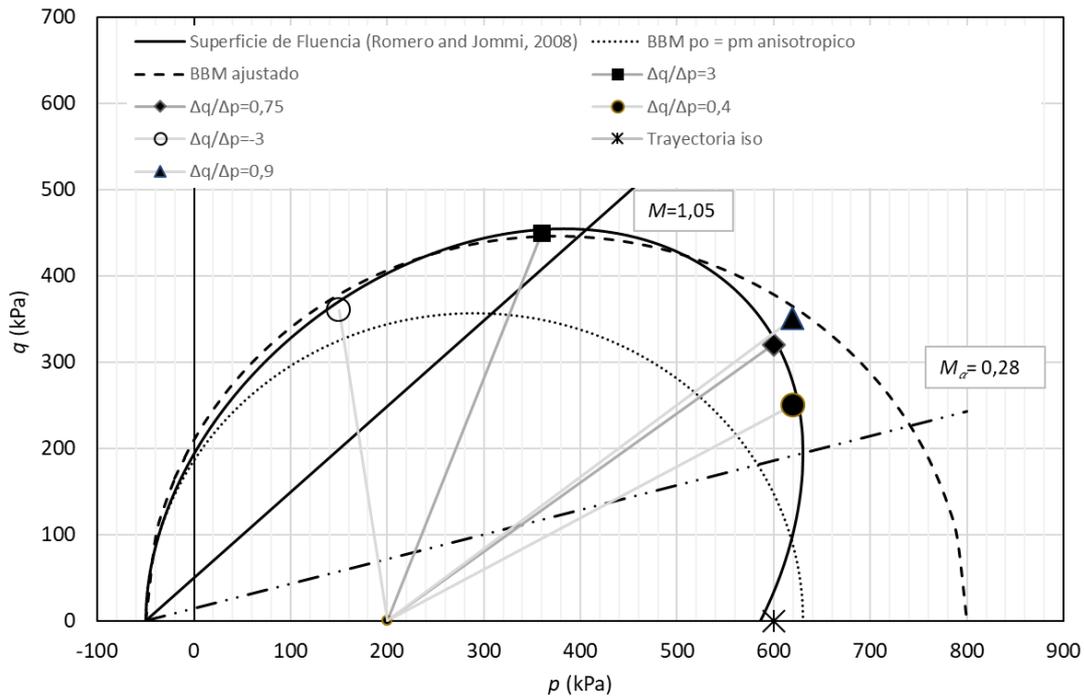


Figura 6.53: Superficies de fluencia comparadas para la condición no saturada obtenidas por el modelo BBM y por Romero and Jommi (2008) para las muestras compactadas con humedad de 4% ($s=16\text{MPa}$)

La Figura 6.54 presenta las superficies de fluencia para la humedad de compactación del 6%. De forma similar al suelo compactado con 4% de humedad, la superficie de fluencia con rotación se acercó bastante bien a los puntos experimentales, mientras que la superficie del modelo BBM se quedó por debajo de esos puntos, cuando se ha utilizado el mismo valor de p_m que para el modelo anisótropo, y ajustándose mejor cuando aumentando el tamaño de la superficie de fluencia. Se observó que el efecto de la cohesión disminuye considerablemente para la humedad de 6%, pero la rotación no cambia mucho con la succión, prevaleciendo la pendiente de compactación como característica predominante.

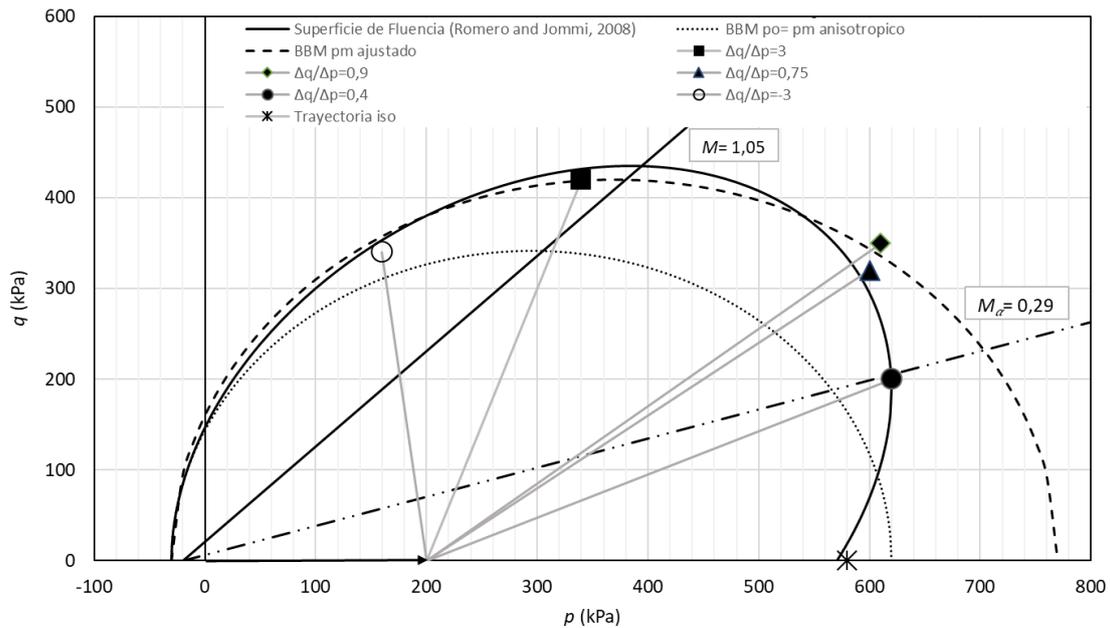


Figura 6.54: Superficies de fluencia comparadas para la condición no saturada obtenidas por el modelo BBM, Romero and Jommi (2008) para las muestras compactadas con humedad de 6% ($s=1.5\text{MPa}$)

La Figura 6.55 presenta las superficies para la humedad de compactación de 8%. Se observó que la superficie de fluencia, tanto con rotación como la BBM, es menor que las demás superficies a otras succiones. Eso deja claro la influencia de la succión en tamaño de las superficies. Se percibió que la cohesión se queda muy cercana a cero, enseñando que el material baja la succión rápidamente con el aumento de humedad, de 16MPa ($w=4\%$) a 0.2MPa ($w=8\%$). Se notó que la superficie de fluencia con rotación se ajusta bastante bien a los puntos de fluencia obtenidos en los ensayos triaxiales con diferentes trayectorias, lo que significa que, aunque la succión baje, el material sigue presentando anisotropía mientras no llegue a saturación total, como visto en los ensayos saturados y las superficies dibujadas. Con relación al modelo BBM, el comportamiento es semejante al presentado para las demás humedades.

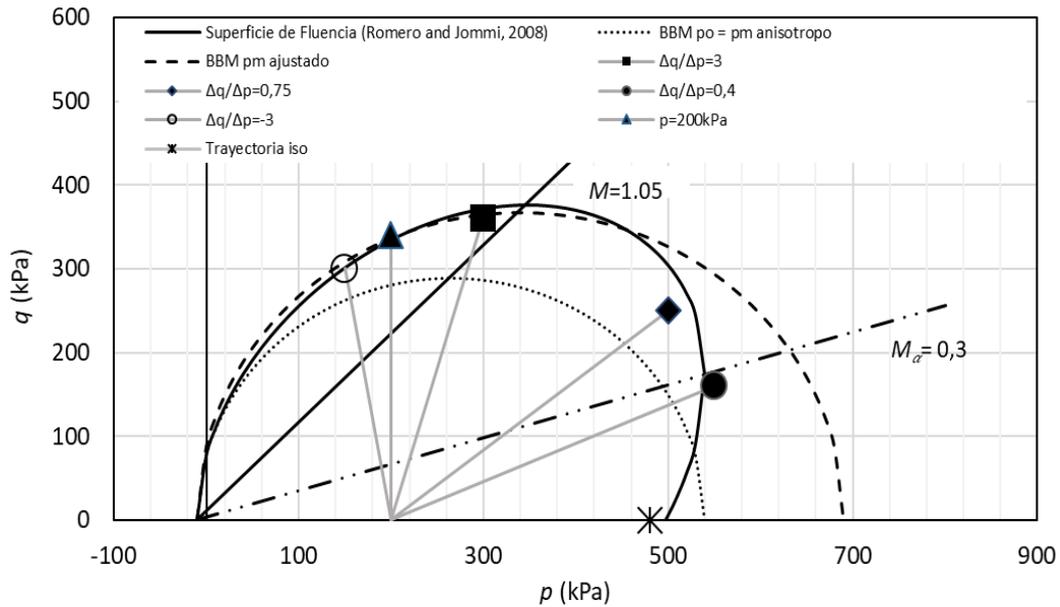


Figura 6.55: Superficies de fluencia comparadas para la condición no saturada obtenidas por el modelo BBM y por Romero and Jommi (2008) para las muestras compactadas con humedad de 8% ($s=0.2\text{MPa}$)

La Figura 6.56 presenta las tres superficies de fluencia con anisotropía incluida comparadas para los tres valores de succión. Se observó más claramente que las superficies se distancian una de las otras con el aumento de la succión (p_m crece con la succión y la cohesión también). El valor de p_m es menor cuando la succión pasa de 16MPa ($w=4\%$) a 1.5MPa ($w=6\%$), mientras que para la succión de 0.2MPa ($w=8\%$), se reduce bastante, afectando la dimensión total de la superficie de fluencia.

Para intentar ajustar las superficies de fluencia y los resultados, se realizó la corrección de la presión media teniendo en cuenta el efecto de la succión (presentada en el capítulo 4). Se observó que los resultados se ajustan bien para las tres succiones iniciales en la superficie de fluencia, conforme se puede ver en la Figura 6.57. Sin embargo, las superficies mantienen la diferencia debido al parámetro p_m , llevando a la necesidad de una normalización que incorpore los dos parámetros.

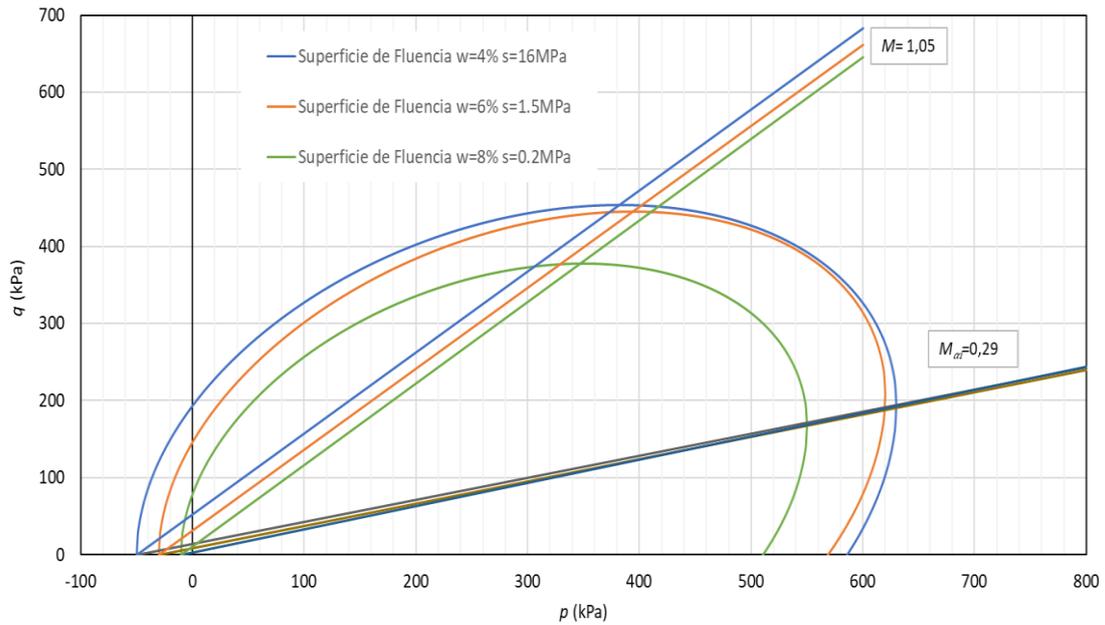


Figura 6.56: Superficies de fluencia comparadas para la condición no saturada obtenidas por el modelo de Romero and Jommi (2008) para las tres muestras a diferentes humedades de compactación

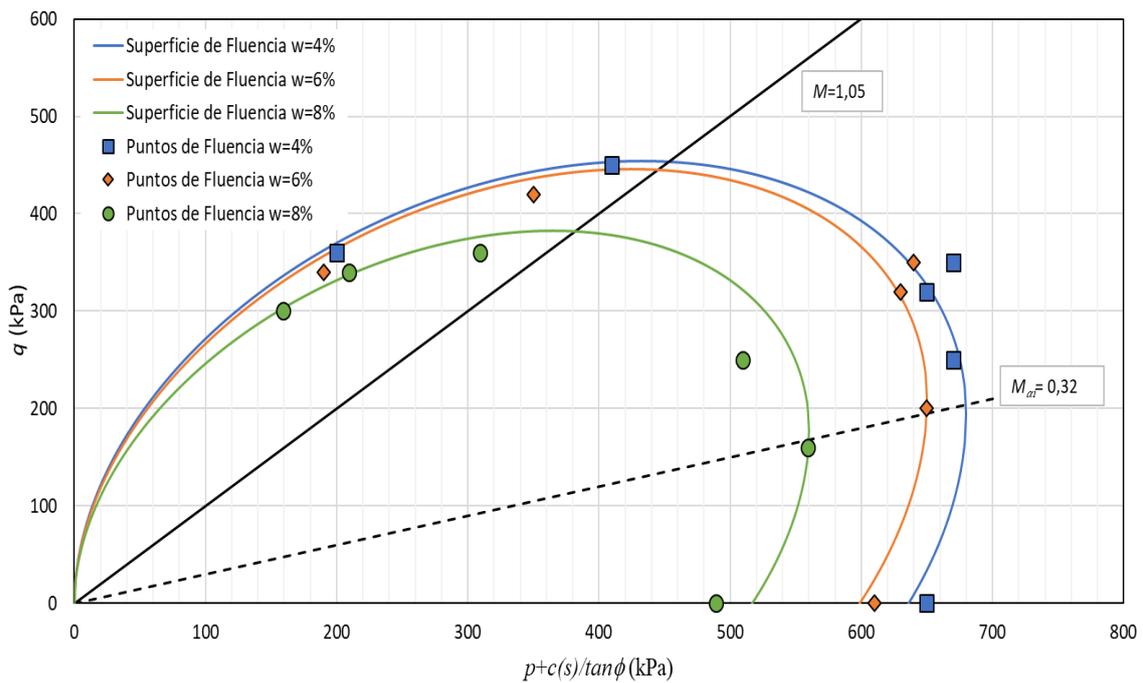


Figura 6.57: Superficies de fluencia comparadas para la condición no saturada obtenidas por el modelo de Romero and Jommi (2008) para las tres muestras a diferentes humedades de compactación considerando el efecto de la succión en el confinamiento

Con la finalidad de comprobar los parámetros obtenidos por el modelo de Lagioia et al. (1996) corregido con la succión, se calculó la superficie de fluencia siguiendo las ecuaciones resultantes de la integración de los cambios en las deformaciones plásticas

con los parámetros del modelo ajustados según se ha visto en el apartado 6.4.1. Se ha considerado la hipótesis de plasticidad asociada, de forma que las superficies de fluencia coinciden con las superficies del potencial plástico utilizando. La ecuación 6.22, descrita por el modelo, para un valor de $\mu \neq 1$. El modelo no permite considerar el efecto de la succión incluyendo p_s , por lo que fue necesario incluir el efecto de la succión en la tensión media. Las constantes K_1 y K_2 son calculados por la ecuación 6.23, siendo una relación de los parámetros de las curvas de flujo plástico, y $\bar{\eta} = \frac{\eta}{M}$ es la normalización del valor de $\eta = q/p'$ (donde $p' = p + p_s$, valor corregido con la succión, como presentado anteriormente). Las Figuras 6.58, 6.59 y 6.60 muestran las superficies anisótropas y BBM ajustadas con la succión, comparadas con la superficie trazada con el modelo de Lagioia et al. (1996).

$$\left. \begin{matrix} f \\ g \end{matrix} \right\} = \frac{p'}{p'_c} - \frac{\left(1 + \frac{\bar{\eta}}{K_2}\right)^{\frac{K_2}{(1-\mu)(K_1-K_2)}}}{\left(1 + \frac{\bar{\eta}}{K_1}\right)^{\frac{K_1}{(1-\mu)(K_1-K_2)}}} = 0 \quad 6.22$$

$$K_{1/2} = \frac{\mu(1-\alpha)}{2(1-\mu)} \left(1 \pm \sqrt{1 - \frac{4\alpha(1-\mu)}{\mu(1-\alpha)^2}} \right) \quad 6.23$$

Para las tres humedades de compactación, se observó que la superficie se ajusta relativamente bien, y se acerca mucho al modelo BBM. El modelo de Lagioia et al. (1996) no incluye la anisotropía del material y, por tanto, la superficie de fluencia calculada se acerca a la obtenida con el BBM y se aleja de la del modelo anisótropo de Romero and Jommi (2008). La Tabla 6.11 muestra los valores de los parámetros obtenidos para el modelo.

Tabla 6.11: Parámetros para la superficie de fluencia utilizando el modelo de Lagioia et al. (1996)

Muestra	α	μ	K_1	K_2	$p'_c (=p'_0)$
w=4% b=0	0,4	0,99	58,7	0,67	850
w=6% b=0	0,4	0,99	58,7	0,67	800
w=8% b=0	0,4	0,99	58,7	0,67	700

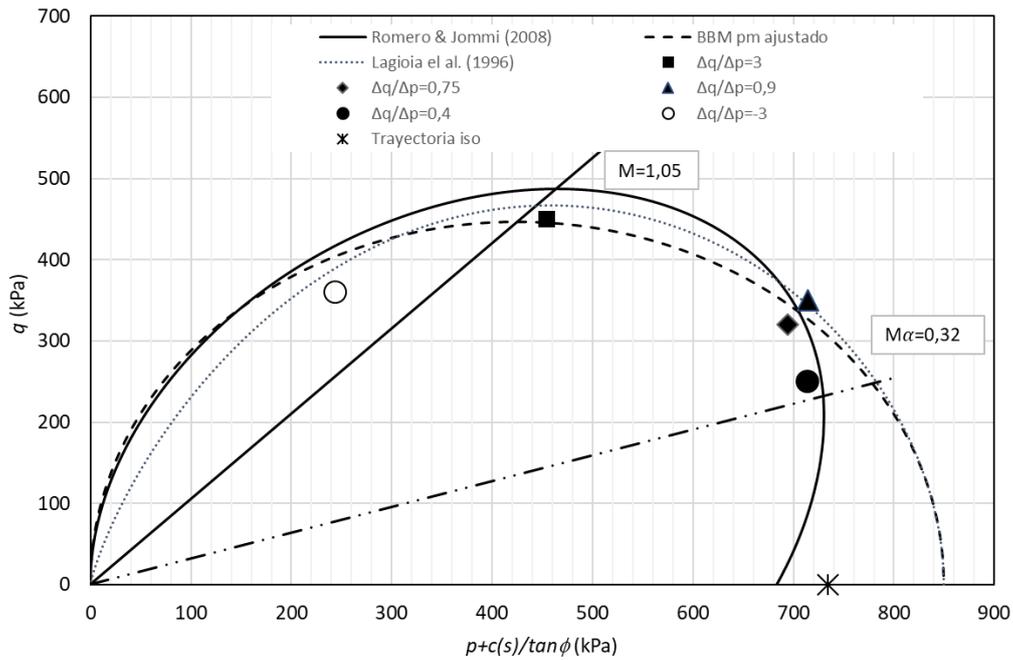


Figura 6.58: Superficies de fluencia corregidas con la succión y comparadas con el modelo de Lagioia et al. (1996) para la humedad de compactación de 4%

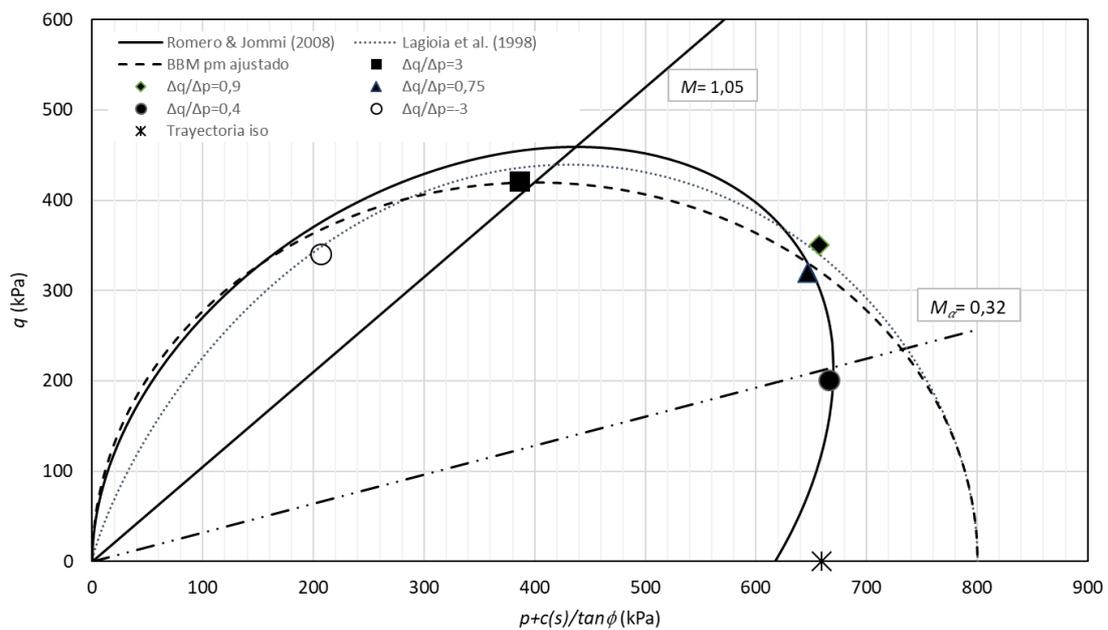


Figura 6.59: Superficies de fluencia corregidas con la succión y comparadas con el modelo de Lagioia et al. (1996) para la humedad de compactación de 6%

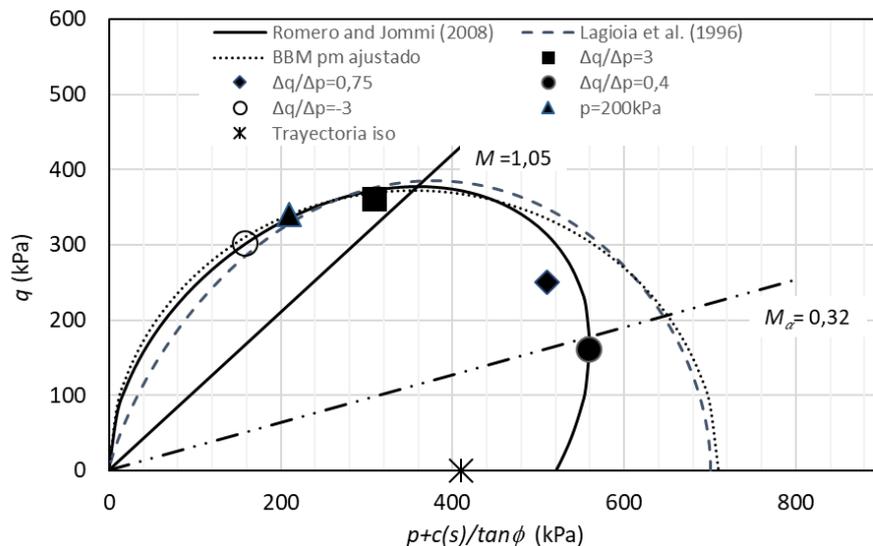


Figura 6.60: Superficies de fluencia corregidas con la succión y comparadas con el modelo de Lagioia et al. (1996) para la humedad de compactación de 8%

6.4.3 Superficie de fluencia en un estado generalizado de tensiones

Continuando con los análisis de la condición de estado crítico y de las superficies de fluencia, se llevó a cabo el trazado de las superficies de fluencia para los diferentes valores de b y de succión inicial. Se utilizó el modelo anisótropo de Romero & Jommi (2008) para calcular las superficies y se proponen algunos cambios con relación a la pendiente del estado crítico y la rotación de la superficie de fluencia.

Un punto importante para la aplicación del modelo de fluencia es como valorar el cambio del ángulo de Lode (o parámetro b) para los diferentes ensayos y como acoplarlo dentro de los modelos de superficie de fluencia (ecuación 6.20). Para ello, se cambió los valores de M (pendiente del estado crítico) con la función $M(\theta)$ calculada a partir de las relaciones obtenidas en el apartado 6.4.1, donde se estudió el comportamiento frente a la resistencia para diferentes valores de b , con las tres humedades iniciales estudiadas.

Para determinar el tamaño de la superficie de fluencia, se utilizó un método analítico, una vez no había ensayos de consolidación anisótropa. Se derivó la ecuación $\frac{\delta f}{\delta q} = 0$, obteniendo la ecuación 6.21. A partir de los datos de rotura, se obtuvo un valor aproximado del parámetro p_m .

$$f = g = (q - M_\alpha(p + p_s))^2 - (M(\theta)^2 - M_\alpha^2)(p + p_s)(p_m - (p + p_s)) \quad 6.20$$

$$p_m = \frac{(q - M_\alpha(p + p_s))^2}{(M(\theta)^2 - M_\alpha^2)(p + p_s)} + (p + p_s) \quad 6.21$$

Otro factor importante a ser analizado es el cambio de la rotación de la superficie de fluencia con la variación del parámetro b . Se propuso calcular la nueva rotación de la superficie de fluencia de forma similar al cálculo de la rotación inicial debido la compactación unidimensional. Se calculó el M_α utilizando el valor de $M(\theta)$ correspondiente a la nueva condición de b ($M_\alpha(\theta)$), y manteniendo el estatus inicial post compactación (ecuación 6.22).

$$\frac{3}{2} \cong \frac{M(\theta)^2 - \eta_0^2}{2(\eta_0 - M_\alpha(\theta))} \quad 6.22$$

Se describe a continuación la representación de las superficies de fluencia para el estado tensional utilizando los ensayos en cilindro hueco. La idea es presentar el comportamiento de las superficies y como cambian para los diferentes valores de b (0, 0,5 y 0,8), recordando que todas las trayectorias tensionales empezaron después de aplicar una consolidación isotrópica del valor $p=200\text{kPa}$. Se presentan las superficies calculadas utilizando dos hipótesis: en la primera se considerarla inclinación inicial de la superficie debida a la compactación como constante, es decir, M_α es igual para todos los valores de b analizados, cambiando solo el parámetro de estado crítico dependiente del ángulo de Lode ($M(\theta)$). En la segunda se considera que hay cambio en la rotación debido al nuevo valor de b a través de M , causando una nueva situación de estado crítico y cambiando M_α (ecuación 6.22).

Las Figuras 6.61 y 6.62 muestran las superficies de fluencia obtenidas a partir de los puntos de fluencia medidos (indicado en la Tabla 6.3) para la humedad de compactación de 4% ($s=16\text{MPa}$) para los tres valores de b ensayados, considerando los dos casos de rotación respectivamente y la Tabla 6.11 presenta los parámetros obtenidos para el modelo utilizado. Se observó que el parámetro del estado crítico, p_m , disminuye considerablemente con el aumento de b (o por el ángulo de Lode). Se percibió que las superficies se acercan bastante los puntos de fluencia obtenidos experimentalmente en ambos casos, aunque un poco mejor cuando las superficies cambian de rotación. Sin embargo, se nota un aumento considerable en inclinación de la superficie de fluencia (M_α)

cuando se calcula el nuevo valor de M_α , utilizando la ecuación 6.22, lo que podría indicar un aumento en anisotropía del material durante estas trayectorias de rotura.

En la gráfica también están presentados algunos puntos de fluencia obtenidos en los ensayos experimentales con el material estudiado y se observó que los puntos se acercan bastante de las superficies obtenidas por el modelo. También se comparó con los datos experimentales encontrados por Cárdenas (2018) en ensayos en cilindro hueco, con un material muy similar al utilizado en esta investigación y con humedad de compactación de 4% ($s=10\text{MPa}$). Se aprecia que los puntos se ajustan bien a la superficie encontrada, mostrando una buena relación de los parámetros.

Tabla 6.11: Parámetros para la superficie de fluencia para la muestra compactada con humedad de 4%

b	η_0	$M(\theta)$	Inclinación constante		Inclinación variable	
			M_α	p_m (kPa)	$M_\alpha(\theta)$	p_m (kPa)
0	0,57	1.05	0,28	680	0,28	680
0.5	0,57	0.8	0,28	520	0,44	450
0.8	0,57	0.75	0,28	480	0,46	400

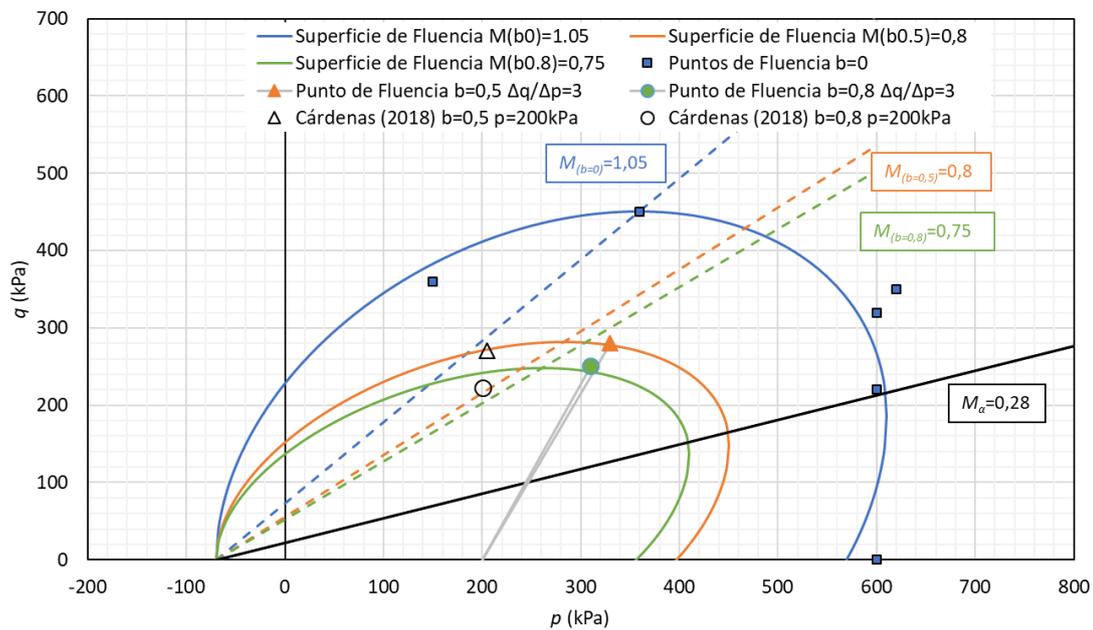


Figura 6.61: Curvas de fluencia para la muestra compactada con humedad de 4% con inclinación independiente de b

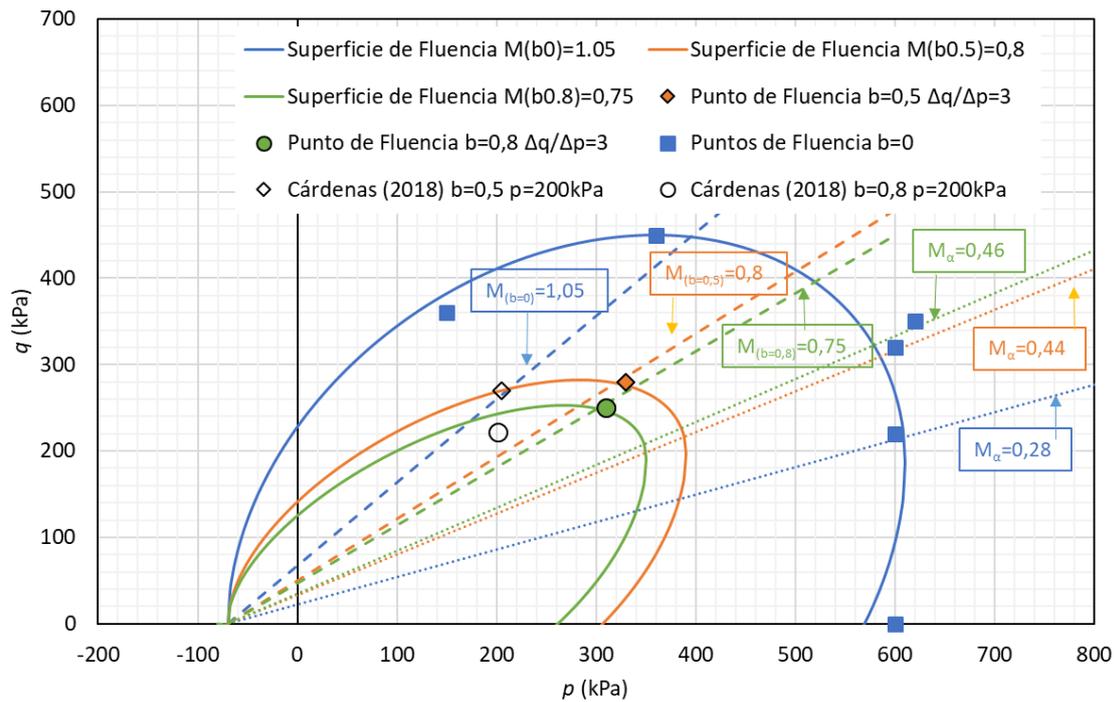


Figura 6.62: Curvas de fluencia para la muestra compactada con humedad de 4% con cambio de inclinación con el valor de b

De forma similar al realizado para las muestras compactadas con humedad de 4%, se hizo el comparativo de las superficies de fluencia para las muestras compactadas con humedad de 6% ($s=1.5\text{MPa}$). Las superficies están presentadas en las Figuras 6.63 y 6.64, juntamente con los datos experimentales de los ensayos realizados para esta condición de ensayo. Se observó que el tamaño de la superficie de fluencia disminuye con el aumento de b , mientras que su inclinación aumenta. A diferencia de lo ocurrido con las muestras compactadas con una humedad del 4%, considerar el cambio de inclinación no parece mejorar el ajuste a los puntos de fluencia medidos. La inclinación es un poco mayor que para la humedad del 4% y p_m se reduce considerablemente. La Tabla 6.12 muestra los datos para la humedad de 6%. También incluyó la superficie de fluencia obtenida para el modelo BBM (sin rotación de la superficie), como se puede observar en la Figura 6.63. Aparentemente, el modelo parece ajustarse mejor que para la condición de b igual a 0, indicando que la rotación podría disminuir con el aumento del valor de b , pero serían necesarios más puntos de la superficie para verificar mejor ese comportamiento.

Tabla 6.12: Parámetros para superficie de fluencia de la muestra compactada con humedad de 6%

b	η_0	$M(\theta)$	BBM	Inclinación constante		Inclinación variable	
			p_o (kPa)	M_α	p_m (kPa)	$M_\alpha(\theta)$	p_m (kPa)
0	0,55	1	770	0,29	640	0,29	640
0,5	0,55	0,8	620	0,29	480	0,44	420
0,8	0,55	0,75	480	0,29	380	0,47	350

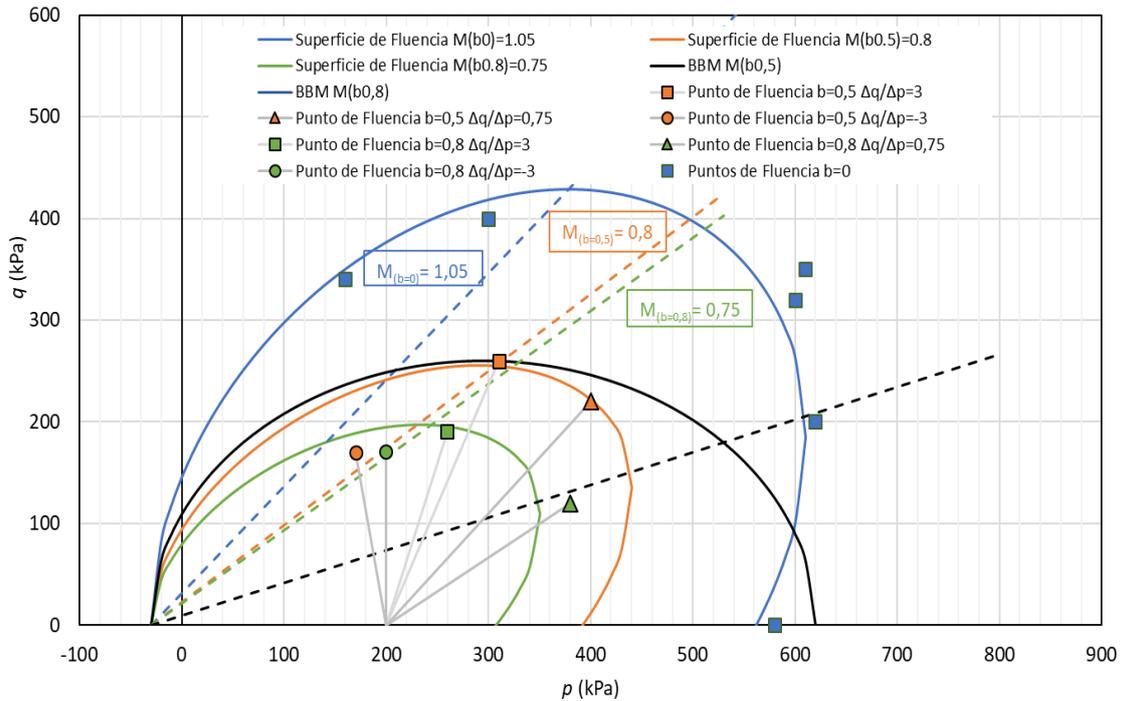


Figura 6.63: Superficies de fluencia para la muestra compactada con humedad de 6% considerando una inclinación constante y el modelo BBM

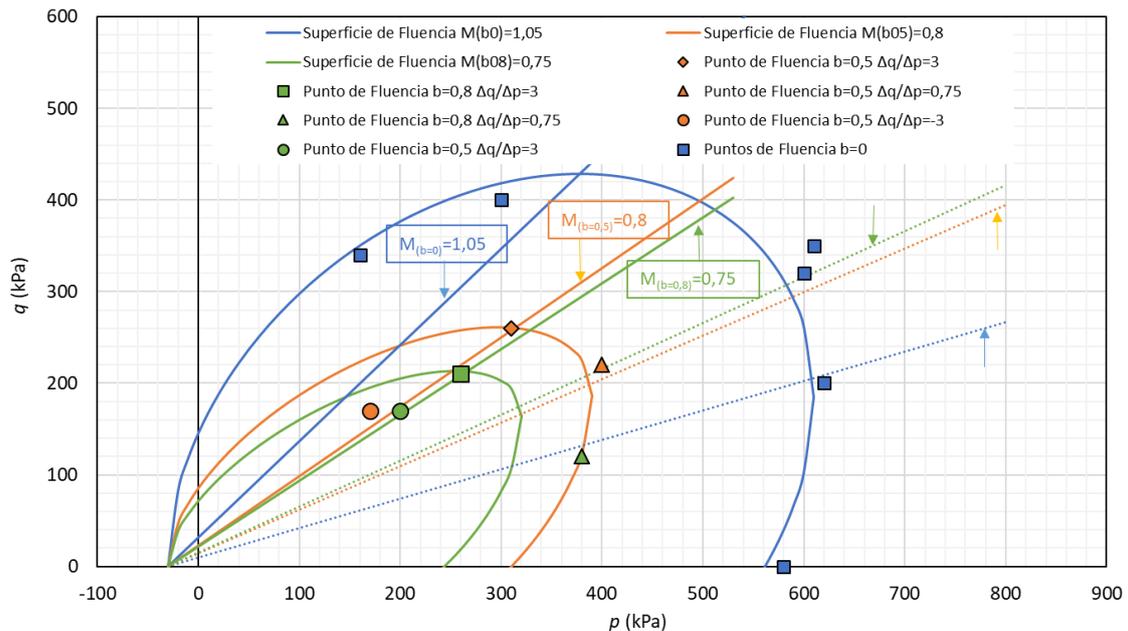


Figura 6.64: Superficies de fluencia para la muestra compactada con humedad de 6% con cambio de la inclinación con el parámetro b

Las Figuras 6.65 y 6.66 presentan las superficies de fluencia para las muestras compactadas con humedad de 8% ($s=0.2\text{MPa}$), sin considerar y considerando el cambio de inclinación con el parámetro b respectivamente. Al comparar los dos modos de considerar la inclinación de la superficie de fluencia con los resultados experimentales con diferentes valores de b , se observó que la inclinación variable se ajusta algo mejor que la inclinación constante. También se observó que hay poca diferencia con relación al valor de p_m (poca alteración en el tamaño de la superficie). La Tabla 6.13 presenta los parámetros del modelo para los ensayos con una humedad del 8%.

Tabla 6.13: Parámetros para la superficie de fluencia para la muestra compactada con humedad de 8%

b	η_0	$M(\theta)$	Inclinación constante		Inclinación variable	
			M_α	p_m (kPa)	$M_\alpha(\theta)$	p_m (kPa)
0	0,55	1,05	0,30	550	0,30	550
0.5	0,55	0.8	0,30	470	0,45	420
0.8	0,55	0.75	0,30	400	0,48	370

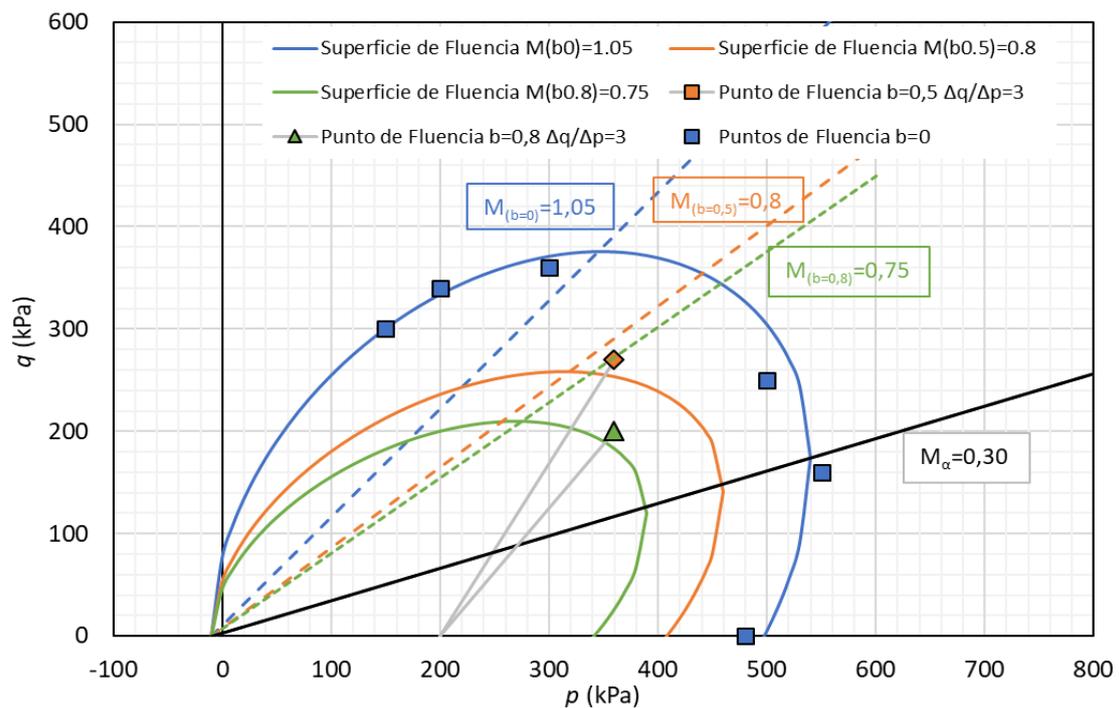


Figura 6.65: Superficies de fluencia para la muestra compactada con humedad de 8% con inclinación constante

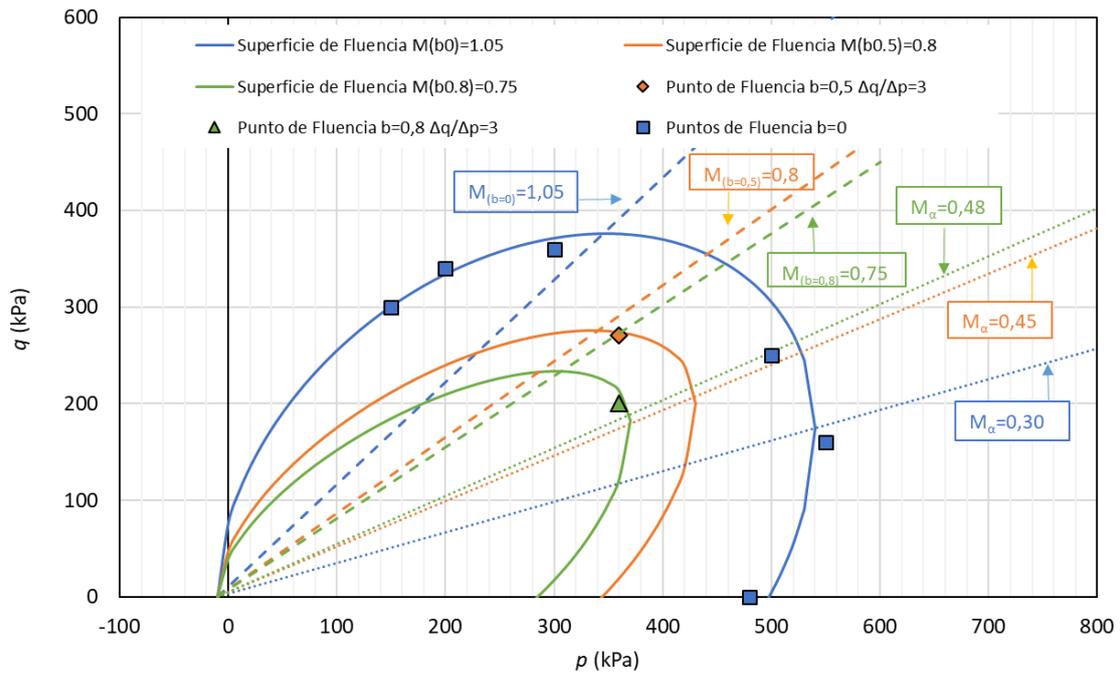


Figura 6.66: Superficies de fluencia para la muestra compactada con humedad de 8% con cambio de la inclinación con el parámetro b

De modo semejante al realizado en las superficies en condición de b igual a 0 (ensayos triaxiales no saturados), se intentó corregir las superficies para los diferentes valores del parámetro b , considerando la inclinación de la superficie constante (igual a la inicial) y variando con el valor de b . Las Figuras 6.67 y 6.68 presenta las superficies corregidas con relación a la succión para el valor de b igual a 0,5 para la inclinación constante y variable, respectivamente. Se observó que la corrección basada en la succión ajusta bien, aunque cambie el valor del parámetro b , recordando que la parcela debido la succión no depende de b (c y ϕ' son parámetros del material). También se observó que la inclinación para el valor de b igual a 0,5 no presenta una diferencia en el ajuste con los datos experimentales muy significativo, siendo el ajuste con inclinación variable el que se ajusta un poco mejor. La variación del tamaño de la superficie (p_m) debido la diferencia de humedad y de b queda más claro, mostrando que su tamaño depende de la inclinación de la superficie. Se percibió que el aumento de la inclinación reduce la diferencia de p_m para los diferentes valores de succión (Figura 4.42).

Las Figuras 6.69 y 6.70 presenta las superficies corregidas con relación a la succión para el valor de b igual a 0,8 para la inclinación constante y variable, respectivamente. De forma similar al ocurrido para el valor de b igual a 0,5, las superficies se pueden corregir con relación a la succión. También se observó que el aumento de la inclinación ajusta un

poco mejor con los datos experimentales, cuando es comparada a la inclinación constante, y que, el valor de p_m disminuye considerablemente con el aumento de la inclinación. Este comportamiento podría indicar que el valor de b (en el caso de cambiar la inclinación) sea más influyente en el tamaño de la superficie.

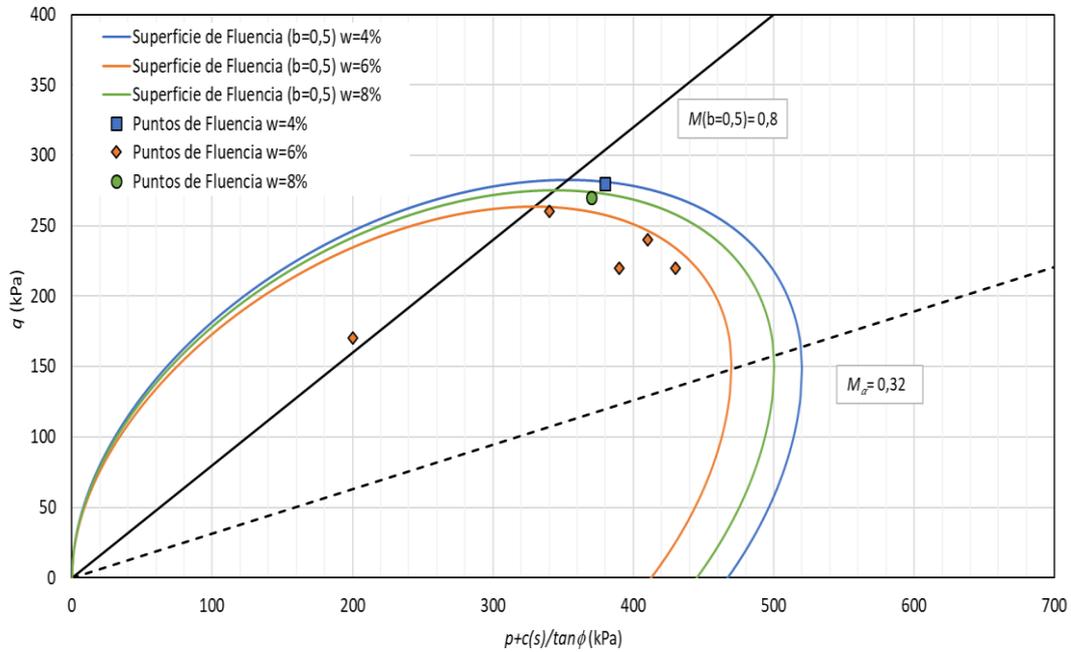


Figura 6.67: Superficies de fluencia corregidas en función de la succión considerando la inclinación constante para el parámetro $b=0,5$

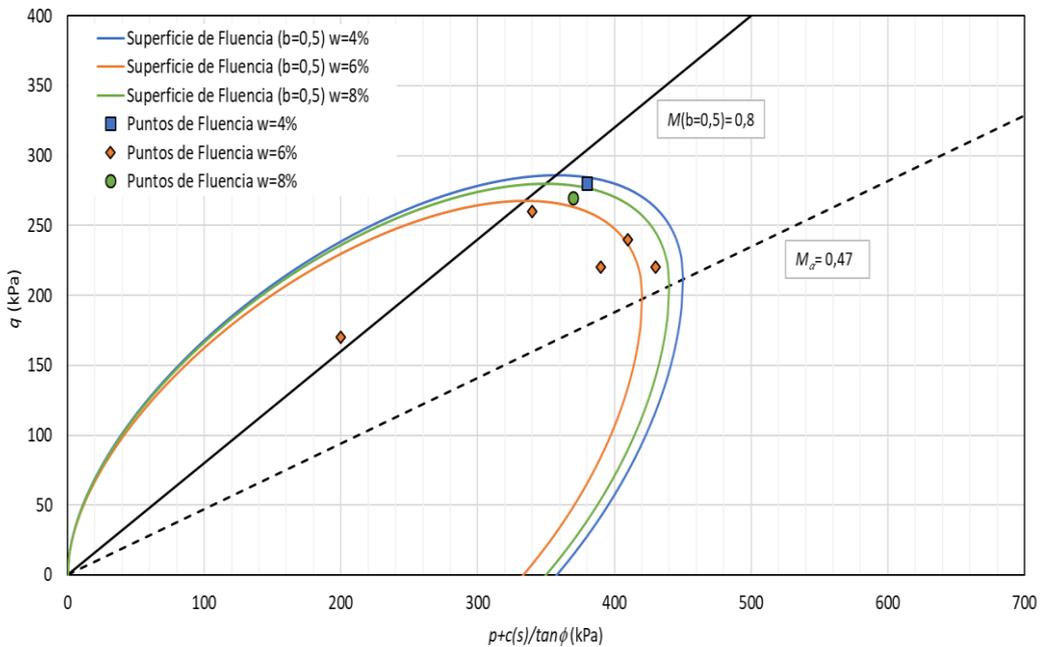


Figura 6.68: Superficies de fluencia corregidas en función de la succión considerando la inclinación variable para el parámetro $b=0,5$

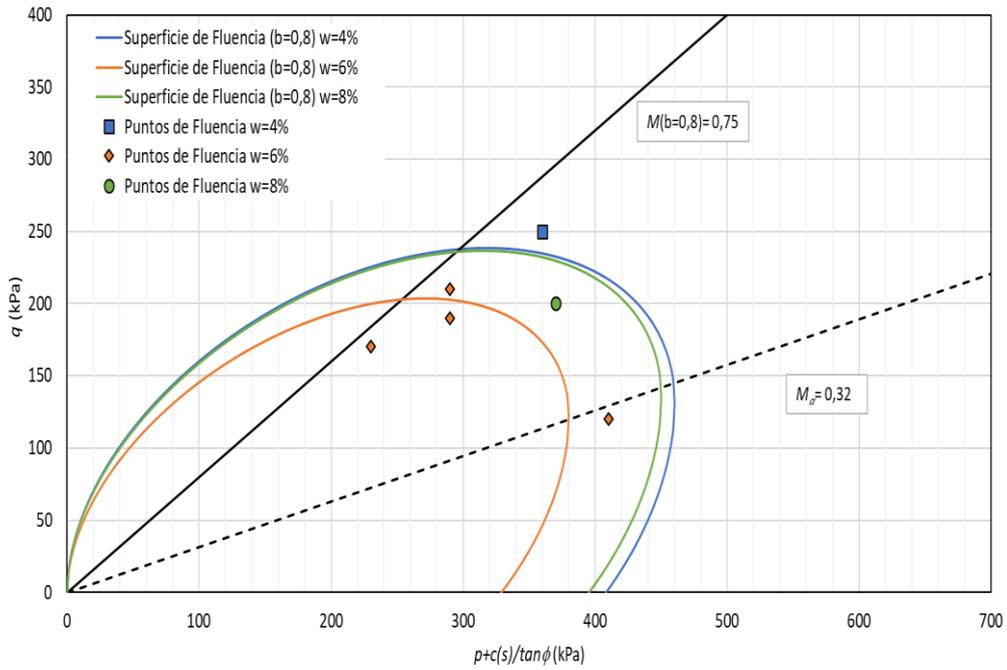


Figura 6.69: Superficies de fluencia corregidas en función de la succión considerando la inclinación constante para el parámetro $b=0,8$

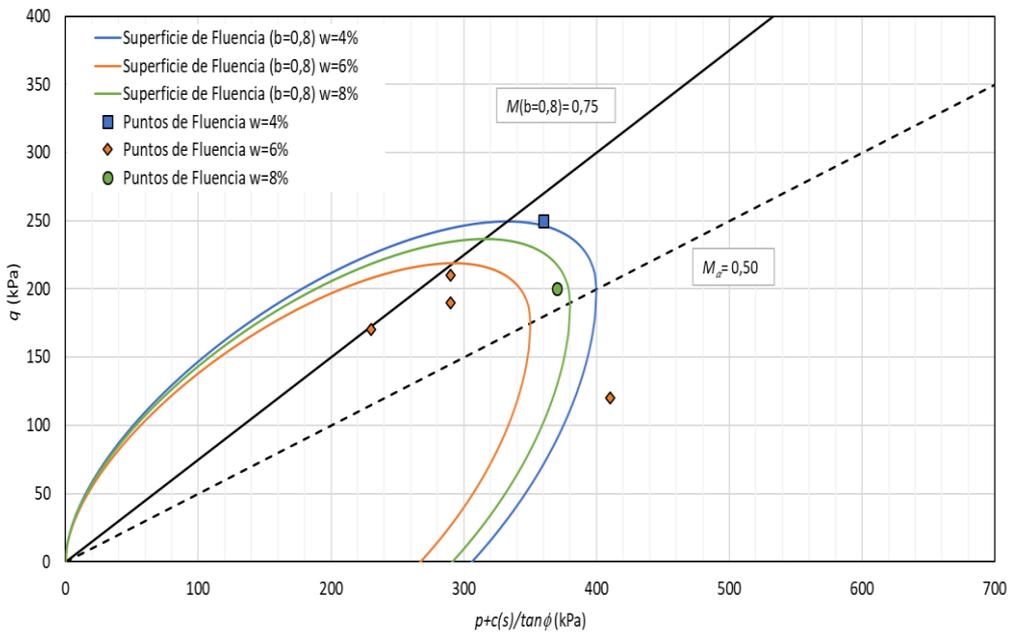


Figura 6.70: Superficies de fluencia corregidas en función de la succión considerando la inclinación variable para el parámetro $b=0,8$

6.4.4 Normalización de las superficies de fluencia

Con el análisis de las superficies de fluencia, se notó que hay una relación entre la succión y el tamaño de la superficie (p_m) y, también, se observó que el tamaño de la superficie cambia con el valor de b (o ángulo de Lode). De ese modo, se buscó una forma de normalizar las superficies de fluencia que respectase ambos criterios (cohesión y estado de tensiones). La Figuras 6.71 presenta las variaciones de p_m con la succión y b , considerando la inclinación de la superficie constante (Figura 6.71A y 6.71B). También se compara la variación cuando se asume que la inclinación de las superficies de fluencia cambia con el valor de b (Figura 6.71C y 6.71D).

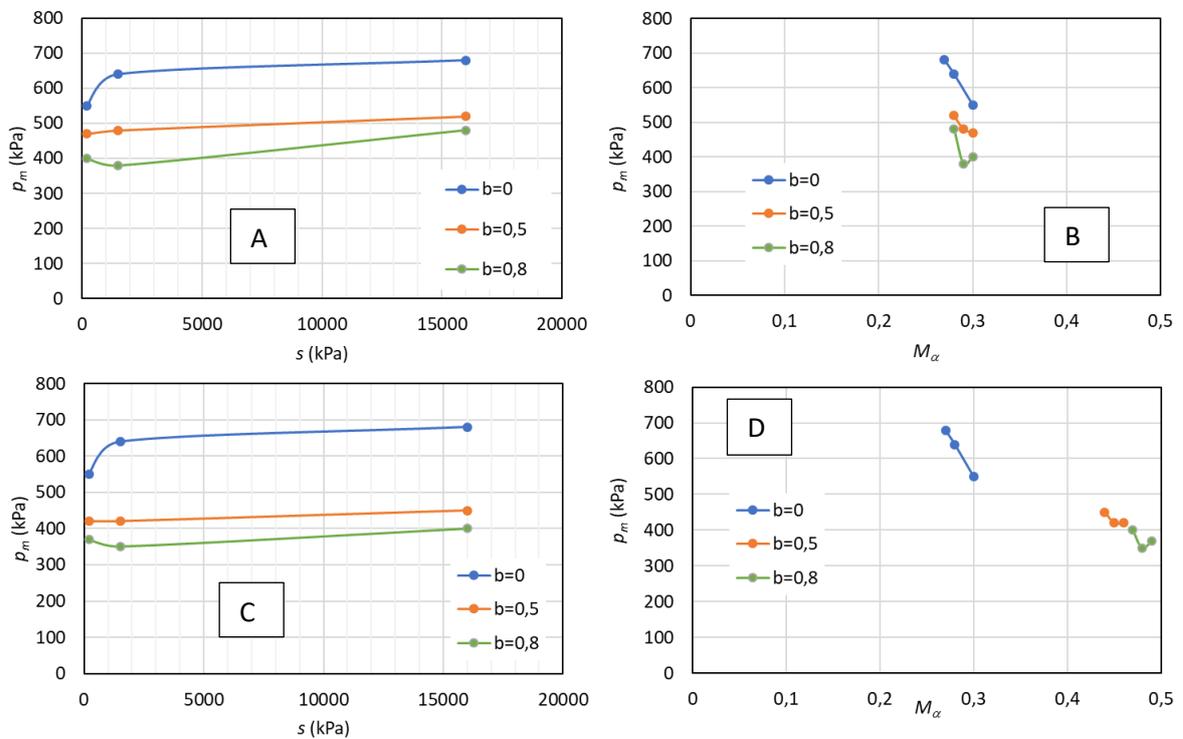


Figura 6.71: Variación de p_m con la succión (A) y con la inclinación de la superficie (B), considerada independiente de b ; Variación de p_m con la succión (C) y con la inclinación de la superficie (D) considerando el cambio de inclinación debido a b .

Se observó que el cambio de p_m es más significativo por el cambio del estado tensional, que por la succión, que mostró ser más influyente para la condición de b igual a 0. Sin embargo, también se notó un cambio considerando en el tamaño de la superficies de fluencia cuando variando su inclinación, utilizando la ecuación 6.22. Buscando relacionar el tamaño de la superficie con el estado tensional y la succión, se propuso la relación de

p_m en función de la succión y del estado crítico presentada en la ecuación 6.23 (a y c son parámetros del modelo). También se percibió que cuando se varia la inclinación con el ángulo de Lode ($M(\theta)$ según Mohr-Coulomb), se podría ajustar el valor de p_m con una relación lineal (ecuación 6.24, donde a y c son parámetros del modelo). La Figura 6.72 presenta la comparación de los valores obtenidos por el modelo propuesto con los experimentales y se observó una buena relación entre los parámetros, dividiendo la tensión corregida con la succión por una medida del tamaño de la superficie de fluencia.

$$p_m(s, b) = a \cdot M(\theta)(1 + s)^c \quad (a= 435.5 \text{ kPa}; c= 0,04) \quad 6.23$$

$$p_m(M_\alpha) = a \cdot M_\alpha + c \quad (a= -1256 \text{ kPa}; c= 983\text{kPa}) \quad 6.24$$

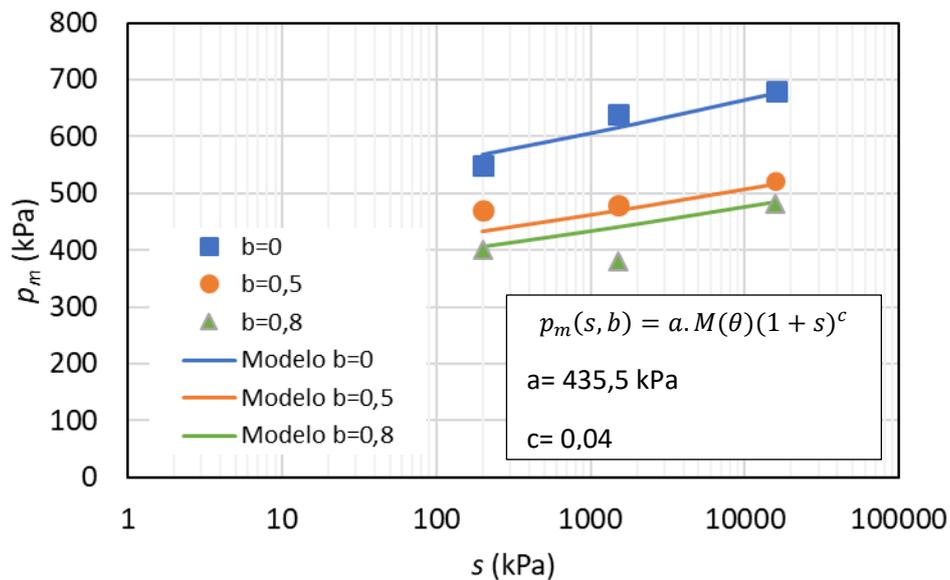


Figura 6.72: Comparación del ajuste con el modelo propuesto para p_m con los obtenidos para las diferentes superficies de fluencia

Para normalizar las superficies de fluencia para los diferentes valores de b , se acopló la relación de $p_m(s, b)$ a la ecuación de la superficie de fluencia, juntamente con la parcela cohesiva, dando lugar a la ecuación 6.25. La Figura 6.73 presenta las superficies normalizadas por la nueva expresión para la condición de b igual a 0. Se observó que la normalización ajusta bien las superficies para los tres niveles de succión y que los datos experimentales normalizados de la misma forma también se ajustan relativamente bien a la superficie de fluencia. Las Figuras 6.74 y 6.75 presenta las superficies de fluencia normalizadas en función de la succión y p_m para una inclinación constante y para los valores de b de 0,5 y 0,8, respectivamente, presentando buen ajuste. Por último, la Figura

6.76 presenta las superficies de fluencia normalizadas para los tres valores de b estudiados.

$$f = \left(\frac{q}{p_m(s,b) + \frac{c(s)}{\tan\phi'}} - M_\alpha \frac{p + \frac{c(s)}{\tan\phi'}}{p_m(s,b) + \frac{c(s)}{\tan\phi'}} \right)^2 - (M(\theta)^2 - M_\alpha^2) \frac{p + \frac{c(s)}{\tan\phi'}}{p_m(s,b) + \frac{c(s)}{\tan\phi'}} \left(\frac{p_m(s,b) - p + \frac{c(s)}{\tan\phi'}}{p_m(s,b) + \frac{c(s)}{\tan\phi'}} \right) \quad 6.25$$

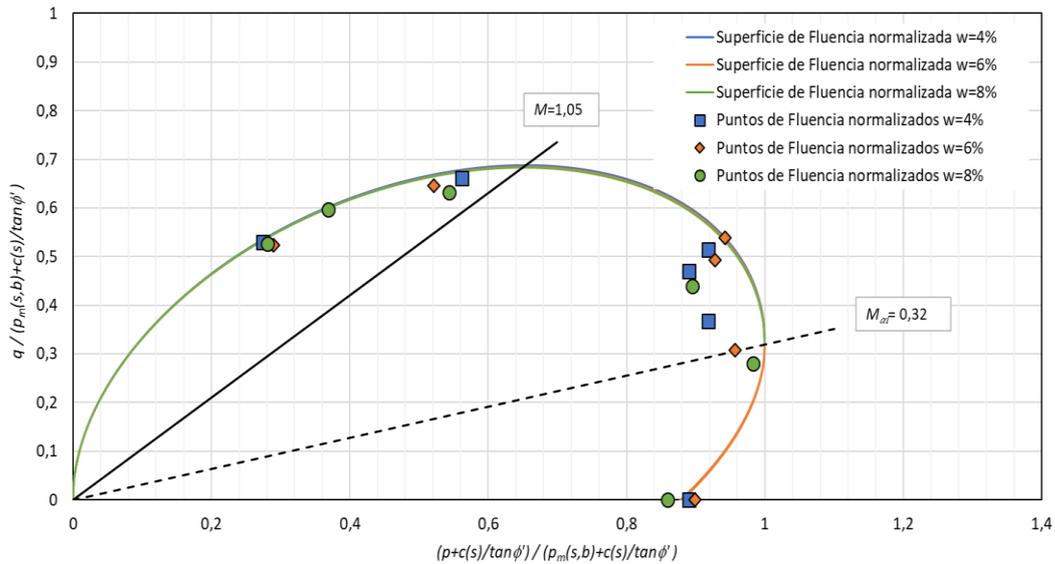


Figura 6.73: Superficies de fluencia comparadas para la condición de $b=0$ no saturada obtenidas por el modelo de Romero and Jommi (2008) para las tres muestras a diferentes humedades de compactación normalizadas teniendo en cuenta la succión

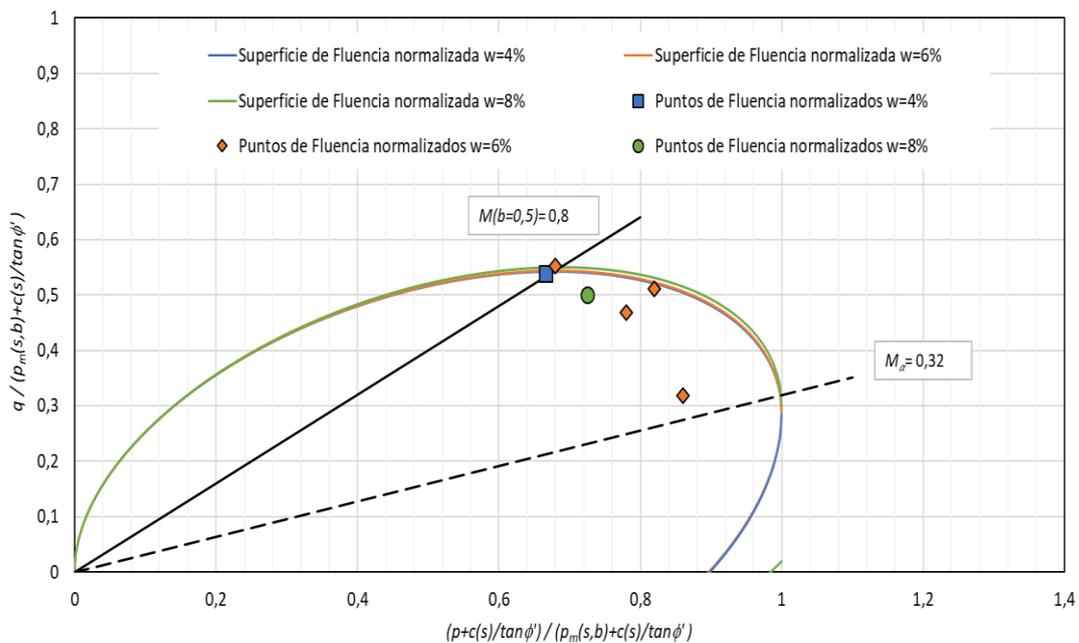


Figura 6.74: Superficies de fluencia comparadas para la condición de $b=0,5$ considerando la inclinación constante para las tres muestras a diferentes humedades de compactación considerando el efecto de la succión y p_m

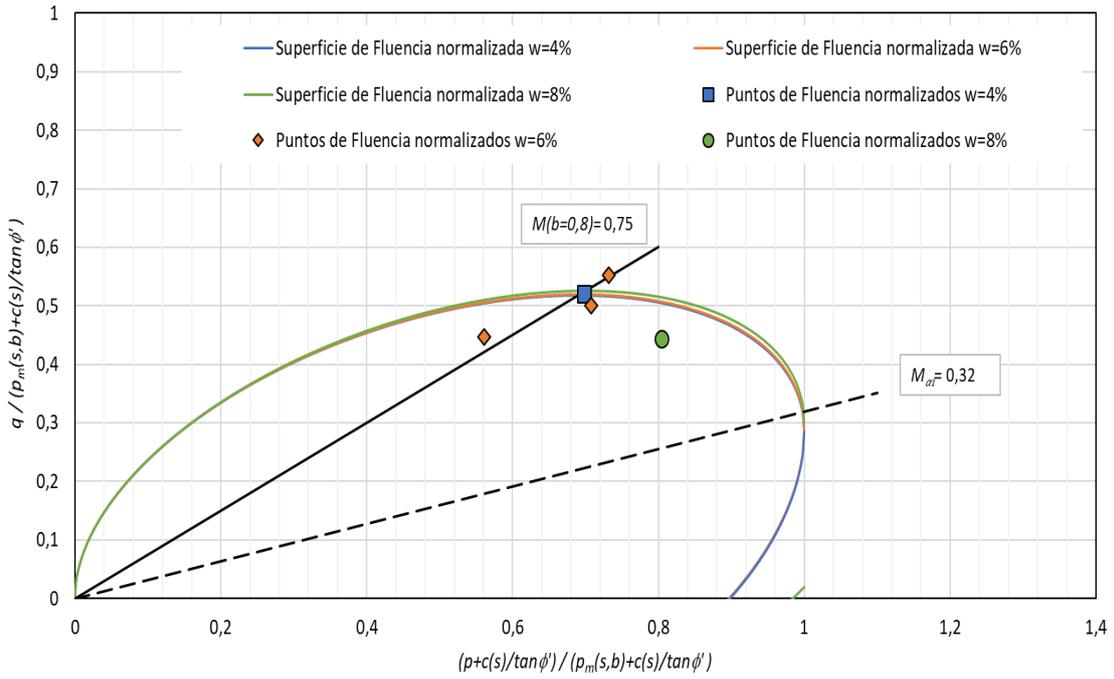


Figura 6.75: Superficies de fluencia comparadas para la condición de $b=0,8$ considerando la inclinación constante para las tres muestras a diferentes humedades de compactación considerando el efecto de la succión y p_m

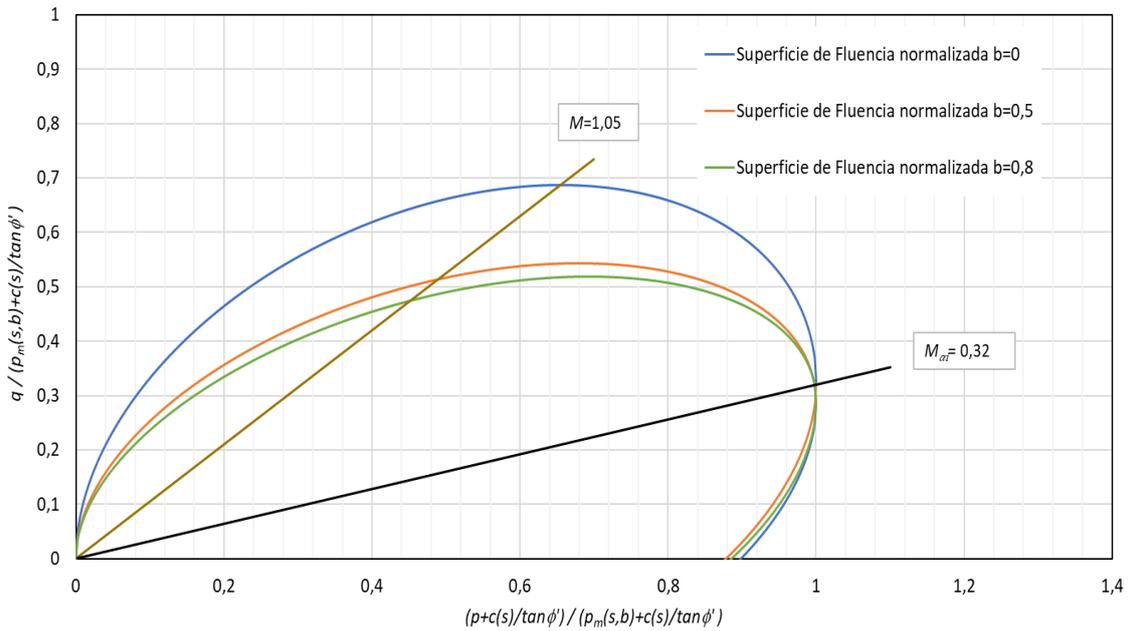


Figura 6.76: Superficies de fluencia normalizadas y comparadas para los diferentes valores de $b=0,8$

7 ENSAYOS DE SATURACIÓN BAJO CARGA GENERALIZADA

Los ensayos de colapso tuvieron como objetivo dar una mayor luz al comportamiento del material frente a saturación en diferentes condiciones de b (diferentes valores de la tensión intermedia o ángulo de Lode). Inicialmente, se presentan los resultados de los ensayos, las curvas de deformación volumétrica con el tiempo de ensayo transcurrido y con la deformación vertical. A continuación, se utiliza un modelo empírico propuesto para predecir la deformación volumétrica de colapso según el valor de la tensión aplicada. Se aplica un sencillo modelo de infiltración para comparar con los valores medidos de entrada de agua con el tiempo en las muestras con la predicción del modelo. Finalmente, se presentan la evolución de las deformaciones con la saturación y se lo comparan con las predicciones del modelo BBM.

7.1 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE SATURACIÓN

Los ensayos de saturación se realizaron sobre muestras compactadas con una humedad del 6% ($s=1500\text{kPa}$), preparadas con el procedimiento presentado en el capítulo 3, en el apartado sobre preparación de los ensayos en triaxial y cilindro hueco. Los ensayos de saturación se realizaron en tres etapas: inicialmente manteniendo la humedad constante, se aumentó la tensión media (p) a 200kPa isotrópicamente; en seguida se aplicó una tensión desviadora pequeña (10kPa) para ajustar el valor de b ; a continuación, se aumentó la tensión desviadora hasta el valor deseado para el ensayo; finalmente con la apertura de la válvula de entrada de agua, se permitió la saturación de la muestra manteniendo invariable el estado tensional. El valor de la presión de agua en la base de la muestra (presión de cola) se mantuvo constante e igual a valores entre 30 y 50 kPa según las condiciones de cada ensayo. Por otra parte, la cabeza de la muestra estaba abierta a la atmósfera. Para el análisis de los resultados, se presentan solamente las deformaciones ocurridas en la etapa de saturación. Se ejecutaron ensayos con valores de b igual a 0, 0,5 y 0,8, para las tensiones de corte de 10 kPa (tensión muy baja para mantener el cabezal tocando la parte superior), 75kPa y 185kPa.

La Figura 7.1 presenta las trayectorias de las pendientes de tensión para los diferentes valores de carga aplicada. En la gráfica se observa que los valores iniciales de tensión aplicada son inferiores al valor de estado crítico para los diferentes valores de b (o Lode).

Para la tensión desviadora de 185kPa, se nota que está muy cercana al estado crítico para la condición no saturada (puntos naranjas) y que al saturar (puntos azules) ya estarían por encima, indicando que el material rompe antes de la completa saturación.

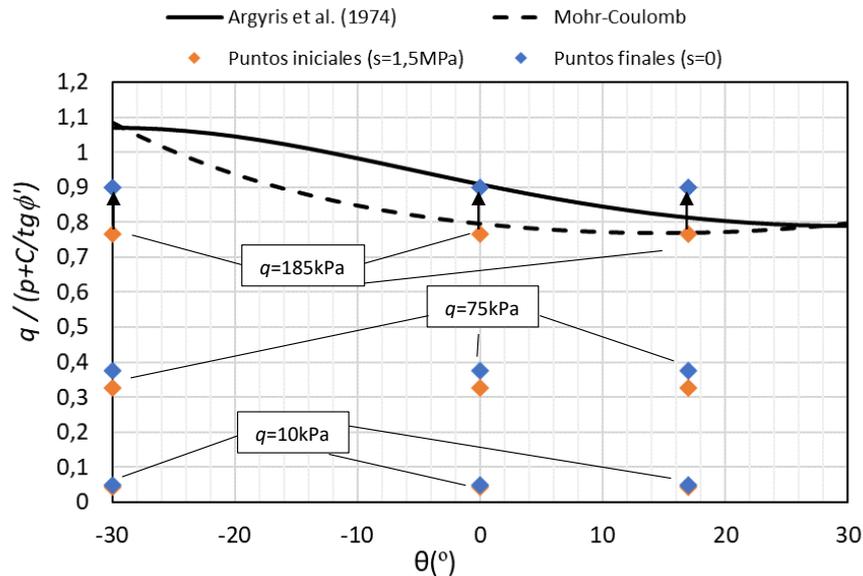


Figura 7.1: Pendientes de tensión antes y después de la saturación para diferentes valores de b (ángulo de Lode)

La Figura 7.2 presenta algunos ejemplos fotografías de muestras al acabar el ensayo de colapso para los diferentes valores del parámetro b aplicado y de las tensiones desviadoras durante el proceso de saturación. Se observó que para las condiciones de tensión desviadora baja ($=10\text{kPa}$) resultó más fácil la infiltración de agua por la muestra, permitiendo una saturación completa (Figura 7.2a). Las muestras ensayadas con una tensión desviadora de 75kPa también permitieron una saturación más fácil, aunque siendo necesario subir la presión de cola de $30\text{-}50\text{kPa}$ para facilitar el proceso de infiltración (Figura 7.2c). Por otro lado, al utilizar la tensión desviadora de 185kPa , el proceso de corte, sumado a la reducción de succión por saturación, genera un comportamiento diferente al que se observa en los ensayos de saturación bajo cargas desviadoras más pequeñas. Con el aumento de la tensión desviadora se percibió la aparición de fallas en las muestras, quizás condicionadas por la geometría de la propia muestra de cilindro hueco (Figuras 7.2b y 7.2d). Estas imperfecciones en el suelo podrían causar cambios de permeabilidad responsables de dificultar la ascensión del agua, justificando el aumento del tiempo necesario para la saturación (o el aumento de la presión de cola a utilizar). La Tabla 7.1 presenta los datos finales tras el ensayo para la humedad y grado de saturación

medio de las muestras. Se midió la humedad en tres partes de la muestra (inferior, centro y superior), a fin de observar la infiltración al largo del material. Se observó que las muestras ensayadas con la tensión desviadora de 185kPa presentaron menor grado de saturación al final, principalmente debido al hecho de la muestra empezar a romper antes de la completa saturación.

Tabla 7.1: Valores de humedad final y de grado de saturación de las muestras

b	q (kPa)	w inferior (%)	w centro (%)	w superior (%)	w final (%)	e final	Sr final (%)
0	10	18,0	18,0	18,0	18,0	0,56	86,0
0	75	15,6	15,6	15,6	15,6	0,45	93,0
0	185	14,0	14,0	14,0	14,0	0,44	84,0
0,5	10	19,0	18,0	17,0	18,0	0,62	76,0
0,5	75	15,0	14,5	11,5	13,7	0,48	86,0
0,5	185	12,5	10,4	8,2	10,4	0,41	67,0
0,8	10	19,3	19,0	18,5	18,9	0,54	94,0
0,8	75	15,4	15,0	14,0	14,8	0,45	87,0
0,8	185	9,0	6,0	6,0	7,0	0,35	53,0

Los ensayos fueron interrumpidos cuando no se observan más cambios en el desplazamiento vertical (Figura 7.3a) y/o cuando no había más cambios en el volumen de cola (Figura 7.3b), dándose por concluido el ensayo. La duración de los ensayos y, por tanto, la cantidad de agua finalmente infiltrada en la muestra ha estado muy condicionada por la estabilidad mecánica de la muestra. En alguno de los ensayos no se ha podido llegar a la saturación total de la muestra ya que la elevada deformación de la muestra no ha permitido seguir con el proceso de infiltración. Eso hace que el grado de saturación y las deformaciones a lo largo de la altura de la muestra pueda variar en los ensayos en los que no se ha llegado a la saturación total. Los valores de las deformaciones que se presentarán en este capítulo, corresponden a valores de las deformaciones promedio a lo largo de las muestras, aunque se hayan observado importantes concentraciones de deformación y saturación (Figura 7.2).



Figura 7.2: Muestras después de los ensayos de colapso: a) $b=0.5$ y $q=10\text{kPa}$;
b) $b=0.5$ y $q=185\text{kPa}$; c) $b=0.8$ y $q=75\text{kPa}$; d) $b=0.8$ y $q=185\text{kPa}$

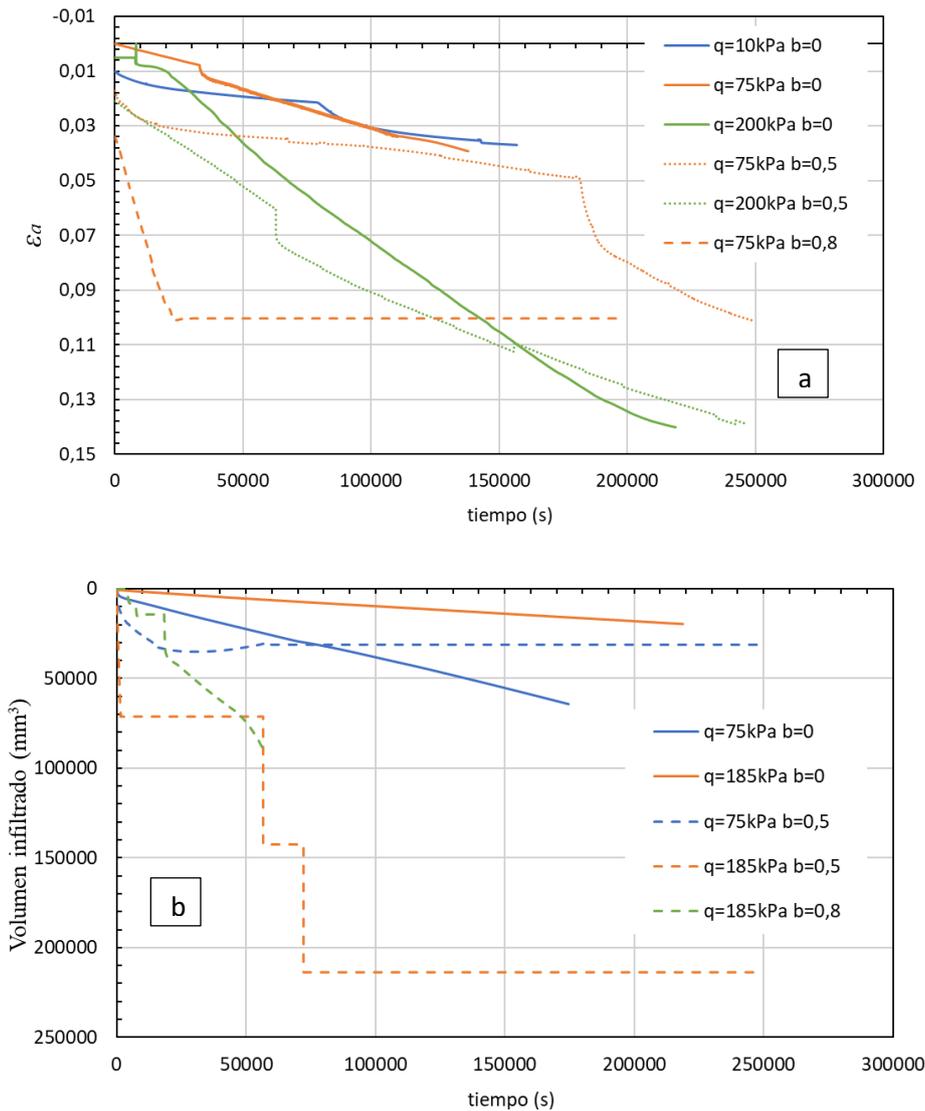


Figura 7.3: Curvas de deformación axial (a) y volumen infiltrado (b) en función del tiempo.

La Figura 7.4 presenta la evolución de las deformaciones volumétricas de colapso durante el proceso de saturación en la condición de b igual a 0 y diferentes valores del desviador aplicado (la presión media en todos los ensayos se mantuvo constante e igual a 200 kPa). Se apreció el aumento de la deformación total con el aumento de la tensión desviadora, presentándose principalmente compresión en la muestra. Se observó un aumento considerable de las deformaciones cuando se aumenta la tensión desviadora, aproximadamente un 12% de diferencia entre la deformación volumétrica para un desviador de 10kPa y de 185kPa. Pero los ensayos con las tensiones desviadoras de 75kPa y 185kPa no presentaron una diferencia tan grande (alrededor del 2 al 4%). Por otro lado, cuando se aplicó la tensión desviadora de 10kPa, la deformación volumétrica es pequeña.

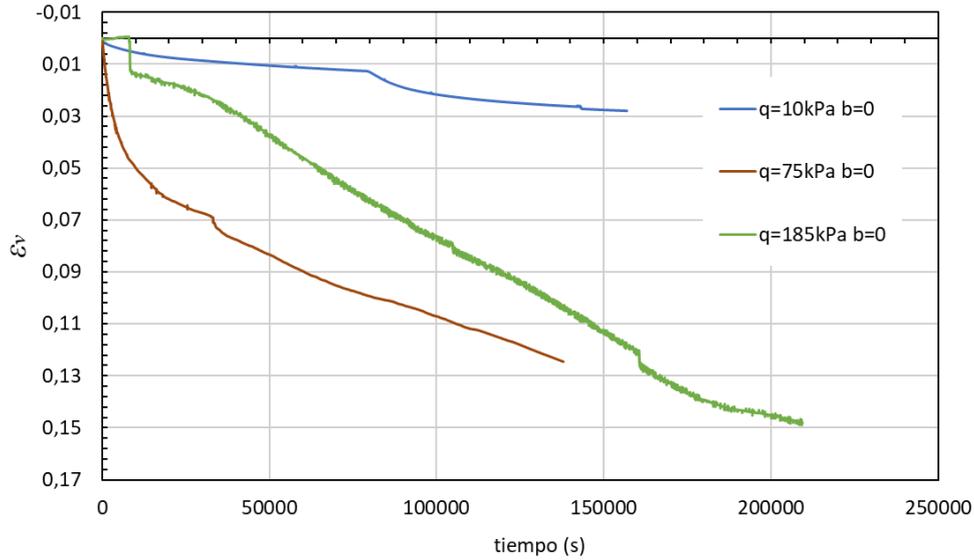


Figura 7.4: Curvas de deformación volumétrica con el tiempo de entrada de agua para los ensayos con b igual a 0 y diferentes valores del desviador aplicado

La Figura 7.5 presenta los resultados de los ensayos de colapso en condición de b igual a 0.5. Se observó también que hay un aumento de la deformación volumétrica cuanto mayor es la tensión desviadora aplicada. Sin embargo, el aumento de la deformación es mucho más evidente para la tensión desviadora de 185kPa (16,5%) que la de 75kPa (8%). Para el valor de q de 10kPa, no se observaron altos valores de deformaciones (2.5%).

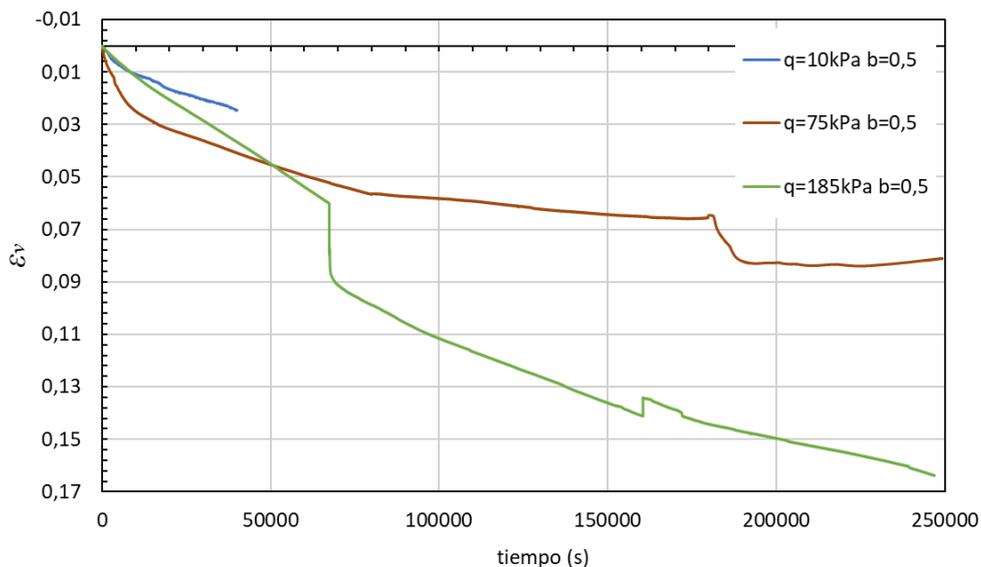


Figura 7.5: Curvas de deformación volumétrica con el tiempo de entrada de agua para los ensayos con b igual a 0.5 y diferentes valores del desviador aplicado

La Figura 7.6 presenta los resultados de los ensayos de colapso para la condición de b igual a 0.8. Se observó que las deformaciones volumétricas cuando se aplica tensión desviadora de 10kPa son pequeñas en relación a las medidas con las demás tensiones aplicadas. También se notó que las deformaciones en los ensayos con q de 75kPa y de 185kPa no eran muy diferentes (2 al 4% de diferencia entre ambas). Ese comportamiento puede ser debido a que para el ensayo de 185kPa la muestra no llegó a saturación, rompiéndose enseguida que empieza a humedecerse el suelo. Para el valor de q de 10kPa, se observaron valores bajo de deformaciones volumétricas presentando algo de dilatancia con la entrada de agua al principio de la infiltración. Sin embargo, la forma de la curva deformación – tiempo parece indicar que la muestra tenía tendencia a seguir deformándose con el tiempo.

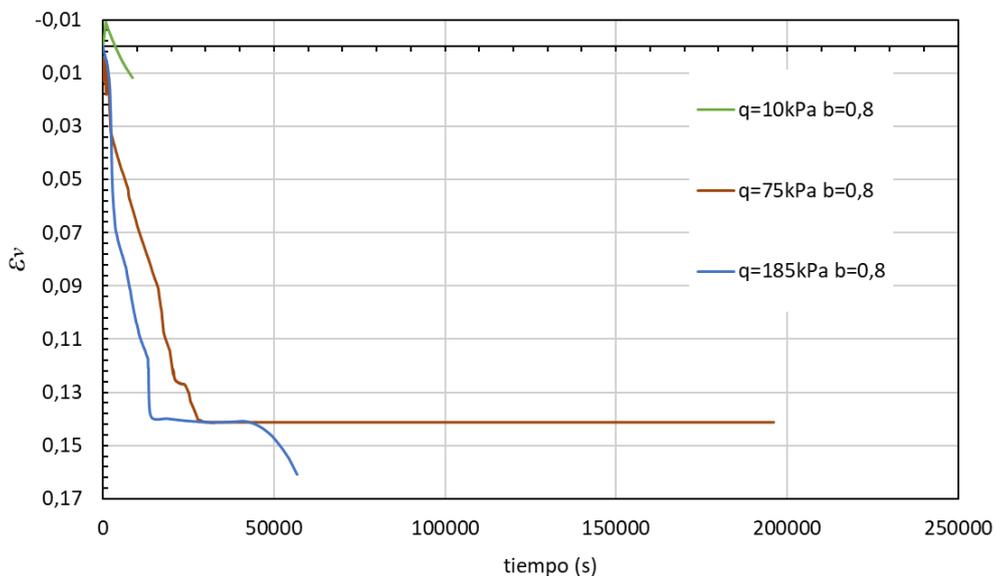


Figura 7.6: Curvas de deformación volumétrica con el tiempo de entrada de agua para los ensayos con b igual a 0.8 y diferentes valores del desviador aplicado

Las Figuras 7.7, 7.8 y 7.9 presentan la comparación de los resultados de los ensayos de colapso con diferentes valores de b para valores del desviador, q , igual a 10kPa, 75kPa y 185kPa, respectivamente. Es posible que para tensiones desviadoras más elevadas (o cercanas a la tensión de rotura), el exceso de deformaciones de corte no deje observar el efecto de la distribución de tensiones aplicada (b), estado el comportamiento fundamentalmente regido por la tensión desviadora. Por otra parte, se pone de manifiesto que en algunos de los ensayos la deformación volumétrica no ha alcanzado su total

desarrollo cuando se ha finalizado el ensayo: ($q= 10 \text{ kPa}$, $b=0.5$), ($q= 10 \text{ kPa}$, $b=0.8$), ($q= 75 \text{ kPa}$, $b=0$), ($q= 75 \text{ kPa}$, $b=0.8$) y ($q= 185 \text{ kPa}$, $b=0.8$).

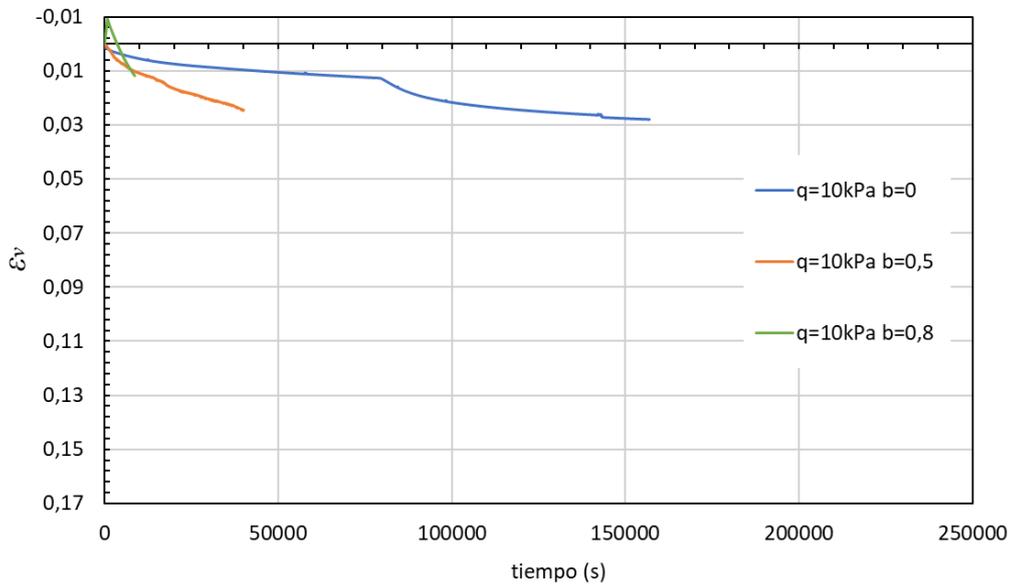


Figura 7.7: Curvas de deformación volumétrica con el tiempo de entrada de agua con diferentes valores de b para $q=10 \text{ kPa}$

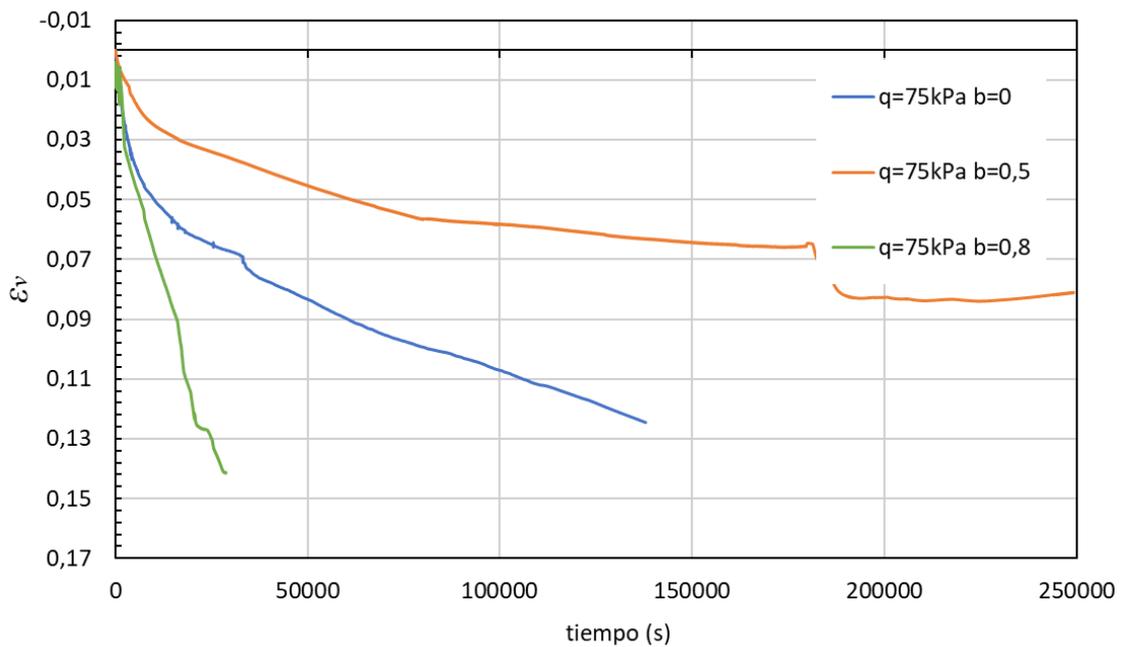


Figura 7.8: Curvas de deformación volumétrica con el tiempo de entrada de agua con diferentes valores de b para $q=75 \text{ kPa}$

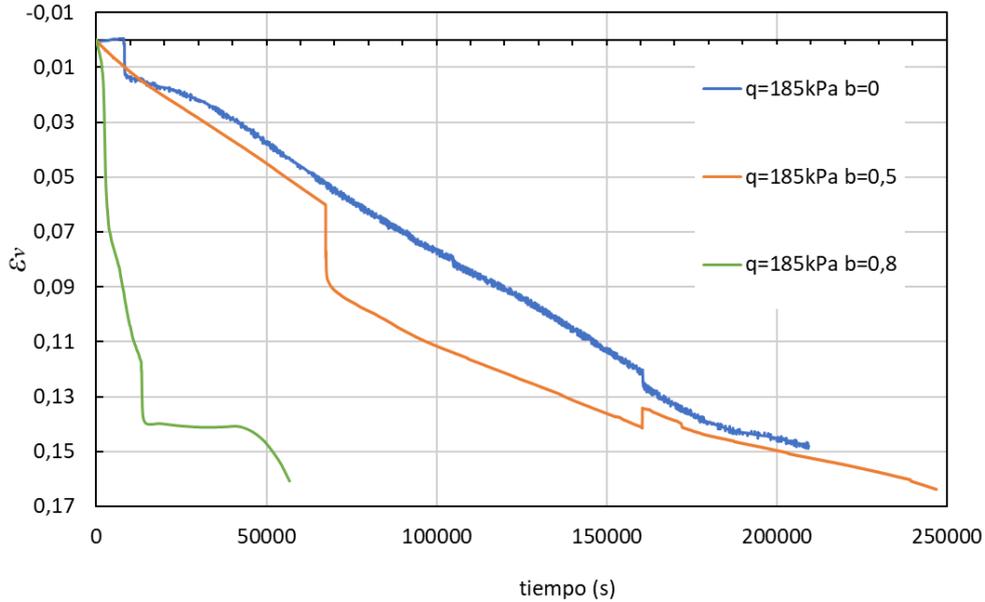


Figura 7.9: Curvas de deformación volumétrica con el tiempo de entrada de agua con diferentes valores de b para $q=185\text{kPa}$

La Figura 7.10 presenta las curvas de variación de la deformación volumétrica con la deformación vertical con la finalidad de ilustrar el comportamiento volumétrico frente la medida directa del desplazamiento vertical. Se observó que la mayor deformación vertical sufrida ocurrió en las muestras bajo tensión desviadora de 185kPa , comportamiento coherente ya que se generan deformaciones de corte tanto por la tensión de corte alta, como por las deformaciones debidas a la saturación. Las muestras con baja carga desviadora, apenas presentaron deformaciones verticales.

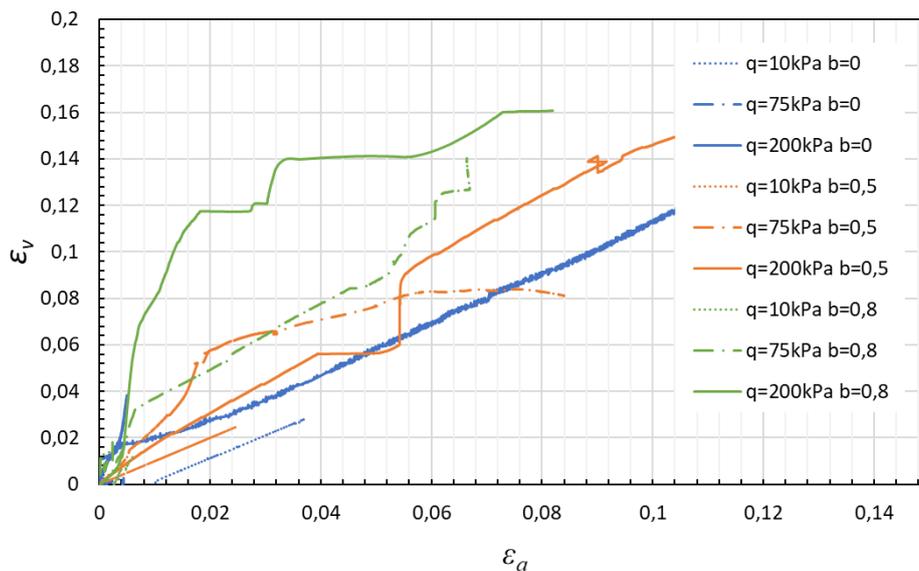


Figura 7.10: Curvas de deformación volumétrica en función de la deformación vertical

7.2 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO EN LOS ENSAYOS DE SATURACIÓN

Con la finalidad de analizar el comportamiento hidráulico del material, se realizaron modelaciones para valorar el volumen de agua introducido en las muestras en función del tiempo en los ensayos de colapso para los diferentes valores de b y a diferentes valores de tensión desviadora (10, 75 y 185kPa). Las muestras ensayadas tenían inicialmente una humedad de 6% ($s=1500\text{kPa}$) y una densidad seca de $1,65\text{Mg/m}^3$.

La modelación del proceso de saturación se llevó a cabo utilizando la serie de Fourier presentada por Gardner (1956) y Vicol (1990), y explicada en Romero (1999). La expresión se presenta en la ecuación 7.1. El modelo hace la hipótesis de suelo indeformable, permeabilidad no saturada constante y de que la relación entre el grado de saturación y la succión es lineal. Adicionalmente, se asume que la pérdida de energía del agua en la placa porosa de la base de la muestra es despreciable frente a la pérdida de energía a lo largo de la muestra de suelo. Esta hipótesis es cierta ya que la permeabilidad de las placas porosas es varios órdenes de magnitud superior a la del suelo ensayado.

$$\frac{Q(t)}{Q_0} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=0}^{n_{max}} \frac{1}{(2m+1)^2} \exp \left[-(2m+1)^2 \pi^2 \frac{tD_w}{4L^2} \right] \quad 7.1$$

Donde:

$Q(t)$ = Volumen de agua introducida o extraída de la muestra en un tiempo t .

Q_0 = Volumen total de agua que se puede extraer o introducir en la muestra.

D_w = Difusividad del agua.

t = Tiempo.

L = Altura de la muestra.

n_{max} = Número de términos de la serie (se ha variado entre 500 y 20 según el valor de $\frac{tD_w}{4L^2}$)

Una vez la muestra ha alcanzado un elevado grado de saturación global (0,95), se puede suponer que empieza a salir agua por la cara superior de la muestra y existe un flujo estacionario regido por el gradiente hidráulico y la permeabilidad saturada del suelo donde los caudales de entrada y salida de agua en la muestra coinciden. En las Figuras 7.11 a 7.16 se presentan algunos ejemplos de las curvas del volumen infiltrado en el

ensayo de colapso a lo largo del tiempo, comparando las curvas obtenidas en el ensayo con las calculadas con el modelo de infiltración. Para la condición de $b=0$ y q de 75 kPa y 185 kPa, los ensayos fueron realizados en el triaxial convencional por la mayor facilidad y control del ensayo (ver Figuras 7.11 y 7.12 para las tensiones desviadoras de 75 y 185 kPa, respectivamente).

Debido a la complejidad de trabajar con las muestras en el equipo de cilindro hueco, principalmente debido a la geometría, había una gran incertidumbre sobre la presión de cola necesaria para lograr la entrada de agua en la muestra. También, había un especial cuidado para conseguir mantener invariables las presiones externas e internas sobre la muestra (controlar el valor de b) durante el ensayo de colapso.

Las muestras presentaron una resistencia inicial a la entrada de agua, tardando en empezar a registrarse cambios de volumen de agua introducida por el controlador GDS de presión de cola. En la mayoría de los ensayos la presión de cola se empezó con un valor de 30kPa, y se mantuvo por 24h la presión. Pero, pasado ese tiempo, se aumentó la presión de cola a 50kPa, porque se percibía que no había más cambios en el volumen de agua infiltrada, con un volumen inferior a la cantidad de agua necesaria para saturar la muestra. Estos fenómenos anómalos pueden ser debidos a la existencia de burbujas de aire atrapado que no se llegan a disolver debido a los bajos valores de la presión de cola utilizados.

Es importante resaltar que para los ensayos con b igual a 0,8, hubo mayor dificultad para saturar las muestras. Eso podría ser justificado por el ensayo acercarse a una extensión triaxial y, debido a un efecto de tracción, genera partes con fallas y cambios de densidad locales, dificultando la ascensión del agua en la muestra. La Tabla 7.2 muestra los parámetros usados para el modelo de infiltración. En general se observa una disminución de la difusividad a medida que los valores del desviador aplicado sobre la muestra son mayores. Sin embargo, los valores de la difusividad parecen decrecer a medida que aumenta el índice de poros final de la muestra. Este comportamiento anómalo podría explicarse por el hecho de que la infiltración (y la difusividad resultante) está condicionada por la parte de la muestra que tiene menor permeabilidad mientras que el índice de poros final engloba un promedio a lo largo de toda la muestra.

Tabla 7.2: Parámetros del modelo de infiltración

b	q (kPa)	Sr final medido con humedad	Sr final medido con volumen de entrada de agua	e_f	D_w (m ² /s)	Sr calc
0	10	86,0	78,6	0,56	$4,0 \times 10^{-6}$	80,0
	75	93,0	88,0	0,45	$2,28 \times 10^{-8}$	98,0
	185	84,0	86,0	0,44	$9,99 \times 10^{-9}$	81,0
0,5	10	76,0	82,0	0,62	$1,5 \times 10^{-6}$	81,0
	75	86,0	74,0	0,48	$2,28 \times 10^{-8}$	81,0
	185	67,0	66,0	0,41	$1,53 \times 10^{-7}$	90,0
0,8	10	94,0	93,4	0,54	$2,93 \times 10^{-7}$	80,0
	75	87,0	97,0	0,45	$2,28 \times 10^{-8}$	81,0
	185	53,0	63,0	0,35	$2,93 \times 10^{-9}$	44,0

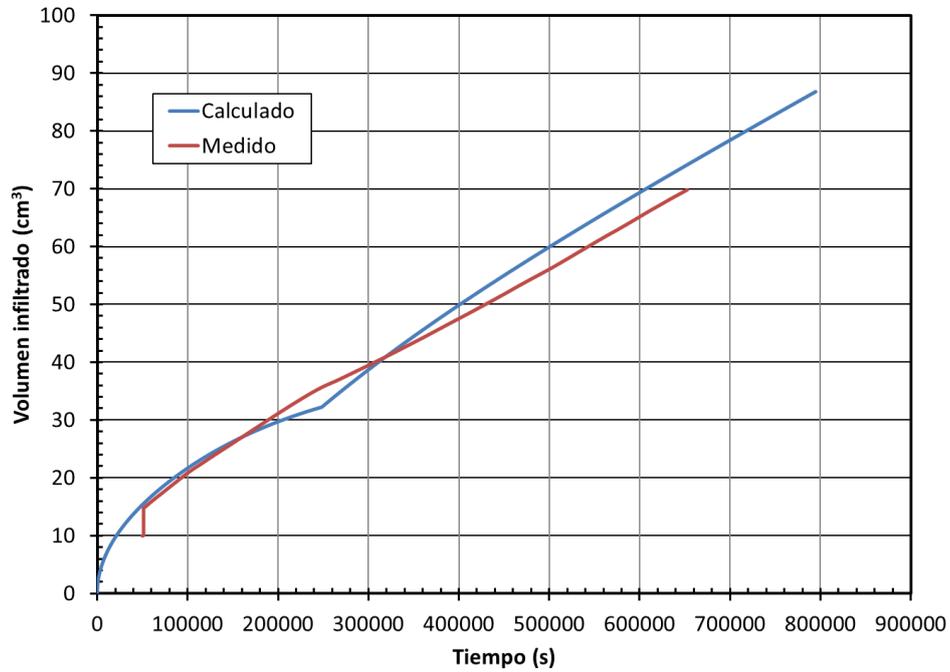


Figura 7.11: Curvas de infiltración medida y calculada para la muestra de $b=0$ y $q=75$ kPa.

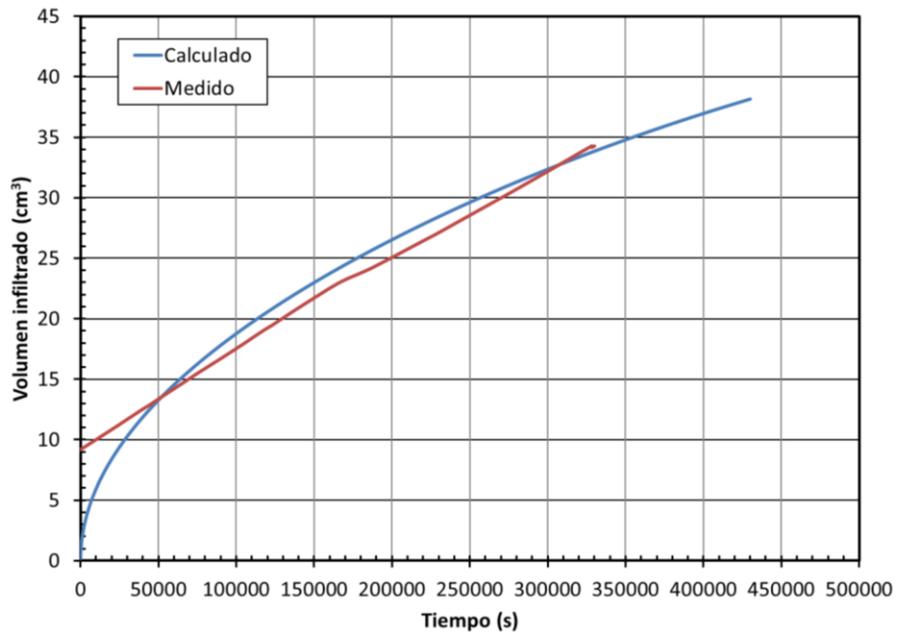


Figura 7.12: Curvas de infiltración medida y calculada para la muestra de $b=0$ y $q=185\text{kPa}$.

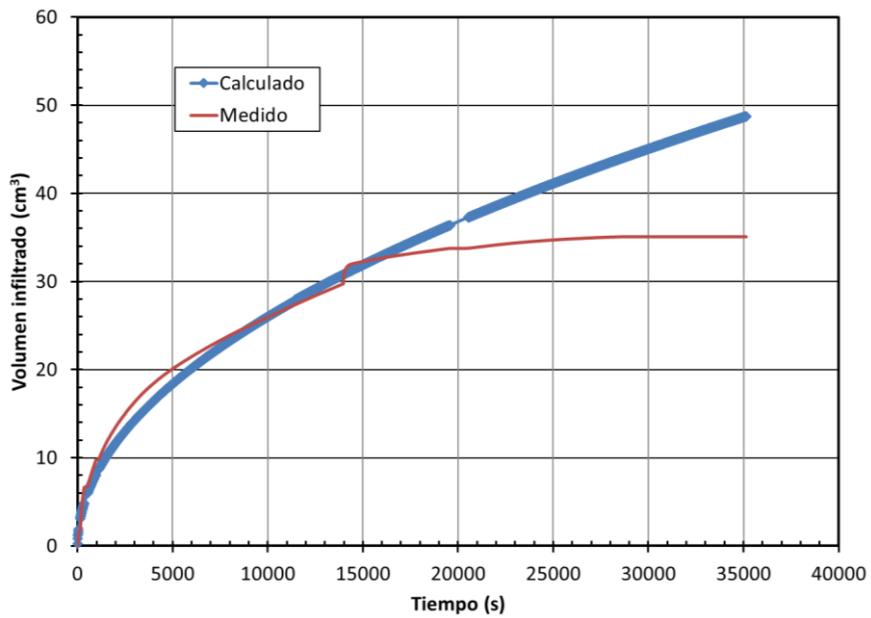


Figura 7.13: Curvas de infiltración medida y calculada para la muestra de $b=0,5$ y $q=75\text{kPa}$.

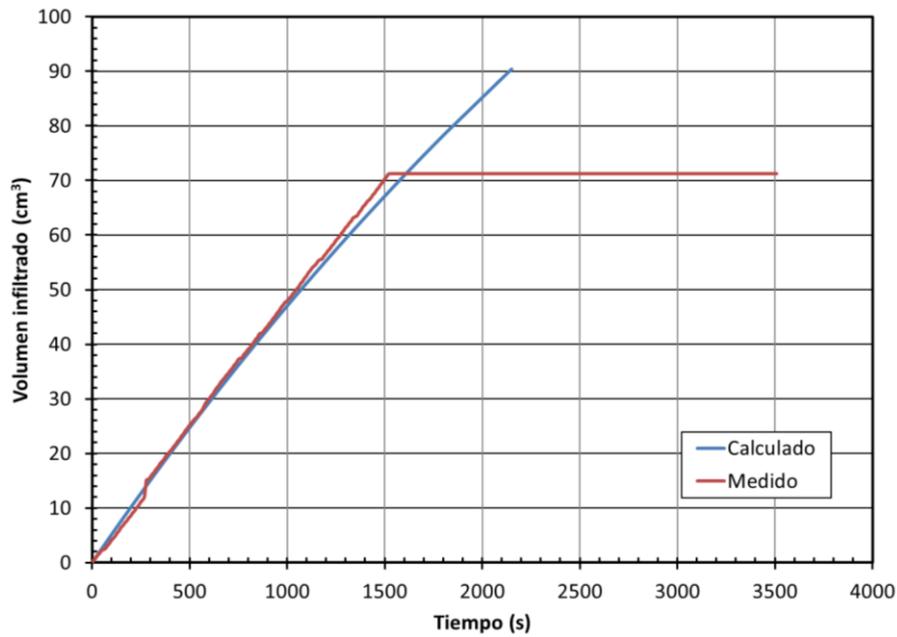


Figura 7.14: Curvas de infiltración medida y calculada para la muestra de $b=0,5$ y $q=185\text{kPa}$.

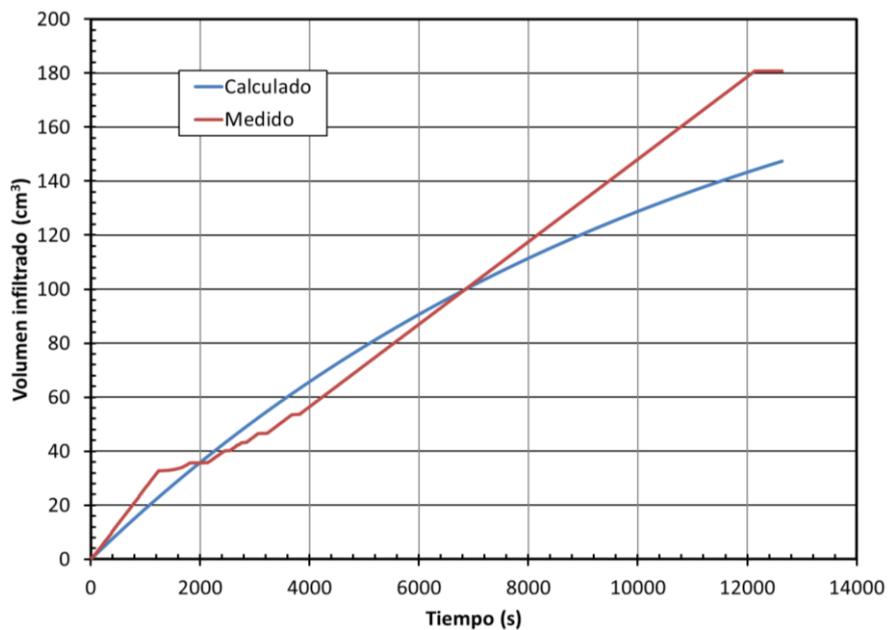


Figura 7.15: Curvas de infiltración medida y calculada para la muestra de $b=0,8$ y $q=10\text{kPa}$.

También se realizó los análisis de la variación del grado de saturación en función de la entrada de agua en las muestras durante los ensayos de colapso. La evolución del grado de saturación en función del tiempo, comparando el valor calculado por la cantidad de agua entrada en la muestra con el volumen obtenido por el modelo de infiltración presentado anteriormente se muestra en las gráficas de las Figuras 7.16, 7.17 y 7.18 para

tres de los ensayos realizados. Estos análisis ayudaron a valorar el cambio de succión al largo del humedecimiento para colapso utilizando la correspondiente curva de retención.

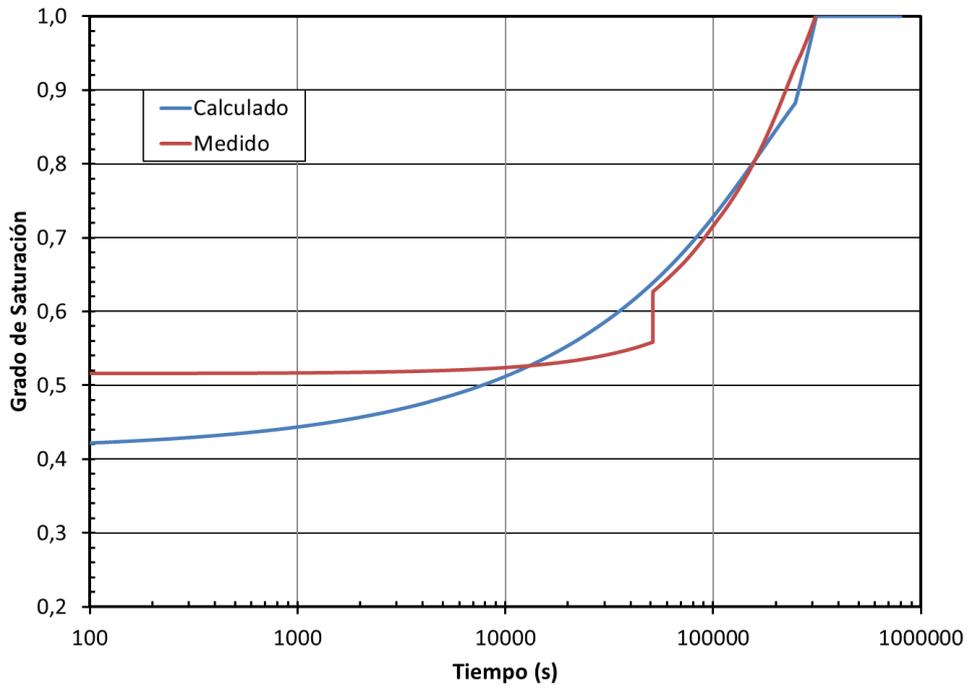


Figura 7.16: Evolución del grado de saturación con el tiempo de infiltración para la muestra $b=0$ y $q=75\text{kPa}$.

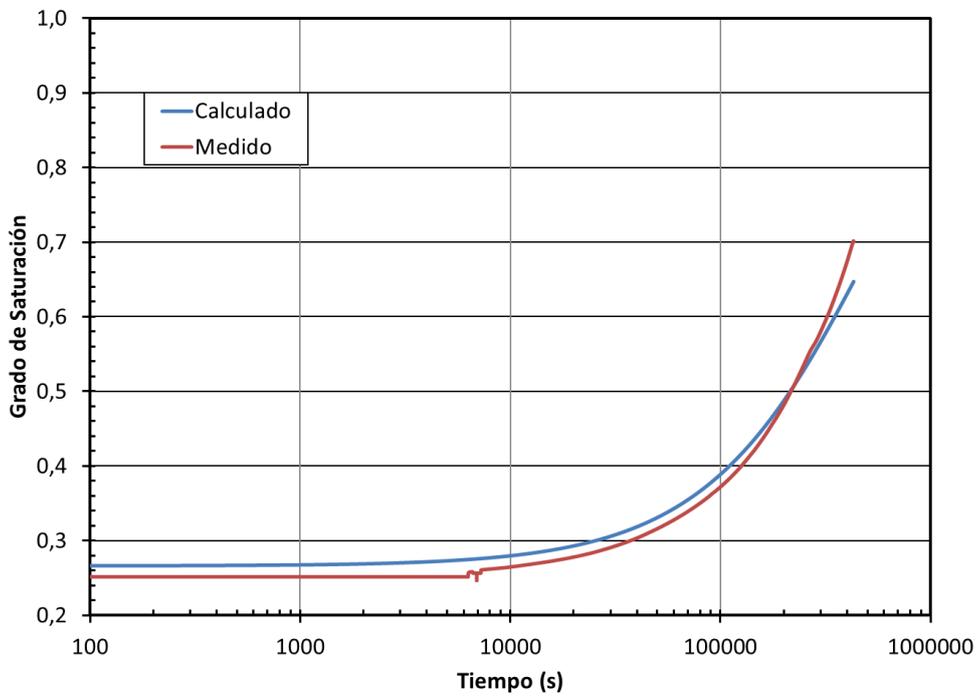


Figura 7.17: Evolución del grado de saturación con el tiempo de infiltración para la muestra $b=0$ y $q=185\text{kPa}$.

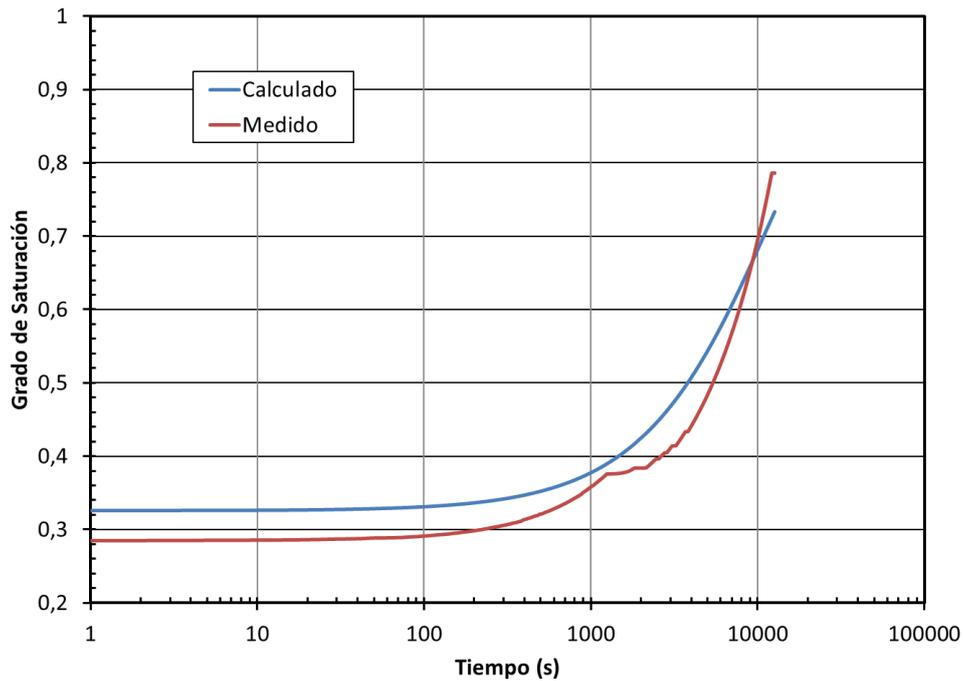


Figura 7.18: Evolución del grado de saturación con el tiempo de infiltración para la muestra $b=0,8$ y $q=10\text{kPa}$.

7.3 ANALISIS DE LA EVOLUCIÓN DE LAS DEFORMACIONES CON EL CAMBIO DE SUCCIÓN

Durante el proceso de saturación se producen deformaciones de corte irreversibles cuando el suelo está sobre la superficie de fluencia. Estas deformaciones pueden ser volumétricas y de corte. Para analizarlas se ha utilizado el marco conceptual del modelo BBM, considerando para cada caso una pendiente de la recta de estado crítico que depende del valor de la tensión principal intermedia (ángulo de Lode o parámetro b) y no depende de la succión y un valor de la cohesión aparente que depende de la succión y no depende del ángulo de Lode.

En este marco, durante la saturación el punto representativo de las tensiones del suelo (p,q) se mantiene constante y sobre la superficie de fluencia cuando el desviador es alto ($q=185\text{ kPa}$). La reducción de la succión acerca ese punto a la envolvente de rotura provocando la aparición de deformaciones de corte importantes. Las mayores deformaciones de corte se producirán para el caso de $b=0,8$ ya que, en ese caso, la envolvente de resistencia es más baja. Por otra parte, la reducción de la succión favorece la disminución de la cohesión aparente y el aumento de la presión de preconsolidación saturada (p_0^*). Este aumento estará asociado a las deformaciones volumétricas plásticas

que se producen durante el colapso por saturación. Cuanto mayor sea el desviador aplicado mayor será la relación entre las deformaciones plásticas de corte y las volumétricas, de forma que las deformaciones de corte prevalecerán sobre las volumétricas en aquellos estados de tensión próximos a la envolvente de rotura y las deformaciones volumétricas prevalecerán sobre las de corte en aquellos estados tensionales próximos al caso isotrópico.

Con estas hipótesis, el efecto de la relación entre las tensiones principales sobre las deformaciones durante la saturación queda limitado a la variación de la pendiente de la línea de estado crítico M y es de esperar que sea pequeño en general. En cualquier caso, cuando el desviador aplicado durante la saturación es pequeño el efecto será menor que cuando el desviador sea mayor.

Las superficies presentadas en las Figuras 7.19, 7.20 y 7.21 son las modeladas para la humedad de 6% en la compactación ($s=1500\text{kPa}$), que es la condición inicial de todos los ensayos de colapso analizados. Se observó que para las tensiones desviadoras de 10 y 75 kPa están muy por debajo de la línea de estado crítico del material, para todas las condiciones de b y, se confirmó por el estado final de las muestras después del ensayo, que no presentaron demasiada degradación o fallas. Sin embargo, para la tensión desviadora de 185kPa, se percibió que está muy cercana a la envolvente de rotura saturada para los tres valores de b . Este comportamiento tiene coherencia con las observaciones de los ensayos, una vez que con la tensión de 185kPa las muestras parecen presentar rotura al empezar a saturarse.

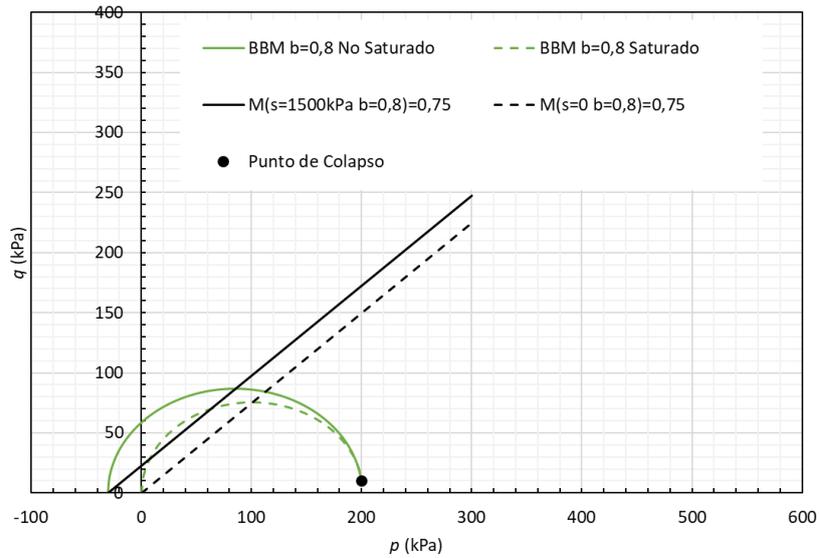
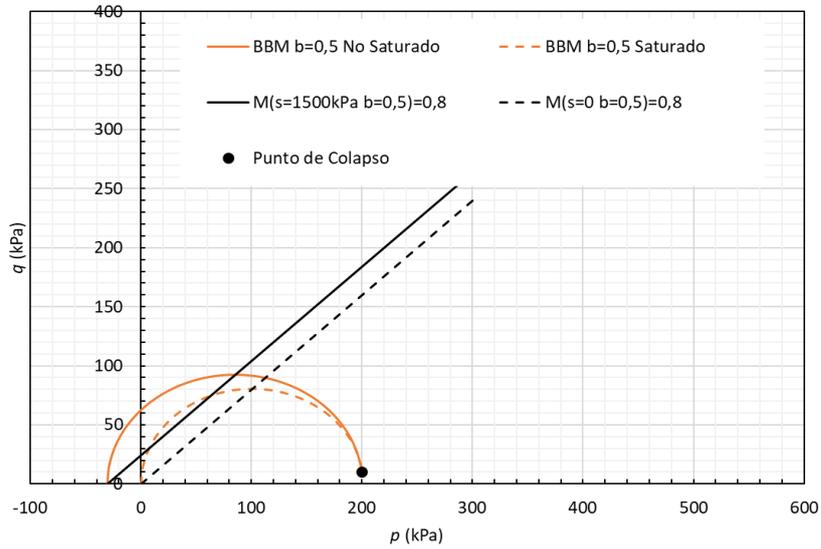
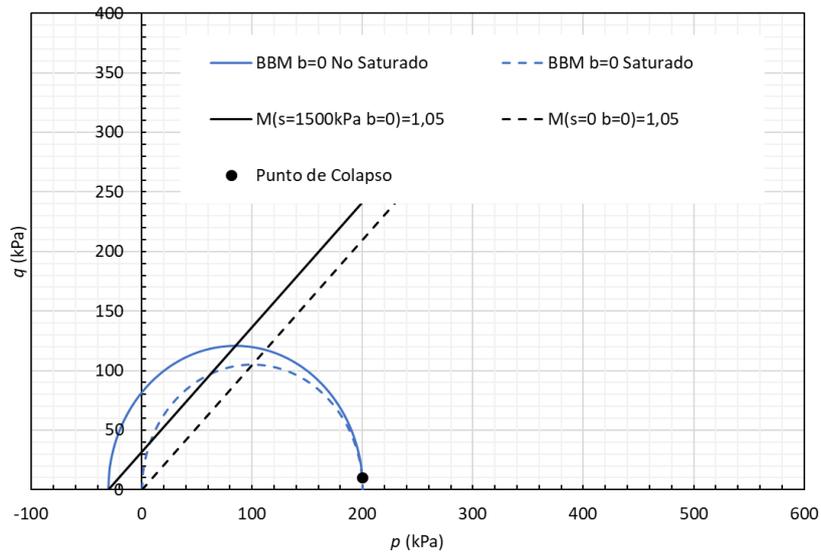


Figura 7.19: Estado de tensión aplicados para los ensayos de colapso $q=10\text{kPa}$ comparados con las superficies de fluencia para las tres condiciones de b (saturadas y no saturadas)

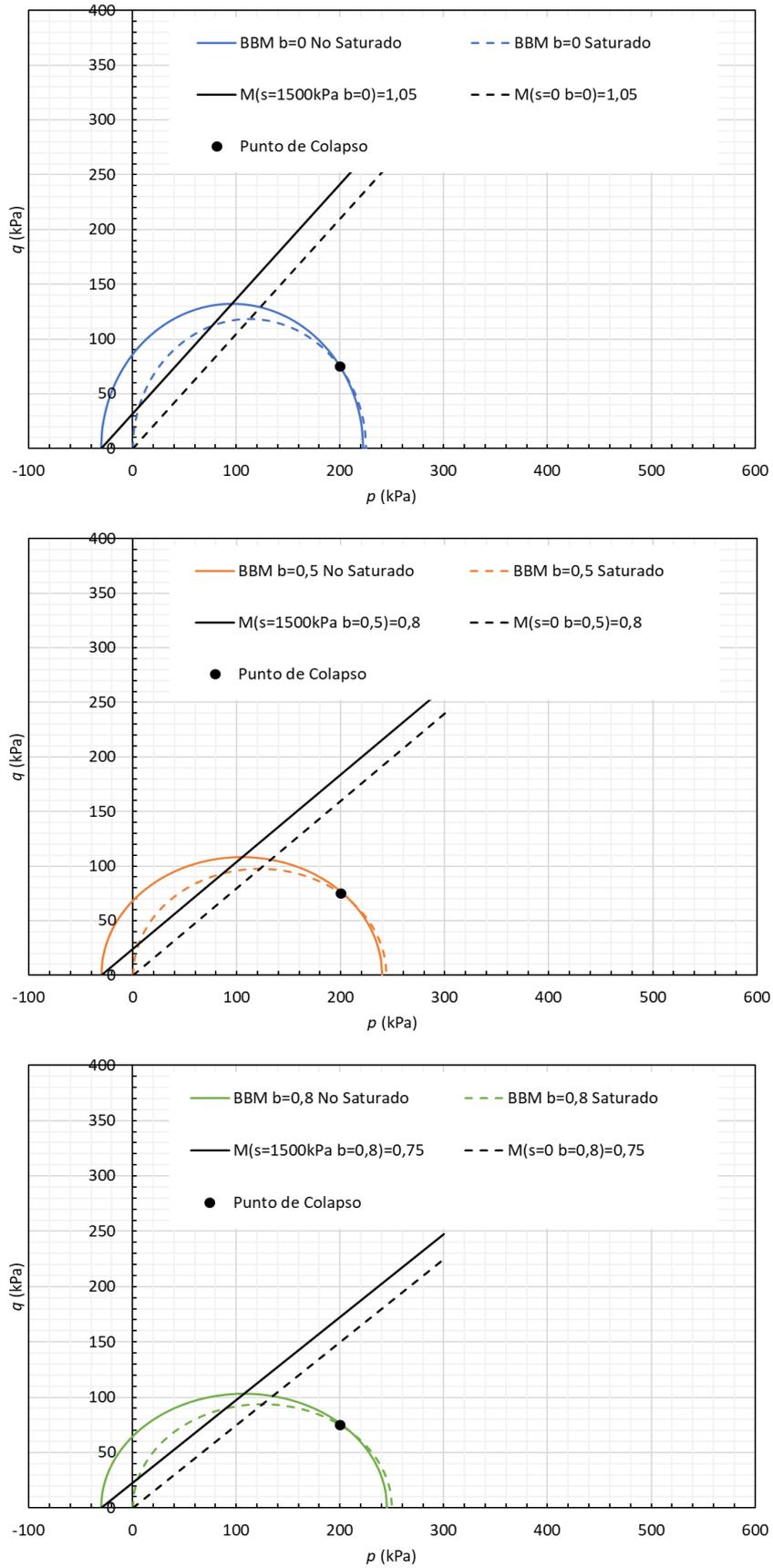


Figura 7.20: Estado de tensión aplicados para los ensayos de colapso $q=75\text{kPa}$ comparados con las superficies de fluencia para las tres condiciones de b (saturadas y no saturadas)

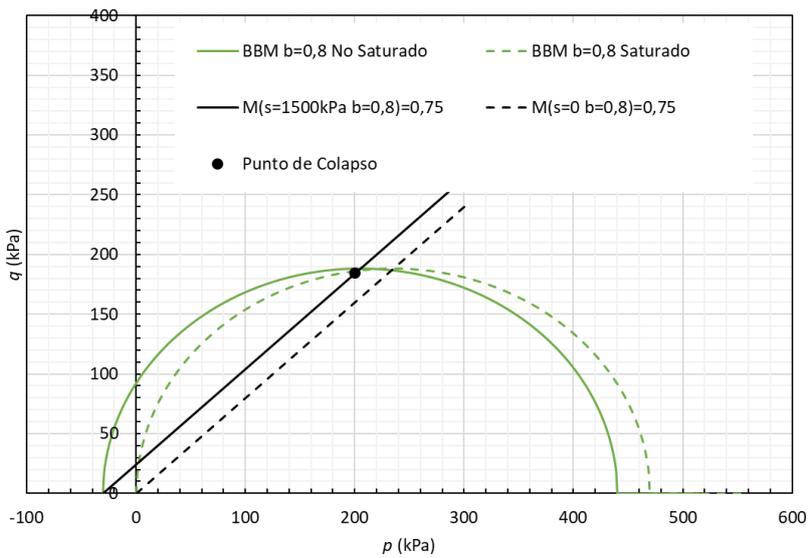
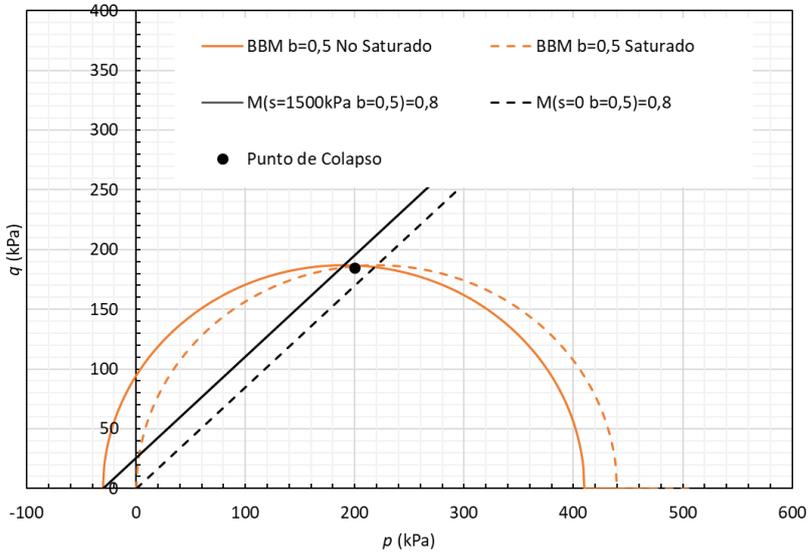
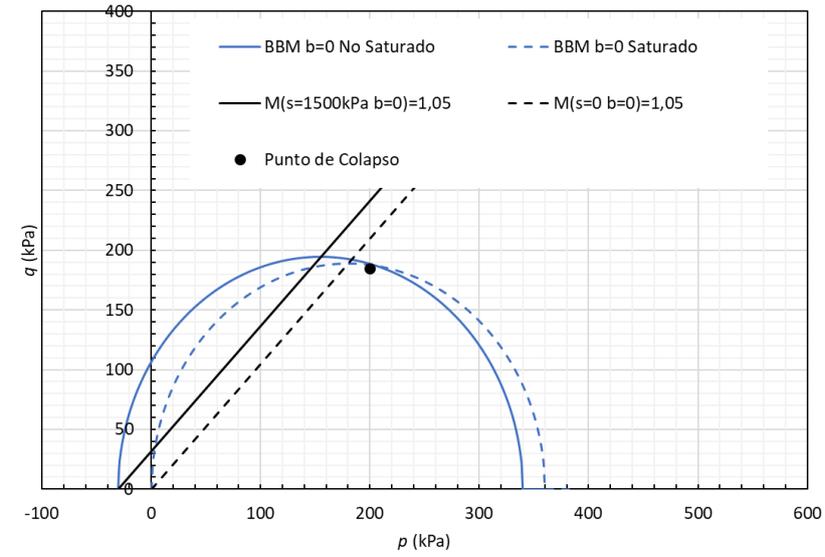


Figura 7.21: Estado de tensión aplicados para los ensayos de colapso $q=185\text{kPa}$ comparados con las superficies de fluencia para las tres condiciones de b (saturadas y no saturadas)

Se modeló los resultados de colapso en función del cambio de succión debido al humedecimiento utilizando el modelo BBM para calcular la deformación volumétrica y de corte. Los parámetros fueron obtenidos en base a los resultados de los ensayos triaxiales, presentados en el capítulo 4.

Las expresiones básicas del modelo están presentadas en las ecuaciones de 7.2 a 7.8 (α es un parámetro de la regla de flujo para deformaciones laterales igual a cero). Se ha utilizado un esquema explícito de integración de las ecuaciones que proporcionan las variaciones de las deformaciones utilizando incrementos de tensión y de succión muy pequeños en una hoja EXCEL.

$$\lambda_{(s)} = \lambda_{(0)}[(1 - r) \exp(-\beta s) + r] \quad 7.2$$

$$\left(\frac{p_0}{p^c}\right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c}\right)^{\frac{\lambda_{(0)} - \kappa}{\lambda_{(s)} - \kappa}} \quad 7.3$$

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{v} \frac{dp}{p} + \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{(s + p_{at})} \quad 7.4$$

$$d\varepsilon_s^e = \frac{dq}{3G} \quad 7.5$$

$$\alpha = \frac{M(\theta)(M(\theta) - 9)(M(\theta) - 3)}{9(6 - M(\theta))} \frac{1}{1 - \frac{\kappa}{\lambda}} \quad 7.6$$

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \frac{2q\alpha}{M(\theta)^2(2p + p_s - p_0)} \quad 7.7$$

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{v}{\lambda_0 - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad 7.8$$

La Figura 7.22 presenta las curvas con la variación de p_0 , p_0^* , y de la LC con la succión para los diferentes estados tensionales estudiados. Puede observarse como la reducción de succión implica en el aumento de tamaño de la superficie de fluencia (LC). La Tabla 7.3 presenta los parámetros utilizados por el modelo BBM.

Tabla 7.3: Parámetros del modelo BBM utilizados

b	s (MPa)	$M(\theta)$	λ_0	λ_s	κ	α	β	r	p^c (MPa)	p^{*0} (MPa)
0	1,5	1,05	0,11	0,072	0,012	0,422	30	0,65	0,0004	0,0097
0,5	1,5	0,8	0,11	0,072	0,012	0,384	30	0,65	0,0004	0,0097
0,8	1,5	0,75	0,11	0,072	0,012	0,354	30	0,65	0,0004	0,0097

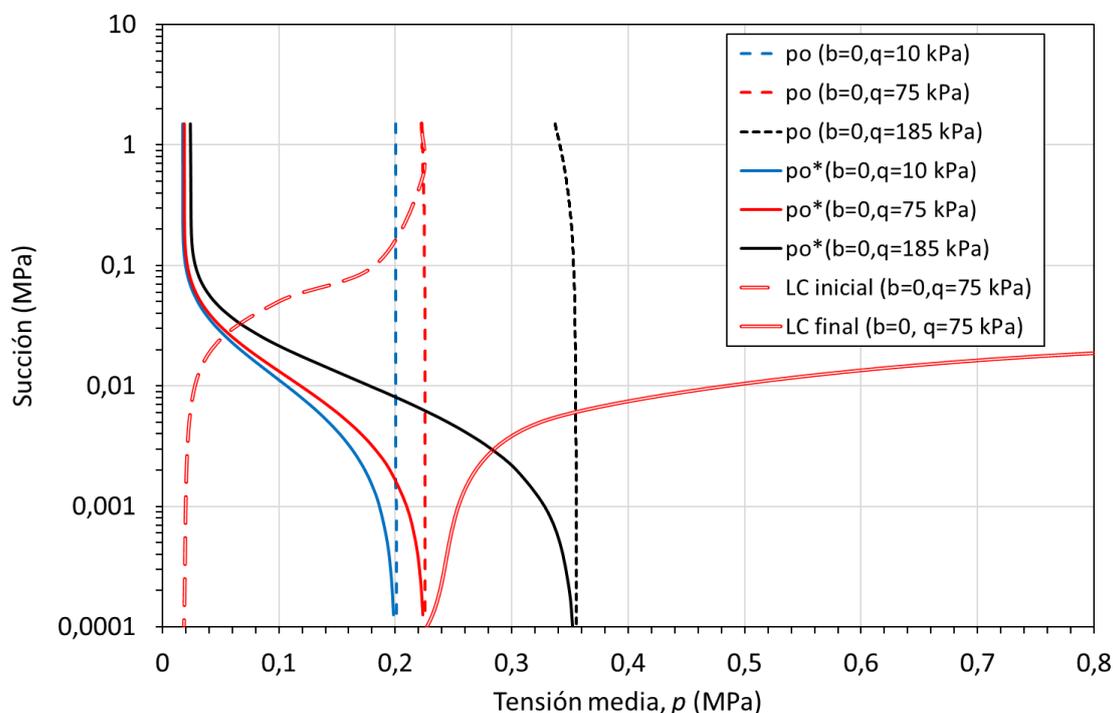


Figura 7.22: Variación de p_0 para los diferentes estados tensionales

Las Figuras 7.23, 7.24 y 7.25 muestran la comparación entre las deformaciones medidas en los ensayos y las previsiones obtenidas con el modelo BBM para las tensiones desviadoras de 10 kPa, 75kPa y 185kPa, respectivamente. El valor de la succión en el caso de las curvas experimentales se ha deducido a partir de la medida del tiempo transcurrido desde el inicio del proceso de saturación y el grado de saturación calculado utilizando el modelo de infiltración indicado en el apartado segundo de este capítulo. A partir del grado de saturación, se ha estimado la succión a través de la curva de retención (ecuación 7.1).

Para las tres tensiones desviadoras se observó que el modelo predice que el nivel de deformación aumenta con el valor de b para ambas deformaciones (volumétrica y de corte). Para la tensión desviadora de 10 y 75kPa la deformación volumétrica calculada no presentó mucha diferencia entre los casos con distintos valores de b , mientras que los resultados experimentales presentaron mayor diferencia en las deformaciones

volumétricas para los distintos valores de b , pero sin presentar una relación clara entre los ellos. Con relación a la deformación de corte, el modelo predice una mayor diferencia entre los valores de b y tendiendo a un valor constante, similar al ocurrido para los datos experimentales. Aunque la magnitud de las deformaciones no sea exactamente igual, los valores se acercan bastante, en el caso de $q=75\text{kPa}$. Sin embargo, para la tensión desviadora de 10kPa , las magnitudes son distintas. El modelo predice una deformación volumétrica mayor que la presentada por las muestras ensayadas. Por otro lado, para la deformación de corte, aunque diferentes, la magnitud no se aleja demasiado.

Para la tensión desviadora de 185kPa se observó que el modelo predice una mayor diferencia en la deformación volumétrica que para el caso de $q=75\text{ kPa}$, lo que parece de acuerdo con los datos experimentales, que presentaron el mismo tipo de comportamiento. Sin embargo, el modelo predijo que la deformación volumétrica aumenta con el valor de b , mientras que los datos experimentales presentaron comportamiento contrario. En cualquier caso, también hay que tener en cuenta que en algunos ensayos no se ha podido llegar a la saturación total de la muestra. Por otro lado, las deformaciones de corte presentaron comportamiento distinto entre los datos experimentales y el modelo. El valor máximo no cambia demasiado entre el modelo y los datos, pero los datos presentaron valores más elevados para el b igual a $0,5$ y $0,8$. Se resalta que el valor de q igual a 185kPa está muy cerca de la tensión de estado crítico del material para las condiciones de b igual a $0,5$ y $0,8$, lo que justificaría que el modelo predice un aumento rápido de la deformación de corte antes del humedecimiento completo.

De modo general, las curvas modeladas presentaron una evolución en el tiempo distinta de los ensayos experimentales. Quizás debido a que el modelo considere la succión uniforme en toda la muestra durante la deformación, mientras que en los ensayos la muestra satura lentamente desde la base, llevando a una deformación que varía a lo largo de la muestra. Por otro lado, la succión se deriva de los resultados del modelo de infiltración que es aproximado. Sin embargo, el modelo BBM predice relativamente bien los valores finales de deformación, obteniéndose valores similares. También podría ser debido a un cambio de la permeabilidad, no solo por el estado no saturado para el saturado, sino también debido a las deformaciones sufridas durante el proceso de saturación. También se observó que, tanto en los datos experimentales como en el modelo, no se apreció un efecto importante y sistemático del parámetro b en el

comportamiento de colapso, siendo la tensión desviadora aplicada el factor predominante en el comportamiento observado durante la saturación.

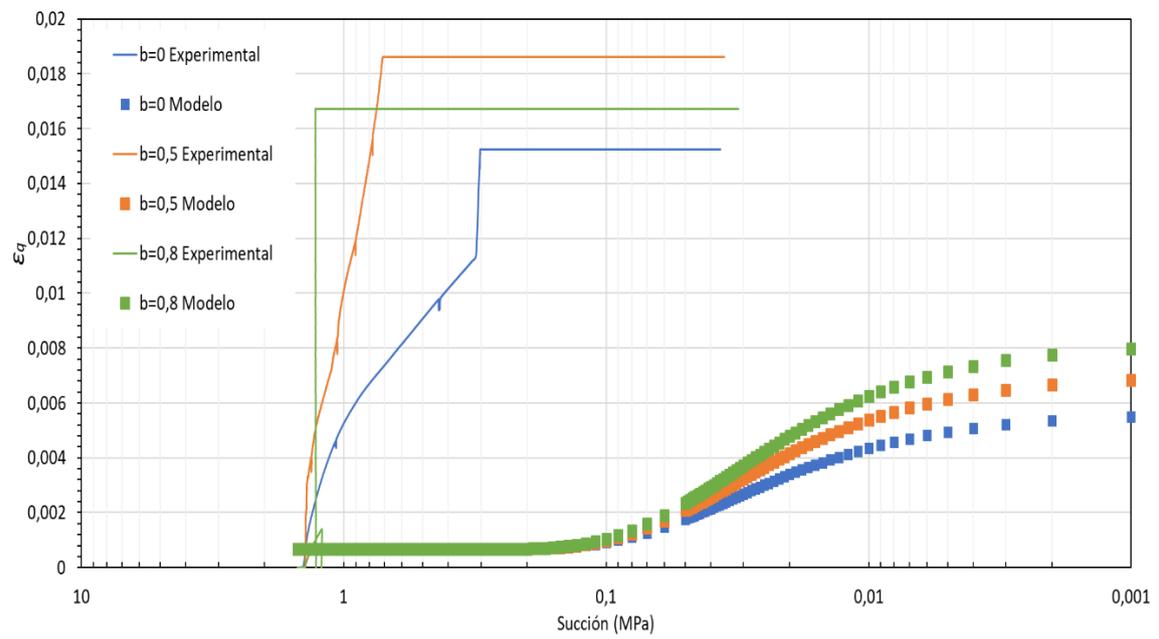
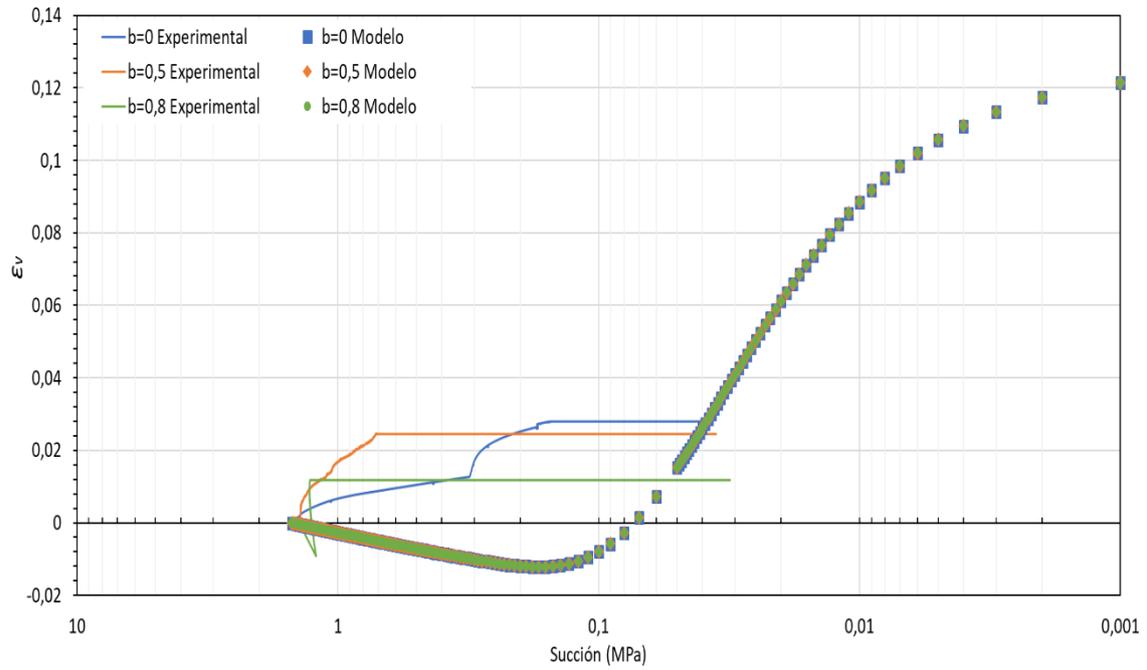


Figura 7.23: Deformaciones experimentales y calculadas por el modelo BBM para un de $q=10\text{kPa}$: a) Curvas de deformación volumétrica en función de la succión; b) Curvas de deformación de corte en función de la succión.

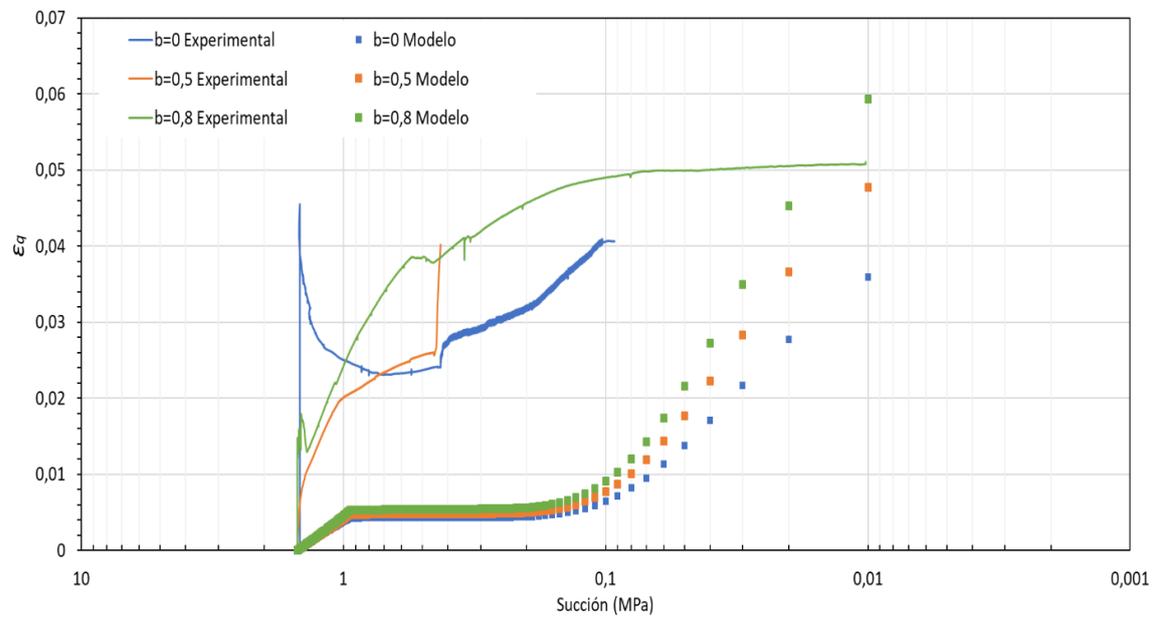
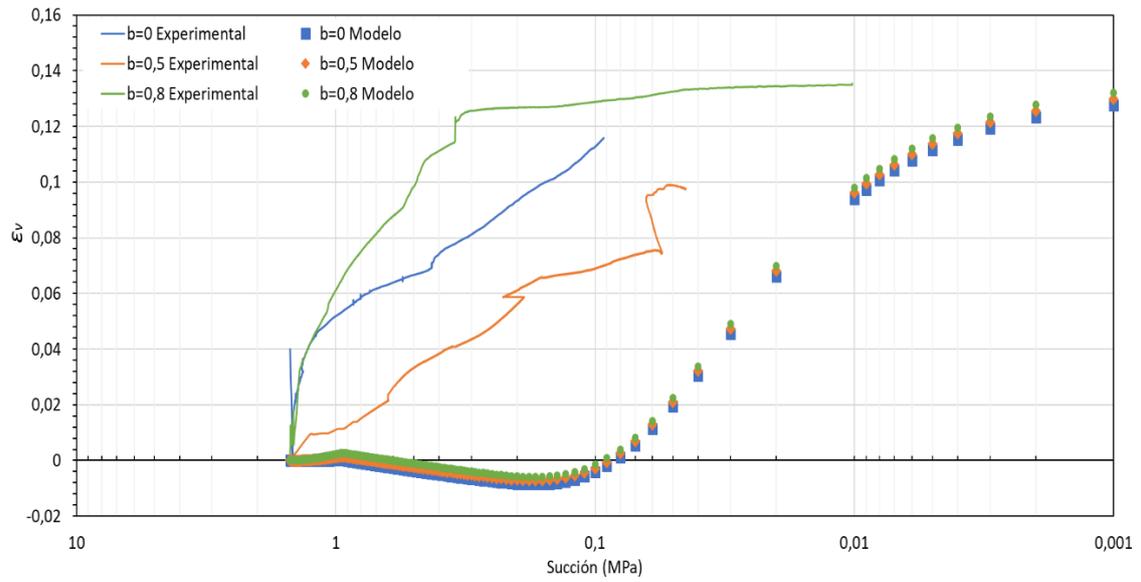


Figura 7.24: Deformaciones experimentales y calculadas por el modelo BBM para un de $q=75\text{kPa}$: a) Curvas de deformación volumétrica en función de la succión; b) Curvas de deformación de corte en función de la succión.

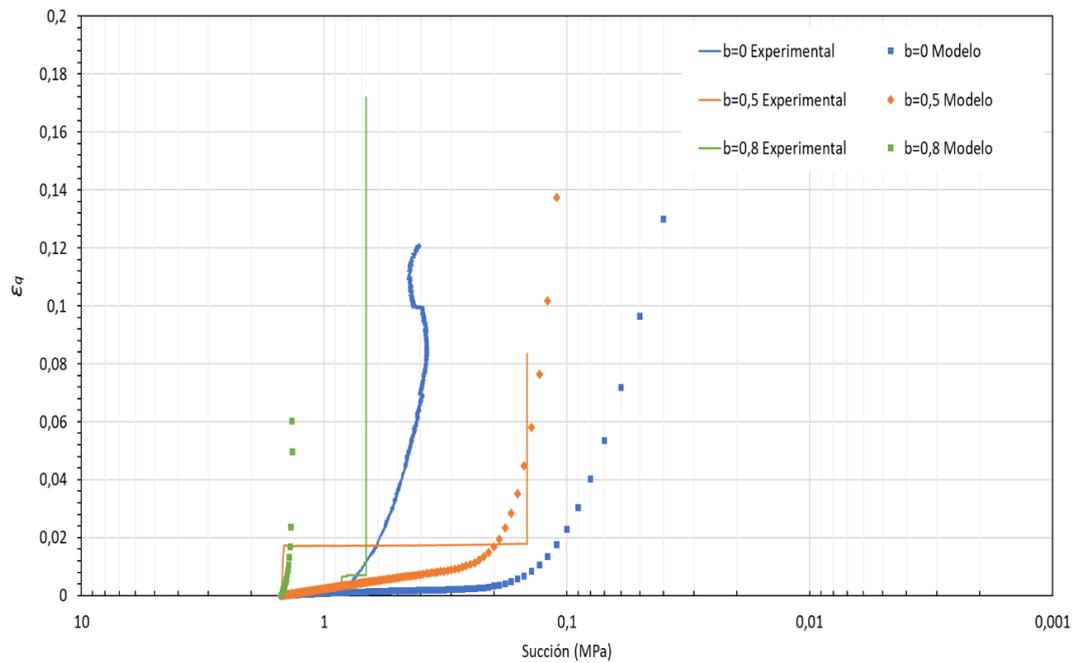
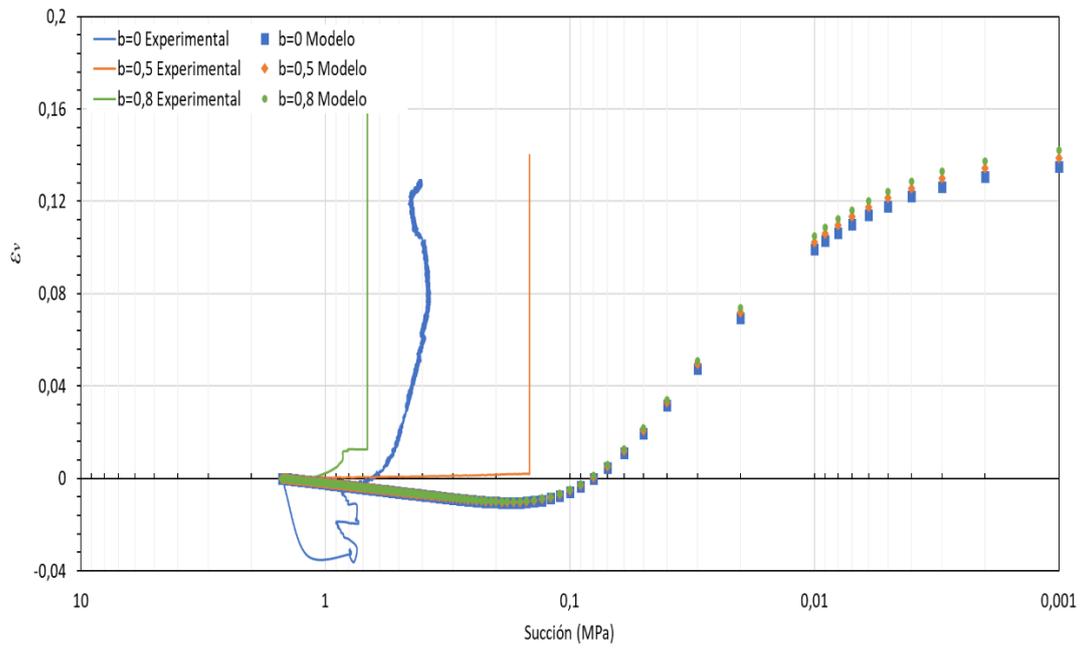


Figura 7.25: Deformaciones experimentales y calculadas por el modelo BBM para un valor de $q=185$ kPa: a) Curvas de deformación volumétrica en función de la succión; b) Curvas de deformación de corte en función de la succión.

De modo análogo a lo que se realizó con los ensayos edométricos (ver capítulo 3), se intentó hacer una modelación empírica para los ensayos de saturación bajo carga generalizada para los diferentes valores de b (0, 0,5 y 0,8). Como el estado tensional en este caso queda definido por los valores de p , q y b , estos parámetros fueron agregados al modelo en una primera aproximación. La ecuación 7.9 presenta el modelo empírico

propuesto (a, c, d, f y g , son parámetros del modelo; q_{rot} es la tensión desviadora de rotura para el estado tensional).

$$\varepsilon_v(\%) = a \cdot \left(\frac{q}{q_{rot}}\right)^c \left[\ln\left(\frac{p}{1kPa}\right)\right]^d \cdot (1+b)^f \cdot e^g \quad 7.9$$

La Figura 7.26 muestra las curvas modeladas y los datos experimentales obtenidos de los ensayos. Se percibió que el modelo ajusta bien los datos, tanto para los ensayos en cilindro hueco y triaxial, como para los ensayos edométricos. Aunque, el modelo predice una deformación ligeramente inferior para los diferentes valores de b . La Tabla 7.4 presenta los valores de los parámetros del modelo utilizado.

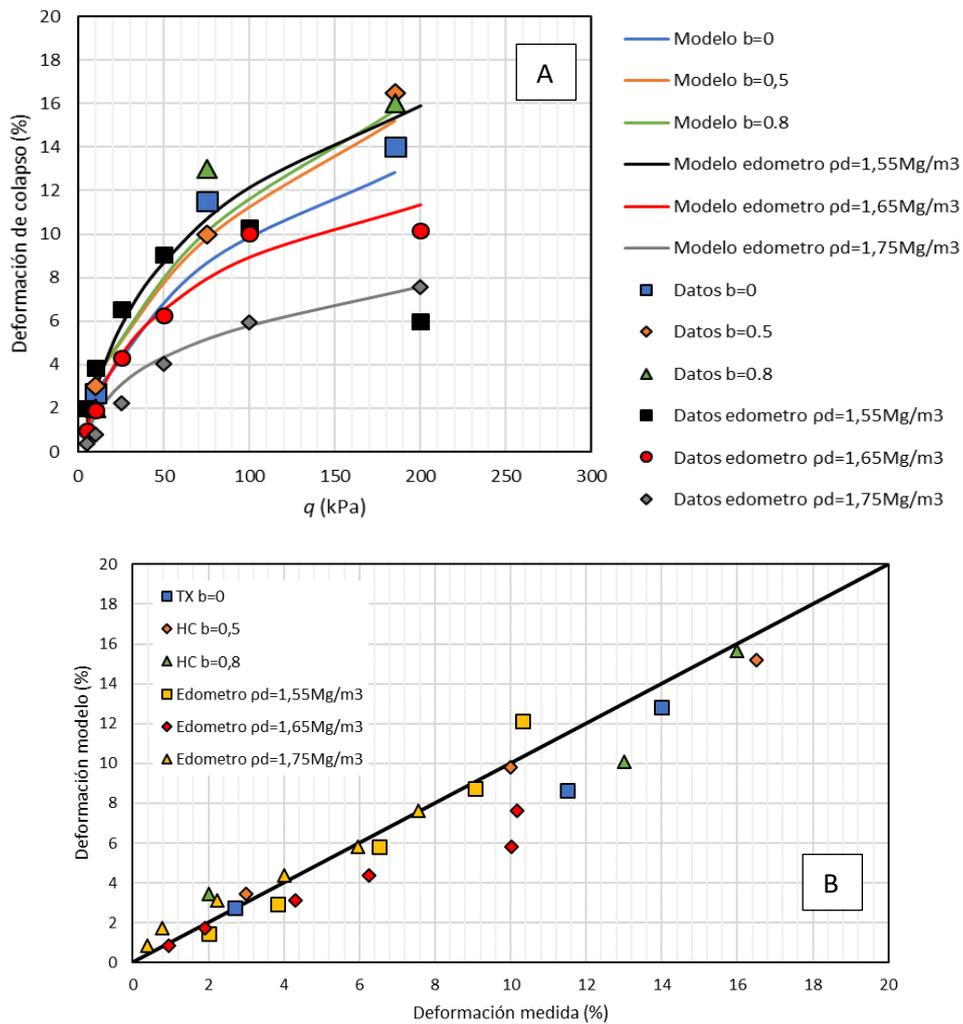


Figura 7.26: Curvas de deformación volumétrica de colapso para los diferentes ensayos de saturación: A) q vs ε_v ; B) ε_v medido vs ε_v modelo

Tabla 7.4: Parámetros del modelo de potencial de colapso para los diferentes ensayos realizados

Parámetros	a	c	d	f	g
Cilindro hueco $\rho_d = 1,65g/cm^3$	0,65	0,57	2,3	0,1	1,48

8 CONCLUSIONES

En este apartado se presenta las principales conclusiones y observaciones hechas en la investigación con la mezcla de arcilla y arena, compactada y ensayada bajo un estado generalizado de tensiones. Los diferentes equipos de laboratorio, como edómetros, corte directo y triaxial, siempre han sido usados para la obtención de parámetros y para estudiar el comportamiento de los suelos. Cada uno de ellos presentan ventajas y desventajas (o limitaciones) para caracterizar los materiales. Los ensayos en estos equipos fueron de gran importancia para la obtención de parámetros para modelos numéricos como el Cam Clay, el Barcelona Basic Model (BBM) y otros modelos para suelos con anisotropía incluida, como el presentado por Romero and Jommi (2008).

El equipo de cilindro hueco (hollow cylinder) es actualmente uno de los equipos más potentes para la investigación del comportamiento de suelos, debido su libertad para controlar las tensiones principales, tanto en su magnitud como en la dirección de su aplicación. Los ensayos en este equipo fue foco principal para evaluar el comportamiento del material en las diferentes condiciones impuestas. Para el estudio se utilizó una mezcla que tuviese condiciones específicas para facilitar las análisis y preparación de las muestras. La muestra fue compuesta de una mezcla de arcilla del Campus Nord de la UPC (70%) y arena de Castelldefels (30%), adoptando una densidad seca de 1.65Mg/m^3 y compactadas a diferentes valores de humedad (diferentes niveles de succión inicial).

8.1 CON RELACIÓN A LOS ENSAYOS PRELIMINARES

- Los ensayos preliminares permitieron obtener la mezcla más idónea para la investigación, con respecto a su estabilidad a manipulación, permeabilidad y deformabilidad. Para realizar la caracterización de la mezcla elegida y obtener los parámetros básicos de resistencia y deformación, fueron realizados ensayos de granulometría, índices plásticos, compactación, edómetros, curvas de retención y corte directo. El material presenta deformaciones elevadas y presenta un grado considerable de colapso bajo condiciones edométricas.

- El material usado en la investigación es semejante al utilizado por Cárdenas (2018). Sin embargo, el utilizado presenta una mayor cantidad de finos, cambiando ligeramente algunas propiedades.

8.2 CON RELACIÓN A LOS ENSAYOS TRIAXIALES

- Los ensayos triaxiales en condición saturada permitieron el cálculo de la permeabilidad en la etapa de saturación de la muestra y la obtención de las curvas de compresibilidad isótropa para las diferentes humedades de compactación.
- Los ensayos saturados permitieron obtener los parámetros de resistencia y deformación, como, modulo elástico (E), módulo de corte (G), módulo volumétrico (K), cohesión (c), ángulo de fricción (ϕ') y pendiente de estado crítico (M).
- Los ensayos no saturados para las tres condiciones de humedad inicial presentaron buenos resultados. Sin embargo, algunas trayectorias no presentaron rotura, siendo de difícil análisis para el dibujo de las superficies de fluencia debido a la dificultad para encontrar los puntos de fluencia.
- El método de medición de volumen de cámara para calcular el volumen de las muestras no saturadas se presentó adecuado, y se ajustaron bien las correcciones con las mediciones finales de volumen utilizando parafina y peso sumergido.

8.3 CON RELACIÓN A LOS ENSAYOS EN CILINDRO HUECO

- Los ensayos en cilindro hueco mostraron que grande capacidad y variedad de trayectorias / ensayos posibles de realizar, con el control de las tensiones principales y dirección de aplicación de la tensión principal mayor (vertical), juntamente con la posibilidad de aplicar torque a la muestra.
- Los ensayos de carga cíclica a bajas deformaciones para el cálculo del módulo de corte (G) en los dos materiales analizados (la bentonita MX-80 y la mezcla arcilla-arena 70/30) presentaron comportamiento similar, con diferencia en sus magnitudes, sin presentar mayores fallos en los ensayos.

- El parámetro b (o ángulo de Lode, θ) se mantuvo controlado (constante con la trayectoria programada inicialmente) hasta cierto punto de las trayectorias impuestas, siendo difícil mantenerlo constante a continuación. Es posible que, al atingir un determinado valor de deformación, el material pase a deformarse rápidamente, dificultando al programa que controla las tensiones ajustarse.
- Con relación a la medición de deformación utilizando el cambio de volumen de cámara, resulta algo más complicado que con el equipo triaxial. Debido al aire aprisionado en la parte externa de la cámara, de la parte interna, y posibles fugas por los pistones de los controladores de aplicación de presión, el cálculo de deformación se vuelve algo impreciso durante el ensayo. Aunque, en general para el volumen final, se pudo ajustar bien con el auxilio de la medición de volumen tomando medidas y con uso de parafina para el peso sumergido.
- Se observó un cambio de comportamiento cuando se aplican diferentes valores de b para los tres valores de succión estudiados. La principal observación es que al permitir una deformación horizontal diferente debido el cambio de las tensiones principales, el material podría tener mayor grado de libertad para ajustar las partículas o moverse. Las trayectorias tensionales presentaron una mayor dificultad en mantenerse en la trayectoria impuesta inicialmente al programar el ensayo, presentando una pendiente menor con el aumento del parámetro b . También se observó una reducción considerable de la resistencia con el aumento del valor de b , valorado principalmente con el auxilio del parámetro de estado crítico $M(\theta)$, siendo el comportamiento observado semejante para los diferentes valores de humedad inicial de compactación.
- Los ensayos con rotación de la tensión principal (aplicación de torque) responden bien a bajas deformaciones. La falta de cohesión del material hace que el material rompa fácilmente con el aumento del torque aplicado. También hay que tener cuidado con el aumento de la rotación debido el giro de las tóricas y posible entrada de agua en la muestra.

8.4 CON RELACIÓN A LOS ENSAYOS DE SATURACIÓN

- Se percibió que el tamaño y geometría de las muestras influyen en los ensayos de colapso. En los edómetros, la muestra se saturó rápido, respondiendo de inmediato al colapso. En los triaxiales, se realizó con alguna rapidez (en media 2 a 3 días), manteniendo las tensiones aplicadas de modo adecuado.
- En cilindro hueco la saturación de la muestra resultó difícil, debido a la propia inestabilidad de la geometría de la muestra, siendo necesario subir la presión de cola aplicada. También se observó que, para los diferentes valores de b , la muestra llegaba a rotura antes de su total saturación.
- De modo general, se observó que las deformaciones de colapso aumentan ligeramente con el aumento del valor de b . Pero, que las deformaciones son controladas principalmente por la tensión vertical aplicada, aumentando considerablemente de una q igual a 75kPa para 185kPa.

8.5 CON RELACIÓN A LA CORRECCIÓN DE LA RESISTENCIA CON LA SUCCIÓN Y ÁNGULO DE LODE

- Se normalizó los ensayos con diferentes niveles de succión utilizando dos expresiones relacionando la succión con la cohesión del suelo, lineal (expresión $C1$) y no lineal (expresión $C2$), siendo el no lineal presentando mejores ajustes.
- La pendiente de estado crítico fue normalizada por dos modelos: Argyris y Mohr-Coulomb. Los resultados mostraron que Mohr-Coulomb se ajustó mejor cuando hay mayor cantidad de finos en el suelo, mientras que Argyris se ajustó mejor cuando hay mayor presencia de arena, verificado cuando ajustado con el material de Cárdenas (2018), juntamente con el material de esa investigación.
- El ajuste del tamaño de la superficie de fluencia debido a la succión y el ángulo de Lode presentaron buena relación, permitiendo normalizar las superficies para un estado generalizado de tensiones.

8.6 CON RELACIÓN A LOS MODELOS APLICADOS

- Se utilizaron modelos constitutivos para la superficie de fluencia para describir el comportamiento del material frente a los diferentes valores de succión y los diferentes grados de anisotropía existente post compactación. Los modelos isotrópicos para condición saturada se adecuaron bastante bien a los datos experimentales. Por otro lado, los modelos anisótropos para la condición no saturada se ajustaron mejor a los puntos encontrados en los ensayos en tales condiciones. Debido el proceso de saturación, es probable que se borre la estructura anisótropa del suelo post compactación.
- Tanto mantener la rotación de la superficie inicial debido a la compactación, como calculando la rotación de la superficie de fluencia para los diferentes valores de b , obtenida por la pendiente de estado crítico normalizada, se presentaron adecuada para el cálculo de las nuevas superficies. Sin embargo, sería necesario más trayectorias tensionales para obtener más puntos de fluencia para tener mejor precisión.
- El modelo de Lagiola et al. (1976) para flujo plástico presentó buenos ajustes para todos los ensayos realizados, incluyendo con variación del ángulo de Lode. Al utilizar los parámetros del modelo para el cálculo de las superficies de fluencia, se observó que el ajuste es adecuado y se acerca mucho al modelo BBM con la succión corregida.
- El modelo de infiltración se pudo ajustar bien a los ensayos de colapso, permitiendo estimar la variación de saturación (y succión) durante el proceso de saturación de las muestras.
- El modelo BBM para las deformaciones presentó una buena estimativa de los valores totales de deformación durante el colapso para todas las condiciones estudiadas. El modelo deja evidente la mayor influencia en el colapso debido la tensión vertical. Sin embargo, la trayectoria prevista por el modelo no se parece a la medida en los ensayos experimentales, pero los valores finales de deformación se acercan bastante.

8.7 FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

- Ensayos con medidas locales de deformación para calibrar mejor los cálculos de deformación durante las trayectorias tensionales.
- Diferentes trayectorias de tensión a diferentes valores de b para mapear con mayor precisión la superficie de fluencia y conocer mejor el proceso de rotación.

9 BIBLIOGRAFÍA DE REFERENCIA

- Abelev and Lade (2004). "Characterization of failure in cross-anisotropic soils". *Journal of Engineering Mechanics*, 130(5), 599-606. [doi:10.1061/(ASCE)0733-9399(2004)130:5(599)]
- Alonso, E.E., Gens, A., Josa, A. (1990). "A constitutive model for partially saturated soils". *Géotechnique* 40, No. 3, 405-430.
- Alonso, E. E., Pinyol, N. M., Gens, A. (2013) "Compacted soil behavior: initial state, structure and constitutive modelling". *Géotechnique* 63, No. 6, 463-478.
- Al-Sharrad, M. A. (2013). "Evolving anisotropy in unsaturated soils: experimental investigation and constitutive modelling". PhD thesis, University of Glasgow, UK.
- Al-Sharrad, M. Gallipoli, D. (2014). "An elasto-plastic model of for unsaturated soils with evolving anisotropy". In: *Proceedings of the Sixth International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2014*. Sydney, Australia.
- Al-Sharrad, M. Gallipoli, D. (2016). "Incorporating anisotropy in the Barcelona basic model". Conference: 3rd European Conference on Unsaturated Soils E-UNSAT 2016, Paris- France. DOI: 10.1051/e3sconf/20160917003
- Argyris, J. Faust, G., Szimmat, J., Warkne, P. and William, K. (1974). "Recent development in finite elements analysis of prestressed concrete reactor vessels". *Nuclear Engineering Desing*. No. 28, pp. 42-75.
- Arthur, R. F., and Menzies, B.K., (1972). "Inherent anisotropy in sand". *Géotechnique*, Vol. 22, No. 1, pp. 115-131.
- Arthur, R. F., Chua K.S., Dunstan T., (1977). "Induced anisotropy in sand". *Geotechnique*, Vol. 27, No.1, pp.13-30.
- Arthur, R. F., Chua, K.S., Dunstan, T. and Rodriguez del Camino, J.I., (1980). "Principal stress rotation: a missing parameter". *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, GT4*, pp. 419-433.
- Arthur, R. F., Chua, K.S., Dunstan, T. and Rodriguez del Camino, J.I., (1981). "Principal stress rotation: a missing parameter". *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, GT4*, pp. 419-433.
- Banerjee, P. K.; Yousif, N. B. (1986). "A plasticity model for the mechanical behaviour of anisotropically consolidated clay". *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 10(5), 521-541.
- Barrera, M. (2002). "Estudio experimental del comportamiento hidromecánico de suelos colapsados". PhD thesis. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, ES.
- Becker, D.R., Crooks, J.H.A, Been, K. & Jefferies, M.G. (1987). "Work as criterion for determining in-situ & yield stresses clays". *Can. Geotech. J.* 24: 549-564.

- Bishop, A. W. (1959). "The principle of effective stress". Publication 32, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway, 1–4.
- Bishop, A. W. (1966). "The strength of soils as engineering materials". *Géotechnique*, Vol. 1, N.2, pp. 91-128.
- Bishop, A.W. Wesley, L.S. (1975). "A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing". *Géotechnique*, Vol. 25. N. 4, pp. 567-670.
- Broms, B.B. Ratman, M.V. (1963). "Shear strength of an anisotropically consolidated clay". *Journal of the soil mechanics and foundation division. ASCE*, vol. 89, SM6, pp. 1-25.
- Broms, B. B., and Casbarian, A. O., (1965). "Effects of rotation of the principal stress axes and of the intermediate stress on shear strength". *Proc., 6th Int. Conf. Soil Mechanics*, Vol. 1, pp. 179–183.
- Brooks, R. H., Corey, A. T. (1964). "Hydraulic properties of porous media". *Hydrologic Paper n°3*, Colorado State University, Ft. Collins, 27p.
- Buenfil, C. M. B. (2007). "Caracterización Experimental del Comportamiento Hidromecánico de una Arcilla Compactada". Tesis doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España.
- Cai, Y.Y., (2010). "An experimental study of non-coaxial soil behaviour using hollow cylinder testing". PhD thesis submitted to the department of civil engineering, the University of Nottingham.
- Cai, Y.Y., Yu, H. S., Wanatowski, D., and Li, X. (2012). "Non-coaxial behavior of sand under various stress paths". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.
- Cárdenas, O. E.; Weber, C. R.; Lloret, A.; Romero, E.; Suriol, J. (2015). "Studying collapse behaviour of sandy silt under generalised stress conditions". 15th PCSMGE / 8th SCRUM / 6th IS-BA 2015. Buenos Aires, Argentina
- Cárdenas, O. (2018). "Estudio del comportamiento de colapso en arenas arcillosas bajo un estado generalizado de tensiones". Tesis doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España.
- Casagrande, A. (1936). "Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills". Publisher: Harvard University, Jan. 1936.
- Casagrande, A. Carrillo, N. (1944). "Shear failure of anisotropic materials". *Proc. Boston Soc. Civ. Eng.*, 31:74-87.
- Chaudhary, S. K., Kuwano, J., Hashimoto, S., Hayano, Y. Nakamura, Y. (2002). "Effects of Initial Fabric and Shearing Direction on Cyclic Deformation Characteristics of Sand". *Soils and Foundations* Vol. 42, No. 1, pp. 147-157.
- Cui, Y. Delage, P. (1996). "Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt". *Géotechnique* 46, No. 2, 291-311.

- Dafalias, Y. F. (1986). "An anisotropic critical state soil plasticity model". *Mech. Res. Commun.* 13(6), pp. 341-347.
- Dafalias, Y. F., Manzari, M. T. and Papadimitriou, A. G. (2003). "SANICLAY: Simple anisotropic clay plasticity model". *Int. J Numer. Anal. Meth. Geomechanics*, No. 30. Pp. 1231-1257.
- Dafalias, Y. F. and Manzari, M. T. (2004). "Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects". *Journal of Engineering Mechanics*, Volume 130, No. 6, 622-634.
- Dafalias, Y. F., Papadimitriou, A. G., and Li, X. S. (2004). "Sand plasticity model accounting for inherent fabric anisotropy". *Journal of Engineering Mechanics*, 130(11), 1319-1333. [doi:10.1061/(ASCE)0733-9399(2004)130:11(1319)]
- Della Vecchia, G. Jommi, C. Romero, E. (2011). "Radial stress paths in triaxial tests on compacted Boom clay: stiffness and anisotropy". *Unsaturated Soils: Theory and Practice 2011*, Jotisankasa, Sawangsuriya, Soralump and Mairaing (Editors) Kasetsart University, Thailand.
- Della Vecchia, G. Jommi, C. Romero, E. (2012). "A fully couple elastic-plastic hydromechanical model for compacted soils accounting for clay activity". *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 37:503-535.
- Duncan, J. M. Seed, H. B. (1966). "Strength variation along failure surfaces in clay". *J. Soil Mech. & Found. Div.* 92 (SM6), ASCE: 81-104.
- Drucker, D. C., Prager, W. (1952). "Soil Mechanics and Plastic Analysis on Limit Design". *Quarterly of Applied Mathematics*, Vol. 10, No. 2, 157-165.
- Ergun, M. U., (1981). "Evaluation of three-dimensional shear testing". *Proc. of 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Eng.*, Stockholm, pp. 593-596.
- Fredlund, D. G. Morgenstern, N. R. (1977). "Stress state variable for unsaturated soils". *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, v. 103 (GT5), p. 447-466.
- Fredlund, D.G.; Rahardjo, H. (1993). "Soil Mechanics for unsaturated soils". Ed John Wiley & Sons. New York, NY.
- Fredlund, D. G., Xing, A. (1994). "Equation for the soil-water characteristic curve". *Canadian Geotechnical Journal*, v. 31, p. 521-532.
- Fredlund, D. G., Morgenstern, N.R. Widger, R.A. (1978). "The shear strength of Unsaturated Soil". *Canadian Geotechnical Journal*. Vol.15 No. 3. Pp. 313-321.
- Futai, M.M., Almeida, M.S.S. (2005). "An experimental investigation of the mechanical behaviour of an unsaturated gneiss residual soil". *Géotechnique*, Volume 55 Issue 3, April 2005, pp. 201-213.
- Gao, Z. W., Zhao, J. D., and Yao, Y. P. (2010). "A generalized anisotropic failure criterion for geomaterials". *International Journal of Solids and Structures*, 47(22-23), 3166-3185. [doi:10.1016/j.ijsolstr.2010.07.016]

- Gardner, W. (1956). "Mathematics of Isothermal Water Conduction in Unsaturated Soils ". Highway Research Board Special Report 40 International Symposium on Physico-Chemical Phenomenon in Soils, Washington D. C., pp. 78-87.
- Gens, A. (1993). "Conceptual basis for a constitutive model for bonded soils and weak rocks". Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks. Balkema. Athens, Greece.
- Gens, A. (1996). "Constitutive modelling. Application to compacted soils". 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, 1996.
- Gómez-Espina, R. Villar, M.V. (2013). "Modificaciones en la Bentonita MX-80 Compactada Sometida a Tratamiento Termo-Hidráulico". Editorial CIEMAT. Septiembre, 2013. Madrid, España.
- Graham, J. Noonan, M. I. & Lew, K. V. (1982). "Yield states and stress-strain relationships in a natural plastic clay". Canadian Geotechnical Journal, 20(3): 502-516.
- Graham, J. Noonan, M. I. & Lew, K. V. (1983). "Yield states and stress-strain relationships in a natural plastic clay". Canadian Geotechnical Journal, 20(3): 502-516.
- Grozic, J.L.H., Lunne, T. & Pande, S. (2003). "An oedometer test study on the preconsolidation stress of glaciomarine clays". Can. Geotech. J 40, 857-872.
- Gutierrez, M., Ishihara, K. and Towhata, I. (1991). "Flow theory for sand during rotation of principal stress direction". Soils and Foundations, Vol. 31, No. 4, pp. 121-132.
- Gutiérrez, R., V. (2018). "Transporte de gas en materiales de barrera". Tesis. Universidad Complutense de Madrid, Facultad de Ciencias Geológicas, Departamento de Geodinámica. Madrid.
- Habib, P., (1953). "Influence de la variation de la contrainte principale moyenne sur la résistance au cisaillement des sols". Proc. Third ICSMFE 1, pp. 131-136.
- Hansan, A. M., Wheeler, S. J. (2014). "Influence of compaction procedure on elastic anisotropy". In: Proceedings of the Sixth International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2014. Sydney, Australia.
- Hattab, M., Fleureau, J. (2010). "Experimental study of kaolin particle orientation mechanism". January 2010. Géotechnique 60(5):323-331 DOI: 10.1680/geot.2010.60.5.323
- Hattab, M., Fleureau, J. (2011). Experimental analysis of kaolinite particle orientation during triaxial path. June 2011. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 35(8):947 – 968 DOI: 10.1002/nag.936
- Hicher, P.Y., Wahyudi, H., Tessier, D. (2000). "Microstructural analysis of inherent and induced anisotropy in clay". July 2000. Mechanics of Cohesive-Frictional Materials 5(5):341-371 DOI: 10.1002/1099-1484(200007)5:53.3.CO;2-3.

- Hight, D.W., Gens, A., Symes, M.J., (1983). "The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils". *Geotechnique*, Vol. 33, No. 4, pp. 355-383.
- Houlsby, G. T. (1997). "The work input to an unsaturated granular material". *Geotechnique*, 47(1), 193– 196.
- Hoyos, L. R. (1998). "Experimental and Computational Modeling of Unsaturated Soil Behavior under true Triaxial Stress State". Ph.D. Thesis Dissertation, Georgia Institute of Technology, GA.
- Ishihara, K., and Li S.-I., (1972). "Liquefaction of Saturated Sand in Triaxial Torsion Shear Test". *Soils and Foundations*, Vol.12, No.3, pp. 19-39.
- Ishihara, K., and Towhata, I., (1983). "Sand response to cyclic rotation of principal stress directions as induced by wave loads". *Soils and Foundations*, Vol. 23, No. 4, pp. 11-26.
- Iwashita, K. Oda, M. (1999). "Mechanics of Granular Materials: An Introduction". Editora CRC Press, 1999.
- Jardine, R. (1992). "Observations on the kinematic nature of soil stiffness at small strains". *Soils and Foundations*, Vol: 32, Pages: 111-124
- Jardine, R. Zdravkovic, L. Porovic, E. (1997). "Anisotropic consolidation, including principal stress axis rotation: experiments, results and practical implications". In *Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg*, Vol. 4, pp. 2165–2168.
- Jardine, R.J., and Menkiti, C.O. (1999). "The undrained anisotropy of K₀ consolidated sediments". In *Proceedings of the 12th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Amsterdam*, Vol. 2, pp. 1101–1108.
- Jaky, J. (1948). "Pressure in silos". *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. and Fdn Engng* 1, 103-107.
- Joer H.A., Lanier J., Fahey M., (1998). "Deformation of granular materials due to rotation of principal axes". *Geotechnique*, Vol. 48, No.5, pp. 605–619.
- Karnland, O. Olsson, S. Nilsson, U. Kärnbränslehantering, S. (2006). "Mineralogy and sealing properties of various bentonites and smectite-rich clay materials". Svensk Kärnbränslehantering AB Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co. Stockholm Sweden.
- Khalili, N. E., Khabbaz, M. H. A. (1998). "A unique relationship for χ for determination of the shear strength of unsaturated soil". *Technical Note. Géotechnique*, v.48(5), p. 681-687.
- Kiviranta, L. Kumpulainen, S. (2011). "Quality control and characterization of bentonite materials". Posiva Working Report 2011-84. See.

- Kumruzzaman, Md. Yin, J.H. (2010). "Influence of principal stress direction and intermediate principal stress on the stress-strain-strength behaviour of completely decomposed granite". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 47, pp. 164-179.
- Lade, P.V., Duncan, J.M., (1973). "Cubical triaxial tests on cohesionless soil". *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 99(SM10), pp. 793-811.
- Lade, P. V. and Duncan, J. M. (1975). "Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil". *J. Geotech. Eng. ASCE*, 101(10): 1037-1053.
- Lade, P. V., and Kirkgard, M. M. (2000). "Effects of stress rotation and changes of b-values on cross-anisotropic behavior of natural K₀-consolidated soft clay". *Soils and Foundations*, 40(6), 93-105.
- Lade, P. (2005). "Overview of Constitutive Models for Soils". *Geo frontiers conference; Soil constitutive models: evaluation, selection, and calibration: January 24-26, 2005, Austin, Texas /; 2005; Austin, TX.*
- Lade, P. V. (2006). "Assessment of test data for selection of 3-D failure criterion for sand". *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, 30 (4), pp. 307-333.
- Lade, P. V. (2007). "Modeling failure in cross-anisotropic frictional materials". *International Journal of Solids and Structures*, 44(16), 5146-5162. [doi:10.1016/j.ijsolstr.2006.12.027]
- Lade, P. V. (2008). "Failure criterion for cross-anisotropic soils". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(1), 117-124. [doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:1(117)]
- Lade, P. V., Nam, Y., and Hong, W. P., (2009). "Interpretation of strains in torsion shear tests". *Comp. Geotech.*, 36(1-2), pp. 211-225.
- Lade, P. V. (2011). "Shear banding in cross-anisotropic sand tests with stress rotation". *Advances in Bifurcation and Degradation in Geomaterials*, 11 (4) (2011), pp. 285-291 [doi:10.1007/978-94-007-1421-2_37]
- Lagioia, R., Puzrin, A.M., Potts, D.M. (1996). "A new versatile expression for yield and plastic potential surfaces". *Comput. Geotech.*, 19 (1996), pp. 171-191.
- Lakshminkantha, M. N. (2009). "Experimental and theoretical analysis of cracking in drying soils". PhD. Thesis, Enginyeria del Terreny, Cartogràfica I Geofísica. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Lambe, T.W. (1958). "The Structure of Compacted Clay". *Journal of the Soil Mechanical and Foundation Division ASCE*, 84, 1-35.
- Li, X. S., Dafalias, Y. F. (2004). "A constitutive framework for anisotropic sand including non-proportional loading." *Geotechnique*, 54(1), 41-55.
- Madsen, F. T. (1998). "Clay mineralogical investigations related to nuclear waste disposal". *Clay Minerals*, 33, 109 - 129.

- Matsuoka, H. (1974). "Stress-strain relationships of sands based on the mobilized plane". *Soils and Foundations*, Vol. 14, No. 2, 1974, pp. 47-61.
- Matsuoka, H., and Nakai, T., (1974). "Stress-deformation and strength characteristics of soil under different principal stresses". Proc., Japan Society of Civil Engineers (JSCE), Japan Society of Civil Engineers, Vol. 232, pp. 59-70.
- Mckee, C. R., Bumb, A. C. (1984). "The importance of unsaturated flow parameters in designing a monitoring system for hazardous wastes and environmental emergencies". Proceedings, Hazardous Materials Control Research Institute National Conference, Houston, TX, March 1984. p. 50-58.
- Minh, N.A. (2006). "An investigation of the anisotropic stress-strain-strength characteristics of an Eocene Clay". PhD. Thesis. Imperial College London. UK.
- Miura, S. and Toki S., (1986). "Deformations prediction for anisotropic sand during the rotation of principal stress axes". *Soils and Foundations*, Vol. 26, No.3, pp. 42-56.
- Mortara, G. (2010). "A yield criterion for isotropic and cross-anisotropic cohesive-frictional materials". *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 34(9), 953-977. [doi:10.1002/nag.846]
- Mouratidis, A. Magnan, J. P. (1983). "Un modèle élasto-plastique anisotrope avec écrouissage pour le calcul des ouvrages sur sols compressibles". Rapport de Recherche des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 121.
- Müller-Vonmoss, M. & Kahr, G. (1983). "Mineralogische Untersuchungen von Wyoming Bentonite MX-80 und Montigel". NTB 83-13. NAGRA, Wettingen. (In German).
- Nakata, Y., Hyodo, M., Murata, H., and Yasufuku, N., (1998). "Flow deformation of sands subjected to principal stress rotation". *Soils and Foundations*, Vol. 38, No.3, pp. 115-128.
- Nasreddine, K. (2004). "Effet de la rotation des contraintes sur le comportement des sols argileux". Docteur thèse, L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Île-de-France, France.
- Naughton, P.J., and O'Kelly, B.C., (2003). "The anisotropy of Leighton Buzzard Sand under general stress conditions". Proceedings Third International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Vol. 1, pp. 285–291.
- Naughton, P.J. O'Kelly, B.C. (2005). "Yield behavior of sand under generalized stress conditions". Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Japan, 12th–16th September, 2005. Vol.2, pp. 555–558(8).
- Naughton, P. J. and O'Kelly B. C., (2007). "Stress non-uniformity in a hollow cylinder torsional sand specimen". *Geomechanics and Geoengineering*, Vol. 2, No. 2, pp. 117-122.

- Nishimura, S. (2005). "Laboratory study on anisotropy of natural London Clay". PhD. Thesis, Imperial College London.
- Oda, M. (1972). "Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular material". *Soils & Foundations* 12(1):17-36.
- Oda, M., and Nakayama, H. (1989). "Yield function for soil with anisotropic fabric". *Journal of Engineering Mechanics*, 115(1), 89-104. [doi:10.1061/(ASCE)0733 9399(1989)115:1(89)]
- Pacheco Silva, F. (1970). "A new graphical construction for determination of the pre-consolidation stress of a soil sample". *Proceedings 4th Brazilian Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro*, 225-232
- Pietruszczak, Z., and Mroz, Z. (2001). "Formulation of anisotropic failure criteria incorporating a microstructure tensor". *Computers and Geotechnics*, 26(2), 105-112. [doi:10.1016/S0266-352X(99)00034-8]
- Pintado, X., Romero, E., Suriol, J., Lloret, A., & Madhusudhan, B. N. (2019). "Small-strain shear stiffness of compacted bentonites for engineered barrier system". *Geomechanics for Energy and the Environment*, 18, 1-12.
- Pradel, D., Ishihara, K. Gutierrez, M. (1990). "Yielding and Flow of Sand Under Principal Stress Axes Rotation". *Soils and Foundations* Vol. 30 No. 1 pp 87-99.
- Pradhan, B.S., Tatsuoka, F. Horii, N., (1988). "Simple shear testing on sand in a torsional shear apparatus". *Soils and Foundations*, Vol. 28, No. 2, pp. 95-112.
- Prat, P. (2018). "Course documentation. Soil Mechanics Class Notes". ETSECCPB-UPC. Extraído de https://atenea.upc.edu/pluginfile.php/2083632/mod_resource/content/11/SoilMechanics.pdf
- Romero, E. (1999). "Thermo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated Boom Clay: an experimental Study". PhD. Thesis, Technical University of Catalunya. Barcelona.
- Romero, E.; Jommi, C. (2008). "An insight into the role of hydraulic history on the volume changes of anisotropic clayey soils". *Water Resources Research*; 44:W12412:1 W12412:16.
- Romero, E., Lloret, A., Weber, R.C., Gómez, R. (2018). "Shear modulus of statically compacted Mx-80 bentonite determined through triaxial and hollow cylinder tests". CIMNE Report to Saanio & Riekkola Oy (SROY), Finland.
- Roscoe, K.H. (1953). "An apparatus for the application of simple shear to soil samples". *Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 186-191.
- Roscoe, K.H. and Burland, J.B. (1968). "On the generalised stress-strain behaviour of 'wet' clay". in: J. Heyman, F. Leckie (Eds.), *Engineering plasticity*, Cambridge University Press, Cambridge, 535-609

Saada, A.S., (1988). "State of the art: Hollow cylinder torsional devices: their advantages and limitations". Advance triaxial testing of soil and rock. ASTM STP 977, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp.766-795.

Saada, A.S., Bianchini, G.F., Liang, L. (1994). "Cracks, bifurcation and shear bands propagation in saturated clays". Fracture Mechanics, Proceedings of the ASCE National Convention, Geotechnical Special Publications # 46, pp. 21-39.

Sajjad, M. (2018). "Hydro-mechanical behavior of compacted binary mixtures: an experimental study". Tesis doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España.

Satoshi, N. (2005). "Laboratory study on anisotropy of natural London clay". University of London. Department of Civil and Environmental Engineering Imperial College London Phd tesis. London. 2005.

Sayao, A.S.F.J., (1989). "Behaviour of sand under generalised stress paths in the hollow cylinder torsional device". PhD Thesis, University of British Columbia, Vancouver, Canada.

Sayao, A.S.F.J., and Vaid, Y.P., (1996). "Influence of intermediate principal stress on the deformation response of sand". Canadian Geotechnical Journal, Vol.33, pp. 822-828.

Stropeit, K., Wheeler, S. J. & Cui, Y. J. (2008). "An anisotropic elasto-plastic model for unsaturated soils". Proceedings of 1st European Conference on Unsaturated Soils. Durham, Balkema, 625-631.

Sultan, N., Cui, Y.J., Delage, P. (2010). "Yielding and plastic behaviour of Boom clay". January 2010, Géotechnique 60(9) DOI: 10.1680/geot.7.00142

Sun, Y. Liu, H, Yang, G. Xiao, Y. (2013). "Formulation of cross-anisotropic failure criterion for soils". Water Science and Engineering, 6(4), pp. 456-468.

Symes, M.J., Hight, D.W and Gens, A., (1982). "Investigation anisotropy and the effects of principal stress rotation and of the intermediate principal stress using a hollow cylinder apparatus". IUTAM Conference on deformation and failure of granular materials. Delft, pp. 441-449.

Symes, M. J., (1983). "Rotation of principal stresses in sand". PhD. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London.

Symes, M. J., Gens, A. and Hight, D.W., (1984). "Undrained Anisotropy and Principal Stress Rotation in Saturated Sand". Géotechnique, Vol. 34, No. 1, pp. 11-27.

Symes, M. J., Gens, A., and Hight, D. W., (1988). "Drained principal stress rotation in saturated sand". Géotechnique, Vol. 38., No. 1, pp. 59-81.

Tatsuoka, F., Jardine, R.J., Lo Presti, D., Di Benedetto, H. & Kodaka, T. (1997). "Characterizing the pre-failure deformation properties of geomaterials". Theme Lecture for the Plenary Session No.1, Proc. Of 14th IC SMFE, Hamburg, September.

- Toyota, H., Sakai, N., Nakamura, K. (2001a). “Mechanical Properties of Saturated Cohesive Soil with Shear History Under Three Dimensional Stress Conditions”. *Soils and Foundations*, Vol. 41, No. 6, pp. 97-110.
- Toyota, H., Sakai, N., Nishimura, T. (2001b). “Effects of the stress history due to Unsaturation and drainage condition on shear properties of unsaturated cohesive soil”. *Soils and Foundation*, Vol. 41, No. 1, pp. 13-24.
- Toyota, H., Nakamura, K., Sakai, N., Sramoon, W. (2003). “Mechanical properties of unsaturated cohesive soil in consideration of tensile stress”. *Soils and Foundation*, Vol. 43, No. 2, pp. 115-122.
- Vaid, Y.P., Sayao, A.S.F, Hou, E. and Negussey, D., (1990). “Generalised stress-path dependent behaviour with a new hollow cylinder torsional apparatus”. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 27, pp. 601-616.
- Vaid, Y.P., Sivathayalan, S. (1996). “Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial tests”. *Canadian Geotechnical Journal*, 1996, 33(2): 281-289, <https://doi.org/10.1139/t96-007>
- Van Genuchten, M. Th. (1980). “A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils”. *Soil Science of America Journal*, v. 44, p. 892-898.
- Vaunat, J. Romero, E. Jommi, C. (2000). “An elastoplastic hydromechanical model for unsaturated soils”. *Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils*. Ed. Tarantino & Mancuso.
- Vicol, T. (1990). “Comportment hydraulique et mecanique d’un sol fin non saturé. Application à la modélisation”. PhD Thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Villar, M.V. (2005). “MX-80 bentonite. Thermo-hydro-mechanical characterisation performed at CIEMAT in the context of the prototype project”. CIEMAT Technical Report CIEMAT/DIAE/54540/2/04 (2005).
- Xiao, Y., Liu, H. L., and Zhu, J. G. (2010). “Failure criterion for granular soils”. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 32(4), 586-591.
- Xiao, Y., Liu, H. L., and Liang, R. Y. (2011). “Modified Cam-Clay model incorporating unified nonlinear strength criterion”. *Science China: Technological Sciences*, 54(4), 805-810. [doi:10.1007/s11431-011- 4313-4]
- Wang, Q., and Lade, P.V., (2001). “Shear banding in true triaxial tests and its effect on failure in sand”. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 127, No.8, pp. 754-761.
- Wheeler S. J. (1997). “A rotational hardening elasto-plastic model for clays”. *Proc. 14th Int. Conf. Soil. Mech. Found. Eng*, Hamburg, 431–434.
- Wheeler, S.; Naatanen, A.; Karstunen, M.; Lojander, M. (2003). “An anisotropic model for soft clays”. *Canadian Geotechnical Journal*, 40:403–418.

- Wijewickreme, D. and Vaid. Y. P., (1993). "Behavior of Loose Sand under Simultaneous Increase in Stress Ratio and Principal Stress Rotation". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 30, No. 6, pp. 953-964.
- Wijewickreme, D., Vaid, Y. P., (1991). "Stress nonuniformities in hollow cylinder torsional specimens". *ASTM, Geotechnical Testing Journal*, Vol. 14, pp. 349-362.
- Yang, Z.X., Li X.S., Yang J., (2007). "Undrained anisotropy and rotational shear in granular soil". *Géotechnique* 57, No. 4, 371-384.
- Yang, Z.X., Li X.S., Yang J., (2008). "Quantifying and modelling fabric anisotropy of granular soils". *Géotechnique* 58, No. 4, pp. 337-348.
- Yao, Y. P., Lu, D. C., Zhou, A. N., and Zou, B. (2004). "Generalized non-linear strength theory and transformed stress space". *Science China: Technological Sciences*, 47(6), 691-709. [doi:10.1360/04ye0199]
- Yimsiri, S. Ratananikom, W. Fukuda, F. Likitlersuang, S. (2011). "Influence of stress rotation and intermediate principal stress on undrained response of Bangkok Clay".
- Zdravkovic, L. Jardine, R. (2000). "Undrained anisotropy of Ko-consolidated silt". *Can. Geotech. Journal* Vol. 37. NRC Canada.
- Zhong, S. Y., Xu, W. Y., and Ling, D. S. (2011). "Influence of the parameters in the Pietruszczak-Mroz anisotropic failure criterion". *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 48(6), 1034-1037. [doi:10.1016/j.ijrmms.2011.06.002]