



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



TESIS DOCTORAL EN INGENIERÍA DEL TERRENO

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE COLAPSO EN
ARENAS ARCILLOSAS BAJO UN ESTADO
GENERALIZADO DE TENSIONES**

Autor:

OCTAVIO ENRIQUE CÁRDENAS DÍAZ

Directores:

ENRIQUE ROMERO MORALES
ANTONIO LLORET MORANCHO

Barcelona, Octubre de 2018

A mis Hijas:

Dheina y Daniela,

Por enseñarme, el amor incondicional.

Agradecimientos

A Enrique Romero Morales y Antonio Lloret Moracho, no solo por la dirección de la Tesis, sino por estar siempre al pendiente, la orientación y comprensión en todos los momentos del desarrollo de los trabajos. Sus asesorías y todo el conocimiento del que me hicieron partícipe me ha permitido una superación académica y personal en mi quehacer como profesionista. Ha sido un placer y sobre todo un honor el que me permitieran trabajar con ustedes.

A Modesto Portilla Gamboa, por ser un amigo incondicional y brindarme su apoyo durante todo el tiempo invertido en este trabajo. Por todos los momentos compartidos y los consejos que me hicieron no claudicar. También a Luisa Villamizar, Mayra, Laura, Jennifer y Luisa (su hermosa Familia) por todo el apoyo y comprensión en mis interminables visitas a Barcelona y permitirme compartir con ustedes grandes momentos y junto con María Esther, Dheina y Daniela siempre las consideraremos parte nuestra Familia. Es sin lugar a dudas esta amistad de lo mejor que me llevo de esta hermosa aventura en Barcelona.

A María Esther Fraire, por darme el mejor regalo que pude recibir, mis dos hermosas hijas, que son sin lugar a dudas el motor que me permite seguir adelante.

Al Personal de apoyo de la UPC, al Sr. José Álvarez, Sr. Tomas Pérez, por sus conocimientos en la operación de los equipos de laboratorio. A Mary Carmen, Oscar y demás personal administrativo del Departamento de Ingeniería del Terreno por su colaboración en todos los trámites realizados.

A los grandes amigos, y compañeros de aventuras en el doctorado, Vladimir Merchán, Enrique Ortega, Analice Lima, Samuel Franca, Rodrigo Gómez, Claudia García, Jubert Pineda, Eduardo Castro, Oscar Reyes, Rodrigo Carreira. Por su apoyo siempre desinteresado, su entusiasmo y por los buenos momentos.

A mis Padres, Irma y Adolfo por ser la piedra angular de todo mi desarrollo personal, enseñarme a vivir los buenos y malos momentos y estar siempre a mi lado compartiendo cada etapa de mi Vida.

A Cristina y Diana, mis queridas hermanas, gracias por contar siempre con su apoyo, compañía y amor en cada paso que he dado en mi vida.

A la Universidad Autónoma de Coahuila y al programa PROMEP del Gobierno Mexicano, por su apoyo económico en el desarrollo de los estudios doctorales.

RESUMEN

Esta tesis estudia el comportamiento hidro-mecánico bajo un estado generalizado de tensiones de una arena arcillosa compactada. El estudio, de carácter eminentemente experimental, se centra en el análisis de la resistencia al corte a diferentes estados hidráulicos y en el comportamiento de colapso durante inundación. Estos resultados tienen importantes aplicaciones en el diseño de obras de tierra (presas y terraplenes), que son estructuras que están sometidas a cambios de humedad importantes a lo largo de las distintas etapas constructivas. Sin embargo, a pesar de esta importante implicación práctica, son escasos los estudios experimentales que han evaluado dicho comportamiento, particularmente durante la inundación ante un estado generalizado de tensiones, y que incluye el control de la tensión desviadora, la tensión neta media y del ángulo de Lode durante el desarrollo del colapso.

Para desarrollar el estudio experimental se puso a punto un equipo de cilindro hueco con control automático de las presiones de cámara interna y externa, así como de la tensión axial. El equipo estaba adaptado para suelos saturados, por lo que se realizó una importante calibración para determinar las deformaciones radiales y circunferenciales en forma global utilizando la información de los cambios de volumen de las cámaras interna e externa.

El material utilizado en la investigación es una mezcla de 30% (en masa) de arena de Castelldefels (Barcelona) y 70% de arcilla limosa del Campus Nord (Barcelona). La selección de la mezcla más adecuada y de las condiciones iniciales de preparación –para garantizar una adecuada resistencia al corte, permeabilidad saturada y presentar un importante colapso durante la inundación– se realizó después de una extensa campaña de caracterización geotécnica de los materiales constituyentes y de varias proporciones de mezclas.

Sobre la mezcla seleccionada se realizó la caracterización microestructural e hidráulica (porosimetría por intrusión de mercurio, curva de retención y permeabilidad), así como mecánica a diferentes estados y trayectorias hidráulicas (ensayos de resistencia al corte en equipo triaxial y corte directo, ensayos de compresibilidad y de colapso en edómetro). Estos ensayos preliminares permitieron calibrar los diferentes parámetros del modelo elasto-plástico BBM, así como definir la posición de las superficies de fluencia.

En el cilindro hueco se realizaron ensayos sobre muestras saturadas y no saturadas a lo largo de trayectorias de compresión isótropa y de corte (aumento de la tensión desviadora a tensión media constante). Estas últimas trayectorias se realizaron a cuatro ángulos de Lode diferentes. Los resultados de resistencia al corte en condiciones últimas permitieron definir la variación de la cohesión con la succión, así como la dependencia de la pendiente de estado crítico con el ángulo de Lode (independiente de la succión). Por último, se realizaron ensayos de colapso (saturación) a un mismo estado tensional de tensión media y desviadora pero a diferentes valores de ángulo de Lode y por ende a diferentes distancias de la línea de estado crítico. La saturación de la muestra se llevó a cabo mediante inundación con agua desde la base sin control de succión. Los resultados experimentales, que servirán de base para investigaciones futuras, evidenciaron mayores colapsos cuando la tensión intermedia coincidía con la tensión menor, como en el caso de un ensayo axi-simétrico de compresión triaxial.

Las evoluciones temporales de las deformaciones de colapso se simularon utilizando un modelo de infiltración 1D con permeabilidad constante y el modelo BBM (considerando a dependencia del ángulo de Lode en la pendiente del estado crítico). Las simulaciones evidenciaron un colapso que no se veía afectado por el ángulo de Lode, aunque las evoluciones de las direcciones de los vectores de flujo plásticos cambiaban significativamente entre los diferentes ensayos, tal como se detectaba en los experimentos.

SUMMARY

This thesis studies the hydro-mechanical behaviour of a compacted clayey sand under generalised stress state. The study, which is mainly experimental, focuses on the analysis of the shear strength at different hydraulic states and on the collapse response during flooding. These behavioural features have important applications in the design of earthworks (dams and embankments), which are structures that undergo significant water content changes along their different construction stages. However, despite this important practical issue, there are few experimental studies that have evaluated these behavioural features, particularly during flooding under generalised stress state, and that includes the control of the deviatoric stress, the mean net stress and the Lode angle during the development of the collapse.

Within the experimental study, a hollow cylinder apparatus was set up with automatic control of the internal and external chamber pressures, as well as of the axial stress. The apparatus was designed for saturated soils, and an important calibration was carried out to determine the global radial and circumferential strains using the information of the volume changes of the internal and external cell chambers.

The material used in the research was a mixture of 30% (by mass) of sand from Castelldefels (Barcelona) and 70% silty clay from Campus Nord (Barcelona). The selection of the most suitable mixture and of the initial compaction conditions –to ensure an adequate shear strength, saturated permeability and to display an important collapse during flooding– was done after an extensive geotechnical characterisation program of the constituent materials and various proportions of the mixtures.

Microstructural and hydraulic characterisation tests (mercury intrusion porosimetry, water retention curve and permeability), as well as mechanical tests at different states and hydraulic paths (shear strength in triaxial and direct shear cells, compressibility and soaking tests under oedometer conditions) were performed on the selected mixture. These preliminary tests allowed calibrating the different parameters of the elasto-plastic BBM model, as well as to define the position of the yield surfaces.

Tests on the hollow cylinder apparatus were performed on saturated and partially saturated samples along isotropic compression and shear paths (increase in deviatoric stress at constant mean stress). These last paths were performed at four different Lode angles. Shear strength results at ultimate conditions allowed defining the variation of the cohesion with suction, as well as the dependence of the slope of the critical state line on the Lode angle (considered independent of suction). Finally, collapse tests (saturation) were carried out at the same mean stress and deviatoric stress state but at different Lode angles and therefore at different distances from the critical state line. The saturation of the sample was carried out by flooding with water from the base of the cell without suction control. The experimental results, which will be useful for future research, showed larger collapse when the intermediate stress coincided with the minor stress, as in the case of an axi-symmetric triaxial compression test.

The time evolutions of the collapse deformations were simulated using a 1D infiltration model with constant permeability and the BBM model (considering the dependence of the slope of the critical state line on Lode angle). The simulations showed a collapse that was not largely affected by the Lode angle, although the evolutions of the directions of the plastic flow vectors changed significantly between the different conditions of the tests, as detected in the different experimental results.

Tabla de Contenido

1	INTRODUCCIÓN	36
1.1	Antecedentes	36
1.2	Interés, Objetivos y Metodología	38
1.3	Contenido de la Tesis	40
1.4	Trabajos escritos en el contexto de la investigación	42
2	ESTADO DEL ARTE	43
2.1	Introducción	43
2.2	Invariantes del tensor de tensiones y tensiones octaédricas	43
2.3	Equipos de Laboratorio.....	47
2.3.1	Introducción.....	47
2.3.2	Equipo edométrico	49
2.3.3	Equipos de corte simple, directo y anular	49
2.3.4	Equipos triaxial convencional y triaxial verdadero	50
2.3.5	Equipo de corte direccional	52
2.3.6	Equipo de corte torsional.....	56
2.3.7	Equipos de cilindro hueco	58
2.4	Algunos resultados experimentales previos.....	61
2.4.1	Introducción.....	61
2.4.2	Equipos triaxial y triaxial verdadero	62
2.4.3	Equipo de cilindro hueco.....	71
2.5	Modelación Constitutiva.....	83
2.5.1	Introducción.....	84

2.5.2	Modelo Cam- Clay	84
2.5.3	Criterios de rotura en un estado general de tensiones	88
2.5.4	Modelo Básico de Barcelona (BBM)	92
2.5.5	Modelo elasto-plástico acoplado.	96
➤	Variables constitutivas	96
➤	Modelo de Romero y Jommi (2008).....	98
➤	Modelo de Della Vecchia et al. (2013)	102
➤	Modelo de Lloret-Cabot et al. (2013)	106
2.6	Conclusiones	109
3	EQUIPO CILINDRO HUECO Y PROCEDIMIENTO DE ENSAYO	112
3.1	Introducción	112
3.2	Consideraciones teóricas del equipo de cilindro hueco	112
3.2.1	Ecuaciones para el cálculo de las tensiones.....	114
3.2.2	Ecuaciones para el cálculo de las deformaciones.....	118
3.2.3	Ecuaciones para el cálculo de las tensiones principales.	119
3.3	Trayectoria de tensiones en ensayos realizados en el equipo de cilindro hueco....	121
3.3.1	Ensayos sobre muestras saturadas	122
3.3.2	Ensayos de rotura sobre muestras no saturadas	124
3.3.3	Ensayos de colapso.....	124
3.4	Equipo de cilindro hueco de la UPC.....	127
3.4.1	Descripción general del equipo	127
3.4.2	Instrumentación.....	130
3.4.3	Adquisición y procesamiento de datos.	133

3.4.4	Montaje de la muestra.....	135
3.5	Errores en el análisis de los resultados de los ensayos	139
3.6	Calibraciones en el cilindro hueco.....	142
3.6.1	Cámara externa	143
3.6.2	Cámara interna.....	145
3.7	Medida de volúmenes en el cilindro hueco en suelos no saturados.....	149
3.7.1	Determinación de cambio volumétrico en suelos no saturados.....	149
3.8	Protocolo de las etapas de ensayo	153
3.8.1	Generalidades	153
3.8.2	Ensayos saturados (SHC)	154
3.8.3	Ensayos de compresión no saturados (NSHC)	163
3.8.4	Resumen de trayectorias de tensión en ensayos de compresión hasta rotura.	164
3.8.5	Ensayos de Colapso (CHC)	165
4	CARACTERIZACIÓN DE LOS SUELOS UTILIZADOS EN EL DISEÑO DE LA MEZCLA.....	166
4.1	Introducción	166
4.2	Estudios de identificación básica	167
4.2.1	Ensayos de Granulometría.....	168
4.2.2	Límites de Consistencia	174
4.2.3	Determinación de la Permeabilidad.	175
4.2.4	Ensayos de compresión simple no confinada.	179
4.2.5	Ensayos edométricos con humedad constante.	183
4.2.6	Curvas de Retención.	185

4.2.7	Conclusiones de los ensayos de caracterización	190
4.3	Determinación de las características de la mezcla seleccionada	191
4.3.1	Introducción.....	191
4.3.2	Propiedades generales	191
4.4	Análisis de la Curva de retención.....	196
4.5	Porosímetro de Intrusión de Mercurio (MIP).....	199
4.6	Ensayos edométricos	202
4.7	Ensayos triaxiales con rotura con tensión efectiva media constante	206
4.7.1	Etapas de Saturación	209
4.7.2	Etapas de consolidación y rotura	210
4.8	Ensayos de corte directo con control de humedad	214
4.9	Otras consideraciones	221
4.10	Conclusiones	224
5	PROGRAMA EXPERIMENTAL EN EL CILINDRO HUECO.....	226
5.1	Introducción	226
5.2	Ensayos de rotura con muestras saturados.....	228
5.2.1	Ensayo b = 0.0 (SHC00-00).....	228
5.2.2	Ensayo b = 0.5 (SHC00-05).....	233
5.2.3	Ensayo de b = 1.0 (SHC00-10)	238
5.2.4	Resultados generales.....	242
5.3	Ensayos de rotura con muestras no saturados	251
5.3.1	Ensayos de b=0.0 (TC) (NSHC00-00)	251
5.3.2	Ensayos de b=0.5 (NSHC00-05)	254
5.3.3	Ensayo de b=0.8 (NSHC00-08).....	257
5.3.4	Resultados generales.....	261

5.4	Ensayos de Colapso.....	265
5.4.1	Ensayos de $b=0.0$	266
5.4.2	Ensayos de $b=0.5$	272
5.4.3	Ensayos para $b=0.8$	279
5.4.4	Ensayo de $b = 1.0$	286
5.4.5	Resultados generales.....	293
5.5	Conclusiones	301
6	INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS	305
6.1	Introducción	305
6.2	Análisis de los ensayos de colapso y de corte directo	307
6.3	Análisis del comportamiento hidráulico.....	311
6.4	Análisis de la línea de estado crítico (LEC) y superficie de fluencia.....	320
6.4.1	Línea de estado crítico (LEC)	320
6.4.2	Superficie de fluencia en el plano (p-q).	328
6.4.3	Parámetros de compresibilidad y resistencia al corte.	334
6.4.4	Superficie de fluencia LC.....	335
6.5	Análisis de las deformaciones en las fases de corte	343
6.6	Análisis de las deformaciones en las fases de saturación.....	348
6.7	Análisis de los vectores deformación plástica.....	359
6.8	Conclusiones	365
7	CONCLUSIONES GENERALES Y LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN	367
7.1	Conclusiones generales.....	367
7.2	Líneas futuras de investigación.....	371
7.2.1	Mejora del equipo de cilindro hueco	371
7.2.2	Estudios experimentales.	372

8	BIBLIOGRAFIA	373
---	--------------------	-----

Lista de Figuras

Figura 2.1 Diagonalización del Tensor de Tensiones. (Oliver y Agelet, 2000).....	44
Figura 2.2 Representación del plano octaédrico. (Oliver y Agelet, 2000).....	45
Figura 2.3 Triedro de tensiones principales, representación de la tensión normal octaédrica (σ_{oct}); tensión de corte octaédrica (τ_{oct}) y ángulo de Lode (θ). (Oliver y Agelet, 2000).	47
Figura 2.4 Dirección de las tensiones principales posibles a desarrollar en el equipo triaxial verdadero	52
Figura 2.5 Dirección de las tensiones principales posibles a desarrollar en el equipo de corte direccional.....	53
Figura 2.6 [a] Vista Superior del equipo de corte direccional (DSC) muestra no deformada; [b] Vista superior de la muestra no deformada. (Sture, et al., 1985)	55
Figura 2.7 [a] Vista Superior del equipo de corte direccional (DSC) muestra deformada; [b] Vista superior de la muestra deformada. (Sture, et al., 1985).....	56
Figura 2.8 Columna de corte torsional y columna resonante. (Wykeham Farrance, 2012)....	57
Figura 2.9 [a] Condiciones idealizadas dentro del cilindro hueco, elemento sujeto a carga axial W ; torque M_T ; presión interna P_i ; presión externa P_o , (Hight, et al. 1983); [b] Esfuerzos sobre las paredes de un elemento del cilindro hueco y esfuerzos principales sobre las paredes del cilindro hueco. Vaid, et al. (1990).	59
Figura 2.10 Estado de tensiones aplicado en equipos de laboratorio estudiados. (Minh, 2006)	60
Figura 2.11 Evaluación de la máxima tensión de corte y del exceso de presión de poros contra la deformación principal mayor ϵ_1 para diferentes valores el parámetro b . (Prashant and Penumadu, 2004)	63

Figura 2.12 Variación del esfuerzo desviador, variación de la presión de poros en la etapa de corte y la relación de las tensiones $\eta = q/p'$ contra la deformación de corte ϵ_q , para diferentes valores de b. (Prashant and Penumadu, 2005).....	63
Figura 2.13 Criterio de falla SMP localizado en el plano π . (Matsuoka et al. 2002)	65
Figura 2.14 Resultados experimentales sobre muestras de arcilla compactada en equipo de triaxial verdadero con succión controlada para $p = 98$ kPa y $s = 59$ kPa. (Matsuoka et al. 2002).	66
Figura 2.15 Trayectoria de tensiones en ensayos de triaxial verdadero con control de succión compresión triaxial (TC), extensión triaxial (TE) y corte simple (SS). (Hoyos, 1998).	67
Figura 2.16 Cámara triaxial verdadera con membranas flexibles de carga. (Hoyos et al. 2008)	68
Figura 2.17 Trayectoria de deformaciones principales en un ensayo TC ($b=0.0$) para diferentes valores de succión matricial, $s = 50$ kPa, $s = 100$ kPa y $s = 200$ kPa, para un valor de la tensión normal octaédrica $\sigma_{oct} = 200$ kPa. (Hoyos, 1988).	69
Figura 2.18 Trayectoria de deformaciones principales en un ensayo SS ($b=0.5$) para diferentes valores de succión matricial, $s = 50$ kPa, $s = 100$ kPa y $s = 200$ kPa, para un valor de la tensión normal octaédrica $\sigma_{oct} = 200$ kPa. (Hoyos, 1988).	70
Figura 2.19 Trayectoria de deformaciones principales en un ensayo TE ($b=1.0$) para diferentes valores de succión matricial, $s = 50$ kPa, $s = 100$ kPa y $s = 200$ kPa, para un valor de la tensión normal octaédrica $\sigma_{oct} = 200$ kPa. (Hoyos, 1988).	71
Figura 2.20 Desarrollo de la deformación volumétrica para la variación de b. (Sayao y Vaid, 1996)	73
Figura 2.21 Trayectoria de las deformaciones principales para diferentes valores de b. (Sayao y Vaid, 1996).....	74
Figura 2.22 Cámara del equipo de cilindro hueco, (Toyota, et al. 2001a).....	74

Figura 2.23 Diagrama esquemático del equipo de cilindro hueco para suelos no saturados, Toyota (2001b).	76
Figura 2.24 Detalles de la instrumentación interna en el equipo de cilindro hueco [a] transductores de proximidad [b] Medida de las deformaciones axial y de corte. Hight, et al. (1983).	77
Figura 2.25 Esquemas de los equipos de cilindro hueco equipados con transductores para la determinación del cambio volumétrico. [a] Equipo de cilindro hueco utilizado en Porovic, 1995 y Nishimura, 2006. [b] Equipo de cilindro hueco utilizado en Jardine, 1996 y Minh, 2006.	78
Figura 2.26 Comparación entre deformación global y local de las deformaciones verticales ε_z y las deformaciones circunferenciales ε_θ en ensayos de cilindro hueco. (Minh, 2006).	80
Figura 2.27 Comparación entre deformación global y local de las deformaciones de corte desviador ε_d y las deformaciones de corte torsional $\gamma_{\theta z}$ en ensayos de cilindro hueco. (Minh, 2006).	81
Figura 2.28 Superficie de fallas definidas en ensayos de cilindro hueco para diferentes criterios. [a] criterio de Coulomb, [b] Criterio de Hoek-Brown, [c] Criterio de Kim-Lade. (Lee, et al., 2002)	82
Figura 2.29 (a) Espacio geométrico elíptico para el modelo Cam-Clay en el plano p' - q ; (b), (c) Línea de compresión normal y línea de carga-descarga en el plano de compresión. Wood (1990).	86
Figura 2.30 (a) Incremento de tensión y expansión de la superficie de fluencia; (b) Incremento de tensiones al interior de la superficie de fluencia. Wood (1990).....	88
Figura 2.31 Criterio de Rotura de Mohr-Coulomb. Oliver y Agelet (2000)	89
Figura 2.32 Criterio de Von Misses. Oliver y Agelet (2000)	89
Figura 2.33 Criterio de Tresca. Oliver y Agelet (2000).....	90

Figura 2.34 Criterio de Matsuoka-Nakai. Gens y Potts (1988).....	90
Figura 2.35 Criterio SPM (Spatially Mobilized Plane). Sun, et al. (1998) y Matsuoka, et al.(2002).....	91
Figura 2.36 Criterio de Kim-Lade. Lade, et al. (2008)	91
Figura 2.37 Superficie de Fluencia definida en los planos (p, q) y (s , p). Alonso et al. (1990).	93
Figura 2.38 Superficie de fluencia asociada a p^*_0 . Alonso et al. (1990)	94
Figura 2.39 Rotación de la superficie de fluencia y vector de incrementos de la deformación plástica para un estado de tensiones isótropo dentro de un plano triaxial de tensiones. Romero y Jommi, (2008).....	101
Figura 2.40 Densidad de Tamaño de Poros en muestras de la arcilla de Boom sujetas a diferentes trayectorias hidro-mecánicas. Della Vecchia et al. (2013).....	103
Figura 2.41 Relación experimental obtenida en la arcilla de Boom entre el índice de poros microestructural, e_m y el índice de agua e_w (Della Vecchia, 2009).....	105
Figura 2.42 Superficie de fluencia en un modelo 3D de tensiones generalizada. (Lloret-Cabot et al. 2013).	108
Figura 3.1 (a) Condiciones idealizadas dentro del cilindro hueco, elemento sujeto a carga axial W ; torque M_T ; presión interna P_i ; presión externa P_o . (b) Esfuerzos sobre un elemento del cilindro hueco; (c) Esfuerzos principales sobre un elemento del cilindro hueco. (Hight, et al. 1983)	114
Figura 3.2 Muestra de un cilindro sujeta a carga axial (W); momento torsor (M_T); presión externa (P_o) e interna (P_i) y los desplazamientos: axial (Δh); radial externo (u_o) e interno (u_i) y giro ($\Delta\theta$). (Hight, et al. 1983)	115
Figura 3.3 Equilibrio de un elemento cilíndrico. (Symes, 1983)	117

Figura 3.4 Trayectoria de tensiones en muestras saturadas ensayadas dentro del cilindro hueco.	123
Figura 3.5 Trayectoria de tensiones en muestras no saturadas ensayadas a rotura dentro del cilindro hueco.	125
Figura 3.6 Trayectoria de tensiones en ensayos de colapso dentro del cilindro hueco.	126
Figura 3.7 Equipo de cilindro hueco del Departamento de Ingeniería del Terreno, UPC.	128
Figura 3.8 Vista frontal de la base de la cámara.	128
Figura 3.9 Vista posterior de la base de la cámara.	129
Figura 3.10 Equipos de control digital presión-volumen GDS.	129
Figura 3.11 Sistema de aplicación de desplazamiento axial y giro del eje de carga.	131
Figura 3.12 Célula de carga sumergible.	132
Figura 3.13 Esquema del dispositivo de control presión-volumen GDS para la aplicación de las presiones interna, externa y de cola en los ensayos de cilindro hueco.	132
Figura 3.14 Transductor de presión de poros, GDS Instruments.	133
Figura 3.15 Sistema de control digital (DCS).	134
Figura 3.16 Equipo de cómputo de escritorio marca DELL, con el software de control de laboratorio de geotecnia GDSLAB instalado.	135
Figura 3.17 Conjunto pedestal muestra de cilindro hueco, GDS.	136
Figura 3.18 Conjunto de pedestal, membrana de látex y equipo de sujeción,(anclaje inferior).	137
Figura 3.19 Cabezal superior para el montaje de la muestra en el cilindro hueco.	138
Figura 3.20 Cabezal superior montada dentro de la cámara.	138
Figura 3.21 Montaje de la muestra cilíndrica hueca dentro de la cámara.	139
Figura 3.22 Esquema de ubicación del HCA-UPC en el laboratorio de Ingeniería del Terreno.	143

Figura 3.23 Gráfica volumen de cámara vs presión de cámara.....	144
Figura 3.24 Gráfica célula de carga vs presión de cámara.	145
Figura 3.25 [a] Cilindro hueco de caucho, [b] montaje de cilindro dentro de la cámara.	146
Figura 3.26 Evaluación de las presiones en las cámaras interna y externa bajo un incremento de presiones pequeño.....	147
Figura 3.27 Evaluación de las presiones en las cámaras interna y externa bajo un incremento de presiones alto	148
Figura 3.28 Diferencia entre las presiones P_o - P_i para rango de cargas mayores a 30 kPa ..	148
Figura 3.29 Esquema de la hoja de cálculo con los valores determinados con el software GDSLAB v2 de la empresa GDS Instrument Ltd.	151
Figura 3.30 Hoja de cálculo desarrollada para los ensayos no saturados a partir de los datos que determina el software GDSLAB v2.	151
Figura 3.31 Determinación de los desplazamientos de las paredes del cilindro u_o y u_i a partir de la obtención de los cambios de los radios externo e interno.....	152
Figura 3.32 Muestra ensayada en el cilindro hueco. [a] muestra al final del ensayo. [b] muestra cubierta con parafina para la determinación del volumen final.	153
Figura 3.33 Elaboración de la muestra cilíndrica. [a] Elementos del molde de compactación; [b] Molde de compactación; [c] Compactación de la muestra; [d] Extracción de la muestra compactada.	156
Figura 3.34 Esquema de montaje de la muestra para ensayos en el cilindro hueco. [a] Colocación membrana interna en la base del cilindro, [b] Montaje de la muestra sobre el pedestal, [c] Colocación de la membrana externa, [d] Colocación de cabezal del cilindro..	158
Figura 3.35 Montaje de la muestra para ensayos en el cilindro hueco. [a] Cámara; [b] Pedestal y pistón de carga; [c] Cabezal y célula de carga.	159
Figura 4.1 Curva granulométrica de la arena de Castelldefells.....	170

Figura 4.2 Curvas granulométricas del suelo del Campus Nord.	170
Figura 4.3 Curvas granulométricas de las muestras de suelo.....	172
Figura 4.4 Curvas de granulometría de las mezclas teóricas y de las muestras de suelo ensayadas.	173
Figura 4.5 Carta de Plasticidad de los análisis del suelo Campus Nord de la UPC.	174
Figura 4.6 Equipo triaxial convencional GDS. Laboratorio de Ingeniería del Terreno, UPC	175
Figura 4.7 Elaboración de la muestras para ensayos de permeabilidad.....	176
Figura 4.8 Molde de compactación.....	178
Figura 4.9 Permeabilidad de las muestras determinadas en el equipo triaxial convencional para diferentes valores de densidades seca.	179
Figura 4.10 Compresión no confinada en muestras con $\rho_d = 1.55 \text{ Mg/m}^3$ y humedad del 14%.	181
Figura 4.11 Compresión no confinada en muestras con $\rho_d = 1.55 \text{ Mg/m}^3$ y humedad del 18%.	182
Figura 4.12 Análisis de resistencia en función del porcentaje de arena en la mezcla para diferentes contenidos de humedad inicial.	182
Figura 4.13 Edómetro tipo Bishop para ensayos edométricos.	184
Figura 4.14 Resultados de ensayos edométricos en el suelo Campus Nord.....	184
Figura 4.15 Resultados de ensayos edométricos de mezclas.	185
Figura 4.16 Placa de succión.	187
Figura 4.17 Dewpoint psychrometer (WP4).	188
Figura 4.18 SWCC de la arena de la playa de Castelldefells y del suelo Campus Nord obtenidos utilizando el Dewpoint Psychrometer (WP4).	188

Figura 4.19. Curvas características obtenidas con placa de succión y dewpoint psychrometer (WP4) para el suelo Campus Nord y de la mezcla diseñada.	189
Figura 4.20 Granulometría de la mezcla utilizada.	192
Figura 4.21 Curvas de compactación dinámica (Proctor Normal), arcilla limosa de Campus Nord y mezcla de suelo (70-30%).	193
Figura 4.22 Esquema representativo de la estructura interna de la mezcla de suelo.	195
Figura 4.23 Curva de compactación teórica de la arcilla contenida en la mezcla de suelo. Comparación con las curvas de compactación de la arcilla Campus Nord y la mezcla de suelo.	196
Figura 4.24 Curvas características de los suelos utilizados en la elaboración de la mezcla determinadas en el dispositivo WP4 y la técnica de traslación de ejes.	197
Figura 4.25 Curvas características de los suelos utilizando un modelo analítico de Van Genuchten.	198
Figura 4.26 Porosímetro de intrusión de mercurio (MIP). Departamento de Ingeniería del Terreno, UPC	200
Figura 4.27 Distribución de tamaños de partículas del suelo (MIP). $\rho_d = 1.55 \text{ Mg/m}^3$, $e = 0.72$	201
Figura 4.28 Función de la densidad de tamaños de poros evaluada desde resultados del MIP para el suelo del Campus Nord para dos densidades secas diferentes (Buenfil, 2007).	201
Figura 4.29 Curva edométrica de la mezcla 70%-30% utilizada.	204
Figura 4.30 Trayectoria de curva edométrica convencional y trayectoria de humedecimiento bajo carga.	205
Figura 4.31 Deformación de colapso por saturación bajo carga constante.	206
Figura 4.32 Curva tensión-deformación bajo condiciones de compresión y extensión triaxial (TXC200 y TXT200).	211

Figura 4.33 Etapas de compresión isotrópica y de corte en el espacio $p'-q$ para los ensayos de compresión triaxial. TXC200 y TXC300.	212
Figura 4.34 Etapas de compresión simple y de rotura en el espacio $p'-q$, para los ensayos de tracción triaxial. TXT200 y TXT300.	212
Figura 4.35 Trayectoria de Tensiones de los ensayos de compresión (TXC) y de tracción (TXT) triaxial.	214
Figura 4.36 Tensión versus desplazamiento horizontal en ensayos de corte directo sobre muestras saturadas y no saturadas.	216
Figura 4.37 Desplazamiento horizontal versus desplazamiento vertical para ensayos de corte directo en muestras saturadas.	217
Figura 4.38 Desplazamiento horizontal versus desplazamiento vertical para ensayos de corte directo en muestras no saturadas	218
Figura 4.39 Ensayo de corte directo sobre muestras saturadas y no saturadas.	218
Figura 4.40 Valores de ajuste de la tensión media saturada a la tensión media no saturada.	219
Figura 4.41 Envolvente de falla para suelos no saturados, extensión del criterio de falla de Mohr-Coulomb. (Fredlund and Rahardjo, 1993).	220
Figura 4.42 Grafica de succión matricial (aplicada en los bordes) con deformaciones volumétricas, axial, radial y de corte y con la relación entre deformación axial y radial, en la etapa de reducción cuasi-continua de succión matricial de $s=100$ a 10 kPa, de los ensayos isotrópicos y anisótropos. (Buenfil, 2007).	223
Figura 5.1 Área No-Go en el plano $q - \alpha - b$ y puntos representativos de los ensayos realizados.	227
Figura 5.2 Trayectoria de tensiones principales efectivas ($\sigma'_1=\sigma'_z, \sigma'_2=\sigma'_3=\sigma'_1=\sigma'_\theta$) versus tiempo. Ensayo con $b= 0.0$	230

Figura 5.3 Tensión de corte (q) – deformaciones principales para muestras saturadas en ensayo de compresión triaxial (TC) $b = 0.0$ para una tensión media $p'_m = 200$ kPa.	230
Figura 5.4 Trayectoria de tensiones en el plano p' - q para un ensayo de compresión triaxial (TC) $b = 0.0$ en los equipos de cilindro hueco y triaxial convencional.	232
Figura 5.5 Curva tensión – deformación bajo condiciones de compresión triaxial (TC), $p'_m = 200$ kPa; $b = 0.0$	232
Figura 5.6 Curva deformación axial – deformación volumétrica bajo condiciones de compresión triaxial (TC), $p'_m = 200$ kPa; $b = 0.0$	233
Figura 5.7 Trayectoria de la tensión efectiva en el plano p' - q, para $p'_m = 200$ kPa; $b = 0.5$	234
Figura 5.8 Trayectoria de tensiones principales efectivas ($\sigma'_1 = \sigma'_z$, $\sigma'_2 = \sigma'_r$, $\sigma'_3 = \sigma'_\theta$) versus tiempo. $b = 0.5$	235
Figura 5.9 Tensión de corte – deformaciones principales para muestras saturadas en ensayo de $b = 0.5$ para una tensión media $p'_m = 200$ kPa.	236
Figura 5.10 Curva tensión – deformación axial para $p'_m = 200$ kPa; $b = 0.5$	237
Figura 5.11 Curva deformación axial – deformación volumétrica bajo condiciones de compresión triaxial (TC), $p'_m = 200$ kPa; $b = 0.5$	238
Figura 5.12 Trayectoria de la tensión efectiva en el plano p' - q bajo condiciones de extensión triaxial (TE), para $p'_m = 200$ kPa; $b = 1.0$	239
Figura 5.13 Trayectoria de tensiones principales efectivas ($\sigma'_1 = \sigma'_z = \sigma'_2 = \sigma'_r$, $\sigma'_3 = \sigma'_\theta$) contra tiempo. $b = 1.0$	240
Figura 5.14 Tensión de corte – deformaciones principales para muestras saturadas en ensayo de extensión triaxial (TE) $b = 1.0$ para una tensión media $p'_m = 200$ kPa.	240
Figura 5.15 Análisis tensión–deformación bajo condiciones de extensión triaxial (TE), para $p'_m = 200$ kPa; $b = 1.0$	241

Figura 5.16 Trayectorias de Tensiones y envolventes de rotura de los ensayos saturados realizados en el cilindro hueco y en la Triaxial convencional para valores de $b = 0.0$ y 1.0 .	243
Figura 5.17 Comparación del parámetro del estado crítico M en función del valor del parámetro b y el ángulo de Lode.	244
Figura 5.18 Desarrollo de la deformación volumétrica en función de la deformación de corte y vertical para $b=0.0$	245
Figura 5.19 Desarrollo de la deformación volumétrica en función de la deformación de corte y vertical para $b=0.5$	246
Figura 5.20 Desarrollo de la deformación volumétrica en función de la deformación de corte y vertical para $b=1.0$	246
Figura 5.21 Relación entre la tensión de corte aplicada y el incremento de la deformación volumétrica para diferentes valores de $b = 0.0, 0.5$ y 1.0	247
Figura 5.22 Relación entre la deformación volumétrica y la deformación de corte para diferentes valores de $b = 0.0, 0.5$ y 1.0	247
Figura 5.23 [a] Curvas Tensión-deformación para diferentes valores de b ; [b] valor q del punto de fluencia, ensayos saturados	248
Figura 5.24 Muestra del ensayo saturado para $b = 0.0$ Compresión triaxial (TC)	249
Figura 5.25 Muestra del ensayo saturado para $b = 0.5$	250
Figura 5.26 Análisis Volumétrico de la muestra ensayada, $b=0.05$ (Acotamiento mm).....	250
Figura 5.27 Muestra del ensayo saturado para $b=1.0$ Extensión (TE)	250
Figura 5.28 Trayectoria de la tensión en el plano $p - q$ bajo condiciones de compresión triaxial (TC), para $p_m = 200$ kPa; $b = 0.0$	252
Figura 5.29 Trayectoria de tensiones principales ($\sigma_1 = \sigma_z, \sigma_2 = \sigma_r, \sigma_3 = \sigma_\theta$) contra tiempo en muestras no saturadas para $b=0.0$	253

Figura 5.30 Tensión de corte contra deformaciones principales para muestras no saturadas en el ensayo de compresión triaxial (TC) $b = 0.0$ para una tensión media $p_m = 200$ kPa.	253
Figura 5.31 Gráfico tensión – deformación bajo condiciones de compresión triaxial (TC), para $p_m = 200$ kPa; $b = 0.0$. En el ensayos no saturados (NSHC) y saturado (SHC).	254
Figura 5.32 Trayectoria de la tensión en el plano $p - q$ bajo un valor de tensión media $p_m = 200$ kPa; y una $b = 0.5$	255
Figura 5.33 Trayectoria de tensiones principales ($\sigma_1 = \sigma_z$, $\sigma_2 = \sigma_r$, $\sigma_3 = \sigma_\theta$) contra tiempo en muestras no saturadas para $b = 0.5$	255
Figura 5.34 Tensión de corte contra deformaciones principales para muestras no saturadas con valores de $b = 0.5$ para una tensión media $p_m = 200$ kPa.	256
Figura 5.35 Gráfico tensión – deformación para condiciones de tensión media $p_m = 200$ kPa; y valor de $b = 0.5$. Para el ensayo no saturado (NSHC) y saturado (SHC).	257
Figura 5.36 Trayectoria de la tensión en el plano $p - q$ bajo condiciones de $b = 0.8$, para $p_m = 200$ kPa.	258
Figura 5.37 Variación de las tensiones principales ($\sigma_1 = \sigma_z$, $\sigma_2 = \sigma_r$, $\sigma_3 = \sigma_\theta$) en función del tiempo en muestras no saturadas para $b = 0.8$	259
Figura 5.38 Tensión de corte contra deformaciones principales para muestras no saturadas en ensayo de $b = 0.8$ para una tensión media $p_m = 200$ kPa	260
Figura 5.39 Análisis de la curva tensión–deformación bajo condiciones de $b = 0.8$ para la condición no saturada (NSHC), y de $b = 1.0$ para la saturada (SHC), con $p_m = 200$ kPa.	260
Figura 5.40 [a] curvas tensión - deformación para diferentes valores de b ; [b] Valor q del punto de fluencia, ensayos no saturados.	261
Figura 5.41 Gráfico comparativo de los valores de q en fluencia para diferentes valores del parámetro b en ensayos saturados y no saturados.	262

Figura 5.42 Desarrollo de la deformación volumétrica en función de la deformación de corte y vertical para $b = 0.0$	263
Figura 5.43 Desarrollo de la deformación volumétrica en función de la deformación de corte y vertical para $b = 0.5$	263
Figura 5.44 Desarrollo de la deformación volumétrica en función de la deformación de corte y vertical para $b = 0.8$	264
Figura 5.45 Muestra de ensayo no saturado para $b = 0.0$ compresión triaxial (TC).	264
Figura 5.46 Muestra de ensayo no saturado para $b = 0.5$	265
Figura 5.47 Trayectoria de las tensiones principales ($\sigma_1 = \sigma_z$, $\sigma_2 = \sigma_r$ y $\sigma_3 = \sigma_\theta$) durante la etapa de aplicación de la tensión de corte $q = 200$ kPa y una tensión media $p_m = 200$ kPa. Para $b = 0.0$	266
Figura 5.48 Trayectoria de las tensiones principales ($\sigma_1 = \sigma_z$, $\sigma_2 = \sigma_r$ y $\sigma_3 = \sigma_\theta$) en los ensayos de colapso y no saturados para un valor de $b = 0.0$	267
Figura 5.49 Evolución de las deformaciones principales ($\varepsilon_1 = \varepsilon_z$, $\varepsilon_2 = \varepsilon_r$ y $\varepsilon_3 = \varepsilon_\theta$) durante la etapa de aplicación de la tensión de corte $q = 200$ kPa y una tensión media $p_m = 200$ kPa. Para $b = 0.0$	268
Figura 5.50 Evolución de las deformaciones radial (ε_r) y tangencial (ε_θ) en función de la deformación vertical (ε_z), para $b = 0.0$, ensayo de colapso (CHC) y no saturados (NSHC).	268
Figura 5.51 Trayectoria de las tensiones principales ($\sigma_1 = \sigma_z$, $\sigma_2 = \sigma_r$ y $\sigma_3 = \sigma_\theta$) durante la etapa de saturación. Manteniendo constantes la tensión de corte $q = 200$ kPa y una tensión media $p_m = 200$ kPa. Para $b = 0.0$	270
Figura 5.52 Evolución de las deformaciones principales ($\varepsilon_1 = \varepsilon_z$, $\varepsilon_2 = \varepsilon_r$ y $\varepsilon_3 = \varepsilon_\theta$) durante la etapa de saturación manteniendo constante la tensión de corte $q = 200$ kPa y una tensión media $p_m = 200$ kPa. Para $b = 0.0$	270

Figura 5.53 Evolución de las deformaciones radial (ϵ_r) y tangencial (ϵ_θ) en función de la deformación vertical (ϵ_z), para $b = 0.0$, ensayo de colapso (CHC) durante las etapas de corte y saturación.....	271
Figura 5.54 Evaluación en el tiempo de las deformaciones ϵ_z , ϵ_r y ϵ_θ para $b = 0.0$, ensayo de colapso.....	272
Figura 5.55 Trayectoria de las tensiones principales ($\sigma_1 = \sigma_z$, $\sigma_2 = \sigma_r$ y $\sigma_3 = \sigma_\theta$) durante la etapa de aplicación de la tensión de corte $q = 200$ kPa y una tensión media de $p_m = 200$ kPa. Para $b = 0.5$	273
Figura 5.56 Trayectoria de las tensiones principales ($\sigma_1 = \sigma_z$, $\sigma_2 = \sigma_r$ y $\sigma_3 = \sigma_\theta$) en los ensayos de colapso y No saturados para un valor de $b = 0.5$	273
Figura 5.57 Evolución de las deformaciones principales durante la etapa de aplicación de la tensión de Corte $q = 200$ kPa y una tensión media $p_m = 200$ kPa. Para $b = 0.5$	274
Figura 5.58 Evolución de las deformaciones radial (ϵ_r) y tangencial (ϵ_θ) en función de la deformación vertical (ϵ_z), para $b = 0.5$ en la etapa de la aplicación del desviador. Ensayo de colapso (CHC) y no saturados (NSHC).....	275
Figura 5.59 Trayectoria de las tensiones principales ($\sigma_1 = \sigma_z$, $\sigma_2 = \sigma_r$ y $\sigma_3 = \sigma_\theta$) durante la etapa de saturación. Manteniendo constantes la tensión de corte $q = 200$ kPa y una tensión media $p_m = 200$ kPa. Para $b = 0.5$	276
Figura 5.60 Evolución de las deformaciones principales ($\epsilon_1 = \epsilon_z$, $\epsilon_2 = \epsilon_r$ y $\epsilon_3 = \epsilon_\theta$) durante la etapa de saturación manteniendo constante la tensión de corte $q = 200$ kPa y una tensión media $p_m = 200$ kPa. Para $b = 0.5$	277
Figura 5.61 Evolución de las deformaciones radial (ϵ_r) y tangencial (ϵ_θ) en función de la deformación vertical (ϵ_z), para $b = 0.5$, ensayo de colapso para las etapas de corte y saturación.	278

Figura 5.62 Evolución en el tiempo de las deformaciones ε_z , ε_r y ε_θ para $b=0.5$, ensayo de colapso.....	279
Figura 5.63 Trayectoria de las tensiones principales ($\sigma_1=\sigma_z$, $\sigma_2=\sigma_r$ y $\sigma_3=\sigma_\theta$) durante la etapa de aplicación de la tensión de corte $q =200$ kPa y una tensión media $p_m =200$ kPa. Para $b =0.8$	280
Figura 5.64 Trayectorias de las tensiones principales ($\sigma_1=\sigma_z$, $\sigma_2=\sigma_r$ y $\sigma_3=\sigma_\theta$) en los ensayos de colapso y no saturados para un valor de $b =0.8$	280
Figura 5.65 Evolución de las deformaciones principales durante la etapa de aplicación de la tensión de corte $q =200$ kPa y una tensión media $p_m =200$ kPa. Para $b =0.8$	281
Figura 5.66 Evolución de las deformaciones radial (ε_r) y tangencial (ε_θ) en función de la deformación vertical (ε_z), para $b =0.8$ en la etapa de aplicación del desviador. Ensayo de colapso (CHC) y no saturado (NSHC).....	282
Figura 5.67 Trayectoria de las tensiones principales ($\sigma_1=\sigma_z$, $\sigma_2=\sigma_r$ y $\sigma_3=\sigma_\theta$) durante la etapa de saturación. Manteniendo constante la tensión de corte $q =200$ kPa y una tensión media $p_m = 200$ kPa. Para $b =0.8$	283
Figura 5.68 Evolución de las deformaciones principales ($\varepsilon_1=\varepsilon_z$, $\varepsilon_2=\varepsilon_r$ y $\varepsilon_3=\varepsilon_\theta$) durante la etapa de saturación manteniendo constante la tensión de corte $q =200$ kPa y una tensión media $p_m =200$ kPa. Para $b =0.8$	284
Figura 5.69 Evolución de las deformaciones radial (ε_r) y tangencial (ε_θ) en función de la deformación vertical (ε_z), para $b =0.8$, ensayo de colapso para las etapas de corte y saturación.	285
Figura 5.70 Evolución en el tiempo de las deformaciones ε_z , ε_r y ε_θ para $b=0.8$, ensayo de colapso.....	285

Figura 5.71 Trayectoria de las tensiones principales ($\sigma_1=\sigma_z$, $\sigma_2=\sigma_r$ y $\sigma_3=\sigma_\theta$) durante la etapa de aplicación de la tensión de corte $q =200$ kPa y una tensión media $p_m =200$ kPa. Para $b =1.0$	287
Figura 5.72 Evolución de las deformaciones principales durante la etapa de aplicación de la tensión de corte $q =200$ kPa y una tensión media $p_m =200$ kPa. Para $b =1.0$	287
Figura 5.73 Evolución de las deformaciones radial (ε_r) y tangencial (ε_θ) en función de la deformación vertical (ε_z), para $b =1.0$ en la etapa de aplicación del desviador. Ensayo de colapso (CHC).	289
Figura 5.74 Trayectoria de las tensiones principales ($\sigma_1=\sigma_z$, $\sigma_2=\sigma_r$ y $\sigma_3=\sigma_\theta$) durante la etapa de saturación. Manteniendo constante la tensión de corte $q =200$ kPa y una tensión media $p_m =200$ kPa. Para $b =1.0$	290
Figura 5.75 Evolución de las deformaciones principales ($\varepsilon_1=\varepsilon_z$, $\varepsilon_2=\varepsilon_r$ y $\varepsilon_3=\varepsilon_\theta$) durante la etapa de saturación manteniendo constante la tensión de corte $q =200$ kPa y una tensión media $p_m =200$ kPa. Para $b =1.0$	291
Figura 5.76 Evolución de las deformaciones radial (ε_r) y tangencial (ε_θ) en función de la deformación vertical (ε_z), para $b =1.0$, ensayo de colapso para las etapas de saturación.	292
Figura 5.77 Evolución en el tiempo de las deformaciones ε_z , ε_r y ε_θ para $b=1.0$, ensayo de colapso.	292
Figura 5.78 Gráfico tensión–deformación vertical para todos los valores del parámetro b durante las etapas de aplicación del desviador.	294
Figura 5.79 Desarrollo de la deformación volumétrica durante la aplicación del desviador q . Para diversos valores del parámetro b	294
Figura 5.80 Gráfica $\varepsilon_q - \varepsilon_v$ en la etapa de aplicación de la tensión de corte q	295
Figura 5.81 Evolución de la deformación volumétrica (colapso) durante la intrusión de agua para diferentes valores de b	296

Figura 5.82 Análisis de la deformación volumétrica de colapso con la variación del parámetro b.....	297
Figura 5.83 Gráfica $\varepsilon_q - \varepsilon_v$ en la etapa de saturación por intrusión de agua.	298
Figura 5.84 [a] Influencia de la variación del parámetro b sobre la deformación de colapso ε_{colp} ; [b] Influencia de la variación de b sobre la resistencia al corte q_{falla}	299
Figura 5.85 Muestras en el ensayo de colapso para b =0.0. (a) muestra montada en el cilindro hueco. (b) muestra desmontada del cilindro y retiradas las membranas de látex. (c) muestra cubierta con cera para la obtención de la deformación volumétrica.	300
Figura 5.86 Muestra de ensayo de colapso para b =0.5. (a) muestra montada en el cilindro hueco al final del ensayo. (b) muestra desmontada del cilindro. (c) muestra cortada preparada para cubrirla con cera.	300
Figura 5.87 Muestra del ensayo de colapso para b =0.8 (a) muestra montada en el cilindro hueco al final del ensayo. (b) muestra desmontada del cilindro. (c) muestra cortada preparada para cubrirla con cera.	300
Figura 6.1 Trayectoria de tensiones realizadas en el edómetro. Trayectorias saturadas, humedad constante y de colapso.	308
Figura 6.2 Modelación numérica de los resultados edométricos.....	309
Figura 6.3 Resultados del ensayo de corte directo para muestras saturadas y con humedad constante (4%).	310
Figura 6.4 Volumen de agua introducido a la muestra en función de tiempo durante la etapa de colapso en el ensayo de b =0.0.	312
Figura 6.5 Volumen de agua introducido a la muestra en función de tiempo durante la etapa de colapso en el ensayo de b =0.5	314
Figura 6.6 Volumen de agua introducido a la muestra en función de tiempo durante la etapa de colapso en el ensayo de b =0.8	315

Figura 6.7 Volumen de agua introducido a la muestra en función de tiempo durante la etapa de colapso en el ensayo de $b = 1.0$	316
Figura 6.8 Evolución del grado de saturación con el tiempo durante el proceso de humedecimiento con $b = 0.0$ constante.	317
Figura 6.9 Evolución del grado de saturación con el tiempo durante el proceso de humedecimiento con $b = 0.5$ constante.	318
Figura 6.10 Evolución del grado de saturación con el tiempo durante el proceso de humedecimiento con $b = 0.8$ constante.	319
Figura 6.11 Evolución del grado de saturación con el tiempo durante el proceso de humedecimiento con $b = 1.0$ constante.	320
Figura 6.12 Líneas de estado crítico en ensayos triaxiales convencionales de compresión (M_c) y extensión (M_e).....	322
Figura 6.13 Líneas de estado crítico para ensayos en el cilindro hueco sobre muestras saturadas con diferentes valores de $b = 0.0$ (compresión); 0.5 y 1.0 (extensión).	322
Figura 6.14 Representación en el plano $p'-q$ de Cambridge de las ecuaciones de Mohr-Coulomb para la determinación de la LEC a compresión y extensión.....	323
Figura 6.15 Líneas de estado crítico para ensayos en el cilindro hueco sobre muestras no saturadas con diferentes valores de $b = 0.0$ (compresión); 0.5 y 0.8 (extensión).	324
Figura 6.16 Desarrollo de las Líneas de estado crítico en ensayos saturados y no saturados dentro del equipo de cilindro hueco.....	324
Figura 6.17 Resultados de la resistencia al corte función del ángulo de Lode (influencia de la tensión principal intermedia, σ_2).	327
Figura 6.18 Trayectoria de la superficie de fluencia y de la LEC por efecto de cambio de succión por saturación.	330

Figura 6.19 Superficie de fluencia, línea de estado crítico (LEC) y estado tensional en los ensayos saturados y no saturados para $b = 0.0$	330
Figura 6.20 Superficie de fluencia, línea de estado crítico (LEC) y estado tensional en los ensayos saturados y no saturados para $b = 0.5$	331
Figura 6.21 Superficie de fluencia, línea de estado crítico (LEC) y estado tensional en los ensayos saturados y no saturados para $b = 0.8$	331
Figura 6.22 Superficie de fluencia, línea de estado crítico (LEC) y estado tensional en los ensayos saturados y no saturados para $b = 1.0$	332
Figura 6.23 Evolución del parámetro $\lambda(s)$ y el grado de saturación con la succión.	335
Figura 6.24 Superficie de fluencia LC después de la compactación.....	336
Figura 6.25 Trayectoria de tensiones durante la saturación. Evolución de las LEC, $-p_s(s)$ y $p_0(s)$ para $b = 0.0$	337
Figura 6.26 Trayectoria de tensiones durante la saturación. Evolución de las LEC, $-p_s(s)$ y $p_0(s)$ para $b = 0.5$	338
Figura 6.27 Trayectoria de tensiones durante la saturación. Evolución de las LEC, $-p_s(s)$ y $p_0(s)$ para $b = 0.8$	338
Figura 6.28 Cambios de las superficies de fluencia en diferentes etapas del ensayo. $b=0.0$.	340
Figura 6.29 Cambios de las superficies de fluencia en diferentes etapas del ensayo. $b=0.5$.	341
Figura 6.30 Cambios de las superficies de fluencia en diferentes etapas del ensayo. $b=0.8$.	342
Figura 6.31 Esquema del desarrollo de la deformación volumétrica plástica	343
Figura 6.32 Desarrollo de la deformación vertical ε_z en función de la tensión de corte q y la deformación volumétrica ε_v en ensayos saturados [a] ensayo triaxial, [b] ensayo SHC00-00	344
Figura 6.33 Desarrollo de la deformación vertical ε_z en función de la tensión de corte q y la deformación volumétrica ε_v en ensayos saturados [a] SHC00-05, [b] SHC 00-08.....	345

Figura 6.34 Desarrollo de la deformación vertical ε_z en función de la tensión de corte q y la deformación volumétrica ε_v en ensayos no saturados [a] NSHC00-00, [b] NSHC00-05	346
Figura 6.35 Desarrollo de la deformación vertical ε_z en función de la tensión de corte q y la deformación volumétrica ε_v en ensayos no saturados NSHC00-08.....	347
Figura 6.36 Desarrollo de la deformación volumétrica (ε_v) en función del tiempo a partir del inicio de la saturación. Para valores de $b = 0.0, 0.5, 0.8$ y 1.0	349
Figura 6.37 Trayectoria de la deformación vertical ε_z en función del tiempo a partir del inicio de la saturación, para valores de $b = 0.0, 0.5, 0.8$ y 1.0	350
Figura 6.38 Relación entre las deformaciones verticales y volumétricas durante la saturación en los ensayos de $b = 0.0, 0.5, 0.8$ y 1.0	351
Figura 6.39 Relaciones entre las deformaciones de corte y la deformación volumétrica en los ensayos de $b = 0.0, 0.5, 0.8$ y 1.0	352
Figura 6.40 Cambios en el valor de la deformación volumétrica ε_v en función del incremento del grado de saturación. Sr.	353
Figura 6.41 Cambios de deformación volumétrica ε_v en función del incremento de la succión.	355
Figura 6.42 Comportamiento de la deformación volumétrica en función del producto de la succión y grado de saturación (succión efectiva).....	356
Figura 6.43 Evolución de las deformaciones volumétricas de colapso calculadas contra el tiempo durante el proceso de humedecimiento para diferentes valores de b	357
Figura 6.44 Evolución en el tiempo de las deformaciones volumétricas de colapso durante la saturación para diferentes valores de b . Datos experimentales y resultados del modelo.	358
Figura 6.45 Estado tensional durante el mojado. Superficies de fluencia inicial y final, así como la LEC, vectores de deformación plástica inicia y final. Ensayo de $b=0.0$	360

Figura 6.46 Estado tensional durante el mojado. Superficies de fluencia inicial y final, así como la LEC, vectores de deformación plástica inicia y final. Ensayo de $b=0.5$	361
Figura 6.47 Estado tensional durante el mojado. Superficies de fluencia inicial y final, así como la LEC, vectores de deformación plástica inicia y final. Ensayo de $b=0.8$	361
Figura 6.48 Resultados de la resistencia al corte (influencia de la tensión principal intermedia, σ_2). Incluyendo condiciones de oblicuidad.....	363
Figura 6.49 Evolución en el tiempo de la pendiente de los vectores plásticos para diferentes valores de b . Datos experimentales y resultados del modelo.....	364

Lista de Tablas

Tabla 2.1 Resumen de los primeros trabajos realizados en un equipo de cilindro hueco, (Gens, 1986).....	83
Tabla 3.1 Conectividad de los Canales utilizados en el DCS	134
Tabla 3.2 Parámetros de los ensayos realizados.	154
Tabla 3.3 Resumen trayectoria de tensiones ensayos de compresión.....	164
Tabla 4.1 Ensayos realizados a las diferentes mezclas de suelo.....	167
Tabla 4.2 Análisis granulométrico de las partículas de suelo	169
Tabla 4.3 Porcentaje de suelo utilizado en la elaboración de las mezclas	171
Tabla 4.4 Límites de Atterberg del suelo del Campus Nord.....	174
Tabla 4.5 Valores del coeficiente de permeabilidad obtenidos en la célula triaxial	178
Tabla 4.6 Ensayos de compresión simple en muestras $\rho_d = 1.55 \text{ Mg/m}^3$ y distintas humedades.	181
Tabla 4.7 Parámetros deducidos de los ensayos edométricos.....	185
Tabla 4.8 Densidades secas de las mezclas y de la matriz de arcilla-limosa	195
Tabla 4.9 Parámetros de estado utilizados en el modelo analítico de Van Genuchten	198
Tabla 4.10 Características técnicas del porosímetro por intrusión de mercurio “Micromeritics”	200
Tabla 4.11 Parámetros obtenidos de los ensayos edométricos.....	204
Tabla 4.12 Detalles del programa experimental en la cámara triaxial convencional.....	208
Tabla 4.13 Valores de permeabilidad en los ensayos triaxiales convencionales.	209
Tabla 4.14 Valores de fluencia, parámetros elásticos y módulos elásticos del suelo.	213
Tabla 5.1 Valores M obtenidos de los ensayos saturados en función del valor de b.	243
Tabla 5.2 Parámetros elásticos de los ensayos saturados para diferentes valores del parámetro b.....	249

Tabla 5.3 Parámetros elásticos de los ensayos no saturados para diferentes valores del parámetro b.....	262
Tabla 5.4 Parámetros obtenidos al final de los ensayos de colapso.	301
Tabla 6.1 Parámetros utilizados en el modelo numérico.	336
Tabla 6.2 Valores de los parámetros utilizados en el cálculo de los vectores de deformación plástica.....	362

Lista de Símbolos

Símbolos Romanos:

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	Relación de vacíos
f	Función de la superficie de fluencia
G	Módulo de corte
H	Altura del cilindro hueco
K	Parámetro de permeabilidad
K_0	Coefficiente de empuje al reposo
M	Pendiente de la línea de estado crítico (LEC)
Mc	Pendiente de la LEC en compresión
Me	Pendiente de la LEC 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
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 $(u_a - u_w)$
Sr	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	Desplazamiento vertical

Símbolos griegos:

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
λ_s	Parámetro de rigidización por cambio en la succión
ν	Coefficiente 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.

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Las condiciones reales a las que se encuentra sometido un estrato de suelo a determinada profundidad están en función tanto de las características propias del terreno como de las características de las obras construidas sobre, o dentro de él. Bajo estas condiciones el suelo se encuentra sometido a un estado tensional complicado de analizar. Las seis componentes del tensor de tensiones o las tres tensiones principales diferentes son complicadas de obtener y evaluar. Es por esta dificultad en la obtención de las componentes del tensor de tensiones y la complejidad asociada a los ensayos con un control de tensiones elevado por lo que los modelos actuales suelen considerar solo dos variables tensionales, p y q para ser ajustadas a tensiones axi-simétricas. A pesar de ello se han hecho esfuerzos por ahondar en el conocimiento del comportamiento del suelo considerando el efecto de las tensiones en tres dimensiones.

En este sentido, la idea de combinar esfuerzos verticales y esfuerzos de torsión en un elemento cilíndrico hueco para aplicar un estado de tensiones generalizado data ya de algunos años. En los años 30's, Taylor y Quinney estudiaron la fluencia plástica en metales combinando una fuerza axial y una torsión (Taylor y Quinney, 1931). En 1936, Cooling y Smith fueron los primeros en ensayar muestras de suelos en el equipo de cilindro hueco sin un confinamiento lateral y aplicando una torsión para determinar la resistencia del suelo a corte puro (Cooling y Smith, 1936). Para los años 50's Geuze y Tan estudiaron la reología de las arcillas en una muestra delgada de suelo sujeta a torsión (Geuze y Tan, 1953).

En los años 60's, Broms y Casbarian utilizaron muestras de cilindro hueco sujetas a torsión para determinar el efecto de σ_2 y la rotación de los esfuerzos principales en la resistencia de los suelos (Broms y Casbarian, 1965). Por otra parte Saada y Baah, utilizaron el cilindro hueco para estudiar la anisotropía de las arcillas sujetas a un esfuerzo axial y una torsión, esta fue de las primeras investigaciones de la mecánica de suelos donde se utilizó la inclinación del esfuerzo principal creada por la torsión (Saada y Baah, 1967). Así mismo,

Saada y Zamani (1969), utilizaron los resultados obtenidos en ensayos del cilindro hueco para validar uno de los primeros modelos desarrollados para caracterizar la anisotropía del suelo.

En la década de los 70's, Yoshinu y Oh-Oka, así como Sherif e Ishibashi, utilizaron una geometría especial de muestras de cilindro hueco para obtener una distribución uniforme de los esfuerzos de corte bajo torsión (Yoshimi y Oh-Oka, 1973), Sherif e Ishibashi, (1974). Por otra parte, Lade utilizó el cilindro hueco para probar muestras de 22 y 18 cm de diámetro externo e interno respectivamente, así como una altura de 5 cm para estudiar las propiedades de una arena. Dimensiones que se juzgaron inadecuadas, (Lade, 1975).

Para la década de los 80's, el estudio más completo es el que realizaron en el Imperial College de Londres Hight, *et al.* (1983) en donde muestran el desarrollo de un equipo de cilindro hueco encaminado a observar los efectos de la rotación de los esfuerzos principales. Estos mismos autores, en Symes *et al.* (1984) presentan los resultados de un estudio exhaustivo sobre arenas bajo la rotación de esfuerzos principales. Estos estudios fueron realizados también en el Imperial Collage y fueron los primeros en que se realizaron pruebas con diferentes valores de presiones internas y externas. En Miura, *et al.* (1986) se estudia el comportamiento deformable de arenas densas bajo la rotación de los esfuerzos principales; Tatsuoka, *et al.* (1986) muestra la relación entre las deformaciones y los esfuerzos pre-pico en ensayos de corte torsional sobre la arena de Toyura.

En la década de los 90's, Vaid, *et al.* (1990) utilizan el Cilindro Hueco con el fin de observar nuevas trayectorias de esfuerzos incluyendo la rotación de los esfuerzos principales; también Sayao y Vaid, (1991) realizan un estudio crítico sobre la no uniformidad de los esfuerzos sobre las paredes del cilindro hueco; los mismos autores en Vaid, *et al.* (1995) muestran un estudio encaminado a observar la deformación de las arenas bajo condiciones de esfuerzos generalizados.

A partir del año 2000 a la fecha, se han perfeccionado múltiples investigaciones utilizando como equipo principal el cilindro hueco. En Toyota, *et al.* (2001) se estudió el efecto de la historia de esfuerzos a que ha sido sometido el suelo con el fin de poder predecir las deformaciones que podrían presentarse; Zdavkovic y Jardine, (2001) estudian los efectos de la anisotropía por efecto de la rotación de los esfuerzos principales; O'Kelly y Naughton, (2005) desarrollan un nuevo equipo de cilindro hueco para determinar trayectorias de esfuerzos bajo

grandes deformaciones; Silvestre, *et al.* (2005) desarrolla un equipo de cilindro hueco para estudiar la expansión en arcillas. En los últimos años, se han realizado cambios en los equipos de cilindro hueco principalmente en Japón con el fin de poder realizar ensayos en suelos no saturados, Por ejemplo Toyota, *et al.*, (2003) que estudian las propiedades mecánicas de suelos cohesivos y Toyota, *et al.*, (2004) que estudia los criterios de falla en suelos no saturados bajo condiciones de esfuerzos en tres dimensiones.

Sin embargo, y aunque los trabajos realizados hasta ahora son muy importantes, se puede decir que hay pocas investigaciones encaminadas al análisis y evaluación del efecto de la tensión principal intermedia en el comportamiento de colapso por saturación en los suelos ensayados en el cilindro hueco.

1.2 Interés, Objetivos y Metodología

Es en base al párrafo anterior que surge el interés del desarrollo del presente trabajo de investigación. Se plantea en función de la importancia que tiene conocer ampliamente el comportamiento de los suelos en las estructuras compactadas. La respuesta hidro-mecánica que tienen estos suelos expuestos a solicitaciones de carga y cambios de humedad ha sido estudiada ampliamente en investigaciones desarrolladas principalmente en equipos edométricos y triaxiales. Sin embargo, en la actualidad, existen pocos resultados reportados de estudios que se hayan realizado a suelos compactados bajo un estado generalizado de tensiones. Principalmente debido a la falta de equipo apropiado para trabajar con un mayor grado de libertad.

Por lo anterior, y para poder llevar a cabo el análisis hidro-mecánico que se plantea, se hace necesario poder contar con un equipo de laboratorio completo, que interactúe con más grados de libertad o con más componentes del tensor de tensiones. El equipo seleccionado para este fin fue el cilindro hueco.

Los objetivos principales de este trabajo de investigación se definen como siguen:

- Montar y poner a punto un equipo de cilindro hueco comercial para suelos saturados, adquirido por el Departamento de Ingeniería del Terreno de la UPC. Para la puesta a

punto, se desarrollarán ensayos en muestras de suelo saturadas para evaluar la precisión de los dispositivos de adquisición de datos incluidos en el equipo, así como la evaluación de las ecuaciones presentadas para el cálculo de las tensiones y deformaciones principales.

- Diseñar una mezcla de suelo idónea para ser trabajada en el cilindro hueco en función de las trayectorias propuestas. Esta mezcla se elaborará con dos suelos de la región y deberán cumplir ciertas características de permeabilidad, resistencia adecuada para la fabricación, y sobre todo que sea una muestra colapsable.
- Llevar a cabo ensayos en muestras saturadas y no saturadas para determinar las características de respuesta del equipo bajo diversas condiciones. Se establecerán las mismas trayectorias con p y q constantes bajo diferentes valores del parámetro ($b = \sigma_1 - \sigma_3 / \sigma_2 - \sigma_3$) o del ángulo de Lode (θ). Se establecerán nuevas formas de evaluar la deformación volumétrica del suelo en ensayos no saturados.
- Simular los resultados utilizando un modelo constitutivo lo más simple posible pero que se ajuste a las principales condiciones de los ensayos.

La metodología que se seguirá en el desarrollo de los trabajos que se contemplan para la elaboración de la tesis estará dividida básicamente en dos partes. La parte experimental que se trabajará en los laboratorios de Ingeniería del Terreno de la UPC, y en la que se incluye la caracterización de los suelos utilizados en la elaboración de la mezcla. Una parte importante de estos trabajos es el diseño de la mezcla idónea para los requerimientos de los ensayos, su identificación y la determinación de los parámetros de estado necesarios para un mejor conocimiento de la respuesta estructural de la mezcla a las trayectorias de tensiones que se seguirán en el desarrollo de los ensayos.

Y una segunda parte, en la que se llevará a cabo el análisis y la simulación de los resultados obtenidos en la parte experimental utilizando modelos simples que se ajusten a las condiciones y trayectorias seguidas en los ensayos.

1.3 Contenido de la Tesis

Para orientar mejor a los lectores de este trabajo, se expone de manera breve el contenido por capítulos de esta tesis.

El capítulo 1 es esta introducción que pretende mostrar primeramente una breve historia sobre los trabajos desarrollados y posteriormente el interés y los objetivos de los trabajos que se realizaran en el desarrollo de la tesis.

En el capítulo 2 referente al estado del arte, se expondrán conceptos procedentes de la mecánica de medio continuo como el tensor de tensiones, tensiones principales, etc., que permitirán establecer los principios de análisis del comportamiento tensional de las muestras ensayadas en el cilindro hueco.

Así mismo, se hace referencia a los equipos y ensayos de laboratorio que se desarrollan más comúnmente en la investigación de la ingeniería Geotécnica. Se describen los ensayos realizados y se muestran las componentes del tensor de tensiones que se obtienen con cada ensayo.

Se exponen también algunos resultados experimentales obtenidos en trabajos de investigación desarrollados en el cilindro hueco bajo diferentes sollicitaciones de trabajo. Y, se describe en forma general la modelación numérica o modelos matemáticos que son más cercanos a ser utilizados en el análisis de los resultados del presente trabajo.

En el capítulo 3 se analiza todo lo referente al equipo de cilindro hueco, se presentan las ecuaciones planteadas para la obtención de las tensiones y deformaciones desarrolladas en las muestras ensayadas.

Se describen los componentes del equipo de cilindro hueco del Departamento de Ingeniería del Terreno de la UPC en el que se realizaran los ensayos, los posibles errores que presenta el equipo y las calibraciones necesarias a realizar dentro de los ensayos y la metodología desarrollada para la medida del cambio volumétrico en las muestras. Así mismo, se hace referencia al protocolo que se sigue para el desarrollo de los ensayos propuestos.

En el capítulo 4, se detallan los ensayos llevados a cabo para el diseño de la mezcla utilizada y la caracterización de los suelos que componen la mezcla. La mezcla diseñada, es una composición de dos suelos que se encuentran en la provincia de Barcelona. Una arena limpia de la playa de Castelldefells y un suelo arcilloso producto de la excavación del subsuelo en el Campus Nord de la Universidad.

También en este capítulo se presenta la caracterización de la mezcla de suelo, se presentan los resultados de los ensayos para la determinación de las propiedades generales, como granulometría, plasticidad, permeabilidad, entre otros. Además de ensayos más especializados para la caracterización hidro-mecánica de la estructura de la mezcla de suelo, análisis de la microestructura, curvas de retención (SWCC), ensayos triaxiales, de corte y edométricos.

En el capítulo 5 se detallan los ensayos saturados, no saturados y de colapso realizados en el equipo de cilindro hueco de la Universidad Politécnica de Cataluña (HC-UPC), así como, los resultados obtenidos de dichos ensayos. Se han realizado ensayos de compresión, corte y colapso de muestras siguiendo trayectorias tensionales idénticas en p y q pero con diferentes valores de la relación de tensiones, b .

En el capítulo 6 se establece una interpretación de los resultados obtenidos en función de diversos parámetros de análisis. Se incluyen estudios comparativos de las respuestas hidro-mecánicas en función de diversos parámetros de análisis como pueden ser la succión, el grado de saturación, el análisis de los flujos plásticos, entre otros.

En un último capítulo se recogen las conclusiones de los trabajos realizados y se indican las posibles líneas de trabajo abiertas de cara al futuro.

Por último, se llevó a cabo un análisis detallado de los resultados de los ensayos para poder modelarlos utilizando modelos elasto-plásticos sencillos, pero que permiten reproducir condiciones cercanas a los resultados obtenidos.

1.4 Trabajos escritos en el contexto de la investigación

Durante el desarrollo de los trabajos de esta tesis, se han presentado en diversas conferencias y simposios internacionales artículos de investigación de las que se hace referencia a continuación.

Cárdenas, O.E., Romero, E., Lloret, A. y Suriol, J. (2012). “Effect of Intermediate Stress on Collapse Behaviour of a Compacted Clayey Silt”. *Unsaturated Soils: Research and Applications*. Claudio Mancuso, Cristina Jommi and Francesca D’onza. Editors. Springer, pp. 25-30. doi 10.1007/978-3-642-31116-1.

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.

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.

Romero, E., Cárdenas, O.E., Lloret, A. y Weber, R.C. (2017). “Shear Strength Propierties and Collpase Response of Sandy Silt under Generalized Stress State”. *Proc. Second PanAmerican Conference on Unsaturated Soils*. ASCE. Pp.350-359.

2 ESTADO DEL ARTE

2.1 Introducción

En el presente capítulo se presentará en un primer apartado las propiedades más generales del tensor de tensiones, invariante del tensor de tensiones y el plano octaédrico con la finalidad de establecer los términos con los que se trabajará en el resto del trabajo.

Para una segunda parte, se hará una breve presentación de los equipos que se usan más comúnmente en los laboratorios de mecánica de suelos con la finalidad de caracterizar el comportamiento de los mismos. Se presentarán también algunos resultados experimentales previos que permitan establecer un marco referencial de los trabajos de investigación que se han llevado a cabo con el uso de los equipos más avanzados, triaxial verdadero y cilindro hueco preferentemente.

En la parte final, se trabajará en el marco conceptual de la modelación numérica estableciendo una breve descripción de algunos modelos constitutivos desarrollados en torno al estudio de los suelos que pueden ser relevantes en relación al contenido de la tesis.

2.2 Invariantes del tensor de tensiones y tensiones octaédricas

El tensor de tensiones es utilizado para poder disponer de un ente matemático que, para un problema dado, tiene un único valor para cada punto de un sólido y que describe completamente como se lleva a cabo la transferencia de tensiones en dicho punto, (Malvern, 1969).

Aún y cuando el vector tensión no tiene por qué ser perpendicular al plano sobre el que actúa, existe un plano para el cual excepcionalmente la tensión si es perpendicular al plano en que actúa. Es decir, existe un plano para el cual la componente tangencial al plano (τ) es nula. Los planos sobre las que actúan estas tensiones normales se llaman planos principales, y las direcciones de las tensiones normales serán las direcciones principales. Por lo tanto, las direcciones principales de las tensiones estarán asociadas a los ejes (x' , y' , z') en el que el

tensor de tensiones diagonaliza. Mientras que las tensiones principales son los valores propios del tensor de tensiones ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$). Generalmente se establece que ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$). Figura 2.1.

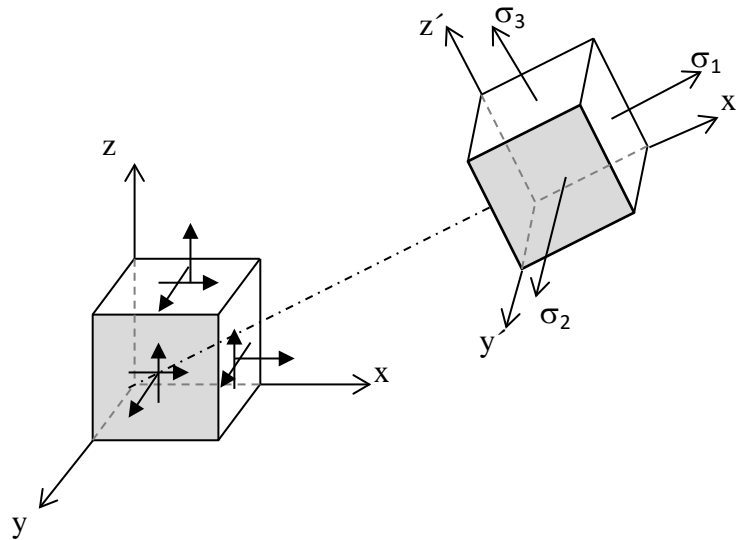


Figura 2.1 Diagonalización del Tensor de Tensiones. (Oliver y Agelet, 2000).

Se ha definido pues el tensor de tensiones y sus direcciones principales en función de un plano, (x, y, z) ó (x', y', z') como se muestra en la Figura 2.1. Sin embargo, en la mayoría de los problemas en los que se requiera la determinación del tensor de tensiones y la dirección de las tensiones principales sin importar el sistema de referencia se utilizan los invariantes. Los invariantes del tensor de tensiones son estructuras algebraicas escalares de las componentes de un tensor, que no cambian al cambiar la base, (Oliver y Agelet, 2000).

Los invariantes I_1, I_2 e I_3 son los coeficientes de una ecuación cubica de la forma: $\lambda^3 - I_1\lambda^2 - I_2\lambda - I_3 = 0$ y se determinan a partir de las tensiones principales con las ecuaciones siguientes:

$$I_1 = \sigma_{kk} = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (2.1)$$

$$I_2 = \frac{1}{2} (\sigma_{ij} \sigma_{ij} - \sigma_{kk}^2) = -(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3 + \sigma_2\sigma_3) \quad (2.2)$$

$$I_3 = \det \sigma = \sigma_1 \sigma_2 \sigma_3 \quad (2.3)$$

Análogamente se definen invariantes del tensor de deformaciones, $\boldsymbol{\varepsilon}$, de la forma:

$$I_1^\varepsilon = \varepsilon_{kk} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (2.4)$$

$$I_2^\varepsilon = \frac{1}{2} (\varepsilon_{ij} \varepsilon_{ij} - \varepsilon_{kk}^2) = -(\varepsilon_1 \varepsilon_2 + \varepsilon_1 \varepsilon_3 + \varepsilon_2 \varepsilon_3) \quad (2.5)$$

$$I_3^\varepsilon = \det \boldsymbol{\varepsilon} = \varepsilon_1 \varepsilon_2 \varepsilon_3 \quad (2.6)$$

Por otra parte, también es posible trabajar bajo otra forma de representación de las tensiones que se denomina tensiones octaédricas. Dichas tensiones estarán representadas en función del plano octaédrico definido como aquel plano que forma el mismo ángulo con las direcciones principales. Existen ocho planos octaédricos, uno por cada uno de los ocho octantes en los que se divide el espacio de los ejes coordenados que en este caso coinciden con las direcciones principales. (López Cela, 1999).

En la Figura 2.2 se muestra un esquema del plano octaédrico y la representación del triedro de tensiones, para la determinación de las tensiones octaédricas σ_{oct} y τ_{oct} .

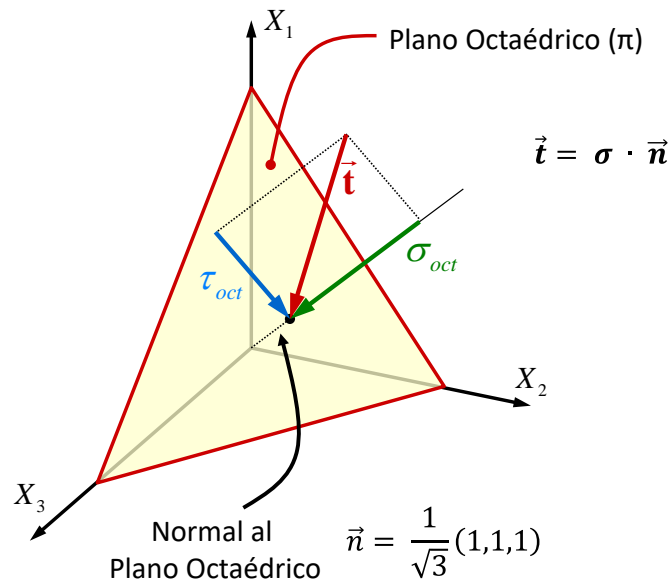


Figura 2.2 Representación del plano octaédrico. (Oliver y Agelet, 2000).

Para el desarrollo de este trabajo, se utilizará en algunas ocasiones las tensiones normales y de corte octaédrico de la forma:

$$\sigma_{oct} = \vec{t} \cdot \vec{n} = \frac{1}{\sqrt{3}} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \end{bmatrix} \frac{1}{\sqrt{3}} [1,1,1] = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (2.7)$$

$$\tau_{oct} = \left[\|\vec{t}\|^2 - \sigma_{oct}^2 \right]^{1/2} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2} \quad (2.8)$$

También pueden utilizarse como primer y segundo invariantes la tensión media, p , y el desviador, q :

$$p = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3} \quad (2.9)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2} \quad (2.10)$$

Otro parámetro importante en el análisis del tensor de tensiones y las trayectorias de tensiones es el ángulo de Lode (θ), que depende de la combinación de las tensiones principales existentes e indica la dirección del vector de tensiones octaédricas en el plano octaédrico como se muestra en la Figura 2.3. El valor del ángulo de Lode se obtiene a partir de la ecuación siguiente.

$$\theta = \tan^{-1} \frac{2b-1}{\sqrt{3}} \quad (2.11)$$

Donde el valor de b representa la influencia de la tensión principal intermedia (σ_2) y se determina en función de la combinación de las tensiones principales a través de la ecuación.

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (2.12)$$

Este parámetro b se utilizará más ampliamente en capítulos posteriores.

En la misma figura, se muestra el término de σ_{oct} (recta OB) cuya ecuación 2.7 se indicó anteriormente, este término representa la distancia del plano desviador (plano octaédrico) con

respecto a un origen de coordenadas. Es la medida de la tensión media como se muestra en la ecuación 2.9, también definido como el componente esférico del tensor de tensiones.

Así mismo, en la Figura 2.3 se muestra el término de τ_{oct} (recta BA) definida a partir de la ecuación 2.8 y representa la distancia del punto A hacia la recta hidrostática como medida del alejamiento del estado de tensiones representados en el punto A con respecto a la tensión media (componente desviador del tensor de tensiones).

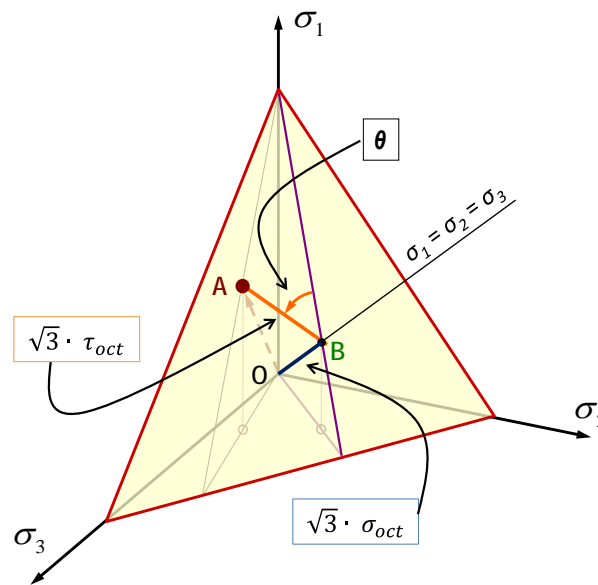


Figura 2.3 Triedro de tensiones principales, representación de la tensión normal octaédrica (σ_{oct}); tensión de corte octaédrica (τ_{oct}) y ángulo de Lode (θ). (Oliver y Agelet, 2000).

2.3 Equipos de Laboratorio

2.3.1 Introducción

Para conocer el comportamiento tensional en un punto sobre un plano es necesario determinar las nueve componentes del tensor de tensiones sobre dicho punto. Seis de las cuales están resaltadas dentro de la matriz presentada en la ecuación 2.13 y que por simetría son suficientes para caracterizar el comportamiento del suelo. (Oliver y Agelet, 2000).

$$\sigma \equiv \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (2.13)$$

Según Muir Wood (Wood, 2004)

“Cualquier elemento de suelo en un sistema geotécnico, experimenta cambios en los seis componentes del tensor de tensiones a que está sujeto. Cualquier modelo constitutivo que se utilice en un análisis numérico debe proporcionar predicciones razonables del comportamiento del suelo bajo este cambio general del tensor de tensiones”.

Dada esta necesidad de conocer los seis componentes del tensor de tensiones, se han desarrollado a lo largo del avance de los estudios en mecánica de suelos diversos equipos de laboratorio para ensayar las muestras de suelo y someterlas a condiciones de trabajo lo más cercanas a la realidad posible, acorde a las que se presentan en la naturaleza y controlar u obtener así el mayor número de componentes para llevar a cabo la caracterización del suelo.

Estos equipos tratarán de imponer a las muestras el estado más general de tensiones posibles. Este propósito es más difícil, conforme más general sea el estado tensional deseado, Atkinson and Bransby, (1978).

Los equipos de laboratorio más comunes como el edómetro, los equipos de corte (directo, simple y anular), los equipos triaxiales (simple y verdadero), así como los equipos más novedosos, como el cilindro hueco han permitido caracterizar los suelos en diferentes etapas del desarrollo de la Mecánica de Suelos. Cada uno de ellos permite conocer o controlar algunos componentes del tensor de tensiones y da la oportunidad de ir sumando características de estudio al comportamiento del suelo.

En los apartados siguientes se describirá brevemente cada uno de los equipo de laboratorio mencionados y se establecerán las componentes del tensor de tensiones que se pueden conocer y controlar.

2.3.2 Equipo edométrico

Durante el proceso del ensayo edométrico convencional se aplican pesos sobre el brazo de carga que transfiere al suelo una tensión vertical (σ_z) de consolidación, Head (1994a). Debido a la restricción lateral del anillo metálico ($\varepsilon_x=\varepsilon_y=0$), únicamente se trabaja con la deformación vertical (ε_z) asociada a la tensión vertical aplicada. Por lo que en este tipo de ensayo únicamente se tiene control sobre un componente del tensor de tensiones.

$$\sigma \equiv \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ & \sigma_y & \tau_{yz} \\ & & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (2.14)$$

Dónde:

σ_z = único valor conocido del tensor de tensiones.

Si se utiliza como sistema de coordenadas uno en el que la dirección del eje vertical coincida con la dirección de la carga, ese sistema corresponde a las direcciones principales del tensor de tensiones y los valores de las tensiones de corte serán nulas en el plano horizontal y en los planos verticales.

2.3.3 Equipos de corte simple, directo y anular

Estos tres equipos permiten aplicar a la muestra de suelo una tensión vertical σ_l asociada a σ_z y una tensión tangencial de corte $\tau_{zx} = \tau_{xz}$ aplicada en forma diferente dependiendo el equipo de corte utilizado.

Sin embargo, se puede decir, que los equipos de corte directo y anular independientemente de la dirección de la tensión de corte aplicada, pueden controlar solamente dos componentes del tensor de tensiones en forma independiente. Por lo que solo se conoceran los componentes de dicho tensor que se muestran a continuación.

$$\sigma \equiv \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ & \sigma_y & \tau_{yz} \\ & & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (2.15)$$

Dónde:

σ_z y τ_{xz} son los valores conocidos del tensor de tensiones.

2.3.4 Equipos triaxial convencional y triaxial verdadero

➤ *Equipo triaxial convencional*

El desarrollo de las células triaxiales representó un gran avance en la búsqueda de equipos de laboratorio que permitieran trabajar en muestras de suelo con condiciones más parecidas a las que se tienen en estado natural. El aparato triaxial es un equipo capaz de reproducir más fielmente las condiciones que guarda el suelo en condiciones naturales, (Fatherree, 2006).

Dentro de la célula triaxial, se pueden aplicar y tener el control de tensiones verticales (σ_z) y tensiones radiales (σ_r). Usualmente, en el caso de la célula triaxial se considera la tensión vertical igual a la tensión principal mayor ($\sigma_z = \sigma_1$) y la tensión radial igual a las tensiones principales intermedia y menor ($\sigma_r = \sigma_3 = \sigma_2$). Se conocerá consecuentemente las deformaciones verticales (ε_z) igual a la deformación principal (ε_1) y deformaciones radiales $\varepsilon_r = \varepsilon_2 = \varepsilon_3$. Por lo que se puede suponer como conocidas tres componentes del tensor de tensiones si se considera $\sigma_r = \sigma_3 = \sigma_2$. (Tatsuoka, 1988), (Head, 1994b).

$$\sigma \equiv \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ & \sigma_x & \tau_{yz} \\ & & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (2.16)$$

Donde: $\sigma_z = \sigma_1$ y $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_r$.

➤ *Equipos triaxial verdadero*

Por otra parte, el equipo de triaxial verdadero (TTA) por las siglas en inglés, permite la aplicación y el control de las tres tensiones principales en forma independiente, y se corresponden al incremento de las tres deformaciones principales, que coinciden con la dirección de dichas tensiones principales.

Los equipos automáticos de triaxial verdadero permiten trabajar en términos de tensión o deformación controlada, con tres grados de libertad. Saada y Townsend (1981) y Wood (2004).

$$\boldsymbol{\sigma} \equiv \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ & \sigma_y & \tau_{yz} \\ & & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (2.17)$$

Dónde: $(\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3)$, $(\sigma_x \neq \sigma_y \neq \sigma_z)$

Las principales ventajas que presenta el equipo triaxial verdadero es como ya se mencionó la posibilidad de controlar y/o medir las tres tensiones principales o las tres deformaciones principales según se requiera en forma independiente. Por otra parte, al trabajar con especímenes cúbicos, la geometría de las muestras es regular.

La preparación de las muestras es relativamente sencilla y está en función del tipo de suelo que se estudia. En el caso de las arenas, la preparación se puede establecer por los métodos de “Air” o “Water Pluviated”. Mientras que en el caso de los suelos arcillosos, estos pueden ser cortados previamente y colocados en el equipo o bien suelos reconstituidos dentro del propio equipo.

Ahora bien, aún y cuanto la triaxial verdadera es un equipo avanzado, aun presenta ciertas desventajas que se deben tomar en cuenta al momento de realizar estudios en este equipo. Dentro de las principales desventajas es que la dirección de las tres tensiones principales o de los ejes principales de deformación, de acuerdo a si se trabaja con tensión o deformación controlada respectivamente, deben ser fijados antes de empezar el ensayo. Los cambios en la dirección de las tensiones principales son limitados y se refieren

únicamente a cambios de 90°, Figura 2.4. Sin embargo, cambios de esta magnitud (90°) en la dirección de las tensiones principales son poco frecuentes en la realidad.

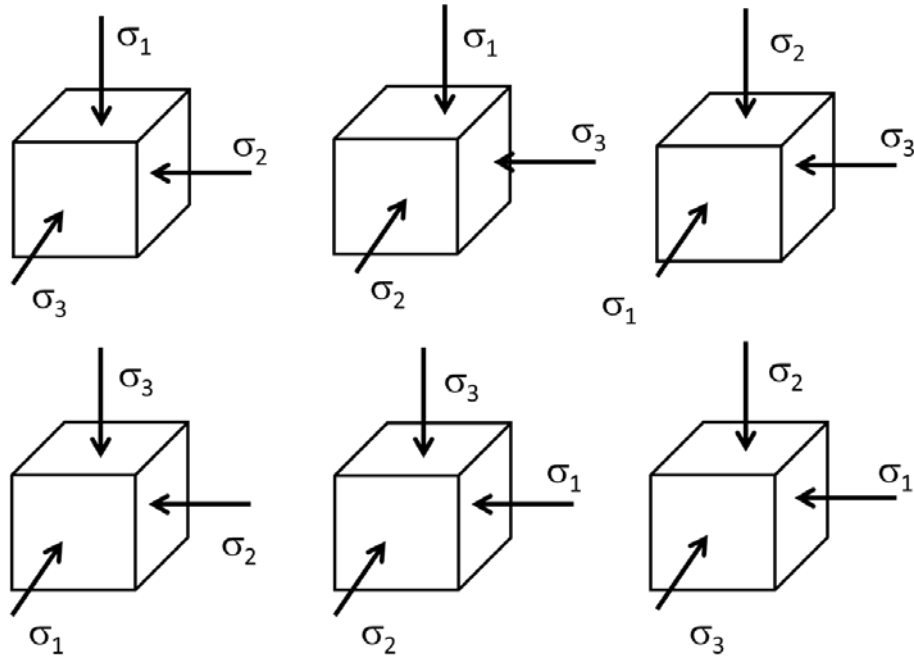


Figura 2.4 Dirección de las tensiones principales posibles a desarrollar en el equipo triaxial verdadero

Otra de las desventajas que se presentan en el TTA se muestra cuando se pretende evaluar la anisotropía en suelos. En estas condiciones los ensayos tienden a ser limitados, dado que los cambios en las trayectorias de las tensiones se limitan al cambio en la dirección de las tensiones principales. Y esta condición no permite una evaluación completa de la anisotropía.

Y una desventaja más que se ha observado en la práctica, es la no homogeneidad de los esfuerzos especialmente en las esquinas de la muestra ensayada.

2.3.5 Equipo de corte direccional

Este equipo definido como “Directional Shear Cell (DSC)” no debe confundirse con los equipos de corte directo o corte simple definidos en el apartado 2.3.3 del presente capítulo. En este equipo, se trabaja más como un triaxial verdadero, ya que las muestras son cúbicas y

sobre ellas se aplica tensiones normales y de corte uniformemente distribuidas. Estas tensiones se aplican sobre cuatro de las caras de la muestra cúbica, y es posible restringir la deformación (ϵ) en las otras caras, es decir, trabajar en deformación plana. El desarrollo de este equipo se describe inicialmente en Arthur, *et al.* (1977) y se menciona que fue elaborado primariamente en la College University (UC) en Londres. Se sabe también de trabajos posteriores encaminados a desarrollar un equipo de corte direccional en la University of Boulder Colorado (Sture, *et al.*, 1985) pero tomando como base los trabajos de la UC.

El equipo puede trabajar bajo las condiciones de tensiones y/o deformaciones controladas. Y la limitante para medir la resistencia al corte dependerá de la resistencia máxima de las células de caucho que son las responsables de aplicar las tensiones de corte. El DSC se ha utilizado para evaluar la anisotropía en los suelos y la influencia de la rotación de las tensiones principales como en los trabajos presentados en Arthur, *et al.*, (1980), Arthur, *et al.*, (1981) y Whittle, *et al.*, (1994).

El equipo permite controlar tres componentes del tensor de tensiones, como se muestra en la ecuación 2.18. Y se puede conocer bajo algunas condiciones el valor de σ_z consiguiendo una adecuada instrumentación en las caras de deformación nula. Ver Figura 2.5.

$$\sigma \equiv \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ & \sigma_y & \tau_{yz} \\ & & \sigma_z \end{bmatrix} \tag{2.18}$$

Dónde: ($\sigma_x \neq \sigma_y \neq \sigma_z$)

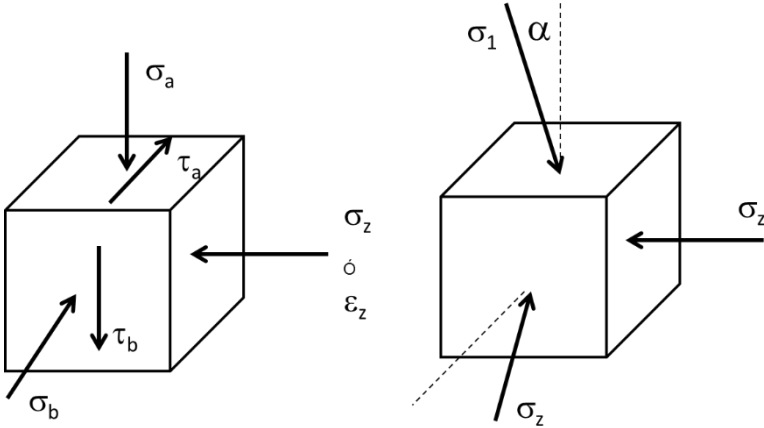


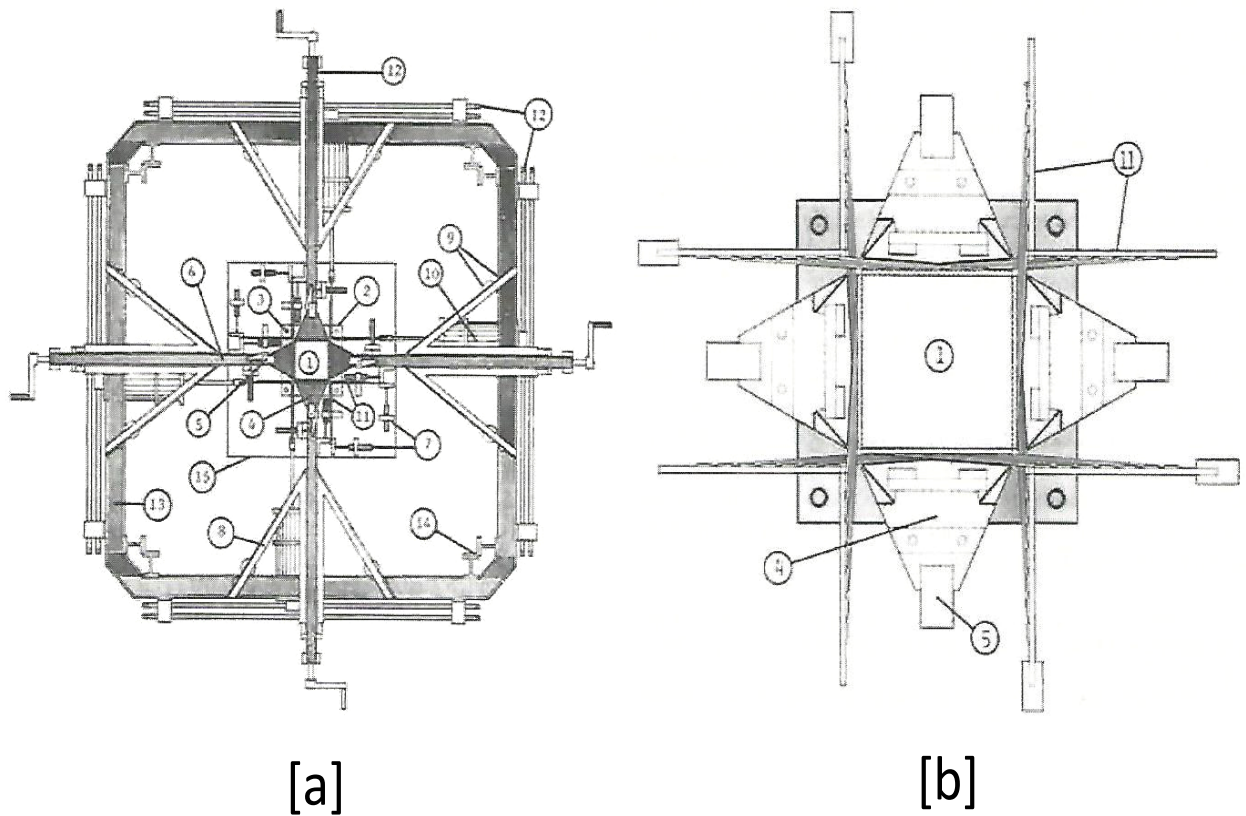
Figura 2.5 Dirección de las tensiones principales posibles a desarrollar en el equipo de corte direccional

El equipo DSC desarrollado en la Universidad de Colorado se muestra en las figuras 2.6 y 2.7, (Sture, *et al.*, 1985). Dentro de las principales ventajas que presenta este equipo, es la uniformidad en los esfuerzos aplicados y las deformaciones desarrolladas debido a la geometría uniforme de la muestra, contraria a los que sucede en las muestras cilíndricas. Tanto el esfuerzo normal como el esfuerzo de corte pueden ser ajustados en función de la dirección de aplicación de las tensiones principales.

Entre las limitaciones más importantes se puede mencionar la restricción en cuanto a la magnitud máxima de los esfuerzos aplicados. Se mencionan esfuerzos normales máximos de 300 y 450 kN/m² en el equipo de la College University y de la University of Boulder respectivamente, mientras que los esfuerzos máximos de corte son de 50 y 110 kN/m².

No se puede tener un control adecuado de la tensión principal intermedia (σ_2) por lo que se requiere un análisis numérico. Por otra parte, la rotación de la dirección de las tensiones principales está restringida a un plano. Este plano está limitado a 90°.

La uniformidad de las tensiones y deformaciones aplicadas depende de la adecuada lubricación entre los elementos que aplican las tensiones normales y de corte sobre la muestra.



(1)muestra de suelo;(2)placas de deformación plana;(3)barras de conexión de deformación plana;(4)cámara de cojinetes para presión normal;(5)pivote de empuje de presión normal;(6)armadura de reacción de carga normal;(7)LVDT's;(8)soporte de carga normal;(9)apoyo de rodillo;(10)módulo neumático;(11)placas de anclaje para las tiras de corte;(12)tornillo de engranaje para control de las tensiones normal y de corte;(13)marco de reacción;(14)barras de soporte del marco;(15)cámara para el montaje de la muestra y saturación.

Figura 2.6 [a] Vista Superior del equipo de corte direccional (DSC) muestra no deformada; [b] Vista superior de la muestra no deformada. (Sture, et al., 1985)

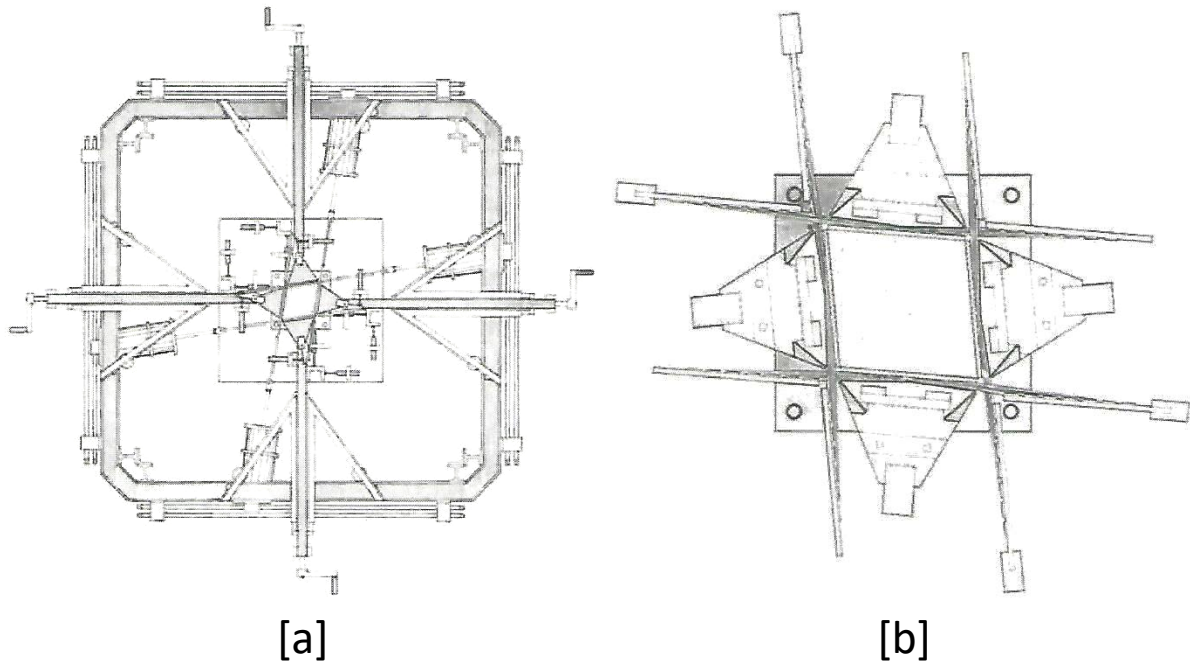


Figura 2.7 [a] Vista Superior del equipo de corte direccional (DSC) muestra deformada; [b] Vista superior de la muestra deformada. (Sture, et al., 1985).

2.3.6 Equipo de corte torsional

La característica principal de este equipo, es la posibilidad de poder aplicar un esfuerzo de torsión generalmente en la parte superior de una muestra cilíndrica. Este esfuerzo torsional se puede aplicar en forma cíclica y es normalmente de tipo sinusoidal. Los ensayos de corte torsional son realizados en equipos triaxiales modificados como el presentado en Ishihara y Li, (1972) o actualmente en equipos de corte torsional acoplados a los equipos de columna resonante como los presentados en Mancuso, *et al.* (2001), Picornell, *et al.* (2013) y Subramaniam y Benerjee, (2015).

Este tipo de ensayos son utilizados generalmente para la obtención de parámetros como el módulo de corte o “shear modulus” (G), y la relación de amortiguamiento o “damping ratio” (D), en el estudio del comportamiento de licuación en arenas. Para el desarrollo de los ensayos, se puede aplicar una presión de confinamiento (σ_3) y una presión vertical (σ_1), así como una tensión de corte sinusoidal. Ello permite tener control de las componentes de tensor de tensiones que se muestran en la ecuación 2.19.

$$\sigma \equiv \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ & \sigma_y & \tau_{yz} \\ & & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (2.19)$$

Donde: $\sigma_z = \sigma_1$; $\sigma_2 = \sigma_3$; $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_r$ y τ_{xy} = tensión de corte.

En la figura 2.8 se presenta una imagen del equipo de corte torsional.

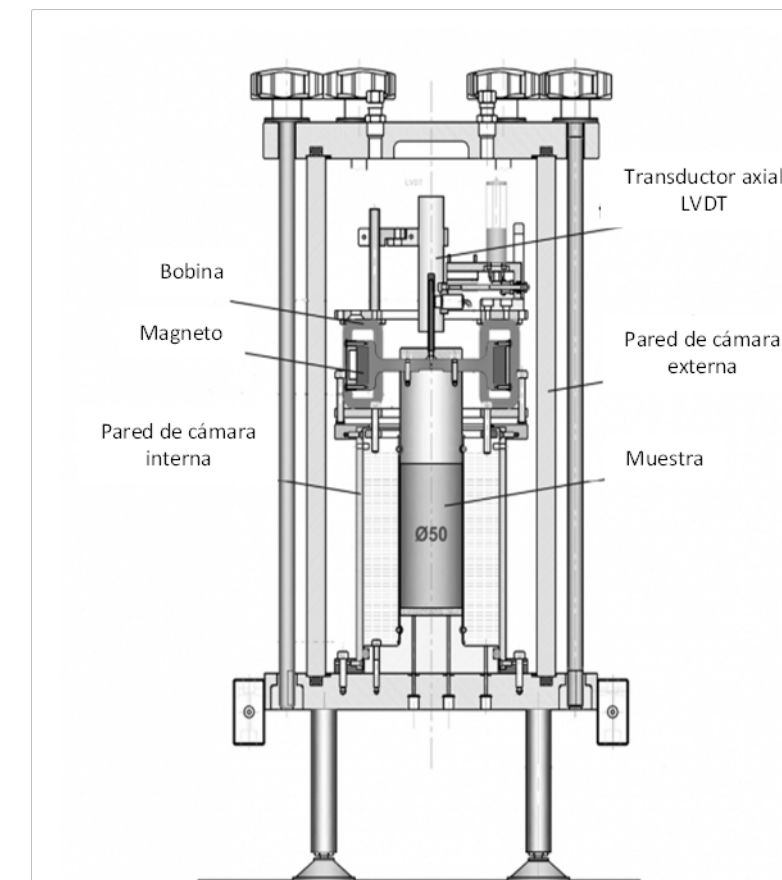


Figura 2.8 Columna de corte torsional y columna resonante. (Wykeham Farrance, 2012).

2.3.7 Equipos de cilindro hueco

El equipo de cilindro hueco es uno de los más completos con los que se cuenta actualmente para la búsqueda de simular el comportamiento de los suelos en condiciones reales. El elemento de suelo es de forma cilíndrica y cuenta con un hueco cilíndrico concéntrico que permite variar las presiones aplicadas sobre el elemento.

A la muestra de cilindro hueco se le aplica una carga axial (W), un torque o momento torsor (M_T) y unas presiones internas (P_i) y externas (P_o) sobre las paredes del cilindro. La combinación de estas cuatro cargas permite trabajar con cuatro grados de libertad y obtener con esto cuatro componentes del tensor de tensiones, Figura 2.9.

$$\boldsymbol{\sigma} \equiv \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ & \sigma_y & \tau_{yz} \\ & & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (2.20)$$

Dónde: ($\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$), ($\sigma_r \neq \sigma_\theta \neq \sigma_z$). Y además se controla una tensión de corte τ_{zy} en función del momento de torsión aplicado (M_T).

Una explicación más extensa y en detalle sobre el manejo y las características del cilindro hueco se dará en el Capítulo III del presente trabajo.

Dentro de las principales ventajas que presenta el equipo de cilindro hueco es poder controlar en forma independiente las tensiones principales σ_1 , σ_2 y σ_3 así como la dirección de las tensiones principales a través del valor α y la influencia de la tensión principal intermedia a través del parámetro b . Se pueden llevar a cabo ensayos en los cuales la dirección de las tensiones principales cambien constantemente o bien establecer una dirección y que esta se mantenga constante durante la etapa de corte. Existe la posibilidad de hacer cambios simultáneos en la relación de las tensiones de forma relativamente rápida y cómoda.

La principal desventaja que se pueden mencionar del equipo de cilindro hueco es la no uniformidad en el desarrollo de las tensiones y deformaciones sobre las paredes del cilindro. Condición que se puede minimizar con una elección adecuada de la geometría de la muestra.

Dado que la no uniformidad mencionada tiende a incrementarse a grandes deformaciones, el uso del equipo de cilindro hueco puede no ser muy útil para el estudio de anisotropía inducida en arenas muy densas.

Otras desventajas presentes son que los valores de los esfuerzos y deformaciones tangenciales no pueden ser medidos directamente, por lo que se deben inferir en función de las tensiones y deformaciones verticales y radiales. Las ecuaciones para esta condición se presentan más adelante. En estas circunstancias, el equipo es más factible que trabaje con control de tensiones, dado que un control de las trayectorias de deformaciones se hace difícil seguir.

Para resumir las condiciones expuestas en los apartados anteriores, se presenta el cuadro de la Figura 2.10 (Minh, 2006), donde se observan los estados de tensiones aplicados en los ensayos de laboratorio desarrollados.

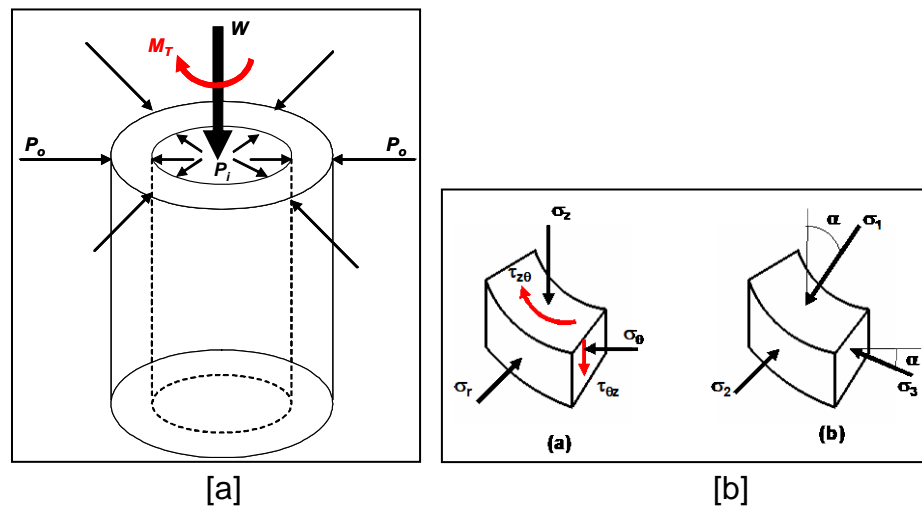
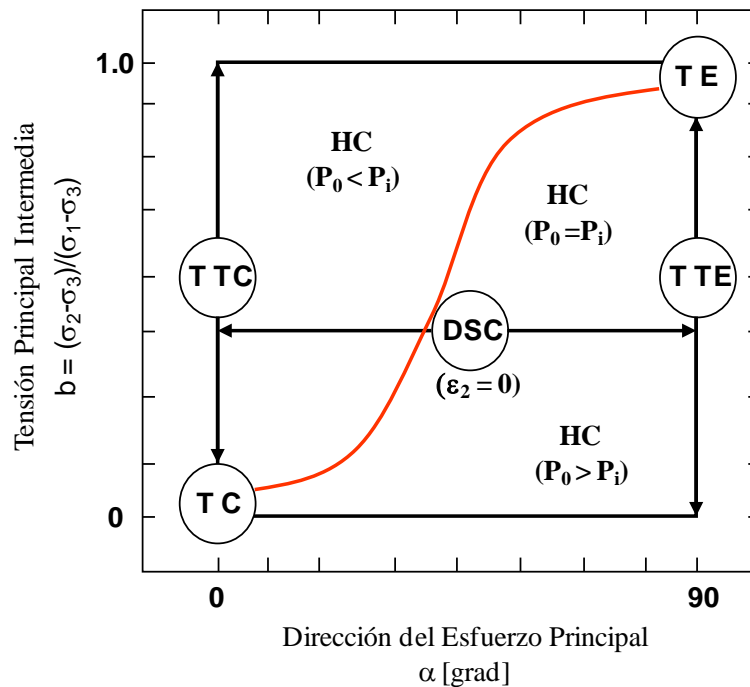


Figura 2.9 [a] Condiciones idealizadas dentro del cilindro hueco, elemento sujeto a carga axial W ; torque M_T ; presión interna P_i ; presión externa P_o , (Hight, et al. 1983); [b] Esfuerzos sobre las paredes de un elemento del cilindro hueco y esfuerzos principales sobre las paredes del cilindro hueco. Vaid, et al. (1990).



TC, TE: Compresión triaxial ($\alpha=0^\circ$, $b=0$) y extensión triaxial ($\alpha=90^\circ$, $b=1$)
TTC, TTE: Compresión y extensión en triaxial verdadero ($0 \leq b \leq 1$; $\alpha = 0^\circ$ o 90°)
DSC: Célula de corte direccional ($0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ bajo la condición de $\epsilon_2 = 0$)
HC: Cilindro hueco (P_0, P_i , presiones externa e interna)

Figura 2.10 Estado de tensiones aplicado en equipos de laboratorio estudiados. (Minh, 2006)

Por lo tanto, de las condiciones expuestas en lo referente al desarrollo de los equipos, se puede afirmar, que todos ellos cumplen en forma satisfactoria los requerimientos de estudio para los que fueron diseñados. Los modelos constitutivos que se han desarrollados en las últimas décadas tratan de describir la respuesta de los suelos a las sollicitaciones generalizadas de esfuerzos. Sin embargo, estos modelos requieren ser alimentados por parámetros obtenidos solo de los ensayos de laboratorio desarrollados en alguno de estos equipos. Para algunos modelos, los ensayos realizados en un edómetro y una triaxial convencional con trayectorias de compresión y extensión son más que suficientes para obtener los parámetros de estado del suelo que alimenten el modelo.

Algunos otros modelos, sobre todo los que quieran trabajar con anisotropía, si requieren equipos más sofisticados como la triaxial verdadera o el cilindro hueco. En el equipo de triaxial verdadera se puede trabajar con ensayos de anisotropía en los que no se requiera una rotación gradual de la dirección de las tensiones principales, esto es, ensayos en los que se fije una dirección de las trayectorias de las tensiones principales. Mientras que, si se requiere

trabajar estudios de anisotropía variando la dirección de las tensiones principales durante el desarrollo del ensayo, el equipo ideal es el cilindro hueco. La célula de corte direccional es un equipo que también trabaja con cuatro grados de libertad, sin embargo, es un equipo más complejo para trabajar.

En base a esto, se puede afirmar que el equipo de cilindro hueco es el que se presenta más versátil a la hora del control de más grados de libertad, y tiene una mayor posibilidad de trabajar con diferentes trayectorias de tensiones.

2.4 Algunos resultados experimentales previos.

En este apartado, se presentarán los resultados experimentales que se tomarán como base y principios fundamentales para la determinación de las condiciones y parámetros a evaluar dentro de la campaña de ensayos que se desarrollarán en nuestra investigación.

Se presentarán resultados tanto de ensayos en condiciones saturadas como no saturadas en los equipos triaxial y triaxial verdadero, así como en equipos de cilindro hueco.

2.4.1 Introducción

Desde mediados del siglo pasado, una de las principales líneas de avance en la mecánica de suelos se ha encaminado al estudio del comportamiento de suelos *no saturados*, basadas todas en los principios fundamentales del comportamiento de suelos saturados. Para esto se han requerido equipos de laboratorio que permitan observar dicho comportamiento y avanzar en el conocimiento de éstos. Los conceptos más importantes a tomar en cuenta en el desarrollo de estos nuevos equipos son: el control del estado de tensiones, el control de la succión y la determinación de las deformaciones volumétricas.

En la segunda mitad del siglo XX se desarrollaron diversas investigaciones como las de Jennings y Burland (1962), Coleman (1962), Bishop y Blight (1963), Matyas y Radhakrisna (1968), Barden et al (1969), Fredlund y Morgenstren (1976), Fredlund y Morgenstren (1977),

Alonso *et al.* (1990) y Gallipoli *et al.* (2003) entre otras, que han abordado estos temas a diferente escala.

Por ejemplo, Jennings y Burland (1962) así como Bishop y Blight (1963) desarrollan investigaciones en torno a los esfuerzos efectivos en suelos no saturados. Mientras que Coleman (1962) y Fredlund y Morgenstren (1977) trabajan en lo referente a la determinación del comportamiento tensión–deformación de suelos no saturados. Así mismo, Matyas y Radhakrishna (1968) y Fredlund y Morgenstren (1976) encaminan sus investigaciones a la determinación del cambio volumétrico que sufren los suelos no saturados durante el proceso de ensayo diferenciando el efecto de las tensiones aplicadas.

Las investigaciones más recientes se han basado en el desarrollo de modelos constitutivos de los suelos no saturados, como los que se describen en Alonso *et al.* (1990); Matsuoka y Sun (1995); Gallipoli *et al.* (2003); Macari *et al.* (2003); Romero y Jommi (2008) y Della Vecchia *et al.* (2013) por mencionar solo algunos.

A continuación se presentarán las investigaciones desarrolladas principalmente en equipos triaxial convencional, triaxial verdadero y cilindro hueco.

2.4.2 Equipos triaxial y triaxial verdadero

2.4.2.1 Ensayos en condiciones saturadas.

En Prashant y Penumadu, (2004 y 2005) se muestran trabajos desarrollados sobre caolín normalmente consolidado utilizando un equipo de triaxial verdadero en condiciones no drenadas para evaluar la influencia de la tensión principal intermedia (σ_2) en el comportamiento tensión-deformación. La influencia de σ_2 es medida a través del valor del parámetro b (ecuación 2.12). Los valores de b utilizados en los ensayos sobre la muestra cúbica fueron 0, 0.25, 0.50, 0.75 y 1.0. Algunos resultados se muestran en las Figuras 2.11 y 2.12.

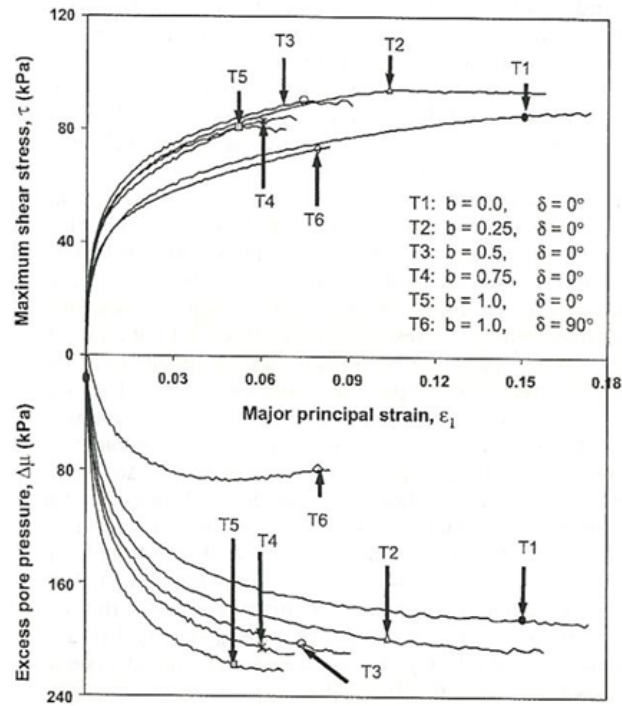


Figura 2.11 Evaluación de la máxima tensión de corte y del exceso de presión de poros contra la deformación principal mayor ϵ_1 para diferentes valores el parámetro b . (Prashant and Penumadu, 2004)

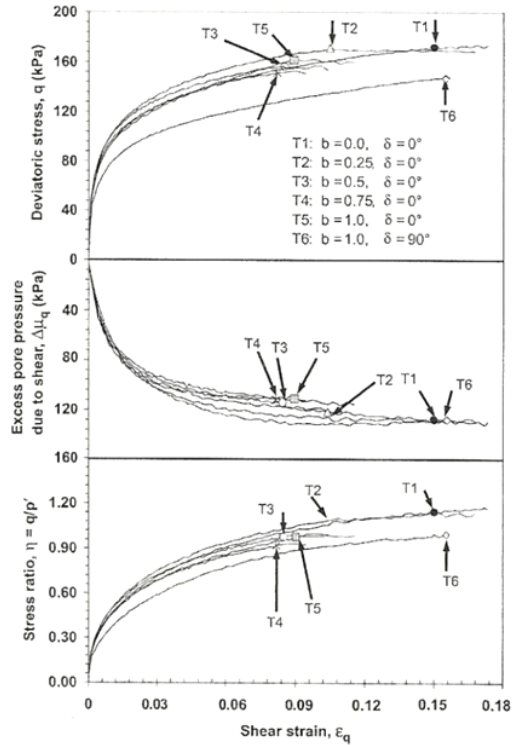


Figura 2.12 Variación del esfuerzo desviador, variación de la presión de poros en la etapa de corte y la relación de las tensiones $\eta = q/p'$ contra la deformación de corte ϵ_q , para diferentes valores de b . (Prashant and Penumadu, 2005).

2.4.2.2 Ensayos en condiciones no saturadas

Como ya se ha mencionado, en lo que se refiere al desarrollo de equipos de laboratorio para suelos no saturados, el control de la succión y la determinación de los cambios de volumen de la muestra son conceptos primordiales. En el caso de los equipos triaxiales se utilizan diferentes técnicas tanto para el control de la succión como de la medida de cambio volumétrico.

En el caso de la imposición de la succión las técnicas más utilizadas son traslación de ejes, descrita en Sivakumar (1993) y Anderson *et al.* (1997), la técnica de control de humedad relativa descrita en Lagny (1996) y la técnica osmótica en Delage *et al.* (1987) y Cui (1993). Mientras que para las medidas de cambio volumétrico en las muestras se han desarrollado técnicas como la colocación de una doble cámara en el equipo triaxial, Bishop y Donald (1961), Wheeler, (1986), Josa *et al.* (1987) y Josa (1988), la medida del cambio de volumen mediante imagen digital, Macari *et al.* (1997) y la colocación de mini-transductores locales para medir deformación, Maswowe (1985), Drumright (1987) y Anderson *et al.* (1997), así como la colocación de transductores de deformación diametral (DDT) en Chávez (2004) y Chávez *et al.* (2005).

En el laboratorio de Geotecnia de la Universidad Politécnica de Cataluña se han diseñado diversos equipos triaxiales, el más reciente utiliza la técnica de traslación de ejes para la aplicación de la succión matricial, mientras el control de la deformación radial para determinar la variación volumétrica se llevó a cabo mediante la colocación de sensores laser electro-ópticos (imagen digital) colocados en el exterior de la cámara triaxial. Este equipo se describe ampliamente en Romero (1999), y se ha utilizado en investigaciones como las mostradas en Barrera *et al.* (2000), Barrera (2002) y Buenfil, (2007).

Por otra parte, se han perfeccionado equipos como la triaxial verdadera utilizada en investigaciones descritas en Matsuoaka y Sun (1995), Matsuoka *et al.* (1998) y Matsuoka *et al.* (2002) en donde $(\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3)$ para σ_1 , σ_2 y σ_3 como los tres componentes principales del tensor de tensiones. Los ensayos realizados en estas investigaciones se llevaron a cabo manteniendo la succión matricial constante y la tensión media $p_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ también constante, con la finalidad de mejorar un modelo elasto-plástico para suelos arcillosos

denominado SMP extendido (Extended Spatially Mobilized Plane) descrito en Sun *et al.* (1998), basado en el modelo SMP original desarrollado para suelos friccionantes por Matsuoka y Nakai (1974), Figura 2.13 y Figura 2.14.

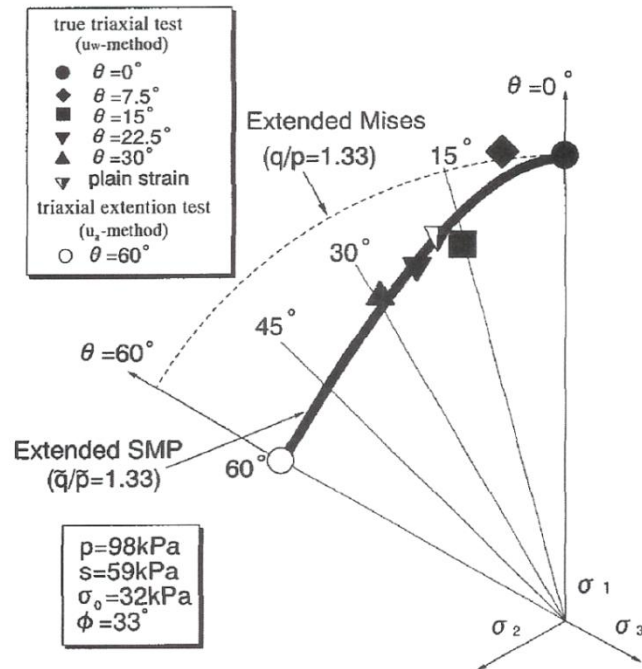


Figura 2.13 Criterio de falla SMP localizado en el plano π . (Matsuoka *et al.* 2002)

La trayectoria de tensiones seguidas durante los ensayos mostrados en Matsuoka *et al.* 2002 (Figura 2.14), se inicia con un incremento de succión desde la condición inicial hasta un valor máximo de 59 kPa. A partir de este punto, se lleva a cabo una consolidación isótropa hasta los 98 kPa, a partir de los cuales se aplica una tensión de rotura q manteniendo constante el ángulo de Lode. Los puntos sólidos que se muestran en la Figura 2.14 son el resultado de los ensayos realizados bajo la trayectoria indicada anteriormente y las líneas continuas muestran las predicciones del modelo SMP utilizado.

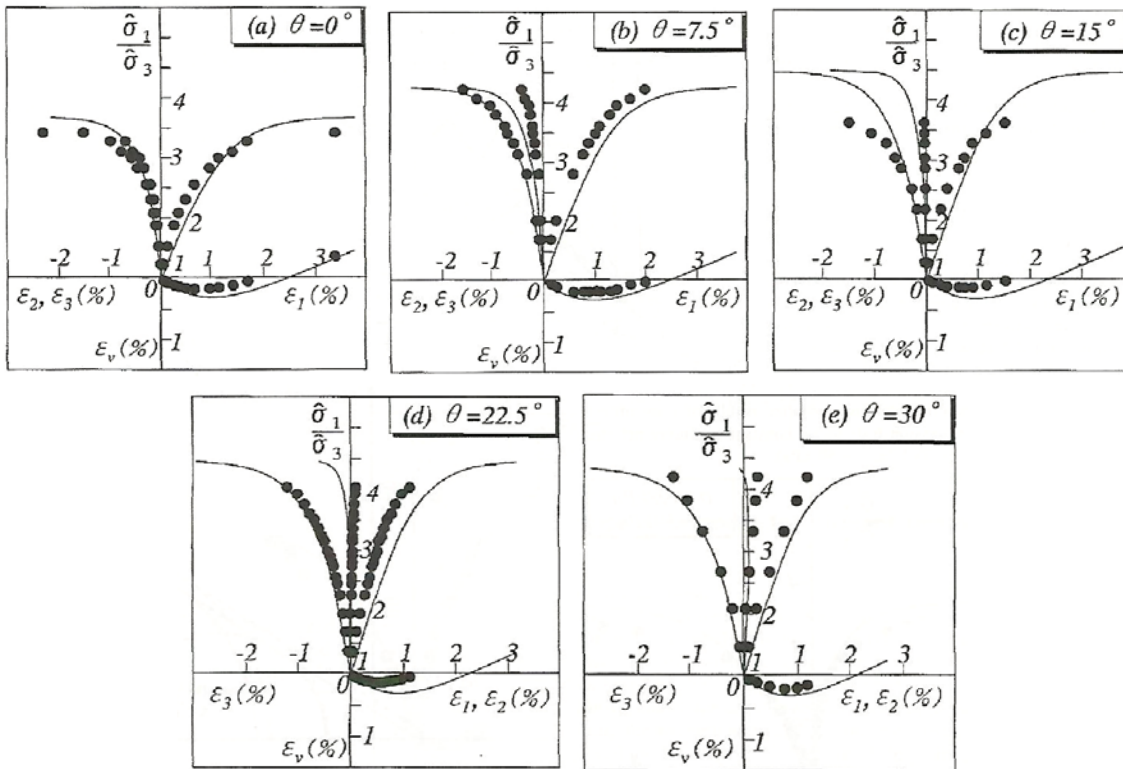


Figura 2.14 Resultados experimentales sobre muestras de arcilla compactada en equipo de triaxial verdadero con succión controlada para $p = 98 \text{ kPa}$ y $s = 59 \text{ kPa}$. (Matsuoka et al. 2002).

En Hoyos (1998), Hoyos y Macari (2001) y Macari y Hoyos (2001) se presenta el desarrollo de un equipo triaxial verdadero con control de succión mediante traslación de ejes y los trabajos realizados sobre muestras de arena limosa (*SM*), de la provincia de Piedmont en Estados Unidos. Durante la investigación, se llevaron a cabo ensayos de compresión triaxial (*TC*), extensión triaxial (*TE*) y corte simple (*SS*) para determinar la influencia de la succión matricial en la forma, el tamaño y la posición de la envolvente de falla para diferentes valores de la tensión normal octaédrica ($\sigma_{oct} = P_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$). Estas trayectorias se muestran en la Figura 2.15.

En esta Figura, se muestra una trayectoria de tensiones multi-etapas bajo un estado de succión matricial constante. La trayectoria de tensiones empieza imponiendo un estado tensional hidrostático hasta llegar al punto A ($\sigma_{oct} = 50 \text{ kPa}$), a partir del cual se aplica una tensión de corte correspondiente a trayectorias de *TC*, *TE* o *SS*. Una vez alcanzado el valor de pico, se regresa a las condiciones de tensiones al punto A y se aplica un nuevo estado de tensiones hidrostático para llevar la condición de suelo al punto B ($\sigma_{oct} = 100 \text{ kPa}$). Las

mismas condiciones de tensiones TC , TE o SS se imponen al suelo. El proceso anterior se repite para llegar ahora al punto C ($\sigma_{oct} = 200$ kPa).

Así mismo, en Hoyos *et al.* (2008) se muestra las mejoras que se llevaron a cabo en un equipo de triaxial verdadera en donde tanto la presión del agua (u_w) como la presión de aire (u_a) se aplican simultáneamente en la cara inferior de la muestra cúbica de 3 pulgadas. Estas presiones son aplicadas en la base del espécimen mediante discos porosos de 0.75 pulgadas de diámetro y 5 bar de presión utilizando la técnica de traslación de ejes. Figura 2.16.

Las Figuras 2.17, 2.18 y 2.19 muestran las trayectorias de las deformaciones principales en el plano $\tau_{oct} - \varepsilon_i$ para diferentes condiciones de tensión de corte, TC ; TE y SS . Las trayectorias se construyen para diferentes valores de succión matricial ($s=50, 100$ y 200 kPa).

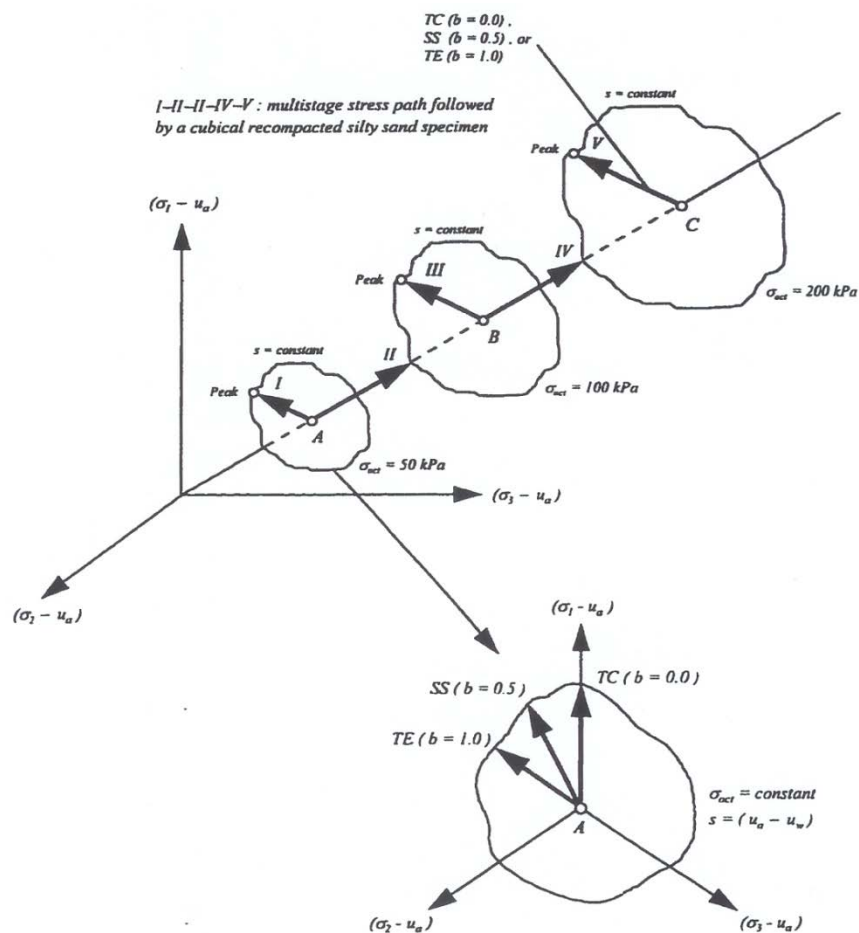
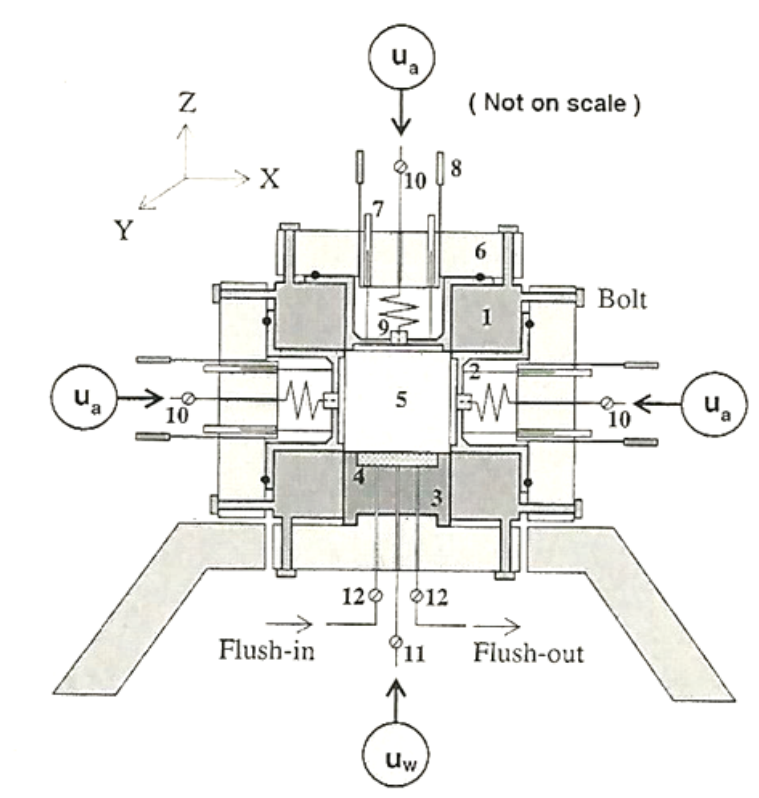


Figura 2.15 Trayectoria de tensiones en ensayos de triaxial verdadera con control de succión compresión triaxial (TC), extensión triaxial (TE) y corte simple (SS). (Hoyos, 1998).

En la Figura 2.17 se muestran las trayectorias de las deformaciones principales en un ensayo de *TC* ($b=0.0$), se muestra como la tensión principal mayor ε_1 trabaja a compresión (+) mientras que las deformaciones intermedia ε_2 y menor ε_3 siguen una trayectoria de expansión (-). Se puede observar al mismo tiempo como el valor de la tensión de corte en rotura disminuye cuando hay una disminución de la succión.



1 Estructura cúbica. 2 Membrana de látex. 3 Base cúbica. 4 Disco cerámico. 5 Muestra de suelo. 6 Pared de ensamblado 7 LVDT. 8 Entrada/salida de presión. 9. Bloque de cobre. 10. Válvula de presión de aire. 11 Válvula de presión de agua. 12 Válvulas de drenaje

Figura 2.16 Cámara triaxial verdadera con membranas flexibles de carga. (Hoyos et al. 2008)

La Figura 2.18 muestra un ensayo de corte simple (*SS*). En este ensayo se observa como las trayectorias de la deformación ε_1 continúa siendo a compresión mientras que ε_3 sigue una trayectoria de extensión. La deformación principal intermedia ε_2 es prácticamente nula. Asimismo, los valores de la tensión de corte en rotura disminuyen conforme disminuye el valor de la succión matricial.

Por otra parte, la Figura 2.19 muestra las trayectorias de las deformaciones en un ensayo *TE* ($b = 1.0$) y ahora se muestra como las deformaciones ε_1 y ε_2 son de compresión y prácticamente iguales, mientras que la trayectoria de ε_3 continua siendo de extensión. Los valores alcanzados de la tensión de corte en rotura vuelven a disminuir conforme la succión se hace menor.

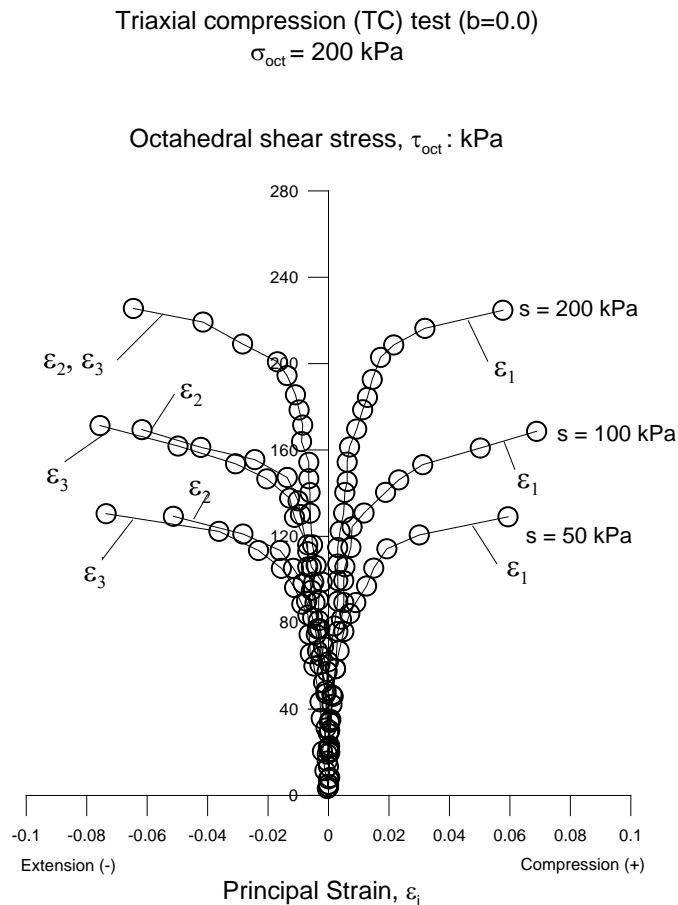


Figura 2.17 Trayectoria de deformaciones principales en un ensayo TC ($b=0.0$) para diferentes valores de succión matricial, $s = 50$ kPa, $s = 100$ kPa y $s = 200$ kPa, para un valor de la tensión normal octaédrica $\sigma_{oct} = 200$ kPa. (Hoyos, 1988).

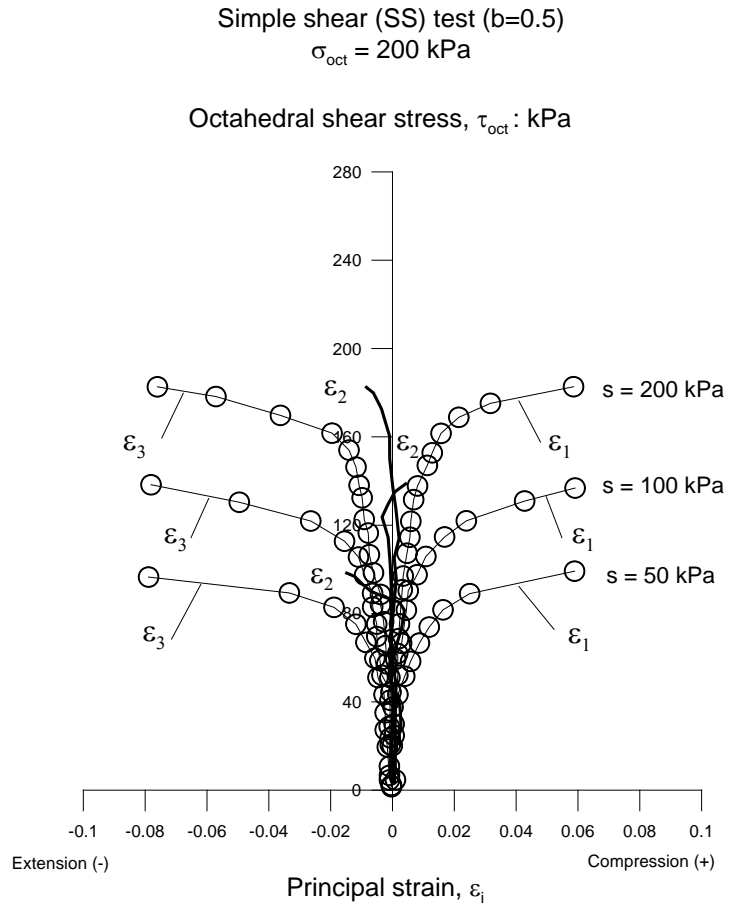


Figura 2.18 Trayectoria de deformaciones principales en un ensayo SS ($b=0.5$) para diferentes valores de succión matricial, $s = 50$ kPa, $s = 100$ kPa y $s = 200$ kPa, para un valor de la tensión normal octaédrica $\sigma_{oct} = 200$ kPa. (Hoyos, 1988).

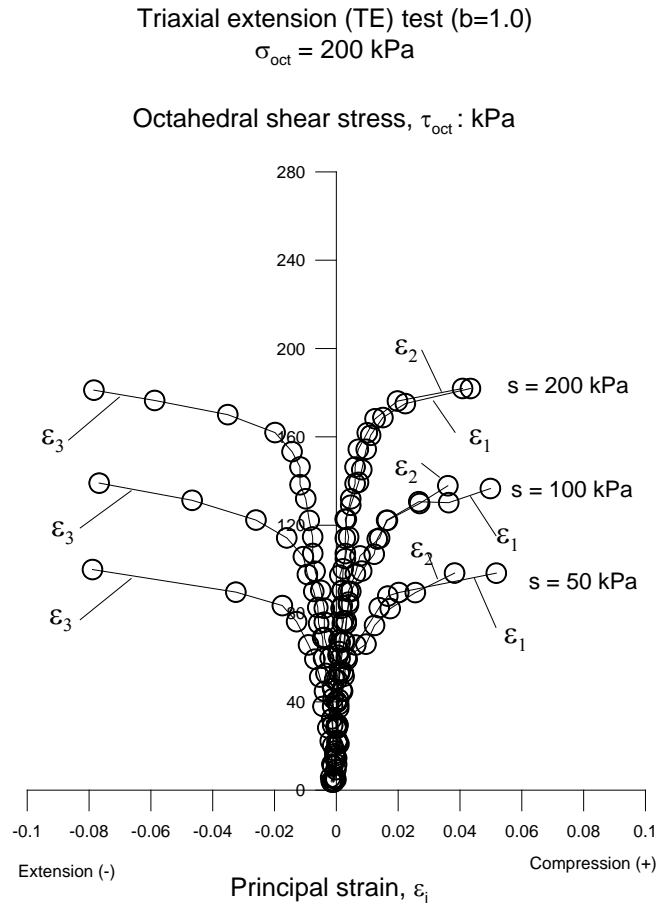


Figura 2.19 Trayectoria de deformaciones principales en un ensayo TE ($b=1.0$) para diferentes valores de succión matricial, $s = 50 \text{ kPa}$, $s = 100 \text{ kPa}$ y $s = 200 \text{ kPa}$, para un valor de la tensión normal octaédrica $\sigma_{oct} = 200 \text{ kPa}$. (Hoyos, 1988).

No obstante, son relativamente pocos los trabajos que se han llevado a cabo con la finalidad de establecer la influencia de la tensión principal intermedia en la caracterización de la respuesta de suelos no saturados en diferentes condiciones utilizando equipos de triaxial verdadero. Esto en virtud de que estos equipos son poco comunes en los laboratorios y a la complicación de controlar satisfactoriamente esta componente intermedia del tensor de tensiones.

2.4.3 Equipo de cilindro hueco.

El equipo de cilindro hueco se ha utilizado para estudiar la influencia de la rotación de las direcciones principales (σ_1 , σ_2 , σ_3) y la tensión principal intermedia (σ_2) en las propiedades de los suelos, tanto en arenas como suelos cohesivos. Estos estudios se muestran en las

investigaciones de Sayao y Vaid (1996), Yoshimine *et al.* (1998), Toyota *et al.* (2001a), Toyota *et al.* (2001b), Lee *et al.* (2002), Sivanthalayan y Vaid (2002), Toyota *et al.* (2003), Toyota *et al.* (2004), Lin y Penumadu (2005), Nishimura *et al.* (2007), Lade *et al.* (2008), Kumruzzaman y Yin (2010) y Sivanthalayan *et al.* (2011).

2.4.3.1 Ensayos en condiciones saturadas

Para estas condiciones se describen brevemente las investigaciones desarrolladas por, Sayao y Vaid (1996), Yoshimine *et al.* (1998) y Kumruzzaman y Yin (2010) enfocadas a la determinación de la influencia de la dirección de las tensiones principales y la tensión principal intermedia (σ_2) en el comportamiento de suelos.

Sayao y Vaid (1996) investigaron la influencia de la tensión principal intermedia en el comportamiento volumétrico de la arena de Ottawa, deduciendo el efecto de σ_2 en función del parámetro adimensional b ($= \sigma_2 - \sigma_3 / \sigma_1 - \sigma_3$). Determinaron que continuos incrementos de b inducen acumulación de cambios volumétricos y en la deformación de corte, así como observaron diferencias significativas de deformación con diferentes valores de b . (Figuras 2.20 y 2.21).

En Yoshimine *et al.* (1998) se muestran estudios sobre una arena de Toyura donde se observa que la respuesta al corte en ensayos no drenados muestra un comportamiento más contráctil y blando en extensión triaxial que en compresión triaxial. Estas diferencias indicarían que existe una gran influencia de la dirección de las tensiones principales y la magnitud de la tensión principal intermedia en el comportamiento no drenado de las arenas.

Así mismo, Kumruzzaman y Yin (2010) trabajaron con muestras de granito triturado para observar el comportamiento tensión-deformación. Los ensayos se llevaron a cabo sobre muestras compactadas de granito en ensayos consolidados no drenados. Se fijaron valores de la dirección de la tensión principal en función del ángulo α (0° , 23° , 45° , 67° , 90°) con respecto a la dirección vertical y también se fijaron diferentes valores de la tensión principal intermedia en función del parámetro b (0.0, 0.25, 0.5, 0.75 y 1.0). Los resultados

determinaron que la tensión desviadora decrece cuando se incrementa el valor del ángulo de la dirección de la tensión principal.

En los trabajos desarrollados en Toyota *et al.* (2001a) se describe un equipo de cilindro hueco como el mostrado en la Figura 2.22 el cual incorpora una cámara de doble pared. Las dimensiones de las muestras ensayadas son de 50 mm de diámetro interior, 80 mm de diámetro exterior y 160 mm de altura. Los cambios que experimentaron los diámetros interior y exterior durante los ensayos se determinaron a través de los cambios de volumen, estos cambios fueron medidos con transductores diferenciales de presión (DPT) por sus siglas en inglés.

En la investigación se muestran los efectos de la historia de tensiones en las propiedades mecánicas de un limo arenoso saturado. Se desarrollan diferentes ensayos de corte sobre muestras de suelo saturados bajo una consolidación isotropa constante ($p' = 100 \text{ kPa}$) variando la dirección de las tensiones principales en tres dimensiones.

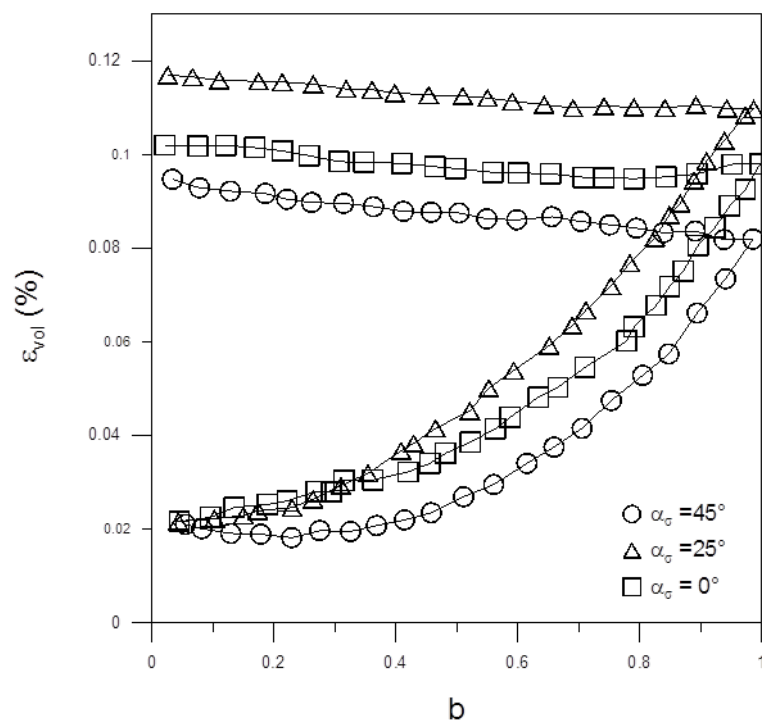


Figura 2.20 Desarrollo de la deformación volumétrica para la variación de b . (Sayao y Vaid, 1996)

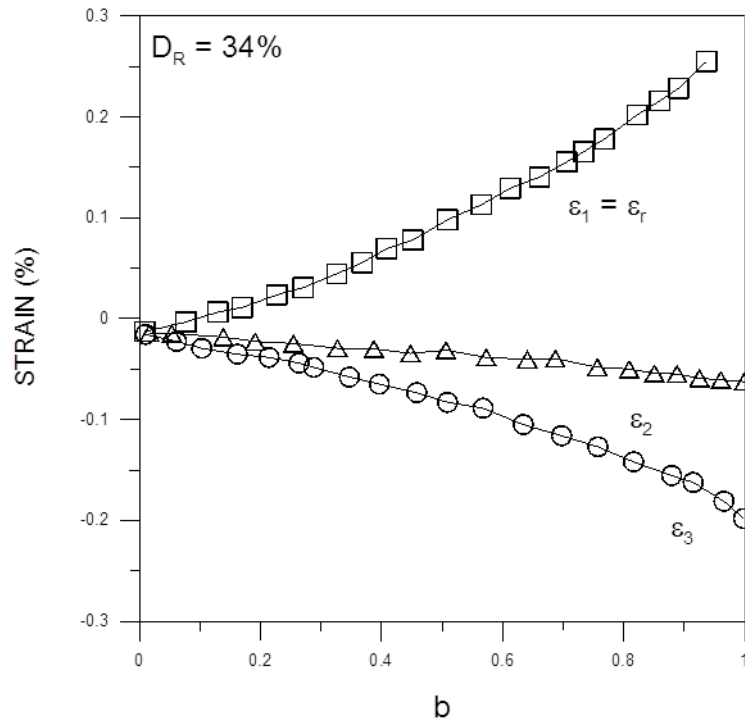


Figura 2.21 Trayectoria de las deformaciones principales para diferentes valores de b . (Sayao y Vaid, 1996)

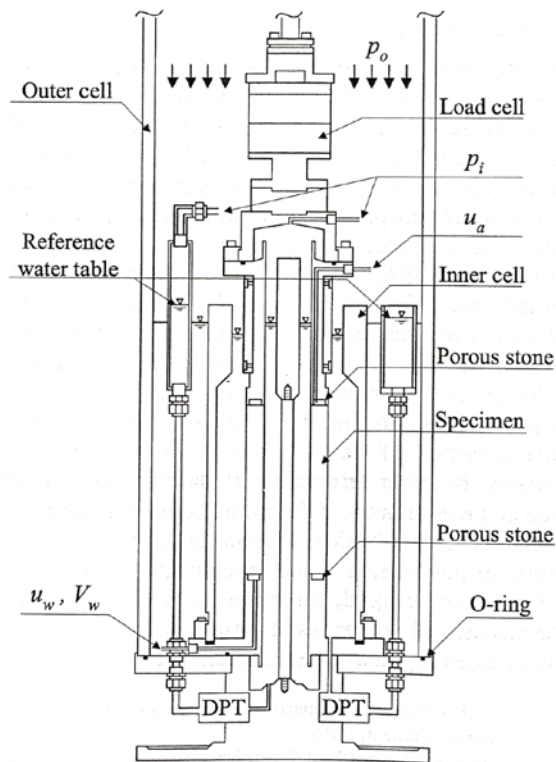


Figura 2.22 Cámara del equipo de cilindro hueco, (Toyota, et al. 2001a).

Así mismo, Lin y Penumadu (2005) estudian el comportamiento mecánico de caolín bajo los efectos de la rotación de las tensiones principales en muestras de 5.08 cm de radio externo, 3.56 cm de radio interno y 23 cm de altura. Por otra parte, Lade *et al.* (2008) analizan la influencia de la altura del espécimen de suelo en el comportamiento anisotrópico en muestras de arena de la playa de Santa Mónica empleando muestras de 40 cm y 25 cm de altura. En este estudio se pretende encontrar el tipo de potencial plástico que se utiliza en el análisis de un modelo tensión-deformación con endurecimiento plástico. Por otro lado, se analiza la coincidencia en un espacio físico de la dirección de los vectores de incremento de deformación plástica con la dirección de las tensiones cuando se aplica una rotación de las tensiones principales.

Y en Sivathayalan y Vaid (2002) se pueden observar la susceptibilidad de licuación de las arenas del Delta del río Fraser en la Columbia Británica debido a la rotación de las tensiones principales, principalmente cuando la dirección de la tensión principal mayor se aproxima a la dirección de un plano de corte. Del mismo modo, en Sivanthayalan *et al.* (2011) se estudia la importancia de la dirección de las tensiones principales en la resistencia al corte bajo cargas cíclicas de muestras de arena.

La anisotropía natural de los suelos es estudiada en Nishimura (2005) y Nishimura *et al.* (2007) en ambos estudios se utiliza la arcilla natural de Londres extraída de las obras de la terminal 5 del aeropuerto de Heathrow a diferentes profundidades. Las muestras ensayadas son de 38 mm de diámetro interno, 71 mm de diámetro externo y alturas entre 170 y 190 mm. Así mismo, Minh (2006) estudia el comportamiento anisótropo en las características tensión-deformación de una arcilla de Londres del Eoceno. Las dimensiones de las muestras ensayadas fueron de dos tipos. La primera, 100 mm de diámetro exterior, 60 mm de diámetro interior y 200 mm de altura; y la segunda, 200 mm de diámetro exterior, 160 mm de diámetro interior y 300 mm de altura.

2.4.3.2 Ensayos en condiciones no saturadas

En investigaciones presentadas en Pradel *et al.* (1990) y Toyota *et al.*, (2001b) se desarrolla un nuevo equipo de cilindro hueco para suelos no saturados que incluye un sistema

de doble cámara triaxial. Los cambios que se producen en los diámetros interno y externo de la muestra son calculados en función de la variación de volúmenes en ambas cámaras medidos mediante transductores diferenciales de presión (DPT) por sus siglas en inglés, Figura 2.23.

En Toyota *et al.* (2001b) y Toyota *et al.*, (2003) se describe un equipo de cilindro hueco que incluye además discos cerámicos de alto valor de entrada de aire (AVEA) colocados en el pedestal de equipo para el control de la succión mediante la técnica de traslación de ejes, Figura 2.23.

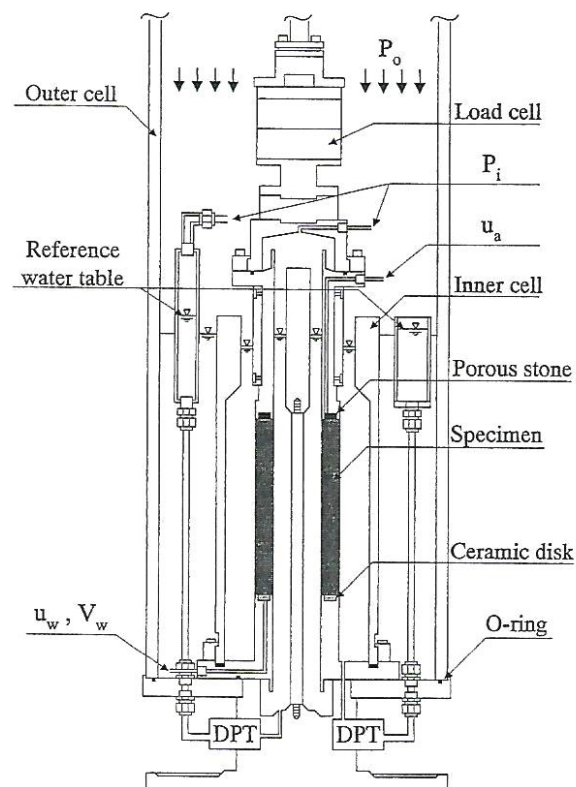


Figura 2.23 Diagrama esquemático del equipo de cilindro hueco para suelos no saturados, Toyota (2001b).

Por otra parte, se han desarrollado varias investigaciones en el equipo de cilindro hueco donde el cambio de volumen en la muestra cilíndrica se lleva a cabo mediante la colocación de dispositivos de medición interna dentro de las cámaras. Por ejemplo, en Hight, *et al.* (1983) se muestran transductores de proximidad para evaluar el desplazamiento lateral en las paredes de la muestra. Para evaluar las deformaciones axiales y de corte se utilizaron mini

transductores basados en el cambio de resistividad del electrolito dentro de una cápsula que se inclina con acortamiento de la muestra (“electrolevels”) situados sobre las paredes del cilindro. Figura 2.24.

De la misma manera, en Nishimura, *et al.* (2007) y Nishimura *et al.* (2008) se muestran dos equipos de cilindro hueco que utilizan diferentes transductores de proximidad para la determinación de la variación del diámetro del cilindro y transductores de desplazamiento para la determinación de la deformación axial y rotacional de la muestra. Figura 3.25.

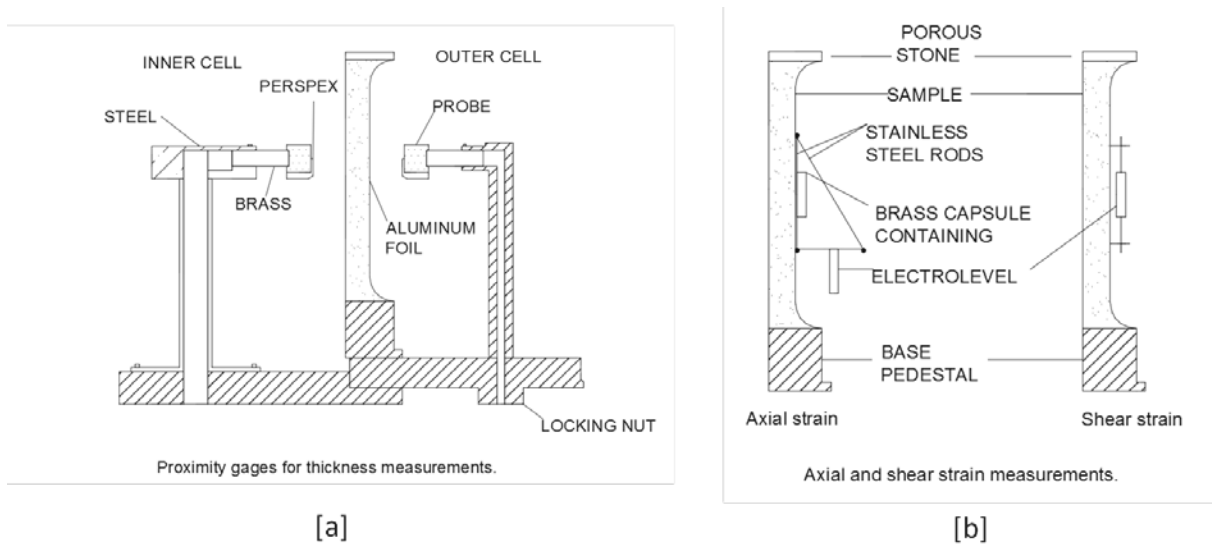


Figura 2.24 Detalles de la instrumentación interna en el equipo de cilindro hueco [a] transductores de proximidad [b] Medida de las deformaciones axial y de corte. Hight, *et al.* (1983).

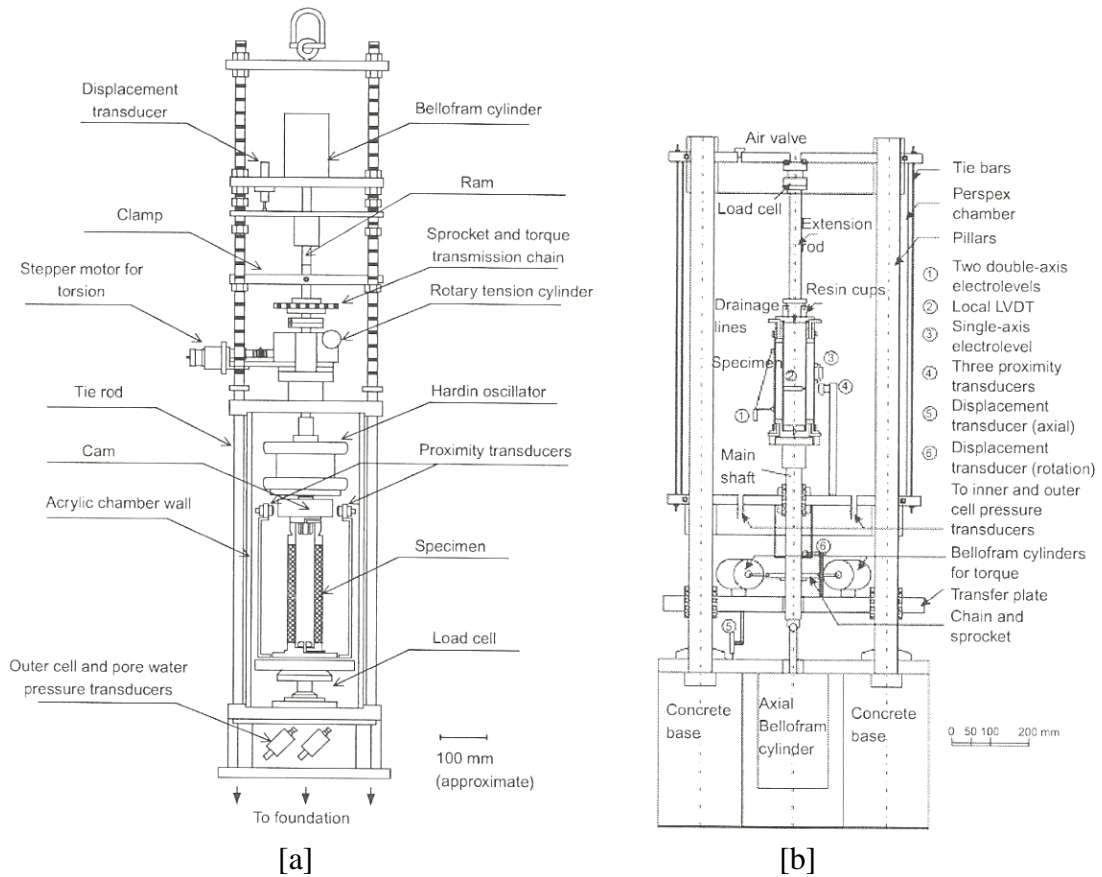


Figura 2.25 Esquemas de los equipos de cilindro hueco equipados con transductores para la determinación del cambio volumétrico. [a] Equipo de cilindro hueco utilizado en Porovic, 1995 y Nishimura, 2006. [b] Equipo de cilindro hueco utilizado en Jardine, 1996 y Minh, 2006.

Los equipos antes mencionados son costosos y en la mayoría de los casos pueden ser complicados de colocar sobre la muestra o de controlar adecuadamente los resultados obtenidos. Se hace necesaria una calibración detallada de los dispositivos mediante la comparación de los resultados con los obtenidos en equipos menos sofisticados.

Por otra parte, también se han llevado a cabo investigaciones encaminadas al desarrollo de metodologías de análisis del cambio volumétrico del cilindro hueco cuando no se cuenta con dispositivos como los que se mencionan anteriormente. En Chaudhary, *et al.* (2002), se presentan ecuaciones para la determinación de los cambios en los radios internos y externos en cualquier momento durante el ensayo calculando los cambios de volúmenes tanto de la cámara externa como de la cámara interna del cilindro hueco.

$$r_i = \sqrt{\frac{1}{h} \left(r_{ii}^2 h_i - \frac{\Delta V_i}{\pi} \right)} \quad (2.21)$$

$$r_o = \sqrt{\frac{1}{h} \left(r_{oi}^2 h_i - \frac{\Delta V_i + \Delta V_s}{\pi} \right)} \quad (2.22)$$

Donde h_i , r_{ii} y r_{oi} representan las dimensiones iniciales de la muestra, altura inicial, radio interno y radio externo. Los valores de ΔV_i y ΔV_s representan los cambios de volumen en las cámaras interna y externa respectivamente.

Posteriormente en Minh (2006) utiliza las ecuaciones anteriores para la evaluación del cambios de radios y las desarrolla a partir de ensayos de laboratorio en el cilindro hueco sobre muestras instrumentadas con transductores digitales como los que se muestran en la Figura 2.25b. En las Figuras 2.26 y 2.27 se muestran los gráficos obtenidos por Minh en donde se comparan los valores obtenidos utilizando las ecuaciones y los valores calculados con los transductores mencionados. Puede apreciarse que salvo para deformaciones muy pequeñas, las diferencias entre los dos sistemas de medida son prácticamente nulas.

En el caso de que el cambio de volumen de la cámara externa no esté compensado por la entrada del pistón vertical, investigaciones posteriores como las desarrolladas en Lade, *et al.* (2009), Kumruzzaman y Yin (2010) y Sivanthayalan, *et al.* (2011) presentan ecuaciones para la determinación de las deformaciones radiales Δr_i y Δr_o utilizadas para calcular las variaciones volumétricas de las muestras en función de los cambios en las dimensiones de los diámetros internos y externos de acuerdo a lo siguiente:

$$\Delta D_i = \sqrt{D_i^2 + \frac{(D_i^2 - d^2)\Delta H - \frac{4}{3}\Delta C}{H_o - \Delta H}} - D_i \quad (2.23)$$

$$\Delta D_o = \sqrt{D_o^2 + \frac{(D_i^2 - d^2)\Delta H - \frac{4}{3}(\Delta C + \Delta V)}{H_o - \Delta H}} - D_o \quad (2.24)$$

En donde ΔD_i y ΔD_o representan la variación de los diámetros internos y externos de la muestra, d es el diámetro del pistón de carga y ΔC y ΔV son las variaciones de volúmenes en las cámaras interna y externa.

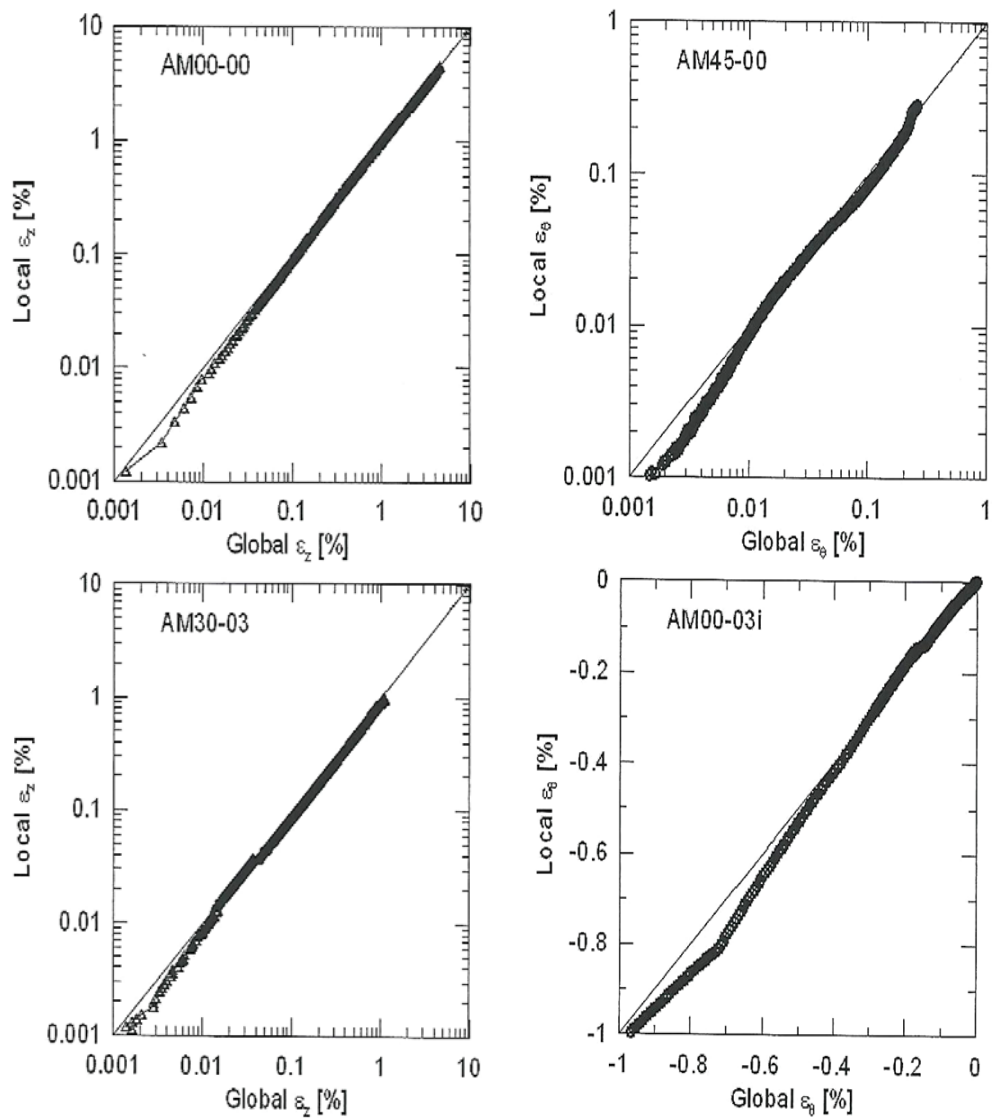


Figura 2.26 Comparación entre deformación global y local de las deformaciones verticales ε_z y las deformaciones circunferenciales ε_θ en ensayos de cilindro hueco. (Minh, 2006).

En otros trabajos como los presentados en Toyota *et al* (2001b) se estudiaron los efectos de la historia de tensiones pero ahora sometiendo a un suelo no saturado, utilizando el equipo mostrado en la Figura 2.23, para aplicar la succión mediante la técnica de traslación de ejes, (Bishop y Donald, (1961)). Los cambios de volumen de la muestra se determinaron a partir de la instrumentación mostrada en la Figura 2.24.

Estudios similares a estos fueron desarrollado por Toyota *et al.* (2003) y Toyota *et al.* (2004) para determinar el comportamiento mecánico y criterios de falla en suelos cohesivos

no saturados. La técnica de traslación de ejes es utilizada para la determinación de la succión mientras que los cambios de los diámetros internos y externos son calculados a través de los cambios de volumen, que se mide mediante transductores diferenciales de presión (DPT).

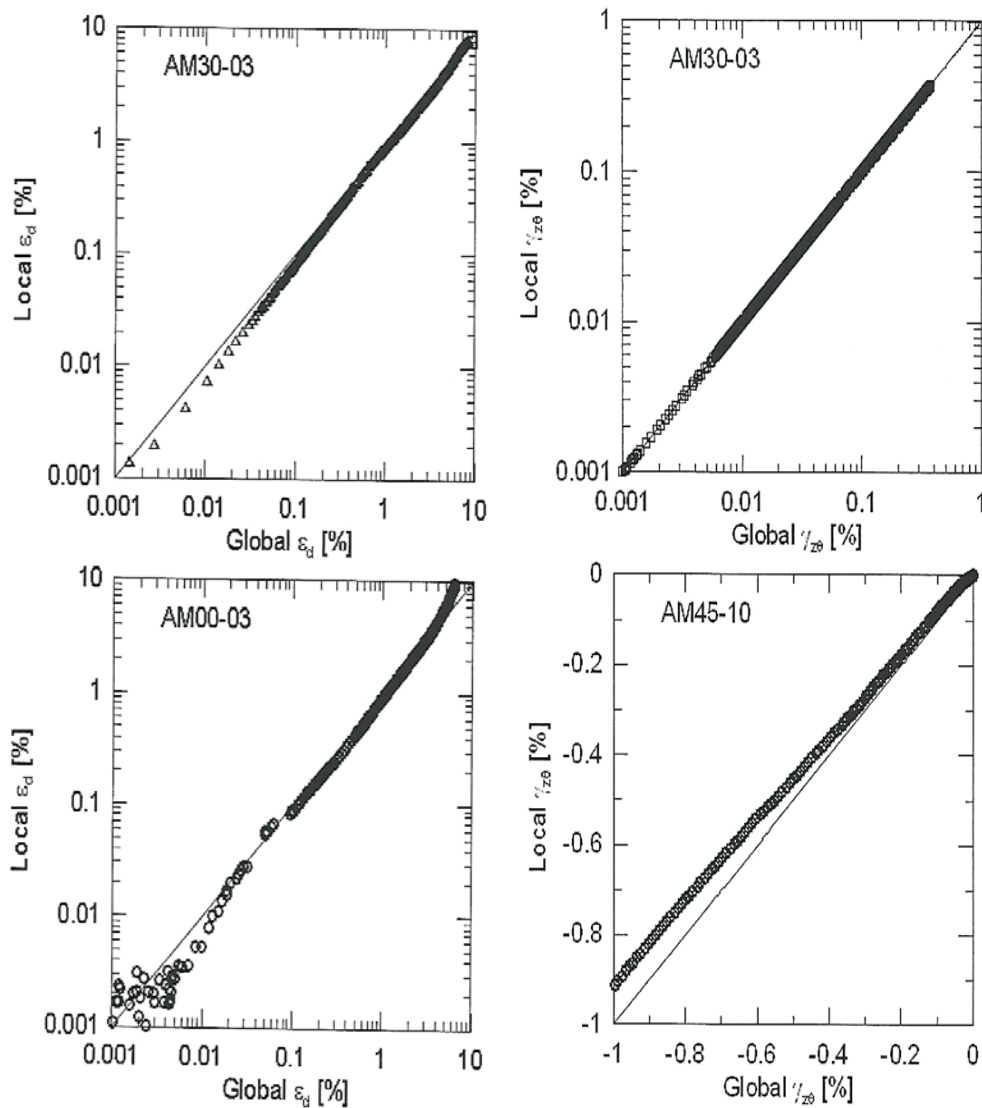


Figura 2.27 Comparación entre deformación global y local de las deformaciones de corte desviador ϵ_d y las deformaciones de corte torsional $\gamma_{z\theta}$ en ensayos de cilindro hueco. (Minh, 2006).

Por su parte Lee *et al.* (2002), muestran el uso de un equipo de cilindro hueco donde se ensayaron muestras de 7.8 cm de diámetro interno, 9.8 cm de diámetro externo y 23 cm de altura de arcilla compactada de Tien- Liao con la finalidad de establecer la envolvente de rotura en el espacio de las tensiones. La Figura 2.28 muestra las superficies de falla establecidas dentro del plano π para diferentes criterios. Algunos criterios de falla serán abordados más adelante en el presente capítulo. Aunque todos los criterios presentan diversos

resultados, Lee *et al.* (2002) concluyen que el criterio de Kim-Lade, Figura 2.28c es el que mejor predice el comportamiento del suelo estudiado. Mientras que el criterio de Coulomb es considerado el menos cercano.

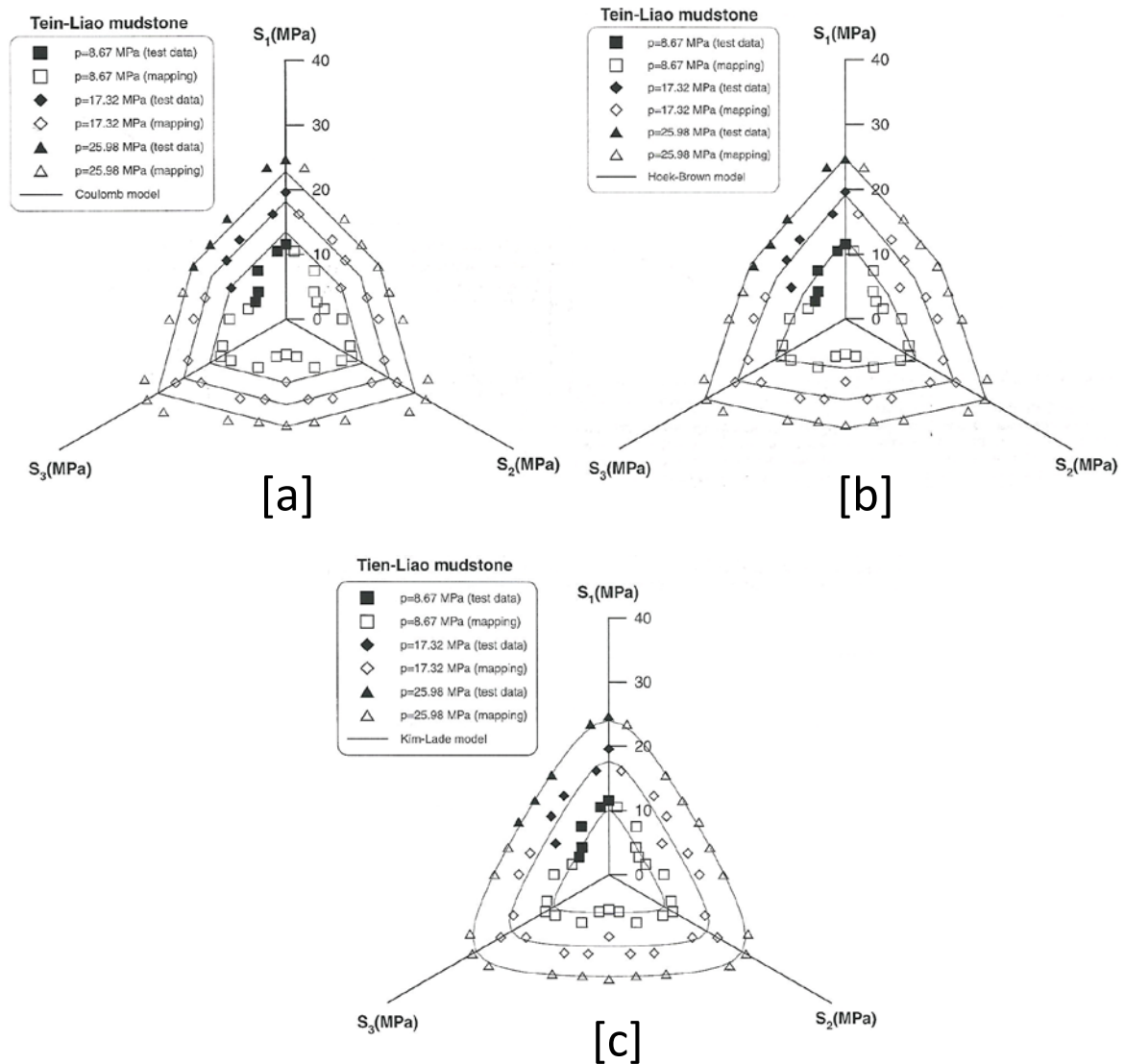


Figura 2.28 Superficie de fallas definidas en ensayos de cilindro hueco para diferentes criterios. [a] criterio de Coulomb, [b] Criterio de Hoek-Brown, [c] Criterio de Kim-Lade. (Lee, et al., 2002)

Los trabajos que se han desarrollado sobre muestras no saturadas en el cilindro hueco no son muchos, principalmente por la dificultad de controlar la succión y sobre todo los cambios volumétricos en las muestras.

En la Tabla 2.1 se presenta un resumen de los primeros trabajos que se desarrollaron utilizando un equipo de cilindro hueco durante las décadas de los 70's y 80's. Se presentan

las características físicas de las muestras, así como las características de las condiciones de cargas aplicadas y los elementos que se investigaba en cada uno de los trabajos evaluados. Se puede observar que los trabajos sobre muestras no saturadas son pocos.

Tabla 2.1 Resumen de los primeros trabajos realizados en un equipo de cilindro hueco, (Gens, 1986).

Autor	Dimensiones de la muestra (mm)			Capacidad de Carga			Elementos Investigados
	ϕ_i	ϕ_o	H	P_o/P_i	W	M_T	
A. Ensayos sin rotación en la dirección de las tensiones principales							
1. Kirkpatrick (1975)	63	102	152	✓	—	—	Influencia de σ_2 sobre la falla en arenas
2. Witman y Luscher (1962)	25	38/51/76	76/127	✓	—	—	Características de Deformación en arenas en el HC
3. Broms y Ratman (1963)	76	152	114	✓	✓	—	Efectos de la consolidación anisotropa
4. Wu <i>et al.</i> (1963)	76	102	152	✓	✓	—	Envolvente de Falla en arenas y arcillas
5. Broms y Jamal (1965)	76	152	305	✓	✓	—	Análisis de ensayo triaxial sobre arenas
6. Earing y Bemben (1965)	76	102	203	✓	✓	—	Condiciones de falla en arenas
7. Suklje y Drnovesk (1965)	40	64	80	✓	—	—	Deformación de extensión en arcillas
8. Barden y Proctor (1971)	38	102	152	✓	✓	—	Resistencia drenada en suelos granulares
9. Jamal (1971)	25/51/76	102	203	$P_o = P_i$	✓	—	Resistencia al corte en arenas (extensión)
10. Jamal (1972)	35	60	60	✓	✓	—	Análisis de ensao triaxial sobre arcillas
11. Dusseault (1981)	51	102	200/240	✓	✓	—	Ensayos en arena
B. Ensayos con rotación en la dirección de las tensiones principales							
12. Broms y Casbarian (1965)	76	127	254	✓	✓	✓	Efectos de la direccion de tensiones principales y la magnitud de σ_2 en la resistencia al corte en arcillas
13. Saada y Baah (1967)	51	71	151	✓	✓	✓	Anisotropia en la deformación y resistencia en arcillas (Saada y Zamani, 1969; Saada y Bianchini, 1977) ($P_o = P_i$; $\alpha = cte$)
14. Saada (1968)	51	71	151	✓	✓	✓	No se presentan datos
15. Lomise <i>et al.</i> (1969)	250	310	180	✓	✓	✓	
16. Ishibashi y Sherif (1974)	51	102	13-25	✓	✓	✓	Efecto de K_o en licuación de arenas
17. Ishibashi y Yasuda (1975)	60	100	70	✓	✓	✓	Licuación de arenas bajo carga ciclica
18. Lade (1975)	180	220	50	$P_o = P_i$	✓	✓	Influencia de la reorientación del comportamiento tension deformación en arenas
19. Ishihara <i>et al.</i> (1980)	60	100	106	✓	✓	✓	Efecto de la rotación de las tensiones principales sobre la licuación de arenas
20. Maramatsu y Tatsuoka (1981)	60	100	100	$P_o = P_i$	✓	✓	Comportamiento tensión-deformación en ensayos ciclicos no drenados

De hecho, en los últimos años, la condición mostrada en la tabla no ha cambiado mucho, las investigaciones dentro del cilindro hueco en suelos no saturados no son muy representativas.

2.5 Modelación Constitutiva

Se presenta a continuación una breve descripción de los modelos constitutivos utilizados actualmente en el estudio del comportamiento de suelos no saturados. Se presentarán principalmente aquellos modelos que tengan un énfasis especial en los parámetros acordes con la investigación del suelo no saturado con un estado generalizado de tensiones. Sin

embargo, se partirá de los modelos elasto-plásticos más sencillos para establecer una secuencia cronológica completa.

2.5.1 *Introducción*

En Wood, (2004) se menciona que un modelo constitutivo debe ser una apropiada simplificación de la realidad y describe las principales características que deben tener los diferentes tipos de modelos utilizados. Estos modelos se clasifican como: Modelos empíricos, modelos teóricos, modelos numéricos, modelos constitutivos, modelos físicos, modelos geológicos y modelos de clasificación.

Dos conceptos son importantes en el entendimiento de los modelos constitutivos, el primero de ellos definido por Casagrande (Casagrande, 1936) es el concepto de estado crítico, definido como aquel estado bajo el cual un suelo contráctil o dilatante tienden a un índice de poros crítico. Y en Roscoe, *et al.* (1958) se define este estado crítico para el caso de las arcillas, como el estado bajo el cual el suelo continua deformándose bajo tensiones de corte e índice de poros constantes. El segundo concepto es el de línea de estado crítico (LEC) que se representa principalmente en un plano $e - \log p'$, (Manzanal, 2008).

Tanto la condición de estado crítico como la línea de estado crítico se describirán más adelante en cada presentación de los modelos.

2.5.2 *Modelo Cam-Clay*

El modelo Cam-Clay es un modelo *elasto-plástico* para suelos saturados que se describe en función de dos tensiones efectivas p' y q determinadas en ensayos triaxiales convencionales. Este modelo, tiene su principal aplicación en el estudio de las arcillas o construcciones geotécnicas que están cimentadas sobre ellas.

Los cuatro principios fundamentales del modelo elasto-plástico son: a) las propiedades elásticas; b) superficie de fluencia; c) potencial plástico; d) las reglas de endurecimiento y e) condición de consistencia.

Se asume que los cambios de volumen recuperables (condiciones elásticas) acompañados de cualquier cambio en la tensión efectiva p' siguen a la ecuación:

$$\delta \varepsilon_p^e = \kappa \frac{\delta p'}{v p'} \quad (2.25)$$

Donde v es el volumen específico $(1+e)$ y κ la constante de compresibilidad elástica. De la misma forma, se asume que la deformación de corte recuperable $\delta \varepsilon_q^e = \frac{2}{3}(\varepsilon_z - \varepsilon_r)$ está asociada a los cambios en la tensión de corte q de acuerdo a la ecuación:

$$\delta \varepsilon_q^e = \frac{\delta q'}{3G} \quad (2.26)$$

Donde G es el módulo elástico de corte.

La primera forma de la superficie de fluencia asociada al modelo Cam-Clay en el plano p' - q fue una curva logarítmica, sin embargo posteriormente se adoptó una superficie de fluencia en forma de elipse. Para el modelo isotrópico, esta elipse se encuentra centrada sobre el eje p' . La ecuación de dicha elipse se escribe de la forma siguiente:

$$f = q^2 - M^2[p'(p'_0 - p')] = 0 \quad (2.27)$$

Donde M es la pendiente de la línea de estado crítico y p'_0 el parámetro de endurecimiento que coincide con la presión de preconsolidación de carga isotropa.

Si se asume que la plasticidad es asociada, la ecuación del potencial plástico dado por esa familia de curvas representadas en el plano p' - q será como sigue:

$$g = f = q^2 - M^2[p'(p'_0 - p)] = 0 \quad (2.28)$$

Las componentes del vector de la deformación plástica $\delta \varepsilon_p^P : \delta \varepsilon_q^P$ son tales que dicho vector es paralelo a la normal de la superficie de fluencia.

$$\frac{\delta \epsilon_p^p}{\delta \epsilon_q^p} = \frac{\partial g / \partial p'}{\partial g / \partial q} = \frac{M^2(2p' - p_0')}{2q} = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta} \quad (2.29)$$

Donde $\eta = \frac{q}{p'}$

Si se acepta que el dominio elástico Figura 2.29 se expande manteniendo la forma constante, el tamaño estará controlado por el camino que siga la tensión p_0' y el endurecimiento estará unido a la compresión volumétrica del suelo. Además, se tendrá una relación lineal entre el volumen específico (v) y el logaritmo de la tensión efectiva p_0' durante la compresión isotrópica de los suelos, (recta *iso-ncl* en la Figura 2.29 (b)).

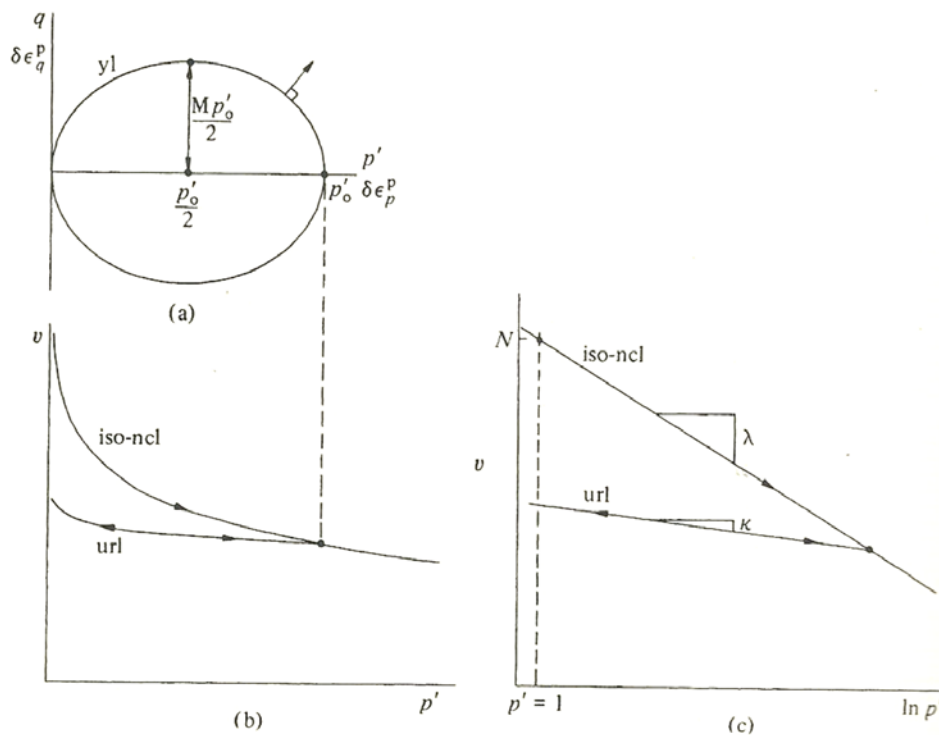


Figura 2.29 (a) Espacio geométrico elíptico para el modelo Cam-Clay en el plano p' - q ; (b), (c) Línea de compresión normal y línea de carga-descarga en el plano de compresión. Wood (1990).

$$v = N - \lambda \ln p_0' \quad (2.30)$$

Donde N es una constante del suelo que está determinada en función de la posición de la línea de compresión isotropa en el plano $p'-v$, Figura 2.29 (a). La deformación volumétrica plástica estará dada por:

$$\delta \varepsilon_p^P = [(\lambda - \kappa)/v] \frac{\delta p'_0}{p_0} \quad (2.31)$$

Y los elementos correspondientes a la relación de endurecimiento por:

$$\frac{\partial p'_0}{\partial \varepsilon_p^P} = \frac{v p'_0}{\lambda - \kappa} \quad (2.32)$$

$$\frac{\partial p'_0}{\partial \varepsilon_q^P} = 0 \quad (2.33)$$

Una ecuación que representa la respuesta tensión-deformación elástica sería de la forma:

$$\begin{bmatrix} \partial \varepsilon_p^e \\ \partial \varepsilon_q^e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k/vp' & 0 \\ 0 & 1/3G' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \partial p' \\ \partial q \end{bmatrix} \quad (2.34)$$

Utilizando la condición de consistencia de la superficie de fluencia ($f \equiv 0$), se plantea al final una ecuación que representa la respuesta tensión-deformación plástica que se presentará únicamente cuando las deformaciones plásticas han ocurrido.

$$\begin{bmatrix} \partial \varepsilon_p^P \\ \partial \varepsilon_q^P \end{bmatrix} = \frac{(\lambda - \kappa)}{vp'(M^2 + \eta^2)} \begin{bmatrix} (M^2 - \eta^2) & 2\eta \\ 2\eta & 4\eta^2/(M^2 - \eta^2) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \partial p' \\ \partial q \end{bmatrix} \quad (2.35)$$

Por ejemplo, dada una condición inicial $A(p', q)$ y determinada una superficie de fluencia definida por los valores de $p'_0 = p'_{0A}$, si se tiene un incremento de la tensión efectiva indicado por la trayectoria AB ($\delta p' - \delta q$) en la Figura 2.30 el valor de la tensión efectiva de pre-consolidación será ahora $p'_0 = p'_{0B}$ que representa el espacio geométrico definido por la elipse de línea seccionada y el nuevo estado de tensión efectiva será: $B = [(p' + \delta p'), (q + \delta q)]$.

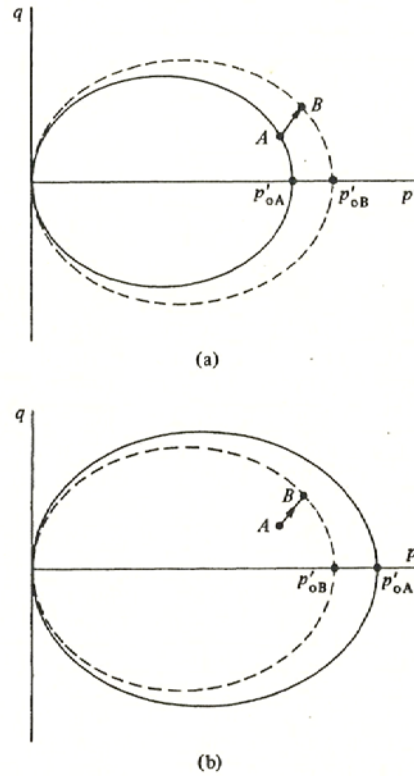


Figura 2.30 (a) Incremento de tensión y expansión de la superficie de fluencia; (b) Incremento de tensiones al interior de la superficie de fluencia. Wood (1990)

2.5.3 Criterios de rotura en un estado general de tensiones

La superficie en el espacio de tensiones de rotura es la función que determina el límite de los estados posibles de un medio. Si el medio es isótropo, la rotura no se ve afectada por una rotación de ejes en el espacio de tensiones. Por lo tanto, la función que define la superficie de rotura puede escribirse en función de los invariantes de tensiones. El modelo Cam-Clay y muchos otros posteriores se desarrollaron para un estado tensional de simetría axial, donde el estado tensional queda definido por dos invariantes (habitualmente la tensión media, p , y la desviadora, q). Sin embargo, en un estado general de tensiones el criterio debe estar definido por los tres invariantes del tensor de tensiones.

En suelos, la superficie de rotura más conocida y más antigua es la propuesta por Coulomb en 1773, y está desarrollada a partir de dos parámetros: la cohesión (c') y el ángulo de resistencia al corte (ϕ').

Se han desarrollado otros criterios de superficie de rotura como la propuesta por Tresca en 1864 que depende únicamente de la tensión de corte máxima, o la propuesta por Von Mises dependiente del segundo invariante de tensiones. La formulación de estas superficies puede encontrarse en varios textos. Oliver y Agelet, (2000); Zienkiewicz *et al.* (1999); Di Prisco y Pasor, (2000).

Las Figuras 2.31 a 2.36 muestran las superficies de rotura de los diferentes criterios mencionados, representados en el plano octaédrico (plano π).

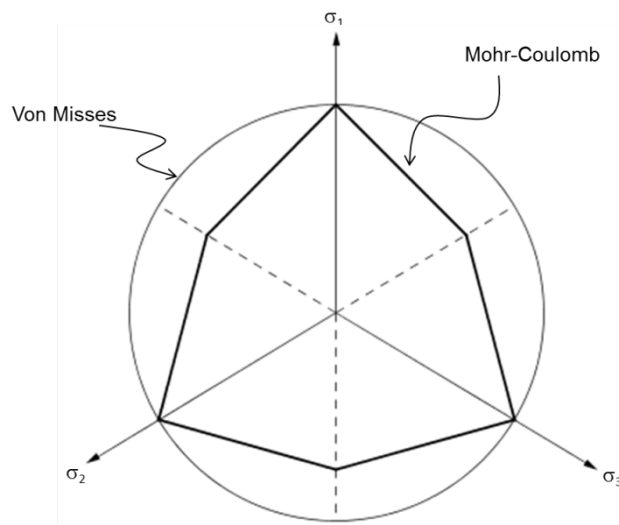


Figura 2.31 Criterio de Rotura de Mohr-Coulomb. Oliver y Agelet (2000)

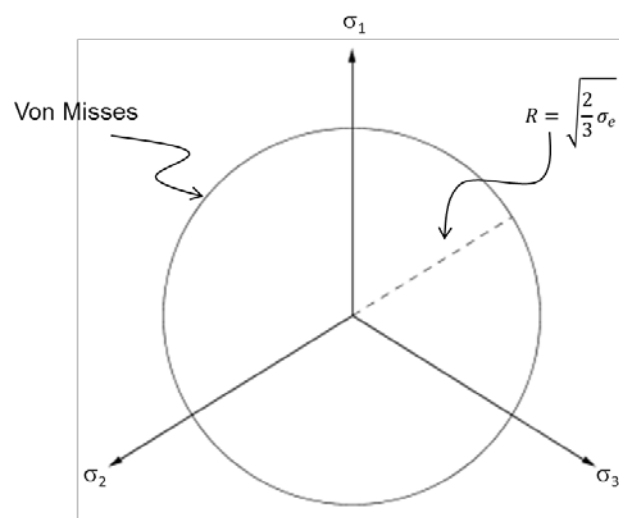


Figura 2.32 Criterio de Von Mises. Oliver y Agelet (2000)

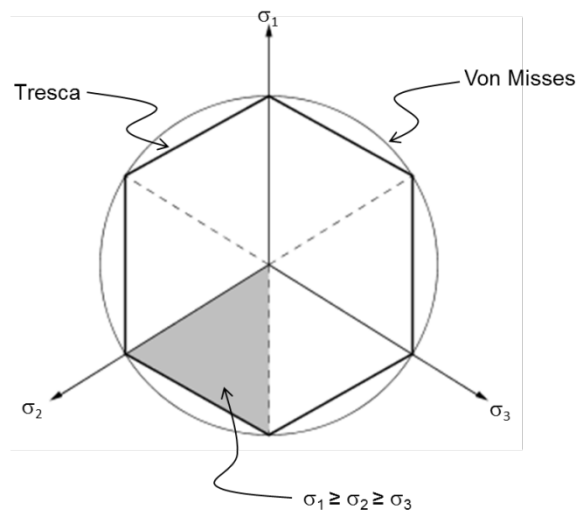


Figura 2.33 Criterio de Tresca. Oliver y Agelet (2000)

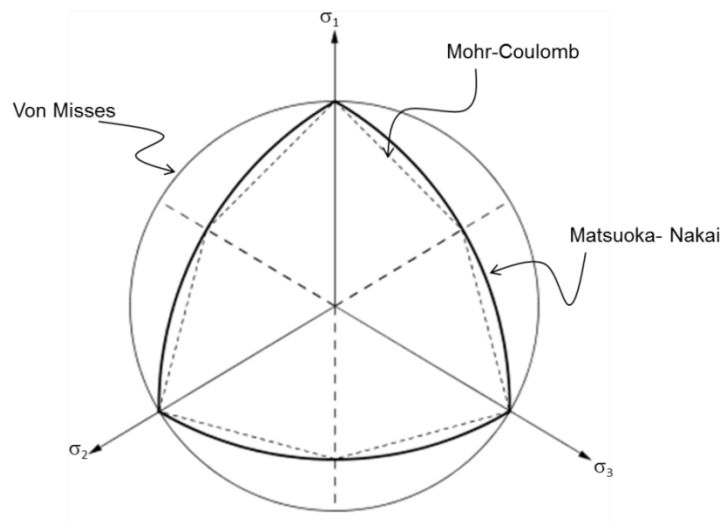


Figura 2.34 Criterio de Matsuoka-Nakai. Gens y Potts (1988)

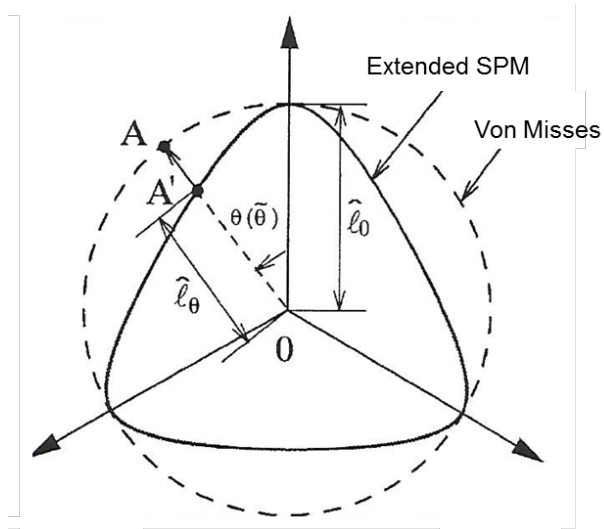


Figura 2.35 Criterio SPM (Spatially Mobilized Plane). Sun, et al. (1998) y Matsuoka, et al.(2002).

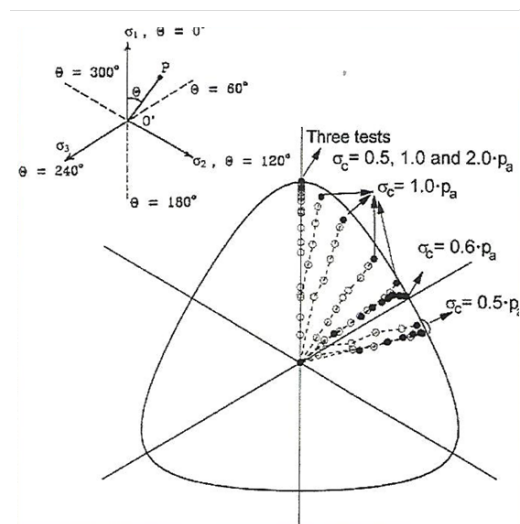


Figura 2.36 Criterio de Kim-Lade. Lade, et al. (2008)

2.5.4 Modelo Básico de Barcelona (BBM)

El Modelo Básico de Barcelona fue desarrollado en la Universidad Politécnica de Cataluña dentro del Departamento de Ingeniería del Terreno para ser utilizado en la modelación de suelos no saturados. Josa *et al.* (1987); Alonso, *et al.* (1987); Gens *et al.* (1989); Alonso *et al.* (1990).

El BBM es también un modelo elasto-plástico basado en el modelo Cam-Clay que permite reproducir el comportamiento del suelo no saturado. El modelo BBM está formulado a partir de una teoría de plasticidad rigidizable que se compone de unas superficies de fluencia, una ley de fluencia con deformaciones plásticas y una ley de rigidización con deformaciones elásticas.

El espacio de tensiones (s , p) es utilizado para describir el comportamiento del suelo no saturado en condiciones isotrópicas y con simetría axial. Donde: $p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} - u_a$ que será igual a $\sigma_m - u_a$ es la tensión media neta y $s (=u_a - u_w)$ que es la succión.

Por otra parte, se incorpora también un tercer parámetro tensional que es la tensión de corte $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$. El estado de deformaciones está definido por la deformación volumétrica en función de: $\varepsilon_v = (\varepsilon_1 + 2\varepsilon_3)$ y la deformación de corte será: $\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$ Por consistencia el modelo debe predecir los comportamientos basados en el Cam-Clay cuando el valor de la succión se reduce a cero. Se propuso una superficie de fluencia elíptica para una muestra sometida a una succión constante (s) y que presenta una tensión de pre-consolidación isotrópica dada por $p_0(s)$ definida por una superficie de fluencia llamada *LC* (Loading-Collapse), Figura 2.37.

Así mismo, para definir la elipse se necesita especificar el estado de falla. Paralelamente a las condiciones saturadas, una línea de estado crítico (LEC) para una succión diferente de cero representará el incremento de la resistencia inducida por la succión. Como una primera hipótesis el efecto de la succión será representado por un incremento en la cohesión, manteniendo la pendiente M de la línea de estado crítico (LEC) para condición saturada. Si el

incremento en la cohesión sigue una relación lineal con la succión, las elipses interceptarán el eje p en un punto para el cual:

$$p = -p_s = -k s \quad (2.36)$$

Dónde k es una constante. El eje mayor de la elipse atravesará el segmento $-p_s(s)$ a $p_0(s)$ y su ecuación de la superficie de fluencia será:

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_0 - p) = 0 \quad (2.37)$$

También se tiene en cuenta el efecto de la succión a través de una superficie de fluencia SI que se define a partir de la succión máxima alcanzada por el suelo (s_0) a lo largo de su historia. Se ha propuesto que la superficie geométrica SI se extiende dentro de la región $q > 0$ por medio de un plano paralelo al eje q , de tal manera que la ecuación $s=s_0=cte.$, se mantiene en el espacio (p, q, s) una vista tridimensional de esta superficie se muestra en la Figura 2.38.

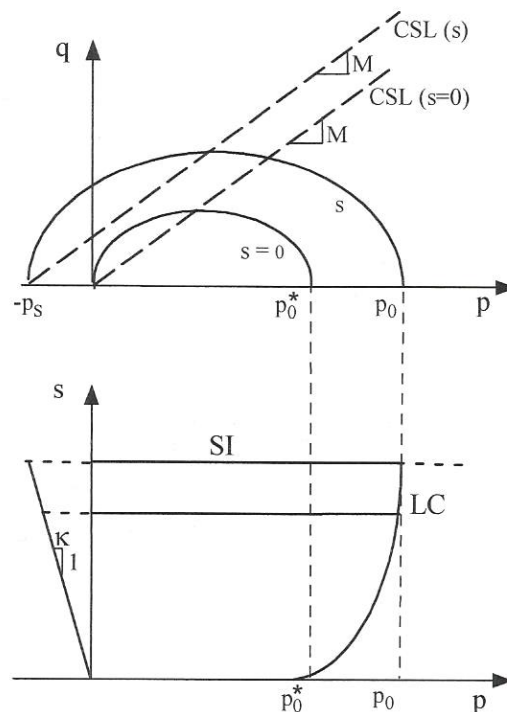


Figura 2.37 Superficie de Fluencia definida en los planos (p, q) y (s, p) . Alonso et al. (1990).

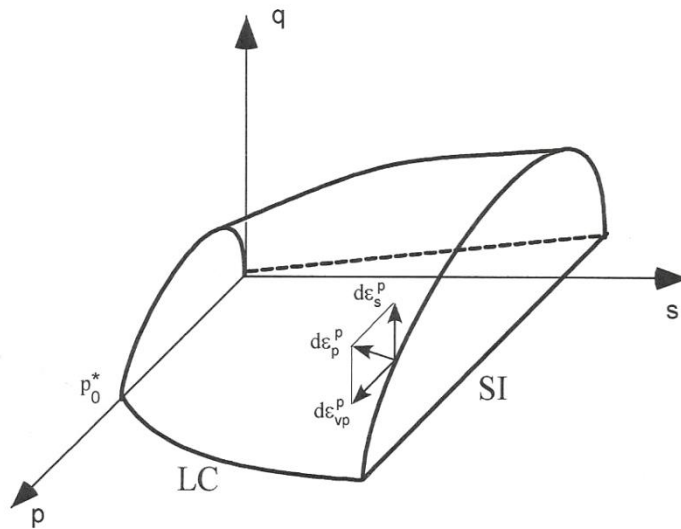


Figura 2.38 Superficie de fluencia asociada a p_0^* . Alonso et al. (1990)

Por otra parte, del análisis de las deformaciones plásticas asociadas a la superficie de fluencia, se determina que el incremento de deformación volumétrica plástica $d\varepsilon_v^P$ tiene la expresión siguiente:

$$d\varepsilon_{vp}^P = \frac{\lambda(s)-k}{v} \frac{dp_0}{p_0} \quad (2.38)$$

Donde κ es un parámetro del modelo

También se puede establecer que el incremento de deformación volumétrica plástica se puede expresar de la forma:

$$d\varepsilon_{vp}^P = \frac{\lambda(0)-k}{v} \frac{dp_0^*}{p_0^*} \quad (2.39)$$

Donde $\lambda(0)$ es la compresibilidad saturada y p_0^* es la presión de preconsolidación para carga isotrópica en condiciones saturadas.

Así mismo, un aumento de la succión dentro del campo elástico genera un incremento de deformación volumétrica elástica cuya expresión será:

$$d\epsilon_{vs}^e = \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad (2.40)$$

Donde κ_s es un parámetro del modelo $p_{atm} = 0.1MPa$.

Y si se alcanza la superficie de fluencia s_0 se producirán deformaciones plásticas cuyos incrementos serán:

$$d\epsilon_{vs}^p = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v} \frac{ds_0}{(s_0 + p_{atm})} \quad (2.41)$$

Donde λ_s un parámetro del modelo.

De esta forma se controla la posición de la superficie de fluencia p_0 y s_0 , que puede moverse, en el espacio de tensiones (s, p) de forma acoplada a través de las deformaciones volumétricas plásticas $\delta\epsilon_v^p$.

Con respecto a la dirección de los incrementos de la deformación plástica, asociados con la superficie de fluencia, se sugiere una regla de flujo no asociado en los planos $s = cte$. De hecho, se sabe según Gens y Potts, (1982) que el modelo de estado crítico convencional a menudo subestima los valores del coeficiente de empuje al reposo K_0 . Para evitar esta condición la expresión para la regla de flujo asociado se modifica introduciendo un parámetro α descrito en Okami (1982) resultando:

$$\frac{d\epsilon_s^p}{d\epsilon_{vp}^p} = \frac{2q\alpha}{M^2(2p + p_s - p_0)} \quad (2.42)$$

Dónde α se elige de manera que la regla de flujo prediga cero en deformación lateral para un estado de tensiones correspondiente a los valores de K_0 dado por Jaky (1948).

$$K_0 = 1 - \sin\phi' = \frac{(6-2M)}{(6+M)} \quad (2.43)$$

Dada la relación entre K_0 y M , la nueva regla de flujo no introduce parámetros constitutivos adicionales. Las componentes de la deformación plástica asociada a esta

superficie de campo estarán dadas por $(d\varepsilon_{vp}^P, d\varepsilon_s^P)$. Para la segunda superficie de campo ($s=s_0=cte.$) el vector de incremento de la deformación plástica inducida por el incremento de succión será $(d\varepsilon_{vp}^P, 0)$ donde $d\varepsilon_{vp}^P$ esta dado por la ecuación 2.38.

La deformación elástica $d\varepsilon_s^e = \frac{2}{3} (d\varepsilon_1^e - d\varepsilon_3^e)$ inducida por cambios en q será a través del módulo de corte (G):

$$d\varepsilon_s^e = \frac{dq}{3G} \quad (2.44)$$

El modelo BBM es capaz por lo tanto de reproducir un gran número de características del comportamiento mecánico en suelos no saturados:

- Incremento de la tensión de pre-consolidación aparente con incrementos de succión.
- Estado del suelo después de colapso.
- Deformaciones irre recuperables en algunas trayectorias de humedecimiento.
- Incremento de la tensión de corte durante el incremento de la succión.
- La existencia de la línea de estado crítico (LEC) para valores de succión constante.

2.5.5 Modelo elasto-plástico acoplado.

➤ Variables constitutivas

Un aspecto fundamental en el desarrollo de un modelo constitutivo para suelos no saturados es la determinación de las variables de estado a utilizar. Houlsby, (1997), sugiere el uso de dos variables de tensión-deformación adecuadas para ser utilizadas en la mecánica de suelos no saturados, muestra que el incremento de trabajo (dW) por unidad de volumen en suelo no saturado puede escribirse en la forma:

$$dW = [\sigma_{ij} - (S_r u_w + (1 - S_r) u_a) \delta_{ij}] d\varepsilon_{ij} - (u_a - u_w) n dS_r \quad (2.45)$$

Donde $d\varepsilon_{ij}$ se describe como el tensor de incremento de deformaciones; n la porosidad; u_a presión de aire en los poros; u_w presión de agua en los poros y S_r el grado de saturación.

De acuerdo a la ecuación 2.45, se pueden elegir diferentes tipos de variables constitutivas. Las primeras en ser utilizadas (Matyas and Radhakrishna, 1968) fueron:

$$\sigma_{ij}^* = \sigma_{ij} - u_a \delta_{ij} \quad (2.46)$$

$$s = (u_a - u_w) \quad (2.47)$$

Este conjunto de variables se utilizó profusamente, por ejemplo, en el modelo BBM. Las variables deformacionales asociadas son:

$$d\varepsilon_{ij} \quad (2.48)$$

$$d\varepsilon_w = - (n dS_r + S_r d\varepsilon_v) \quad (2.49)$$

En los modelos mecánicos como el BBM que usan estas variables, no se dice nada de cómo afectan los cambios en el estado tensional en el valor del grado de saturación, de forma que los cambios de volumen de poros y de volumen de agua están desacoplados.

Más recientemente se han introducido nuevos modelos que tratan de acoplar estos dos cambios de volumen. Estos modelos acoplados utilizan variables constitutivas tensionales en las que se incorpora el grado de saturación (Gens, 1995, Jommi, 2000):

$$\sigma_{ij}^* = \sigma_{ij} - (S_r u_w + (1 - S_r) u_a) \delta_{ij} \quad (2.50)$$

$$s^* = (u_a - u_w) n \quad (2.51)$$

En este caso, las variables conjugadas asociadas de deformación y de cambio de cantidad de agua son:

$$d\varepsilon_{ij} \quad (2.52)$$

$$-dS_r \quad (2.53)$$

➤ *Modelo de Romero y Jommi (2008)*

En este modelo el acoplamiento hidromecánico se establece utilizando como variables constitutivas la “tensión media sobre el esqueleto”, $\hat{p} = (p - u_a) + s S_r$, el desviador q , y la succión, s . El énfasis de la marca sobre los valores de p (\hat{p}) se utiliza para definir las tensiones en condiciones no saturadas y diferenciarlas de los valores expuestos en el modelo Cam-Clay Modificado, Romero y Jommi, (2008).

El modelo toma como base el Cam-Clay incorporando una regla de flujo no asociada presentada en Di Prisco, (1992) y se utiliza la arcilla de Boom (Bomm Clay) para la calibración del modelo.

Jommi y Di Prisco, (1994) determinan que tanto la función de fluencia como del potencial plástico para la condición no saturada está en función de las tensiones que se producen en el esqueleto del suelo. Las ventajas principales de este modelo fueron discutidas en Jommi, (2000). Ahí se menciona que un punto importante en análisis del modelo es el referente a los efectos de histéresis que presentan las curvas características (SWCC) en función de la estructura inicial del suelo. Romero y Vaunat, (2000), introducen para este análisis, un modelo hidro-mecánico acoplado.

En los modelos acoplados que utilizan el comportamiento hidro-mecánico en el análisis de suelos no saturados se hace importante el conocimiento de las propiedades de las curvas de retención (SWCC). El análisis de las SWCC se utiliza tanto para evaluar los cambios del contenido de agua en la estructura interna del suelo como para describir completamente el estado actual de las tensiones en las condiciones no saturadas.

Datos de la literatura como los descritos en Ng y Pang (2000); Kawai, *et al.* (2000); Gallipoli *et al.* (2003); Tarantino y Tombolato (2005) mencionados en Romero y Jommi, (2008), muestran que las deformaciones irreversibles que experimenta un suelo bajo diferentes trayectorias de tensiones hidro-mecánicas afectan las propiedades de las curvas características del suelo. Romero y Vaunat, (2000) plantean una curva de retención del suelo en función del grado de saturación (S_r) del suelo modificada a partir de lo que se presenta en van Genuchten, (1980).

$$S_r = C(s) \left[\frac{1}{1 + (\alpha s)^n} \right]^m \quad (2.54)$$

Dónde la función $C(s)$ se define por la ecuación:

$$C(s) = 1 - \frac{\ln\left[1 + \frac{s}{a}\right]}{\ln(2)} \quad (2.55)$$

En la cual los parámetros n , m , y α describen la forma de la curva de retención, como la ecuación original de van Genuchten, y a es un parámetro que define el valor máximo de la succión ($S_r=0$). Este valor es del orden de 1000 MPa en arcillas plásticas.

En el desarrollo del estudio que se hace de la evolución del potencial plástico con el fin de establecer el espacio geométrico de la superficie de fluencia, se tienen principalmente dos corrientes. Algunos autores como Dafalias, (1986); Korhonen y Lojander, (1987); Wheeler *et al.* (2003) adoptan reglas de flujo asociadas en el desarrollo de modelos con endurecimiento en arcillas saturadas, mientras que por otro lado, Newson y Davis, (1996) y Dafalias *et al.* (2003) (2006) sugieren la utilización de funciones diferentes para el potencial plástico y la superficie de fluencia.

En el planteamiento del modelo de Jommi y di Prisco (1994), se asume que las funciones que definen la superficie de fluencia y el potencial plástico coinciden, por lo que la ecuación que define la superficie de fluencia isotrópica para una arcilla no saturada puede escribirse, extendiendo el modelo Cam-Clay, como:

$$f = q^2 - M^2 \hat{p} (\hat{p}_0 - \hat{p}) = 0 \quad (2.56)$$

Dónde \hat{p}_o es la presión de pre-consolidación en condiciones no saturadas y M define la pendiente de la línea de estado crítico (LEC), y se asume independiente de la succión.

La presión de pre-consolidación en suelos bajo condiciones no saturadas (\hat{p}_o) a diferencia del modelo BBM donde la superficie de fluencia LC se define en función de la succión, es definida como la suma de la presión de pre-consolidación en condiciones saturadas (p_0^*) dependiente de las deformaciones volumétricas plásticas más un término que depende solo del grado de saturación.

$$\hat{p}_o = p_0^* \{1 + b_1 [\exp[b_2(1 - S_r)] - 1]\} \quad (2.57)$$

Para esta ecuación, b_1 y b_2 son parámetros del modelo que definen la dependencia de la presión de pre-consolidación con el grado de saturación. Para una p_0^* dada se determina una ley de endurecimiento, como sigue:

$$dp_0^* = \frac{(1+e)p_0^*}{\lambda - \kappa} d\varepsilon_v^P \quad (2.58)$$

Donde los parámetros de λ y κ son los clásicos parámetros volumétricos logarítmicos elasto-plásticos y elásticos respectivamente, y e representa el índice de poros.

Para el análisis de la anisotropía se introducen una rotación los ejes de la elipse y un potencial plástico sobre la superficie de fluencia, por lo que la ecuación para dicha superficie y el potencial plástico adopta la forma:

$$g = f = (q - M_\alpha \hat{p})^2 - (M^2 - M_\alpha^2) \hat{p} (\hat{p}_o - \hat{p}) = 0 \quad (2.59)$$

En esta ecuación, el valor de M_α representa la pendiente de la rotación de la superficie de fluencia con respecto al eje \hat{p} . Por otra parte, los parámetros \hat{p}_o y M_α describen los endurecimientos isotrópicos y de rotación respectivamente. En la Figura 2.39 se observa la superficie de fluencia rotada y la interpretación geométrica de los parámetros descritos.

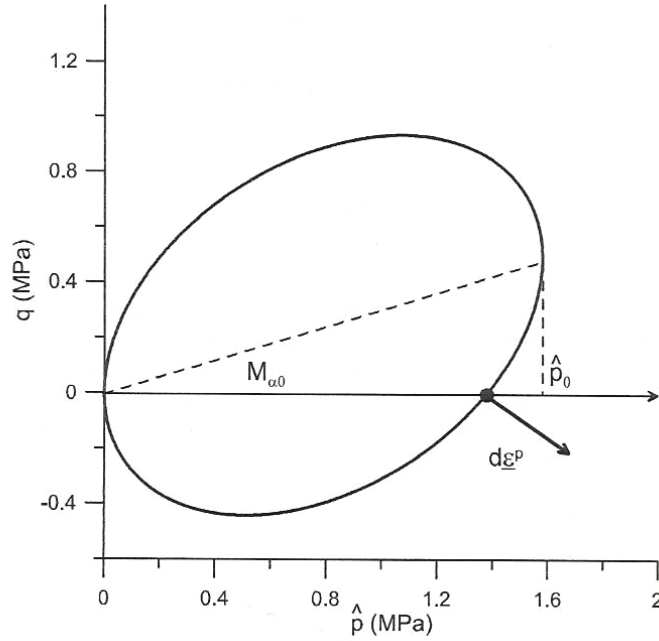


Figura 2.39 Rotación de la superficie de fluencia y vector de incrementos de la deformación plástica para un estado de tensiones isotrópico dentro de un plano triaxial de tensiones. Romero y Jommi, (2008)

El endurecimiento rotacional se encuentra determinado en función de la relación de tensiones, $(\hat{\eta} = q/\hat{p})$ y la inclinación de la LEC (M_α) de la superficie de fluencia:

$$dM_\alpha = c|d\varepsilon_v^p|(\hat{\eta} - \xi M_\alpha) \quad (2.60)$$

Dafalias, (1986) define el valor de c como una constante adimensional que determina la velocidad de cambio de la pendiente M_α , mientras que el valor de ξ controla el valor alcanzado por M_α para una determinada oblicuidad de la superficie de fluencia. ($dM_\alpha = 0$ cuando $\xi = \hat{\eta}/M_\alpha$).

Consecuentemente, para definir el modelo se hace necesario el conocimiento de ocho parámetros de estado. Para la obtención de dichos parámetros se llevan a cabo ensayos de laboratorio triaxiales y edométricos.

Cuatro de estos parámetros (M , λ , κ y G) describen el comportamiento isotrópico del suelo en condiciones saturadas. Los valores de M y G pueden obtenerse a través de ensayos

triaxiales convencionales sobre muestras saturadas y los valores de λ y κ , a través de ensayos edométricos.

Este modelo, calibrado a través de ensayos experimentales en condiciones isotrópicas, ha probado que es posible reproducir correctamente mecanismo de deformación como hinchamiento, colapso, encogimiento y rebote elástico bajo diferentes niveles de tensión aplicada.

➤ *Modelo de Della Vecchia et al. (2013)*

El modelo presentado en Della Vecchia, *et al.* (2013), se centra en la definición de los cambios en el contenido de agua en función de los cambios de succión teniendo en cuenta las variaciones de la microestructura del suelo debidas tanto a cambios de tensión como de volumen de agua.

Los análisis de los parámetros del modelo se llevan a cabo a partir de estudios de microscopía desarrollados en un equipo de porosimetría por intrusión de mercurio (*MIP*), la determinación de las curvas características (*SWCC*) y el estudio del comportamiento tensión-deformación mediante ensayos edométricos y triaxiales para la obtención de los parámetros del modelo.

Los ensayos referentes a la microestructura como ya se mencionó, se llevaron a cabo utilizando el equipo *MIP* para la determinación de la distribución del tamaño de los poros dentro de la estructura de la matriz de suelo compactado. Las muestras fueron ensayadas previamente en un equipo edométrico bajo dos condiciones de tensiones diferentes. En una de ellas las muestras son saturadas bajo condición de carga vertical nula, y en la segunda condición se aplica un incremento de tensiones sobre la muestra manteniendo la humedad constante. Los resultados reportados en Romero, *et al.* (2011) en arcilla de Boom muestran que el incremento de tensiones manteniendo constante la humedad afecta principalmente al espacio de poros inter-agregados, y que los espacios de los poros intra-agregados no muestran cambios. Por el contrario, un cambio en el contenido de humedad bajo carga nula produce incrementos en los poros intra-agregados y decremento en los espacios inter-agregados. Los

efectos del cambio de humedad y de tensión en la microestructura de suelos compactados se muestran en la Figura 2.40.

Della Vecchia, (2009), propone un criterio de análisis para los datos obtenidos de los ensayos del *MIP* donde formula una conveniente separación en el estudio de la porosidad intra e inter-agregados y presenta un modelo numérico para la evolución del grado de saturación y cambios volumétricos en los poros intra e inter-agregados. El análisis detallado se puede encontrar en Romero *et al.*, (2011) y Della Vecchia *et al.*,(2013).

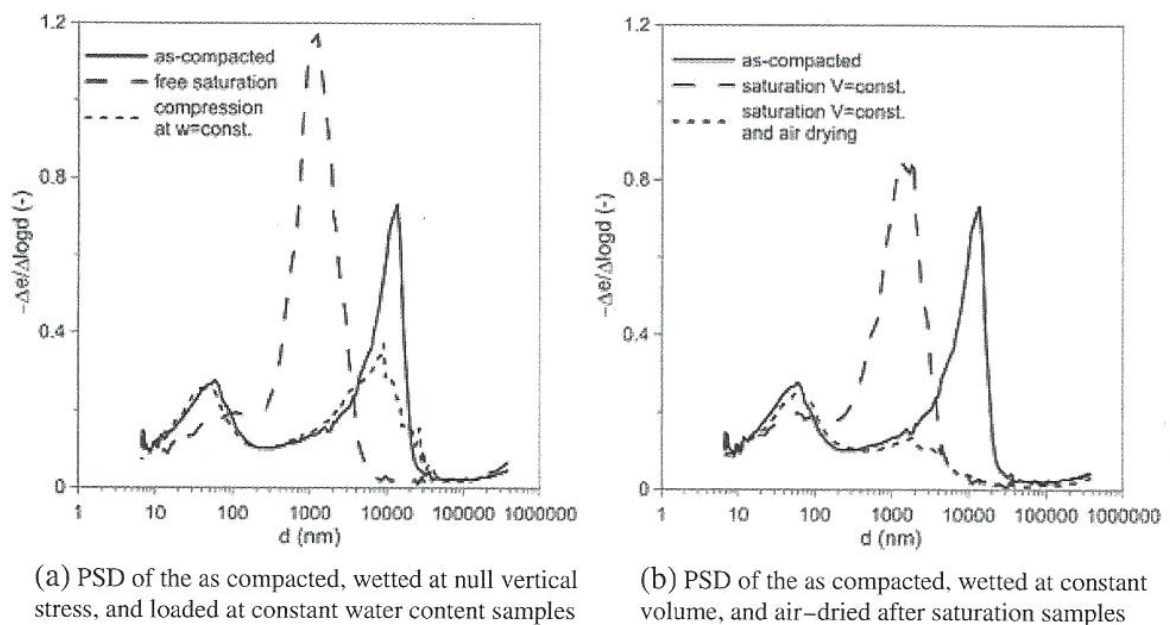


Figura 2.40 Densidad de Tamaño de Poros en muestras de la arcilla de Boom sujetas a diferentes trayectorias hidro-mecánicas. Della Vecchia *et al.* (2013).

En lo que respecta al mecanismo que domina la retención de agua tanto en las estructuras de los intra-agregados como en los inter-agregados, Romero *et al.*,(1999) y Romero y Vaunat (2000) proponen un modelo numérico que distingue entre la región intra-agregados que no es afectada por la relación de macro-poros, y la región inter-agregados que depende de los cambios en la relación de vacíos mediante una ley de crecimiento lineal.

Se presentan a continuación las ecuaciones desarrolladas para el modelo hidráulico acoplado y que se describen en detalle en Romero *et al.* (2011), en las que se asume que la

relación de vacíos no influye en el mecanismo de retención de agua en los espacios intra-agregados y únicamente se determina la succión en función del contenido de humedad.

$$e_{wD,W} = \frac{b_{D,W}e_m^*}{\ln\left(\frac{s_{max}}{s_{mD,W}^*}\right)} \left[\frac{b_{D,W} + \ln\left(\frac{s_{max}}{s_{mD,W}^*}\right)}{b_{D,W} + \ln\left(\frac{s}{s_{mD,W}^*}\right)} - 1 \right] \quad (2.61)$$

Donde los subíndices D y W representan las ramas de secado y humedecimiento respectivamente que delimitan el mecanismo de retención en los espacios intra-agregados y e_w representa la relación de humedad ($e_w = V_w/V_s = e S_r = w G_s$) sobre las ramas de humedecimiento o secado, s_{max} es el valor de succión correspondiente a $e_w=0$, $s_{mD,W}^*$ representa el valor de succión correspondiente a e_{wm}^* , esto es, el menor valor de contenido de humedad correspondiente a la condición en la que los micro-vacíos están saturados mientras que los macro-vacíos están secos. El valor de $b_{D,W}$ representa el promedio de las pendientes de las dos ramas, secado y humedecimiento.

Romero y Vaunat (2000), desarrollan la ecuación que describe la porción de agua retenida en el espacio inter-agregados y que varía en el rango de $e \geq e_w \geq e_m$ de la siguiente manera:

$$e_{wD,W} = e_m + (e - e_m) \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{s}{s_{mD,W}^*}\right)}{2} \right] \left[\frac{1}{1 + (\alpha_{D,W}s)^{n_{D,W}}} \right]^{m_{D,W}} \quad (2.62)$$

El índice de poros microestructural, e_m , depende del contenido de agua e_w y del parámetro e_m^* según la ecuación lineal:

$$e_m = e_m^* + \beta (e_w - e_m^*) \quad (2.63)$$

La figura 2.41 (Della Vecchia *et al.*, 2013) muestra esta dependencia para la arcilla Boom Clay, obtenida en ensayos de laboratorio.

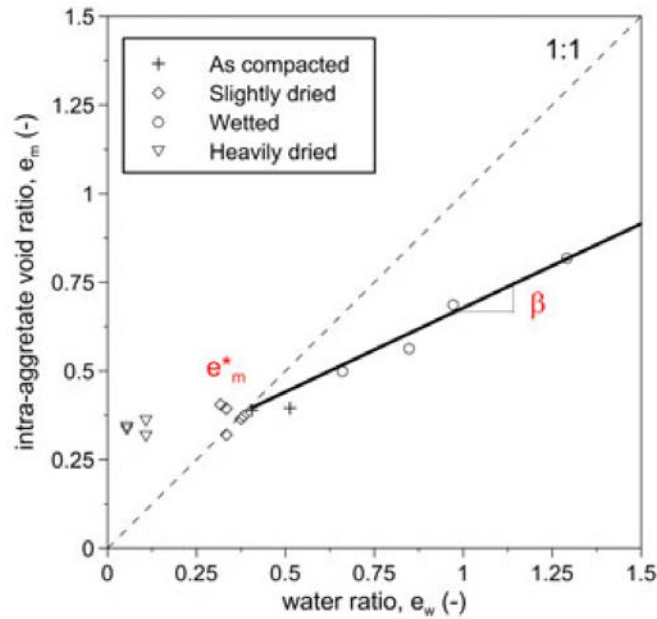


Figura 2.41 Relación experimental obtenida en la arcilla de Boom entre el índice de poros microestructural, e_m y el índice de agua e_w (Della Vecchia, 2009).

Los términos D y W se definen igual que en el párrafo anterior. Por otro lado, Se asume que la variable s_m cambia en la porción microscópica como:

$$s_{mD,W} = s_{mD,W}^* \exp \left[\frac{b_{D,W} e_m^* \left(b_{D,W} + \ln \left(\frac{s_{max}}{s_{mD,W}^*} \right) \right)}{e_{wmD,W} + \ln \left(\frac{s_{max}}{s_{mD,W}^*} \right) + b_{D,W} e_m^*} - b_{D,W} \right] \quad (2.64)$$

Los parámetros m y n de la ecuación 2.62, pueden considerarse como independientes de la relación de vacíos, según lo propuesto por Gallipoli *et al.* (2003) y comprobado experimentalmente en los trabajos de Romero y Vaunat (2000).

Por otra parte, en lo relativo al comportamiento mecánico, para el análisis de la superficie de fluencia y el potencial plástico se toma como base el modelo presentado por Romero y Jommi (2008) descrito en el apartado anterior para suelos no saturados, tomando como base el modelo propuesto por Dafalias (2006), donde se asume una regla de flujo asociado. Las variables constitutivas utilizadas son nuevamente \hat{p} , q y s .

Para un estado generalizado de tensiones la pendiente de la línea de estado (M) puede definirse utilizando el ángulo de Lode, θ , e interpolando entre los valores de M_c y M_e obtenidos en ensayos triaxiales de compresión y extensión respectivamente, Dafalias *et al.* (2003). Un ejemplo de esto se muestra en Argyris *et al.* (1974) a través de la ecuación:

$$M = \frac{2\mu}{(1+\mu) - (1-\mu)\cos 3\theta} M_c \quad (2.65)$$

Dónde:

$$\mu = M_e / M_c$$

θ = ángulo de Lode

➤ *Modelo de Lloret-Cabot et al. (2013)*

Este modelo presentado en Lloret-Cabot *et al.*, (2013), está basado en un modelo constitutivo elasto-plástico desarrollado por Wheeler, Sharma y Buisson para suelos no saturados para analizar el comportamiento mecánico e hidráulico, este último a través del fenómeno de retención de agua en los poros.

El modelo presentado en Lloret-Cabot *et al.* (2013) fue formulado utilizando el estado de tensiones de Bishop y una succión modificada como variables constitutivas. Se menciona que la complejidad principal que presenta el análisis de los problemas que involucran los suelos no saturados se encuentra en la fuerte interacción que hay entre el comportamiento mecánico de la estructura y el fenómeno de retención de agua en la misma. Para ejemplificar lo anterior, señalan que el grado de saturación (S_r) depende no solo de la succión en el suelo sino también de la relación de vacíos que contenga la estructura de los suelos. Y como consecuencia, la deformación de los suelos no saturados depende no únicamente de las tensiones o esfuerzos aplicados, sino también de la presión de poros y del grado de saturación.

La versión generalizada de este modelo está formulada en términos de una succión modificada ($s^* = s n$) y tres invariantes tensionales (p^* , J , θ) donde:

$$p^* = \frac{1}{3}(\sigma_{xx}^* + \sigma_{yy}^* + \sigma_{zz}^*) \text{ con } \sigma_{ij}^* = \sigma_{ij} - (S_r u_w + (1 - S_r) u_a) \delta_{ij} \quad (2.66)$$

Es el primer invariante del tensor de tensiones de Bishop,

$$J = \frac{1}{6} \left[(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{xx} - \sigma_{zz})^2 \right] + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 \quad (2.67)$$

Es el segundo invariante del tensor desviador de tensiones de Bishop. Y el ángulo de Lode:

$$\theta = -\frac{1}{3} \sin^{-1} \left(1.5\sqrt{3} \frac{\det s^*}{J^3} \right) \quad (2.68)$$

Donde s^* es el tensor desviador de tensiones de Bishop.

Los cambios de las deformaciones reversibles se relacionan con los cambios en la tensión media de Bishop a través de la pendiente de la línea de carga y descarga en el plano $(I+e)/\ln p^*$ definida como κ . Los cambios elásticos dentro del grado de saturación (S_r) están asociados a los cambios de la succión modificada a través de κ_s (pendiente de la curva de retención $S_r/\ln s^*$). En el caso de los suelos con comportamiento isótropo, se hace necesario un parámetro elástico adicional que puede ser el coeficiente de Poisson (ν) o el módulo de corte (G).

En Wheeler *et al.* (2003), se proponen tres superficies de fluencia con la finalidad de modelar diferentes comportamientos inelásticos observados en los suelos no saturados. Estas tres superficies de fluencia delimitan el dominio elástico representado en un plano $(J: p^* : s^*)$. Las tres superficies mencionadas se definen de la forma siguiente y se presentan en la Figura 2.4.

- Fluencia por la carga de colapso (LC), superficie de fluencia definida como (F_{LC}), causada por las deformaciones volumétricas plásticas, que a su vez inducen un desplazamiento en dirección al incremento de la succión (s^*).

- Fluencia por el incremento en la succión (SI), superficie de fluencia definida como (F_{SI}). Provoca una reducción plástica del grado de saturación.
- Fluencia por decremento de la succión, superficie de fluencia definida como (F_{SD}). Provoca un incremento plástico del grado de saturación.

La expresión matemática de las tres superficies de fluencia es de la forma que se define en las ecuaciones 2.69 a 2.71 y se muestra en la Figura 2.42.

$$F_{LC} = 3J = \left[\frac{g(\theta)}{g(-\pi/6)} \right]^2 M^2 p^* (p_0^* - p^*) = 0 \quad (2.69)$$

$$F_{SI} = s^* - s_I^* \quad (2.70)$$

$$F_{SD} = s_D^* - s^* \quad (2.71)$$

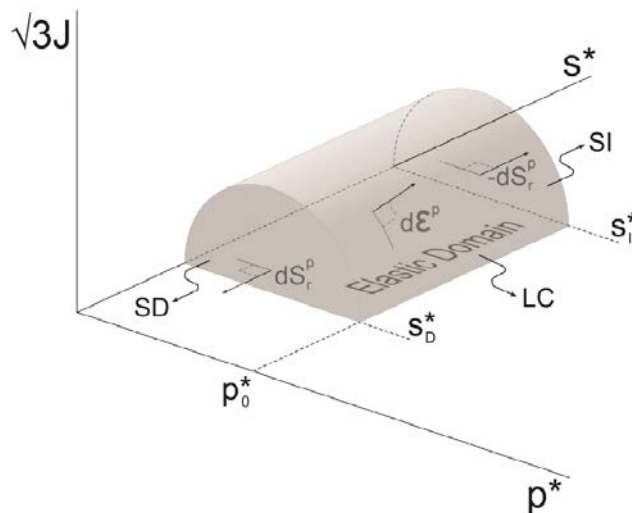


Figura 2.42 Superficie de fluencia en un modelo 3D de tensiones generalizada. (Lloret-Cabot et al. 2013).

Tanto en las ecuaciones como en la figura presentada en párrafos anteriores, se define p_0^* como un parámetro de endurecimiento descrito como una presión de pre-consolidación que define la posición de la superficie de fluencia LC “Loading-Collapse” (F_{LC}). Se definen los

términos s_I^* y s_D^* también como parámetros de endurecimiento que describen la ubicación de las superficies de fluencia para un incremento y decremento de la succión aparente s^* . El término $g(\theta)$ es una función del ángulo de Lode para la que existen varios modelos utilizables.

El modelo también describe algunas reglas de flujo, leyes de endurecimiento y acoplamiento entre las superficies de fluencia. El modelo es validado utilizando los resultados experimentales presentados en Sivakumar, (1993) y Casini, (2008), donde se describen ensayos con trayectorias de tensiones de compresión isótropa y triaxial bajo tres diferentes valores de succión.

2.6 Conclusiones

El deseo de controlar el mayor número de componentes del tensor de tensiones ha implicado el desarrollo de equipos de laboratorio que en menor o mayor medida han permitido imponer algunos de estos componentes buscados.

Se ha establecido que el desarrollo de nuevos equipos ha permitido pasar de aquellos en los que solo se podía trabajar con un componente del tensor de tensiones (σ_z) como el equipo edométrico, a otros como los equipos de corte simple, directo y anular en los cuales se hace posible trabajar con dos componentes del tensor. El equipo triaxial convencional permite el trabajo de tres (σ_1 , σ_2 y σ_3) componentes del tensor, sin embargo, estrictamente solo se permite trabajar con dos componentes dado que ($\sigma_2 = \sigma_3$).

Equipos más modernos como el triaxial verdadero permiten trabajar con cada una de las tensiones principales (σ_1 , σ_2 y σ_3) independientes debido a la forma cúbica de la muestra ensayada. Estos componentes se pueden controlar en el desarrollo de los ensayos. Por ahora, el equipo de cilindro hueco es el que más se acerca al control pleno de las componentes del tensor de tensiones, dado que su manejo permite trabajar y conocer cuatro componentes del tensor de tensiones. Las tres tensiones (σ_z , σ_r y σ_θ) y una tensión de corte ($\tau_{\theta z}$) o lo que es equivalente, los valores de las tensiones principales (σ_1 , σ_2 y σ_3) y el ángulo que forma la

dirección de la tensión principal mayor con la vertical, (α). En el desarrollo del presente trabajo se mostrarán en detalle las características generales del equipo del cilindro hueco.

En la breve presentación de algunos modelos constitutivos para simular el comportamiento de suelos, se describió primeramente el modelo Cam-Clay, que fue uno de primeros modelos desarrollados para arcillas saturadas. El modelo Cam-Clay es un modelo elasto-plástico para casos de tensión con simetría axial en el que se describe el estado de tensiones efectivas con los invariantes p' y q . Los parámetros pueden ser determinados a partir de ensayos triaxiales. La superficie de fluencia utilizada en este modelo es una elipse centrada en el eje de la tensión media efectiva, p' , y su tamaño está definido por el término p'_0 que es la presión de pre-consolidación en condiciones de carga isotrópica y saturadas, como se muestra en la Figura 2.30.

Posteriormente, el Modelo BBM (Barcelona Basic Model) inicia el estudio de los modelos numéricos encaminados a los suelos no saturados. Este modelo también es un modelo elasto-plástico y permite reproducir el comportamiento del suelo en procesos de cambios de tensiones (con simetría axial) y de cambios de succión. Al igual que el modelo Cam-Clay este modelo define una superficie de fluencia de forma elíptica que crece al aumentar la succión.

Se puede decir que el modelo BBM es capaz de reproducir un gran número de características del comportamiento mecánico de suelos no saturados, entre los que se encuentra el colapso, condición importante de estudio en esta investigación.

Finalmente, se han elegido tres modelos elasto-plásticos con acoplamiento hidromecánico (desarrollados en Romero y Jommi (2008), Della Vecchia *et al.* (2013) y Lloret-Cabot *et al.* (2013)) para ser expuestos brevemente. Estos modelos incorporan un acoplamiento entre el estado tensional, la succión, las deformaciones y el grado de saturación del suelo. Estos nuevos modelos toman los principios fundamentales de los modelos Cam-Clay y BBM pero permiten modelar las interacciones entre los cambios tensionales y los cambios en el estado del agua y de la estructura del suelo.

En la presente investigación se hará uso de los conceptos descritos principalmente en el modelo BBM. Sin embargo es importante conceptualizar el modelo hidro-mecánicos como el

presentado en Rommero y Jommi (2008) el cual se tomará como referencia al momento de establecer los procedimientos de análisis que se llevaran a cabo en la parte final del presente trabajo, sobre todo lo referente al proceso de infiltración de agua al suelo durante los ensayos de colapso.

3 EQUIPO CILINDRO HUECO Y PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

3.1 *Introducción*

Como se ha mencionado anteriormente, regularmente se han utilizado equipos de laboratorio que estudian el comportamiento mecánico del suelo no saturado bajo un estado tensional edométrico, isótropo o con simetría axial, lo que limita el tipo de trayectoria de tensiones a considerar. Sin embargo, para evitar esta limitante se han desarrollado equipos como el cilindro hueco que permite trabajar con una variación mayor en las trayectorias de tensiones al poder controlar independientemente la dirección y la magnitud de las tensiones principales.

En el desarrollo de este capítulo se describirá el equipo del cilindro hueco del Departamento de Ingeniería del Terreno utilizado en esta investigación. Así como también se expondrán las ecuaciones usadas para el cálculo de las tensiones y deformaciones desarrolladas en los ensayos del cilindro hueco. Se describirán en primer lugar las ecuaciones utilizadas en la determinación de las componentes de tensiones y deformaciones dentro del cilindro hueco.

3.2 *Consideraciones teóricas del equipo de cilindro hueco*

El poder controlar los cambios tanto en la magnitud como en la dirección de las tensiones principales (σ_1 , σ_2 , σ_3) sobre un elemento de suelo es una labor compleja. Sin embargo, se han hecho esfuerzos para poder llevar a cabo esto en los ensayos de laboratorio. Un ejemplo, es el equipo del cilindro hueco que permite someter una muestra de suelo cilíndrica hueca a cuatro sollicitaciones mecánicas independientes que permitirán controlar cuatro componentes del tensor de tensiones (Figura 3.1):

- Carga axial, (W).
- Momento torsor, (M_T).
- Presión en la cámara interna, (P_i).

- Presión en la cámara externa, (P_o).

La Figura 3.1 muestra las condiciones idealizadas en un elemento cilíndrico hueco sujeto a las condiciones de esfuerzo anteriores. De acuerdo al manejo independiente que se tiene de la carga vertical, el torque y las presiones internas y externas, se generan en función de ellas, las siguientes tensiones:

- Tensión vertical (σ_z).
- Tensión radial (σ_r).
- Tensión circunferencial o tangencial (σ_θ).
- Tensiones de corte ($\tau_{\theta z}$) y ($\tau_{z\theta}$).

La posibilidad de combinar estas cuatro tensiones durante el desarrollo de los ensayos, permite evaluar la condición de las tensiones principales, σ_1 , σ_2 , σ_3 y sus direcciones. Sin embargo, el cálculo de estas tensiones no es directo, dado que como consecuencia de la geometría de la muestra (cilíndrica) se generan tensiones no uniformes en las paredes del cilindro, lo que hace necesario trabajar con valores promedio de las tensiones como se muestra en Hight *et al.* (1983), Miura *et al.* (1986), Vaid *et al.* (1990) y O'Kelly and Naughton (2005).

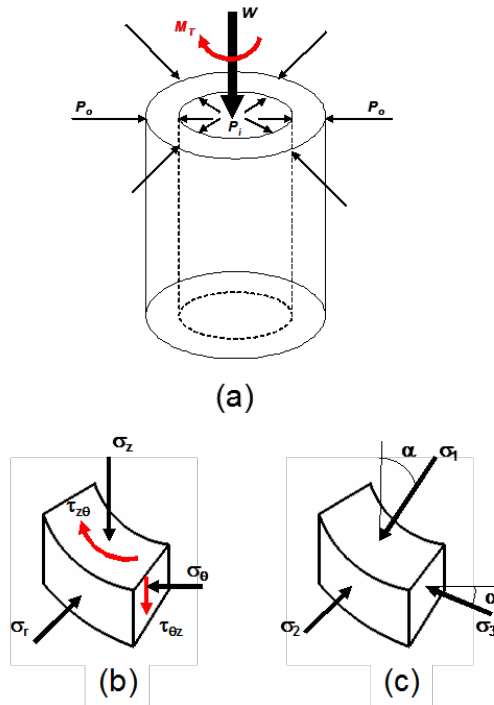


Figura 3.1 (a) Condiciones idealizadas dentro del cilindro hueco, elemento sujeto a carga axial W ; torque M_T ; presión interna P_i ; presión externa P_o . (b) Esfuerzos sobre un elemento del cilindro hueco; (c) Esfuerzos principales sobre un elemento del cilindro hueco. (Hight, et al. 1983)

3.2.1 Ecuaciones para el cálculo de las tensiones.

1.- Tensión vertical. El valor de la tensión vertical (σ_z) se calcula en función de las combinaciones de la carga vertical (W), las presiones internas (P_i) y externas (P_o). Considerando la condición mostrada en la Figura 3.2 y considerando que la tensión vertical es constante a través de la sección transversal horizontal.

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial r} \text{ y } \frac{\partial \sigma_z}{\partial \theta} = 0 \quad (3.1)$$

Se tiene:

$$\bar{\sigma}_z = \frac{W}{\pi(b^2 - a^2)} + \frac{(P_o b^2 - P_i a^2)}{(b^2 - a^2)} \quad (3.2)$$

Donde a y b representan los valores de los radios externo e interno respectivamente.

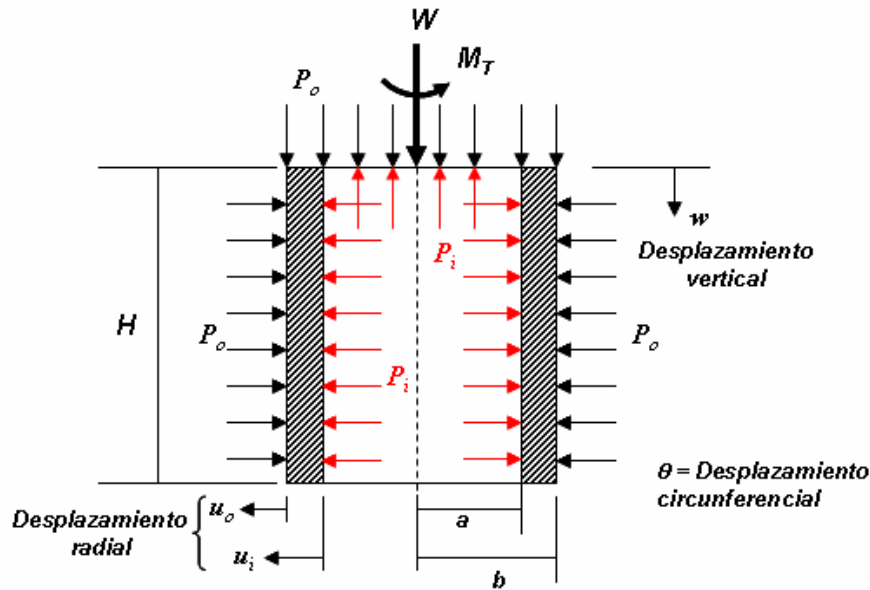


Figura 3.2 Muestra de un cilindro sujeta a carga axial (W); momento torsor (M_T); presión externa (P_o) e interna (P_i) y los desplazamientos: axial (Δh); radial externo (u_o) e interno (u_i) y giro ($\Delta\theta$). (Hight, et al. 1983)

2.- Tensión radial. Para la determinación de la ecuación de la tensión radial, se desarrolla e integra una ecuación descrita por Symes (1983), que toma como base una distribución no lineal.

$$\sigma_{(r)} = \frac{-(P_o - P_i) * b^2 a^2}{(r^2 (b^2 - a^2))} - \frac{(P_i a^2 - P_o b^2)}{(b^2 - a^2)} \quad (3.3)$$

Considerando el valor promedio:

$$\bar{\sigma}_r = \left(\frac{1}{(b-a)} \right) \int_a^b \sigma_r dr \quad (3.4)$$

Se desprende:

$$\bar{\sigma}_r = \frac{(P_o b + P_i a)}{(b + a)} \quad (3.5)$$

3.- Tensión circunferencial. Considerando el equilibrio de las tensiones que actúan en el elemento cilíndrico de la Figura 3.3:

$$P_o * b * d\theta - P_i * a * d\theta - 2\bar{\sigma}_\theta (b - a) * \sin(d\theta/2) = 0 \quad (3.6)$$

Asumiendo que $d\theta$ es pequeño, y que la tensión es independiente de z y θ se tiene que:

$$\bar{\sigma}_\theta = \frac{(P_0 b - P_i a)}{(b-a)} \quad (3.7)$$

4.- Tensión de Corte. La ecuación para el cálculo de la tensión de corte promedio se deriva a partir del cálculo del momento torsor. Si se toma en cuenta las condiciones de equilibrio, considerando que $\tau_{r\theta}$ y $\tau_{\theta r}$ son iguales a cero, entonces:

$$M_T = (\bar{\tau}_{z\theta} * \pi(b^2 - a^2)) \bar{r}; \quad \bar{r} = \frac{\int_0^{2\pi} d\theta \int_a^b r^2 dr}{\pi(b^2 - a^2)} = \frac{2(b^3 - a^3)}{3(b^2 - a^2)} \quad (3.8)$$

Donde \bar{r} es el radio medio del anillo del elemento cilíndrico, y así mismo, la tensión de corte en dirección de la torsión es independiente de z y θ de esta forma se tiene que:

$$\bar{\tau}_{\theta z} = \frac{3 M_T}{2\pi(b^3 - a^3)} \quad (3.9)$$

Algunas investigaciones como las descritas en Iwasaki, *et al.*, (1978); Wijewickreme and Vaid, (1991) y Yoshimine (1996) asocian la ecuación anterior con un comportamiento perfectamente plástico, tomando $\bar{\tau}_{z\theta}$ como constante a lo largo de un radio. Sin embargo, en trabajos posteriores Sayao and Vaid, (1991) hacen referencia a la no consistencia de una plasticidad perfecta con la dirección de la torsión con una condición elástica. Por lo que asumiendo una condición de elasticidad lineal, el promedio de la tensión de corte sería:

$$\bar{\tau}_{z\theta} = \frac{4 M_T (b^3 - a^3)}{3\pi(b^4 - a^4)(b^2 - a^2)} \quad (3.10)$$

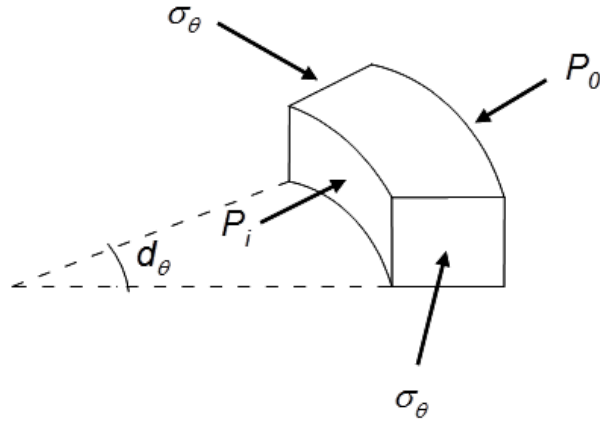


Figura 3.3 Equilibrio de un elemento cilíndrico. (Symes, 1983)

Los valores de las tensiones sobre la muestra del cilindro hueco están relacionados con la aplicación de una carga axial, una torsión y las presiones de confinamiento interna y externa, como se pudo observar en las ecuaciones mostradas anteriormente.

Existen otros trabajos que presentan otras ecuaciones como la 3.11 y 3.12 para el cálculo de σ_r y σ_θ . Estas ecuaciones descritas en Miura, *et al.* (1986) se basan en el control de las tensiones internas y externas y se presentan de la siguiente manera:

$$\sigma_\theta = \frac{P_o(4R_o^2 + R_o R_i + R_i^2) - P_i(R_o^2 + R_o R_i + 4R_i^2)}{3(R_o^2 - R_i^2)} \quad (3.11)$$

$$\sigma_r = \frac{P_o(2R_o^2 - R_o R_i - R_i^2) + P_i(R_o^2 + R_o R_i - 2R_i^2)}{3(R_o^2 - R_i^2)} \quad (3.12)$$

Mientras que Wijewickrme y Vaid (1991) caracterizan las mismas tensiones σ_θ y σ_r de la forma siguiente:

$$\sigma_r = \frac{(P_e r_e^2 - P_i r_i^2)}{(r_e^2 - r_i^2)} - \frac{2(P_e - P_i) r_e^2 r_i^2 \ln(r_e/r_i)}{(r_e^2 - r_i^2)^2} \quad (3.13)$$

$$\sigma_\theta = \frac{(P_e r_e^2 - P_i r_i^2)}{(r_e^2 - r_i^2)} + \frac{2(P_e - P_i) r_e^2 r_i^2 \ln(r_e/r_i)}{(r_e^2 - r_i^2)^2} \quad (3.14)$$

Por otra parte, también se puede decir que únicamente la tensión vertical (σ_z) es la que no depende de la ley constitutiva del material y se obtendrá considerando únicamente el equilibrio de cargas. Los demás componentes de tensiones están desarrollados bajo una ley del material isótropa lineal elástica, de acuerdo con Vaid, *et al.* (1990).

Sin embargo, los trabajos posteriores como los desarrollados en Nishimura, (2005) y Minh, (2006) demostraron que la diferencia en los valores obtenidos con estas ecuaciones y las presentadas en este trabajo no son significativas para una relación P_o/P_i mayor que 0.8 y para valores de $r_i = 60$ mm y $r_o = 100$ mm. Por lo que en función de la geometría de las muestras que se ensayarán y de las condiciones propias de los ensayos, se determinó que serán utilizadas las ecuaciones 3.5, 3.7 y 3.9 mostradas anteriormente.

3.2.2 Ecuaciones para el cálculo de las deformaciones.

Análogamente a la forma en que se ha llevado a cabo el desarrollo de las ecuaciones para el cálculo de las tensiones, se han desarrollado las ecuaciones para la determinación de las deformaciones en el elemento de cilindro hueco. Considerando también las condiciones mostradas en la Figura 3.2.

1.- Deformación axial ($\bar{\epsilon}_z$). Se determina el valor de la deformación axial en función del desplazamiento vertical medido por el movimiento vertical del pistón del motor paso a paso y la altura inicial del espécimen, y es constante a través de la sección transversal horizontal. El desplazamiento se considera positivo hacia abajo y se asume con una distribución uniforme de la deformación sobre la muestra. De esta forma se tiene:

$$\bar{\epsilon}_z = \frac{\delta H}{H} \quad (3.15)$$

2.- Deformación radial, ($\bar{\epsilon}_r$). La deformación radial se determina en función de los desplazamientos de las paredes tanto interna como externa del espécimen de cilindro hueco y será independiente de θ .

$$\bar{\epsilon}_r = \frac{(u_o - u_i)}{(b - a)} \quad (3.16)$$

3.- Deformación circunferencial, (ϵ_θ). Al igual que en el cálculo de la deformación radial, la circunferencial se determina en función del desplazamiento de las paredes del cilindro hueco y también es independiente del valor de θ .

$$\bar{\epsilon}_\theta = \frac{(u_o + u_i)}{(b + a)} \quad (3.17)$$

En ambas ecuaciones 3.16 y 3.17, u_i y u_o representan los desplazamientos de las paredes interna y externa respectivamente, asumiendo una distribución lineal de los desplazamientos radiales. Estos desplazamientos se han obtenido a partir de las variaciones de las medidas de los radios interno Δr_i y externos Δr_o que se pueden determinar mediante dispositivos directos de control de desplazamiento (LVDT o similares) o el desarrollo del balance de los volúmenes de agua en el interior y en el exterior de la muestra del cilindro hueco respectivamente.

4.- Deformación de corte, (γ_θ). Se calcula a partir de la determinación del desplazamiento circunferencial de las paredes del cilindro hueco. Se considera un valor promedio teniendo en cuenta que esta deformación aumenta con el radio. La deformación de corte circunferencial (γ_θ) se escribe en términos del giro (θ) aplicado a la muestra, O'Kelly y Naughton, (2005).

$$\bar{\gamma}_{\theta z} = \frac{2\theta (b^3 - a^3)}{3H (b^2 - a^2)} \quad (3.18)$$

3.2.3 Ecuaciones para el cálculo de las tensiones principales.

Los valores calculados en las ecuaciones planteadas en los apartados anteriores, serán utilizados para la determinación de las tensiones y deformaciones principales. Se podrán determinar las magnitudes de las tensiones principales σ_1 , σ_2 y σ_3 , y su orientación (α)

respecto a la dirección vertical. Así como las deformaciones principales ε_1 , ε_2 y ε_3 . Las ecuaciones desarrolladas para el cálculo de estos valores se muestran a continuación:

$$\sigma_1 = \frac{(\sigma_z + \sigma_\theta)}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + (\tau_{\theta z})^2} \quad (3.19)$$

$$\sigma_2 = \sigma_r \quad (3.20)$$

$$\sigma_3 = \frac{(\sigma_z + \sigma_\theta)}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + (\tau_{\theta z})^2} \quad (3.21)$$

$$\alpha = \frac{1}{2} \tan^{-1} \frac{2\tau_{\theta z}}{(\sigma_z - \sigma_\theta)} \quad (3.22)$$

$$\varepsilon_1 = \frac{(\varepsilon_z + \varepsilon_\theta)}{2} + \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_z - \varepsilon_\theta}{2}\right)^2 + \frac{\gamma_{\theta z}^2}{4}} \quad (3.23)$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_r \quad (3.24)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{(\varepsilon_z + \varepsilon_\theta)}{2} - \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_z - \varepsilon_\theta}{2}\right)^2 + \frac{\gamma_{\theta z}^2}{4}} \quad (3.25)$$

En investigaciones como las presentadas en Lade *et al* (2009) en donde se estudia el desarrollo de las deformaciones en la arena de la playa de Santa Mónica con un equipo de cilindro hueco se utilizan las tensiones σ_z , σ_θ , σ_r , y $\tau_{\theta z}$ como variables de los ensayos. Por otro lado en Wang, *et al.* (2012), los parámetros que se utilizan son σ_1 , σ_2 , σ_3 , para determinar la influencia de las tensiones iniciales en función del parámetro $\eta_0 = q_{m0}/p_{m0}$, (η_0 es la relación del esfuerzo desviador inicial y está en función de p_{m0} que es el esfuerzo principal inicial promedio y q_{m0} que representa la tensión de corte octaédrico inicial promedio), en suelos de la provincia de Wugong Shaanixi, China. Y en Chiaro, *et al.* (2012) son utilizados también los parámetros σ_1 , σ_2 , σ_3 , y α como variables de los ensayos para determinar potencial de licuación en arenas saturadas de Toyura.

3.3 Trayectoria de tensiones en ensayos realizados en el equipo de cilindro hueco

Los parámetros que se tomarán en cuenta en la campaña de ensayos desarrollados en la presente investigación son:

a).- Tensión media (p_m)

$$p_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (3.26)$$

b).- Tensión de corte (q)

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (\text{Caso axisimétrico } \sigma_2 = \sigma_3) \quad (3.27)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2} \quad (\text{Caso general}) \quad (3.28)$$

c).- Parámetro (b)

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (3.29)$$

El parámetro b determina la influencia de la tensión principal intermedia (σ_2) sobre el comportamiento de la muestra de suelo.

d).- El ángulo de inclinación (α)

$$\alpha = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2 \tau_{\theta z}}{(\sigma_z - \sigma_{\theta})} \right) \quad (3.30)$$

El valor de (α) representa la orientación de las tensiones principales con respecto a los ejes, (Figura 3.1c).

En la campaña de estudios de este trabajo se han llevado a cabo ensayos sobre muestras saturadas, sobre muestras no saturadas y ensayos de colapso tras saturación. Para cada una de estas campañas se diseñaron trayectorias de tensiones que permitirán evaluar la respuesta de los suelos ensayados en el equipo de cilindro hueco.

3.3.1 Ensayos sobre muestras saturadas

La trayectoria de tensiones seguida sobre muestras saturadas se puede observar en la Figura 3.4. La saturación de las muestras se lleva a cabo mediante el incremento de presión de cola a través de la base de la muestra, manteniendo abierta la válvula de drenaje. Las trayectorias seguidas en el espacio $p'_m - q - b$ muestran una primera etapa OA que representa una consolidación isótropa que se lleva a cabo manteniendo un incremento constante de las presiones (0.25 kPa/min) en las cámaras internas y externas hasta un valor de 200 kPa de acuerdo a la ecuación 3.26. Una vez alcanzado el valor de p'_m , la tensión media se mantendrá constante durante todo el resto del ensayo. El valor de 200 kPa se fijó en función del análisis de los resultados de los ensayos de caracterización de la mezcla de suelo, estos resultados se presentan en el capítulo siguiente.

La trayectoria AB_I se lleva a cabo mediante un incremento de tensión de corte (q) hasta 30 kPa a una velocidad promedio (0.1 kPa/min), durante el cual se procede a ajustar el valor deseado del parámetro $b=0.0$ que permite evaluar la influencia de la tensión principal intermedia σ_2 . Esto es porque de acuerdo a lo observado durante los ensayos de calibración, el parámetro b se va ajustando durante la etapa programada, es decir, tiene grandes variaciones durante la etapa y va alcanzando el valor determinado solo al finalizar de la etapa. Para mantener una b constante se programa un periodo de cambios pequeños de tensiones durante el cual el valor de b se ajustará y alcanzará el valor determinado.

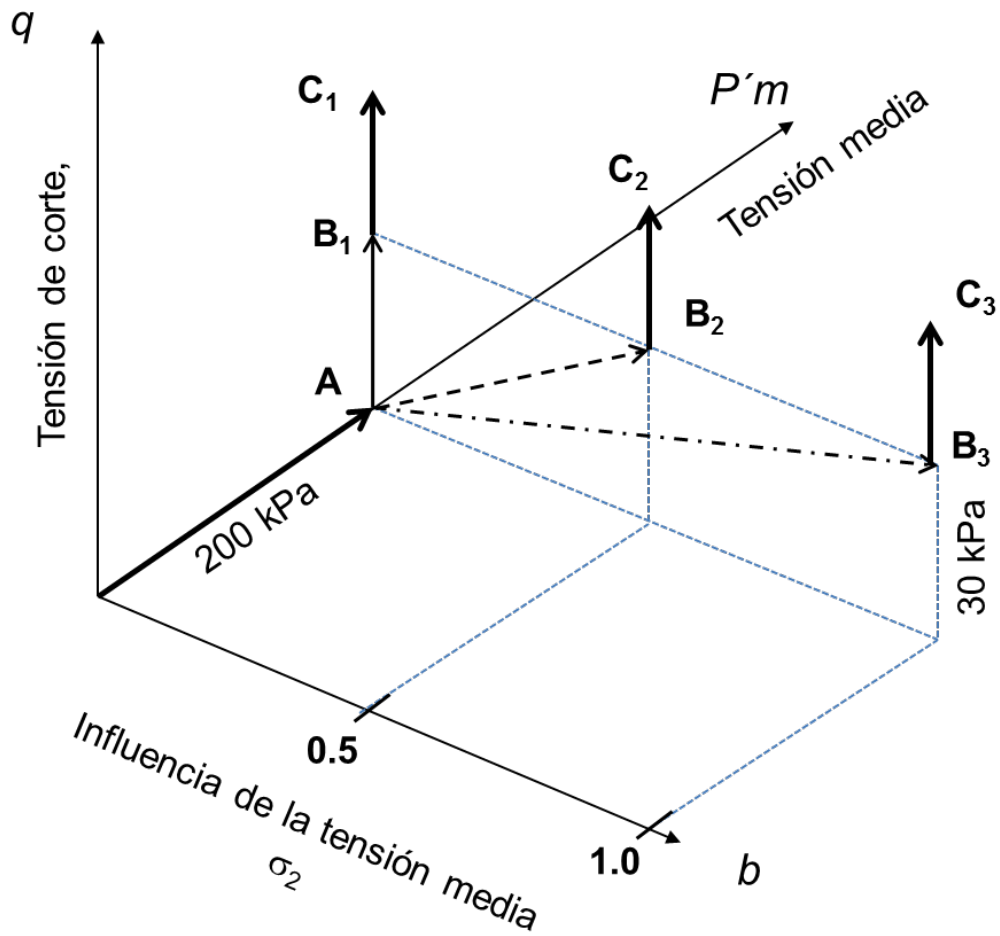


Figura 3.4 Trayectoria de tensiones en muestras saturadas ensayadas dentro del cilindro hueco.

Así mismo, la trayectoria AB_2 representa un incremento de la tensión de corte durante la cual se ajusta el valor del parámetro b ahora hasta un valor de 0.5. Y para la trayectoria AB_3 el ajuste de b se lleva a cabo hasta un valor de 1.0 también dentro del incremento de la tensión de corte.

Finalmente las trayectorias B_1C_1 , B_2C_2 y B_3C_3 representan las trayectorias seguidas durante la etapa de aumento de la tensión de corte para llevar a la falla la muestra de suelo. Estas trayectorias finales se realizan manteniendo constantes los valores de la tensión p'_m y el parámetro b y aumentando q a una velocidad constante de 0.1 kPa/min.

3.3.2 Ensayos de rotura sobre muestras no saturadas

Las trayectorias seguidas durante los ensayos en muestras no saturadas se muestran en la Figura 3.5. En estos ensayos la humedad se mantiene constante durante todo el proceso y por tanto, no se tiene un control de la variación de la succión. Las trayectorias son similares a las descritas en el apartado anterior. Los ensayos se inician con una trayectoria OA de consolidación isótropa bajo un incremento de tensiones constante (0.5 kPa/min) hasta un valor máximo de 200 kPa a partir de los cuales se mantendrán constantes durante todo el proceso siguiente de los ensayos. A partir del punto A se lleva a cabo un incremento de la tensión de corte q hasta un valor máximo de 30 kPa con una velocidad de 0.1 kPa/min, trayectorias $AB1$, $AB2$, $AB3$ y $AB4$. Durante esta trayectoria se controla el parámetro b según la trayectoria de corte final definida. Los valores de dicho parámetro b son 0.0 (trayectoria $AB1$), 0.5 ($AB2$), 0.8 ($AB3$) y 1.0 ($AB4$).

Para finalizar los ensayos, se aplica una tensión de corte q a una velocidad de 0.1 kPa/min, manteniendo los valores de p_m y b constantes, hasta determinar el valor máximo de rotura. Las trayectorias mencionadas se observan en la Figura 3.5, trayectoria $B1C1$, $B2C2$, $B3C3$ y $B4C4$.

3.3.3 Ensayos de colapso

Para los ensayos de colapso, las trayectorias seguidas se muestran en la Figura 3.6, en la cual se observa la representación gráfica de las trayectorias utilizadas. Estas trayectorias se presentan en el espacio $b-q-s$ donde b es la influencia de la tensión intermedia, q es la tensión de corte aplicada y s representa los valores de la succión matricial.

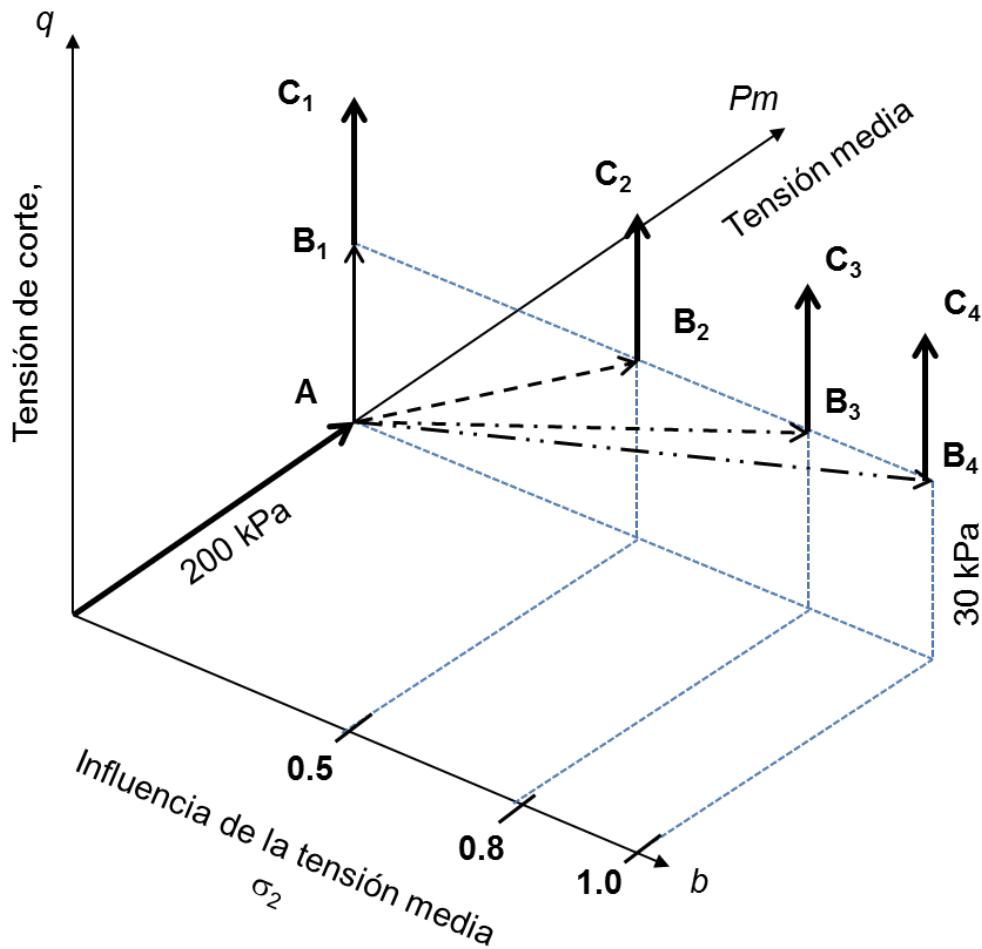


Figura 3.5 Trayectoria de tensiones en muestras no saturadas ensayadas a rotura dentro del cilindro hueco.

Tras estabilizar la muestra con una tensión media de 200 kPa, las trayectorias se inician en el punto A bajo una tensión media p_m constante y un valor de succión inicial s_0 determinada en función del contenido de humedad inicial (ω_0) con que se elaboran los especímenes. Manteniendo los valores de p_m y ω_0 constantes la trayectoria AB1 representa el incremento de la tensión de corte q para llevarlo hasta un valor máximo de 200 kPa para un valor de $b = 0.0$. Una vez que se ha alcanzado este valor, se incrementa el contenido de humedad en la muestra mediante la intrusión de agua a través del dispositivo GDS de presión de cola (entre 20 y 50 kPa). Mientras se lleva a cabo el proceso de intrusión de agua por la parte inferior de la muestra, la conexión del cabezal superior se mantiene abierta a la atmosfera para que el aire pueda salir y no generar presiones positivas de agua. La trayectoria B1C1 indica la disminución de los valores de succión por humedecimiento hasta provocar el colapso de la muestra por saturación.

En la Figura 3.6 también se muestran las trayectorias AA2, AA3 y AA4 que se llevan a cabo para ajustar el parámetro b a los valores deseados de 0.5, 0.8 y 1.0 respectivamente, mediante la aplicación de una tensión de corte pequeña de 30 kPa como se describió en apartados anteriores. Una vez fijados los valores de b se aplica una tensión de corte hasta un valor máximo de 200 kPa, trayectorias A2B2, A3B3 y A4B4.

Las trayectorias B2C2, B3C3 y B4C4 representan la inclusión de agua a la muestra (disminución de la succión) para provocar el colapso de la estructura de suelo. Estas últimas trayectorias se llevan a cabo manteniendo los valores de q , p_m y b constantes.

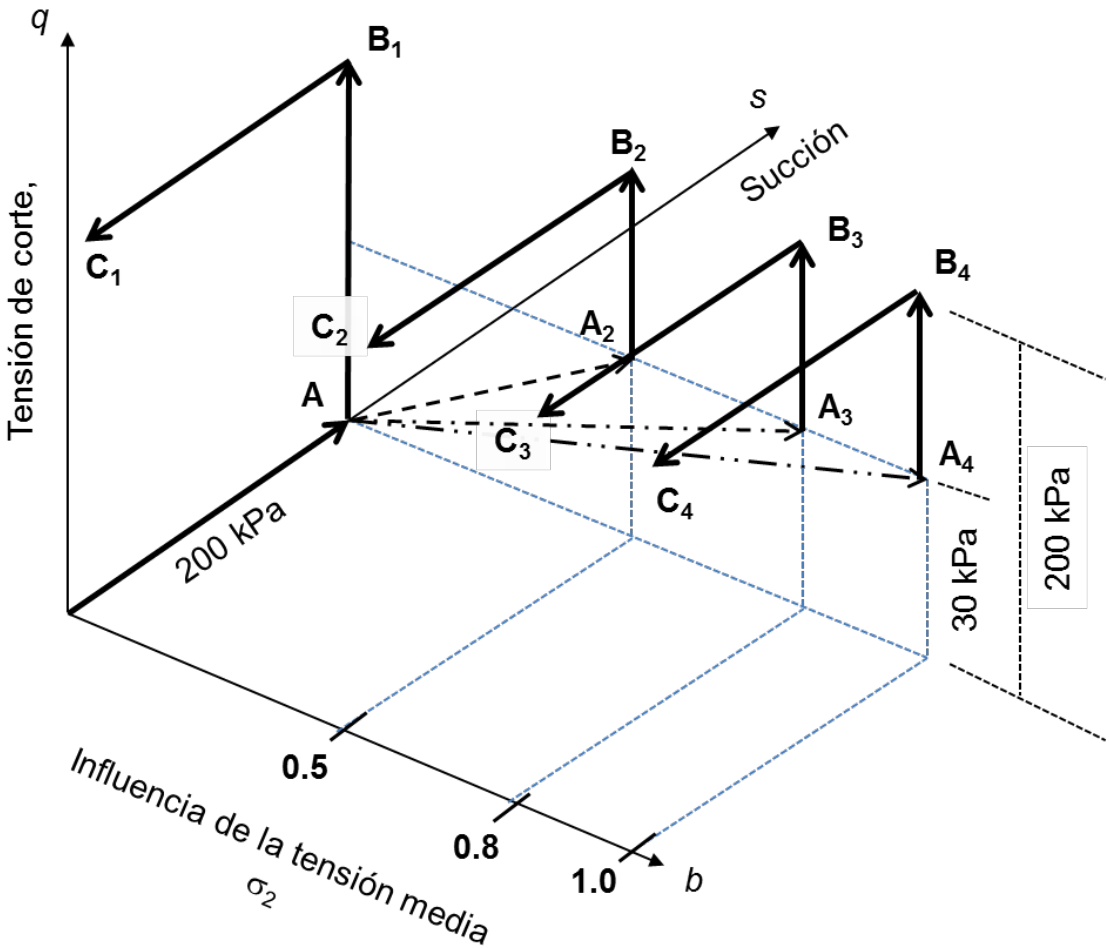


Figura 3.6 Trayectoria de tensiones en ensayos de colapso dentro del cilindro hueco.

3.4 Equipo de cilindro hueco de la UPC.

3.4.1 Descripción general del equipo

El equipo de cilindro hueco utilizado en este trabajo de investigación (*HC-UPC*), fue adquirido por el Departamento de Ingeniería del Terreno de la Universidad Politécnica de Cataluña a la empresa Global Digital Systems Ltd. (GDS Instruments) en el Reino Unido.

El equipo está diseñado para trabajar con muestras de suelo cilíndricas de 100 mm de diámetro exterior (ϕ_o), 60 mm de diámetro interior (ϕ_i) y 200 mm de altura (H). Puede controlar de manera independiente el desplazamiento axial y la rotación del pistón de carga, las presiones en el hueco cilíndrico interno y en las paredes externas de la muestra cilíndrica así como la presión de poros en el interior de los poros de la muestra. Este equipo está diseñado para trabajar con muestras en condiciones saturadas y no cuenta con dispositivos electrónicos para la medición de desplazamientos radiales.

El elemento principal del equipo está formado por un gabinete metálico de 66 x 71cm de lado x 110 cm de altura. Sobre el cual se asienta la cámara y el marco de soporte de la misma. Dentro de esta unidad están integrados los motores con un sistema paso a paso que permiten aplicar tanto el desplazamiento axial como el giro sobre el mismo eje de carga Figura 3.7.

La base de aluminio de la cámara tiene un diámetro externo de 33 cm, un diámetro interno de 12.3 cm y altura de 15 cm en la cual se encuentran conectados los dispositivos para la aplicación de las presiones internas, externas y de poros. Así como los mecanismos para el llenado de las cámaras interna y externa, y el sistema de drenaje de la misma. Figura 3.8 y Figura 3.9

Los dispositivos que se utilizan para la aplicación de las presiones hidráulicas y el control de los cambios de volumen son tres controladores digitales de presión-volumen GDS de 200 cm³ de capacidad y que pueden aplicar una presión máxima de 2 MPa, (Figura 3.10).

El sistema de recepción y procesamiento de datos está formado por un módulo de adquisición de datos, un ordenador y el software GDSLAB para el control de las trayectorias de tensiones y el registro de los datos de salida del sistema.

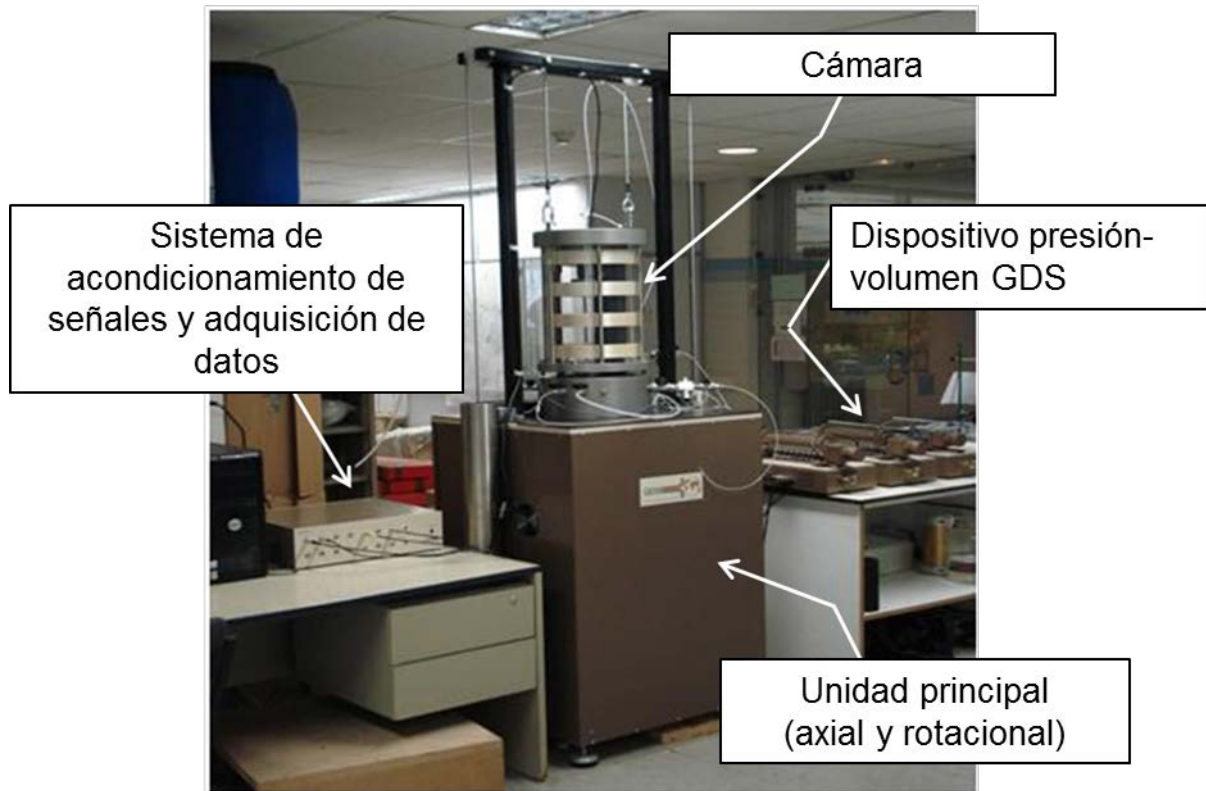


Figura 3.7 Equipo de cilindro hueco del Departamento de Ingeniería del Terreno, UPC.

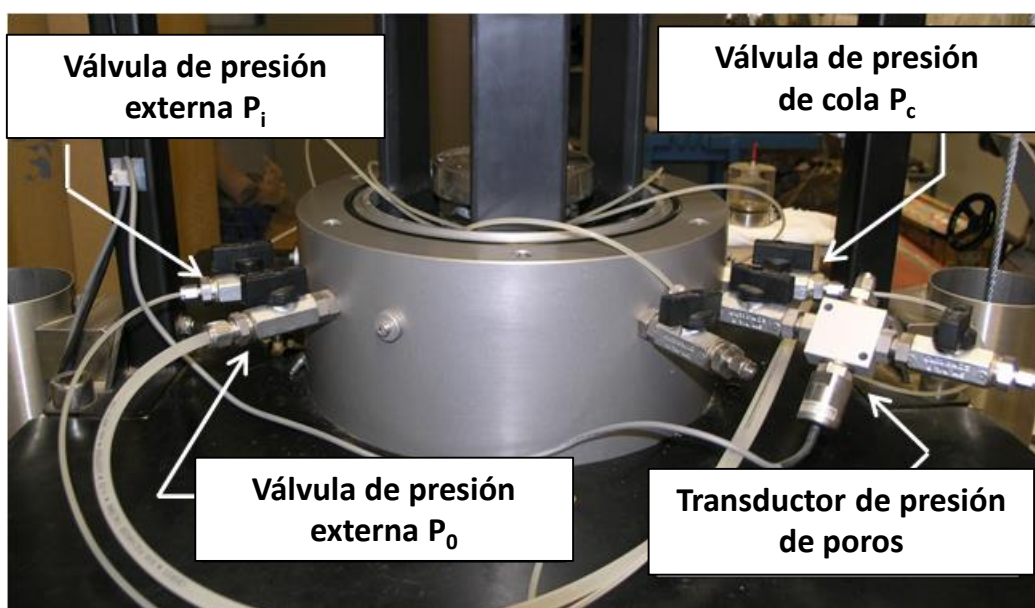


Figura 3.8 Vista frontal de la base de la cámara.

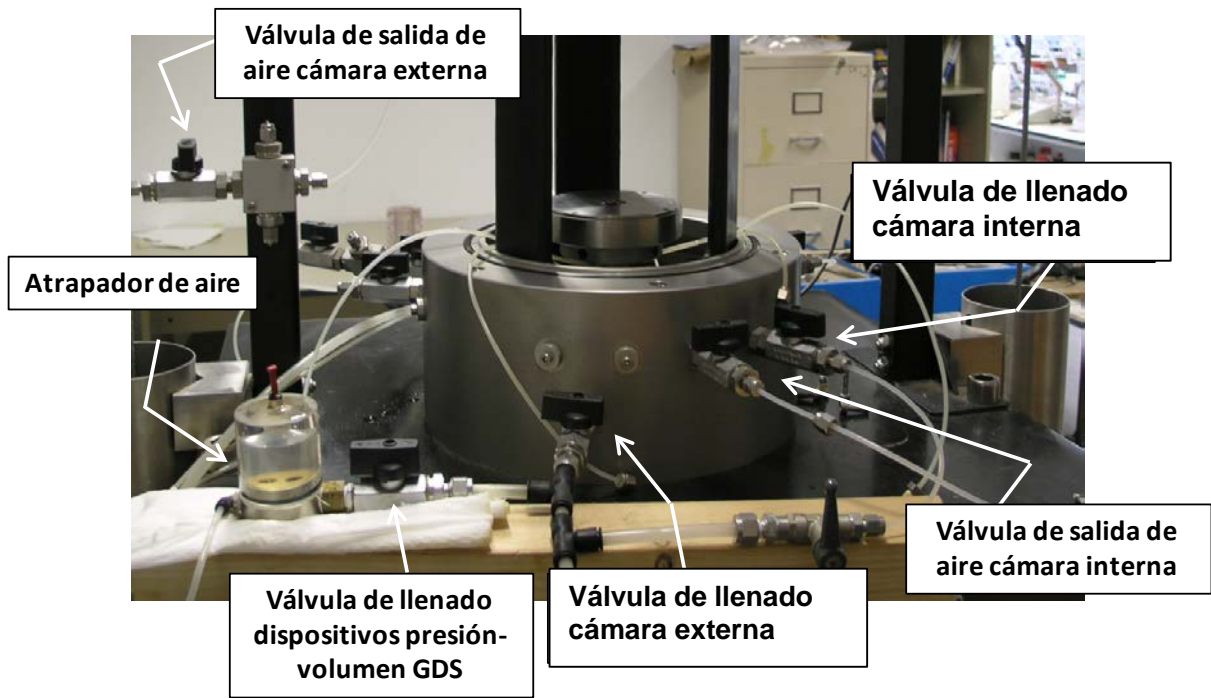


Figura 3.9 Vista posterior de la base de la cámara.



Figura 3.10 Equipos de control digital presión-volumen GDS.

3.4.2 Instrumentación

➤ Sistema de aplicación y registro de cargas.

El sistema de aplicación de las cargas axial y de torsión, consiste en dos servo-motores que cuentan con un mecanismo tipo “ballscrew” (husillo de bolas) encargados de convertir un movimiento rotacional en un movimiento longitudinal mediante bandas dentadas conectadas a ejes acanalados, ver Figura 3.11. Este sistema permite aplicar de forma independiente o conjunta un desplazamiento axial y un desplazamiento de rotación sobre el mismo eje o rama de carga.

Para llevar a cabo el registro de los valores de la carga axial y el momento de torsión, se cuenta con una célula de carga interna sumergible colocada en la parte superior de la cámara. Esta célula de carga es del tipo DBBSG/TSF de GDS Instruments y se muestra en la Figura 3.12. Tiene una capacidad de 10 kN para la aplicación de la carga axial y de 100 Nm en la aplicación del torque. Tanto la carga axial como el momento de torsión pueden ser aplicados en forma simultánea o independiente, en función de las necesidades programadas en las trayectorias de tensiones durante los ensayos.

➤ Sistema Hidráulico

Para la aplicación y el control de las presiones interna, externa y de cola que se aplicarán a la muestra durante los ensayos, se utiliza un control de presión-volumen digital para cada una de ellas, Figura 3.10, estos controles digitales de presión-volumen tienen una capacidad de 200 cm³ y una presión máxima de 2 MPa.

Los dispositivos GDS de control de presión-volumen funcionan mediante un cilindro metálico lleno con agua desairada a la cual se aplica presión por medio de un pistón empujado dentro del cilindro. El pistón es accionado a través de un husillo de bolas por un motor paso a paso que conectado a una caja de cambios produce un movimiento rectilíneo del pistón, Figura 3.13.

El incremento de presión de agua dentro del cilindro se transfiere a la muestra dentro de la cámara y es registrado en el transductor de presión que permite controlar mediante algoritmos del programa de datos el incremento de presiones en escalones hasta una presión objetivo. Así mismo, es posible controlar el volumen de agua que entra o sale de la muestra al medir la variación del volumen de agua contenida dentro del pistón con una resolución de 1 mm^3 .
GDSLAB v2, 2005.

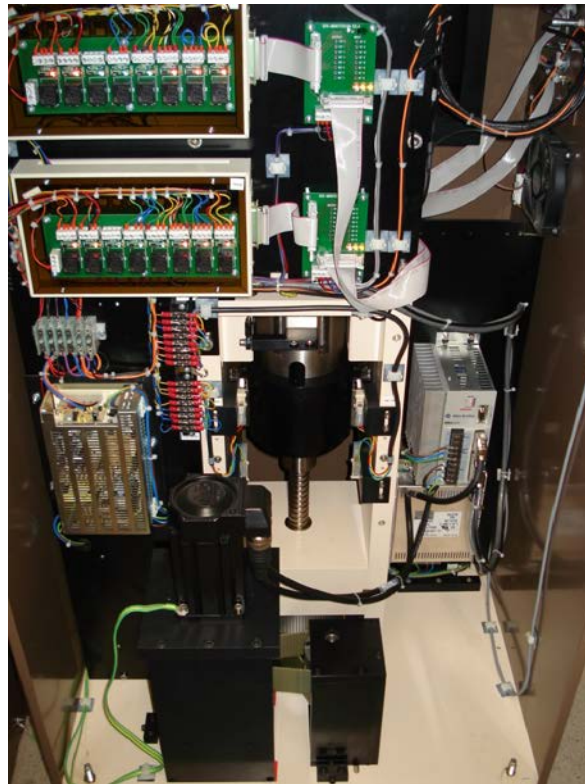


Figura 3.11 Sistema de aplicación de desplazamiento axial y giro del eje de carga.



Figura 3.12 Célula de carga sumergible.

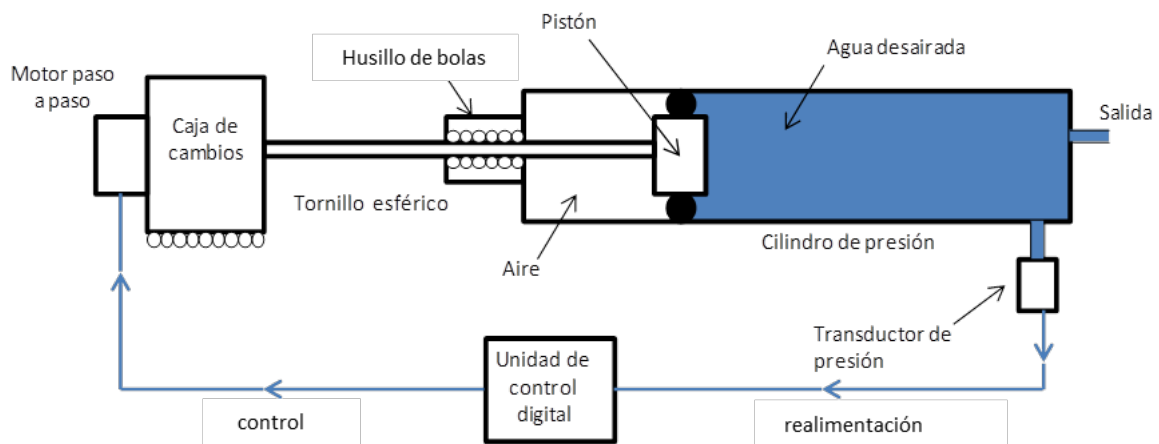


Figura 3.13 Esquema del dispositivo de control presión-volumen GDS para la aplicación de las presiones interna, externa y de cola en los ensayos de cilindro hueco.

➤ Transductor de presión de poros

El transductor de presión de poros se encuentra ubicado en el exterior de la base de la cámara, está conectado mediante una válvula a la parte superior del cabezal de la muestra mediante un tubo de nylon y hacia el exterior mediante otra válvula para permitir el drenaje de la muestra durante la etapa de saturación, Figura 3.14.

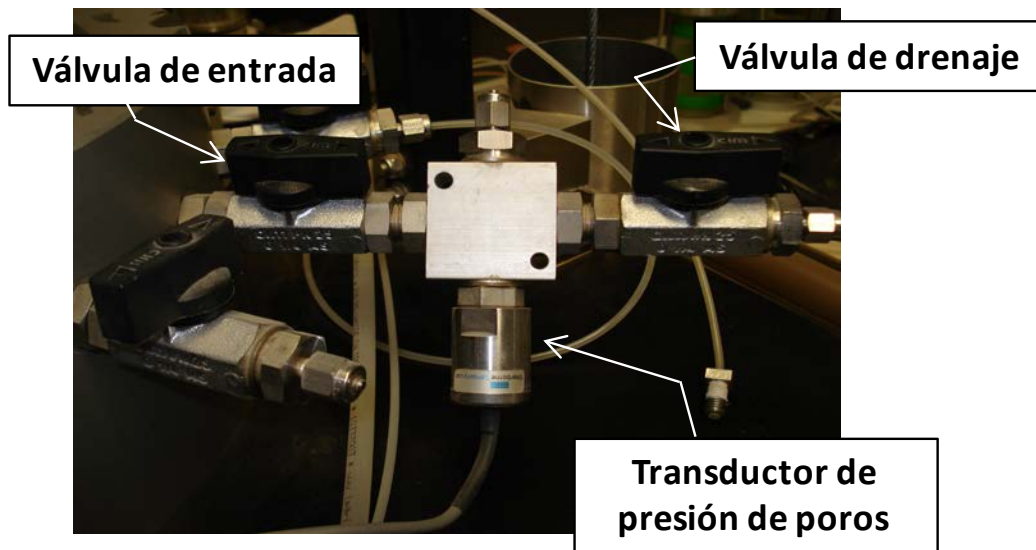


Figura 3.14 Transductor de presión de poros, GDS Instruments.

3.4.3 Adquisición y procesamiento de datos.

Para llevar a cabo la adquisición de la información procedente de los dispositivos de medida analógicos como la célula de carga (carga axial y torque) y el transductor de presión de poros, se dispone de un sistema de acondicionamiento de señal, adquisición de datos analógicos y un convertidor analógico/digital.

El dispositivo para el control de las señales de los elementos de medición consiste en una unidad GDS con Sistema de Control Digital (GDSDCS) de 16 canales con entradas y salidas para los transductores. Los transductores se encuentran conectados al dispositivo de acuerdo a un código de colores como se muestra en la Figura 3.15.



Figura 3.15 Sistema de control digital (DCS).

Los canales fueron asignados de acuerdo al tipo de transductor que serían conectados, por lo tanto, dichos colores representan diferentes transductores de acuerdo a la siguiente tabla.

Tabla 3.1 Conectividad de los Canales utilizados en el DCS

Color/Canal	Transductor	Rango de salida del transductor (DTI)
Negro /Canal 0	Célula de carga	30 mV
Café/Canal 1	Torque	30 mV
Rojo/Canal 2 *	LVDT 1	10000 mV
Naranja/Canal 3 *	LVDT 2	10000 mV
Amarillo/Canal 4	Presión de Poros	100 mV
Verde/Canal 5*	Presión externa	100 mV
Gris/Canal 6*	Desplazamiento axial, externo	10000 mV
Blanco/canal 7	Desplazamiento rotacional 2	10000 mV

** Transductores opcionales. No utilizados en esta investigación*

El programa trabaja con un sistema operativo Windows de 64 bits por lo que se instaló un PC marca DELL compatible de 4 GB en RAM y 750 GB de disco duro y puertos de USB para conectar el GSDSCS.

El software GDSLAB fue instalado en el PC para poder interactuar con el dispositivo GDCDCS y controlar automáticamente los diferentes módulos de ensayo a realizar en el cilindro hueco, Figura 3.16

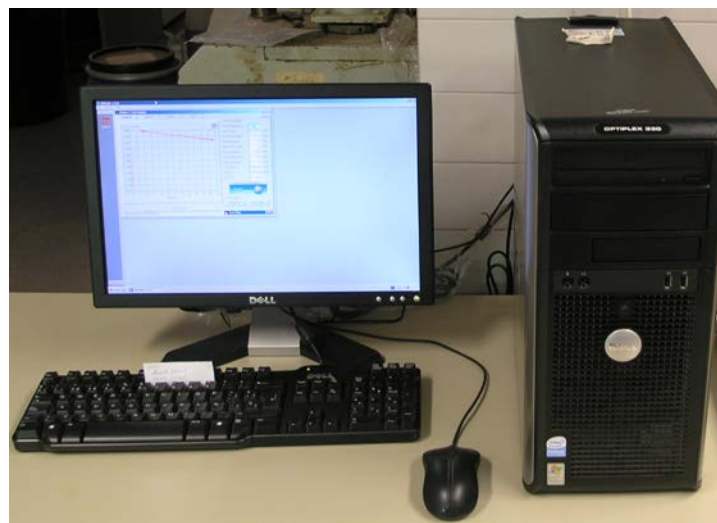


Figura 3.16 Equipo de cómputo de escritorio marca DELL, con el software de control de laboratorio de geotecnia GDSLAB instalado.

3.4.4 *Montaje de la muestra*

Para llevar a cabo el montaje de la muestra dentro de la cámara, el equipo de cilindro hueco cuenta con los siguientes dispositivos.

➤ Pedestal Inferior

Este pedestal se coloca directamente sobre el eje de carga y está elaborado de latón niquelado de 10 cm de diámetro y 5.7 cm de altura. La parte inferior del pedestal tiene una ampliación en su diámetro de 2.3 cm donde se localizan los cuatro orificios para los tornillos

Allen de ¼” de acero inoxidable 316 empleados en la sujeción del pedestal al pistón de carga, Figura 3.17. En el interior del cuerpo del pedestal se encuentran localizados los conductos por los que circula el agua destilada y desairada necesaria para el llenado de la cámara interna, así como la intrusión de agua a la muestra para la saturación de la misma, Figura 3.17.

En la parte superior del pedestal, se encuentra un disco poroso (Filtro Sinterizado) de bronce de 10 cm de diámetro externo y 6 cm de diámetro interno sujeto al pedestal por seis tornillos Allen M4*16 de acero inoxidable. Incrustadas en el disco poroso de bronce se encuentran seis aletas de acero inoxidable 316 que son las que permiten una sujeción del pedestal con la muestra para la aplicación del momento de torsión, Figura 3.17.

Para la sujeción de la membrana de látex que sirve de aislamiento de la muestra con respecto al diámetro interior, se utilizan tres piezas. La base del anclaje de la membrana es de aluminio adonizado en negro con un diámetro de 5.9 cm. Una junta tórica 48*5 de acrilnitrilo-butadano 72 Sh para el amarre de la membrana y un disco anclaje también de aluminio anodizado en negro, Figura 3.18.

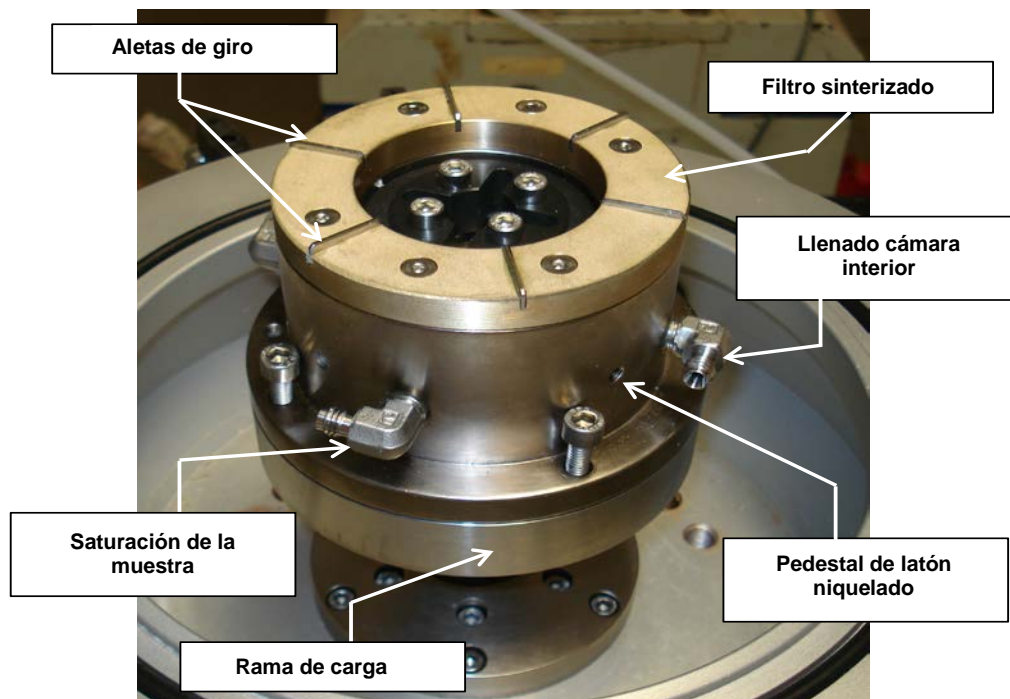


Figura 3.17 Conjunto pedestal muestra de cilindro hueco, GDS.

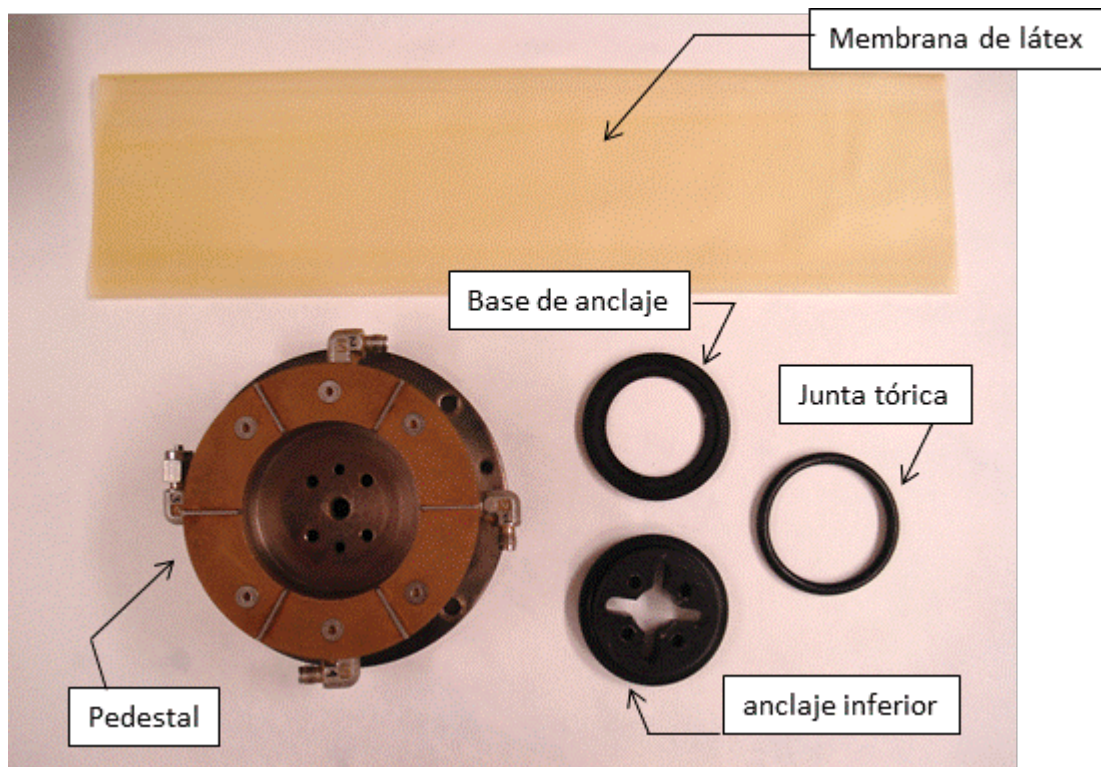


Figura 3.18 Conjunto de pedestal, membrana de látex y equipo de sujeción,(anclaje inferior).

➤ **Cabezal superior**

El cabezal está elaborado también de latón niquelado de 10 cm de diámetro. Al cabezal se encuentra anclado un disco poroso de bronce de 10 cm de diámetro exterior y 6 cm de diámetro interno por medio de seis tornillos Allen M4*16 de acero inoxidable. Incrustado en el disco poroso se encuentran seis aletas de acero inoxidable 316 para aplicar el momento de torsión a la muestra.

Así mismo, la parte superior tiene reborde de seis 6 cm de diámetro y 2 cm de altura para poder sujetar la membrana interna de látex al cabezal mediante una junta tórica de acrilnitrilobutadano 72 Sh, Figura 3.19.

El cabezal tiene una tapa de latón niquelado que asume la función de aislar la cámara interna de la exterior, así como, sujetar la muestra a la célula de carga, Figura 3.20.

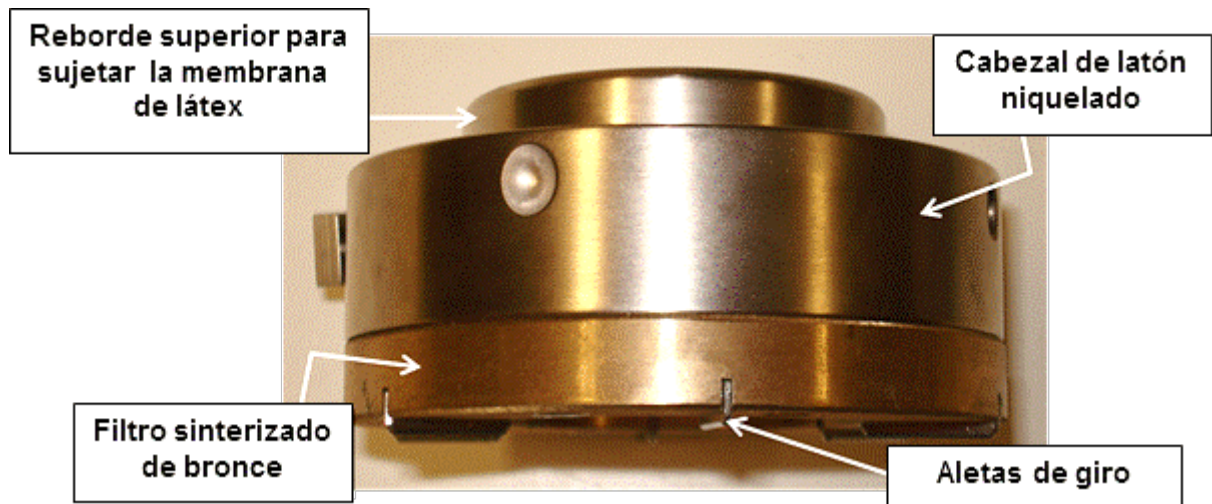


Figura 3.19 Cabezal superior para el montaje de la muestra en el cilindro hueco.

En la Figura 3.21 se puede observar la muestra colocada dentro de la cámara, con el pedestal y el cabezal colocados dentro de la membrana de látex. La sujeción tanto del pedestal a la rama de carga como del cabezal a la célula de carga se lleva a cabo mediante tornillos Allen de 1/8" de acero inoxidable.

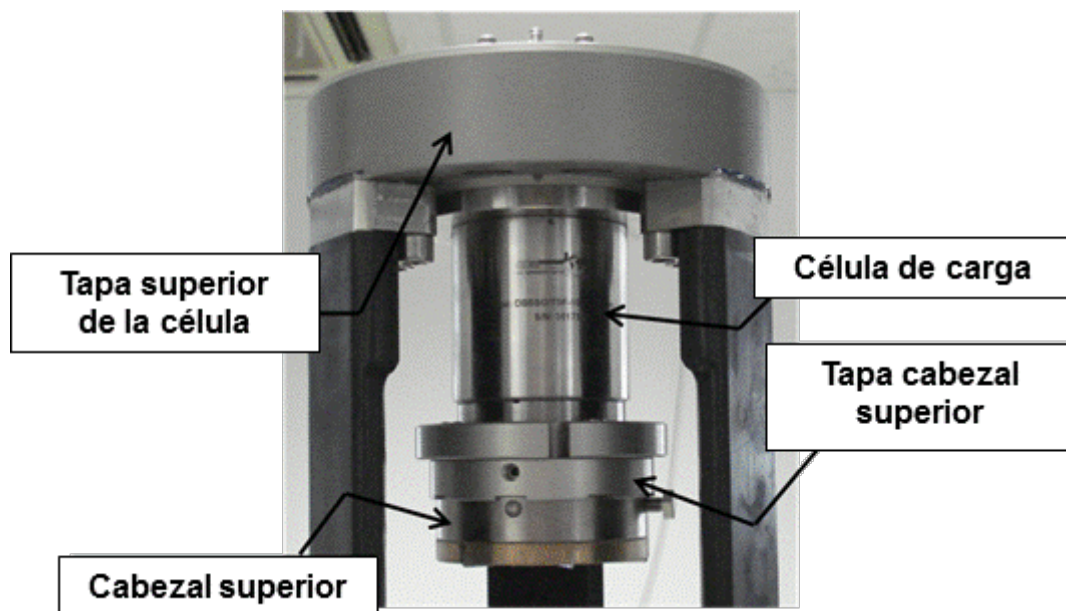


Figura 3.20 Cabezal superior montada dentro de la cámara.

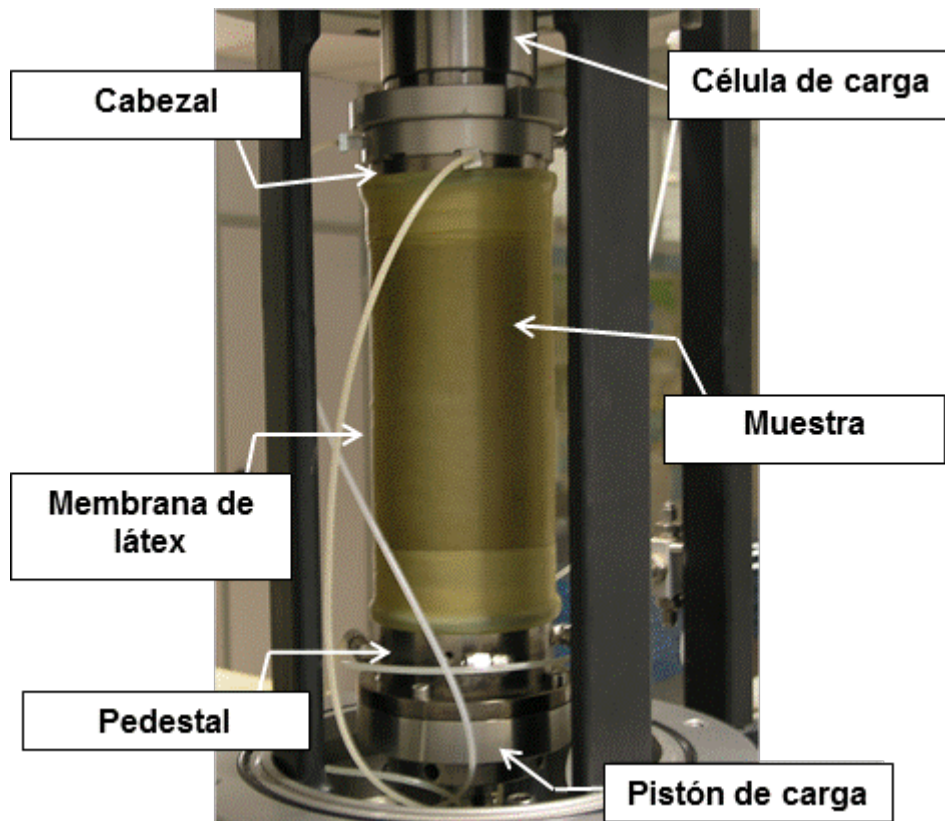


Figura 3.21 Montaje de la muestra cilíndrica hueca dentro de la cámara.

3.5 Errores en el análisis de los resultados de los ensayos

Los errores más comunes en el desarrollo de los ensayos del HCA-UPC no están asociados directamente a la metodología de ensayo. Estos errores son derivados de dos condiciones inevitables en el proceso de los ensayos.

Primero.- Las tensiones y deformaciones producidas en la muestra no pueden ser determinadas por medio de equilibrio de fuerzas solamente.

Segundo.- La no uniformidad de las tensiones y deformaciones que son debidas a la geometría en la muestra y del equipo.

La primera de las condiciones puede ser solventada al considerar una condición de elasticidad lineal isótropa o que la muestra está plastificada en el cálculo de las distribuciones

de tensiones y deformaciones sobre la muestra, como se describe en apartados anteriores del presente capítulo.

La segunda de las condiciones tiene que ver con la no uniformidad de las tensiones y deformaciones desarrolladas en la muestra que puede conducir a errores en la evaluación de su comportamiento. En Nishimura, (2005) se menciona que la no uniformidad en las muestras de cilindro hueco es causada en primer lugar, por la combinación de una restricción cinemática en el contacto de la muestra con el pedestal y el cabezal debido a la rigidez y rugosidad de los discos porosos de bronce, y en segundo lugar a la geometría curva de las paredes del cilindro. Por lo que es conveniente analizar estas condiciones por separado.

La restricción cinemática de los contactos de la muestra con los elementos rígidos puede ser analizada de acuerdo al principio de St. Venant, principio que sugiere que a cierta distancia de la sección donde actúa un sistema de fuerzas (Contacto entre la muestra y los discos de bronce) la distribución de presiones es prácticamente independiente de la distribución del sistema de fuerzas, siempre que la resultante del sistema de fuerzas y su momento resultante sean iguales. Esto es, los efectos producidos por el sistema de fuerzas desaparecen con la distancia a partir del punto de contacto, de acuerdo a Gens *et al.*, (1984).

El análisis de la no uniformidad de las tensiones debido a la geometría curva de la muestra cilíndrica ha sido abordado en Symes, (1983); Hight *et al.*, (1983); Vaid, *et al.* (1990); Nishimura, (2005); Minh, (2006), entre otros. En todas estas investigaciones se relacionan los errores debidos a la no uniformidad de tensiones con las dimensiones de la muestra.

Tanto en Symes, (1983) como en Hight *et al.* (1983) se hace mención que la diferencia de las tensiones verticales, radiales y tangenciales observadas a través de las paredes del cilindro tiende a ser mayor que las calculadas cuando se aplica un torque o cuando existe una diferencia entre las presiones internas (P_i) y externas (P_o). Esta diferencia entre P_i y P_o da lugar a variaciones en los valores de σ_r y σ_θ , alrededor de la pared del cilindro. Así mismo, la aplicación de un torque conduce a cambios en la tensión de corte $\tau_{\theta z}$, que causa también esfuerzos no uniformes en las tensiones σ_z , σ_r y σ_θ , aun y cuando las presiones internas y externas sean iguales.

Para limitar este tipo de errores, se menciona que se debe tener un especial cuidado en la selección de la geometría de la muestra. Symes, (1983) dice que si la relación entre radios interno y externo (r_i/r_o) es mucho menor que 0.8 los problemas causados por la diferencia de las tensiones puede afectar seriamente las características tensión-deformación, así como la resistencia última en la muestra estudiada.

En Vaid *et al.* (1990) se describe un índice de no-uniformidad dado por la relación $B_R = \frac{(R_{max} - R_{min})}{R_{av}}$ en la cual los valores de R_{max} , R_{min} y R_{av} representan los valores de las relaciones de tensiones $R = \frac{\sigma_1}{\sigma_3}$ máxima, mínima y un valor promedio de estas. Se sugiere que se producen valores considerablemente aceptables de tensiones en la des-uniformidad de tensiones si se tiene $B_R \leq 0.2$.

Por otra parte, en Nishimura, (2005) y Minh, (2006) se mencionan los resultados obtenidos y descritos en Zdravkovic and Potts, (2005) sobre ensayos realizados en muestras cilíndricas huecas con diferentes geometrías y establecieron una relación de esbeltez (H/D_o) donde H representa la altura inicial de la muestra y D_o la dimensión del diámetro externo. Determinaron que para valores cercanos a 2.0 los errores asociados a la no uniformidad disminuyen. Del mismo modo Symes, (1982) hace mención de los trabajos desarrollados por Fukushima y Tatsuoka, (1982) sobre muestras cilíndricas huecas sujetas a torsión para valores de la relación H/D_o desde 0.2 hasta un valor de 2.0, se concluye que para muestras con altura de 20 cm y diámetro externo de 10 cm ($H/D_o = 2.0$) los resultados son aceptables.

De acuerdo a las características geométricas de las muestras que se ensayarán en el HCA-UPC altura de 200 mm; un diámetro externo de 100 mm y un diámetro interno de 60 mm se pueden establecer las siguientes consideraciones:

Primero.- La relación entre los radios interno y externo (r_i/r_o) es igual a 0.6 valor no muy lejano de 0.8 por lo que se debe tener cierto cuidado al momento de analizar a los resultados que se obtengan.

Segundo.- La relación de altura a diámetro externo (H/D_o) es igual a dos, por lo que los posibles errores asociados a la esbeltez de la muestra serían mínimos en los ensayos que se realicen.

Sin embargo, es importante mencionar, que de acuerdo a las trayectorias de tensiones que se utilizará, y las condiciones propuestas para el desarrollo de los ensayos en donde no se someterá las muestras a un momento de torsión y dado que las presiones P_i y P_o se mantendrán iguales durante toda la trayectoria de tensiones, se puede establecer que los errores que se presentaran en los resultados obtenidos podrían ser mínimos y por lo tanto aceptables.

3.6 Calibraciones en el cilindro hueco

Como se describe en el apartado 3.3 de este capítulo, el HC-UPC fue adquirido a la empresa GDS Instrument del Reino Unido e incluía el software GDSLAB para el control de las trayectorias de tensiones y adquisición de los resultados. El montaje del equipo se llevó a cabo con apoyo del personal de la empresa y se realizaron una serie de ensayos con la finalidad de determinar un buen funcionamiento del equipo.

El acomodo y montaje del cilindro hueco al interior del laboratorio de Ingeniería del Terreno de la UPC se estableció de acuerdo a lo sugerido por la empresa en el manual de usuario, Figura 3.22.

Una vez que se encontraba funcional se estableció una campaña de ensayos para conocer su funcionamiento y llevar a cabo las calibraciones de los transductores de medición y de los volúmenes de agua que se requiere para el llenado de ambas cámaras (interna y externa).

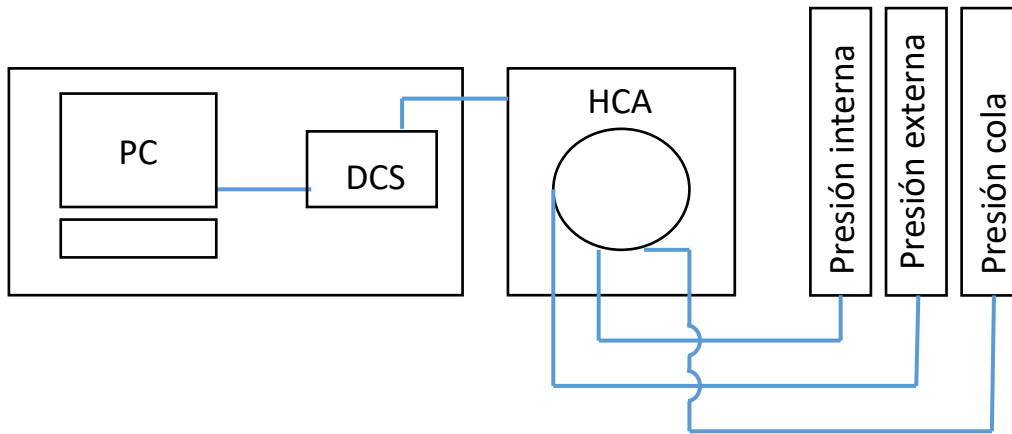


Figura 3.22 Esquema de ubicación del HCA-UPC en el laboratorio de Ingeniería del Terreno.

3.6.1 Cámara externa

El primer análisis que se llevó a cabo fue el referente a las condiciones de la cámara. Este análisis se desarrolló con la finalidad de determinar la variación volumétrica de la cámara con el aumento de la presión. Así como, la variación en las lecturas de la célula de carga que se encuentra dentro de la cámara. Para llevar a cabo estos análisis, se procedió al llenado de la cámara sin colocar ninguna muestra de suelo dentro de ella. El llenado completo se produjo mediante la inclusión de agua desairada a través del dispositivo de válvulas que se muestran en la Figura 3.9.

Una vez llena la cámara, se incrementó la presión (P_o) hasta los 800 kPa en un tiempo de 45 minutos por medio del dispositivo de presión-volumen GDS. Durante el incremento de presiones se midió el volumen de agua introducido a la cámara. Alcanzado el valor límite fijado de 800 kPa, se disminuyó la presión hasta un valor mínimo de 1 kPa en el mismo tiempo de 45 minutos para posteriormente incrementar la presión de cámara nuevamente hasta los 800 kPa ahora en un tiempo de 60 minutos. La Figura 3.23 muestra una gráfica donde se observa la poca histéresis que se tienen en las trayectorias de carga, descarga y recarga.

La parte inicial no lineal de la curva obedece a la compresión del aire atrapado en el llenado de la célula mientras que la parte lineal obedece a la deformación del metacrilato de las paredes de la célula y a la extensión de las barras verticales que conectan la base y el

cabezal de la célula. La compresibilidad de la cámara (pendiente de la recta) tiene un valor de $120 \text{ mm}^3/\text{kPa}$.

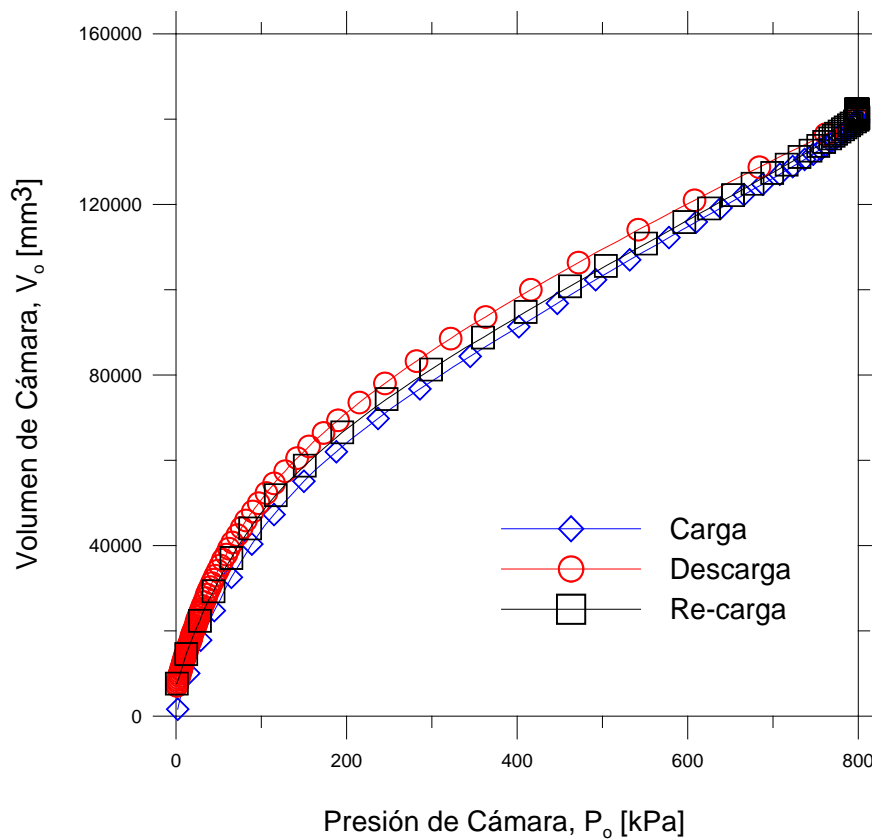


Figura 3.23 Gráfica volumen de cámara vs presión de cámara.

La Figura 3.24 muestra el comportamiento de la célula de carga durante las trayectorias de carga, descarga y recarga descritas en el apartado anterior. Se puede observar, como prácticamente las variaciones en las lecturas de la célula de carga que se registran son muy pequeñas, por lo que se considerarían despreciables.

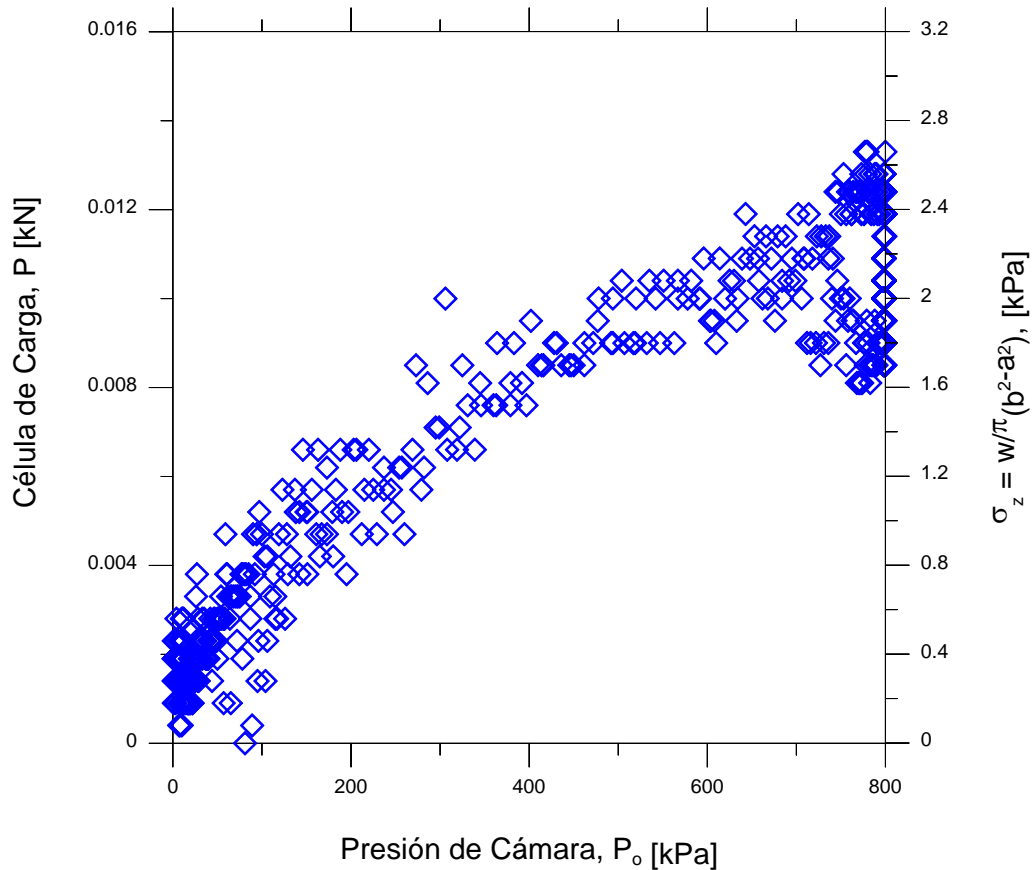


Figura 3.24 Gráfica célula de carga vs presión de cámara.

3.6.2 Cámara interna

La cámara interna es el espacio determinado por el hueco del cilindro, es decir, el volumen descrito por el radio interno y la altura de la muestra. Para la evaluación del comportamiento de la cámara interna y dado que no es posible visualizar las condiciones que se guardan al interior de la cámara, se hizo necesario utilizar un cilindro hueco de caucho de las mismas dimensiones que tendría una muestra real. Esto con la finalidad de aprovechar la poca deformación del cilindro de caucho y que los cambios volumétricos dentro de la cámara interna durante el incremento y disminución de las presiones no estuvieran asociados a deformaciones en las paredes de la muestra de caucho, si no exclusivamente al volumen de agua que entre y salga de la misma. Figura 3.25 [a].

El montaje y el proceso de llenado siguieron los mismos protocolos que los que se seguirán en los ensayos con muestras de suelo y que se explicaran a detalle más adelante.

Una vez que se ha colocado el cilindro de caucho dentro de la cámara, Figura 3.25 [b], se procedió al llenado de ambas cámaras de acuerdo al conjunto de válvulas que se muestran en la Figura 3.9. Dada la diferencia de volúmenes de las dos cámaras el llenado se lleva a cabo con una abertura desempatada de las válvulas de llenado para tratar de mantener la misma altura de agua en las dos cámaras.

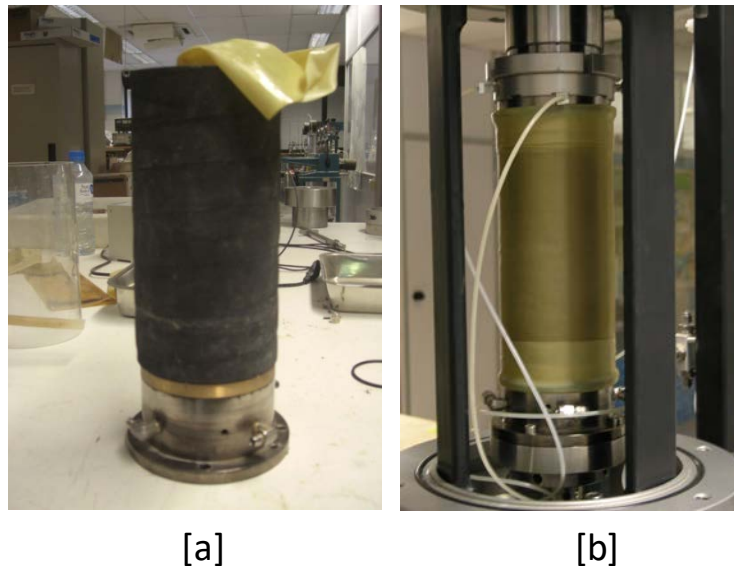


Figura 3.25 [a] Cilindro hueco de caucho, [b] montaje de cilindro dentro de la cámara.

Llenadas ambas cámaras y equilibrando las presiones dentro de ellas, se incrementó las presiones P_i y P_o mediante el programa GDSLAB para observar su comportamiento. Hasta un valor de 20 kPa, en la Figura 3.26, se puede ver que para estos valores de incremento de tensiones, la presión interna tiene un diferencial de entre tres y cuatro kPa en referencia a la presión externa. Diferencia que se asocia a la divergencia de volúmenes entre ambas cámaras.

Esta diferencia de presiones se mantiene constante en el tiempo hasta valores aproximados de presiones de 30 kPa. Cuando se incrementan las presiones hasta valores mayores, por ejemplo 120 kPa, la diferencia entre P_i y P_o parece mantenerse en un valor diferencial de 1 kPa, prácticamente una diferencia despreciable, Figuras 3.26, 3.27, y 3.28

Para el análisis de este fenómeno, se deberá tener un especial cuidado cuando se trabaje con muestras de suelo, dado que esa diferencia de presiones en los inicios de los ensayos puede ocasionar una deformación volumétrica sobre la muestra que no sea cuantificable.

Dado que el Software GDSLAB permite el manejo independiente de las velocidades de aplicación de la presión, se recomienda que para valores de presiones por debajo de los 50 kPa, las presiones sean aplicadas con un diferencial de tiempo de pocos segundos. Esto es, la presión interna se irá aplicando más lentamente que la externa con la finalidad de minimizar las diferencias.

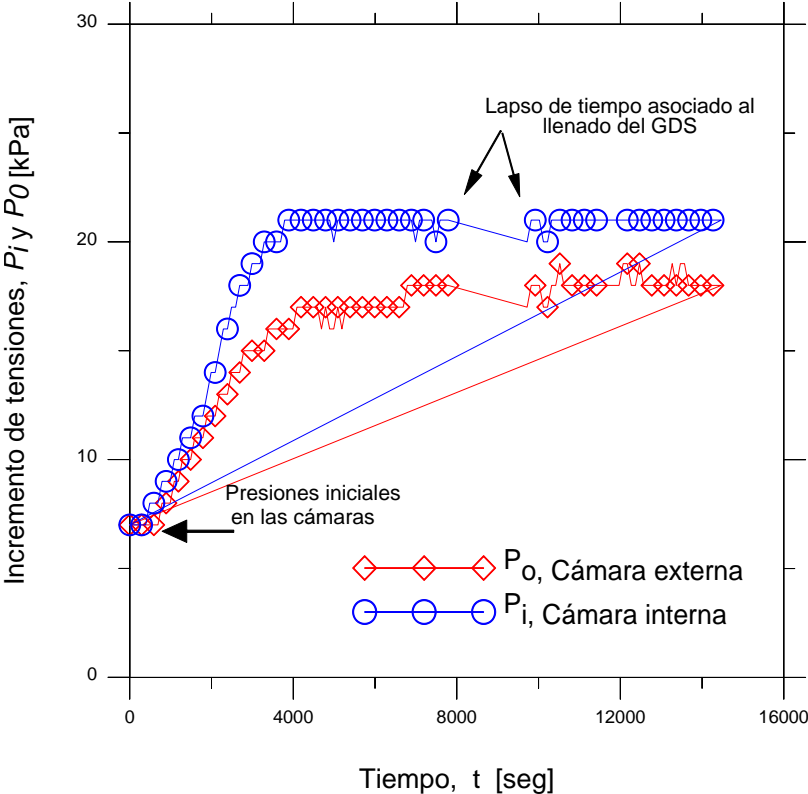


Figura 3.26 Evaluación de las presiones en las cámaras interna y externa bajo un incremento de presiones pequeño.

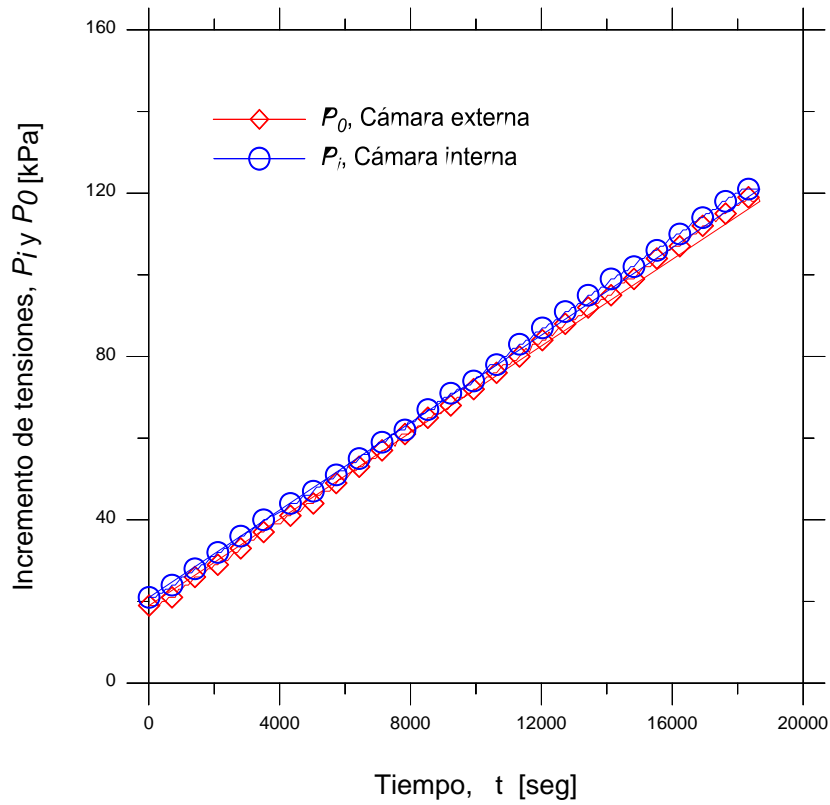


Figura 3.27 Evaluación de las presiones en las cámaras interna y externa bajo un incremento de presiones alto

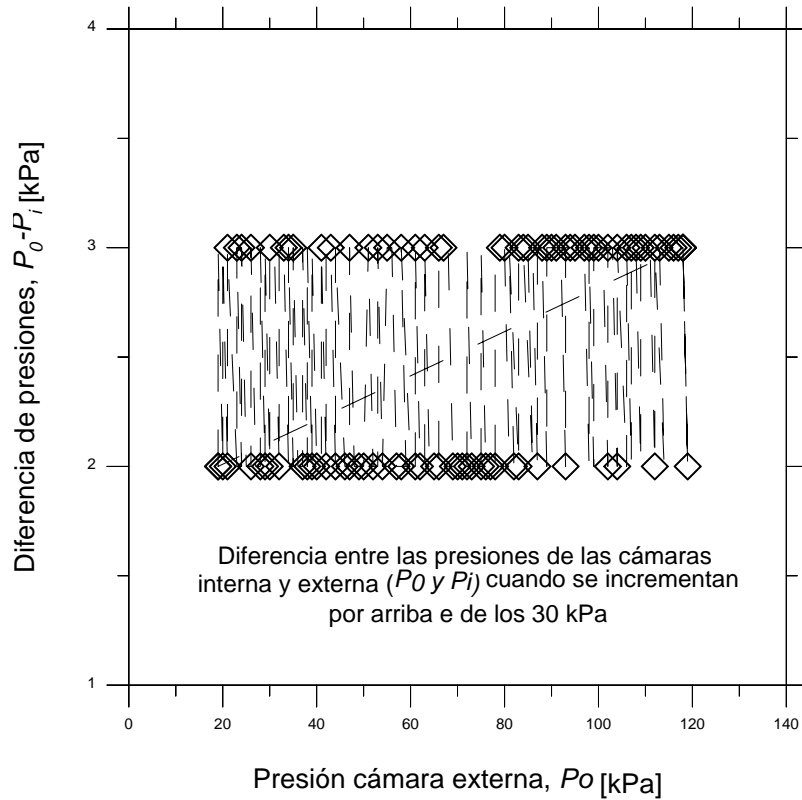


Figura 3.28 Diferencia entre las presiones $P_0 - P_i$ para rango de cargas mayores a 30 kPa

3.7 Medida de volúmenes en el cilindro hueco en suelos no saturados.

El equipo de cilindro hueco HCA-UPC fue desarrollado inicialmente para trabajar con suelos saturados, por lo que el sistema de medición de cambio volumétrico se llevará a cabo mediante los controladores de presión-volumen GDS conectados a la muestra.

Al igual que en los equipos triaxiales convencionales, el dispositivo de control digital presión-volumen encargado de controlar la presión de cola puede con alto grado de exactitud medir el cambio de volumen de la muestra saturada mediante la cuantificación del volumen de agua expulsado de la misma durante el proceso de consolidación y/o rotura del ensayo dependiendo de la trayectoria de tensiones planteada.

Estos dispositivos funcionan adecuadamente para la condición saturada de los suelos. En cambio para los ensayos sobre muestras no saturadas se hace necesario un cambio en la forma de estimar las variaciones de volumen.

3.7.1 Determinación de cambio volumétrico en suelos no saturados.

Para un adecuado análisis de los cambios de volumen en las muestras ensayadas en suelos no saturados, se requiere contar con nuevos instrumentos para evaluar dichos cambios. Estos instrumentos pueden ser adecuaciones en el propio equipo de cilindro hueco, o bien, mediante análisis numéricos desarrollados con el fin de establecer el cambio de volumen en función de datos obtenidos del equipo para suelos saturados.

En este trabajo de investigación, se utilizarán las ecuaciones mostradas a continuación, donde además de los incrementos de volúmenes en las cámaras ΔV_i y ΔV_o , determinados en función de los dispositivos de presión-volumen GDS se controlan y registran las variaciones de altura de la muestra (deformación axial) ΔH medida en función del desplazamiento del pistón de carga. Las ecuaciones que se muestran tiene como base las desarrolladas en Minh, 2006.

$$\mathbf{u}_i = \Delta \mathbf{r}_i = \sqrt{\frac{\pi r_i^2 H_o + \Delta V_i}{\pi (H_o + \Delta H)}} - \mathbf{r}_i \quad (3.31)$$

$$\mathbf{u}_o = \Delta \mathbf{r}_o = \sqrt{\frac{\pi r_o^2 H_o + \Delta V_i + \Delta V_o}{\pi (H_o + \Delta H)}} - \mathbf{r}_o \quad (3.32)$$

Los incrementos de volumen de la cámara exterior, ΔV_o se ajustan en función de la calibración de la cámara explicada anteriormente. Estos ajustes se hacen en la hoja de cálculo en base a la ecuación de la curva de calibración durante la etapa de carga mostrada en la Figura 3.23. Para el análisis de la curva de calibración se realizó un estudio por secciones, separándola en una primera parte curva de 0 a 250 kPa de valor de la tensión media y una segunda sección de los 250 a los 800 kPa que es una sección prácticamente recta. En ambas secciones graficadas dentro del programa Excel se ha descrito una línea de tendencia para la cual se obtuvo su ecuación.

Los valores iniciales para los cálculos se determinan en la hoja de Excel, Figura 3.29, que muestra los resultados que arroja el sistema GDSLAB instalado en la PC como se observa en la Figura 3.16. Se obtiene el volumen radial o volumen de cámara directamente del dispositivo de control presión-volumen GDS y serán estos los valores sobre los que se trabajará el ajuste de volúmenes en base a la curva de calibración.

A partir del volumen radial determinado, se obtiene los valores del volumen radial corregido que se muestra en la Figura 3.30 en base a la curva de calibración de la cámara. Con estos valores corregidos y utilizando las ecuaciones 3.31 y 3.32 se determinan los desplazamientos radiales. Figura 3.31.

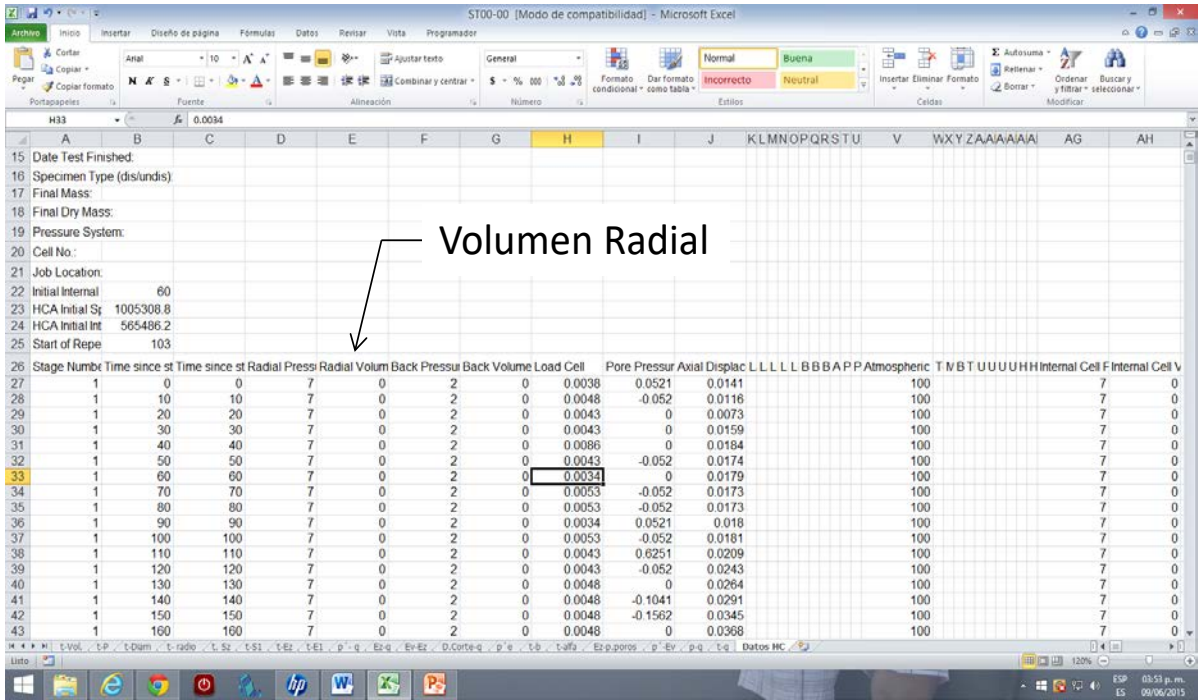


Figura 3.29 Esquema de la hoja de cálculo con los valores determinados con el software GDSLAB v2 de la empresa GDS Instrument Ltd.

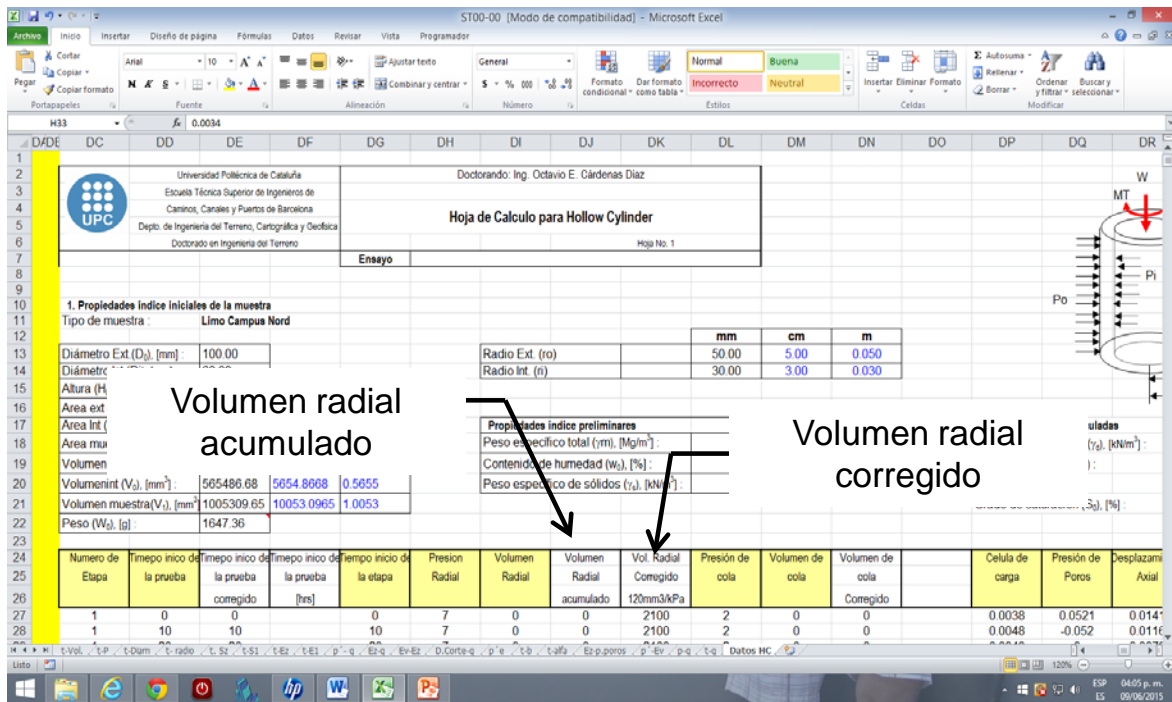


Figura 3.30 Hoja de cálculo desarrollada para los ensayos no saturados a partir de los datos que determina el software GDSLAB v2.

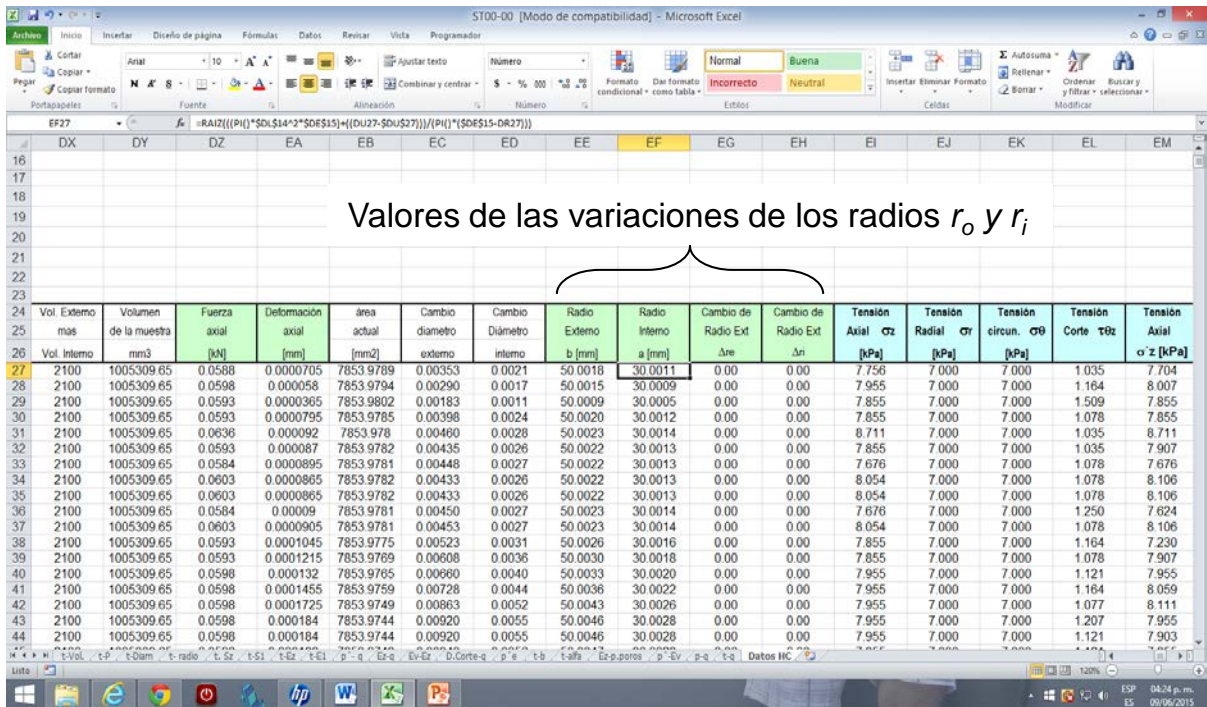


Figura 3.31 Determinación de los desplazamientos de las paredes del cilindro u_o y u_i a partir de la obtención de los cambios de los radios externo e interno.

Al finalizar los ensayos se llevará a cabo una comprobación de los cambios volumétricos sobre la muestra parafinada utilizando el principio de la medición de volumen por desplazamiento de agua (principio de Arquímedes). Esto se lleva a cabo, una vez concluido el ensayo, se vacían ambas cámaras y se extrae la muestra con el cuidado necesario para no fragmentarla al retirar la membrana de látex exterior con la finalidad de determinar el peso de la muestra. Posteriormente se cubre toda la muestra con parafina y se determina el peso sumergido (UNE 103-301-94). Figura 3.32.

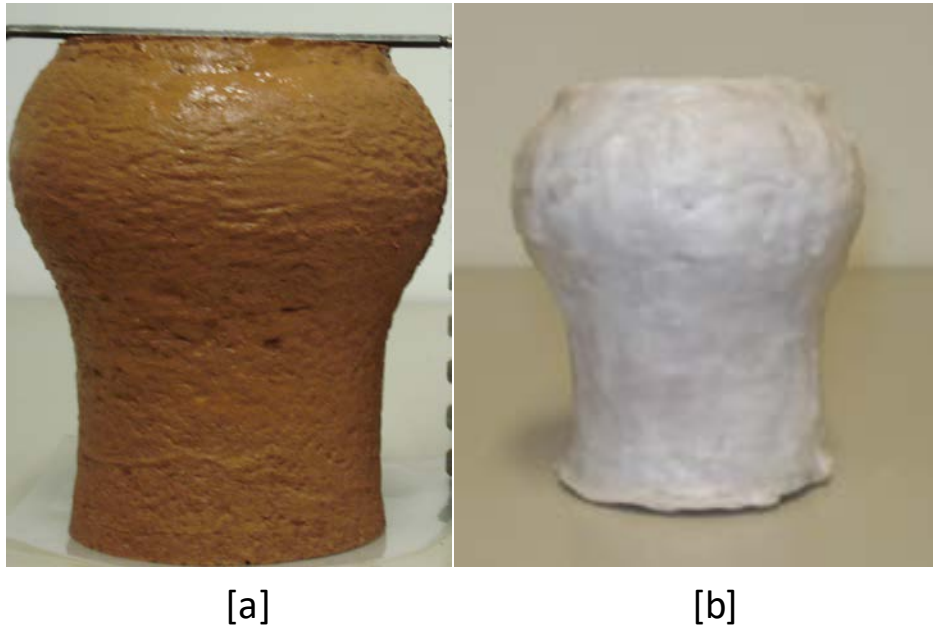


Figura 3.32 Muestra ensayada en el cilindro hueco. [a] muestra al final del ensayo. [b] muestra cubierta con parafina para la determinación del volumen final.

3.8 Protocolo de las etapas de ensayo

3.8.1 Generalidades

Los ensayos realizados fueron de tres tipos, ensayos de rotura saturados (*SHC*); ensayos de rotura no saturados (*NSHC*) y ensayos de colapso (*CHC*). Estos tres tipos de ensayos se llevaron a cabo tomando diferentes valores del parámetro $b \left(= \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \right)$ de 0.0, 0.5, 0.8 y 1.0 para la evaluación de la influencia de la tensión principal intermedia en las trayectorias de las tensiones. Además de un valor de α igual a 0° y 90° en función de la trayectoria tensional. En la Tabla 3.2 se resume los parámetros básicos bajo las que se realizaron los ensayos. Así mismo, las trayectorias tensionales se han recogido gráficamente en las figuras 3.4, 3.5 y 3.6 del presente capítulo.

Tabla 3.2 Parámetros de los ensayos realizados.

Código de Ensayo	Humedad inicial ω [%]	Densidad seca ρ_d [Mg/m ³]	Parámetro α	Parámetro b	
SHC00-00	14	1.55	0.0	0.0	
SHC00-05	14	1.55	0.0	0.5	Ensayos Saturados
SHC00-10	14	1.55	0.0	1.0	
NSHC00-00	4	1.55	0.0	0.0	
NSHC00-05	4	1.55	0.0	0.5	Ensayos No Saturados
NSHC00-08	4	1.55	0.0	1.0	
CHC00-00	4	1.55	0.0	0.0	
CHC00-05	4	1.55	0.0	0.5	Ensayos de Colapso
CHC00-08	4	1.55	0.0	0.8	
CHC00-10	4	1.55	0.0	1.0	

3.8.2 Ensayos saturados (SHC)

➤ Elaboración de las muestras.

- 1) En la preparación de las muestras se utilizaron dos tipos de suelo, arcilla limosa del Campus Nord y arena limpia de Castelldefells. Los porcentajes de cada tipo de suelo determinados tras los ensayos previos de caracterización fueron 70% de suelo del Campus Nord y un 30% de arena de Castelldefells.
- 2) Se determinó para efectos de fabricación de las muestras la humedad higroscópica en los suelos en condiciones de laboratorio, se obtuvieron valores en promedio de 2 % y tomando este valor se procedió a la determinación de la cantidad de suelo y agua en función del peso requerido para obtener la densidad seca (γ_d) y la humedad deseada (ω), Tabla 3.2. Conocido el peso del suelo seco (w_{ss}) en función del volumen del molde para elaborar la muestra ($w_{ss} = \gamma_d * V$). La cantidad de suelo necesario incluyendo la humedad higroscópica,

así como la cantidad de agua a añadir descontando ésta, se determinan con las ecuaciones siguientes expuestas en Barrera (2005).

$$w'_{ss} = w_{ss} \left(1 + \frac{w_h}{100} \right) \quad (3.33)$$

$$w'_w = w_{ss} \left(\frac{w - w_h}{100} \right) \quad (3.34)$$

Dónde:

w'_{ss} = La cantidad de suelo incluyendo la humedad higroscópica que se necesita para la preparación de la muestra.

w_{ss} = La cantidad de suelo seco que ocupará el volumen del molde.

w_h = Humedad higroscópica.

w'_w = La cantidad de agua añadida al suelo descontando la humedad higroscópica.

w = Humedad deseada.

3) La mezcla del suelo seco se coloca en un recipiente y éste a su vez sobre una báscula de precisión para incorporar el agua con ayuda de un atomizador. Conforme se agrega el agua se procede a mezclar el suelo con la finalidad de lograr una integración total del agua, rompiendo todos los grumos que se forman. Al finalizar la incorporación del agua en función del peso y llevado a cabo el mezclado, la bandeja que contiene el suelo se envuelve en plástico y se coloca dentro de una bolsa con el fin de dejar que se homogenice por completo la humedad en toda la muestra. Este proceso de homogenización se lleva a cabo por aproximadamente 24 h.

4) La mezcla de suelo se coloca dentro del molde compactador y se lleva a una prensa para la aplicación de la carga de compactación. La carga de compactación es aproximadamente de entre 28 y 30 kPa y se aplica primero en la cara superior de la muestra, se deja permanente durante 15 minutos con el fin de evitar un rebote elástico en el momento en que se retira dicha carga. Al finalizar los 15 minutos se retira la carga y se hace girar el molde 180°, se coloca nuevamente la carga para compactar ahora por la cara inferior con el fin de llevar a cabo una compactación homogénea de la muestra. Al finalizar la compactación se deja

aplicada la carga por un tiempo de 15 minutos para evitar la recuperación de la muestra, al término del cual el molde es retirado de la prensa y se lleva a una mesa para extraer la muestra compactada del molde. Figura 3.33.



Figura 3.33 Elaboración de la muestra cilíndrica. [a] Elementos del molde de compactación; [b] Molde de compactación; [c] Compactación de la muestra; [d] Extracción de la muestra compactada.

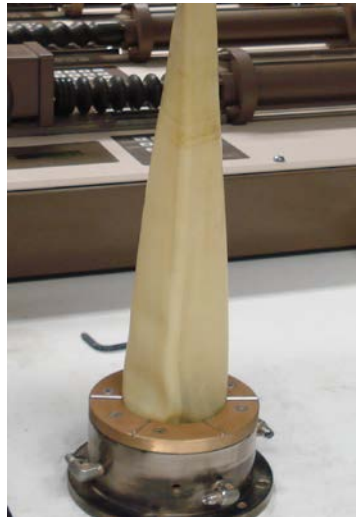
➤ Montaje de las muestras en el cilindro hueco

Montaje de la membrana interna.- Antes de extraer la muestra del molde compactador se debe colocar la membrana interna sobre el pedestal. Se coloca un poco de grasa sintética para que la sujeción de la membrana sea lo mejor posible. Se debe cuidar que no se formen pliegues al introducirla dentro el pedestal y posteriormente se colocan las pieza de sujeción con la junta tórica de goma y se fija con los cuatro tornillos para presionar esta contra la membrana y las paredes del pedestal, Figura 3.34a. Se deberá tener especial cuidado en no rasgar o perforar la membrana durante su colocación, ya que cualquier pequeña desgarro que pueda presentarse podría provocar que entre agua de la cámara hacia el suelo durante el incremento de presiones en el ensayo.

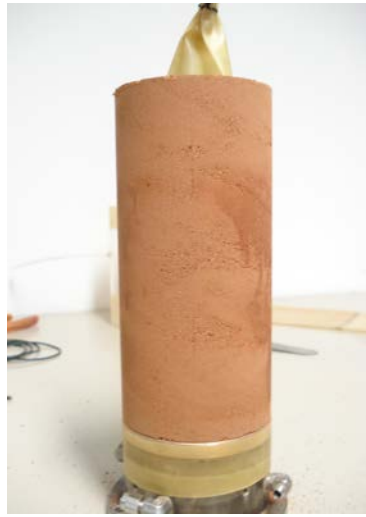
Montaje de la muestra sobre pedestal.- Una vez instalada la membrana interna en el pedestal, se coloca la muestra cuidando que la membrana pase a través del hueco del cilindro y se pueda tener acceso a ésta desde la parte superior. Figura 3.34b

Montaje de la membrana externa.- Para la colocación de la membrana de látex que cubre la parte exterior de la muestra se utiliza un tubo de metacrilato transparente con un diámetro poco mayor de los 10 cm. Al cual se le colocó un tubo plástico para aplicar succión sobre la membrana y pueda ser colocada fácilmente sobre la muestra. Se colocan dos membranas externas con finalidad de aislar perfectamente la muestra del agua contenida en la cámara exterior. Se ajustan bien dichas membranas sobre el cabezal inferior y se procede a colocar dos juntas tóricas para perfecta sujeción de las membranas sobre el pedestal. Figura 3.34c.

Colocación del cabezal.- Para el montaje del cabezal superior, se hace descender sobre la muestra las dos membranas externas y se coloca el cabezal sobre ésta. Se colocan las membranas sobre el cabezal, se ponen dos juntas tóricas para la sujeción de las membranas. Una vez montado el cabezal, se coloca la membrana interna sobre el cabezal, se instala una junta tórica para que una vez puesta la tapa se atornille para evitar el desplazamiento de la membrana. Figura 3.34d.



[a]



[b]



[c]



[d]

Figura 3.34 Esquema de montaje de la muestra para ensayos en el cilindro hueco. [a] Colocación membrana interna en la base del cilindro, [b] Montaje de la muestra sobre el pedestal, [c] Colocación de la membrana externa, [d] Colocación de cabezal del cilindro.

Montaje de la muestra en la cámara.- Primero, se sitúa el espécimen sobre el pistón y se ajusta con cuatro tornillos Allen. Una vez sujeta la muestra, se procede a subir el pistón lentamente para acercarlo a la célula de carga, aplicando giros pequeños del pistón para hacer coincidir los orificios de los tornillos de la estructura del cabezal con los de la célula de carga. Este proceso se lleva a cabo con el software GDSLAB dado que no es posible realizarlo manualmente.

Ya colocada la muestra dentro de la cámara se realizan las conexiones hidráulicas tanto en el pedestal como en el cabezal de la muestra. Figura 3.35.

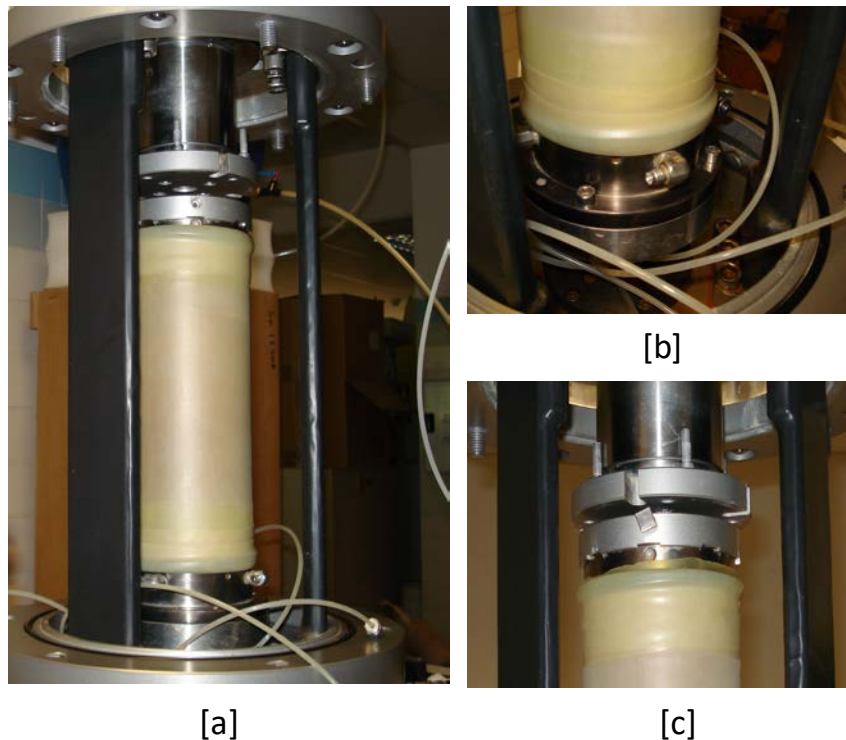


Figura 3.35 Montaje de la muestra para ensayos en el cilindro hueco. [a] Cámara; [b] Pedestal y pistón de carga; [c] Cabezal y célula de carga.

Llenado de las cámaras (interna y externa).- Ya montado el espécimen dentro de la cámara del cilindro hueco, se cierra la cámara, haciendo descender la pared cilíndrica con ayuda de unos cables guía y un contrapeso, posteriormente se colocan los tornillos para el cerrado hermético. A continuación, se procede a la apertura de las válvulas que llenaran tanto la cámara interna como la externa. Se abren también las válvulas conectadas hacia el exterior con la finalidad de permitir la salida de aire contenido en ambas cámaras.

En virtud de que no es posible observar físicamente la cámara interna, para controlar el llenado visualmente, el conducto de salida de la cámara interna se coloca dentro de un depósito con agua para distinguir la salida de aire mediante las burbujas generadas al ser expulsado de la cámara. Una vez que se ha expulsado el aire de la cámara y se observa un incremento en el nivel de agua inicial dentro del depósito, se asume que la cámara interna está llena.

Cuando ya se han llenado ambas cámaras, se cierran las válvulas de llenado y se mide la presión de agua en cada cámara por medio de los dispositivos de presión-volumen GDS, se deja pasar un tiempo mínimo de una hora para que se equilibren las presiones de ambas cámaras. Generalmente existe un diferencial de presiones entre ellas que oscila entre 1 y 3 kPa.

➤ **Desarrollo del Ensayo**

Etapa 1 (Saturación).- Al inicio de la etapa, se aplica un incremento de 20 kPa en las presiones de las cámaras interna (P_i) y externa (P_o), y se eleva la presión de cola (P_c) a 10 kPa. Al finalizar las rampas de incremento de presiones, se deja un periodo de 2 horas con la finalidad de que no existiera una disminución de las presiones por efecto de un montaje inadecuado. Al término de este periodo y si las presiones permanecen constantes, se realiza otra rampa de incremento de presiones de 10 kPa elevando la presión interna y externa a hasta un valor de 30 kPa y la presión de cola de 20 kPa.

Durante toda la etapa de saturación, la válvula de drenaje se mantiene abierta y el agua desalojada de la muestra se almacena en un recipiente con tapa hermética para evitar la evaporación. El agua, que se recoge en el recipiente, es utilizada para determinar el equilibrio de flujo de agua, es decir, se mide el volumen de agua que se introduce a la muestra y se compara con el volumen de agua que se desaloja y se deposita en el recipiente; cuando se tiene ya un equilibrio de volúmenes, se considera que el suelo ha alcanzado la saturación.

Etapa 2 (Rampa de incremento de presiones).- Se lleva a cabo una rampa de incremento de presiones con el fin de tener un valor alto y poder disolver las burbujas de aire que puedan estar contenidas dentro de ambas cámaras. Las presiones se incrementan de la siguiente manera: $P_o = 110$ kPa; $P_i = 110$ kPa y $P_c = 100$ kPa. Una vez que se ha alcanzado el valor de la rampa de incremento de presiones, estas presiones se mantienen constantes durante un tiempo de 60 minutos para que se equilibren.

Para comprobar el grado de saturación de la muestra, se determina el valor del parámetro B de Skempton. Para lo cual con la válvula que controla la presión de cola cerrada se

incrementan las presiones externas (P_o) e internas (P_i) en, 20 kPa, en un lapso de 10 minutos y se observa el incremento de presión de poros (u).

Utilizando la ecuación siguiente (3.35) se determina el parámetro B .

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} \quad (3.35)$$

Dónde:

B = Parámetro de Skempton

Δu = Incremento de presión de poros

$\Delta \sigma$ = Incremento de presiones

El valor que se obtenga deberá ser superior a 0.98 para considerar la muestra saturada.

Una vez que se ha verificado la saturación, se abre la válvula de presión de cola y se procede con la continuidad del ensayo.

Etapa 3 (Consolidación).- Se incrementan las presiones externa e interna desde los 110 kPa en que se encuentran, hasta un valor de 300 kPa, manteniendo constante la presión de cola en 100 kPa. Obteniendo una consolidación bajo una tensión media efectiva (p'_m) de 200 kPa. La rampa de consolidación se efectúa en un periodo de tiempo de entre 24 y 36 h manteniendo el cuidado constante de que no se observe incremento en la presión de poros (u). La velocidad de incremento de presiones sobre la muestra es en promedio entre 5 y 8 kPa/h.

Una vez se ha alcanzado el valor de 300 kPa, las presiones se mantienen constantes por un periodo de entre 6 y 10 horas para garantizar una consolidación adecuada del material.

En los ensayos en los que se requiera llevar a cabo una descarga, esta se hará disminuyendo las presiones interna y externa hasta alcanzar un valor de 200 kPa, manteniendo la presión de cola constante (100 kPa), que da como resultado una presión efectiva de 100 kPa. La etapa de descarga se lleva a cabo en 3 horas al término de las cuales

se procede a realizar la recarga de la muestra para llevar nuevamente las presiones P_0 y P_i hasta 300 kPa, con P_c constante en 100 kPa ($p'_m = 200$ kPa).

Etapa 4 (Ajuste de los valores b y α).- Durante esta etapa, se ajustarán los parámetros b y α en función de las trayectorias de tensiones establecidas de acuerdo a los requerimientos de los ensayos. Estos parámetros permanecerán constantes durante toda la etapa de rotura del material. Para realizar el ajuste de estos parámetros se realiza una trayectoria de aumento del desviador con una tensión media efectiva (p'_m) de 200 kPa constante y una tensión desviadora (q) de 30 kPa. Durante el lapso de tiempo en el que se aumenta de 0 a 30 kPa la tensión q , el equipo va ajustando los parámetros b y α desde los valores indeterminados en el estado isotrópico inicial hasta alcanzar los valores fijados cuando $q = 30$ kPa.

Este proceso se desarrolló en virtud de que durante los ensayos de calibración del equipo se observó que los parámetros b y α se ajustaban progresivamente durante el desarrollo de la trayectoria de las tensiones alcanzando el valor deseado al final de la misma. Es decir, que si se pretendía trabajara con un valor de $b = 0.5$ y así se indicaba en el inicio del ensayo, dicho valor iba variando hasta llegar al valor indicado hacia el final de la trayectoria establecida. Sin embargo, para las condiciones de los ensayos se requería que el valor de b permanezca constante durante toda la trayectoria de rotura, por lo que se hizo necesaria esta etapa previa para fijar el valor de b antes de desarrollar la trayectoria de rotura sobre la muestra.

Etapa 5 (Rotura Drenada).- Fijados los valores de los parámetros b y α se aplica sobre la muestra una tensión desviadora q creciente hasta llegar a rotura mediante el desplazamiento del pistón de carga controlado por el software GDSLAB, manteniendo constante el valor de la tensión media efectiva p'_m en 200 kPa. Los valores del parámetro b utilizados en los ensayos serán 0.0, 0.5, 0.8 y 1.0. Así como el valor del parámetro α igual a 0° durante toda la etapa de rotura.

Al finalizar el ensayo, se desmonta la muestra de la cámara triaxial, se retiran las membranas de látex exteriores y se pesa la muestra para la obtención de la densidad y humedad final del ensayo. Para la evaluación de la humedad, se corta longitudinalmente por la mitad la muestra ensayada y con una de estas mitades se obtiene la humedad final en tres

secciones, superior, media e inferior para obtener un promedio de la humedad existente dentro de la muestra.

Con la otra sección se determinan las dimensiones de altura, radio externo, radio interno y espesor de las paredes de la muestra para comparar posteriormente con los datos obtenidos con la hoja de Excel.

3.8.3 *Ensayos de compresión no saturados (NSHC)*

➤ *Elaboración de las muestras*

Para el desarrollo de los ensayos sobre muestras no saturadas, el protocolo seguido es el mismo que el descrito en los apartados anteriores con la diferencia que dentro de la etapa de preparación de la muestra los especímenes fueron elaborados con una humedad del cuatro por ciento (4%). Humedad mínima necesaria para lograr una buena estabilidad y un manejo adecuado durante el montaje de la misma.

➤ *Montaje de las muestras sobre el cilindro hueco*

La colocación de la muestra dentro de la cámara del cilindro hueco sigue el mismo procedimiento descrito en el apartado donde se describe el montaje en la sección anterior.

Los cambios sustanciales se presentan en el apartado referente a las etapas del ensayo.

➤ *Desarrollo del ensayo*

En el desarrollo del ensayo, la etapa uno de saturación no se lleva a cabo en virtud de las características que debe tener la muestra, es decir, se mantendrá con la humedad inicial de compactación (4%). Durante la etapa dos se llevara a cabo la rampa de incremento de presiones igual a la descrita anteriormente.

La etapa tres de consolidación se desarrolla incrementando las presiones P_i y P_o hasta un valor de 200 kPa manteniendo la presión de cola en cero. La etapa cuatro se llevara a cabo de la misma manera, es decir, se ajustarán los parámetros b y α aplicando una pequeña tensión desviadora de 30 kPa manteniendo constante las tensiones P_i y P_o . Una vez ajustados los parámetros b y α se aplicará la tensión desviadora hasta rotura manteniendo constante la tensión media p_m y los valores del parámetro b utilizados en los ensayos serán 0.0, 0.5, 0.8 y 1.0. Así como el valor del parámetro α (0° a 90°) durante toda la etapa de rotura.

3.8.4 Resumen de trayectorias de tensión en ensayos de compresión hasta rotura.

En la tabla 3.3 se resumen los detalles de las trayectorias de tensiones seguidas en los ensayos de compresión en el equipo de cilindro hueco. En todos los ensayos $\alpha = 0$ (la tensión principal mayor es vertical).

Tabla 3.3 Resumen trayectoria de tensiones ensayos de compresión.

Ensayo	Sr	b	$\Delta\sigma_z$	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_\theta$
SHC00-00	1	0	$\Delta\sigma_z > 0$	$\Delta\sigma_r = -\frac{\Delta\sigma_z}{2}$	$\Delta\sigma_\theta = \Delta\sigma_r = -\frac{\Delta\sigma_z}{2}$
SHC00-05	1	0.5	$\Delta\sigma_z > 0$	$\Delta\sigma_r = 0$	$\Delta\sigma_\theta = -\Delta\sigma_z$
SHC00-10	1	1.0	$\Delta\sigma_z > 0$	$\Delta\sigma_r = \Delta\sigma_z$	$\Delta\sigma_\theta = -2\Delta\sigma_z$
NSHC00-00	< 1	0.0	$\Delta\sigma_z > 0$	$\Delta\sigma_r = -\frac{\Delta\sigma_z}{2}$	$\Delta\sigma_\theta = \Delta\sigma_r = -\frac{\Delta\sigma_z}{2}$
NSHC00-05	< 1	0.5	$\Delta\sigma_z > 0$	$\Delta\sigma_r = 0$	$\Delta\sigma_\theta = -\Delta\sigma_z$
NSHC00-10	< 1	1.0	$\Delta\sigma_z > 0$	$\Delta\sigma_r = \Delta\sigma_z$	$\Delta\sigma_\theta = -2\Delta\sigma_z$

En la Tabla 3.3 se describen las trayectorias de las tensiones y deformaciones en la fase de corte realizadas en el equipo de cilindro hueco. Todos los ensayos empiezan con $\sigma_z - u_i = \sigma_r - u_i = \sigma_\theta - u_i = 200$ kPa ($i = w$ en ensayos saturados, $u_w = 100$ kPa, $i = \text{aire}$ en ensayos no saturados, $u_i = u_{\text{atm}} = 0$) y el valor de la tensión media se mantiene constante.

3.8.5 Ensayos de Colapso (CHC)

Para los ensayos de colapso, en lo referente a la preparación de la muestra y al montaje de la misma dentro de la cámara triaxial del cilindro hueco, se seguirá el mismo protocolo que el descrito en los apartados anteriores referentes a la elaboración y montaje de la muestra no saturada.

Para el desarrollo propiamente de los ensayos de colapso se seguirá el procedimiento siguiente:

Una rampa de incremento de tensiones P_i y P_o hasta alcanzar un valor de 200 kPa, con una presión de cola constante en cero.

Una vez alcanzado el equilibrio de las presiones en los valores anteriores, se realiza el ajuste los parámetros de b y α para lo cual se aplica una tensión desviadora de 30 kPa durante el cual se van ajustando los dichos parámetros a los valores deseados.

Una vez fijados los valores de b (0.0, 0.5, 0.8, 1.0), α (0°) y la tensión media p_m igual a 200 kPa. Se aplica un esfuerzo de rotura (q) de 200 kPa para una serie de ensayos manteniendo constantes los valores de b , α y p_m .

La etapa final de saturación se realizó bajo las condiciones de tensiones descritas en el párrafo anterior. La saturación de la muestra se lleva a cabo mediante la intrusión de agua a través de disco poroso montado en el pedestal de la muestra con incrementos de la presión de cola entre 60 y 80 kPa.

La conexión en el cabezal de la muestra se mantiene abierta al exterior con el fin de que el agua se desplace en el interior libremente y no sea posible generar presiones en los poros.

4 CARACTERIZACIÓN DE LOS SUELOS UTILIZADOS EN EL DISEÑO DE LA MEZCLA

4.1 Introducción

El suelo usado en la investigación es una mezcla de suelos encaminada a cumplir con ciertas características de resistencia, permeabilidad y colapso que permita evaluar adecuadamente el comportamiento hidro-mecánico de las muestras bajo un estado generalizado de tensiones, en el equipo de cilindro hueco.

Los suelos estudiados son: una arena fina extraída de la playa de Castelldefells provincia de Barcelona y una arcilla limosa producto de la excavación realizada en el Campus Nord de la Universidad Politécnica de Cataluña también en Barcelona.

Se realizaron varios estudios con diferentes combinaciones de las mezclas en función de diversos porcentajes de cada uno de ellos, arcilla-arena: (50-50), (60-40), (70-30) y (80-20). Así mismo, cada una de estas mezclas se estudió al inicio, bajo dos diferentes condiciones de densidades secas ($\rho_d = 1.55 \text{ Mg/m}^3$) y ($\rho_d = 1.75 \text{ Mg/m}^3$). En la Tabla 4.1 se presentan las características de los ensayos realizados.

La finalidad principal en el desarrollo de los ensayos de caracterización fue buscar una mezcla idónea de suelo que cuente con una resistencia mínima que permita su trabajabilidad y que soporte un rango de esfuerzos suficientes para obtener resultados adecuados en los ensayos de cilindro hueco. Por otra parte, se buscó también un suelo con un valor del coeficiente de permeabilidad (k) que permita acortar los tiempos de saturación en las muestras cilíndricas y por consecuencia acortar los tiempos de ensayo, así como limitar los tiempos de saturación en los ensayos saturados y facilitar la intrusión de agua a la muestra en los ensayos de colapso.

Tabla 4.1 Ensayos realizados a las diferentes mezclas de suelo.

Muestra	Densidad Seca ρ_0 [Mg/m ³]	Contenido de Arcilla [%]	Contenido de Arena [%]	Ensayos realizados.
Gpo. A				
M1A	1.55	80	20	
M2A	1.55	70	30	Granulometría, límites de consistencia, curvas de retención, ensayos edométricos, permeabilidad, compresión simple.
M3A	1.55	60	40	
M4A	1.55	50	50	
Gpo. B				
M1B	1.75	80	20	
M2B	1.75	70	30	Granulometría, límites de consistencia, curvas de retención, ensayos edométricos, permeabilidad, compresión simple.
M3B	1.75	60	40	
M4B	1.75	50	50	

4.2 Estudios de identificación básica

Los primeros estudios realizados para la determinación de las propiedades mecánicas de cada una de las mezclas fueron ensayos de granulometría y límites de consistencia. Estos ensayos se llevaron a cabo con independencia de los valores de la densidad seca (ρ_d).

Los ensayos de granulometría se realizaron tanto para el suelo de Castelldefells (arena) como para el suelo del Campus Nord (arcilla). Mientras que los ensayos de límites se realizaron únicamente sobre el suelo del Campus Nord.

4.2.1 *Ensayos de Granulometría*

Los métodos utilizados para la obtención de las curvas granulométricas fueron el análisis por tamizado, utilizado para la determinación de los diámetros de partículas mayores de 0.075 mm y el análisis por sedimentación para tamaños de partículas menores a 0.075 mm. Los resultados de ambos métodos permiten construir la curva granulométrica completa de las mezclas. Murthy (2003), Head (1994).

4.2.1.1 *Granulometrías de la arena de Castelldefells y del suelo del Campus Nord*

La Tabla 4.2 muestra los resultados del análisis granulométrico de los suelos estudiados y en las Figuras 4.1 y 4.2 se presentan las gráficas granulométricas de la arena de Castelldefells y del suelo del Campus Nord respectivamente. En la Figura 4.2 se incluyen las curvas de granulometría obtenidas en otras investigaciones realizadas sobre el mismo suelo del Campus Nord. Barrera (2002), Buenfil (2007) y Lakshmikantha (2009). Es importante mencionar que en los trabajos desarrollados por Barrera y Buenfil, en ambos casos fueron eliminados los diámetros mayores a 1mm.

Tabla 4.2 Análisis granulométrico de las partículas de suelo

Arena de Castelldefells			Diámetro efectivos [mm]			Coeficientes uniformidad y curvatura	
No de Tamiz (ASTM)	Diámetro (mm)	Material que pasa (%)	D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀	C _u	C _c
4	4.75	100					
10	2.00	100					
16	1.00	99.25	0.15	0.2	0.3	2.0	0.95
40	0.425	97.30					
100	0.150	8.77					
200	0.075	0.00					

Suelo de Campus Nord UPC			Diámetros efectivos [mm]			Coeficientes uniformidad y curvatura	
No de Tamiz (ASTM)	Diámetro (mm)	Material que pasa (%)	D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀	C _u	C _c
4	4.75	100					
10	2.00	100					
16	1.00	94.09					
40	0.425	76.59					
100	0.150	65.11	0.002	0.036	0.085	42.5	7.62
200	0.075	58.19					
	0.040	27.35					
	0.020	20.94					
Sedimentación	0.005	13.38					
	0.002	11.05					

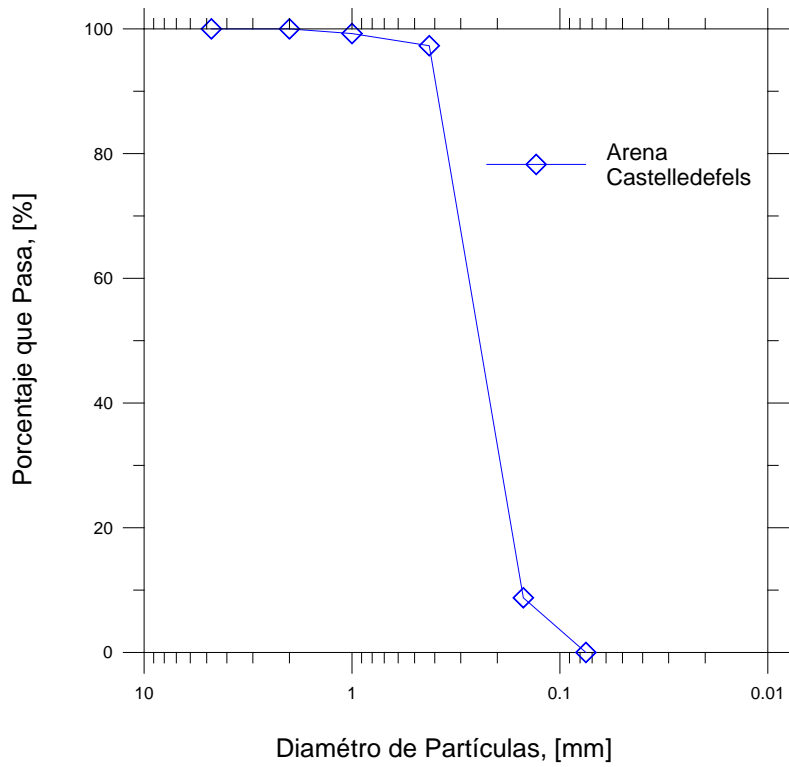


Figura 4.1 Curva granulométrica de la arena de Castelledefells.

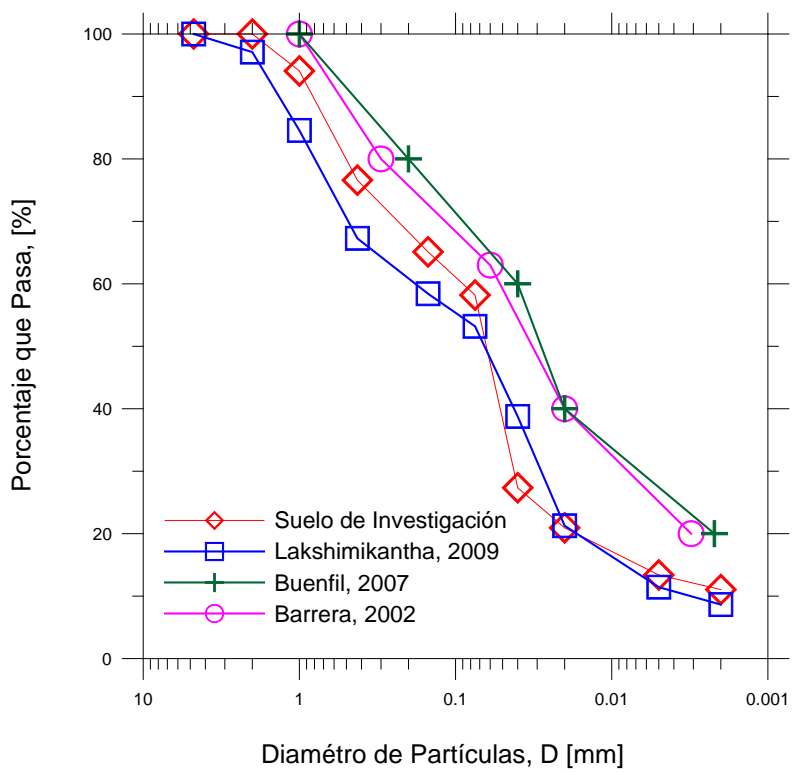


Figura 4.2 Curvas granulométricas del suelo del Campus Nord.

4.2.1.2 Granulometría de las mezclas

Para la elaboración de los ensayos de granulometría de cada una de las mezclas estudiadas se determinó el porcentaje en peso de cada uno de los materiales de la mezcla. Es decir, de acuerdo al peso total del suelo necesario para la fabricación del espécimen de prueba, se obtuvo el valor en peso de cada material de acuerdo al porcentaje de cada uno de ellos. La Tabla 4.3 muestra las mezclas analizadas en función del peso de cada suelo, y la Figura 4.3 presenta las curvas de granulometría de estas mezclas.

Tabla 4.3 Porcentaje de suelo utilizado en la elaboración de las mezclas

Mezcla	Suelo Campus Nord (%)	Arena Castelldefells (%)
M1	80	20
M2	70	30
M3	60	40
M4	50	50

El análisis granulométrico de los suelos, se llevó a cabo sobre las muestras ya mezcladas con los porcentajes de ambos suelos de acuerdo a la tabla anterior. Por lo que las curvas de granulometría que se muestra en la Figura 4.3 representan las muestras de suelo ya mezclados.

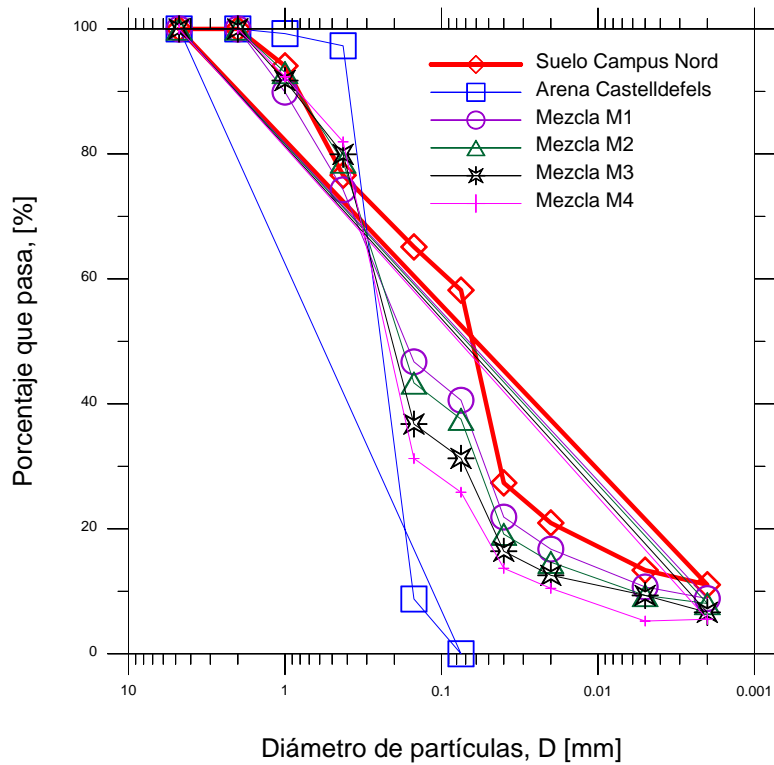


Figura 4.3 Curvas granulométricas de las muestras de suelo.

Del análisis de la curva granulométrica de la Figura 4.1 se han definido las características del Coeficiente de Uniformidad (C_u) y el Coeficiente de Curvatura (C_c) obteniendo valores de C_u de 2.00 y un C_c menor que uno. Por lo que la arena de Castelldefells se considera una arena mal graduada (SP). Así mismo, los estudios de granulometría de las mezclas de suelo, presentan valores de Coeficiente de Uniformidad ($C_u > 6$) y un Coeficiente de curvatura (C_c mayor que 3). El hecho de que la cantidad de finos (diámetro menor de $75 \mu\text{m}$) sea menor que el 50% y mayor que el 15% permite clasificar las mezclas como arenas arcillosas (SC).

En la Figura 4.4 se muestran las gráficas de granulometría obtenidas de cada una de las mezclas, comparando la curva obtenida de los ensayos de laboratorio con las curvas teóricas determinadas a partir de la ecuación 4.1. Puede observarse que las diferencias son pequeñas y obedecen fundamentalmente a discrepancias en el tamaño de partículas del orden del 1 mm que posteriormente se trasladan al resto de la curva granulométrica.

$$g_m = g_s * f_s + g_c * f_c \quad (4.1)$$

Dónde:

g_m = granulometría de la mezcla

g_s = granulometría de la arena

g_c = granulometría de la arcilla

f_s = proporción de arena en la mezcla

f_c = proporción de arcilla en la mezcla.

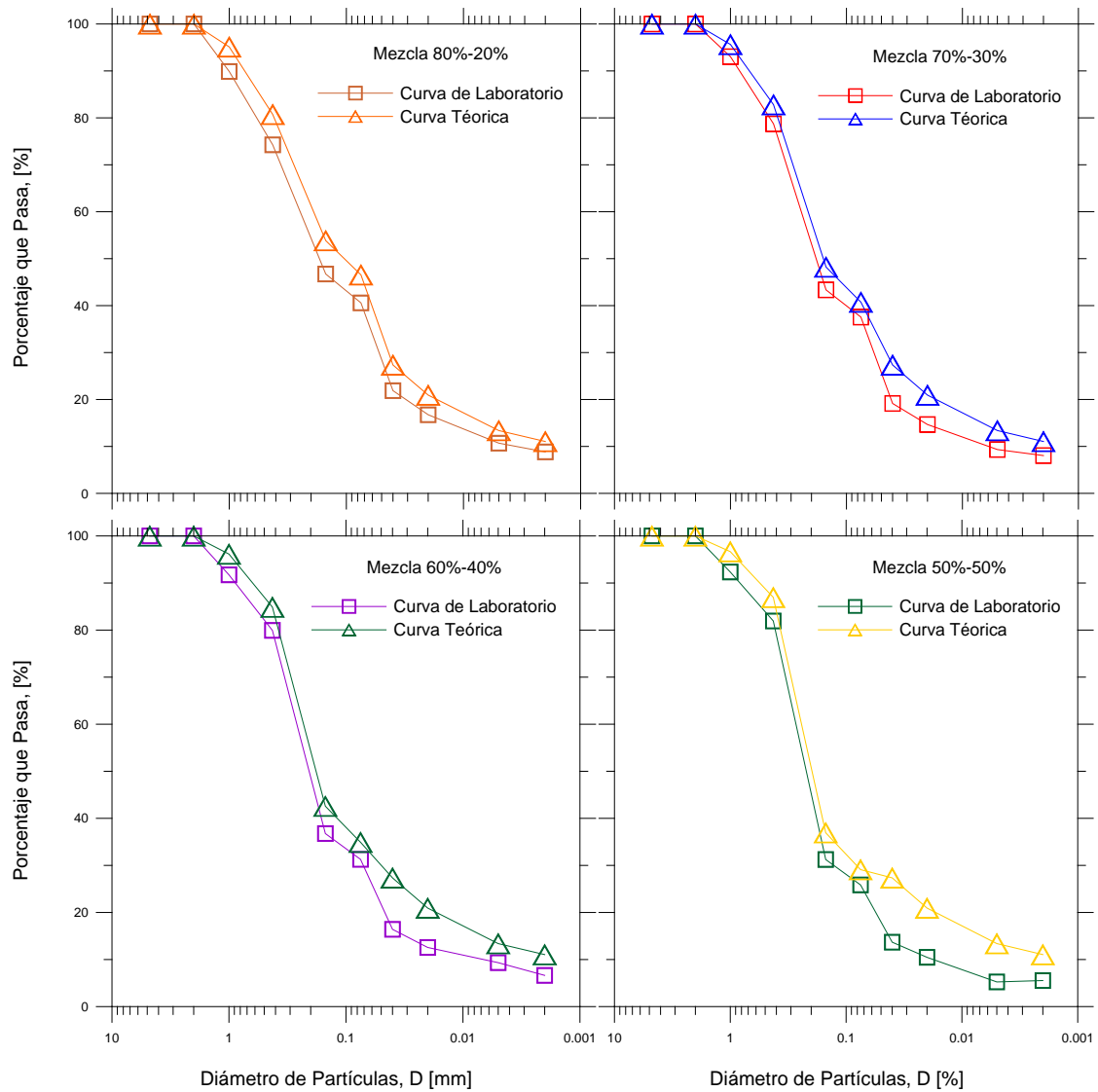


Figura 4.4 Curvas de granulometría de las mezclas teóricas y de las muestras de suelo ensayadas.

4.2.2 Límites de Consistencia

El análisis de los límites de Atterberg o límites de consistencia es muy importante en el estudio de las características geotécnicas de un suelo. El desarrollo de las pruebas se llevó a cabo de acuerdo a las norma ASTM-D4318 en un suelo secado al aire y tamizado por el tamiz No 40. Los valores de la humedad higroscópica (w_h), así como, los valores de límite líquido (W_L), límite plástico (W_P), e Índice Plástico ($I_P = W_L - W_P$) se muestran en la Tabla 4.4. En la Figura 4.5 se presenta la Carta de Plasticidad del ensayo en la cual se exponen al mismo tiempo otros resultados que se presentan en Barrera (2002), Buenfil (2007) y Lakshmikantha, (2009) e indican cierta consistencia con los resultados obtenidos en esta investigación. Las diferentes muestras se pueden clasificar como **SC**.

Tabla 4.4 Límites de Atterberg del suelo del Campus Nord

Humedades	Datos de Laboratorio (%)
W_h	2
W_L	32
W_P	16
I_P	16

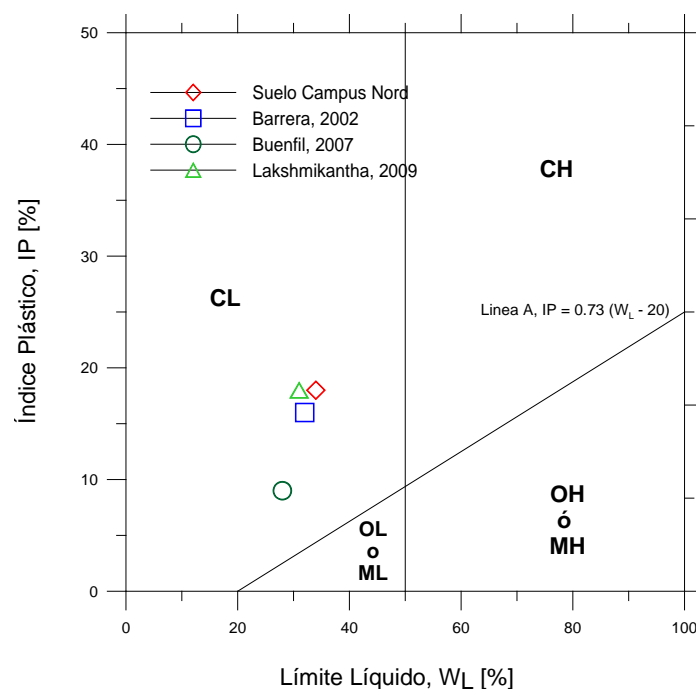


Figura 4.5 Carta de Plasticidad de los análisis del suelo Campus Nord de la UPC.

4.2.3 Determinación de la Permeabilidad.

Una característica importante del suelo a estudiar era la facilidad de saturación durante los ensayos. La obtención de una mezcla de suelo que garantizara ciertas características de permeabilidad que permitiera reducir los tiempos de saturación en los ensayos saturados y limitar los tiempos de humedecimiento durante la etapa de colapso en los ensayos no saturados, era fundamental.

Para la obtención de este coeficiente de permeabilidad se utilizó un equipo triaxial convencional como el que se muestra en la Figura 4.6. Para la realización de estos ensayos, se elaboraron muestras cilíndricas de 38 mm de diámetro y 76 mm de altura con las mezclas de suelo de acuerdo a los porcentajes que se indicadas en la Tabla 4.3.



Figura 4.6 Equipo triaxial convencional GDS. Laboratorio de Ingeniería del Terreno, UPC

4.2.3.1 Elaboración de las muestras

Para la elaboración de las muestras que se ensayarán en el equipo triaxial para la obtención de la permeabilidad saturada se plantea el proceso descrito a continuación:

Se deja secar el suelo a la temperatura del laboratorio. Bajo estas condiciones se tiene una humedad higroscópica de entre 2.0 y 2.2 %, considerando el valor de 2.0 % para la elaboración de las muestras.

Se determina la cantidad de suelo y agua necesarios para obtener especímenes de suelo con densidades secas (ρ_d) de 1.55 Mg/m³ y 1.75 Mg/m³ y humedades (ω) de 14 %. Un vez conocido el volumen del espécimen y el peso de suelo seco (W_{ss}) necesario para ocupar dicho volumen, se calcula la cantidad de suelo seco incluyendo la humedad higroscópica (W'_{ss}) y la cantidad de agua a añadir al suelo descontando la humedad higroscópica en función de ecuaciones 3.33 y 3.34 presentadas en el capítulo anterior.

Una vez determinado el peso de suelo seco W'_{ss} , se calculan las cantidades de cada uno de los suelos en función de los porcentajes mostrados en la Tabla 4.3. Se coloca la muestra de suelo en un recipiente y sobre una báscula de precisión, para tener control del peso en forma constante, se incorpora el agua necesaria mediante un atomizador y se homogeniza el agua mezclando y amasando el suelo con una espátula. Se debe cuidar la pérdida de humedad que se tiene por efecto de evaporación incorporando el agua necesaria para contrarrestar dicho efecto, el agua utilizada en todos los casos fue destilada. Finalmente se colocaron las mezclas en bolsas de plástico selladas y se dejaron por un periodo de 24 horas buscando una homogenización de la humedad. Figura 4.7.



Figura 4.7 Elaboración de la muestras para ensayos de permeabilidad.

Para el procedimiento de compactación de la muestra, se coloca el suelo en un molde cilíndrico formado por tres secciones ensamblables, Figura 4.8, para formar las probetas de $\phi = 38$ mm y $h = 76$ mm, se aplica una tensión vertical de 10 kPa necesaria para conseguir la densidad deseada 1.55 ó 1.75 Mg/m³. Al final del proceso de carga se deja la carga estática por un periodo de tiempo de 10 minutos para evitar que la muestra recupere deformación por rebote elástico.

Una vez retirada la probeta de suelo del molde de compactación se coloca dentro de la cámara triaxial para la determinación de su permeabilidad.

4.2.3.2 *Ensayo de Permeabilidad*

Colocada la muestra dentro de la cámara triaxial y llenada ésta con agua destilada y desairada se aplicaron las presiones de cámara y de cola mediante dos equipos de control de presión-volumen GDS. Las presiones utilizadas para la obtención de la permeabilidad dependieron de la densidad de la muestra probada.

Para las muestras con densidad seca $\rho_d = 1.55$ Mg/m³ se utilizaron presiones de cámara de 30 kPa y presiones de cola de 10 kPa. Mientras que para densidades de $\rho_d = 1.75$ Mg/m³ las presiones de cámara utilizadas fueron de 100 kPa y las de cola de 80 kPa. Los resultados obtenidos se muestran en la Figura 4.9.

Se puede observar como al aumentar el porcentaje de arena en la mezcla de suelo la permeabilidad crece, y se destaca como a partir de valores de 30 % de arena en la mezcla las permeabilidades obtenidas para la densidad de 1.55 Mg/m³ y 1.75 Mg/m³ difieren en forma importante, en particular, en el caso de 30 % de arena en la mezcla los valores presentados son 9.1×10^{-7} m/s y 1.52×10^{-7} m/s para densidades de 1.55 y 1.75 Mg/m³ respectivamente.

Para porcentajes de arena mayores de 30 %, la diferencia de la permeabilidad crece considerablemente en función de la cantidad de arena en la mezcla, para el 50% de arena los valores de la permeabilidad para la densidad de 1.55 Mg/m³ sube considerablemente hasta

4.25×10^{-6} m/s, mientras que para la densidad de 1.75 Mg/m^3 el aumento no es tan considerable como en el caso anterior, se alcanza un valor de 7×10^{-7} m/s.

Tabla 4.5 Valores del coeficiente de permeabilidad obtenidos en la célula triaxial

Suelo	Permeabilidad [m/s]
Arcilla-Limosa CN	8.60×10^{-8}
Mezcla (80%-20%)	3.65×10^{-8}
Mezcla (70%-30%)	9.10×10^{-7}

De acuerdo a los datos obtenidos y a las características de la permeabilidad que se buscaba, se determinó utilizar para los ensayos posteriores solamente la densidad de 1.55 Mg/m^3 dado que la permeabilidad es mayor que para la densidad de 1.75 Mg/m^3 y suficientemente satisfactoria de acuerdo necesidades que se planteaban al inicio de los ensayos.

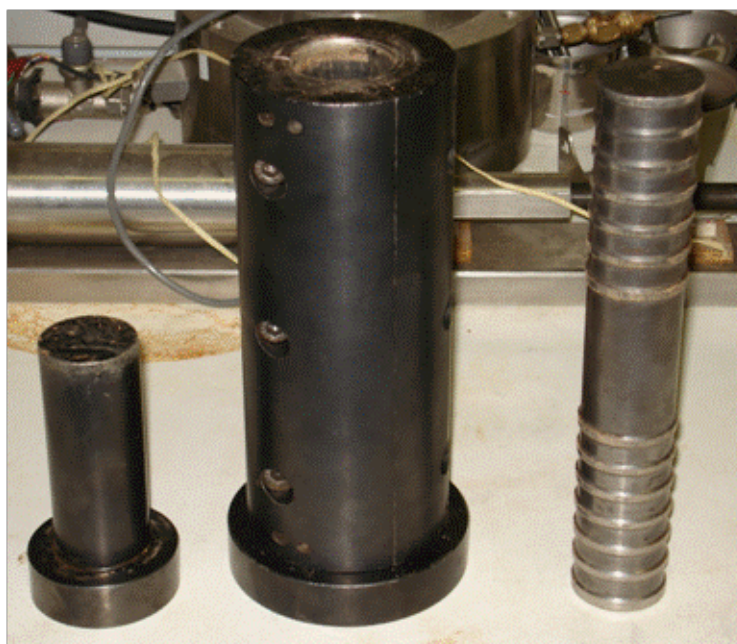


Figura 4.8 Molde de compactación.

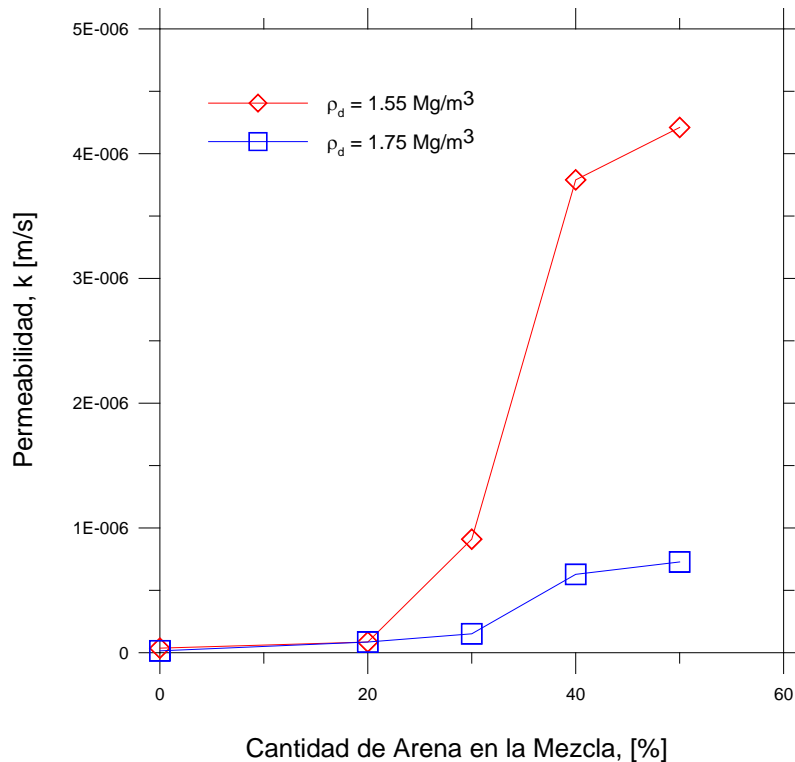


Figura 4.9 Permeabilidad de las muestras determinadas en el equipo triaxial convencional para diferentes valores de densidades seca.

4.2.4 Ensayos de compresión simple no confinada.

Para evaluar las características de resistencia y trabajabilidad de los suelos en estudio, se optó por llevar a cabo ensayos de compresión simple. Para este fin, los ensayos se llevaron a cabo utilizando el equipo triaxial convencional sin el llenado de la cámara ya que no es necesario el confinamiento lateral sobre la muestra. Se decidió por la utilización de este equipo dado que permite tener un mejor control y una mayor exactitud en las medidas de las tensiones verticales aplicadas por la precisión de la célula de carga y una mayor claridad en la obtención de las deformaciones verticales.

4.2.4.1 Elaboración de las muestras.

Para la elaboración de las muestras se sigue el procedimiento descrito en el apartado 4.2.3.1 de este mismo capítulo.

Sin embargo, además de las muestras elaboradas con humedad inicial de 14 % y densidades de 1.55 Mg/m^3 , se obtuvieron muestras con el mismo procedimiento descrito pero con una humedad inicial de 18% para la misma densidad con la finalidad de poder determinar la influencia del contenido de humedad de compactación en la resistencia de las muestras.

4.2.4.2 *Desarrollo del ensayo.*

Una vez montada la muestra en la cámara triaxial se puso en contacto el cabezal con la célula de carga para evitar errores en las mediciones de la tensión vertical y la deformación de la muestra.

Se fijó una velocidad de desplazamiento del pistón de 0.005 mm/min y se determinó la tensión vertical para cada desplazamiento (σ_v) y deformación vertical (ε_v) asociada a cada tensión aplicada. Se llevaron a cabo 10 ensayos de acuerdo a la combinación de humedades y porcentaje de arena en las mezclas. Los valores obtenidos de dichos ensayos se resumen en la Tabla 4.5

La tensión vertical en cualquier etapa de la carga es calculada dividiendo la carga vertical (lectura de la célula de carga) entre el área de sección transversal de la muestra. La sección transversal de la muestra se determina calculando el área inicial y la deformación vertical, asumiendo que el volumen total de la muestra de suelo se mantiene constante durante el ensayo. Murthy, (2002).

Las Figuras 4.10 y 4.11 muestran los gráficos obtenidos de los ensayos realizados.

De los análisis de los ensayos de compresión simple no confinada se determina que la humedad tiene una influencia importante en la resistencia al corte en muestras no confinadas, reduciendo su valor cuando aumenta la humedad. Por otra parte, para una determinada humedad, un aumento en el porcentaje de arena tiende a disminuir la resistencia, Figura 4.12.

De esta manera, de acuerdo a lo observado en los ensayos, se estableció una densidad final de $1.55 \pm 0.05 \text{ Mg/m}^3$ y humedades menores del 14 % como datos definitivos en la

elaboración de las mezclas que se estudiarán. Por otra parte, se consideran adecuadas por su resistencia muestras con un contenido de arena igual o inferior de 30 %.

Tabla 4.6 Ensayos de compresión simple en muestras $\rho_d = 1.55 \text{ Mg/m}^3$ y distintas humedades.

Muestra	Mezcla Arcilla-Arena (%)	Densidad (Mg/m^3)	Humedad (%)	Resistencia a la compresión q_u (kPa)
MC1-W14	100 - 0	1.55	14	40.0
MC2-W14	80 - 20	1.55	14	7.0
MC3-W14	70 - 30	1.55	14	8.0
MC4-W14	60 - 40	1.55	14	3.0
MC5-W14	50 - 50	1.55	14	4.0
MC1-W18	100 - 0	1.55	18	12.0
MC2-W18	80 - 20	1.55	18	4.5
MC3-W18	70 - 30	1.55	18	4.2
MC4-W18	60 - 40	1.55	18	2.0
MC5-W18	50 - 50	1.55	18	2.5

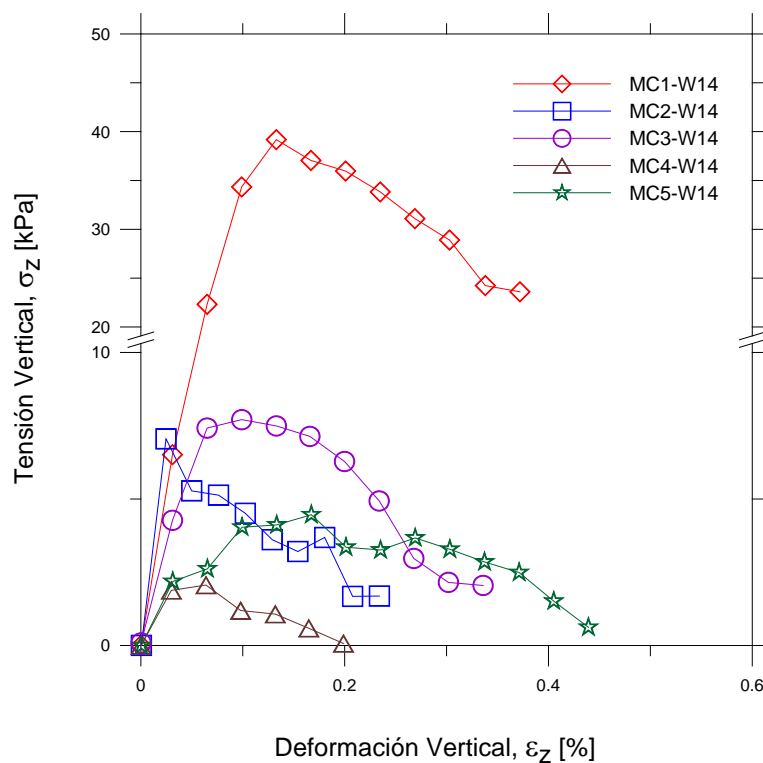


Figura 4.10 Compresión no confinada en muestras con $\rho_d = 1.55 \text{ Mg/m}^3$ y humedad del 14%.

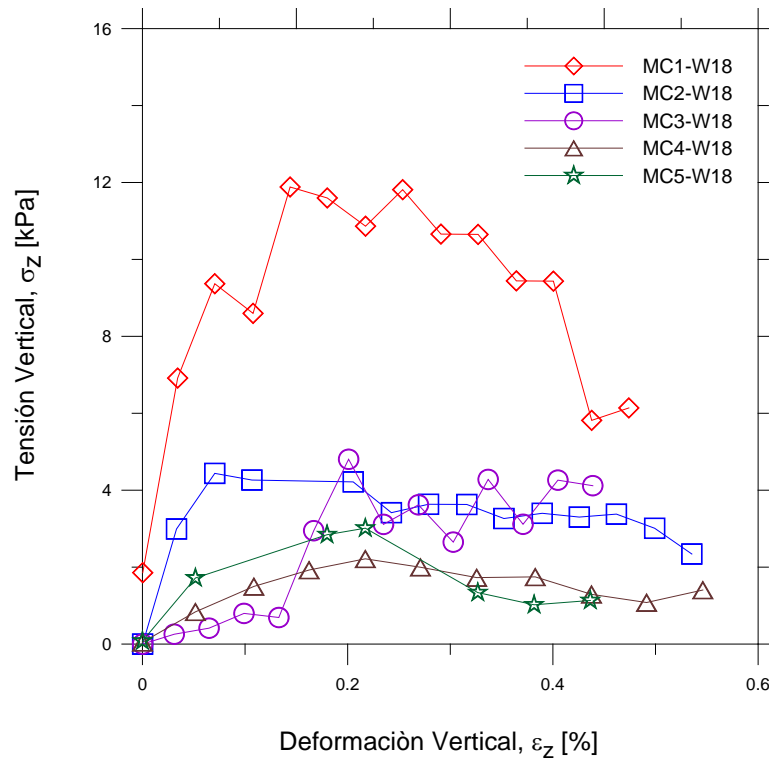


Figura 4.11 Compresión no confinada en muestras con $\rho_d = 1.55 \text{ Mg/m}^3$ y humedad del 18%.

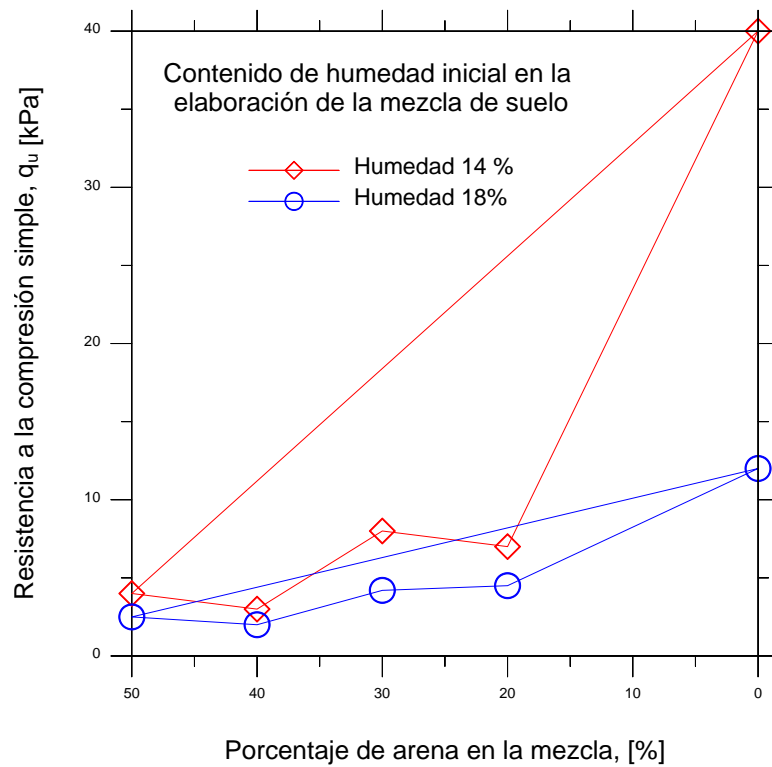


Figura 4.12 Análisis de resistencia en función del porcentaje de arena en la mezcla para diferentes contenidos de humedad inicial.

4.2.5 Ensayos edométricos con humedad constante.

Para el desarrollo de los ensayos edométricos se utilizó un edómetro convencional como el mostrado en la Figura 4.13 sobre muestras elaboradas a partir de las mezclas de suelo descritas en Tabla 4.3, trabajando solamente con las mezclas M0, M1 y M2. La muestra M0 correspondiente al 100 % de suelo arcilla limosa (CL) del Campus Nord, esta muestra fue utilizada con la finalidad de establecer las características de deformación volumétrica de la arcilla de Barcelona y su comportamiento dentro de la mezcla de suelo. Los ensayos fueron desarrollados manteniendo la humedad constante con la que fueron elaboradas las mezclas. Por lo tanto, no se realizaron en condiciones saturadas.

Las muestra M1 (80-20) y M2 (70-30) fueron seleccionadas en función de los resultados obtenidos de las pruebas de permeabilidad y compresión simple, basándose en los criterios de resistencia y permeabilidad establecidos al inicio de la investigación.

Las muestras M1 y M2 presentan valores de permeabilidad adecuados en función del objetivo de limitar el tiempo de saturación y consolidación durante los ensayos en el equipo de cilindro hueco. Así mismo los ensayos de compresión simple muestran una resistencia satisfactoria.

Los especímenes fueron elaborados con una densidad de 1.55 Mg/m^3 y una humedad de 14 %. El peso de material seco y el contenido de humedad se obtuvo de acuerdo al procedimiento descrito anteriormente en el presente capítulo.

Los valores de carga y descarga sobre las muestras ensayadas se aplicaron en intervalos de 300, 500, 800 y 1500 kPa durante la etapa de carga y para la descarga 800 y 500 kPa. Para cada intervalo se determinó la deformación de la muestra de acuerdo a la Norma ASTM-D2435. Las Figuras 4.14 y 4.15 muestran las curvas edométricas del suelo arcilloso del Campus Nord y de las mezclas elaboradas. Así mismo, se muestran los índices de compresibilidad (C_c) y de expansión (C_s) obtenidos a partir de las pendientes de los tramos de carga y descarga respectivamente.

En la Tabla 4.6 se presentan los valores obtenidos a partir de los ensayos edométricos. Por otra parte, los valores del módulo edométrico fueron calculados a partir de la ecuación siguiente:

$$Em = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_z} \quad (4.2)$$



Figura 4.13 Edómetro tipo Bishop para ensayos edométricos.

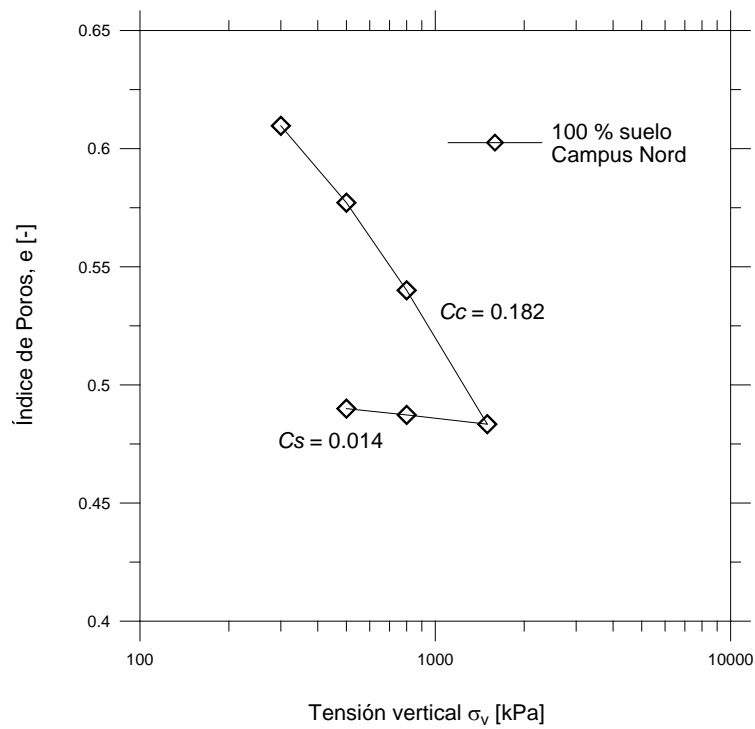


Figura 4.14 Resultados de ensayos edométricos en el suelo Campus Nord.

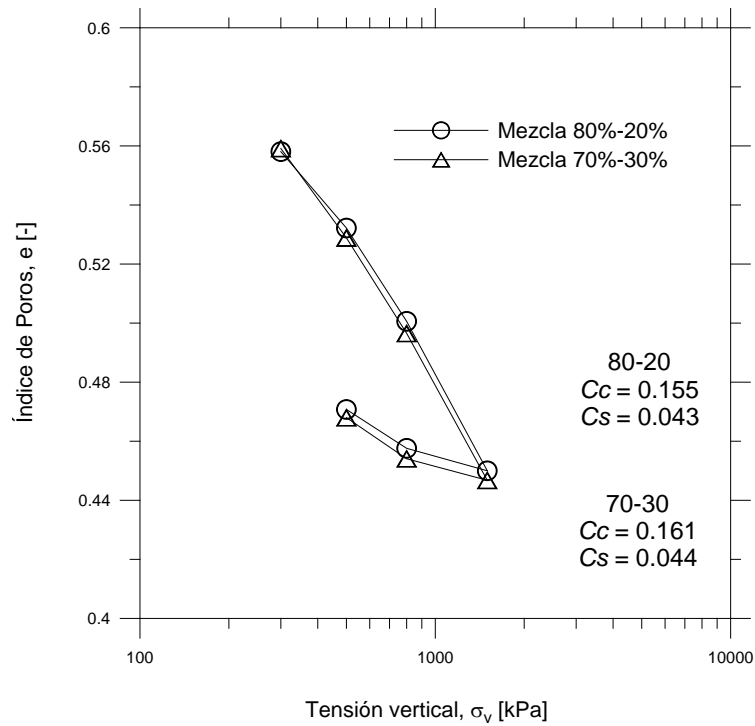


Figura 4.15 Resultados de ensayos edométricos de mezclas.

Tabla 4.7 Parámetros deducidos de los ensayos edométricos.

Suelo	e_0 [-]	E_m [MPa]	C_c	C_s
Arcilla-limosa Campus Nord	0.65	10.58	0.182	0.014
Mezcla (80%-20%)	0.72	13.27	0.155	0.043
Mezcla (70%-30%)	0.72	11.34	0.161	0.044

Los valores de módulo edométrico fueron obtenidos para una carga vertical de 500 kPa.

4.2.6 Curvas de Retención.

Las curvas de retención o “soil water characteristic curve”, (SWCC) por sus siglas en inglés, son gráficos en los que se suele representar los valores de la succión dirigidos a lo

largo del eje *Y* trazado a una escala logarítmica, y los valores del grado de saturación o contenido de humedad a lo largo del eje *X*.

Para la medida de la succión se han desarrollado diferentes metodologías para su análisis y obtención, todas ellas en función de la obtención de la curva de retención o curva característica, Romero, (1999).

En el desarrollo de esta investigación se utilizaron dos equipos para la obtención de la curva características del suelo a estudiar. La placa de succión para valores bajos (menores de 200 kPa) y un psicrómetro tipo DewPoint (WP4) para valores de succión altos (mayores de 1 MPa).

Se desarrollaron los ensayos necesarios para obtener las curvas características de la arena de Castelldefells y de la arcilla de Barcelona.

4.2.6.1 Placa de succión

El equipo de placa de succión utilizado en Castagna, (2007) cuenta con un disco poroso de alto valor de entrada al aire (AVEA) de 2 bar elaborado por Soilmoisture Equipment con un diámetro de 140 mm y un espesor de 5 mm con un diámetro de poros de 1.2×10^{-3} mm y un valor de entrada al aire de 250 kPa. El fabricante indica un valor de permeabilidad 1.73×10^{-9} m/s.

Los componentes principales de la placa de succión, son: la base, donde se encuentra el disco AVEA; el anillo central que es el cuerpo de la cámara de donde se colocan las muestras en contacto con el disco poroso y la tapa por la que se introduce el aire a presión. Figura 4.16.

Una descripción mejor del equipo, así como, la metodología de elaboración de las muestras, montaje dentro de la placa y obtención de resultados esta descrita en Castagna, (2007).

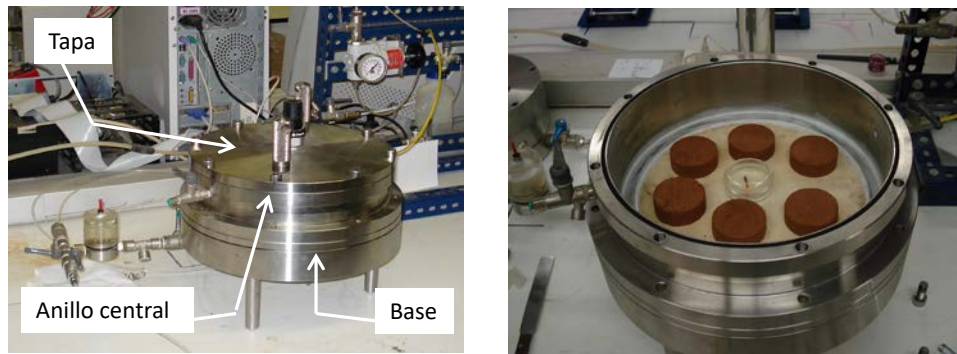


Figura 4.16 Placa de succión.

4.2.6.2 Chilled-mirror dew-point psychrometer (WP4)

Este equipo se ha desarrollado más recientemente con el objetivo de determinar la succión total de los suelos mediante el análisis de la humedad relativa del aire en equilibrio con el agua de la muestra en un tiempo relativamente corto. Figura 4.17.

La humedad relativa es estimada determinando la diferencia de temperatura entre el aire contenido dentro del equipo y la temperatura del suelo obtenida mediante un termómetro infrarrojo. El tiempo promedio de análisis está entre los tres y los cinco minutos. El rango de valores de succión medidos a través del equipo es de 1 a 60 MPa, Cardoso, *et al.* (2007). Sin embargo, en esta investigación el equipo se ha utilizado para rangos menores obteniendo resultados coherentes y satisfactorios. El equipo WP4 tiene un rango de error de ± 0.1 MPa para valores de succión medidos entre 1 y 10 MPa. Mientras que el rango de error es del $\pm 1\%$ del valor medido para succiones entre los 10 y 60 MPa.

En las Figuras 4.18 y 4.19 se muestran las curvas características del limo del Campus Nord, de la arena de la playa de Castelldefells y de la mezcla realizada con ambos suelos con relación 70-30 respectivamente.



Figura 4.17 Dewpoint psychrometer (WP4).

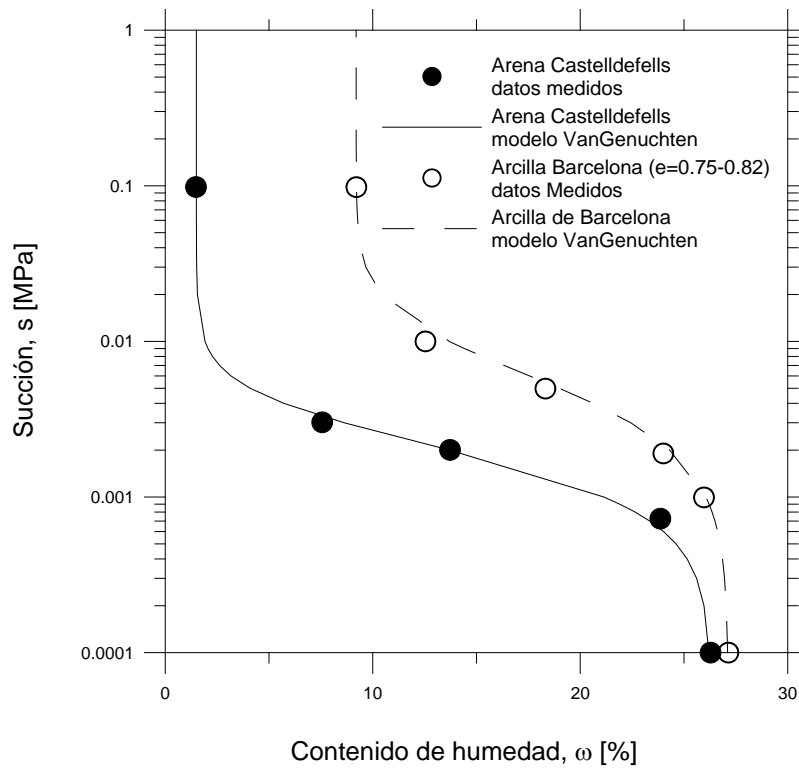


Figura 4.18 SWCC de la arena de la playa de Castelldefells y del suelo Campus Nord obtenidos utilizando el Dewpoint Psychrometer (WP4).

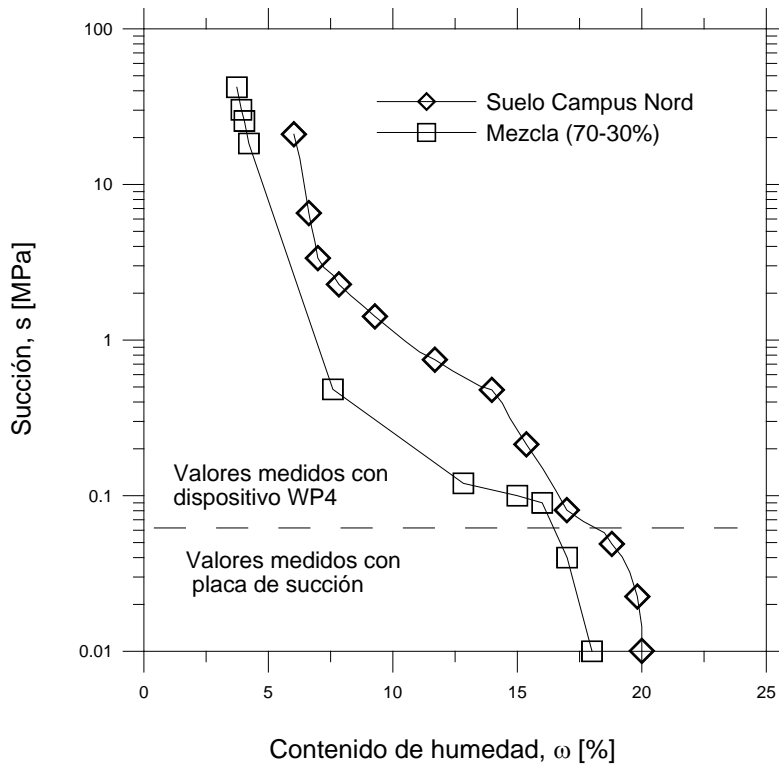


Figura 4.19. Curvas características obtenidas con placa de succión y dewpoint psychrometer (WP4) para el suelo Campus Nord y de la mezcla diseñada.

Las curvas de la Figura 4.18 se han ajustado en función de la ecuación de Van Genuchten, para el cual se tomaron los parámetros: de $\alpha = 0.003$; $n = 1.8$; $m = 1.8$ para el caso de la arena de Castelldefells y $\alpha = 0.01$; $n = 1.5$; $m = 2.0$ para la modelación de la curva característica de la arcilla de Campus Nord. Los parámetros anteriores para el ajuste de las curvas se analizarán de acuerdo a las ecuaciones siguientes:

$$W = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{\psi}{\alpha}\right)^n\right]^m} \quad (4.3)$$

$$W = \frac{\omega - \omega_r}{\omega_s - \omega_r} \quad (4.4)$$

$$m = 1 - \frac{1}{n} \quad (4.5)$$

En donde ω y W representan la curva del contenido de agua en función de la succión en el suelo. En la ecuación 4.4 los subíndices s y r representan las condiciones saturadas y residual del contenido volumétrico de agua en el suelo. Los valores de α están relacionados con el

valor de entrada al aire y n y m con la pendiente de la curva en el punto de inflexión, y son parámetros del modelo. Los parámetros utilizados en el modelo se presentan en la Tabla 4.9

En las curvas mostradas en la Figura 4.19 no se ha llevado a cabo el ajuste de las curvas en función la ecuación de Van Genuchten.

4.2.7 Conclusiones de los ensayos de caracterización

El desarrollo de los estudios para la caracterización de los suelos utilizados, que fueron: granulometría, plasticidad, permeabilidad, resistencia, edómetros y curvas de retención, llevados a cabo bajo a diferentes densidades y diferentes humedades, tenían como finalidad encontrar las condiciones ideales del suelo que se utilizaría en las pruebas del cilindro hueco.

Como se ha mencionado, se tenía la necesidad de una mezcla que contara con una resistencia adecuada para la elaboración y montaje, una granulometría que permitiera una permeabilidad satisfactoria que limitara los tiempos de ensayo al momento de la saturación en las muestras saturadas y en los ensayos de colapso.

Como resultado de la campaña de ensayos de caracterización de los suelos se determinó que la mezcla que más se adecuaba a las condiciones deseadas era la mezcla de 70-30. Es decir, una mezcla cuya matriz de suelo estaría elaborada con un 70 % de arcilla del Campus Nord y un 30% de arena de Castelldefells. Además de los valores de porcentaje de las mezclas, se determinó que la densidad idónea es la de $\rho_d = 1.55 \text{ Mg/m}^3$ y humedades iniciales del 14 % para los ensayos que serán saturados, y un 4% inicial para los ensayos no saturados y de colapso (succión cercana a los 10 MPa).

Una vez determinada la mezcla definitiva se realizará la caracterización de las propiedades hidro-mecánicas de la misma. El análisis del comportamiento de la mezcla seleccionada, se presenta en los apartados siguientes.

4.3 *Determinación de las características de la mezcla seleccionada*

4.3.1 *Introducción*

Una vez determinada la mezcla con la arena fina de Castelldefells y la arcilla limosa producto de la excavación realizada en el Campus Nord de la UPC con 30% de arena y un 70% de arcilla limosa en función de la masa total. Se desarrolla en esta sección, una campaña de ensayos encaminados al conocimiento más completo de la estructura, el comportamiento deformacional y la respuesta hidro-mecánica de la mezcla seleccionada. Para ello se realizó una campaña de ensayos incluyendo:

- Propiedades generales: granulometría, compactación.
- Curvas de retención.
- Microestructura (MIP).
- Edómetros.
- Triaxiales.
- Cortes directos.

4.3.2 *Propiedades generales*

Se determinaron las densidades de las partículas de los suelos tanto de la arena como de la arcilla y además se estableció una densidad promedio para la mezcla utilizada. Los valores de densidad son: Densidad de las partículas de arena, $\rho_{s_s} = 2.65 \text{ Mg/m}^3$; densidad de las partículas de arcilla, $\rho_{s_c} = 2.67 \text{ Mg/m}^3$ y densidad de la mezcla de suelo, $\rho_{s_m} = 2.66 \text{ Mg/m}^3$.

La granulometría de la mezcla de suelo se presenta en la Figura 4.20 donde se muestran las curvas de granulometría de la arena de Castelldefells y de la arcilla del Campus Nord. Así como la granulometría de la mezcla determinada a partir de la ecuación 4.1 descrita en apartados anteriores, ($g_m = 0.3g_s + 0.7g_c$).

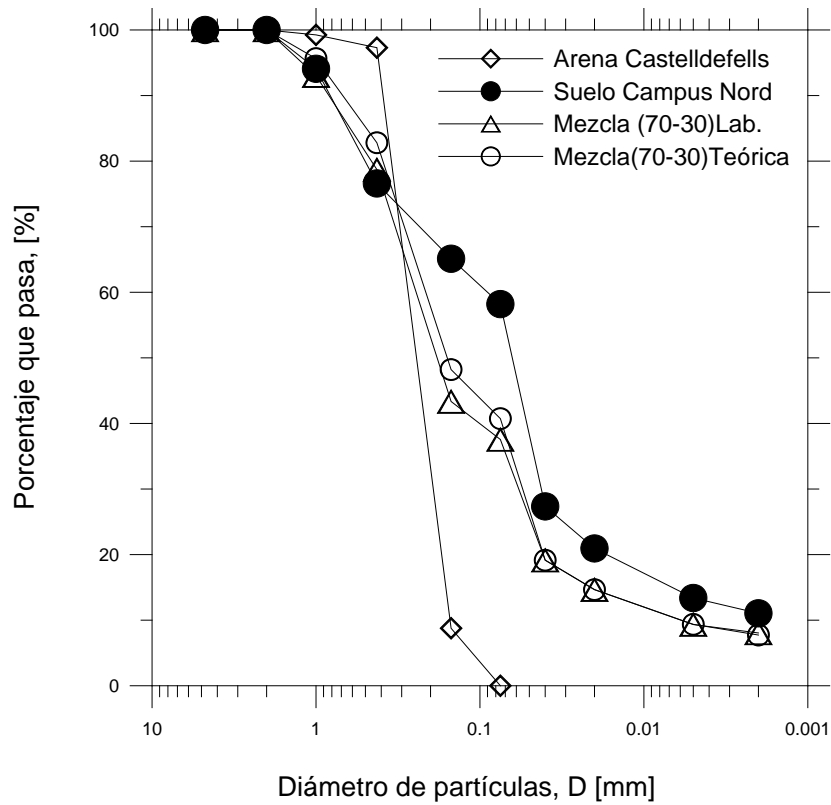


Figura 4.20 Granulometría de la mezcla utilizada.

Se desarrollaron ensayos de compactación sobre la mezcla de suelo en estudio con la finalidad de observar el comportamiento del suelo compactado y su manejabilidad para el momento del montaje sobre el equipo de cilindro hueco.

La gráfica de compactación de la mezcla se muestra en la Figura 4.21 y además se presenta también la curva de compactación de la arcilla limosa del Campus Nord, descrita en Buenfil, 2007 con la finalidad de poder determinar alguna variación en cuanto a la densidad, producto de la incorporación de la arena a la mezcla.

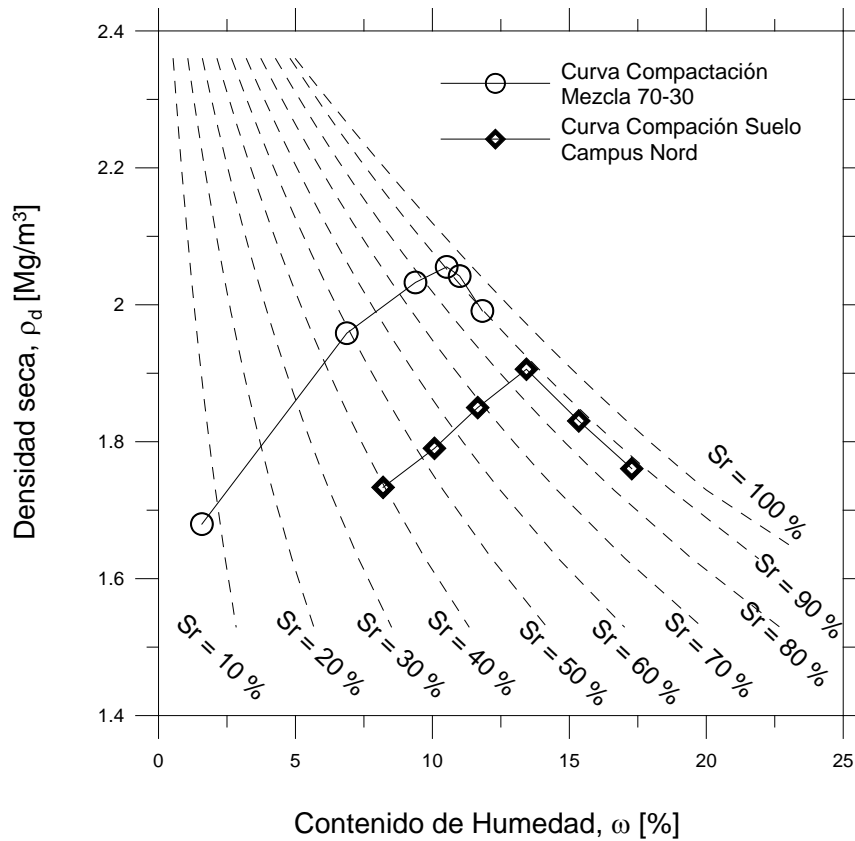


Figura 4.21 Curvas de compactación dinámica (Proctor Normal), arcilla limosa de Campus Nord y mezcla de suelo (70-30%).

El análisis de la Figura 4.21 permite establecer que existe una densificación mayor por efecto de la adición de la arena a la matriz de suelo arcilloso, y que este cambio de densidad podría tener un impacto importante en el comportamiento y la respuesta de la mezcla de suelo en los ensayos programados para ser estudiados en el cilindro hueco.

Además de la compactación dinámica, se llevaron a cabo varias compactaciones estáticas combinando diversas densidades secas iniciales y contenido de humedad para establecer las características de la mezcla de suelo bajo estas condiciones. Por ejemplo, la mezcla 70-30 fue compactada estáticamente con una humedad de 4% (succión determinada en 10 MPa) hasta que alcanzó la densidad de 1.55 Mg/m^3 con una tensión vertical aplicada de 10 kPa. Valores de relación de vacíos $e = 0.716$ y un grado de saturación $S_r = 15\%$ fueron determinados en la mezcla compactada, valores acordes a los observados en los ensayos descritos anteriormente.

Esta condición parece indicar que las partículas individuales de la arena se encuentran inmersas en la matriz dominante de suelo que forma la porción fina (arcilla-limo), por lo que se tendría poco o nulo contacto entre ellas. Esta condición vuelve importante conocer el valor

de la relación de vacíos real de la arcilla-limosa, dado que este índice de poros controlará el comportamiento de colapso, la permeabilidad y las propiedades de retención de agua de la mezcla, propiedades importantes que se pretendían tuviera la mezcla de suelo a estudiar.

La densidad seca de la arcilla-limosa (ρ_{dc}) puede estimarse en función de la siguiente ecuación.

$$\rho_{dc} = \frac{f_c \rho_{sm}}{e + \frac{f_c \rho_{sm}}{\rho_{sc}}} \quad (4.6)$$

El valor de ρ_{dc} obtenido está asociado con el índice de poros de la matriz de arcilla-limosa después de la compactación ($e_c = 1.02$) mayor que el valor de $e = 0.716$ obtenido para la mezcla de suelo compactada. Esta variación del índice de poros podría facilitar el colapso que se pretende suceda como respuesta de suelo en los ensayos sobre el cilindro hueco. En la Figura 4.22 se esquematiza la condición que se presume tiene en la matriz de suelo. Y en la tabla 4.8 se resumen los resultados de la ecuación anterior para diferentes densidades de compactación.

Por otra parte, en la Figura 4.23 se presenta la curva de compactación teórica de la arcilla contenida en la mezcla de suelo y se muestra acompañada de las curvas de compactación de la arcilla del Campus Nord y de la mezcla de arcilla y arena estudiadas.

Tabla 4.8 Densidades secas de las mezclas y de la matriz de arcilla-limosa

Densidad seca de la mezcla, (Mg/m ³)	1.55	1.65	1.75
Densidad seca de la acilla-limosa, (Mg/m ³)	1.32	1.42	1.52
Índice de Poros de la arcilla, (-)	1.02	0.87	0.75

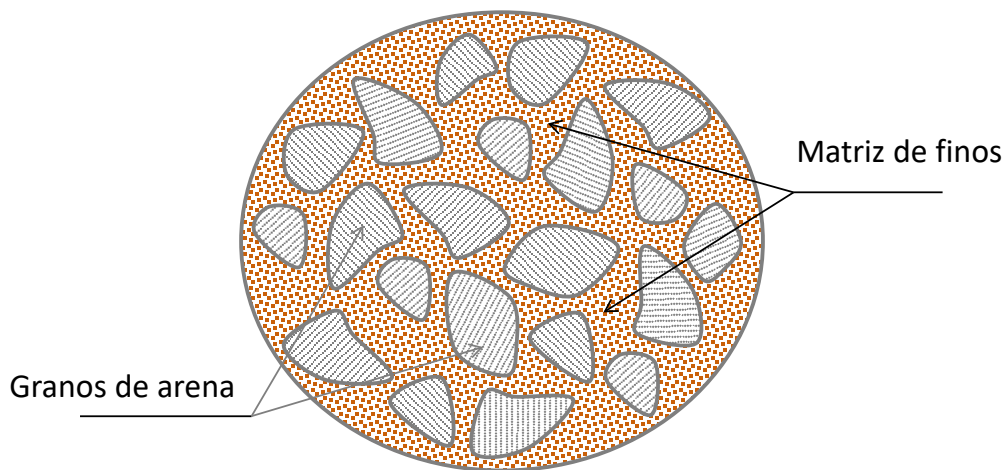


Figura 4.22 Esquema representativo de la estructura interna de la mezcla de suelo.

La curva teórica se obtiene tomando como referencia la ecuación 4.6 y la ecuación 4.7.

$$\omega_c = \omega \left[1 + \frac{(1-f_c)}{f_c} \right] \quad (4.7)$$

Dónde:

ω_c = Humedad de la arcilla

ω = Humedad de la mezcla

f_c = Porcentaje de arcilla en la mezcla.

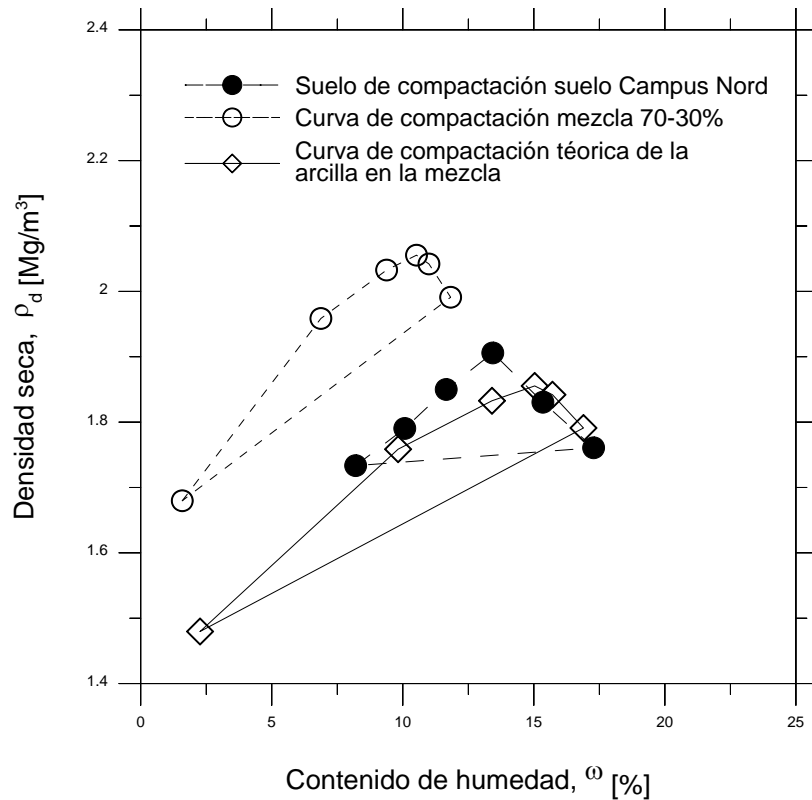


Figura 4.23 Curva de compactación teórica de la arcilla contenida en la mezcla de suelo. Comparación con las curvas de compactación de la arcilla Campus Nord y la mezcla de suelo.

4.4 Análisis de la Curva de retención

Se llevó cabo el análisis correspondiente a la determinación de la curva característica o curva de retención de la mezcla de suelo seleccionada. Para el análisis y la obtención de dicha curva, se utilizó el mismo equipo WP-4 descrito en apartados anteriores, mientras que la curva de retención de la arcilla limosa se determinó con la técnica de traslación de ejes correspondiente a un índice de poros (e) entre 0.75 y 0.82. En la Figura 4.24 se muestran las curvas de retención de la arena, de la arcilla-limosa y de la mezcla de suelo en la trayectoria de mojado.

Se puede observar que la curva de retención de la mezcla es más cercana a la curva desarrollada por el material de arcilla, sobre todo en el rango de succiones bajas, donde posiblemente las características de los poros en función de su relación de vacíos son dominantes en el mecanismo de almacenamiento. Mientras que para valores de succiones altas, a partir de un MPa, la condición que más domina es la adsorción y la mezcla muestra un contenido de humedad más bajo que la humedad correspondiente a la arcilla-limosa de

Barcelona. Lo anterior, parece demostrar que prácticamente el comportamiento hidromecánico de la mezcla estará regido por la fracción fina.

La curva de retención desarrollada para la mezcla, será utilizada durante los ensayos de colapso en el cilindro hueco, para estimar los cambios en los valores de succión del suelo durante la etapa de saturación. Esta condición es importante dado que debido a la naturaleza del equipo de cilindro hueco con que se cuenta, no es posible establecer mecanismos de medida de cambio de succión directamente sobre la muestra en el proceso de intrusión de agua. La falta de dispositivos para la medida de la succión durante el ensayo provocará tener que recurrir a modelos numéricos que tengan como base teórica la curva de retención descrita.

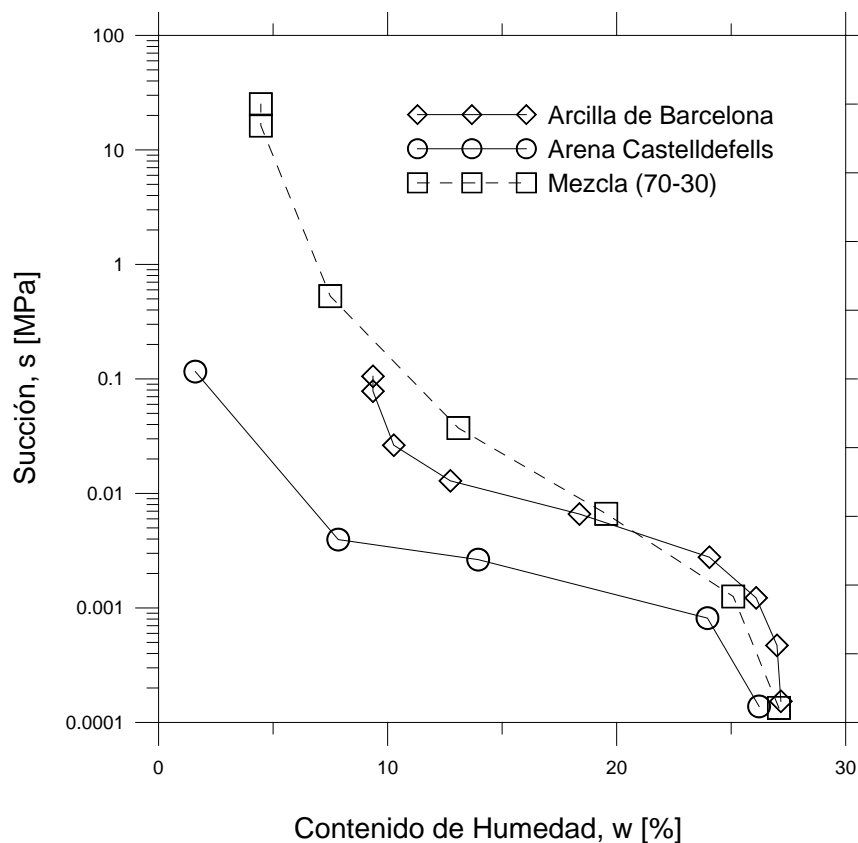


Figura 4.24 Curvas características de los suelos utilizados en la elaboración de la mezcla determinadas en el dispositivo WP4 y la técnica de traslación de ejes.

La Figura 4.25 muestra las curvas características presentadas en la Figura anterior ajustadas mediante un modelo analítico propuesto en (Van Genuchten, 1980) estudiado

mediante las ecuaciones 4.3, 4.4 y 4.5 mostradas anteriormente y cuyos parámetros se resumen en la Tabla 4.9.

Tabla 4.9 Parámetros de estado utilizados en el modelo analítico de Van Genuchten

Suelo	ω_s	ω_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	0.0018	0.25	1.3

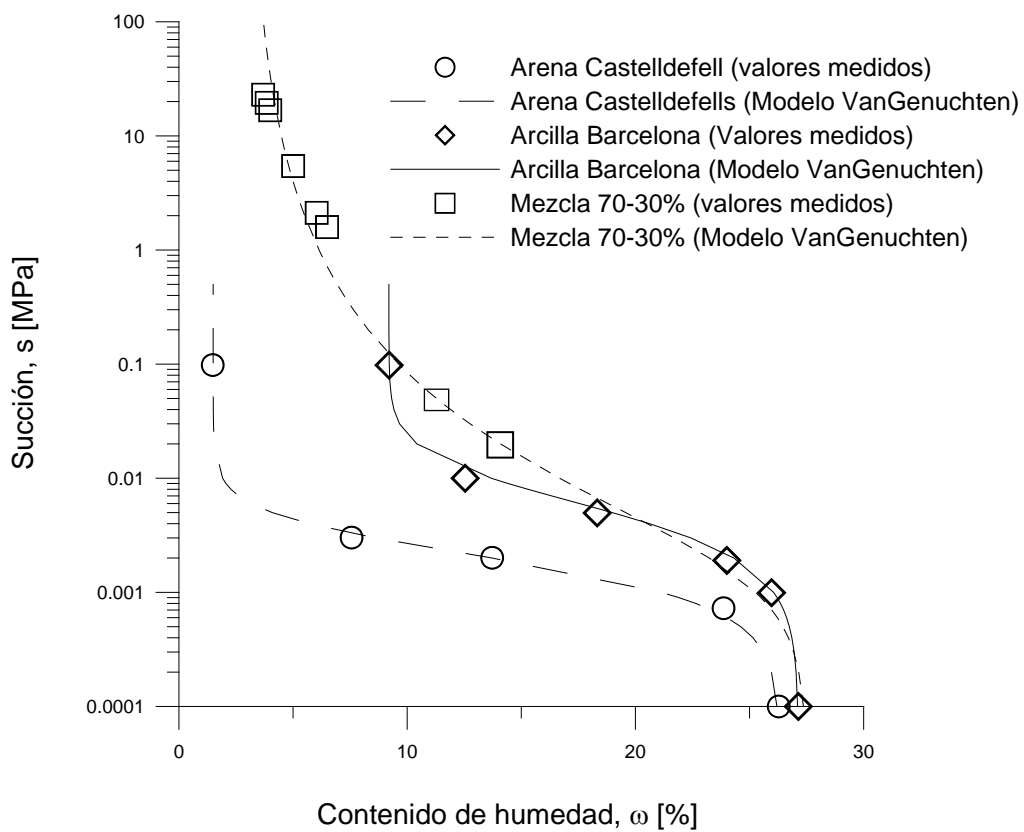


Figura 4.25 Curvas características de los suelos utilizando un modelo analítico de Van Genuchten.

4.5 Porosímetro de Intrusión de Mercurio (MIP)

Los análisis de porosimetría, fueron desarrollados en el equipo “Micromeritics” mostrado en la Figura 4.26 de acuerdo a las Normas ASTM-D4404 con la finalidad de examinar la estructura de los poros y su distribución dentro de la masa de suelo. Las características y especificaciones de este equipo se muestran en la Tabla 4.10. La porosimetría por intrusión de mercurio está basada en las leyes capilares que gobiernan la intrusión de un líquido que no moja en pequeños poros. Esta ley en el caso de un líquido como el mercurio, se expresa por la ecuación de Washburn. Griffiths y Joshi, (1989).

$$D = -\left(\frac{1}{P}\right) 4 \gamma \cos \phi \quad (4.8)$$

Donde, D es el diámetro del poro, P es la presión absoluta aplicada, γ la tensión superficial del mercurio y ϕ el ángulo de contacto entre el mercurio y la muestra. El volumen de mercurio V que penetra en los poros se mide directamente como una función de la presión aplicada P . La relación (P - V) se utiliza como una única caracterización de la estructura del poro. Para el uso de la ecuación 4.8 se asume que la forma de todos los poros es cilíndrica, aunque en la realidad los poros en raras ocasiones son cilíndricos esta ecuación proporciona una representación práctica de la distribución de poros. Una descripción más detallada de la técnica del MIP se puede ver en Barrera, (2002) y Buenfil, (2007).

La distribución de tamaños de poros obtenidos en el MIP se muestra en las Figuras 4.27 para los resultados obtenidos en esta investigación y la Figura 4.28 para los resultados presentados por Buenfil, 2007 que también trabajó con suelo del Campus Nord. Los datos del MIP se utilizaron en esta investigación como parte de la caracterización del suelo natural del Campus Nord y de la mezcla seleccionada de 70-30% para una densidad $\rho_d = 1.55 \text{ Mg/m}^3$.

Se puede observar en ambas figuras una distribución bi-modal que es característica de suelos compactados del lado seco de la curva de compactación como se describe en Delage *et al.*, (1996). Dicha distribución bi-modal se presenta más clara en los ensayos de Buenfil.

Tabla 4.10 Características técnicas del porosímetro por intrusión de mercurio “Micromeritics”

Características	Especificaciones
<i>Baja Presión</i>	
Medida	0 a 345 kPa
Resolución	69 Pa
Diámetro	360 a 3.6 μm
<i>Presión Alta</i>	
Medida	Presión atm. Hasta 228 MPa
Diámetro de poros	6 a 0.005 μm
Exactitud del Transductor	$\pm 0.1 \%$
<i>Intrusión</i>	
Resolución	Mayor de 0.1 μL
Exactitud	$\pm 1 \%$ del max. Vol. del Penetrómetro



Figura 4.26 Porosímetro de intrusión de mercurio (MIP). Departamento de Ingeniería del Terreno, UPC

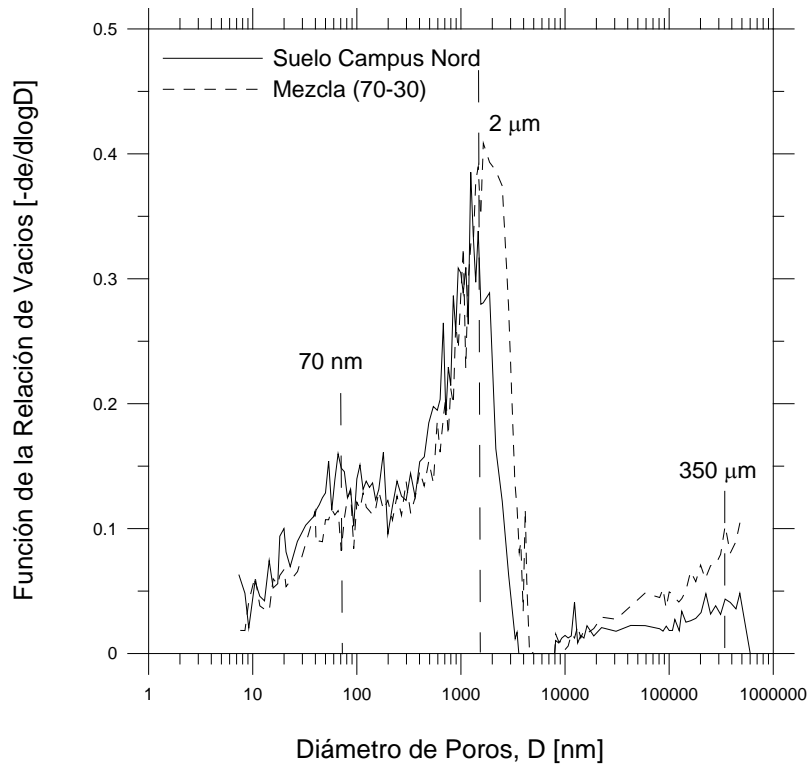


Figura 4.27 Distribución de tamaños de partículas del suelo (MIP). $\rho_d = 1.55 \text{ Mg/m}^3$, $e = 0.72$.

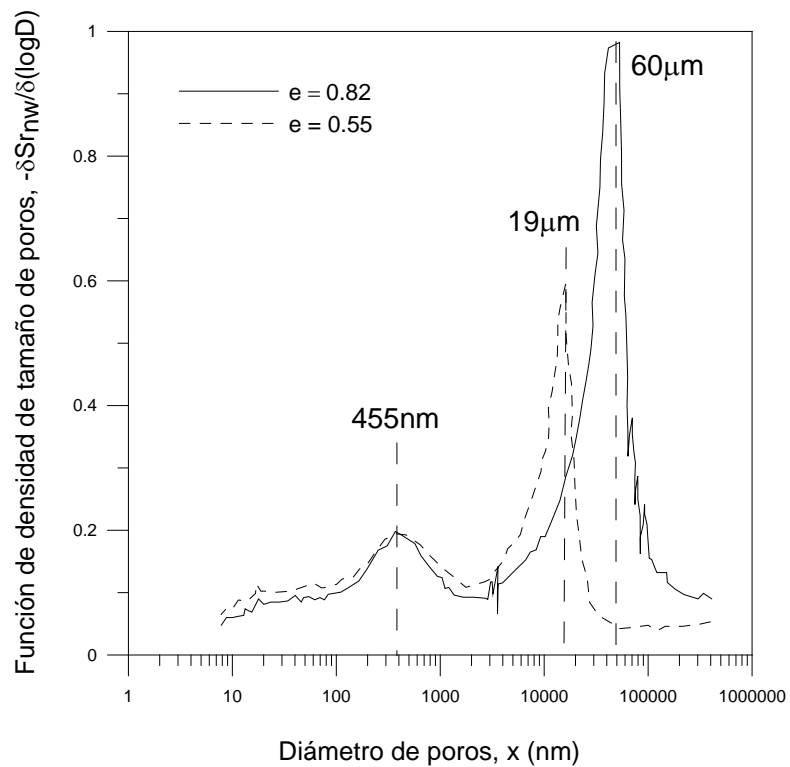


Figura 4.28 Función de la densidad de tamaños de poros evaluada desde resultados del MIP para el suelo del Campus Nord para dos densidades secas diferentes (Buenfil, 2007).

En la Figura 4.27 los tamaños dominantes de poros son del orden de 1.5 μm para el suelo del Campus Nord y de 2 μm para la mezcla de arcilla-arena. Y otros tamaños dominantes del orden de los 70nm son prácticamente iguales para el suelo del Campus Nord y la mezcla de arcilla-arena. Así mismo, en la misma figura se puede establecer la frontera entre ambos tamaños dominantes en un valor del orden de los 300 nm.

La parte correspondiente a los poros menores de 1 μm no parece verse afectada por la inclusión del 30% arena al suelo arcilloso a la mezcla, ya que las curvas se mantienen muy proximas una a la otra.

Finalmente, la diferencia que se observa entre ambos estudios, los de Buenfil y los desarrollados en esta investigación con respecto al análisis del suelo del Campus Nord, parece deberse a la densidad de compactación asociada a los valores del índice de poros que para Buenfil era del orden de 0.82. Mientras que la muestra de suelo del Campus Nord ensayada en este estudio partía de un valor de 0.72. Por otra parte, es necesario mencionar también la diferencia de la granulometrías entre ambos estudios, que se muestra en la Figura 4.2 y la diferencia en cuanto al contenido de arcilla en la matriz de suelo utilizado que se muestra en la carta de plasticidad de la Figura 4.5.

4.6 Ensayos edométricos

Se desarrollaron estudios edométricos convencionales y de colapso con la mezcla 70-30 para obtener su comportamiento deformacional, así como, los parámetros que serán necesarios posteriormente para la simulación de los resultados. Se utilizó el mismo equipo empleado para los ensayos de caracterización de los suelos presentados en apartados anteriores.

Los ensayos edométricos convencionales se llevaron a cabo primero sobre muestras saturadas aplicando incrementos de carga y descarga para la obtención de la curva edométrica. Y posteriormente se realizaron ensayos sobre muestras no saturadas (humedad constante) a las cuales se les aplicó un incremento de tensión vertical para posteriormente incluir agua a la muestra para determinar su deformación por humedecimiento.

Para los ensayos saturados, la escala de tensiones vertical aplicadas fue de 10, 20, 50, 100, 200 y 400 kPa para la etapa de carga, para posteriormente aplicar decremento de cargas de 400, 200, 100 y 20 kPa. La curva edométrica obtenida de los ensayos se muestra en la Figura 4.29.

En la Figura 4.30, se presenta la variación de volumen para diferentes condiciones de humedad en función de las diferentes trayectorias de tensión-deformación. La primera de las trayectorias se desarrolla para una muestra de suelo en condiciones saturadas, para lo cual una vez colocada la muestra dentro del equipo edométrico bajo una tensión vertical baja (aproximadamente 2 kPa) la muestra se satura inundando la cámara edométrica y dando el tiempo suficiente para la intrusión de agua. Una vez saturada la muestra se incrementa la carga en escalones. La segunda de las trayectorias de tensiones establecida se llevó a cabo con los mismos escalones de incremento de tensiones desde 10 hasta 400 kPa, sin embargo, en esta ocasión la muestra se mantuvo con una humedad constante de 4 % durante todo el proceso de carga. Esta humedad dentro de la muestra corresponde a un valor de succión de aproximadamente 10 MPa.

Finalmente la última de las trayectorias mostradas en la Figura 4.30 aplicando el incremento de tensión vertical en condiciones de humedad constante (4%), para posteriormente saturar la muestra mediante la intrusión de agua. Los incrementos de tensiones fueron nuevamente 10, 20, 50, 100, 200 y 400 kPa y las trayectorias de colapso por humedecimiento se observan en la figura con las líneas punteadas verticales.

La tabla 4.12 muestra los resultados de los parámetros más importantes obtenidos de los ensayos, el coeficiente de consolidación (c_v), módulo edométrico (E_m) así como valores del coeficiente de permeabilidad (k). Así mismo, del análisis de la curva de consolidación se obtuvieron los coeficiente de compresibilidad y expansión dando como resultado $C_c = 0.22$, y $C_s = 0.02$ respectivamente. Los valores promedio que se consideran son: $c_v = 2.6 \times 10^{-6}$ m²/s, $E_m = 1950$ kPa y $k = 4.52 \times 10^{-8}$ m/s.

Por otra parte, el valor de la presión de pre-consolidación (p'_o) calculado a partir de la gráfica de la Figura 4.29 fue de 15 kPa aproximadamente.

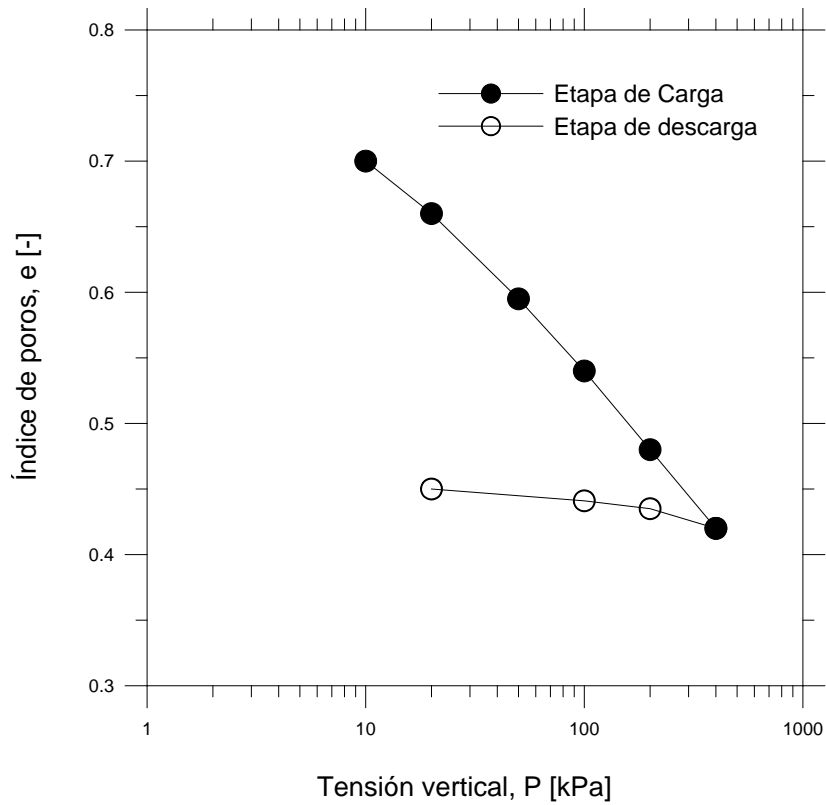


Figura 4.29 Curva edométrica de la mezcla 70%-30% utilizada.

Tabla 4.11 Parámetros obtenidos de los ensayos edométricos

Etapa de carga	Coef. Consolidación c_v [m ² /s]	Módulo Edométrico E_m [kPa]	Coef. Permeabilidad k [m/s]
20 kPa	5.92×10^{-6}	1058	6.55×10^{-8}
50 kPa	2.51×10^{-6}	2176	7.38×10^{-8}
100 kPa	4.60×10^{-6}	1074	3.75×10^{-8}
200 kPa	1.96×10^{-6}	1421	3.28×10^{-8}
400 kPa	1.24×10^{-6}	4022	1.64×10^{-8}

La Figura 4.30 muestra como la trayectoria de incremento de carga bajo humedad constante y posterior saturación converge prácticamente en cada uno de los escalones de carga con la trayectoria de incremento de carga en condiciones saturadas.

Por otra parte, se puede observar cómo incluso para el esfuerzo vertical menor de 10kPa existe colapso en el suelo, valor cercano al 2%. Mientras la mayor deformación de colapso por humedecimiento se presentó para una carga vertical de 200 kPa. Esta deformación de colapso se presenta en la Figura 4.31. En esta Figura se puede observar, que los valores de deformación de colapso se incrementan prácticamente de forma lineal hasta un máximo de 10.3 % para la carga mencionada de 200 kPa, a partir del cual se presenta un decremento de la deformación de colapso aun y cuando la carga es mayor. Ya que al aplicar la carga la porosidad se reduce de tal forma que dificulta el colapso posterior.

Esta característica de deformación es importante para las trayectorias de tensiones que se sigan en los ensayos de colapso en el cilindro hueco, y la presión de 200 kPa será la presión de confinamiento que se utilizará para dichos ensayos.

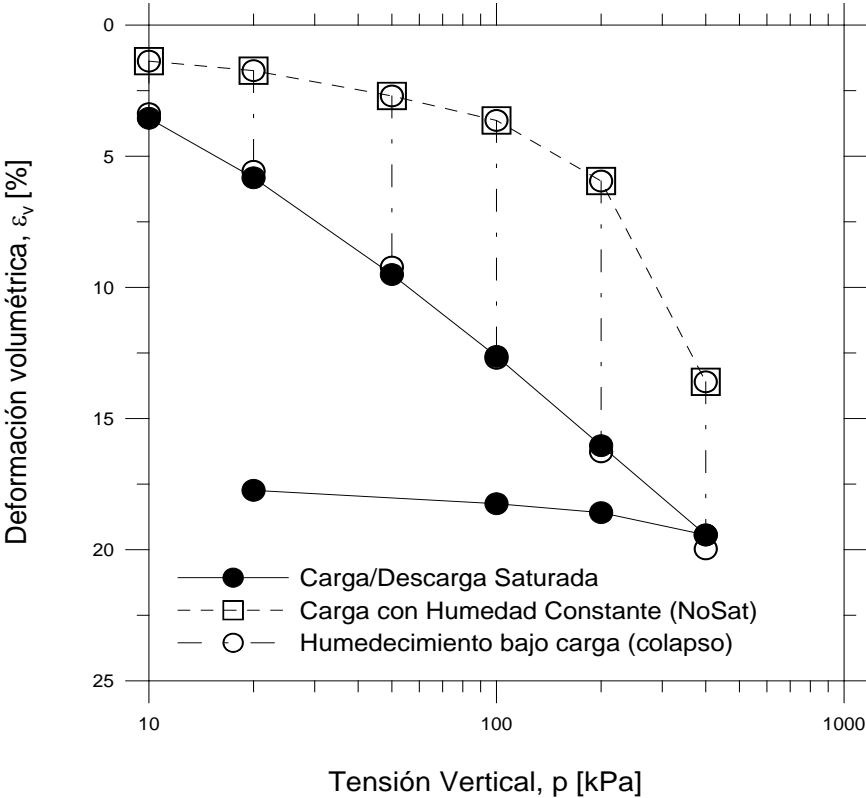


Figura 4.30 Trayectoria de curva edométrica convencional y trayectoria de humedecimiento bajo carga.

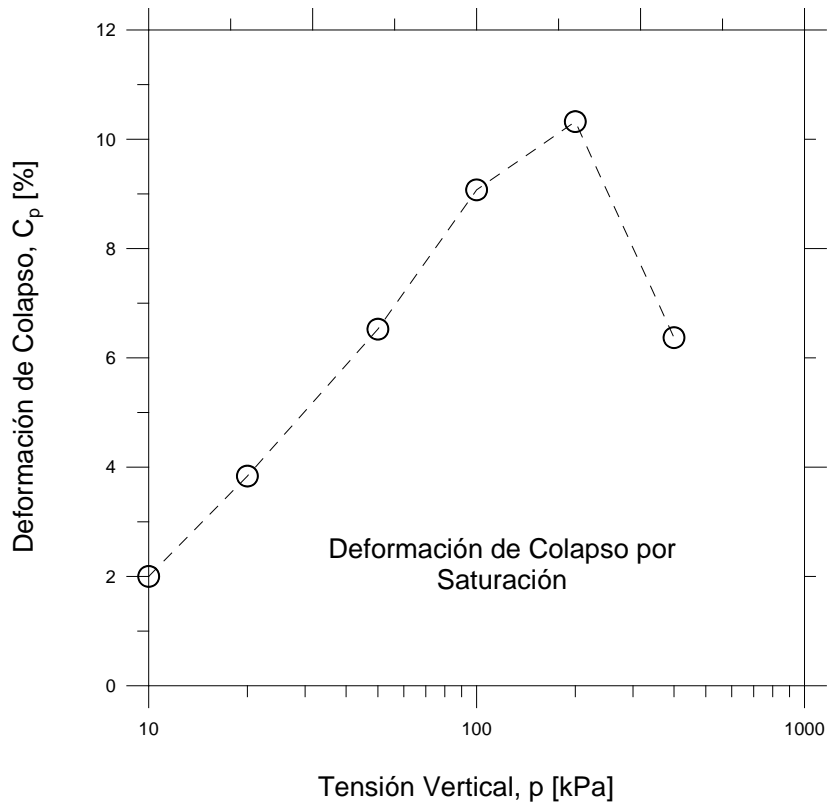


Figura 4.31 Deformación de colapso por saturación bajo carga constante.

4.7 Ensayos triaxiales con rotura con tensión efectiva media constante

Los ensayos triaxiales se llevaron a cabo sobre suelo en condiciones de saturación y se realizaron utilizando una cámara triaxial convencional elaborada por la empresa GDS Instrument Ltd y que se muestra en la Figura 4.6. En la figura se puede observar la cámara triaxial sobre un gabinete en el cual se encuentra un servomotor que proporciona un desplazamiento vertical al pistón que empuja la muestra sobre la célula de carga sumergible colocada en la parte superior de la cámara. El servomotor tiene un límite de recorrido de ± 100 mm y la célula de carga utilizada una capacidad de 10 kN. Se muestra también los dos dispositivos de presión-volumen GDS que permiten controlar la presión de agua que se introduce a la cámara en el caso de la presión de confinamiento (σ_3) y la presión al interior de la muestra para el caso de la presión de cola o contrapresión (u_c). Así mismo, el dispositivo de la contrapresión se utiliza para medir el volumen de agua desalojada de la muestra de suelo asociado al cambio volumétrico de la misma.

Se puede observar además el dispositivo Datalogger (Sistema de registro de Datos) para la adquisición de los datos y es la interface con el programa de cómputo que controla el desarrollo de los ensayos.

El estado de tensiones establecido durante los ensayos triaxiales está determinado por una tensión media efectiva $p' (= (\sigma_1 + 2\sigma_3) / 3) - u_c$ y una tensión de corte $q (= \sigma_1 - \sigma_3)$, donde los valores de σ_1 y σ_3 representan las tensiones principales mayor y menor respectivamente.

La metodología de elaboración de las muestras es la misma que la descrita anteriormente en el apartado 4.2.3.1, pero únicamente se elaboraron muestras para una densidad seca de 1.55 Mg/m³ y un contenido de humedad de 14 %.

El programa de ensayos se fundamentó en cuatro ensayos sobre muestras saturadas identificadas como TXC para ensayos de compresión triaxial y TXT para ensayos de extensión. Cada una de estas trayectorias se llevó a cabo para valores de tensión media (p'_{m0}) de 200 y 300 kPa. La Tabla 4.12 muestra los detalles del programa experimental seguido en cada uno de los ensayos.

Tabla 4.12 Detalles del programa experimental en la cámara triaxial convencional.

Identificación del ensayo	Etapa del Ensayo	Descripción
TXC200	a) Saturación	<ul style="list-style-type: none"> • Aplicación de rampas de saturación y análisis del parámetro B de Skempton. • Aplicación de carga isotropa para la consolidación de la muestra ($p'_{m0} = 200$ kPa). • Aplicación de tensión desviadora q aumentando σ'_z y manteniendo p'_m constante ⁽¹⁾.
	b) Compresión isotropa	
	c) Compresión triaxial drenada	
TXC300	a) Saturación	<ul style="list-style-type: none"> • Aplicación de rampas de saturación y análisis del parámetro B de Skempton. • Aplicación de carga isotropa para la consolidación de la muestra ($p'_{m0} = 300$ kPa). • Aplicación de tensión desviadora q aumentando σ'_z y manteniendo p'_m constante ⁽¹⁾.
	b) Compresión isotropa	
	c) Compresión triaxial drenada	
TXT200	a) Saturación	<ul style="list-style-type: none"> • Aplicación de rampas de saturación y análisis del parámetro B de Skempton. • Aplicación de carga isotropa para la consolidación de la muestra ($p'_{m0} = 200$ kPa). • Aplicación de la trayectoria de tracción disminuyendo σ'_z y aumentando σ'_r manteniendo p'_m constante ⁽²⁾.
	b) Compresión isotropa	
	c) Tracción triaxial drenada	
TXT300	a) Saturación	<ul style="list-style-type: none"> • Aplicación de rampas de saturación y análisis del parámetro B de Skempton. • Aplicación de carga isotropa para la consolidación de la muestra ($p'_{m0} = 300$ kPa). • Aplicación de la trayectoria de tracción disminuyendo σ'_z y aumentando σ'_r manteniendo p'_m constante ⁽²⁾.
	b) Compresión isotropa	
	c) Tracción triaxial drenada	

(1) $p'_m = \text{constante}$

$$\Delta\sigma'_z > 0$$

$$\Delta\sigma'_r = \Delta\sigma'_2 = \Delta\sigma'_3 = -\Delta\sigma'_z/2 < 0$$

$$b = 0, \alpha = 0$$

(2) $p'_m = \text{constante}$

$$\Delta\sigma'_3 = \Delta\sigma'_z < 0$$

$$\Delta\sigma'_1 = \Delta\sigma'_2 = \Delta\sigma'_r = -\Delta\sigma'_z/2 > 0$$

$$b = 0, \alpha = 90^\circ$$

4.7.1 Etapa de Saturación

La saturación se realizó mediante un flujo de agua introducido a la muestra por medio del incremento de la presión de cola. El agua utilizada se encontraba desairada y desmineralizada. La etapa de saturación se inició con la aplicación de una presión de confinamiento (σ_r) de 20 kPa y una presión de cola presión intersticial (u_c) de 10 kPa, introducida a la muestra por la parte inferior. El estado de tensiones total se mantiene en condiciones isotrópicas. Con la finalidad de acelerar el tiempo de saturación, se aplicó un incremento de tensiones hasta llegar a valores de $\sigma_r = 125$ kPa y $u_c = 100$ kPa, a partir de estos valores las presiones de confinamiento y de agua intersticial se mantuvieron constantes y se estuvo observando el volumen de agua que entraba a la muestra por medio del dispositivo presión-volumen GDS. Se tenía una línea de drenaje en la parte superior de la muestra bajo a una presión atmosférica y conectada a su vez a un recipiente plástico con la finalidad de monitorear el volumen de agua que ha salido de la muestra. Cuando se ha observado que el flujo de agua que entra a la muestra es igual al de salida, se realiza un análisis de la obtención del parámetro B de Skempton para juzgar la correcta saturación. Para todos los ensayos este parámetro fue superior al 0.95. Una vez garantizada la saturación mediante la B de Skempton se determinó la permeabilidad de las muestras. Los resultados se presentan en la Tabla 4.13.

Tabla 4.13 Valores de permeabilidad en los ensayos triaxiales convencionales.

Identificación del ensayo	Permeabilidad (k) [m/s]
TXC200	8.29×10^{-4}
TXC300	7.89×10^{-7}
TXT200	8.25×10^{-5}
TXT300	1.50×10^{-7}

Una segunda etapa de saturación se efectuó incrementando la presión de cola hasta un valor que se consideró suficientemente alto para disolver todo el aire contenido en los poros de la muestra y además eliminar posibles burbujas de aire que se encontraran en las líneas de alimentación y drenaje que no hayan sido expulsadas por el paso libre del agua en la primera etapa. Para poder llevar a cabo este incremento de presión intersticial se realizaron aumentos

paulatinos de las presiones de confinamiento y de cola a una velocidad aproximada de 20 kPa cada 10 minutos (30 s/kPa) manteniendo siempre constante la diferencia de presiones, es decir, las presiones efectivas constantes en 20 kPa. Los valores alcanzados al final de esta segunda etapa de saturación fueron $\sigma_r = 520$ kPa y la $u_c = 500$ kPa.

4.7.2 Etapas de consolidación y rotura

Una vez que se ha garantizado la saturación, y previo al análisis de rotura, se llevaron a cabo etapas previas de consolidación mediante incrementos de presiones a velocidad de carga constante (0.005 kPa/s) bajo condiciones isotropas hasta alcanzar la tensión media máxima fijada. Para el caso de los ensayos TXC200 Y TXT200 la tensión media efectiva máxima fue de 200 kPa, mientras que las muestras TXC 300 y TXT300 dicha tensión fue de 300 kPa.

Después de aplicada la consolidación y alcanzado el valor de p'_m establecido se realizaron trayectorias de compresión triaxial (TXC) y de extensión triaxial (TXT), manteniendo constante la tensión media efectiva p'_m .

Ambas etapas, de consolidación y rotura se realizaron a velocidades variables en función de la presión intersticial, esto es, se cuidó especialmente que dicha presión no aumentara significativamente.

La Figura 4.32 presenta las curvas tensión-deformación del ensayo TXC200 y TXT200, mientras que la Figura 4.33 y la Figura 4.34 exponen las trayectorias de tensiones seguidas durante la etapa de ensayo. Las trayectorias mostradas empiezan con una carga de confinamiento de 520 kPa y una tensión de cola de 500 kPa, lo que supone un valor de tensión media efectiva de 20 kPa (punto A de las Figuras 4.33 y 4.34).

Se fijaron valores de 200 kPa y 300 kPa como tensiones de consolidación efectiva máxima a partir de las cuales iniciara la etapa de rotura, (puntos B y D de las Figuras 4.32 y 4.33). Para las etapas de rotura, se aplica una tensión desviadora en condiciones drenadas manteniendo constante el valor de la tensión media efectiva (p'_m) y aumentando la tensión vertical $\sigma_1 = \sigma_v$ y $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_r$ hasta alcanzar los valores de rotura, en la Figura 4.32 se muestran las trayectorias seguidas en los ensayos de compresión triaxial, (puntos C y E).

En la Figura 4.33 se muestran las trayectorias de tracción seguidas en los ensayos triaxiales de tracción, (puntos F y G) obtenidos a partir de aumentar la presión de confinamiento ($\sigma_1 = \sigma_r$) y disminuyendo la presión vertical ($\sigma_3 = \sigma_v$). En los ensayos de tracción dentro de la cámara triaxial, se hizo necesaria la adecuación del cabezal que está en contacto con la muestra, colocando un conducto conectado al cabezal con salida al exterior de la cámara triaxial, para permitir la extracción del aire que pueda quedar atrapado entre el cabezal y la célula triaxial. Lo anterior para poder garantizar una unión adecuada entre ambos dispositivos para evitar que se pierda el contacto entre ambos durante el ensayo. Manteniendo constante el valor de la tensión media efectiva p'_m .

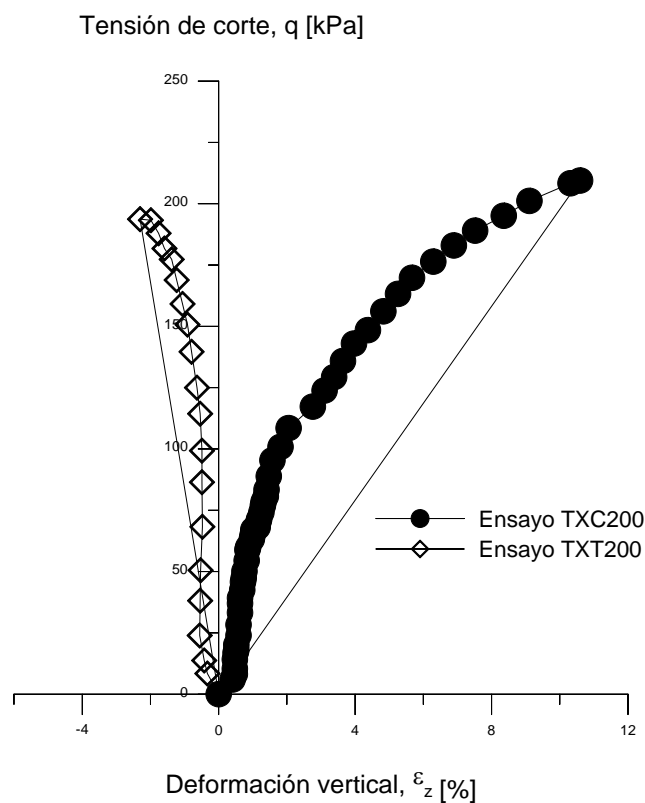


Figura 4.32 Curva tensión-deformación bajo condiciones de compresión y extensión triaxial (TXC200 y TXT200).

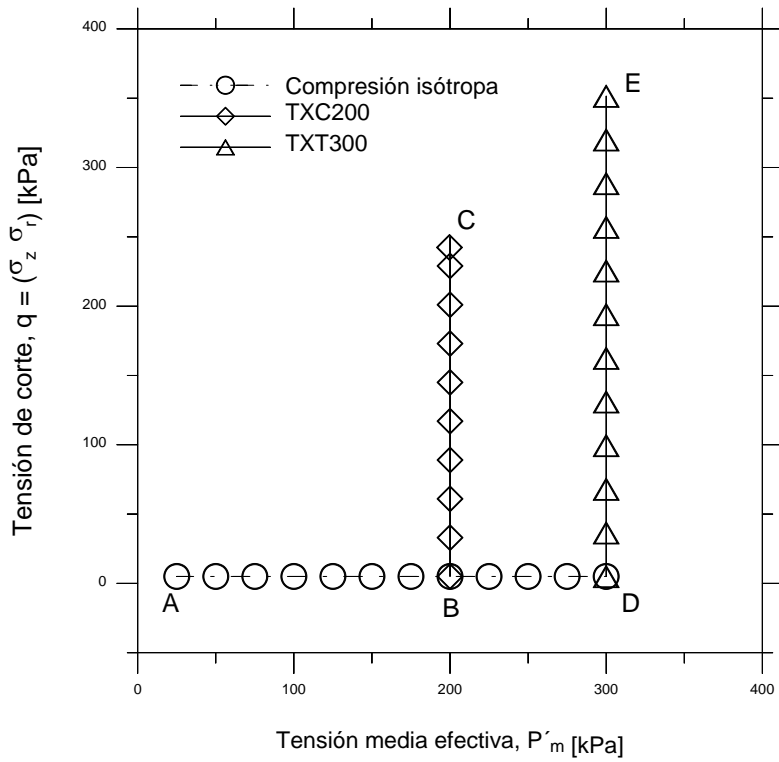


Figura 4.33 Etapas de compresión isotrópica y de corte en el espacio p' - q para los ensayos de compresión triaxial. TXC200 y TXC300.

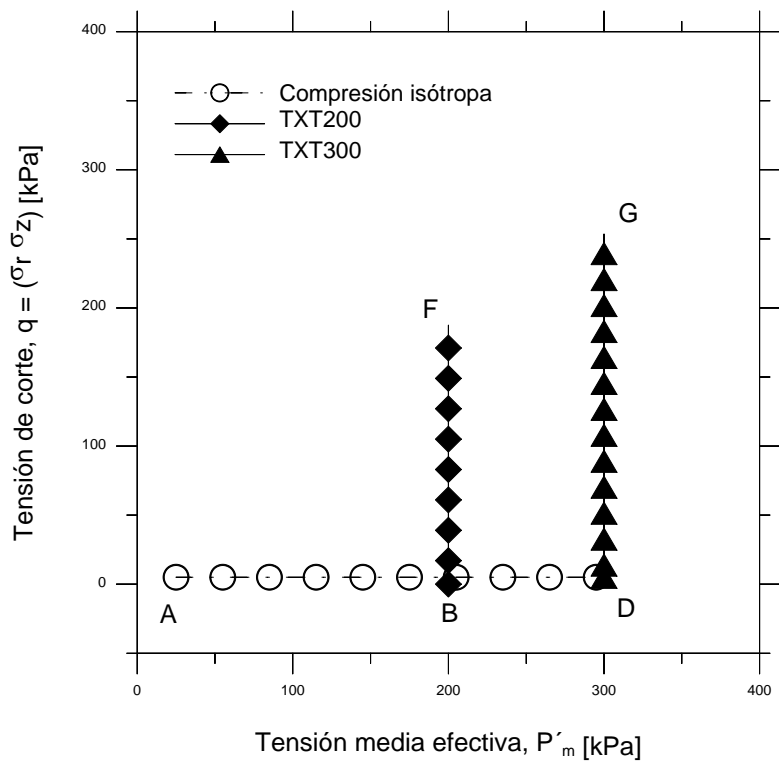


Figura 4.34 Etapas de compresión simple y de rotura en el espacio p' - q , para los ensayos de tracción triaxial. TXT200 y TXT300.

Estos ensayos se desarrollaron dentro de la etapa de caracterización de la mezcla de suelos con la finalidad de obtener los parámetros elásticos (k , E y ν), observar los cambios de volumen en la etapa de corte (dilatancia) y tratar de describir una superficie de fluencia inicial debido a la compactación. La Figura 4.34 muestra los resultados obtenidos de las trayectorias indicadas anteriormente.

En la Tabla 4.15 se resumen los valores de los parámetros elásticos del material obtenido a partir de los ensayos descritos.

Tabla 4.14 Valores de fluencia, parámetros elásticos y módulos elásticos del suelo.

Ensayo	p'_{m0} [kPa]	q [kPa]	E [kPa]	G [kPa]	M	ν	$\lambda(\theta)$	κ	ϕ [°]	α [°]	b
TXC200	200	248	200	167	1.24				30.9	0	0
TXC300	300	353	125	200	1.18				29.5	0	0
TXT200	200	178	166		0.89	0.35	0.08	0.009	31.5	90	1
TXT300	300	253	-----		0.84				29.4	90	1

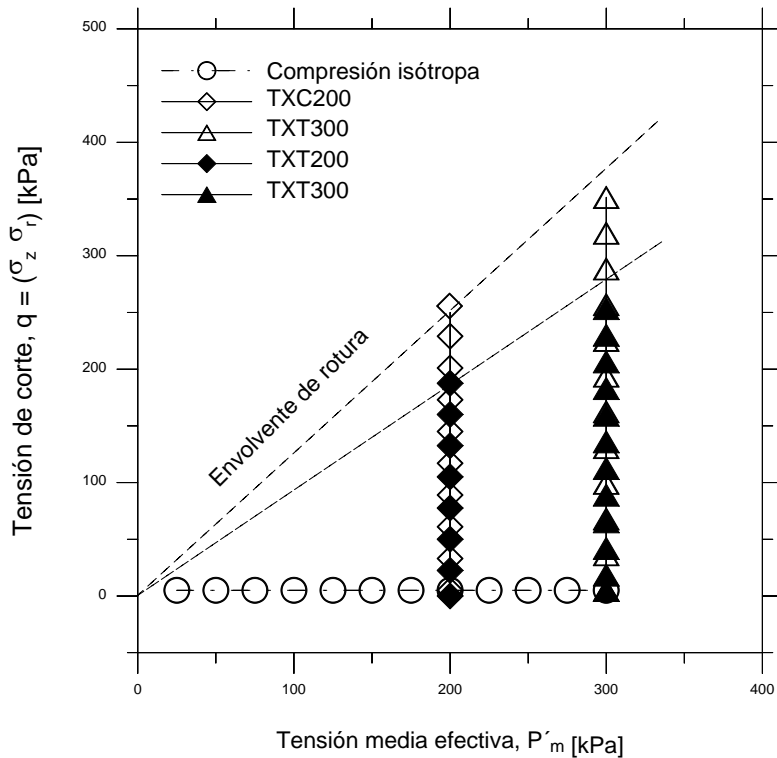


Figura 4.35 Trayectoria de Tensiones de los ensayos de compresión (TXC) y de tracción (TXT) triaxial.

4.8 Ensayos de corte directo con control de humedad

Los ensayos de corte directo se desarrollaron en un equipo convencional de corte del Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica de la UPC. Se realizaron dos tipos de ensayos, en condiciones de saturación y en condiciones humedad constante.

Las trayectorias de rotura seguidas durante los ensayos de corte se definen a continuación. En el primer caso, para los ensayos desarrollados en muestras saturadas, se aplicaron valores de tensión vertical de 50, 100, 200 y 400 kPa. Para cada uno de estos valores de tensión vertical se determinó el valor máximo de la tensión de corte.

Para el segundo caso, los ensayos sobre muestras no saturadas, las tensiones verticales aplicadas fueron de 50, 100 y 200 kPa. Cada uno de estos valores aplicados bajo una condición de humedad inicial de 4% que se mantuvo constante durante todo el ensayo. Al

finalizar la aplicación del desplazamiento horizontal (desplazamiento de corte) y se determina la tensión de corte asociada a dicho desplazamiento.

La elaboración de los especímenes de prueba se llevó a cabo de acuerdo a la siguiente metodología. Una vez determinada la cantidad de suelo y agua requeridas en función de la densidad (1.55 Mg/m^3) y humedad deseadas como ya ha sido descrito en apartados anteriores, la mezcla se colocó dentro de la cámara de corte para llevar a cabo una compactación estática mediante la aplicación de peso muerto colocando sobre el suelo pesas de diferentes valores. El peso máximo aplicado sobre el espécimen de prueba para lograr la altura de muestra deseada fue de 100 kilogramos, equivalente a una tensión vertical aproximada de 100 kPa.

En las Figuras 4.36, 4.37 y 4.38 se muestran los resultados obtenidos de los ensayos de corte directo. En la Figura 4.36 se pueden ver las curvas de tensión-desplazamiento tanto para la condición saturada como para la condición de humedad constante. Para ambas condiciones, la resistencia al corte aumenta conforme aumenta la carga vertical. Sin embargo, la condición no saturada presenta un valor mayor de resistencia si se compara con la condición saturada.

Por otra parte, se puede observar que no se presenta un comportamiento de pico en las trayectorias de las curvas, solamente para la condición saturada con una tensión vertical de 50 kPa parece observarse un valor de pico aproximadamente a los 20 kPa de tensión de corte y un desplazamiento de 2.5 mm, a partir de los cuales se muestra reblandecimiento del material. Para esta misma condición de saturación, los ensayos para 100, 200 y 400 kPa de tensión vertical no muestran un pico en la trayectoria de las curvas, aunque sí se observa un aumento considerable en la resistencia al corte. Mientras que en la condición de humedad constante (4%) la curva correspondiente a la tensión vertical de 200 kPa es la que parece mostrar un comportamiento de pico para valores de 110 kPa de resistencia al corte con un valor de desplazamiento horizontal de 3.4 mm.

En la Figura 4.37 se muestra el comportamiento deformacional contractante de las muestras en condiciones saturadas en las que se observa un cambio de volumen en todos los ensayos, de los cuales se puede ver que una tensión vertical mayor produce deformaciones verticales mayores. Para las muestras de 100, 200 y 400 kPa de tensión vertical las deformaciones son muy similares y las trayectorias son prácticamente iguales.

En la Figura 4.38 las trayectorias de deformación mostradas son para ensayos realizados bajo humedad constante de 4 % (succión de unos 10 MPa), en las cuales se percibe un comportamiento dilatante en los tres ensayos realizados. En la muestra ensayada bajo una tensión vertical de 50 kPa se puede observar una deformación vertical prácticamente de cero hasta un valor de desplazamiento horizontal de 2 mm, a partir del cual se muestra un comportamiento dilatante, llegando prácticamente a valores de deformación de 1.25%. Mientras que el ensayo realizado bajo una tensión vertical de 100 kPa presenta un comportamiento contráctil al inicio de la trayectoria hasta un valor cercano a los 3 mm de desplazamiento horizontal, a partir del cual se presenta la dilatancia hasta alcanzar un valor de 0.3 % de deformación vertical.

Así mismo, el ensayo realizado bajo una tensión vertical de 200 kPa vuelve a mostrar una trayectoria de contracción al inicio del ensayo hasta un valor de desplazamiento horizontal de 3 mm, a partir de este valor comienza la dilatancia.

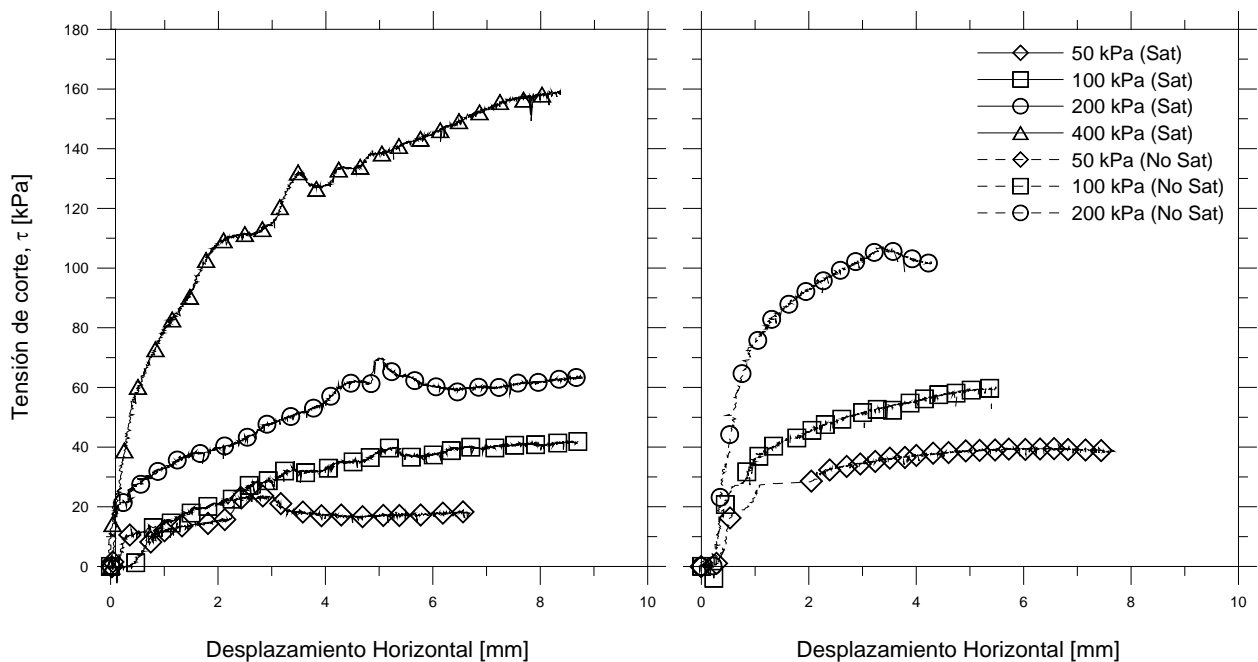


Figura 4.36 Tensión versus desplazamiento horizontal en ensayos de corte directo sobre muestras saturadas y no saturadas.

Los valores del ángulo de dilatación ($\Delta v/\Delta h$) varían entre 5 y 15 grados, en función de los cambios en los valores de tensión vertical. Los valores mayores de dilatación se presentan para el valor menor de tensión vertical y disminuye conforme aumenta dicha tensión.

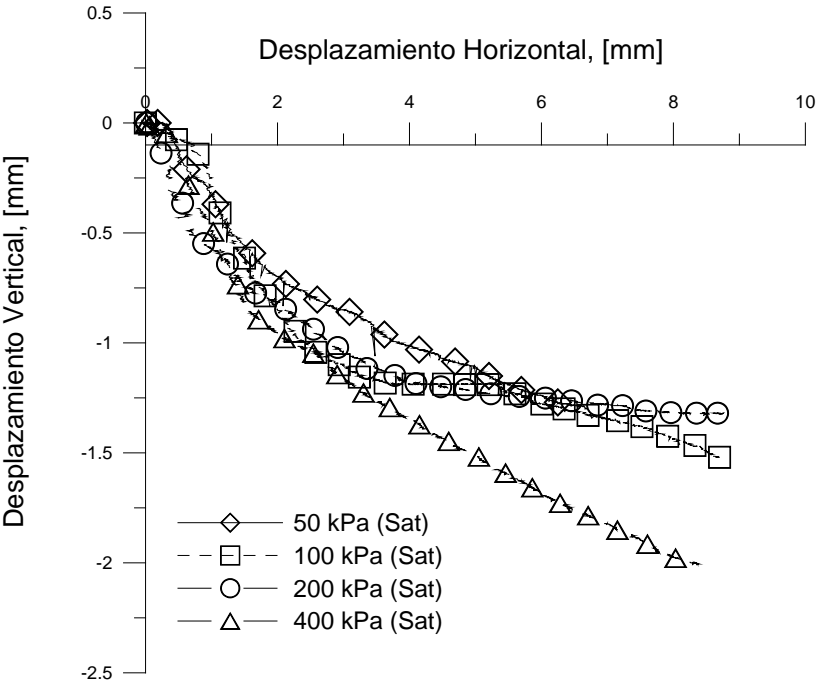


Figura 4.37 Desplazamiento horizontal versus desplazamiento vertical para ensayos de corte directo en muestras saturadas.

Los resultados de los ensayos de corte que se presentan en la Figura 4.39 muestran los valores del ángulo de fricción interna obtenido a partir de las envolventes de rotura.

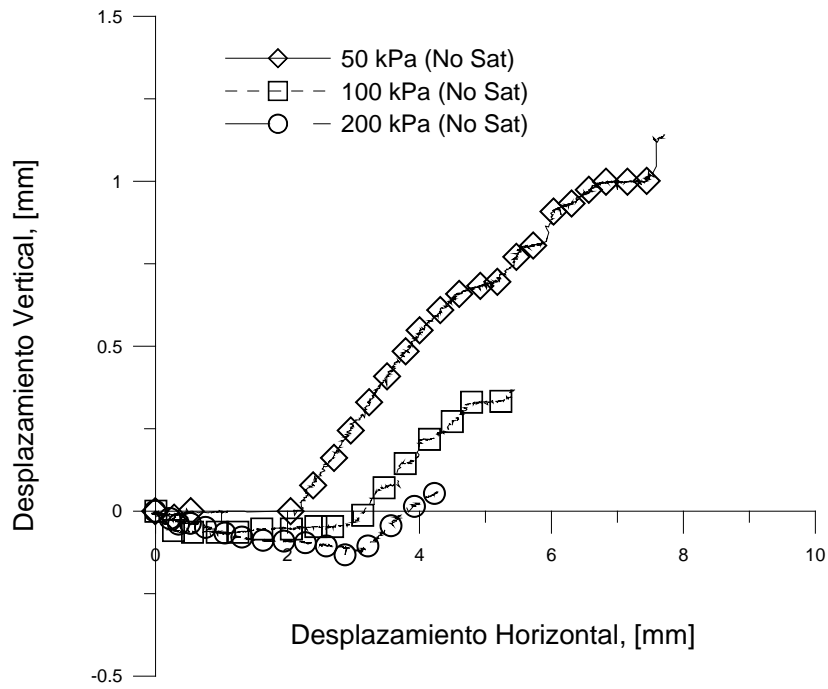


Figura 4.38 Desplazamiento horizontal versus desplazamiento vertical para ensayos de corte directo en muestras no saturadas

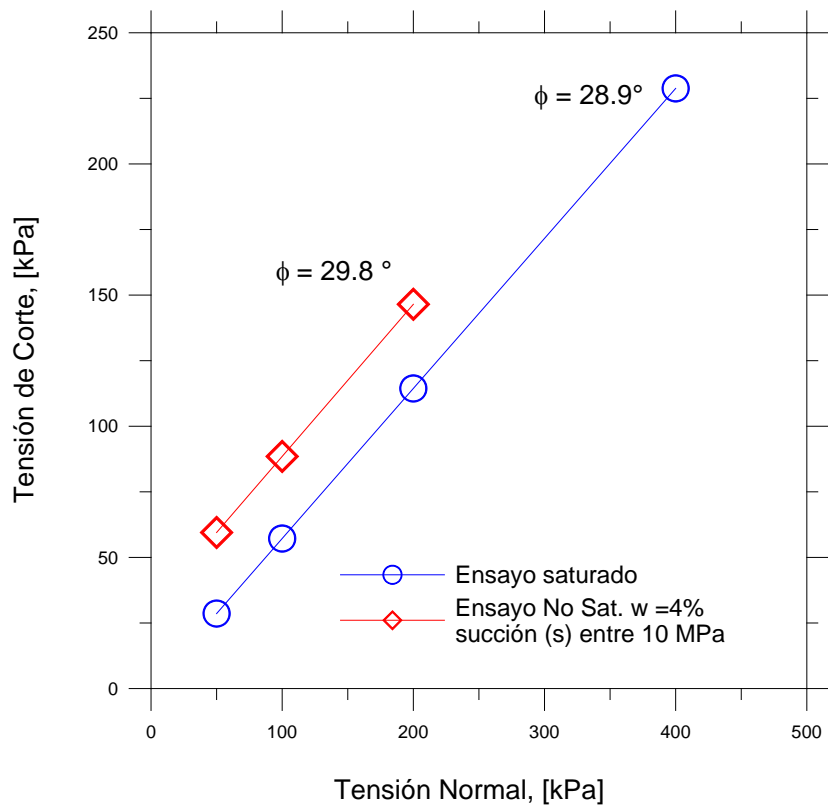


Figura 4.39 Ensayo de corte directo sobre muestras saturadas y no saturadas.

Por otra parte, tomando los resultados de los ensayos de corte representados en la figura anterior, y a partir de la ecuación que representa la superficie de falla de Mohr-Coulomb ($\tau = c + \sigma \tan \phi$) se determinó la “tensión normal no saturada” ($\sigma_{Nsat} = \sigma + sS_r^\alpha$) ajustada a partir de los valores de la tensión normal saturada (σ_{sat}), la succión (s) y el ángulo de fricción interna (ϕ). La Figura 4.40 muestra la gráfica en la que se indica los valores ajustados utilizando el programa Excel y la aplicación solver para la determinación el valor α de ajuste. El valor del exponente α encontrado ha sido de 2.75.

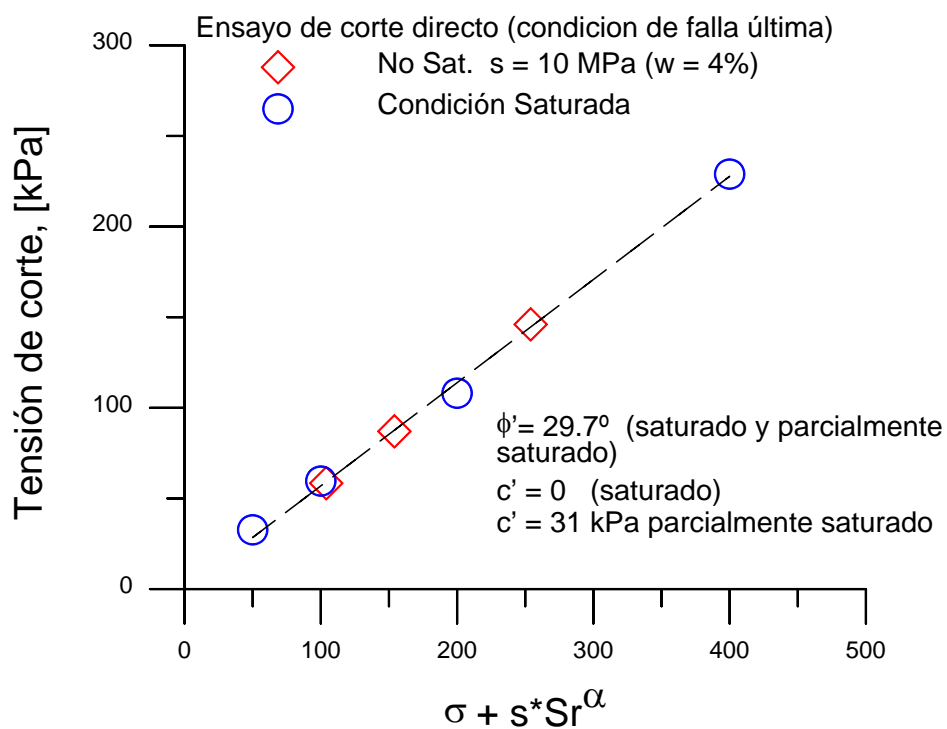


Figura 4.40 Valores de ajuste de la tensión media saturada a la tensión media no saturada.

Los valores observados del ángulo de fricción son congruentes con los mostrados en la Tabla 4.14, donde se presentan los valores obtenidos de los ensayos triaxiales.

Para los ensayos no saturados bajo una humedad constante de 4 % proyectando la pendiente hasta intersectar el eje Y (Figura 4.38), se determina una cohesión aparente de 31 kPa con un valor de succión aproximado de 10 MPa. Con estos valores se puede obtener el valor de ϕ^b descrito en (Fredlund, *et al.* 1978) a partir de la ecuación de envolvente de falla de Mohr-Coulomb.

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma_f - u_a)_f \tan \phi' + (u_a - u_w)_f \tan \phi^b \quad (4.9)$$

$$c = c' + (u_a - u_w)_f \tan \phi^b \quad (4.10)$$

Dónde:

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.

El ángulo ϕ^b se representa en la Figura 4.41 como la pendiente de la recta que une las envolventes de rotura para las condiciones saturadas y no saturadas.

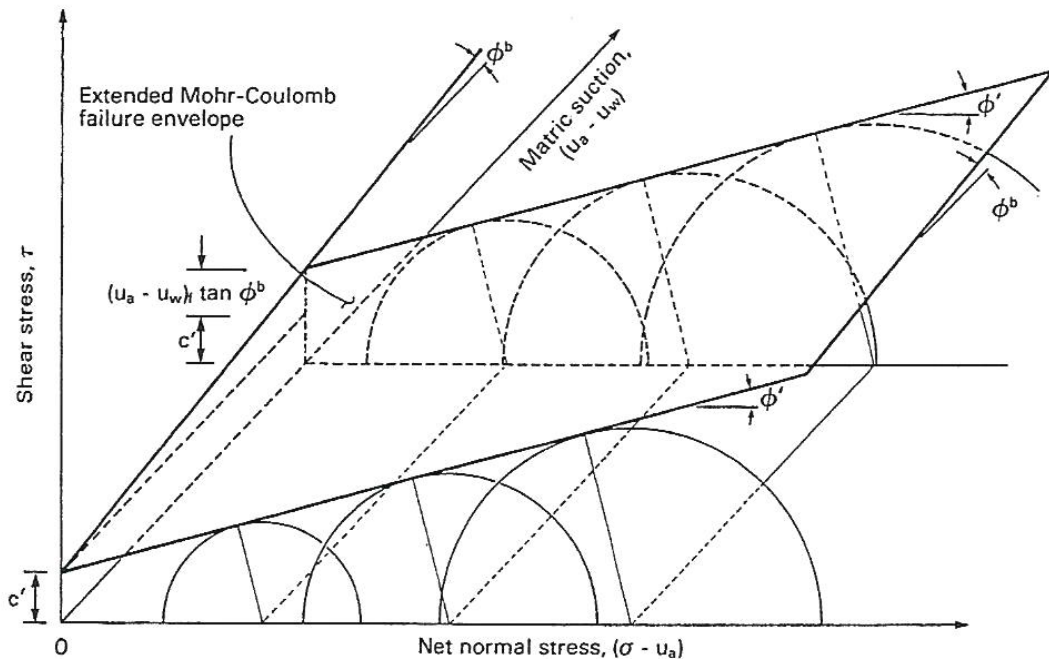


Figura 4.41 Envolvente de falla para suelos no saturados, extensión del criterio de falla de Mohr-Coulomb. (Fredlund and Rahardjo, 1993).

Utilizando la ecuación 4.10 y considerando un valor de succión de 10 MPa, se obtiene un valor de ϕ^b de 0.174° . Este valor es muy pequeño lo que indica que el ángulo ϕ^b tiene una gran variación ya que para succiones bajas este ángulo coincide con ϕ' .

El ajuste se llevó a cabo considerando una tensión efectiva de confinamiento vertical basada en la propuesta de Bishop $\chi = S_r^\alpha$. Figura 4.40.

$$\sigma_{Nsat} = \sigma_{sat} + s * S_r^\alpha \quad (4.11)$$

En el presente caso con un valor de succión de 10 MPa y un grado de saturación de 0.15 resulta que el efecto de la no saturación es equivalente a un aumento de la tensión de confinamiento de 54 kPa. Utilizando un valor de $\alpha = 2.75$.

4.9 Otras consideraciones

Se estudiaron también los resultados presentados en Buenfil, 2007 en donde se muestran estudios de colapso en muestras sometidas trayectorias de compresión isótropa y anisótropa. Los ensayos se llevaron a cabo en un equipo triaxial con control de succión y a la cual se aplicó una tensión media efectiva $p_m = 200 \text{ kPa}$ constante tanto para la trayectoria isótropa como anisótropa.

Estos estudios se consideraron importantes de evaluar porque se trabajaron con la arcilla limosa del Campus Nord que se utiliza en esta investigación, y aún y cuando en el presente caso se trabaja con una mezcla de arena-arcilla, ya se ha menciona en párrafos anteriores, que es la matriz de arcilla la que parece controlar las respuestas hidro-mecánicas de la mezcla.

Las muestras fueron consolidadas en una primera etapa del ensayo en condiciones isótropas hasta un valor de $p_m = 200 \text{ kPa}$ para luego llevar a cabo trayectorias de humedecimiento mediante la intrusión de agua para inducir la disminución de la succión. Como respuesta a la disminución de la succión, Buenfil describe pequeñas deformaciones de colapso en las altas succiones, mientras que deformaciones altas de colapso se presentan en succiones bajas.

Las mismas condiciones de ensayo se llevaron a cabo en muestras de suelo consolidadas en forma anisótropa en una primera etapa para posteriormente llevar a cabo el humedecimiento mediante la intrusión de agua.

El estudio pretende obtener una historia continua de deformaciones generadas en la muestra y relacionar éstas con la variación de la succión. Para llevar a cabo los cambios de succión se estableció la necesidad de introducir agua a la muestra usando pequeños escalones de succión matricial, evitando cambios bruscos en su aplicación.

En la Figura 4.42, extraída de Buenfil, 2007 se presentan las deformaciones radial (ε_r), axial (ε_a) volumétrica (ε_v) y de corte (ε_s) en función de la variación de la succión. En la misma Figura se presenta el comportamiento de las deformaciones plásticas ($\delta\varepsilon_s/\delta\varepsilon_v$) en función de la variación de la succión por humedecimiento.

En esta figura se observa que existe poca diferencia entre las deformaciones volumétricas en la etapa de reducción cuasi-continua de succión matricial de $s = 100$ kPa a 40 kPa, de los ensayos de compresión isotrópica y anisótropa ($K=0.75$). Mientras que para succiones bajas, sí se observa una diferencia aunque no significativa de deformación volumétrica.

La misma condición se puede observar en lo referente a las deformaciones axial, radial y de corte que las descritas en el párrafo anterior correspondientes a la deformación volumétrica. Para succiones altas entre 100 y 40 kPa, no se observa diferencia entre las deformaciones ya que son muy pequeñas para los ensayos isotrópicos y anisótropos. No así en las succiones bajas, $s < 40$ kPa, en donde las componentes axial y radial si dependen de las tensiones impuestas durante la etapa de humedecimiento. Se observa claramente una mayor deformación de corte durante el colapso en la muestra ensayada en estado de carga anisótropa.

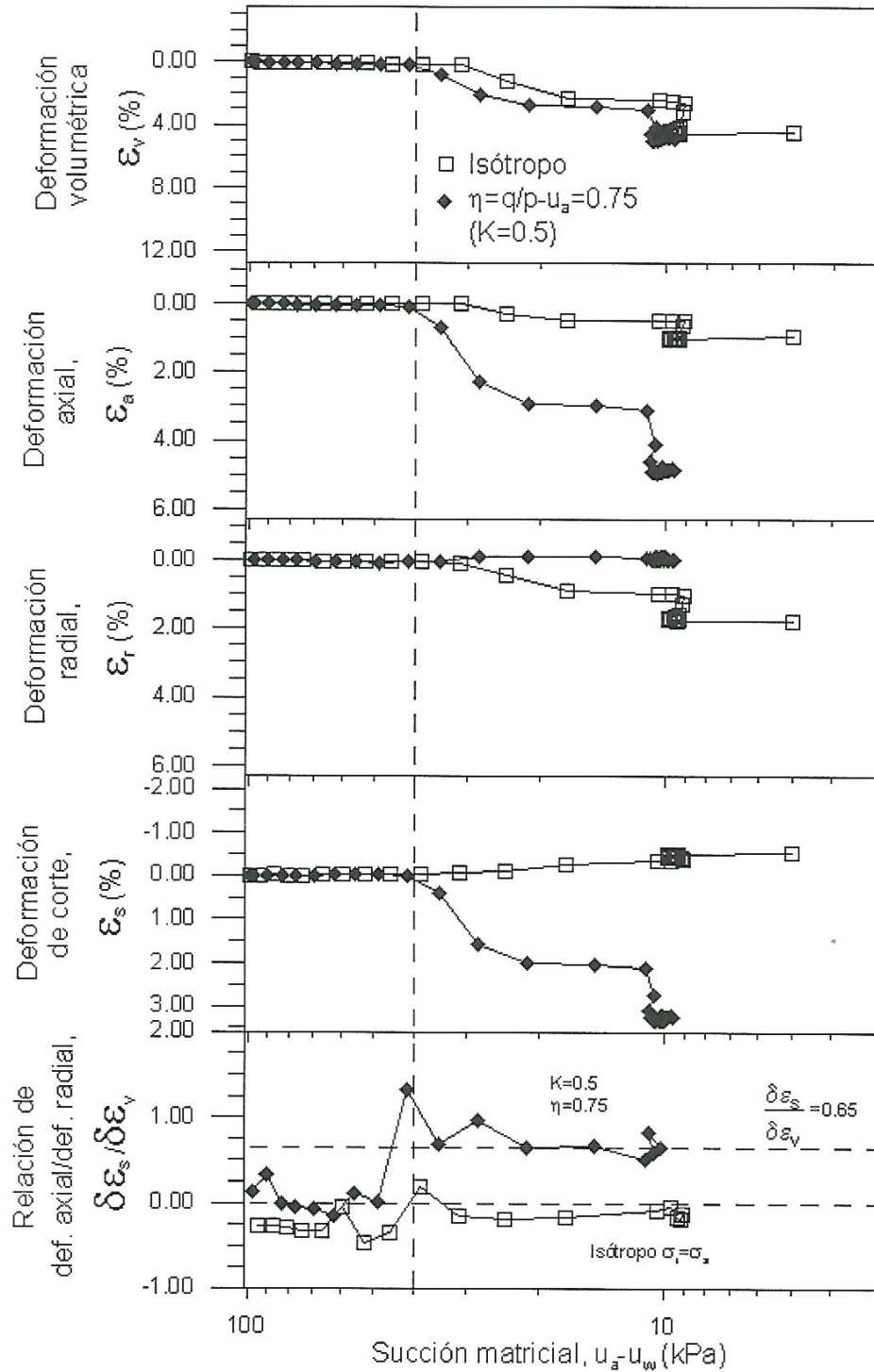


Figura 4.42 Grafica de succión matricial (aplicada en los bordes) con deformaciones volumétricas, axial, radial y de corte y con la relación entre deformación axial y radial, en la etapa de reducción cuasi-continua de succión matricial de $s=100$ a 10 kPa, de los ensayos isótropos y anisótropos. (Buenfil, 2007).

4.10 Conclusiones

De acuerdo a los trabajos de caracterización desarrollados en el presente capítulo trabajando con la mezcla de suelo elaborada con porcentajes de 70% de arcilla del Campus Nord y 30% de arena limpia de Castelldefells, y una densidad seca de $1.5 \pm 0.05 \text{ Mg/m}^3$, así como la evaluación de los ensayos presentados por Buenfil, 2007. Se puede concluir lo siguiente:

Con base en los análisis del presente capítulo se pueden establecer tanto las características de las muestras a ensayar como las trayectorias tensionales que se utilizarán con la finalidad de evaluar el comportamiento hidro-mecánico del suelo sometido a un estado generalizado de tensiones. Los ensayos edométricos saturados, no saturados y de colapso, presentados en el apartado 4.6, han permitido establecer una tensión media de confinamiento para la cual los valores de colapso pueden ser mayores (cercanos al 15%). Este valor tensional es de 200 kPa. Por lo que la tensión media a aplicar será de 200 kPa que garantiza un colapso máximo y una resistencia adecuada. En los análisis de los ensayos de colapso por humedecimiento se hará uso de la curva de retención obtenida para la determinación de las condiciones de variación de succión durante la etapa de mojado.

La mezcla presenta una permeabilidad buena (aprox. $8.5 \times 10^{-7} \text{ m/s}$) obtenida de los ensayos edométricos y triaxiales. Ello permitirá tener tiempos relativamente cortos tanto en la etapa de saturación previo a la aplicación de la tensión de corte cuando se trabaje en condiciones saturadas, así como, facilitar la entrada de agua en un menor tiempo y más adecuado durante los ensayos de colapso por humedecimiento. Esta era una característica importante que se buscaba como valor primordial en la preferencia a la hora de escoger la mezcla final.

La determinación de la curva de retención de la mezcla permitirá evaluar o determinar la variación de las condiciones de succión durante el proceso de humedecimiento en los ensayos de colapso. Esta condición proporcionará la posibilidad de utilizar el equipo de cilindro hueco, desarrollado para trabajar con suelo saturados en muestras no saturadas y evaluar su comportamiento durante el proceso de humedecimiento. Es importante destacar esta

condición dado que el equipo de cilindro hueco a utilizar no cuenta con dispositivos que permitan la medición de la succión en ninguna etapa de los ensayos.

La evaluación de los resultados de los ensayos triaxiales desarrollados en el presente capítulo, así como también los presentados en Buenfil (2007), servirán para conocer mejor el comportamiento tensional de las muestras. Acompañando estos resultados con los obtenidos en los ensayos de corte directo y edométricos han brindado un conocimiento más claro de la respuesta tensión-deformación de la mezcla de suelo.

Del análisis de los ensayos de corte y triaxiales, podemos establecer un ángulo de fricción interna (ϕ) promedio de unos 29 grados, así como la pendiente de la envolvente de falla en trayectorias de compresión de 1.2 y extensión triaxial del orden de 0.85. A partir de los ensayos de Buenfil, (2007) se han establecido también las condiciones de deformación axial, radial y volumétrica en función de cambios en los valores de succión en ensayos de compresión isótropa y anisótropa para una tensión media ($p_m = 200$ kPa).

Es importante recordar que dado que el equipo de cilindro hueco que se utilizará es un equipo convencional desarrollado para trabajar con condiciones de saturación, y no cuenta con dispositivos específicos para la medición de cambios volumétricos así como cambios de succión. Se utilizarán expresiones numéricas que permitan establecer las variaciones volumétricas producidas por los cambios de succión y de carga.

5 PROGRAMA EXPERIMENTAL EN EL CILINDRO HUECO

5.1 Introducción

En el presente capítulo, se mostrará el desarrollo de los ensayos que se llevaron a cabo utilizando el equipo del cilindro hueco y sus resultados. Los resultados obtenidos de los ensayos serán evaluados y analizados en el capítulo siguiente. Dentro del programa experimental desarrollado en este Capítulo, se realizaron ensayos sobre muestras cilíndricas huecas compactadas con una densidad de 1.55 Mg/m^3 con humedades de 4 % y 14% dependiendo de la trayectoria de los ensayos. Para los ensayos saturados las muestras fueron compactadas con humedades de 14 % con la finalidad de minimizar el tiempo de saturación dentro de la cámara. Mientras que las muestras para los ensayos no saturados y los de colapso fueron elaborados con humedades del 4%, humedad mínima necesaria para lograr una compactación y un manejo adecuado de la muestra durante el proceso de montaje.

Para el desarrollo de los ensayos en las muestras saturadas y las no saturadas, se establecieron los parámetros de tensión media (p'_m) y (p_m) en 200 kPa y el valor de $\alpha = 0^\circ$ como constantes y como variables los valores del parámetro b (0.0, 0.5, 0.8 y 1.0), teniendo especial cuidado en los ensayos en los que se fije el valor de $b = 1.0$ ($\sigma_2 = \sigma_1$) que representarían ensayos de extensión, donde el valor de alfa sería igual a 0° . Y que de acuerdo a lo planteado por Symes, (1983) esta combinación ($b=1, \alpha = 0^\circ$) representa una región con mucha incertidumbre en cuanto a los resultados obtenidos. Una región a la que llama “Área No Go”.

Las investigaciones que se han presentado en Symes, (1993) y Minh, (2006) entre otros hablan, de áreas de “No-Go” (no alcanzables) por efectos de la geometría cilíndrica de la muestra, y que presentan mayor incertidumbre en los resultados. Por tal motivo, se estableció un cambio en el parámetro b para analizar valores, además de 1.0, valores de 0.8.

En este estudio, dado que no habrá variación del ángulo α , solo se presentarán dos posibles áreas de conflicto (“No-Go”), en el plano $q-\alpha-b$. Figura 5.1.

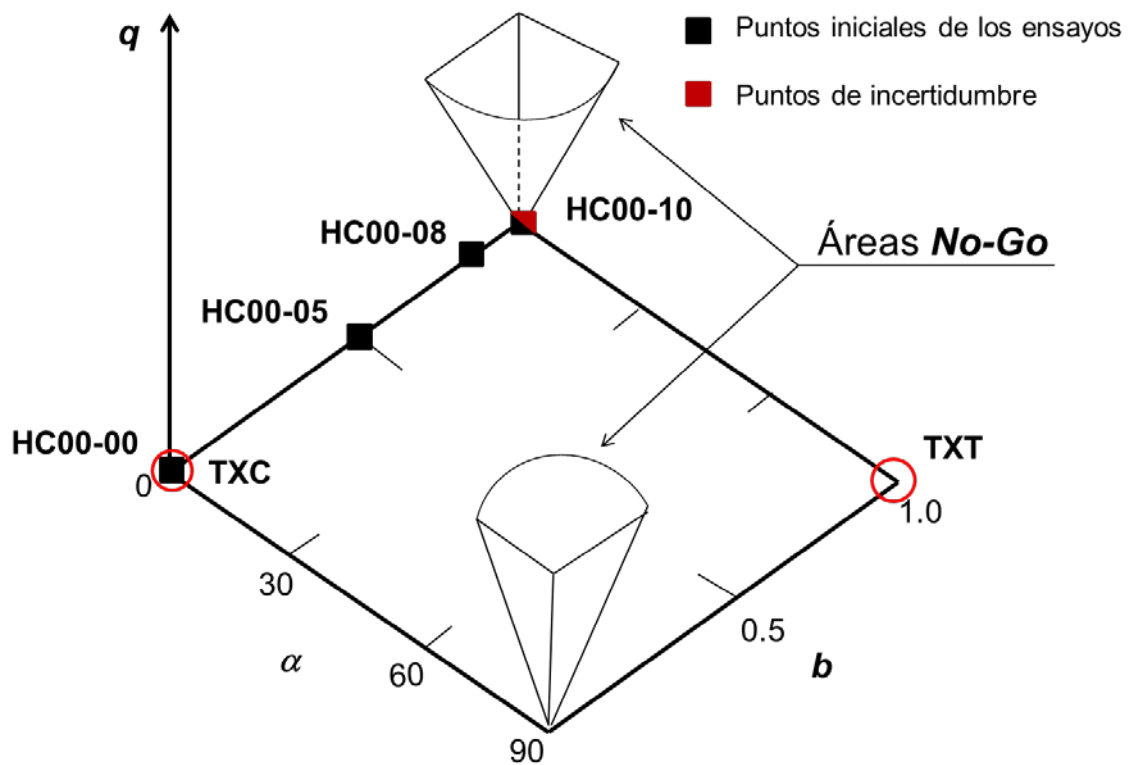


Figura 5.1 Área No-Go en el plano $q - \alpha - b$ y puntos representativos de los ensayos realizados.

Así mismo, para los ensayos en los que se medirá el comportamiento de colapso, el valor de la tensión media fue fijado en 200 kPa y los valores del parámetro b iguales a 0.0, 0.5, 0.8 y 1.0. Al mismo tiempo, se aplicó una tensión desviadora q de 200 kPa antes de la intrusión de agua para la saturación en los ensayos de colapso.

Es importante precisar que dado que las condiciones tensionales son generales, las variables q y ε_q se definen a partir de las ecuaciones 5.1 y 5.2 descritas más adelante en el presente capítulo.

La ecuación 5.1 es de la forma:

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2} \quad (5.1)$$

Así mismo, para la evaluación de las deformaciones ε_q se utilizara la ecuación 5.2 de la forma:

$$\varepsilon = \frac{2}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2} * \frac{1}{\sqrt{2}} \quad (5.2)$$

5.2 Ensayos de rotura con muestras saturados

Los ensayos saturados se llevaron a cabo con la finalidad de conocer más en detalle el funcionamiento del equipo de cilindro hueco, y durante este proceso, poder controlar adecuadamente las tensiones aplicadas y evaluar las ecuaciones presentadas en la bibliografía para el control y medición de las tensiones y deformaciones principales, así como las utilizadas para el control de volumen.

Por otro lado, se pretende comparar los resultados obtenidos con el cilindro hueco en muestras saturadas con las obtenidas en los ensayos triaxiales convencionales.

Como se describió en el apartado referente a “Metodología de Ensayo”, una vez saturada y consolidada la muestra, se aplicó una tensión desviadora de 30 kPa durante la cual se ajustan los valores del parámetro b en las condiciones deseadas. Una vez que se tiene el valor de b fijo, empieza la etapa de rotura del espécimen aplicando la tensión desviadora con los valores de b , α y p'_m constantes.

5.2.1 Ensayo $b = 0.0$ (SHC00-00)

La Figura 5.2 muestra la evolución de las tensiones principales efectivas ($\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$) con respecto al tiempo en el ensayo para $b = 0.0$, es decir, de compresión triaxial (TC). En esta gráfica se observa que en el proceso de consolidación isótropa previo a la etapa de rotura, las tres tensiones siguen la misma trayectoria, prácticamente tienen la misma pendiente hasta llegar a los 200 kPa, valor fijado de la tensión media (p'_m). Una vez empezada la aplicación de la tensión de corte ($q = \sigma_1 - \sigma_3$) las direcciones de las trayectorias de tensiones cambian para poder mantener los parámetros de b , α y p'_m constantes como se estableció en el ensayo. Se observa como la tensión principal mayor (σ'_1) tiene una trayectoria ascendente (pendiente positiva) aumentando a partir del valor de los 200 kPa. Mientras que la tensión principal menor (σ'_3) y la tensión principal intermedia (σ'_2) tienen una trayectoria descendente

(pendiente negativa) disminuyendo a partir de los 200 kPa. Ambas trayectorias se mantienen hasta que se alcanza el valor del desviador máximo de rotura. Para este ensayo, las tensiones asociadas a las tensiones principales serian, $\sigma'_1 = \sigma'_z$, mientras que $\sigma'_2 = \sigma'_3 = \sigma'_r = \sigma'_\theta$.

En la Figura 5.3 se muestran las trayectorias de las deformaciones principales (ε_1 , ε_2 , ε_3) en función de la aplicación de la tensión q para el ensayo (TC). En la figura se puede observar como la trayectoria de la deformación principal mayor (ε_1) es de compresión (+), asociada a una deformación vertical (ε_z) del espécimen de prueba. Mientras que las deformaciones principales menor (ε_3) e intermedia (ε_2) muestran una trayectoria de extensión o expansión (-) asociada a un deformación tangencial (ε_θ) y radial (ε_r) del espécimen respectivamente. Se observa un periodo de interrupción definido por la distancia entre los puntos a y b , asociado este desplazamiento a un aumento en la velocidad de la aplicación de las tensiones no intencional debido al apagado repentino del programa de control de ensayo. Durante este periodo los valores de las tensiones aplicadas no tuvieron cambios importantes.

La misma condición de las trayectorias de las deformaciones principales se observa en Hoyos, (1998) donde muestran los resultados obtenidos en un equipo de triaxial verdadero sobre muestras de arena a las cuales se aplica un aumento de desviador manteniendo una tensión media (σ'_{oct}) de 200 kPa en ensayos TC ($b=0.0$).

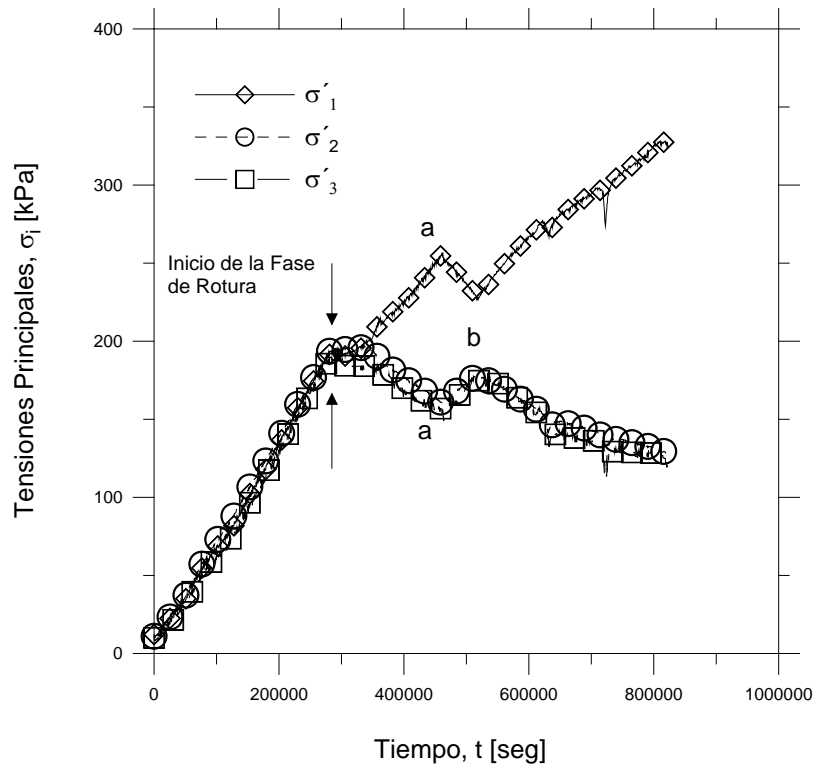


Figura 5.2 Trayectoria de tensiones principales efectivas ($\sigma'_1 = \sigma'_z$, $\sigma'_2 = \sigma'_3 = \sigma'_r = \sigma'_\theta$) versus tiempo. Ensayo con $b = 0.0$.

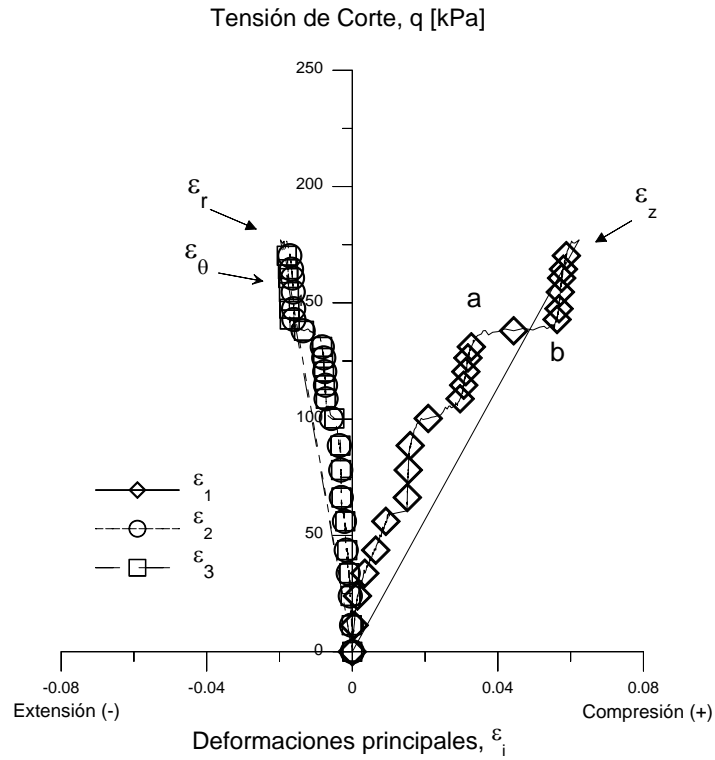


Figura 5.3 Tensión de corte (q) – deformaciones principales para muestras saturadas en ensayo de compresión triaxial (TC) $b = 0.0$ para una tensión media $p'_m = 200$ kPa.

En la Figura 5.3, se observa como las trayectorias de las deformaciones principales fueron trazadas hasta el valor de deformación máxima, a partir de los valores presentados en la gráfica no se presenta un aumento de deformación aun cuando los valores de la tensión desviadora llegan hasta valores cercanos de 200 kPa.

En la Figura 5.4 se presenta la trayectoria de las tensiones efectivas en el plano $p'-q$, para este ensayo y para un ensayo del mismo tipo realizado en un equipo triaxial convencional.

La Figura 5.5 muestra la gráfica de deformación axial o vertical (ε_z) y tensión de corte (q) para una tensión media (p'_m) de 200 kPa para los ensayos desarrollados en un equipo triaxial convencional y en el cilindro hueco. En la gráfica se observa también el periodo de interrupción limitando por los puntos a y b dentro de la trayectoria seguida en el cilindro hueco que se explicó en párrafos anteriores y que describe un desplazamiento vertical para una tensión de corte constante.

Así mismo, comparando los resultados de los ensayos, podemos observar que las curvas tensión-deformación prácticamente coinciden. Sin embargo, se debe considerar de cualquier forma, que si se elimina la sección a-b del gráfico del cilindro hueco el suelo presentaría un comportamiento más rígido, es decir, la curva del ensayo del cilindro hueco estaría por arriba del ensayo triaxial convencional.

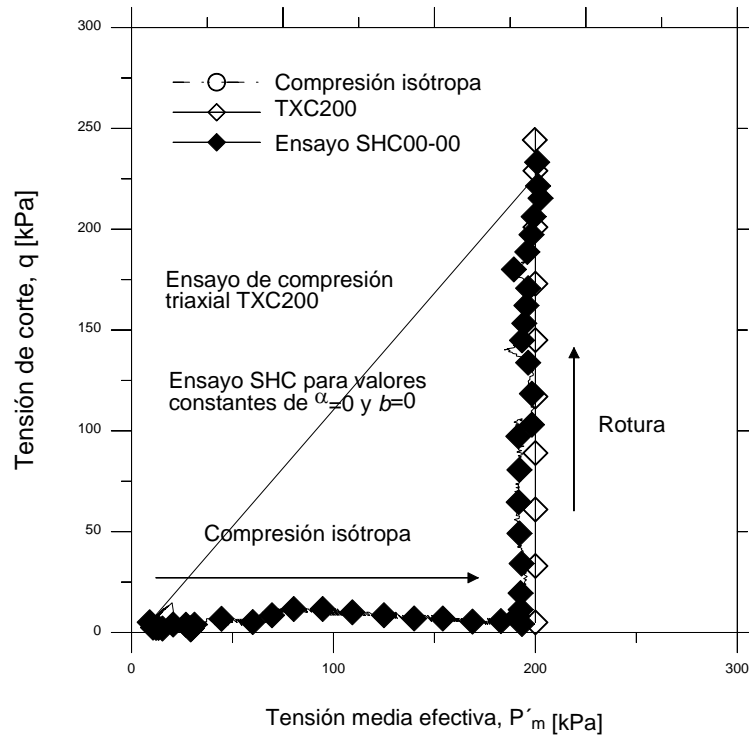


Figura 5.4 Trayectoria de tensiones en el plano p' - q para un ensayo de compresión triaxial (TC) $b = 0.0$ en los equipos de cilindro hueco y triaxial convencional.

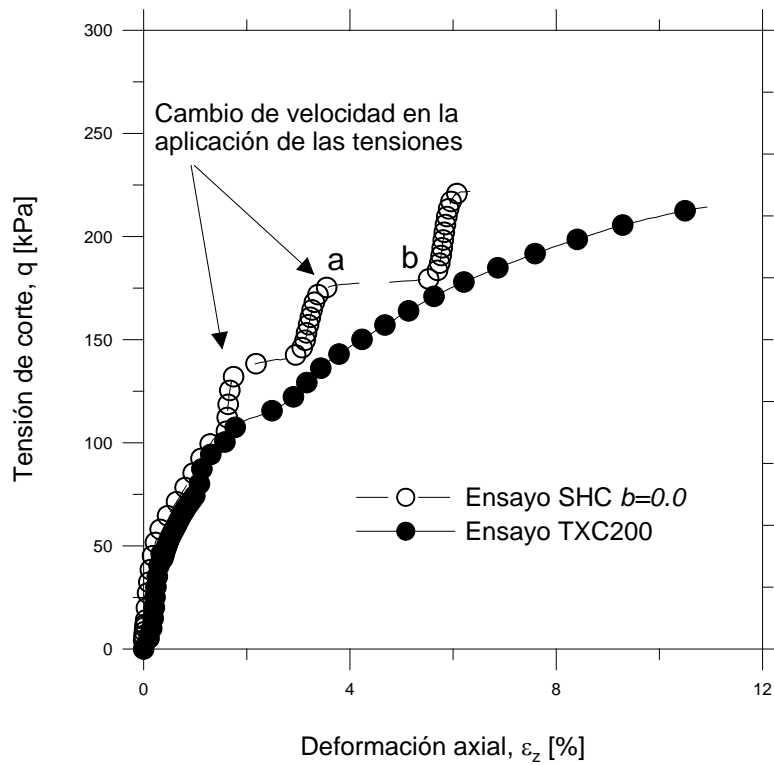


Figura 5.5 Curva tensión – deformación bajo condiciones de compresión triaxial (TC), $p'_m = 200$ kPa; $b = 0.0$.

El análisis realizado a las Figuras 5.4 y 5.5 muestran que el equipo de cilindro hueco reproduce las condiciones de compresión triaxial saturada. Por lo que para esta condición, los cálculos desarrollados para evaluar las diversas variables y deformaciones en el cilindro hueco pueden considerarse como válidos.

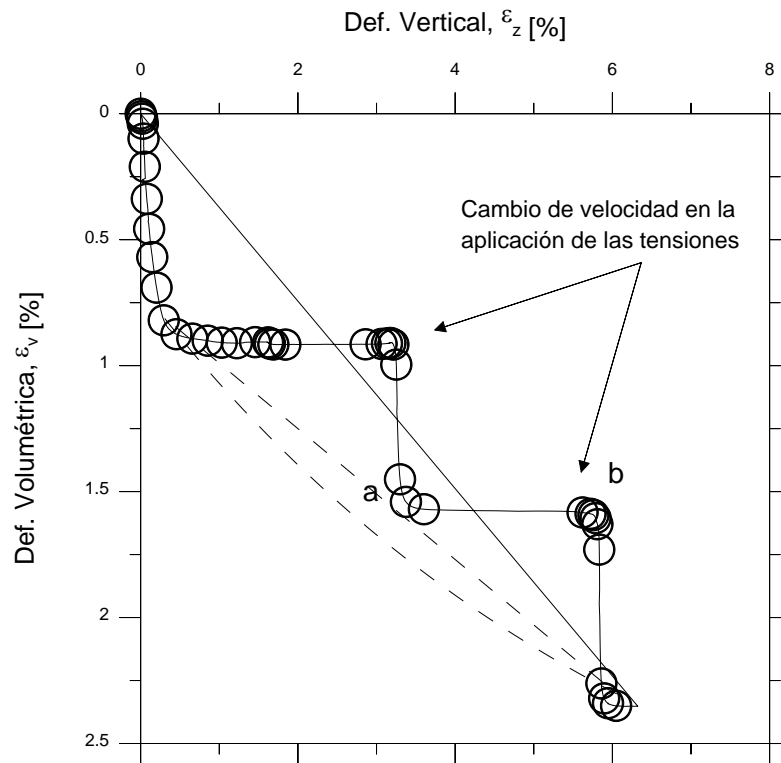


Figura 5.6 Curva deformación axial – deformación volumétrica bajo condiciones de compresión triaxial (TC), $p'_m = 200 \text{ kPa}$; $b = 0.0$.

5.2.2 Ensayo $b = 0.5$ (SHC00-05)

En la campaña de ensayos que se describen en este apartado se utilizaron las mismas condiciones iniciales descritas, sin embargo, para conseguir el valor del parámetro b ($= \sigma_2 - \sigma_3 / \sigma_1 - \sigma_3$) ahora de 0.5 es necesario el cambio de las presiones interna y externa sobre la muestra del cilindro hueco.

La trayectoria de tensiones que se establece para este ensayo se muestra en la Figura 5.7, donde se puede ver una trayectoria inicial de consolidación isotrópica seguida de un pequeño incremento de tensión de corte (q) durante el cual se ajusta el valor del parámetro b al valor 0.5 deseado. Una vez fijado el valor de b se aplica una tensión de corte hasta la falla. Este proceso se explicó ya anteriormente en el desarrollo del presente trabajo.

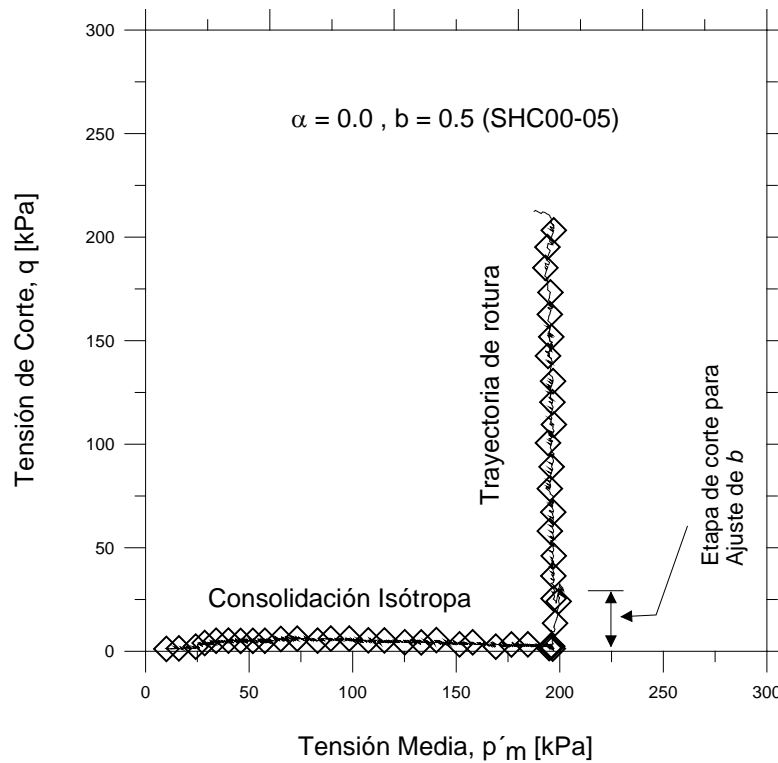


Figura 5.7 Trayectoria de la tensión efectiva en el plano $p'-q$, para $p'_m = 200$ kPa; $b = 0.5$.

En la Figura 5.8 se presentan las trayectorias que siguen las tensiones principales con la variación de las presiones sobre las cámaras interna y externa que controlan dichas trayectorias.

En la figura se puede observar que las trayectorias de las tensiones principales son iguales durante el proceso de consolidación isotrópica. Sin embargo, una vez que se alcanzó el valor de la tensión media deseada, y al aplicar la tensión de corte, se observa como a partir de este punto las trayectorias de tensiones varían entre sí.

Al igual que se observa en la Figura 5.2, la trayectoria de σ'_1 mantiene una pendiente positiva, Así mismo, la trayectoria de σ'_3 mantiene con una pendiente negativa. Sin embargo, la trayectoria de la tensión principal intermedia σ'_2 muestra una variación en su pendiente, se puede ver que existe un cambio desde una pendiente negativa para $b = 0.0$, hacia una pendiente prácticamente nula (horizontal) para $b = 0.5$.

Por otra parte, en el análisis de las deformaciones principales y comparando con el ensayo de $b = 0.0$, en el caso de las deformaciones ε_1 (ε_z) y ε_3 (ε_θ) prácticamente no se observan diferencias de comportamiento, la deformación ε_1 se mantiene trabajando a compresión mientras que la tensión menor ε_3 se mantiene del lado de la extensión. Como se puede observar, existe un desplazamiento de la trayectoria de la deformación principal intermedia ε_2 (ε_r) que se mueve desde un valor de extensión (pendiente negativa) hacia una deformación prácticamente nula (línea vertical), hasta un valor de q cercano a los 100 kPa. A partir de ese valor, la trayectoria de la deformación cruza el eje de las deformaciones nulas hacia el cuadrante de la compresión, pero manteniendo valores siempre muy pequeños que pueden considerados como nulos. Como se muestra en la Figura 5.9.

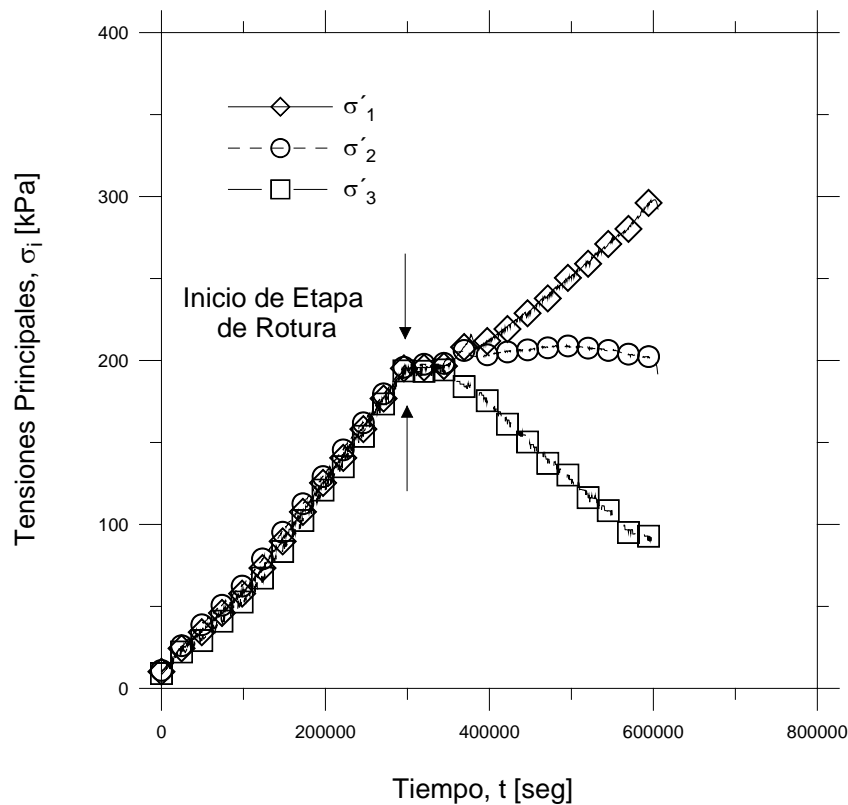


Figura 5.8 Trayectoria de tensiones principales efectivas ($\sigma'_1 = \sigma'_z$, $\sigma'_2 = \sigma'_r$, $\sigma'_3 = \sigma'_\theta$) versus tiempo. $b=0.5$.

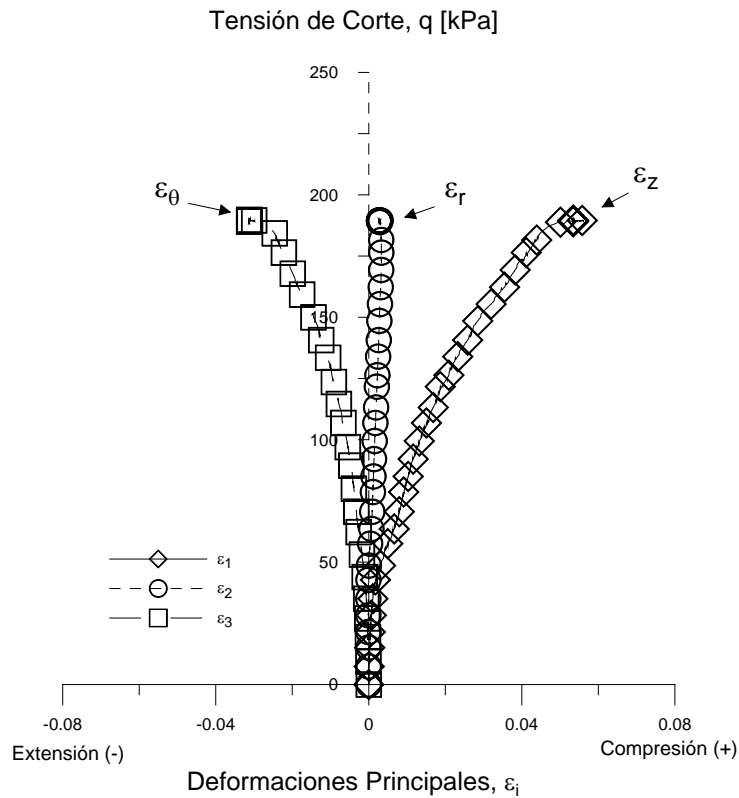


Figura 5.9 Tensión de corte – deformaciones principales para muestras saturadas en ensayo de $b = 0.5$ para una tensión media $p_m = 200$ kPa.

En la Figura 5.10 se presenta una gráfica $\varepsilon_z - q$ donde se observa como la muestra presenta una deformación axial menor para un valor mayor de la tensión de corte, si se compara con lo mostrado en la Figura 5.5 ($b=0.0$). Por otra parte, se pone de manifiesto un cambio de comportamiento cuando q es del orden de 60-70 kPa que podría asociarse a un punto de fluencia. Este valor es superior al de aproximadamente 50 kPa que se observa (Figura 5.5) cuando b es nulo.

Para esta condición de ensayo, no es posible comparar los resultados obtenidos con otros ensayos en triaxial convencional como en el caso anterior. Toda vez que la trayectoria que se sigue en el cilindro hueco no se pudo realizar en el equipo triaxial.

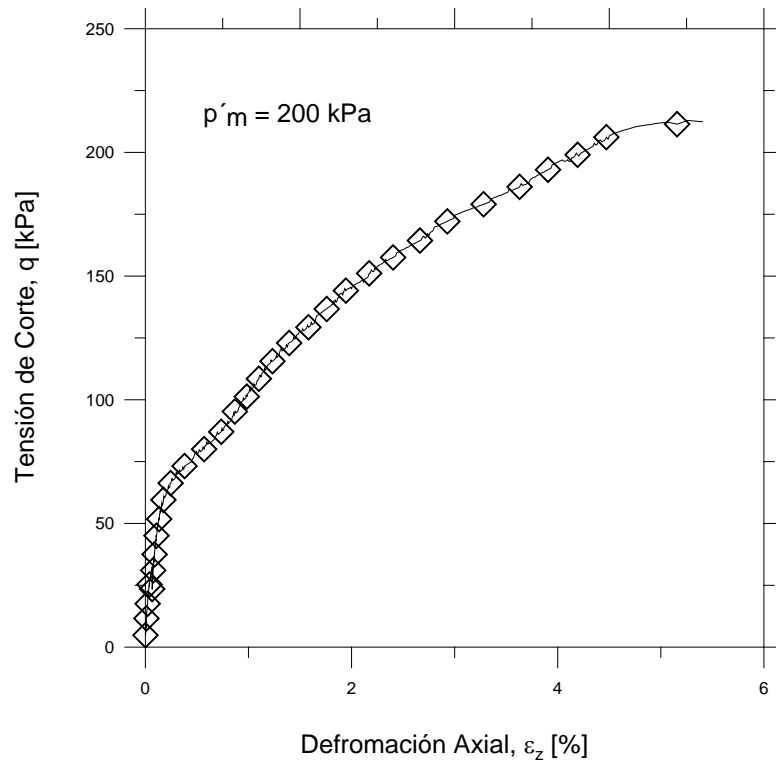


Figura 5.10 Curva tensión – deformación axial para $p'_m = 200 \text{ kPa}$; $b = 0.5$.

Se presenta también en la Figura 5.11 la curva de cambio de volumen en función de la deformación axial (ε_z), donde se puede observar que la deformación volumétrica es menor que la presentada para el ensayo de $b=0.0$. También la figura muestra como a partir de una deformación vertical de 4% ya no se observa un incremento de (ε_v).

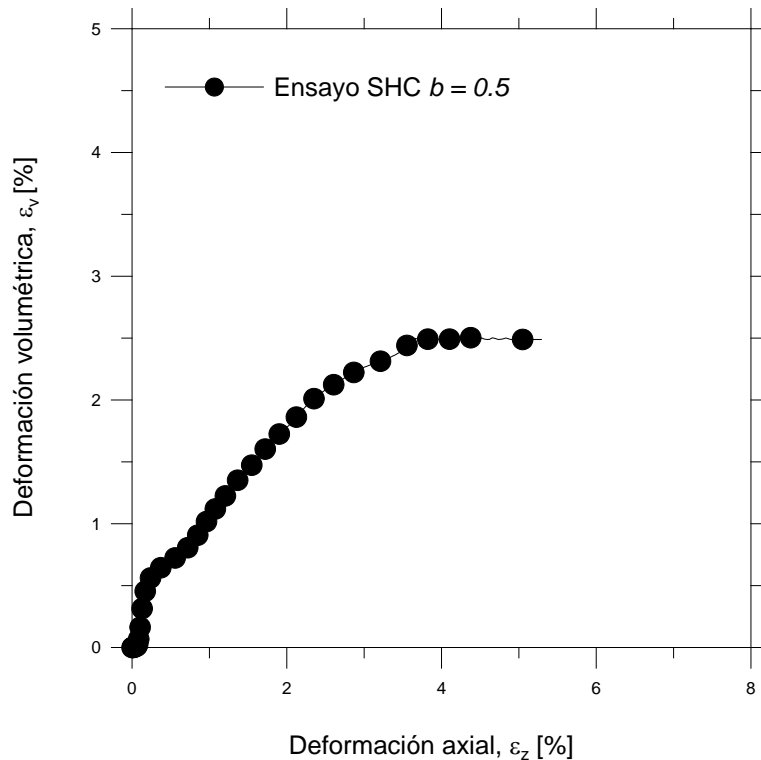


Figura 5.11 Curva deformación axial – deformación volumétrica bajo condiciones de compresión triaxial (TC), $p'_m = 200$ kPa; $b = 0.5$.

5.2.3 Ensayo de $b = 1.0$ (SHC00-10)

En el desarrollo de los ensayos que se llevaron a cabo con el valor del parámetro b igual a uno, se siguió una metodología similar a los procesos ya descritos, solo que para el ajuste del valor de b se utiliza una nueva relación entre las tensiones principales. Este ajuste se hace automáticamente al introducir en el programa GDSLAB los nuevos parámetros requeridos.

En la Figura 5.12 se muestran las trayectorias de las tensiones principales en el plano $p'-q$ en el ensayo del cilindro hueco, en el mismo gráfico se muestra la trayectoria seguida en un ensayo triaxial convencional con una trayectoria de extensión. Hay que señalar que aunque en los dos ensayos $b = 1.0$ en el ensayo triaxial la tensión principal mayor es la radial ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_r$) y $\alpha = 90^\circ$ en el ensayo de cilindro hueco la tensión principal mayor es la vertical ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_z = \sigma_r$) y la menor es la circunferencial (σ_θ). En el primer caso la deformación de extensión es vertical y en el segundo la circunferencial.

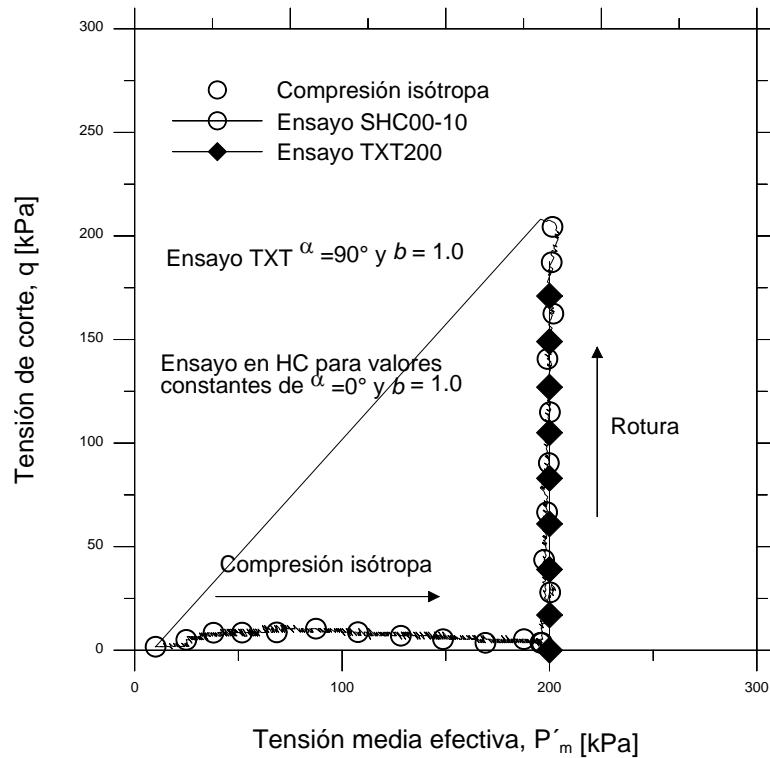


Figura 5.12 Trayectoria de la tensión efectiva en el plano p' - q bajo condiciones de extensión triaxial (TE), para $p'_m = 200$ kPa; $b = 1.0$.

En la Figura 5.13 se muestran las trayectorias de las tensiones principales efectivas σ'_1 , σ'_2 y σ'_3 contra el tiempo y se observa nuevamente un cambio de la tensión σ'_2 , ahora ha pasado de tener una pendiente prácticamente horizontal para $b = 0.5$ a igualarse con la pendiente de σ'_1 . Es decir, σ'_1 y σ'_2 aumentan en la misma proporción mientras que σ'_3 disminuye simultáneamente para mantener la presión media constante desde el punto en que inicia la etapa de rotura. Para esta condición de ensayo se tiene que $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_z = \sigma'_r$ y $\sigma'_3 = \sigma'_\theta$.

Una condición similar a la anterior se puede observar en el análisis de la Figura 5.14 en ella se muestran las trayectorias que siguen las deformaciones principales en función del incremento de la tensión de corte. La tensión ε_1 se mantiene en el lado positivo de las deformaciones, mientras que la deformación ε_3 se mantienen en el lado negativo. Así mismo, se observa como la trayectoria de la deformación intermedia ε_2 se desplaza nuevamente y pasa de la condición de deformación nula del caso $b = 0.5$ hacia el lado positivo hasta que se iguala a la pendiente de ε_1 .

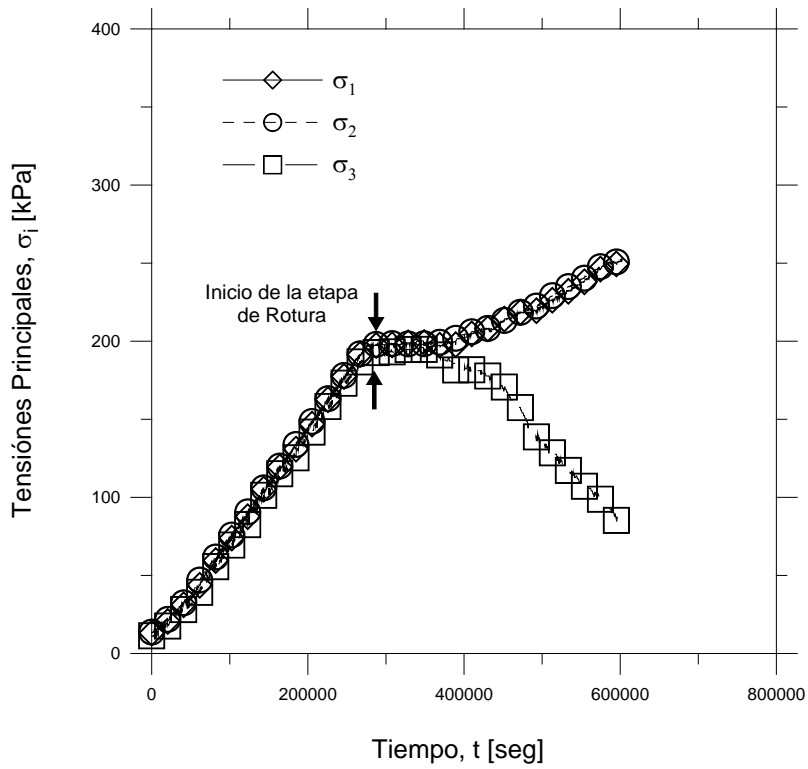


Figura 5.13 Trayectoria de tensiones principales efectivas ($\sigma'_1 = \sigma'_z = \sigma'_2 = \sigma'_r$, $\sigma'_3 = \sigma'_\theta$) contra tiempo. $b=1.0$.

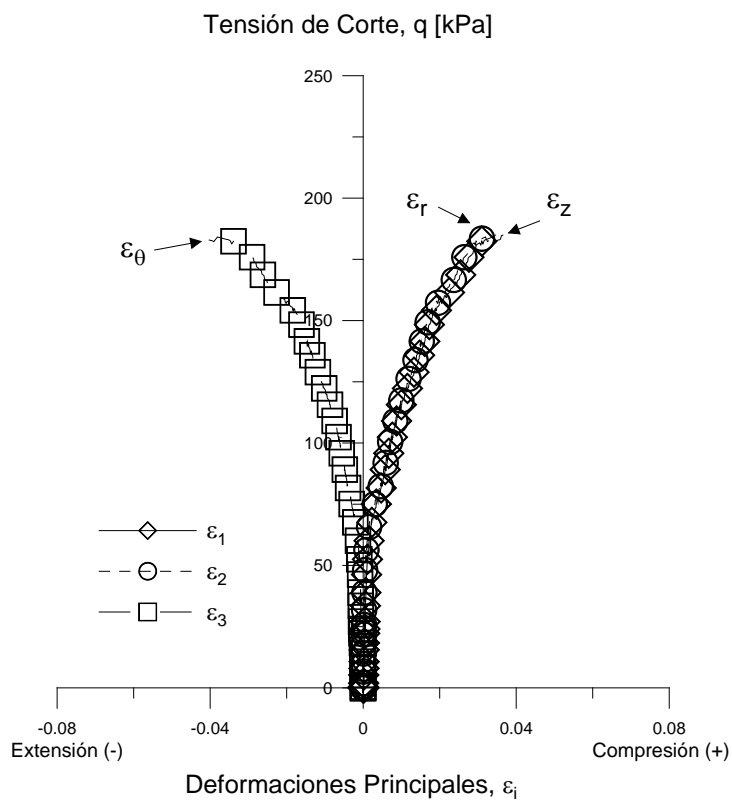


Figura 5.14 Tensión de corte – deformaciones principales para muestras saturadas en ensayo de extensión triaxial (TE) $b = 1.0$ para una tensión media $p'_m = 200$ kPa.

En la Figura 5.15 se muestra la gráfica de deformación axial para cada incremento de tensión de corte. La trayectoria de la curva de tensión-deformación muestra una forma similar a las observadas en los ensayos previos. Sin embargo, dada la naturaleza del ensayo de extensión, la deformación vertical asociada es negativa en el ensayo realizado en el triaxial y positiva en el ensayo de cilindro hueco. En el ensayo de cilindro hueco las deformaciones de extensión se producen en la dirección circunferencial (ϵ_θ).

En este caso el desviador de fluencia es del orden de 55 kPa, algo superior pero muy cercano al del caso de $b = 0.0$ y claramente inferior al del caso $b = 0.5$.

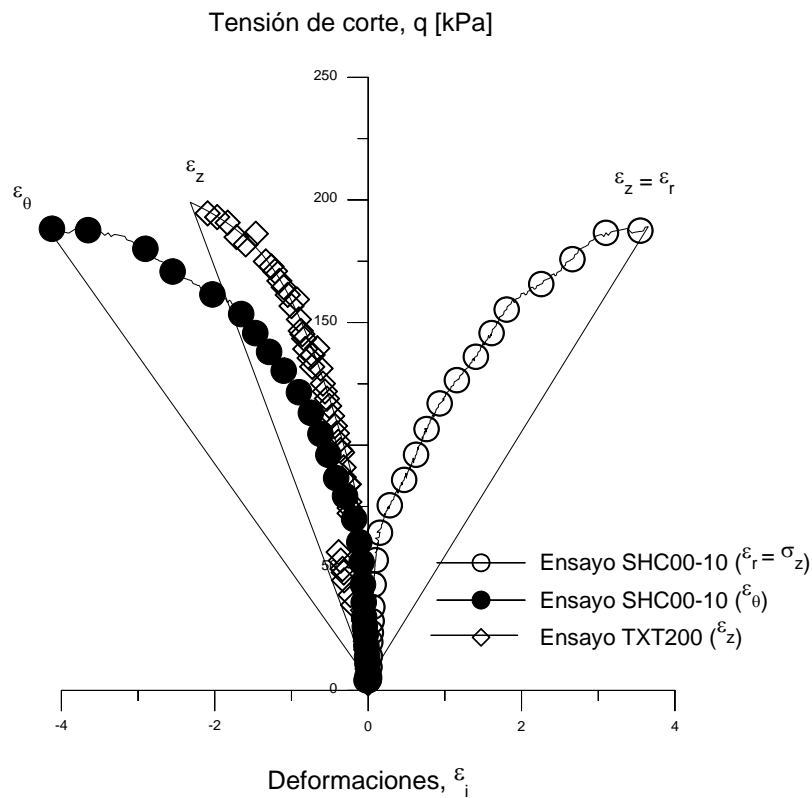


Figura 5.15 Análisis tensión-deformación bajo condiciones de extensión triaxial (TE), para $p'_m = 200$ kPa; $b = 1.0$.

En la Figura 5.16 se muestran las envolventes de rotura de los ensayos de compresión triaxial (TC), extensión triaxial (TE). Se presentan también las envolventes de rotura de cada una de las trayectorias desarrolladas en el cilindro hueco.

5.2.4 Resultados generales

Se determinaron las pendientes (q/p'_m) de las envolventes de rotura de los tres ensayos realizados con la variación del parámetro b y se compararon con los valores determinados a partir de ecuaciones basadas en los criterios de Mohr-Coulomb, Drucker-Prager type y Argyris. Estos valores se presentan en la Figura 5.17 y se exhiben en la Tabla 5.1, las ecuaciones se presentan a continuación y su explicación será ampliada más adelante del presente trabajo.

Mohr-Coulomb:

$$M_c = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad M_e = \frac{6 \sin \phi}{3 + \sin \phi} \quad M = \frac{\sqrt{3} \sin \phi}{\cos \theta + 1/\sqrt{3} \sin \theta \sin \phi} \quad (5.3)$$

Drucker-Prager type (Yimsiri, *et al.*, 2011):

$$M = \frac{6 \sin \phi \sqrt{1-b+b^2}}{3+(2b-1) \sin \phi} \quad (5.4)$$

Argyris (1974):

$$M = \frac{2 \mu}{(1 + \mu) - (1 - \mu) \cos 3\theta} \quad (5.5)$$

Dónde:

M = pendiente de la línea de estado crítico

p = tensión media

q = tensión de corte

c = cohesión

ϕ = ángulo de fricción

b = influencia de la tensión media, σ_2 ($b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}$)

μ = relación entre la M de compresión (M_c) y extensión (M_e) ($\mu = \frac{M_e}{M_c}$)

θ = ángulo de Lode

Se utilizaron los valores de $c = 0$, $\phi = 29.7^\circ$ y $\mu = 0.72$ en las ecuaciones anteriores y que dan lugar a los valores de M mostrados en la tabla 5.1.

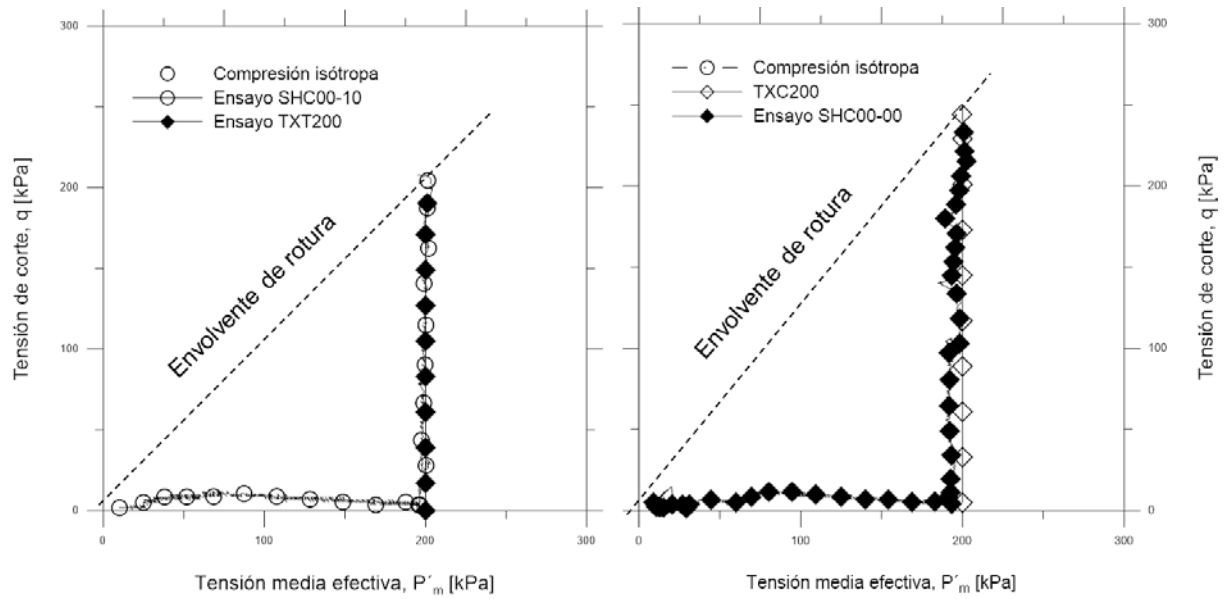


Figura 5.16 Trayectorias de Tensiones y envolventes de rotura de los ensayos saturados realizados en el cilindro hueco y en la Triaxial convencional para valores de $b = 0.0$ y 1.0 .

Tabla 5.1 Valores M obtenidos de los ensayos saturados en función del valor de b .

Valor de b	Argyris	Mohr-Coulomb	Drucker-Prager	HC*
0.0	1.14	1.18	1.14	1.20
0.5	0.96	0.86	0.96	1.00
1.0	0.82	0.85	0.85	0.86

*Los valores de HC representan los obtenidos de los ensayos de laboratorio en el cilindro hueco

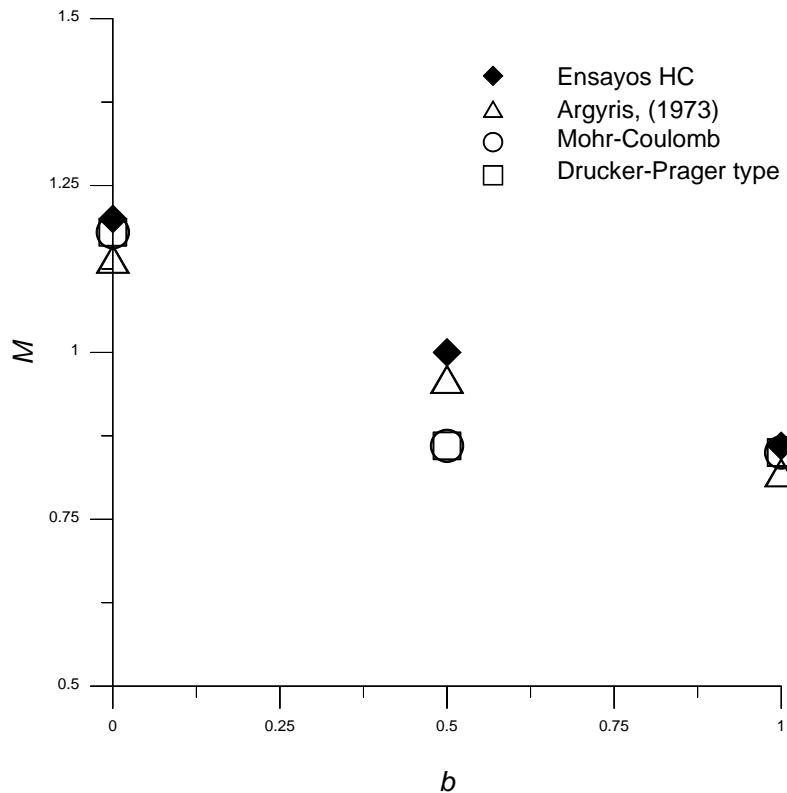


Figura 5.17 Comparación del parámetro del estado crítico M en función del valor del parámetro b y el ángulo de Lode.

El análisis del comportamiento de deformaciones volumétricas (ε_v) en los ensayos, se puede observar en función de la deformación de corte (ε_q) ver ecuación 5.2 y la deformación vertical (ε_z) para valores de $b= 0.0, 0.5$ y 1.0 respectivamente en las Figuras 5.18, 5.19 y 5.20. En la Figura 5.21 y 5.22 las relaciones que se observan entre la deformación de corte y la volumétrica son muy similares en los tres ensayos. Sin embargo existen algunos puntos de interés que se mencionan a continuación.

1.- En la trayectoria seguida en el ensayo de b igual a cero (compresión triaxial), se observan algunos desplazamientos verticales bruscos asociados a la variación de velocidad en la que se aplicó la tensión de corte. Situación que se corrigió para los ensayos subsecuentes.

2.- Al inicio de la aplicación de la tensión desviadora, se observa una variación en cuanto al incremento de deformación. Mientras que en el ensayo de $b=0.0$ la deformación se incrementa prácticamente desde los primeros valores de la aplicación del desviador ($q =20$ kPa), para los ensayos de b igual a 0.5 y 1.0 el inicio del incremento de las deformaciones aparece más tarde

después de la aplicación del desviador. Aproximadamente, para $b=0.5$, la deformación inicia a partir de los 40 kPa, mientras que para $b=1.0$ (extensión) el inicio de la deformación es a partir de los 60 kPa. Se puede decir, que las deformaciones volumétricas son de contractancia, es decir, las deformaciones son positivas. Sin embargo solo se manifiestan a partir de cierta tensión de corte. Que podría considerarse como un punto de fluencia.

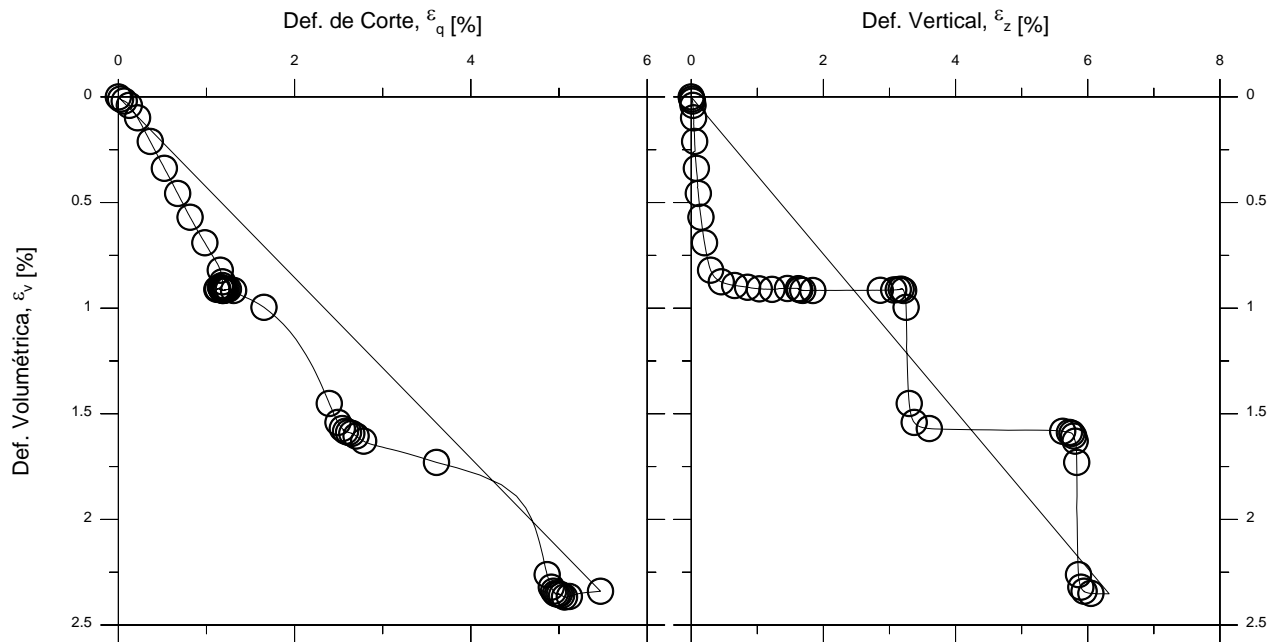


Figura 5.18 Desarrollo de la deformación volumétrica en función de la deformación de corte y vertical para $b=0.0$

3.- En el análisis de la parte final de las trayectorias de las deformaciones, se puede observar que para $b=0.0$ la muestra ya no cambia de volumen, aun y cuando se sigue aplicando el esfuerzo de corte. El valor de la deformación permanece constante en 0.02 a partir de un valor del desviador de 150 kPa hasta los 200 kPa. Mientras que para los ensayos de $b=0.5$ y 1.0 la deformación volumétrica sigue incrementando a la par que el incremento de la tensión de corte. Este fenómeno podría indicar que para los ensayos de 0.5 y 1.0 la trayectoria de tensiones aun no alcanza el estado crítico, lo que sí parece alcanzar en el ensayo de $b=0.0$ donde se tiene una deformación volumétrica constante al aumentar la deformación de corte.

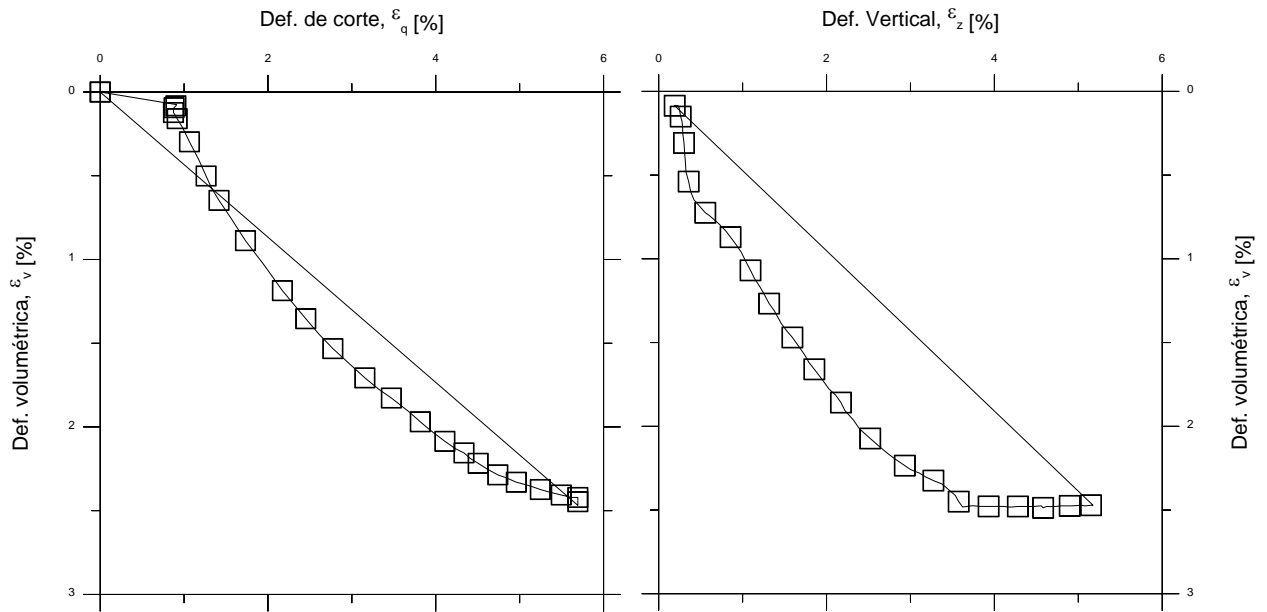


Figura 5.19 Desarrollo de la deformación volumétrica en función de la deformación de corte y vertical para $b=0.5$

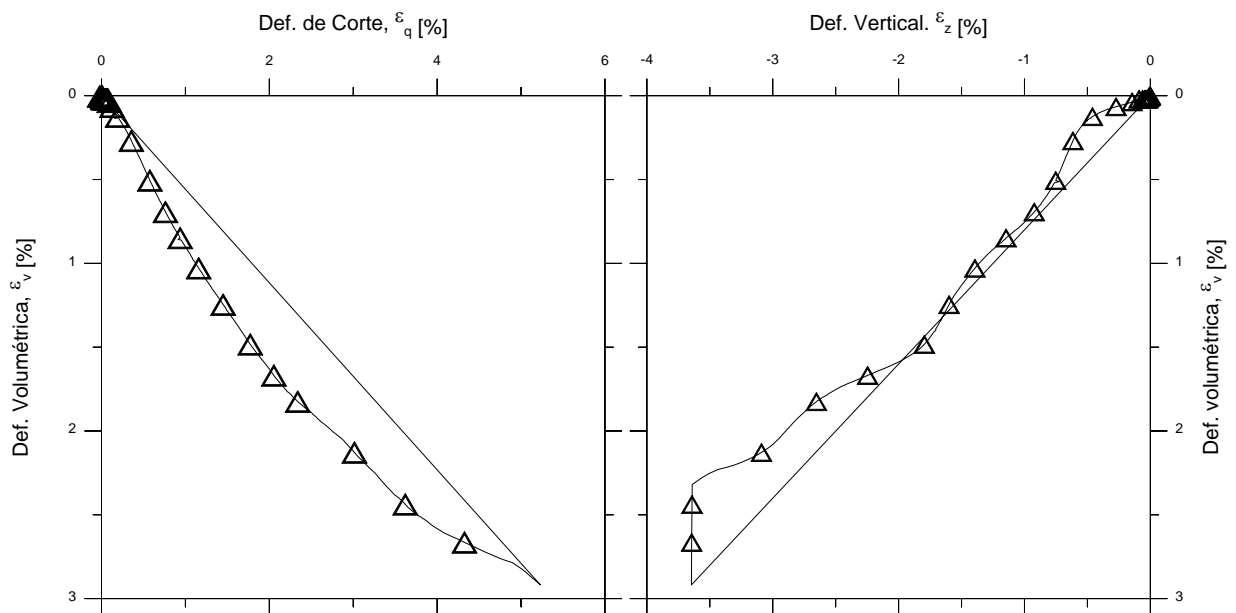


Figura 5.20 Desarrollo de la deformación volumétrica en función de la deformación de corte y vertical para $b=1.0$

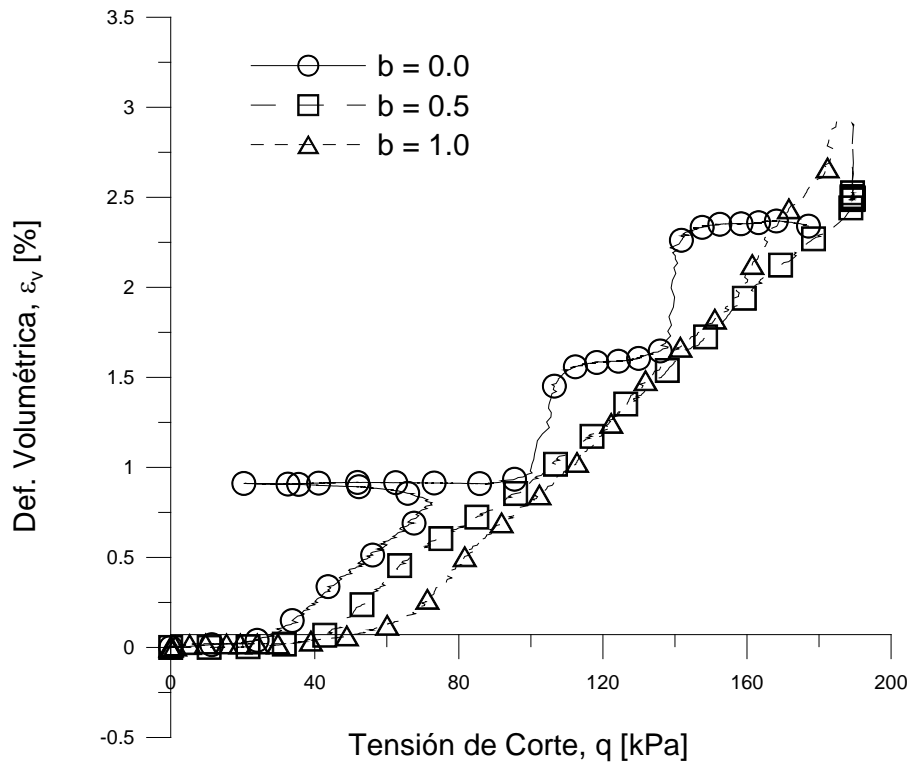


Figura 5.21 Relación entre la tensión de corte aplicada y el incremento de la deformación volumétrica para diferentes valores de $b = 0.0, 0.5$ y 1.0 .

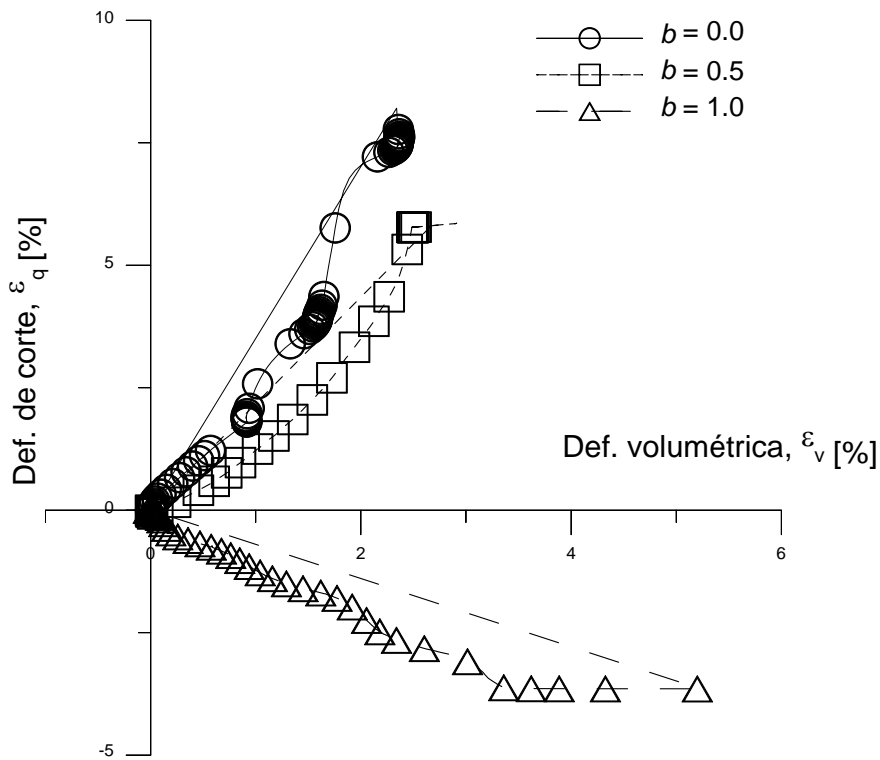


Figura 5.22 Relación entre la deformación volumétrica y la deformación de corte para diferentes valores de $b = 0.0, 0.5$ y 1.0 .

Del análisis de las gráficas tensión-deformación, se puede observar un cambio en el comportamiento de las trayectorias entre la zona elástico-lineal y la zona elasto-plástica. Se determina un valor de tensión de corte q (punto de fluencia) como frontera entre las dos zonas mencionadas. La Figura 5.23a muestra las curvas tensión-deformación con ambas zonas definidas. Sin embargo es necesario mencionar que las curvas de la Figura 5.23a se han trazado solo hasta una deformación vertical cercana al 1 %, con la finalidad de observar más detalladamente el punto de fluencia. Aunado a lo anterior, la trayectoria correspondiente a $b=1.0$ se ha dibujado en la dirección positiva solo con la finalidad de ver las tres trayectorias en el mismo plano. En la Figura 5.23b se observa que, para la misma tensión media, el desviador en el punto de fluencia disminuye a medida que la tensión principal intermedia se acerca a la tensión principal mayor (b aumenta).

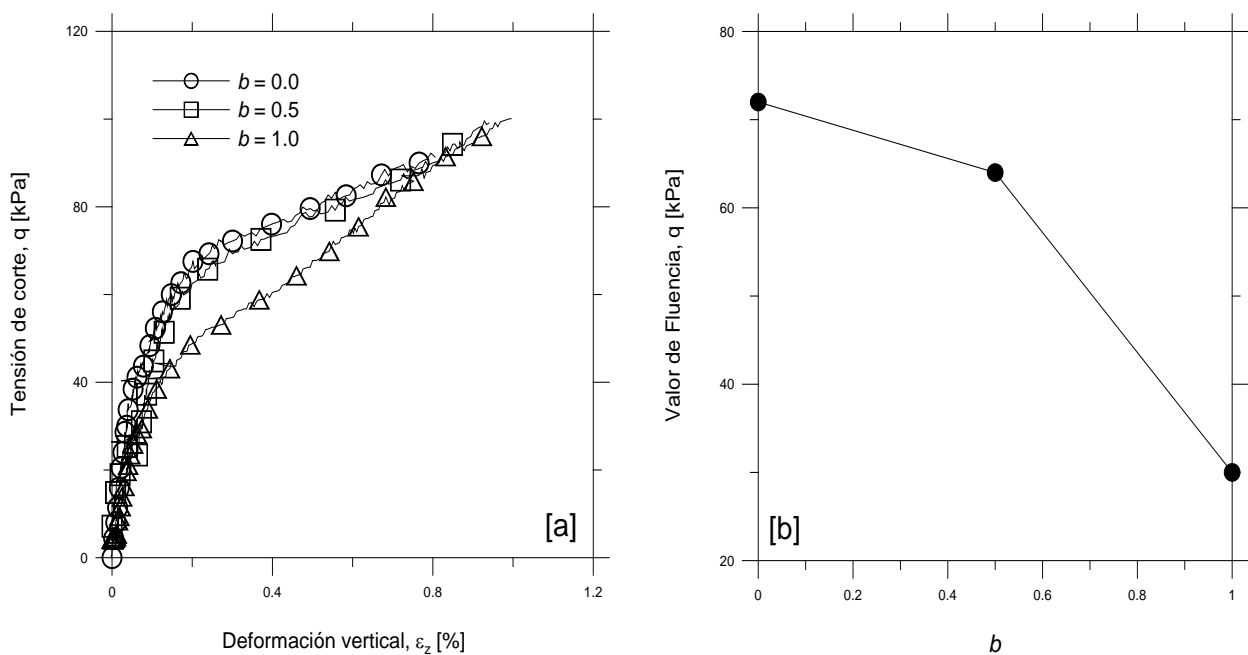


Figura 5.23 [a] Curvas Tensión-deformación para diferentes valores de b ; [b] valor q del punto de fluencia, ensayos saturados

De análisis del comportamiento elástico se determinaron los valores de los módulos elásticos, módulo de elasticidad (E) y Modulo de Corte (G). Los valores se muestran en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2 Parámetros elásticos de los ensayos saturados para diferentes valores del parámetro b .

b	Módulo de Elasticidad (E) [kPa]	Módulo de Corte (G) [kPa]	Coefficiente de Poisson [-]
0.0	296	96	0.54
0.5	362	157	0.15
1.0	601	240	0.25

En las Figuras 5.24, 5.25 y 5.26 se exponen imágenes de los especímenes al final de los ensayos saturados. En algunas de estas muestras se llevó a cabo un análisis de deformación volumétrica cubriendo las muestras con cera y utilizando el peso sumergido (principio de Arquímedes) para verificar los datos de la deformación volumétrica (ε_v) obtenida de los cálculos realizados por las ecuaciones de análisis de las medidas durante el ensayo.

En la Figura 5.25 se observa la muestra fallada después de ensayada en el cilindro hueco. La muestra es cubierta de cera y se calcula su volumen final mediante el principio de Arquímedes, el volumen final obtenido fue de 828.97 cm³ y en función del volumen inicial de la muestra (1005.4 cm³) y del análisis de las medidas durante el ensayo (disminución de volumen de 176 cm³) el volumen final calculado sería 834.48 cm³. La diferencia en el valor de la deformación volumétrica final siguiendo ambos métodos es pequeña teniendo en cuenta que esta deformación volumétrica final es del orden de 17%. Una vez calculado el volumen, la muestra es cortada por la mitad para medir las dimensiones finales. Figura 5.26.



Figura 5.24 Muestra del ensayo saturado para $b = 0.0$ Compresión triaxial (TC)

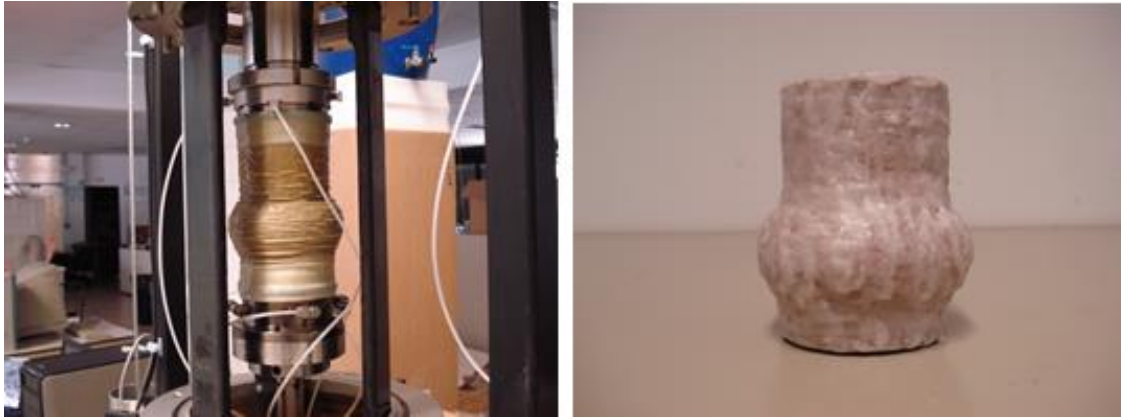


Figura 5.25 Muestra del ensayo saturado para $b = 0.5$.

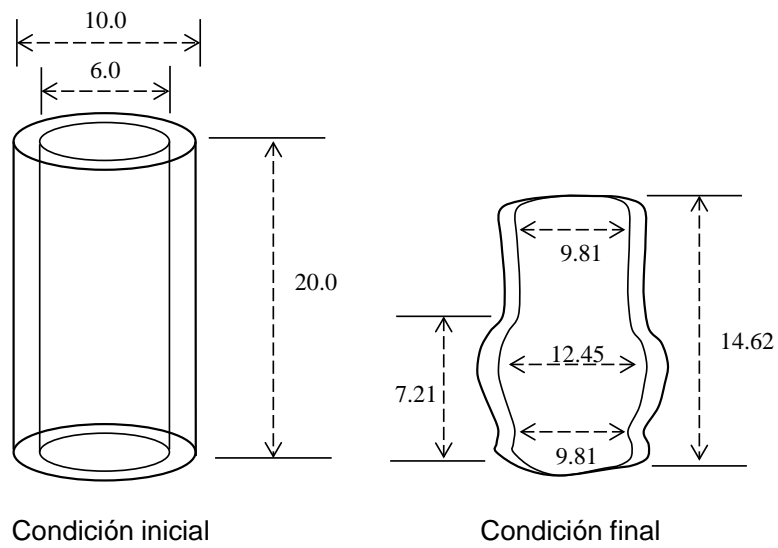


Figura 5.26 Análisis Volumétrico de la muestra ensayada, $b=0.05$ (Acotamiento mm).



Figura 5.27 Muestra del ensayo saturado para $b=1.0$ Extensión (TE)

5.3 Ensayos de rotura con muestras no saturados

Para el desarrollo de los ensayos no saturados se tenía programado trabajar con los mismos valores de parámetro b que para los ensayos saturados, sin embargo una vez que se analizaron los resultados de estos ensayos, se observó que los resultados obtenidos para $b = 1.0$ presentan complicaciones al crearse zonas de inestabilidad y de falla por efecto de trabajar con condiciones de extensión triaxial muy próximas a la rotura. Este fenómeno se puede observar en la Figura 5.27.

Los resultados de los ensayos se presentarán con la misma secuencia que en el apartado de los ensayos saturados, es decir, se describen los gráficos obtenidos en los ensayos para diferentes valores del parámetro b para evaluar la influencia de la tensión principal intermedia en el comportamiento hidro-mecánico de los especímenes ensayados.

5.3.1 Ensayos de $b=0.0$ (TC) (NSHC00-00)

En la Figura 5.28 se muestra la trayectoria de tensiones seguida en el ensayo no saturado bajo condiciones de tensión media $p_m = 200$ kPa y valor de $b=0.0$.

En las Figuras 5.29 y 5.30 se exponen las trayectorias marcadas por las tensiones principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) y las deformaciones principales ($\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$) con respecto al incremento de la tensión de corte (q) respectivamente. Estas trayectorias son similares a las observadas en los ensayos saturados para $b=0.0$.

Sin embargo, aun y cuando el comportamiento es igual en cuanto a las trayectorias tensionales que se siguen en los ensayos saturados, los valores alcanzados por la tensión de corte son mayores en los no saturados.

Por otra parte, las deformaciones principales se pueden describir como de compresión para la deformación principal mayor (ε_1) y de extensión para las deformaciones principal menor (ε_3) e intermedia (ε_2).

Las deformaciones tanto a compresión como a extensión presentan trayectorias similares a los observados en los ensayos saturados, sin embargo, los valores de deformación se presentan para valores de la tensión de corte más altos indicando un aumento de la rigidez y resistencia del suelo en condiciones no saturadas.

Se muestran también las gráficas correspondientes a las curvas de tensión-deformación en la Figura 5.30 y la comparación con los ensayos saturados en la Figura 5.31.

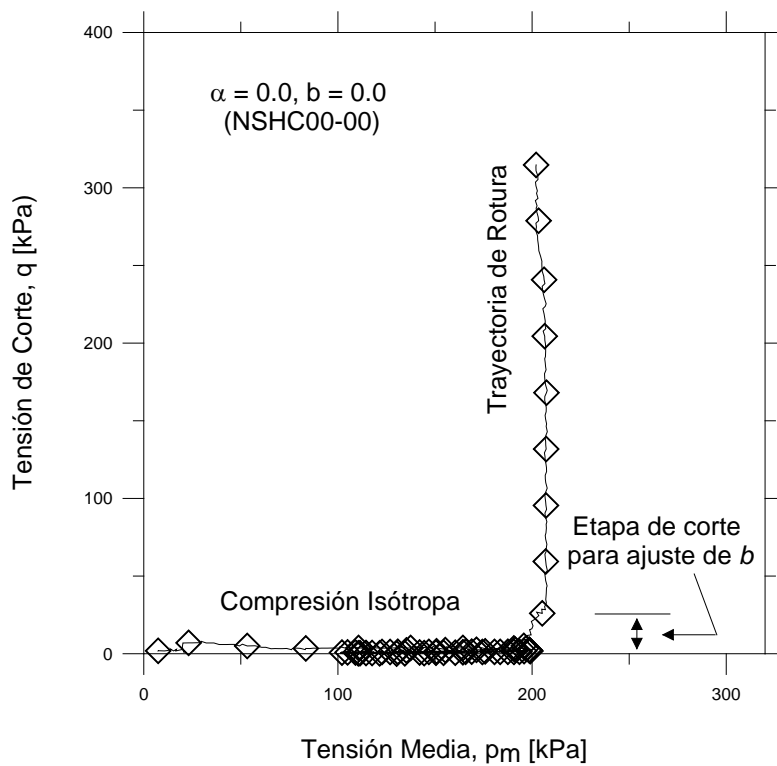


Figura 5.28 Trayectoria de la tensión en el plano $p - q$ bajo condiciones de compresión triaxial (TC), para $p_m = 200$ kPa; $b = 0.0$.

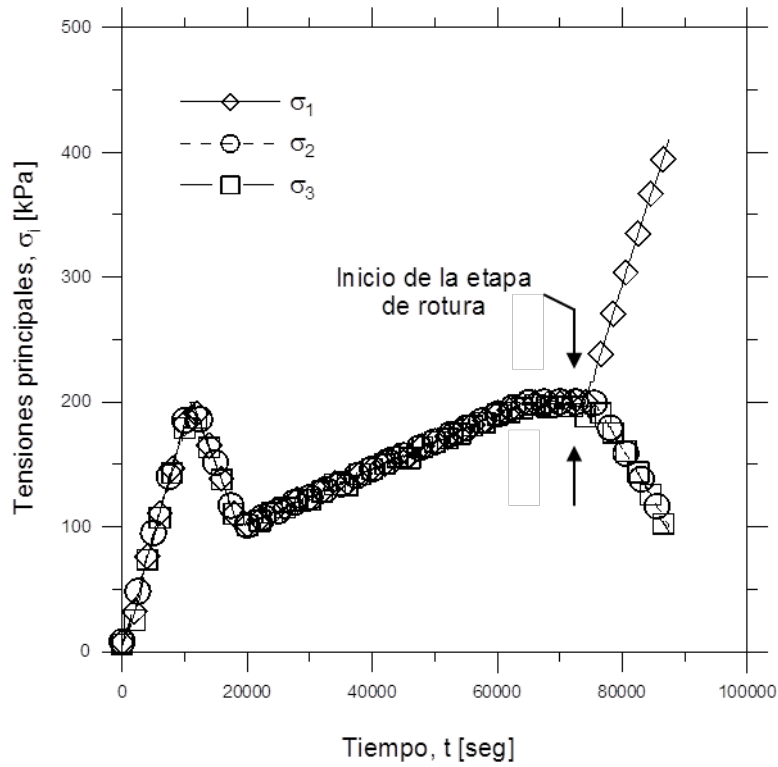


Figura 5.29 Trayectoria de tensiones principales ($\sigma_1 = \sigma_z$, $\sigma_2 = \sigma_r$, $\sigma_3 = \sigma_\theta$) contra tiempo en muestras no saturadas para $b=0.0$.

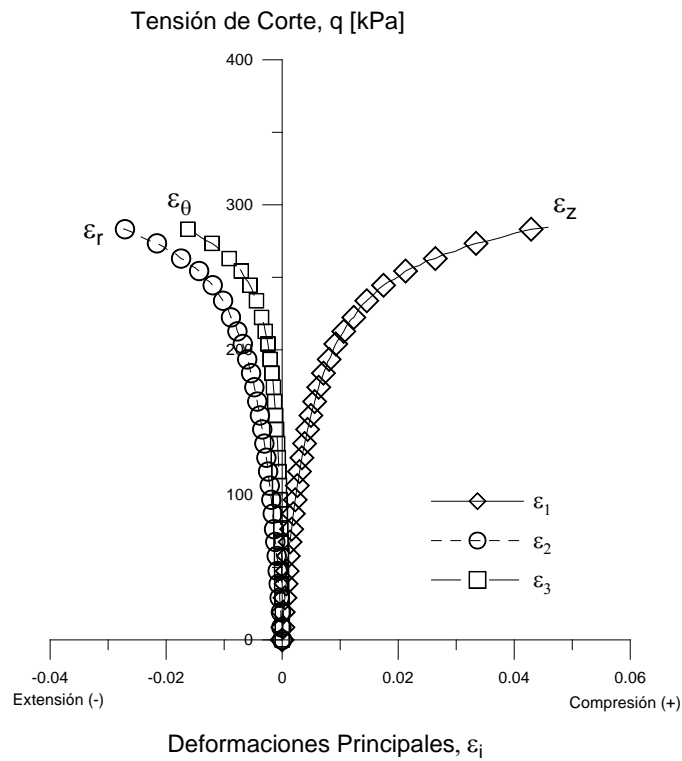


Figura 5.30 Tensión de corte contra deformaciones principales para muestras no saturadas en el ensayo de compresión triaxial (TC) $b = 0.0$ para una tensión media $p_m = 200$ kPa.

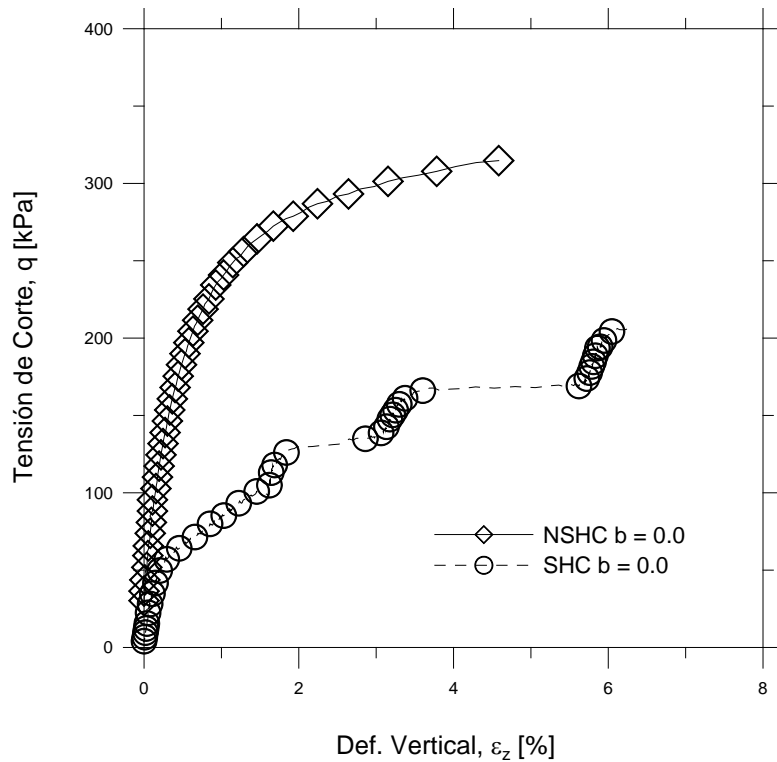


Figura 5.31 Gráfico tensión – deformación bajo condiciones de compresión triaxial (TC), para $p_m = 200$ kPa; $b = 0.0$. En el ensayos no saturados (NSHC) y saturado (SHC).

5.3.2 Ensayos de $b=0.5$ (NSHC00-05)

La trayectoria de las tensiones aplicada se muestra en la Figura 5.32. Así mismo, en la Figura 5.33 se presentan las trayectorias seguidas por las tensiones principales $\sigma_1 = \sigma_z$, $\sigma_2 = \sigma_r$ y $\sigma_3 = \sigma_\theta$ donde se puede observar los recorridos similares a las observadas en los ensayos saturados para la misma condición de b . Después de iniciada la etapa de corte, la tensión σ_1 aumenta desde un valor de 200 kPa hasta un valor cercano a los 300 kPa. Mientras que la tensión menor σ_3 disminuye desde los 200 kPa hasta un valor cercano a los 100 kPa. La tensión principal intermedia σ_2 se mantiene prácticamente constante en valores de 200 kPa.

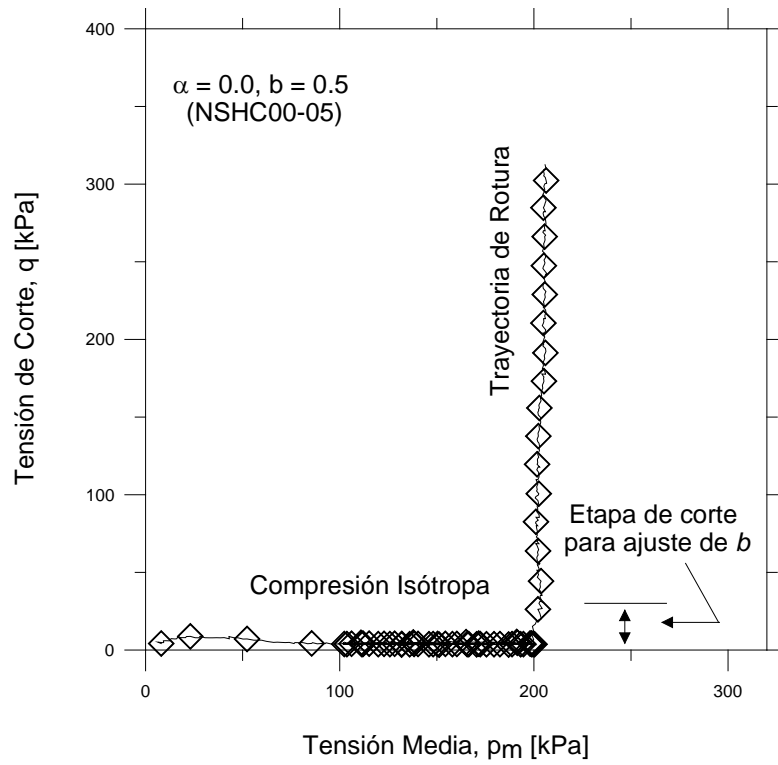


Figura 5.32 Trayectoria de la tensión en el plano $p - q$ bajo un valor de tensión media $p_m = 200$ kPa; y una $b = 0.5$.

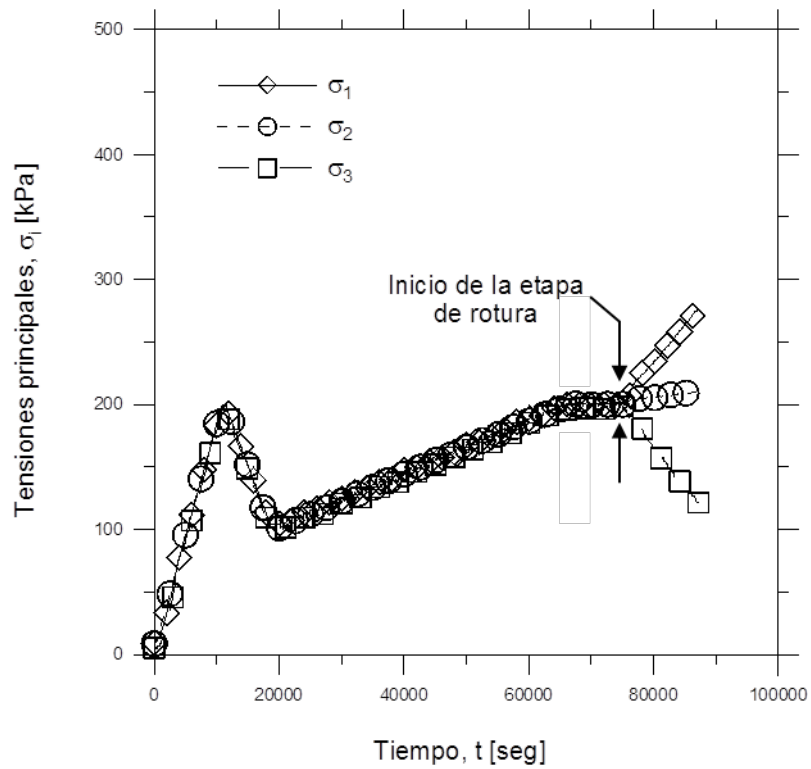


Figura 5.33 Trayectoria de tensiones principales ($\sigma_1 = \sigma_z$, $\sigma_2 = \sigma_r$, $\sigma_3 = \sigma_\theta$) contra tiempo en muestras no saturadas para $b=0.5$.

Por otra parte, en el análisis de las trayectorias de las deformaciones principales se muestra que la deformación $\varepsilon_1 = \varepsilon_z$ se mantiene trabajando en compresión y la deformación $\varepsilon_3 = \varepsilon_\theta$ en extensión. La deformación ε_2 se desplaza de un estado de extensión a uno de compresión a partir de valores de q mayores a 250 kPa. (Figura 5.34). Manteniendo valores nulos prácticamente.

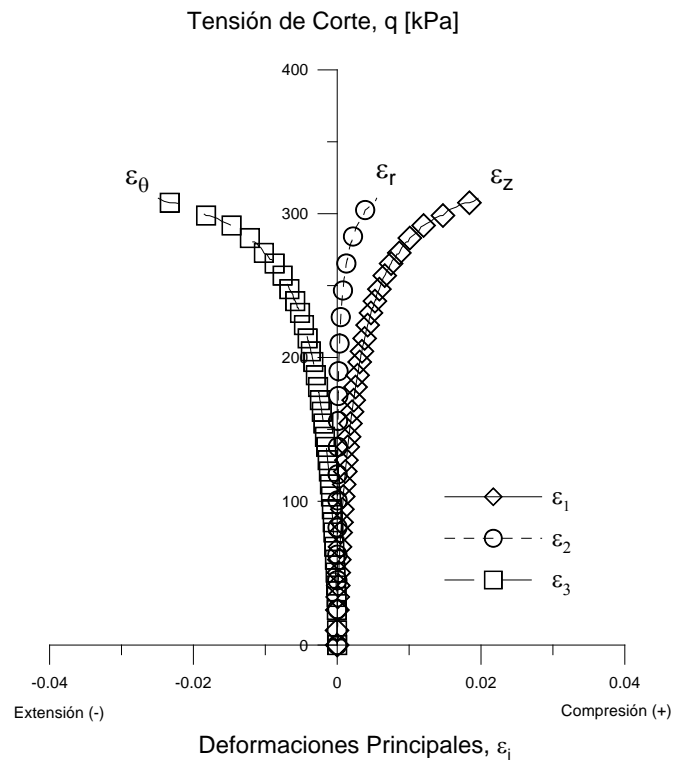


Figura 5.34 Tensión de corte contra deformaciones principales para muestras no saturadas con valores de $b = 0.5$ para una tensión media $p_m = 200$ kPa.

La gráfica de la Figura 5.35 muestra la curva tensión-deformación en el plano $\varepsilon_z - q$ en la cual se observa una deformación axial cercana al 2 % para un valor máximo de tensión desviadora de 300 kPa. Este valor de deformación es 50% menor que la deformación alcanzada para el ensayo de $b=0.0$ saturado para el mismo valor de tensión de corte. En la misma gráfica, se muestra la curva correspondiente al ensayo saturado, donde se observa como existe un aumento de resistencia al corte en aproximadamente 100 kPa. Así mismo, existe una deformación axial menor en la condición no saturada en comparación a la condición saturada.

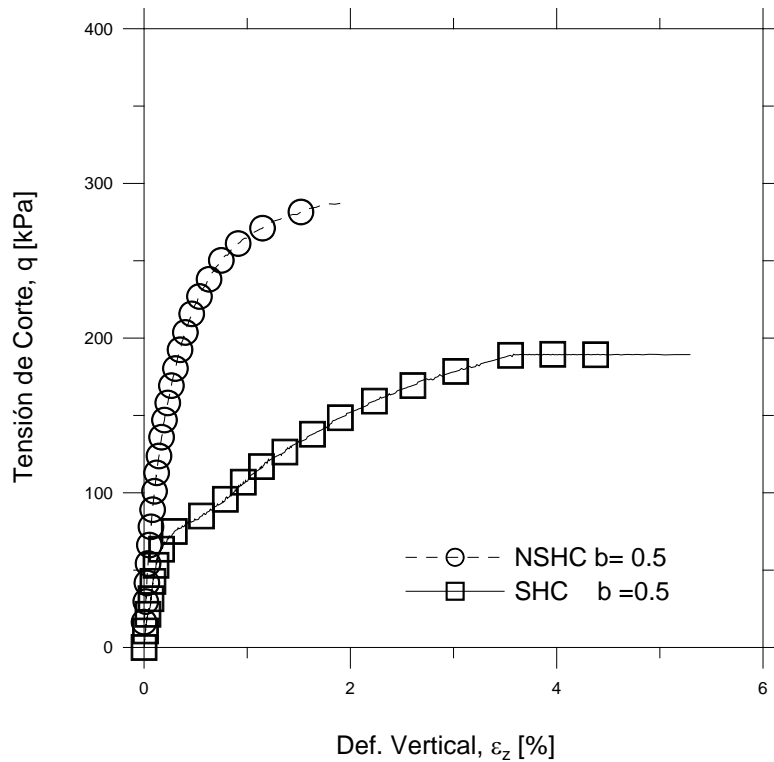


Figura 5.35 Gráfico tensión – deformación para condiciones de tensión media $p_m = 200$ kPa; y valor de $b = 0.5$. Para el ensayo no saturado (NSHC) y saturado (SHC).

5.3.3 Ensayo de $b=0.8$ (NSHC00-08)

En los ensayos desarrollados en suelos no saturados bajo la condición de $b=0.8$ se mantuvo condiciones de trabajo similares a las que se establecieron para los trabajos con $b=1.0$, es decir, en condiciones de extensión en la dirección circunferencial (ε_θ) pero manteniendo las condiciones fuera de las áreas de “NO GO”.

En la Figura 5.36 se presenta la trayectoria de tensiones en el plano $p - q$ donde se muestra un valor máximo de corte alcanzado de 220 kPa, menor que el que se alcanza en los ensayos de $b=0.0$ y $b=0.5$.

La Figura 5.37 muestra las trayectorias de las tensiones principales en donde se observa el desplazamiento completo de $\sigma_2(\sigma_r)$ hasta una pendiente positiva aunque menor a la de la trayectoria de $\sigma_1(\sigma_z)$. Mientras que la trayectoria de $\sigma_3(\sigma_\theta)$ se mantiene con pendiente negativa (extensión).

Así mismo, en la Figura 5.38 se observa como la trayectoria de la deformación correspondiente a la tensión intermedia ε_2 (ε_r) se mueve hacia la condición de compresión acercándose a igualar la trayectoria de ε_1 (ε_z). Los valores máximos alcanzados por las deformaciones ε_1 (ε_z) y ε_3 (ε_θ) mantienen prácticamente el mismo valor que las alcanzadas en los ensayos de $b=0.5$, sin embargo, estas deformaciones se alcanzan para valores de tensión de corte q menores. La gráfica de la Figura 5.36 muestra un gráfico tensión-deformación con una deformación axial cercana al 2 % para una tensión de corte próxima a los 220 kPa. Esta tensión es menor que la alcanzada en los ensayos $b=0.5$ que fue 320 kPa.

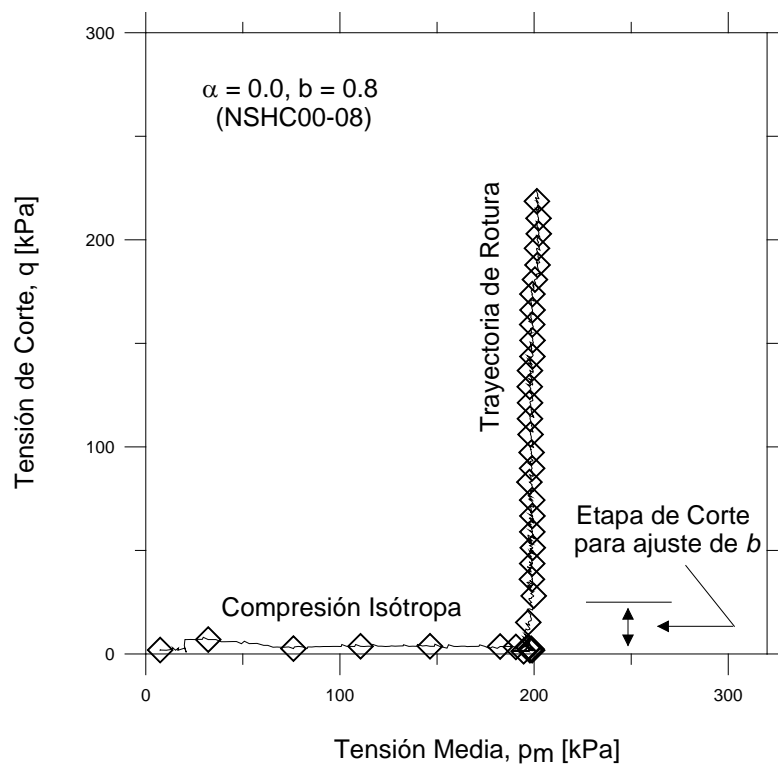


Figura 5.36 Trayectoria de la tensión en el plano p - q bajo condiciones de $b = 0.8$, para $p_m = 200$ kPa.

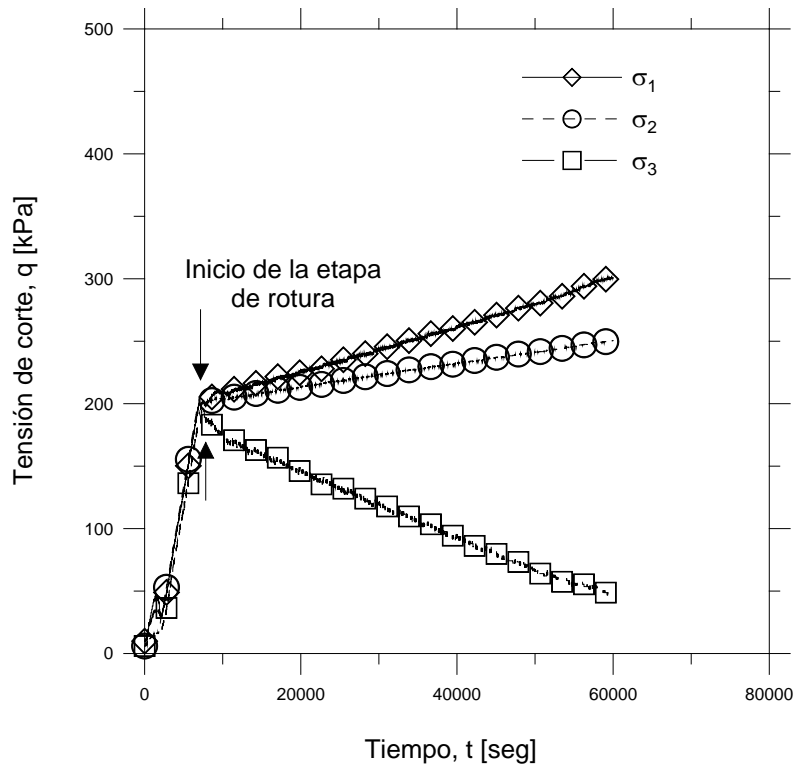


Figura 5.37 Variación de las tensiones principales ($\sigma_1 = \sigma_z$, $\sigma_2 = \sigma_r$, $\sigma_3 = \sigma_\theta$) en función del tiempo en muestras no saturadas para $b=0.8$.

En la Figura 5.39 se presentan las trayectorias que sigue la deformación vertical (ε_z) con respecto al incremento de la tensión de corte. Se muestran en el mismo gráfico las trayectorias de los ensayos SHC00-10 y NSHC00-08, los ensayos no saturados (NSHC) presentan una resistencia mayor de corte que la saturada (SHC).

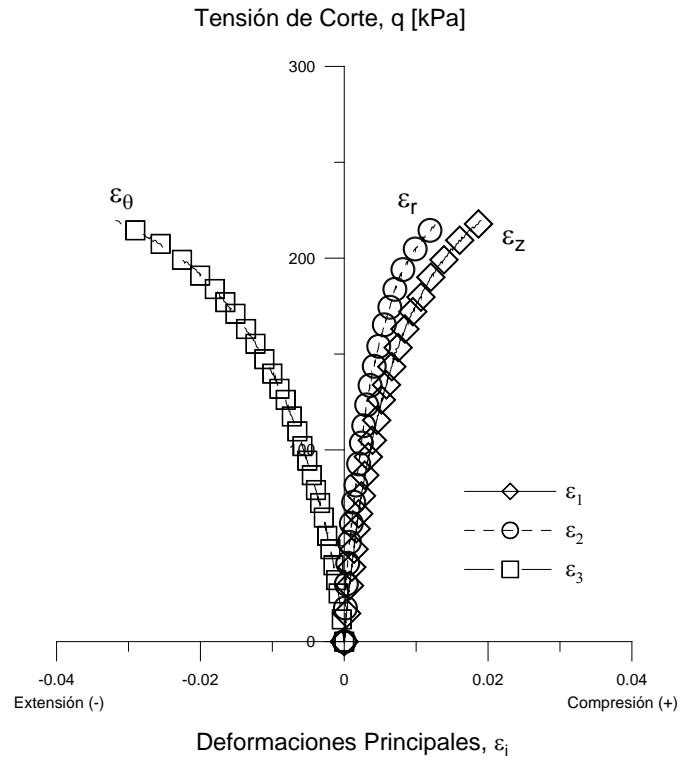


Figura 5.38 Tensión de corte contra deformaciones principales para muestras no saturadas en ensayo de $b = 0.8$ para una tensión media $p_m = 200$ kPa

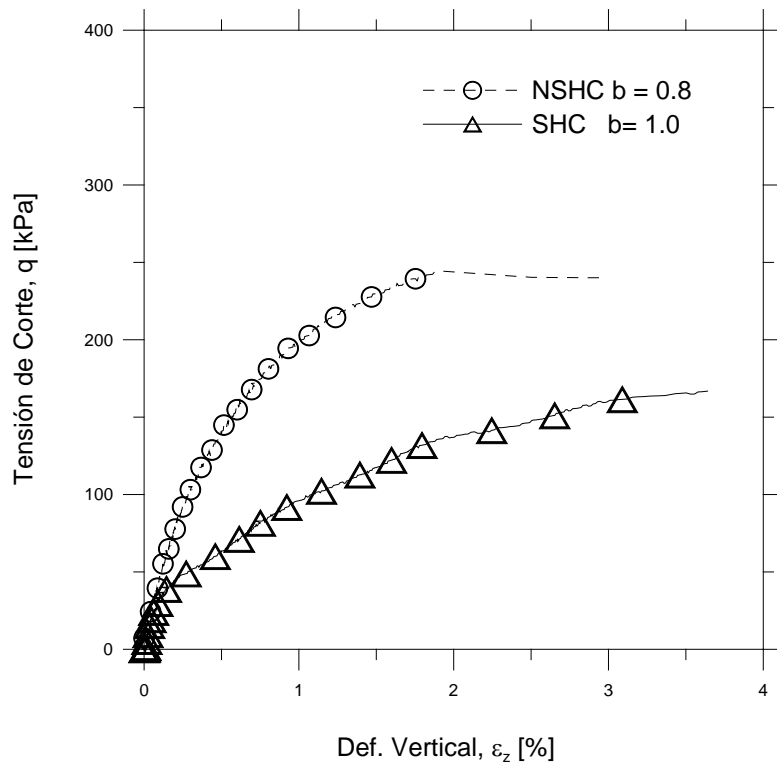


Figura 5.39 Análisis de la curva tensión–deformación bajo condiciones de $b=0.8$ para la condición no saturada (NSHC), y de $b=1.0$ para la saturada (SHC), con $p_m = 200$ kPa.

5.3.4 Resultados generales

Se efectuó el mismo análisis de las curvas tensión-deformación para determinar el cambio de comportamiento entre la zona elástico-lineal y elasto-plástica y determinar los valores de la tensión de corte delimitada en el punto de fluencia, la Figura 5.40 muestra dichas curvas. En estas curvas, nuevamente se ha limitado la trayectoria de la deformación vertical (ε_z) hasta una deformación del 1% con la finalidad de poder observar mejor la transición entre la zona elástica y la zona plástica. Así mismo, se muestran en la Tabla 5.3 los valores de los parámetros elásticos obtenidos para la condición no saturada.

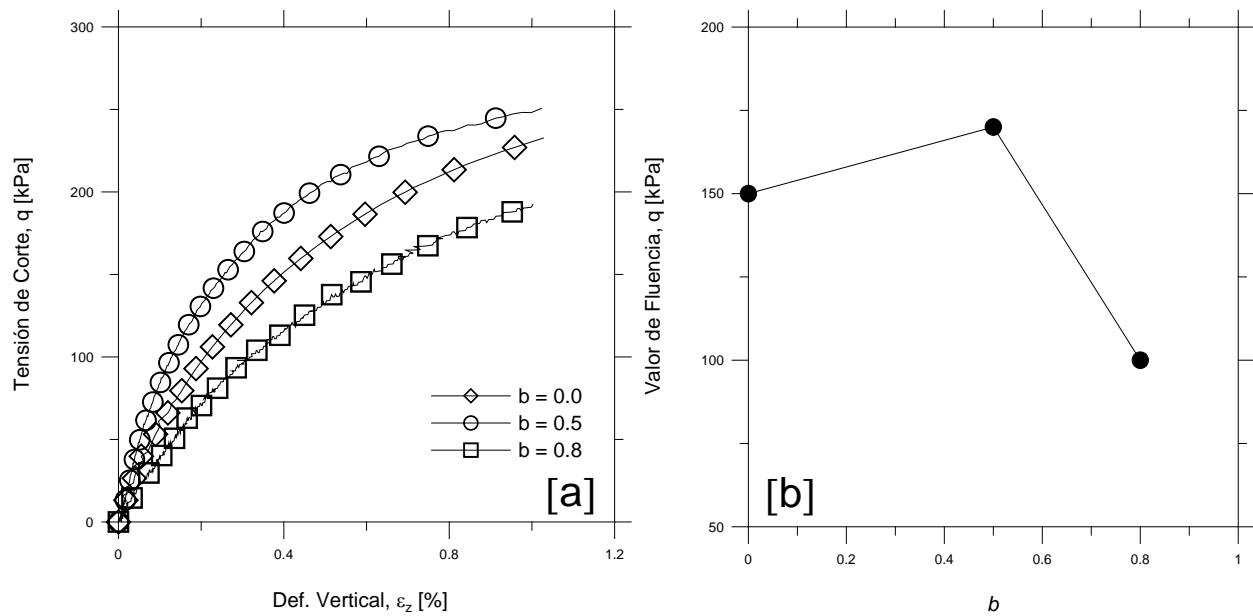


Figura 5.40 [a] curvas tensión - deformación para diferentes valores de b ; [b] Valor q del punto de fluencia, ensayos no saturados

Tabla 5.3 Parámetros elásticos de los ensayos no saturados para diferentes valores del parámetro b .

b	Módulo de Elasticidad (E)	Módulo de Corte (G)	Coefficiente de Poisson (ν)
	[kPa]	[kPa]	[-]
0.0	484	145	0.66
0.5	865	346	0.25
0.8	346	115	0.50

En la Figura 5.41 se muestran en forma conjunta los valores de la tensión de corte en el punto de fluencia para los ensayos saturados (SHC) y no saturados (NSHC) en función de la variación de la tensión principal intermedia b . Se puede observar un aumento cercano al 50 % de los valores de tensión de corte en el punto de fluencia para $b=0.0$ y $b=0.5$. Sin embargo, para valores de b superiores al 0.5 la tendencia de las proyecciones parece acercar los valores de la tensión de corte en fluencia para las condiciones saturadas y no saturadas incluyendo el efecto de la succión. Para valores de $b=0.8$ la diferencia de los valores q en fluencia disminuye al 30 % aproximadamente.

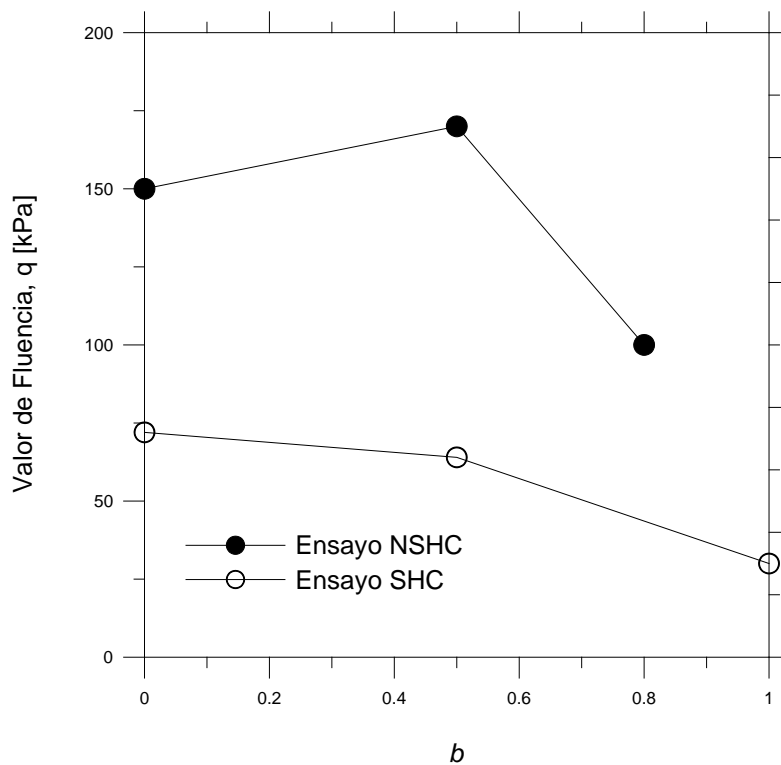


Figura 5.41 Gráfico comparativo de los valores de q en fluencia para diferentes valores del parámetro b en ensayos saturados y no saturados.

En los gráficos de las Figuras 5.42, 5.43 y 5.44 muestran el desarrollo de la deformación volumétrica en función de las deformaciones de corte y la deformación vertical para $b = 0.0$, 0.5 y 0.8 respectivamente.

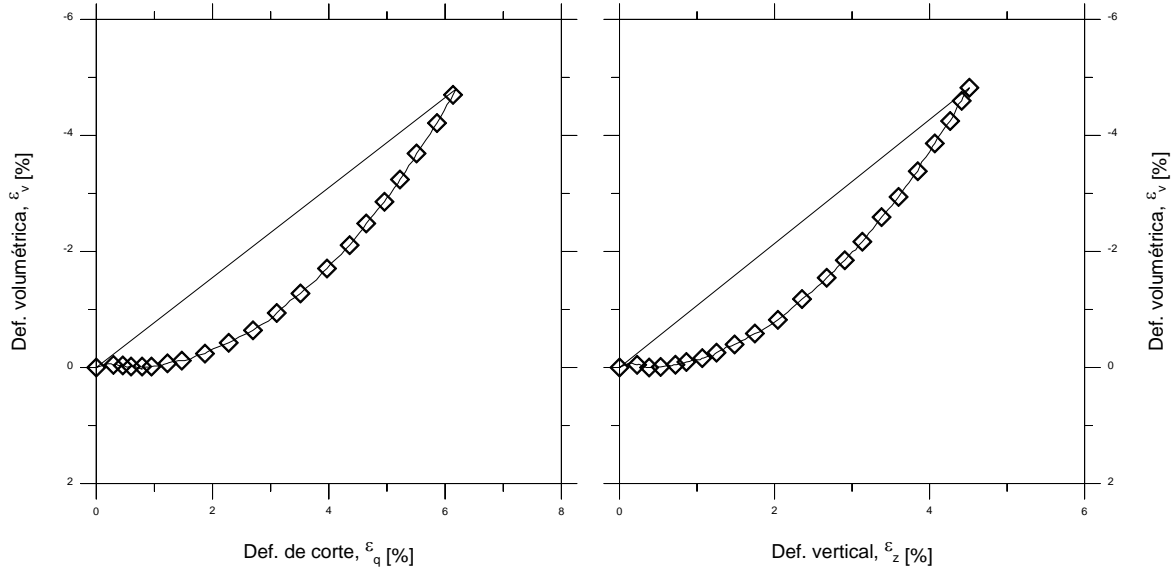


Figura 5.42 Desarrollo de la deformación volumétrica en función de la deformación de corte y vertical para $b = 0.0$.

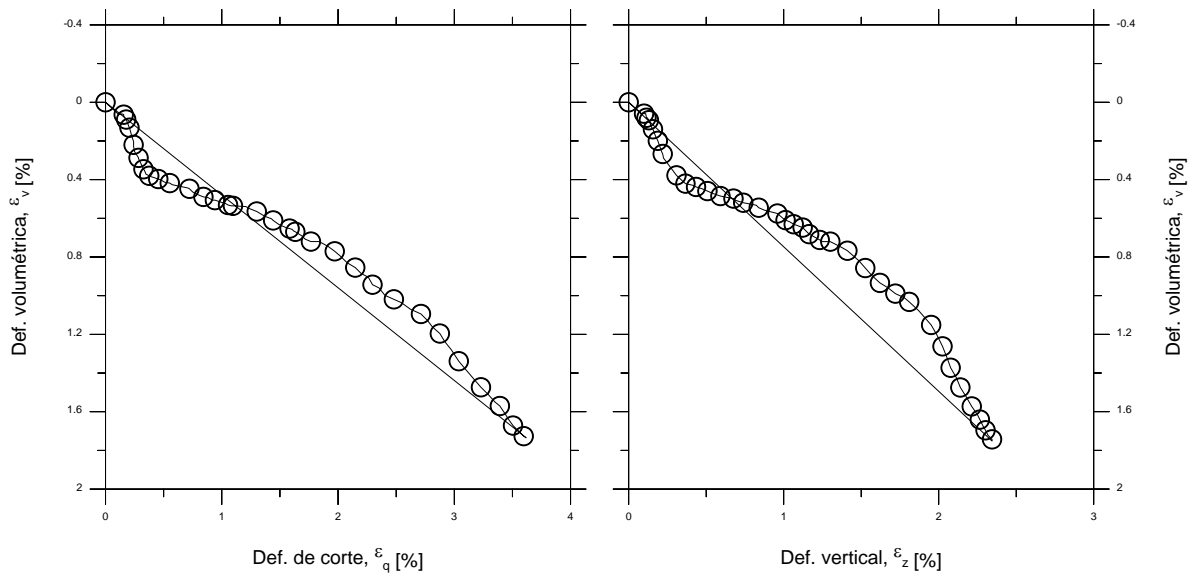


Figura 5.43 Desarrollo de la deformación volumétrica en función de la deformación de corte y vertical para $b = 0.5$.

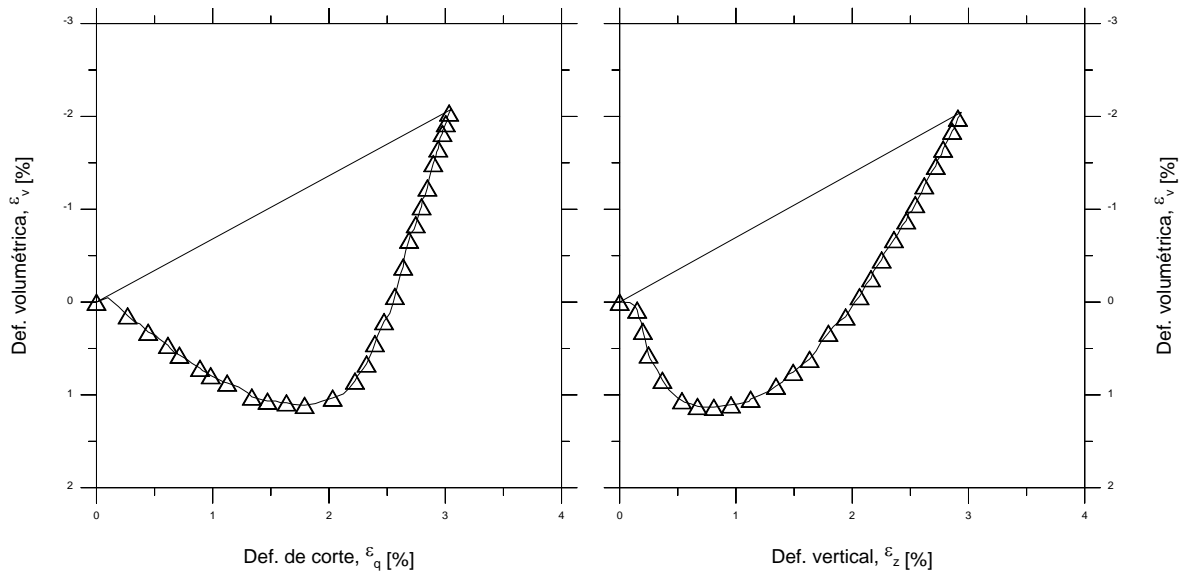


Figura 5.44 Desarrollo de la deformación volumétrica en función de la deformación de corte y vertical para $b=0.8$.

Las figuras 5.45 y 5.46 presentan imágenes de las muestras no saturadas probadas en el cilindro hueco. Se presentan las muestras para los valores de $b=0.0$ y 0.5 . No fue posible extraer la muestra correspondiente al ensayo de $b=0.8$, dado que al tratar de quitar la membrana de látex la muestra se rompió y disgregó completamente.



Figura 5.45 Muestra de ensayo no saturado para $b=0.0$ compresión triaxial (TC).



Figura 5.46 Muestra de ensayo no saturado para $b = 0.5$.

5.4 Ensayos de Colapso

Los ensayos de colapso se realizaron sobre muestras elaboradas con una humedad de 4%, compactadas estáticamente como ya se mencionó en capítulos anteriores. Aumentando inicialmente la tensión media hasta un valor de 200 kPa.

El aumento del desviador y la saturación se lleva a cabo en tres etapas; la primera de ellas la aplicación de un esfuerzo desviador pequeño (30 kPa) durante el cual se ajusta el valor del parámetro b . La segunda etapa, manteniendo b constante al igual que la tensión media p_m se aplicó un esfuerzo desviador hasta los 200 kPa. Y durante la tercera etapa, se procedió a la saturación de las muestras por humedecimiento. La saturación se llevó a cabo mediante intrusión de agua a presión aplicando incrementos de presión de cola. Para el análisis de los resultados se presentarán solamente dos fases, la fase de corte que incluye la etapa uno y dos descritas anteriormente y una segunda fase que incluye la saturación de las muestras.

Los valores de b prefijados para los cuatro ensayos realizados fueron de 0.0, 0.5, 0.8 y 1.0. Tanto la tensión media como el desviador se mantuvieron constantes en 200 kPa.

Es importante mencionar que durante el desarrollo de los estudios se pudo observar que los ensayos para valores de $b = 0.8$ y 1.0 no alcanzaban a saturarse completamente antes de fallar.

5.4.1 Ensayos de $b=0.0$

5.4.1.1 Etapa de corte.

En la Figura 5.47 se muestran las trayectorias seguidas por las tensiones principales en el momento en que se aplica la tensión de corte. Iniciando con el valor del desviador pequeño de 30 kPa y hasta alcanzar el valor de 200 kPa. Se observa como la tensión principal mayor σ_1 aumenta en forma constante hasta llegar a los 233 kPa, mientras que los valores de la tensión principal intermedia σ_2 y la tensión principal menor σ_3 disminuyen en forma similar hasta 133 kPa.

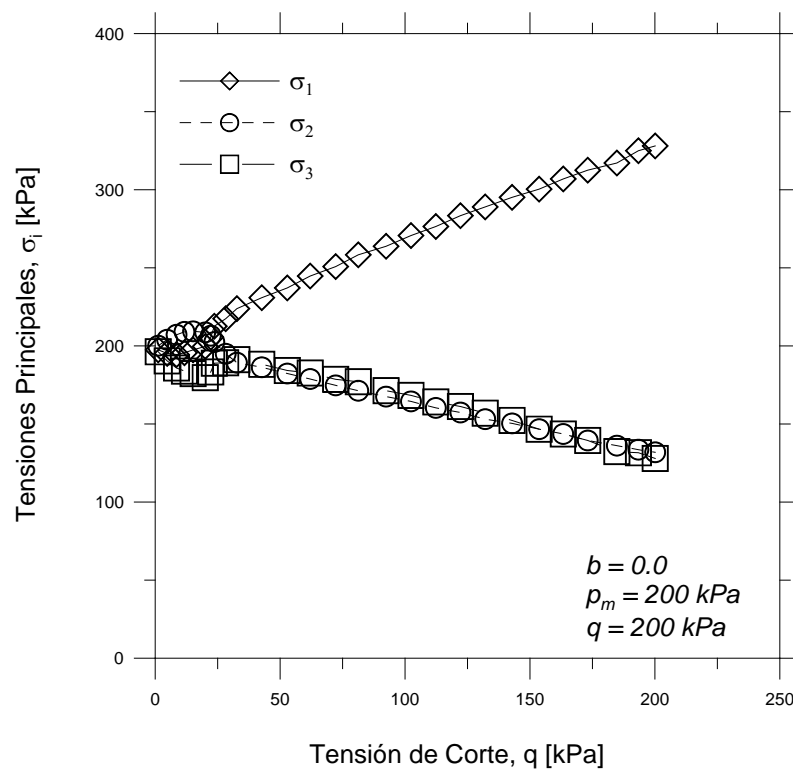


Figura 5.47 Trayectoria de las tensiones principales ($\sigma_1 = \sigma_z$, $\sigma_2 = \sigma_r$ y $\sigma_3 = \sigma_\theta$) durante la etapa de aplicación de la tensión de corte $q = 200$ kPa y una tensión media $p_m = 200$ kPa. Para $b = 0.0$.

Por otra parte, se presenta en la Figura 5.48 un gráfico en el que se comparan las trayectorias de las tensiones principales presentadas en la Figura 5.47 con las trayectorias de las tensiones seguidas en los ensayos no saturados para un valor de $b = 0.0$. Trayectorias que se desarrollan con el aumento de desviador q .

Se puede observar como las trayectorias son muy similares en ambos ensayos. En el caso de los ensayos no saturados, no se percibe una variación tan grande de las tensiones durante la etapa de ajuste de b (primeros 30 kPa) como se observa en las trayectorias de las tensiones en los ensayos de colapso. Además, para los ensayos no saturados las tensiones permanecen prácticamente igual hasta que q alcanza los 100 kPa, a partir del cual los valores de las tensiones se separan y siguen las mismas direcciones que en el ensayo de colapso.

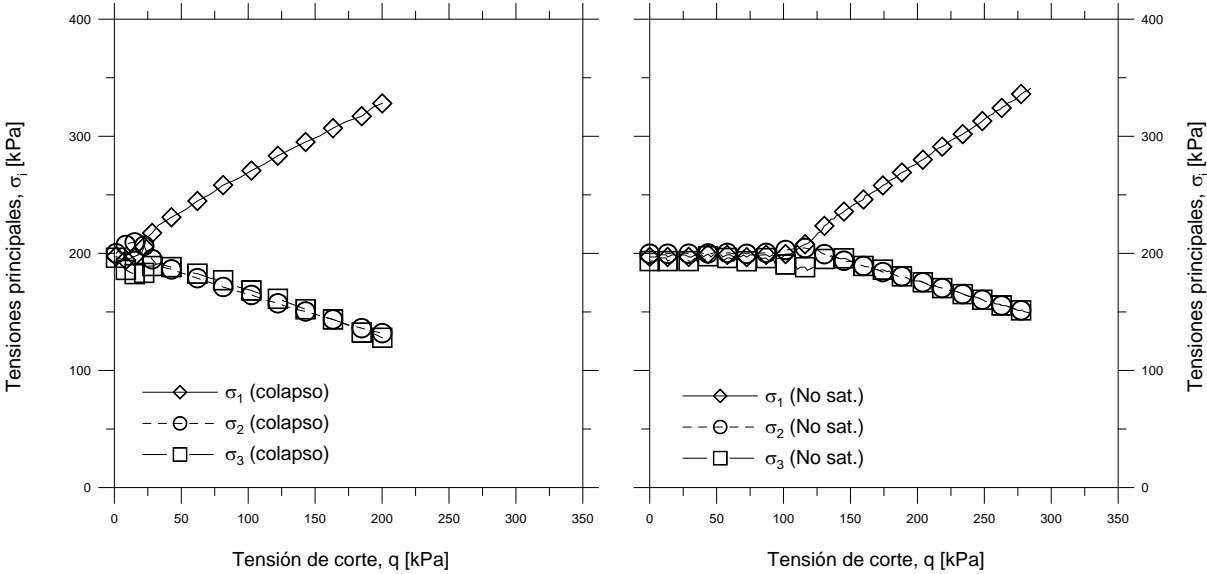


Figura 5.48 Trayectoria de las tensiones principales ($\sigma_1=\sigma_z$, $\sigma_2=\sigma_r$ y $\sigma_3=\sigma_\theta$) en los ensayos de colapso y no saturados para un valor de $b=0.0$.

Así mismo, en la Figura 5.49 se presentan las trayectorias de las deformaciones principales cuando se aplica la tensión de corte. Las trayectorias de las deformaciones ϵ_1 (+) y ϵ_2 (-) siguen recorridos con signos contrarios mientras que la tensión menor ϵ_3 permanece prácticamente nula.

En la Figura 5.50 se muestra el desarrollo de las deformaciones radial (ϵ_r) y tangencial (ϵ_θ) en función de las deformaciones axiales (ϵ_z) en la etapa de la aplicación del desviador. Se presenta también, para llevar a cabo una comparación, el desarrollo de las mismas deformaciones pero durante la etapa de aplicación del desviador en los ensayos no saturados.

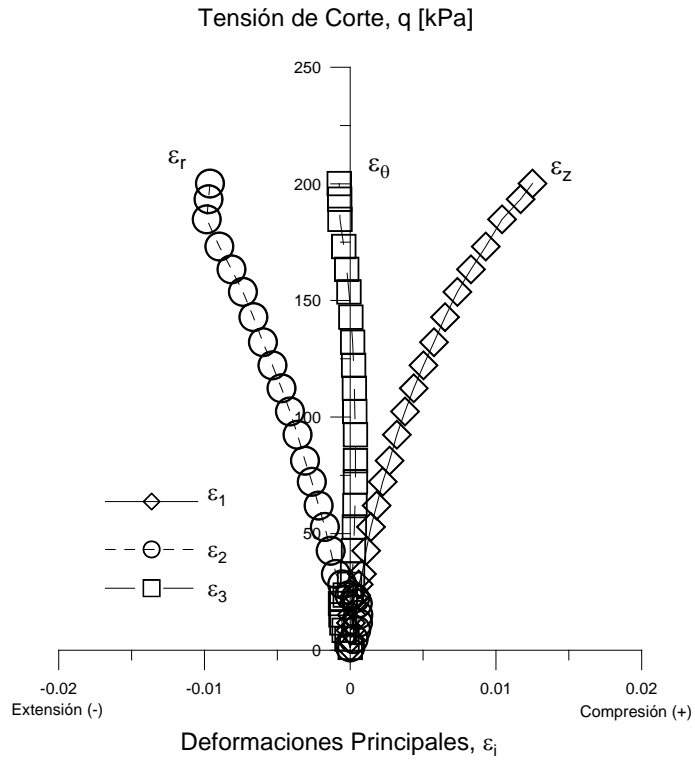


Figura 5.49 Evolución de las deformaciones principales ($\varepsilon_1 = \varepsilon_z$, $\varepsilon_2 = \varepsilon_r$ y $\varepsilon_3 = \varepsilon_\theta$) durante la etapa de aplicación de la tensión de corte $q = 200$ kPa y una tensión media $p_m = 200$ kPa. Para $b = 0.0$.

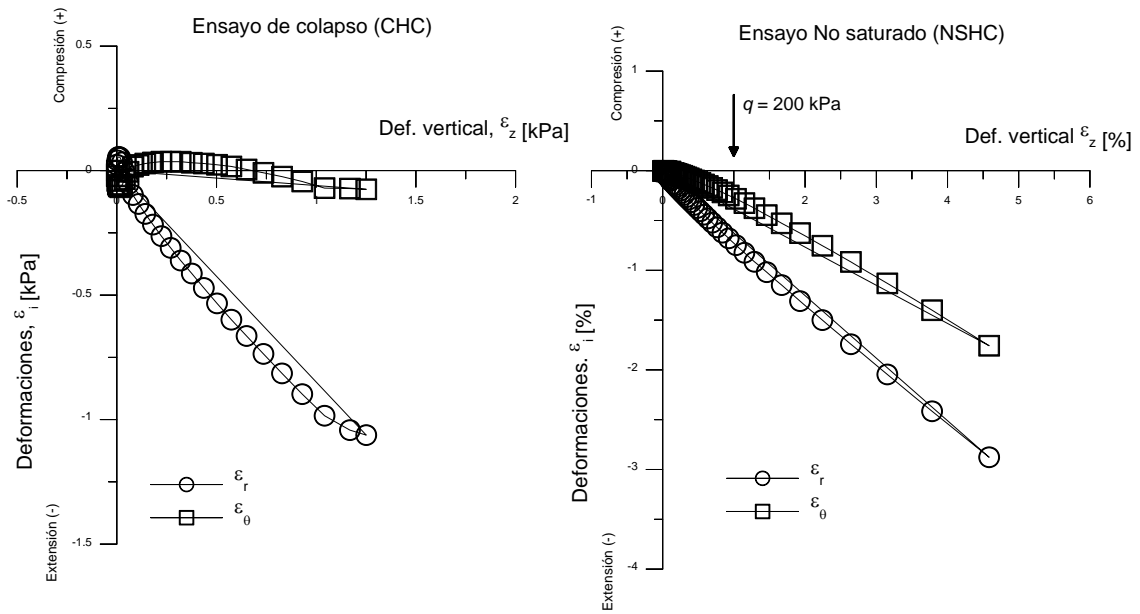


Figura 5.50 Evolución de las deformaciones radial (ε_r) y tangencial (ε_θ) en función de la deformación vertical (ε_z), para $b = 0.0$, ensayo de colapso (CHC) y no saturados (NSHC).

En la figura 5.50 se presentan las trayectorias de las deformaciones ε_r y ε_θ en los ensayos de colapso durante la etapa de la aplicación del desviador hasta 200 kPa. Estas trayectorias parecen ser la parte inicial de las trayectorias seguidas en los ensayos no saturados, que se muestra en la misma figura, en donde el desviador se aplicó hasta la falla, por lo que los valores de las deformaciones son mayores.

5.4.1.2 *Etapa de saturación*

Una vez finalizada la etapa de corte, se lleva a cabo la saturación de la muestra mediante la intrusión de agua a través del dispositivo que controla la presión de cola. La Figura 5.51 presenta un gráfico similar al mostrado en la Figura 5.47 pero se ha incluido en ella la etapa de la saturación con la finalidad de observar el comportamiento de las tensiones principales durante la intrusión de agua.

Las trayectorias de las tensiones (puntos sólidos) que se muestran al final de la etapa de corte indican una pequeña disminución del valor máximo alcanzado por las tensiones durante la etapa de aplicación del desviador. Esto podría asociarse al control de las tensiones que realiza el equipo de cilindro hueco para mantener constante el valor del parámetro b .

Por otra parte en la Figura 5.52 se muestra las trayectorias de las deformaciones principales durante la etapa de saturación al finalizar la aplicación del desviador (puntos sólidos). Esta Figura tiene como referencia la Figura 5.49 relativo a la dirección de las deformaciones principales en la etapa de desviador, incluso se muestran las trayectorias iniciales referidas en la Figura 5.49. En esta figura se observa un aumento de las deformaciones durante la intrusión de agua a la muestra. La deformación ε_z aumenta hacia el sentido positivo de compresión, mientras que las deformaciones ε_r y ε_θ se desplazan hacia el sentido negativo de expansión.

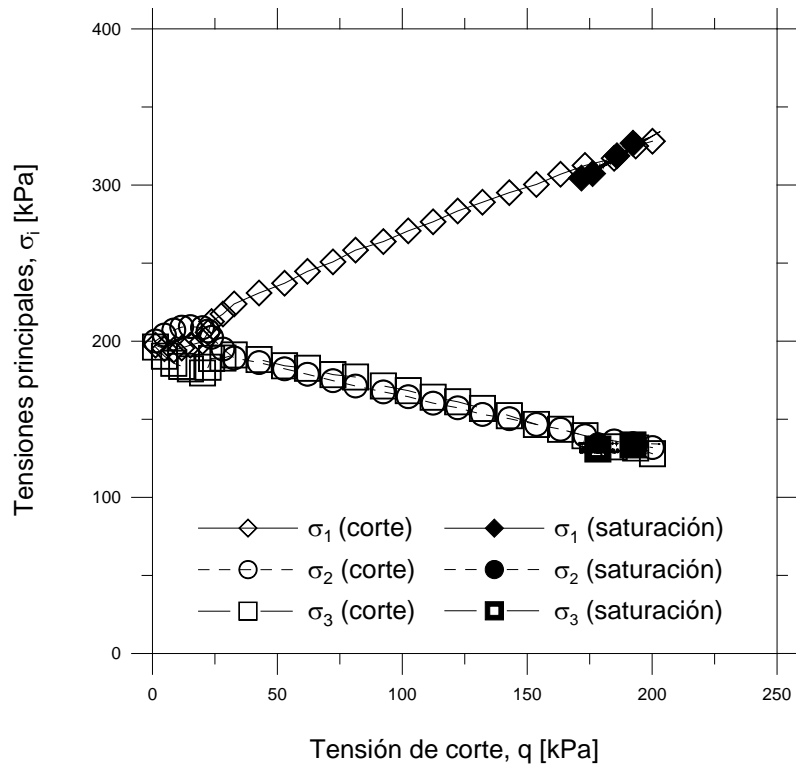


Figura 5.51 Trayectoria de las tensiones principales ($\sigma_1=\sigma_z$, $\sigma_2=\sigma_r$ y $\sigma_3=\sigma_\theta$) durante la etapa de saturación. Manteniendo constantes la tensión de corte $q = 200$ kPa y una tensión media $p_m = 200$ kPa. Para $b = 0.0$.

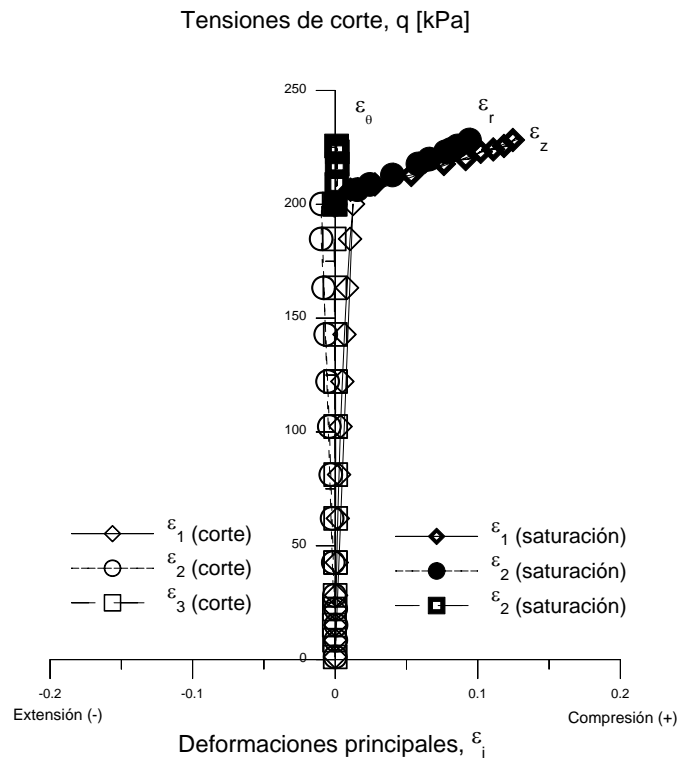


Figura 5.52 Evolución de las deformaciones principales ($\epsilon_1=\epsilon_z$, $\epsilon_2=\epsilon_r$ y $\epsilon_3=\epsilon_\theta$) durante la etapa de saturación manteniendo constante la tensión de corte $q = 200$ kPa y una tensión media $p_m = 200$ kPa. Para $b = 0.0$.

Se presentan también los gráficos correspondientes a la evolución de las deformaciones radial y tangencial ε_r , ε_θ respectivamente, en función de la deformación vertical ε_z , durante la etapa de saturación. Figura 5.53.

Así mismo en la Figura 5.54 se muestra la evolución de las deformaciones ε_z , ε_r y ε_θ con respecto al tiempo. Se presenta en el gráfico las etapas de aplicación del desviador y de saturación. Sin embargo, las trayectorias de las deformaciones son poco perceptibles en el gráfico. Esto en virtud de que el tiempo de aplicación del desviador es relativamente corto en comparación del tiempo destinado a la etapa de saturación. La etapa de aplicación del desviador está condicionada por el valor máximo de 200 kPa que se proyectó para los ensayos. Este valor se alcanzó en un tiempo aproximado de 100 minutos.

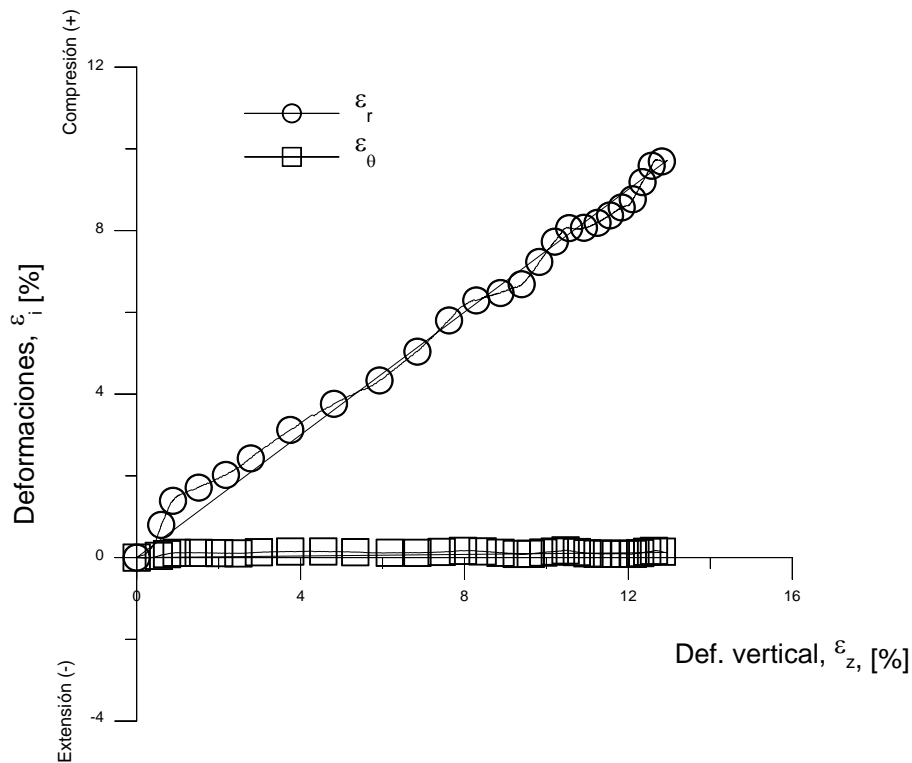


Figura 5.53 Evolución de las deformaciones radial (ε_r) y tangencial (ε_θ) en función de la deformación vertical (ε_z), para $b=0.0$, ensayo de colapso (CHC) durante las etapas de corte y saturación.

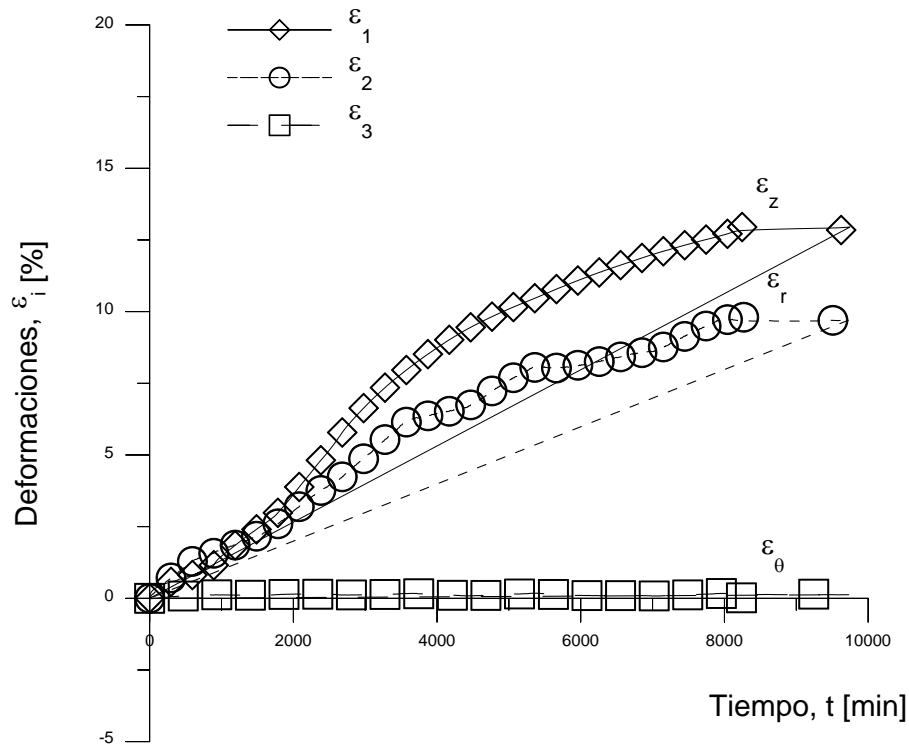


Figura 5.54 Evaluación en el tiempo de las deformaciones ε_z , ε_r y ε_θ para $b=0.0$, ensayo de colapso.

5.4.2 Ensayos de $b=0.5$

5.4.2.1 Etapa de Corte

Para el desarrollo de esta etapa, se empleó la misma metodología de análisis que en el apartado anterior, con la condición ahora de $b=0.5$. Los resultados de este análisis se presentan en la Figura 5.55 donde se muestran las trayectorias de las tensiones principales durante la etapa de aplicación de la tensión de corte de 200 kPa. Así mismo, en la Figura 5.56 se presentan las trayectorias de las tensiones principales del ensayo de colapso y se compara con las trayectorias seguidas en el ensayo no saturado de $b=0.5$.

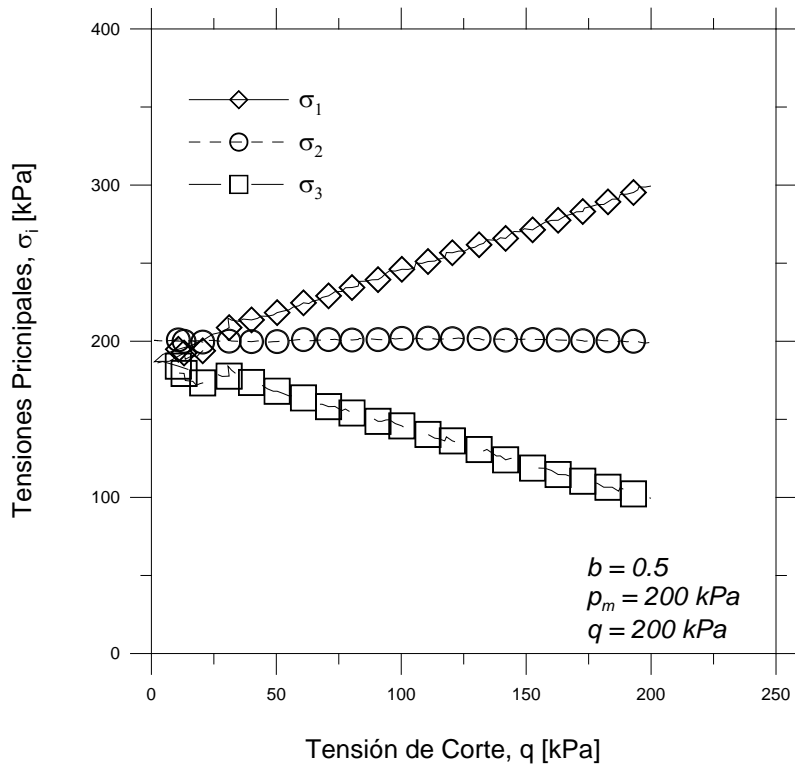


Figura 5.55 Trayectoria de las tensiones principales ($\sigma_1=\sigma_z$, $\sigma_2=\sigma_r$ y $\sigma_3=\sigma_\theta$) durante la etapa de aplicación de la tensión de corte $q=200$ kPa y una tensión media de $p_m=200$ kPa. Para $b=0.5$.

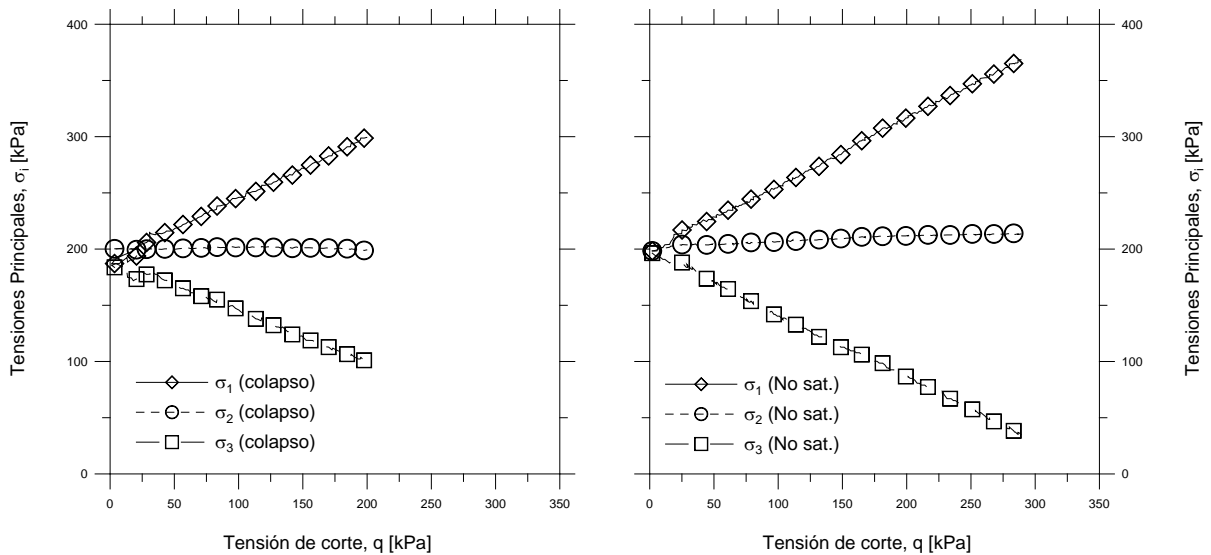


Figura 5.56 Trayectoria de las tensiones principales ($\sigma_1=\sigma_z$, $\sigma_2=\sigma_r$ y $\sigma_3=\sigma_\theta$) en los ensayos de colapso y No saturados para un valor de $b=0.5$.

Por otra parte, la Figura 5.57 muestra las trayectorias de las deformaciones principales ε_1 , ε_2 y ε_3 con respecto al incremento del esfuerzo desviador hasta el valor de 200 kPa fijado.

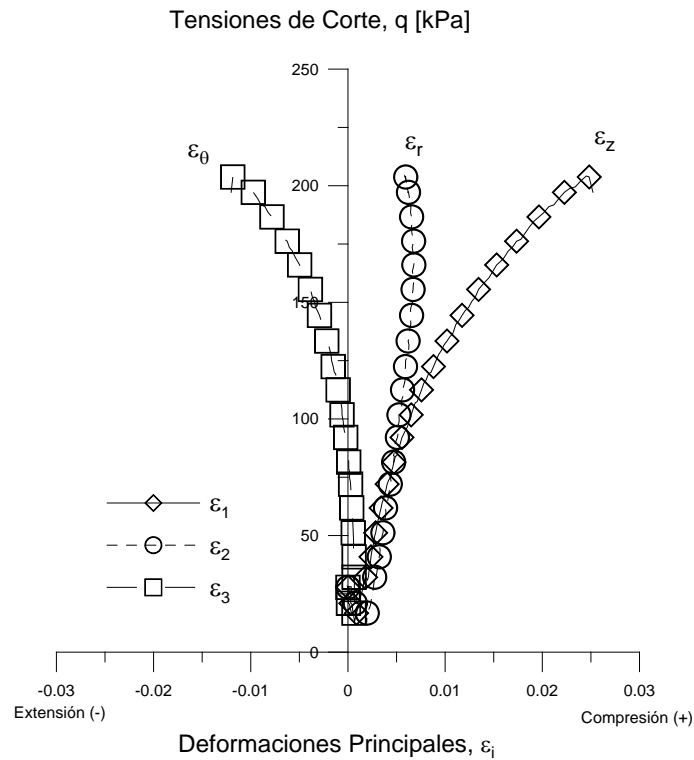


Figura 5.57 Evolución de las deformaciones principales durante la etapa de aplicación de la tensión de Corte $q = 200$ kPa y una tensión media $p_m = 200$ kPa. Para $b = 0.5$

Los cambios respecto al ensayo saturado SHC00-05 implican deformaciones nuevas en este ensayo, ver Figura 5.9. Sin embargo, las deformaciones son parecidas a las medidas en el ensayo no saturado NSHC00-05 para valores de la tensión desviadora menor que 200 kPa.

En la Figura 5.58 se presentan los gráficos correspondientes a las trayectorias seguidas por las deformaciones radial (ε_r) y circunferencial (ε_θ) en función del desarrollo de la deformación vertical (ε_z) tanto de los ensayos de colapso como de los ensayos no saturados.

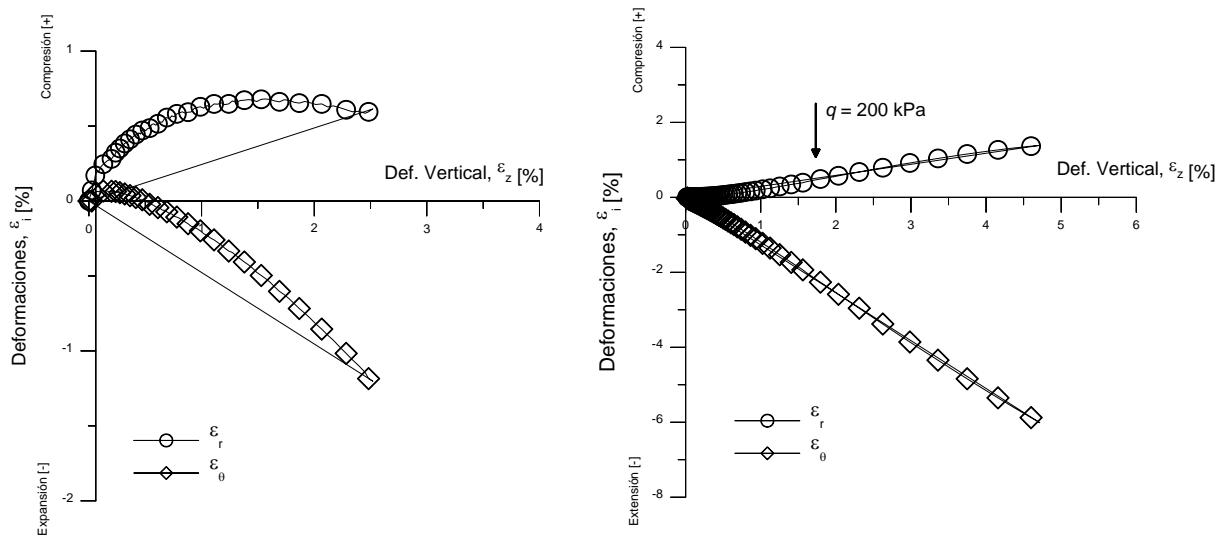


Figura 5.58 Evolución de las deformaciones radial (ε_r) y tangencial (ε_θ) en función de la deformación vertical (ε_z), para $b = 0.5$ en la etapa de la aplicación del desviador. Ensayo de colapso (CHC) y no saturados (NSHC).

En la Figura 5.58 se puede observar la evolución de las trayectorias de deformación radial y tangencial, en esta figura se muestra como la trayectoria de ε_r se encuentra completamente del lado de la compresión (+) y si se puede comparar con la Figura 5.50 correspondiente al ensayo de colapso para $b = 0.0$. En el caso de la deformación ε_θ , en un inicio del proceso del ensayo, la curva se desarrolla ligeramente del lado positivo (compresión) para posteriormente continuar completamente hacia el cuadrante negativo (expansión).

Además, en la misma figura y comparando las trayectorias mostradas en el ensayo de colapso y las trayectorias de los ensayos no saturados, las primeras parecen corresponder o seguir trayectorias similares en la parte inicial de los ensayos no saturados. Esto implicaría que las deformaciones mostradas en esta etapa de colapso son las que se despliegan durante la aplicación del desviador y hasta un valor máximo de 200 kPa.

5.4.2.2 Etapa de saturación

Una vez realizada la etapa de aplicación del desviador, la etapa de saturación se llevó a cabo de acuerdo a como se mencionó en apartados anteriores. Los gráficos que se presentan muestran las trayectorias de tensiones y deformaciones principales durante esta etapa de

saturación. Se incluyen en ellas solo como referencia las mismas trayectorias de tensiones y deformaciones en la etapa de aplicación del desviador.

En la Figura 5.59 se presenta la trayectoria de tensiones durante la saturación de la muestra (puntos sólidos). Se observa como las trayectorias no sufren variación mientras se introduce agua a la muestra. Es decir, los valores de las tensiones son prácticamente los mismos que se alcanzaron al final de la etapa de aplicación del desviador ($q=200$ kPa). Los valores de σ_1 y σ_3 si sufren una pequeña disminución del orden de los 20 kPa, mientras que σ_2 no presenta ninguna variación.

En lo que se refiere a las trayectorias de las deformaciones principales, en la Figura 5.60 se muestran las variaciones de las deformaciones ϵ_1 , ϵ_2 y ϵ_3 durante la saturación de la muestra (puntos sólidos). La deformación ϵ_z aumenta hacia el sentido positivo de compresión, mientras que las deformaciones ϵ_r y ϵ_θ se desplaza hacia el sentido negativo de expansión. Todas las trayectorias durante la saturación son prácticamente horizontales ya que el desviador se mantiene constante.

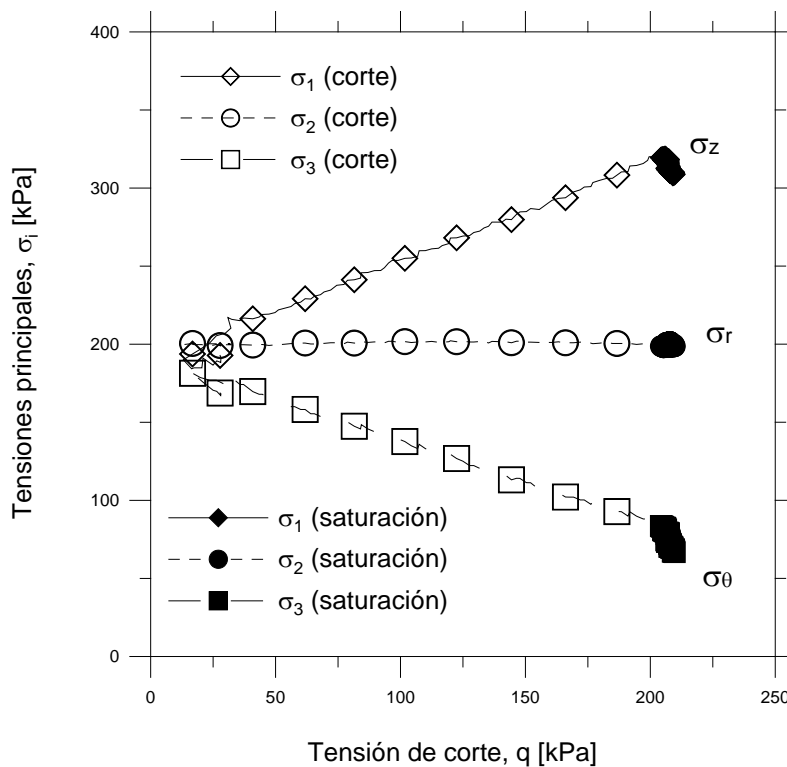


Figura 5.59 Trayectoria de las tensiones principales ($\sigma_1=\sigma_z$, $\sigma_2=\sigma_r$ y $\sigma_3=\sigma_\theta$) durante la etapa de saturación. Manteniendo constantes la tensión de corte $q=200$ kPa y una tensión media $p_m=200$ kPa. Para $b=0.5$.

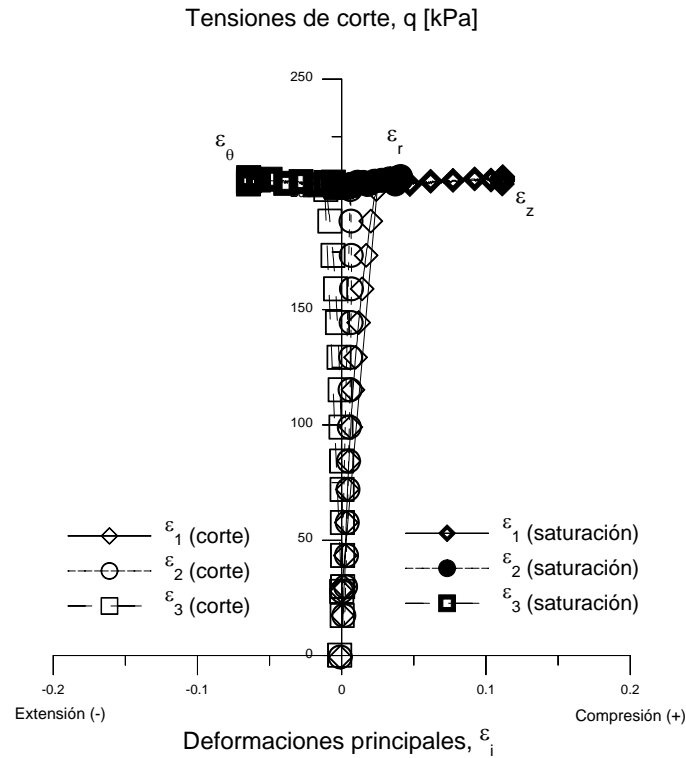


Figura 5.60 Evolución de las deformaciones principales ($\epsilon_1 = \epsilon_z$, $\epsilon_2 = \epsilon_r$ y $\epsilon_3 = \epsilon_\theta$) durante la etapa de saturación manteniendo constante la tensión de corte $q = 200$ kPa y una tensión media $p_m = 200$ kPa. Para $b = 0.5$.

Para observar también la evolución de las deformaciones ϵ_r y ϵ_θ con respecto a la deformación ϵ_z se presenta el gráfico de la Figura 5.61. En este gráfico se incluyen las etapas de aplicación del desviador y de saturación. En lo que se refiere al desarrollo de las deformaciones ϵ_r se observa como inicialmente durante la etapa de aplicación del desviador estas deformaciones son de compresión, sin embargo, al iniciar la inclusión de agua a la muestra la trayectoria cambia de pendiente y todas las deformaciones son ahora de expansión. Mientras que las deformaciones tangenciales ϵ_θ siempre son de expansión durante las dos etapas mencionadas.

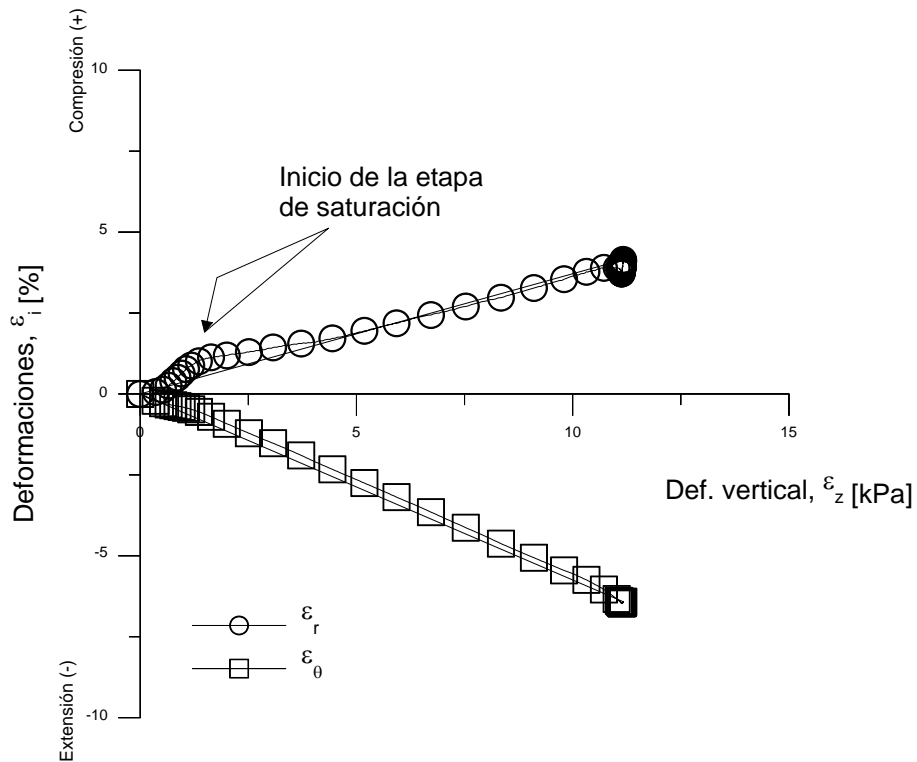


Figura 5.61 Evolución de las deformaciones radial (ϵ_r) y tangencial (ϵ_θ) en función de la deformación vertical (ϵ_z), para $b = 0.5$, ensayo de colapso para las etapas de corte y saturación.

Así mismo la Figura 5.62 muestra el desarrollo de las tres deformaciones principales ϵ_z , ϵ_r y ϵ_θ con respecto al tiempo. Las deformaciones ϵ_r y ϵ_θ , siguen prácticamente la misma trayectoria durante la etapa de saturación. Y ambas deformaciones son en el sentido de la expansión. Mientras que las deformaciones verticales son de compresión.

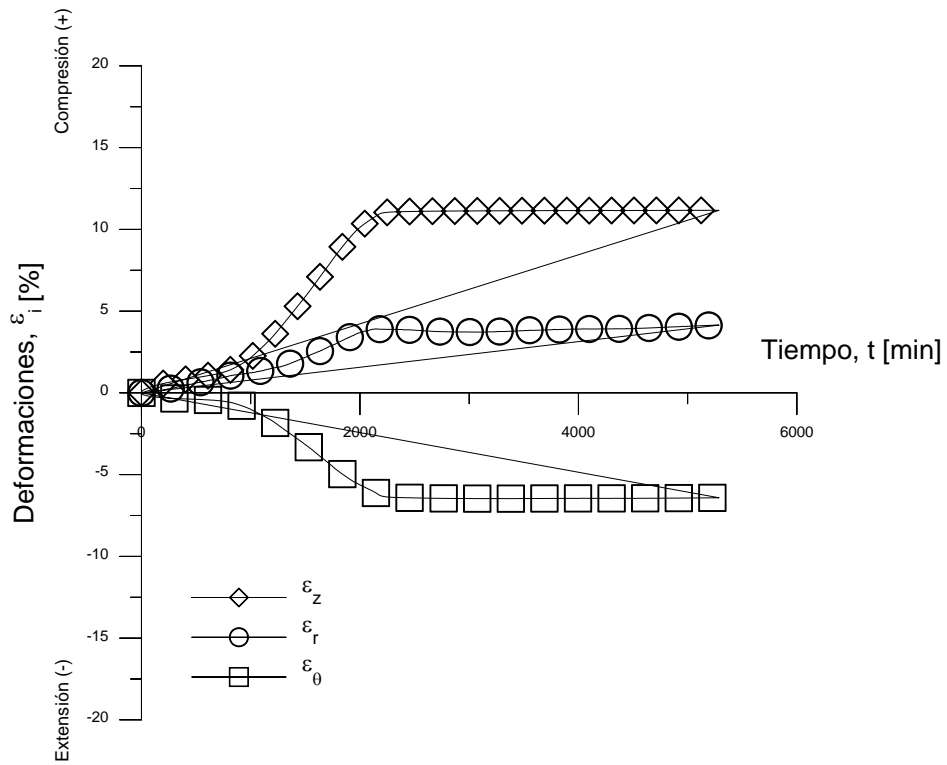


Figura 5.62 Evolución en el tiempo de las deformaciones ε_z , ε_r y ε_θ para $b=0.5$, ensayo de colapso

5.4.3 Ensayos para $b=0.8$

5.4.3.1 Etapa de corte

Se presentan ahora los resultados de los ensayos para el valor de $b = 0.8$. Se muestran primero las trayectorias del comportamiento de las tensiones principales durante la etapa de aplicación del desviador en el ensayo de colapso, en la Figura 5.63 y el comparativo de estas trayectorias con las desarrolladas en el ensayo no saturado con $b = 0.8$, en la Figura 5.64.

Posteriormente se exponen también las deformaciones principales durante la etapa de aplicación de la tensión de corte de 200 kPa en la Figura 5.65.

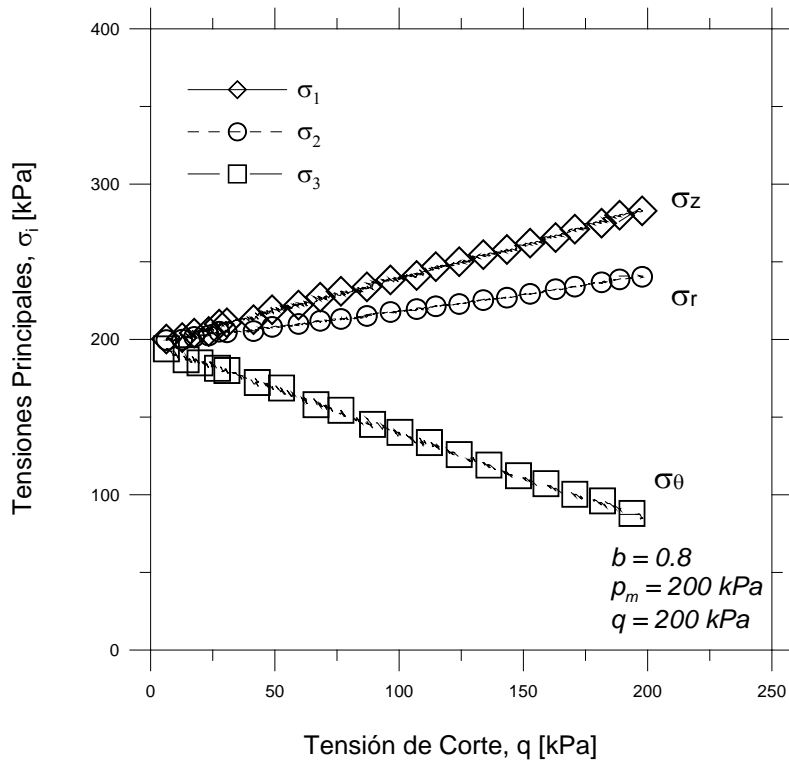


Figura 5.63 Trayectoria de las tensiones principales ($\sigma_1 = \sigma_z$, $\sigma_2 = \sigma_r$ y $\sigma_3 = \sigma_\theta$) durante la etapa de aplicación de la tensión de corte $q = 200$ kPa y una tensión media $p_m = 200$ kPa. Para $b = 0.8$.

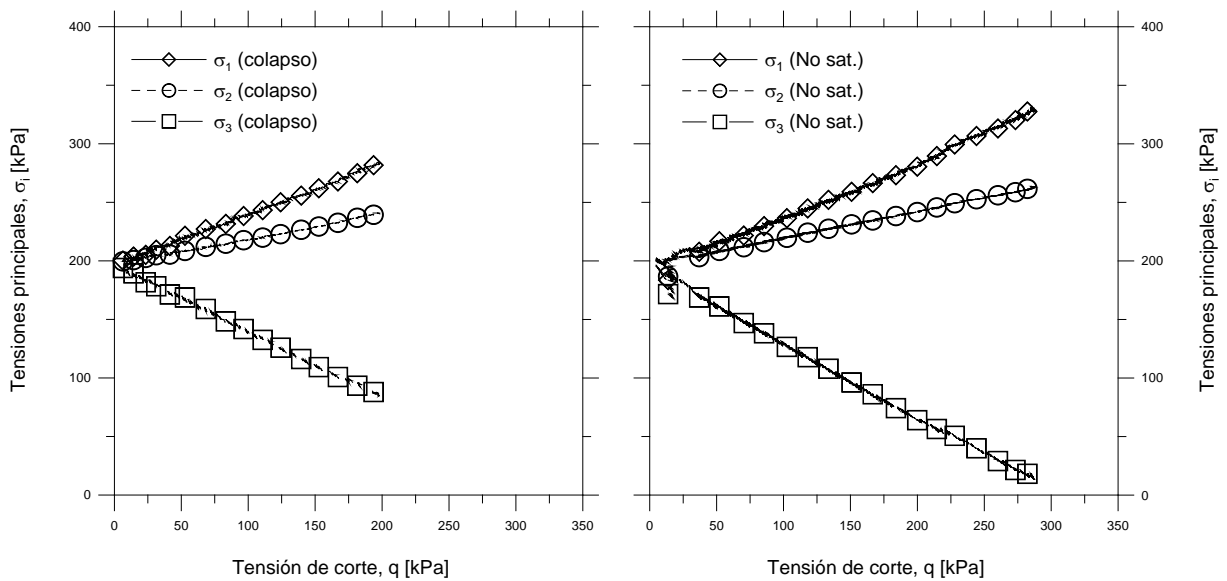


Figura 5.64 Trayectorias de las tensiones principales ($\sigma_1 = \sigma_z$, $\sigma_2 = \sigma_r$ y $\sigma_3 = \sigma_\theta$) en los ensayos de colapso y no saturados para un valor de $b = 0.8$.

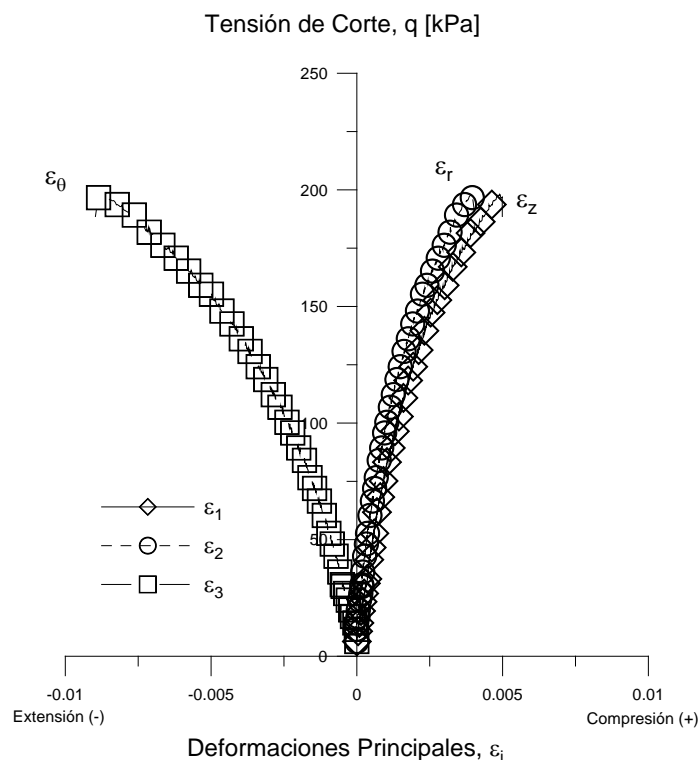


Figura 5.65 Evolución de las deformaciones principales durante la etapa de aplicación de la tensión de corte $q = 200$ kPa y una tensión media $p_m = 200$ kPa. Para $b = 0.8$.

Las deformaciones siguen las pautas observadas anteriormente en el ensayo NSHC para $b = 0.8$ que se muestra en la figura 5.38. Es decir las trayectorias de las deformaciones continúan las mismas direcciones manteniéndose ε_z y ε_r en compresión y la deformación ε_θ en extensión. Se puede observar como la deformación intermedia ε_2 , está cerca de la misma trayectoria de ε_1 .

Se presentan a continuación las trayectorias de las deformaciones radial y tangencial en función de las deformaciones verticales tanto de los ensayos de colapso como de los ensayos no saturados, Figuras 5.66. En estas gráficas se puede observar como las direcciones de las trayectorias de las deformaciones siguen la misma dirección que en los ensayos de $b = 0.5$, la dirección de la deformación ε_r es positiva o de compresión mientras que la deformación ε_θ es negativa o de extensión.

Así mismo, se puede identificar que las trayectorias mostradas en la figura 5.66 correspondientes a los ensayos de colapso presentan la misma dirección en el inicio de las trayectorias mostradas en los ensayos no saturados. Sin embargo, un análisis más puntual de

las trayectorias parecen mostrar que la pendiente de la trayectoria de ε_r en el ensayo no saturado cambia de sentido a partir de una deformación ε_z cercana 0.6 %. Pasando de compresión a expansión. Mientras que las pendientes de las deformaciones ε_θ tanto en los ensayos de colapso como de los no saturados son prácticamente iguales tanto el parte inicial como en todo el ensayo no saturado.

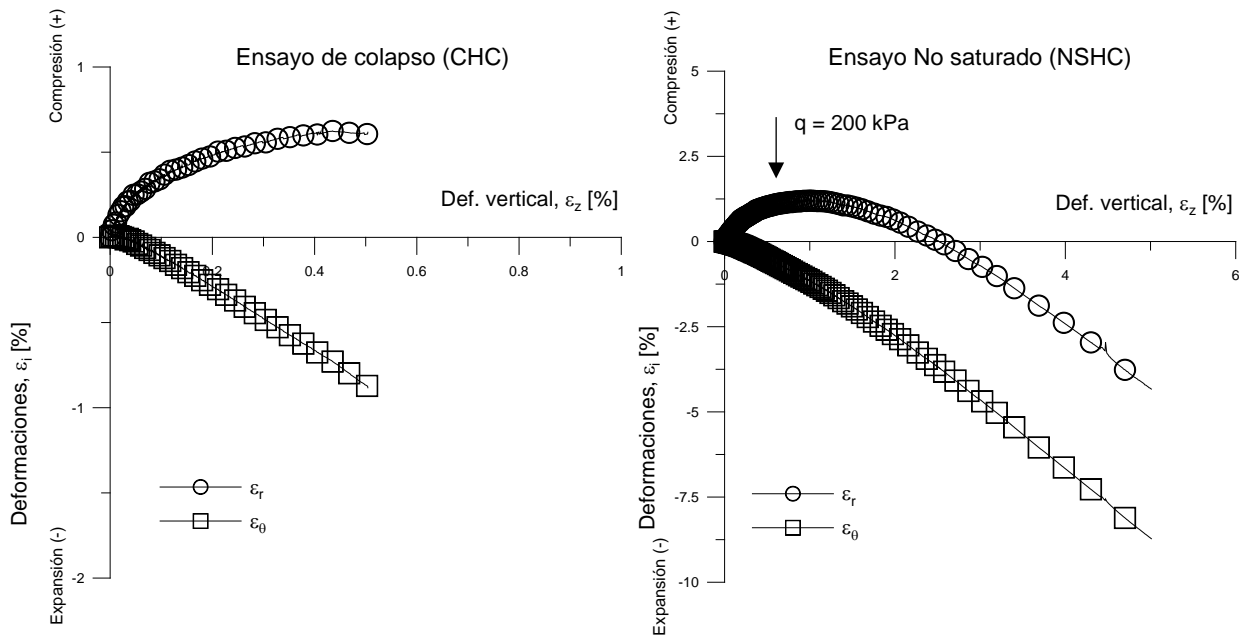


Figura 5.66 Evolución de las deformaciones radial (ε_r) y tangencial (ε_θ) en función de la deformación vertical (ε_z), para $b = 0.8$ en la etapa de aplicación del desviador. Ensayo de colapso (CHC) y no saturado (NSHC).

5.4.3.2 Etapa de saturación

A continuación se describe el comportamiento de la muestra de suelo después de la aplicación del desviador y durante la intrusión de agua a la muestra hasta el colapso de la misma. Se muestra en las Figuras siguientes las trayectorias de las tensiones y deformaciones principales durante el aumento de saturación de las muestras ensayadas.

Primeramente en la Figura 5.67 se presentan las trayectorias de las tensiones principales. Se indican en el mismo gráfico las dos etapas, la de corte y saturación para observar el comportamiento de estas. En este gráfico, se puede observar como a partir de terminada la

etapa de corte, las trayectorias prácticamente no tienen un cambio significativo. Solo una pequeña disminución de las trayectorias a partir de los 200 kPa de tensión de corte. Sin embargo esos cambios son retrocediendo prácticamente sobre las mismas trayectorias manteniendo el valor de b .

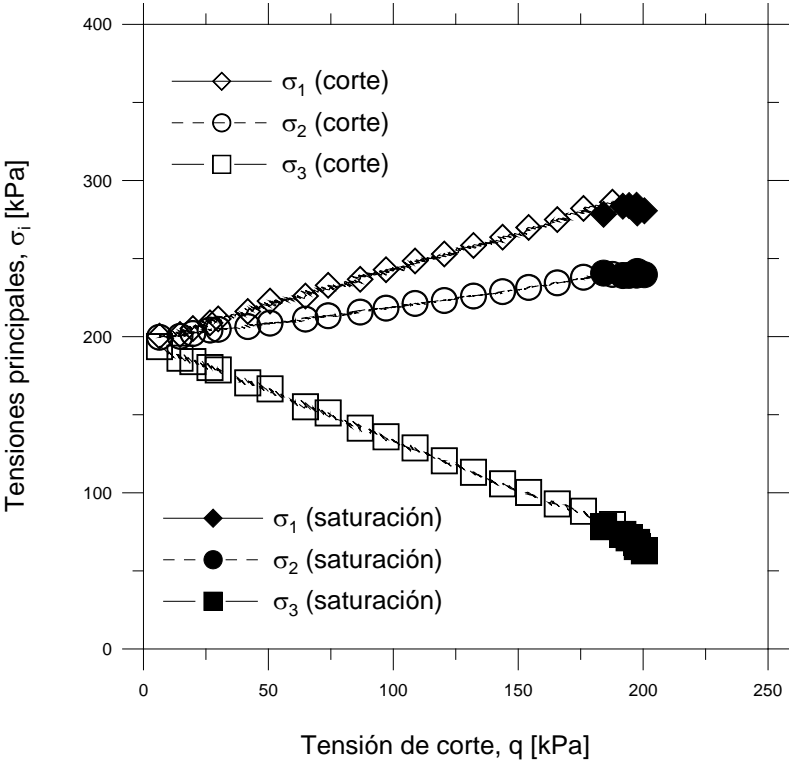


Figura 5.67 Trayectoria de las tensiones principales ($\sigma_1=\sigma_z$, $\sigma_2=\sigma_r$ y $\sigma_3=\sigma_\theta$) durante la etapa de saturación. Manteniendo constante la tensión de corte $q = 200$ kPa y una tensión media $p_m = 200$ kPa. Para $b = 0.8$.

Así mismo, la gráfica de la Figura 5.68 muestra las trayectorias de las deformaciones principales durante la etapa de saturación. Se presenta en la misma gráfica las trayectorias de las deformaciones durante la aplicación del desviador hasta el valor fijado de $q = 200$ kPa, y a partir de este valor se describen las trayectorias de las deformaciones durante la intrusión de agua (puntos sólidos).

Del análisis de las trayectorias podemos observar un comportamiento muy similar a las seguidas en el ensayo de $b = 0.5$. La deformación principal mayor (ϵ_z) sigue incrementando en sentido positivo (compresión) mientras que la deformación principal menor (ϵ_θ) aumenta en sentido negativo (extensión). Por otra parte, la deformación principal intermedia (ϵ_r) sigue

una trayectoria de compresión al final de la etapa de corte y se desarrolla completamente en sentido de compresión durante la saturación.

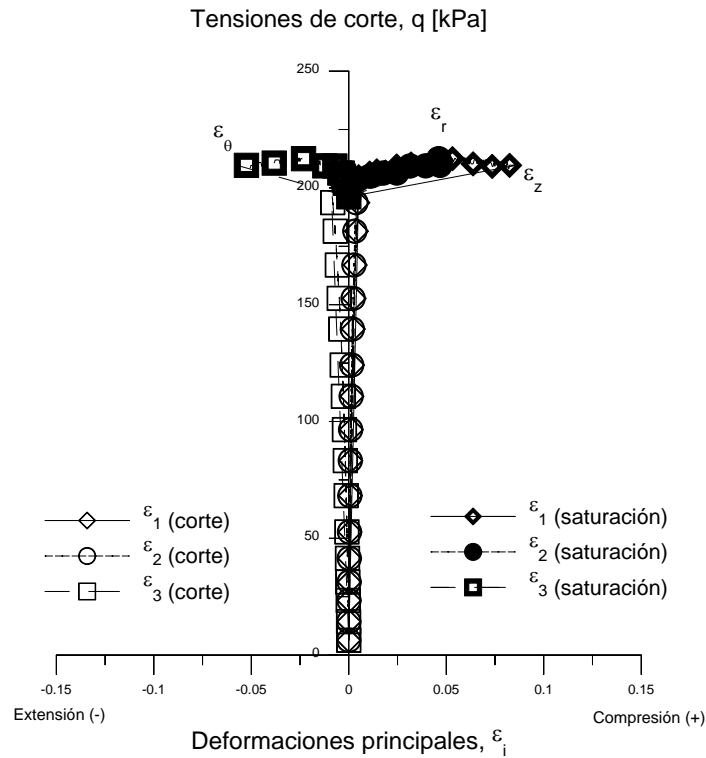


Figura 5.68 Evolución de las deformaciones principales ($\epsilon_1 = \epsilon_z$, $\epsilon_2 = \epsilon_r$ y $\epsilon_3 = \epsilon_\theta$) durante la etapa de saturación manteniendo constante la tensión de corte $q = 200$ kPa y una tensión media $p_m = 200$ kPa. Para $b = 0.8$.

La Figura 5.69 presenta los gráficos correspondientes a la evolución de las deformaciones ϵ_r y ϵ_θ con respecto a la evolución de la deformación ϵ_z . En el gráfico de la Figura se incluyen las etapas de corte y de saturación para observar mejor su evolución en cada una de las etapas señaladas.

Para finalizar este apartado, se muestra en la Figura 5.70 las trayectorias de las tres deformaciones principales con respecto al tiempo desde la etapa de aplicación del desviador hasta la finalización de la saturación.

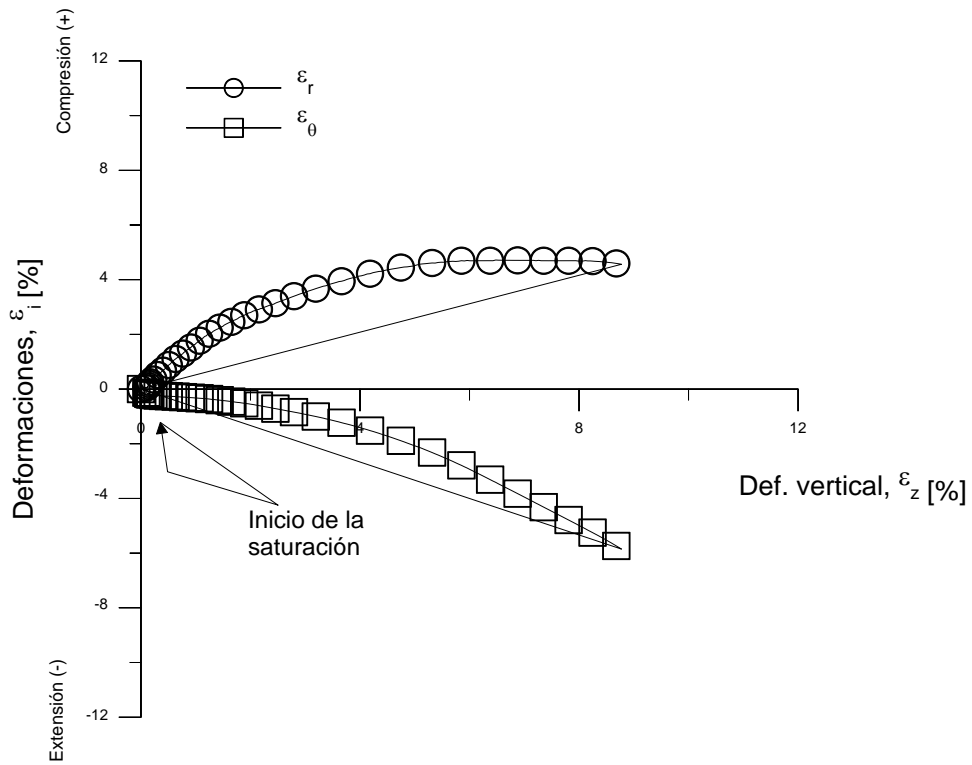


Figura 5.69 Evolución de las deformaciones radial (ε_r) y tangencial (ε_θ) en función de la deformación vertical (ε_z), para $b=0.8$, ensayo de colapso para las etapas de corte y saturación.

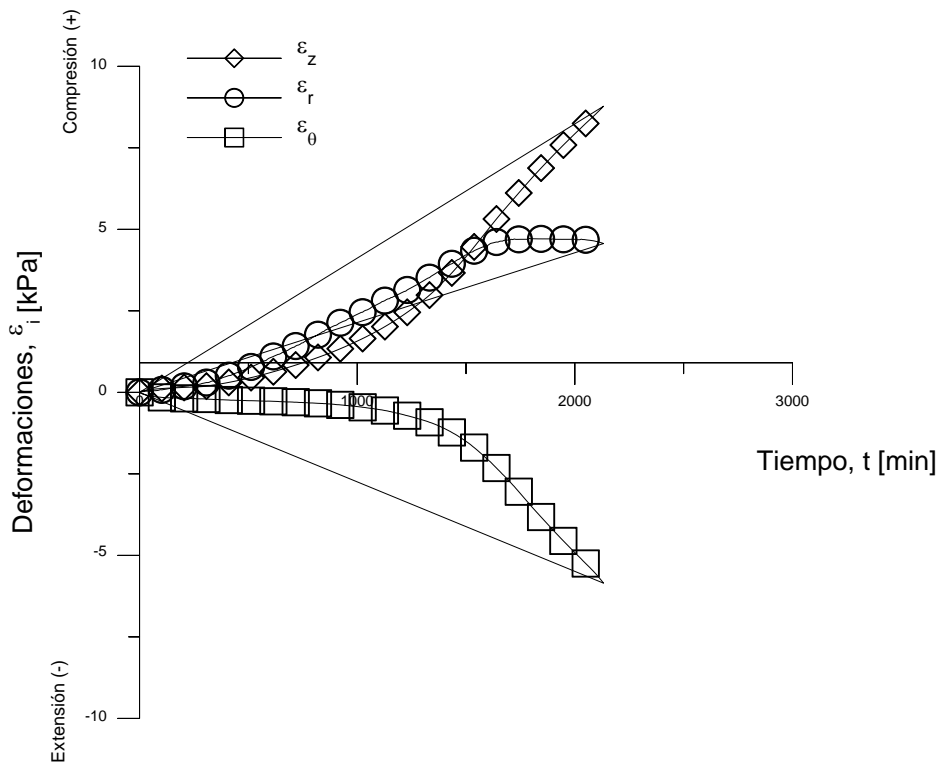


Figura 5.70 Evolución en el tiempo de las deformaciones ε_z , ε_r y ε_θ para $b=0.8$, ensayo de colapso.

5.4.4 Ensayo de $b = 1.0$

El procedimiento y las metodologías de análisis para los resultados ensayados con valores de b igual a uno, es el mismo que se utilizó en los casos descritos anteriormente. Sin embargo, dado que no se llevaron a cabo ensayos con $b = 1.0$ en condiciones no saturadas, no se presentan gráficos comparativos de estas condiciones. Por lo que solo se presentarán los que muestran los resultados de los ensayos de colapso para b igual a uno pero siguiendo el mismo orden establecido en la descripción de los otros ensayos.

5.4.4.1 Etapa de corte

En la Figura 5.71 se presentan las trayectorias seguidas por las tensiones principales durante la etapa de aplicación del desviador. En ella se muestra como la tensión principal intermedia σ_2 (σ_r) se iguala a la tensión principal mayor σ_1 (σ_z). Ambas trayectorias son en sentido ascendente, los valores crecen conforme aumenta el valor del tensor desviador. Por otra parte, la trayectoria de la tensión principal menor σ_3 (σ_θ) disminuye conforme aumenta el valor de q .

De la misma manera, en la Figura 5.72, se presenta la evolución de las deformaciones principales durante la etapa de corte y antes de empezar la saturación bajo carga. Esto es, hasta alcanzar los 200 kPa manteniendo constante el valor de tensión media p_m .

En las trayectorias seguidas por las deformaciones para los ensayos de $b=0.0$, $b=0.5$ y $b=0.8$ se pudo observar un desplazamiento de la deformación principal intermedia ε_r de la zona de extensión hacia la zona de compresión, casi igualando su trayectoria con la de la deformación principal mayor ε_z para el ensayo de $b = 0.8$. Se espera en este caso con $b = 1.0$, que ε_z se igualara completamente ε_r y las dos deformaciones principales mayores coincidieran. Condición que como se observa en la Figura 5.72, no ocurre.

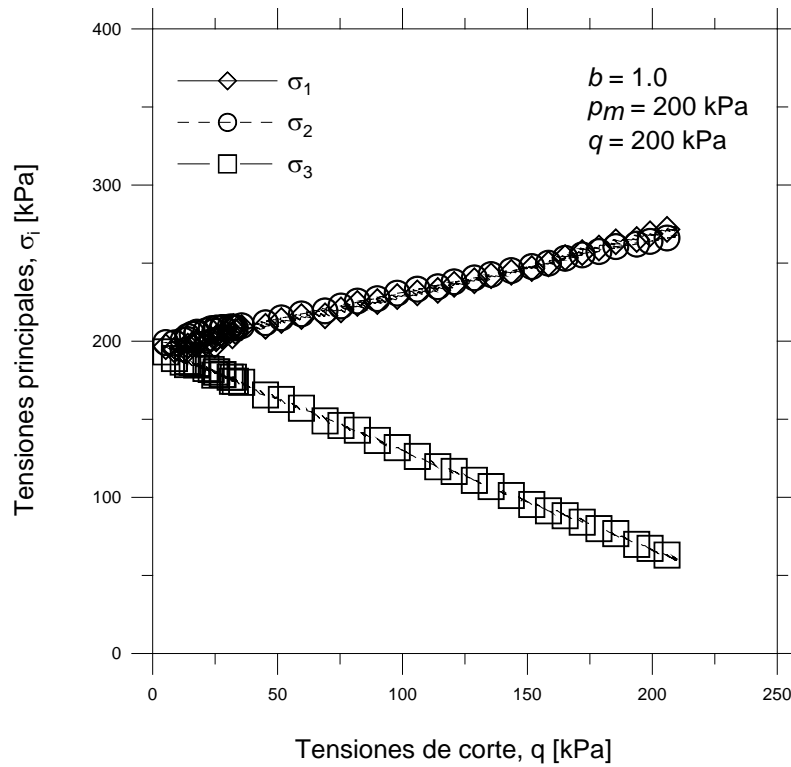


Figura 5.71 Trayectoria de las tensiones principales ($\sigma_1 = \sigma_z$, $\sigma_2 = \sigma_r$ y $\sigma_3 = \sigma_\theta$) durante la etapa de aplicación de la tensión de corte $q = 200$ kPa y una tensión media $p_m = 200$ kPa. Para $b = 1.0$

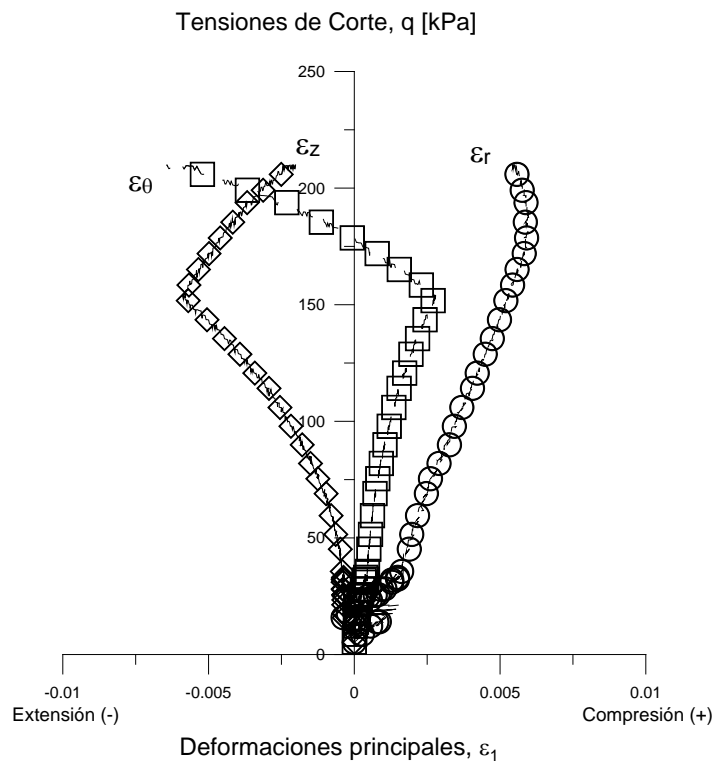


Figura 5.72 Evolución de las deformaciones principales durante la etapa de aplicación de la tensión de corte $q = 200$ kPa y una tensión media $p_m = 200$ kPa. Para $b = 1.0$.

En los ensayos anteriores se ha visto que la deformación principal menor ε_{θ} prácticamente es nula para $b = 0.0$ y se desplaza hacia la zona de extensión en los ensayos de $b = 0.5$ y 0.8 . Sin embargo, en la Figura 5.72 se puede observar como en el ensayo de b igual a uno, ε_{θ} inicia su evolución con una deformación de compresión seguida de un cambio de pendiente disminuyendo la compresión y pasando en la parte final de la trayectoria a valores de extensión. Este cambio de pendiente en la trayectoria se da aproximadamente en los 150 kPa de tensión de corte. El cambio de compresión a expansión se presenta para un valor aproximado de 175 kPa de tensión desviadora.

Por otra parte, la evolución seguida por la deformación principal mayor ε_z también presenta una tendencia diferente en el ensayo de $b = 1.0$ a la observada en los ensayos anteriores. La trayectoria de deformación ε_z es ahora de extensión y crece en forma lineal hasta un valor de la tensión de corte de 150 kPa. En este punto, la trayectoria de ε_z cambia de pendiente y va disminuyendo el valor de la deformación sin llegar a cruzar a la zona de compresión.

Este comportamiento no esperado de las trayectorias de deformaciones en los ensayos de $b = 1.0$ puede estar asociado a las zonas de inestabilidad o de “NO GO” descritas por Symes, (1983). Por otra parte, el comportamiento anómalo de inversión de la tendencia de la deformación podría estar asociado a la cercanía del estado tensional aplicado al estado tensional de rotura. Por todo ello, se deberá tener especial cuidado en la interpretación de los resultados obtenidos.

En la Figura 5.73 se muestran las trayectorias de las deformaciones radial y tangencial en función de las deformaciones verticales. En este gráfico se puede observar como el desarrollo de la deformación ε_z es ahora desde un inicio de extensión, es decir negativa. Por otra parte, la trayectoria de la deformación radial se observa se encuentra completamente en el cuadrante positivo de compresión sufriendo un cambio de pendiente para un valor de 0.5 % que representa el cambio de sentido de la deformación vertical (Figura 5.72).

Así mismo, el análisis de la deformación tangencial muestra que al inicio del ensayo, la trayectoria se desarrolla en pendiente positiva de compresión, pero para valores cercanos de 0.25% la pendiente se vuelve negativa hasta pasar al lado de extensión.

Este comportamiento como se ha mencionado anteriormente es anómalo.

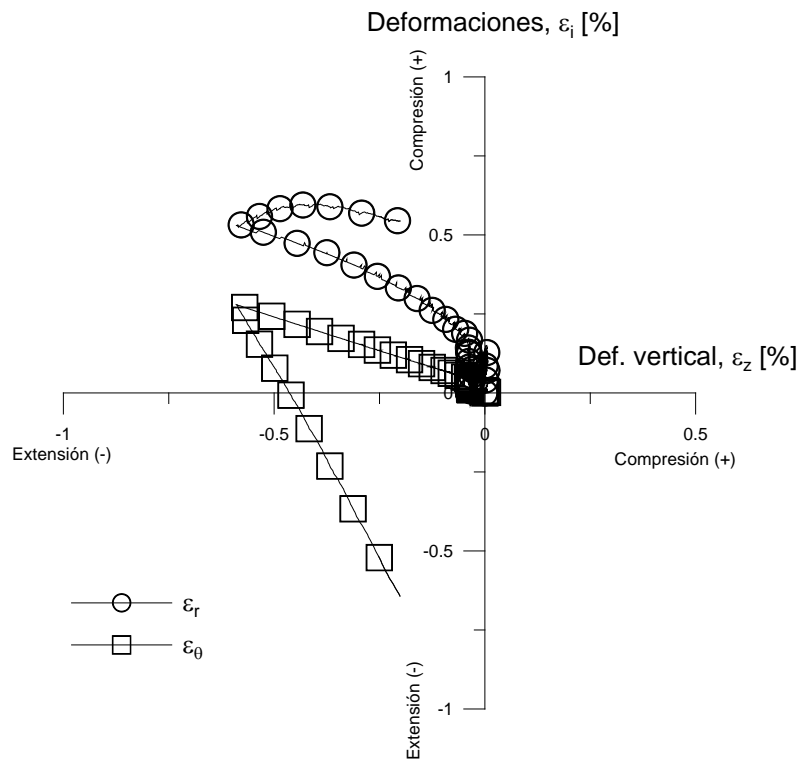


Figura 5.73 Evolución de las deformaciones radial (ε_r) y tangencial (ε_θ) en función de la deformación vertical (ε_z), para $b = 1.0$ en la etapa de aplicación del desviador. Ensayo de colapso (CHC).

5.4.4.2 Etapa de Saturación

Durante la etapa de saturación, la gráfica de la Figura 5.74 muestra las trayectorias de las tensiones principales durante el proceso de saturación. Se puede observar como las trayectorias de tensiones durante la intrusión de agua tienen muy poca variación, prácticamente se encuentran sobre las mismas trayectorias seguidas en el proceso de corte.

También se presenta la evolución de las deformaciones principales durante el proceso de saturación de la muestra. En la Figura 5.75 se observa como las trayectorias de dichas deformaciones son prácticamente horizontales, y se desplazan aproximadamente sobre los 200 kPa de tensión de corte aplicada. Los puntos sólidos representan estos desplazamientos.

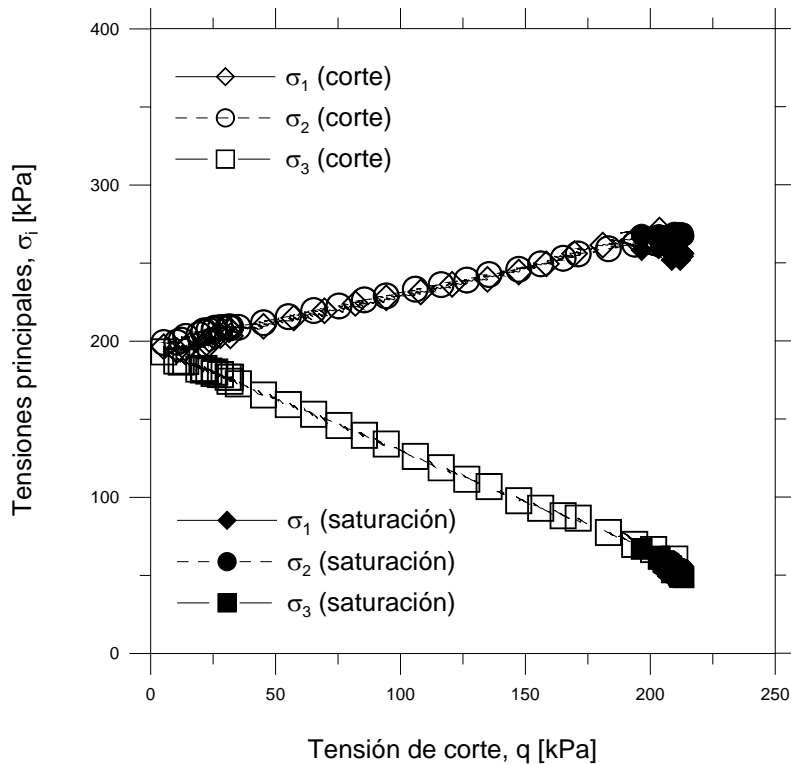


Figura 5.74 Trayectoria de las tensiones principales ($\sigma_1=\sigma_z$, $\sigma_2=\sigma_r$ y $\sigma_3=\sigma_\theta$) durante la etapa de saturación. Manteniendo constante la tensión de corte $q = 200$ kPa y una tensión media $p_m = 200$ kPa. Para $b = 1.0$.

Tomando como referencia la Figura 5.72 se puede decir lo siguiente: Primero, la trayectoria de la deformación principal mayor (ε_z) en saturación comienza a partir del valor final de la etapa de corte que se encuentra en condición de extensión y se desplaza hacia la derecha finalizando ahora en la condición de compresión. En segundo lugar, la tensión principal intermedia ε_r tiene un comportamiento contrario al ε_z . Ahora desde la parte final de la etapa de corte que se encuentra en compresión la trayectoria se mueve más hacia la derecha finalizando completamente en la condición de extensión. Y por último, la trayectoria de la deformación principal menor ε_θ que termina en extensión al final de la etapa del desviador, sigue en esa misma dirección desplazándose más hacia la izquierda. Este comportamiento es coherente con lo observado en los otros ensayos.

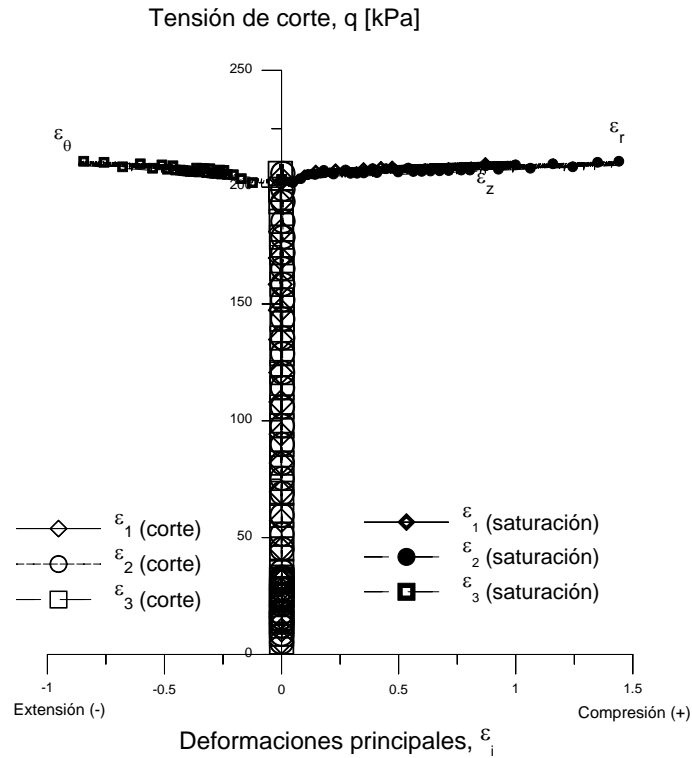


Figura 5.75 Evolución de las deformaciones principales ($\epsilon_1 = \epsilon_z$, $\epsilon_2 = \epsilon_r$ y $\epsilon_3 = \epsilon_\theta$) durante la etapa de saturación manteniendo constante la tensión de corte $q = 200 \text{ kPa}$ y una tensión media $p_m = 200 \text{ kPa}$. Para $b = 1.0$.

Finalmente las Figuras 5.76 y 5.77 muestran la evolución de las deformaciones ϵ_r y ϵ_θ en función de la deformación ϵ_z y de las tres deformaciones en función del tiempo.

En la Figura 5.76 se presenta únicamente las deformaciones ϵ_r y ϵ_θ hasta una deformación ϵ_z cercana al 1 %. Esto se debió a las deformaciones se registran con un crecimiento muy grande y en zonas localizadas en la base de la muestra.

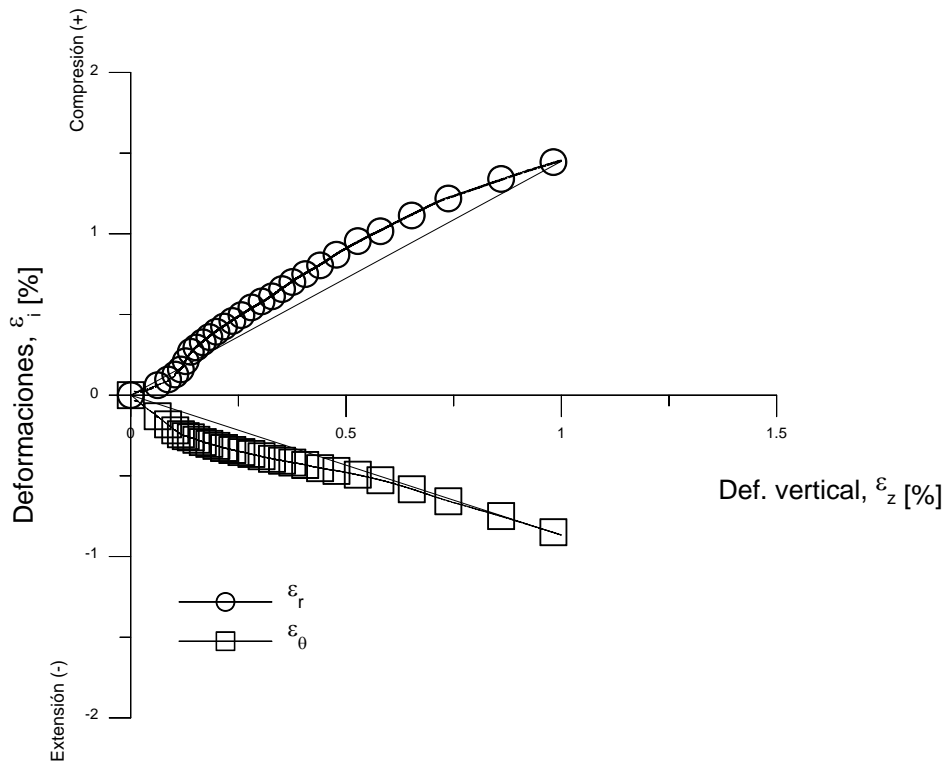


Figura 5.76 Evolución de las deformaciones radial (ϵ_r) y tangencial (ϵ_θ) en función de la deformación vertical (ϵ_z), para $b=1.0$, ensayo de colapso para las etapas de saturación.

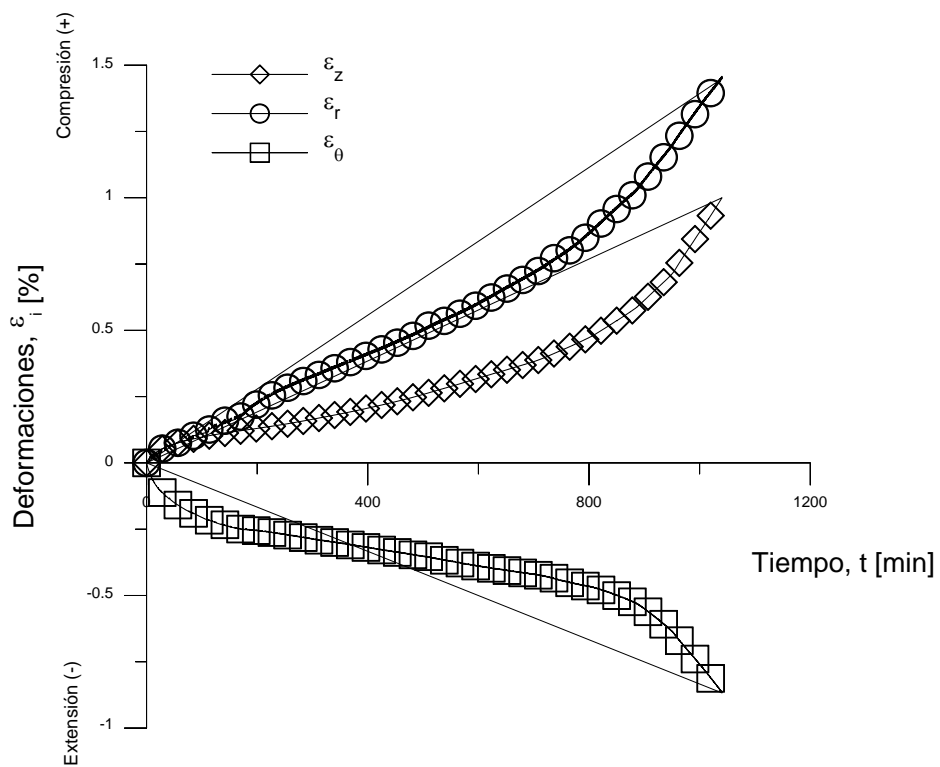


Figura 5.77 Evolución en el tiempo de las deformaciones ϵ_z , ϵ_r y ϵ_θ para $b=1.0$, ensayo de colapso.

5.4.5 Resultados generales

Se presenta ahora el análisis general de las condiciones finales observadas en los ensayos de colapso. Se exhibirán algunos gráficos comparativos para los diferentes valores del parámetro b utilizado.

De igual manera en las secciones anteriores, se presentará primero el análisis comparativo de los ensayos en la etapa de corte y posteriormente se compararan las condiciones finales de las muestras ensayadas durante la etapa de disminución de succión (saturación).

5.4.5.1 Etapa de Corte.

Se presentarán los gráficos de los ensayos de colapso para $b = 0.0, 0.5, 0.8$ y 1.0 durante la etapa de la aplicación del desviador. Cabe recordar que la aplicación del desviador se llevó a cabo en dos etapas. La primera definida desde cero hasta 30 kPa durante la cual se ajustó el parámetro b en el valor fijado. Y una segunda etapa de 30 kPa hasta los 200 kPa. En los gráficos se presentan ambas etapas.

Se presenta primero en la Figura 5.78 las gráficas tensión–deformación para los distintos valores de b . Se puede observar que el ensayo correspondiente a una $b = 0.5$ presenta una deformación vertical mayor en comparación con los otros valores, valor cercano al 2.5% . Podría esperarse que la deformación vertical mayor se presentara para el valor de $b = 0.0$ por ser un ensayo de compresión pura, sin embargo, la condición de ajuste de los valores de las tensiones principales para mantener el valor de b en el valor deseado podría explicar esta diferencia.

En la Figura 5.79 se presenta la evolución de la deformación volumétrica durante la etapa de aplicación del desviador para los diferentes valores de b . Se puede observar que la deformación volumétrica es muy pequeña para los valores de $b = 0.8$, son de compresión para valores de $b = 0.5$, y de expansión para valores de $b = 0.0$.

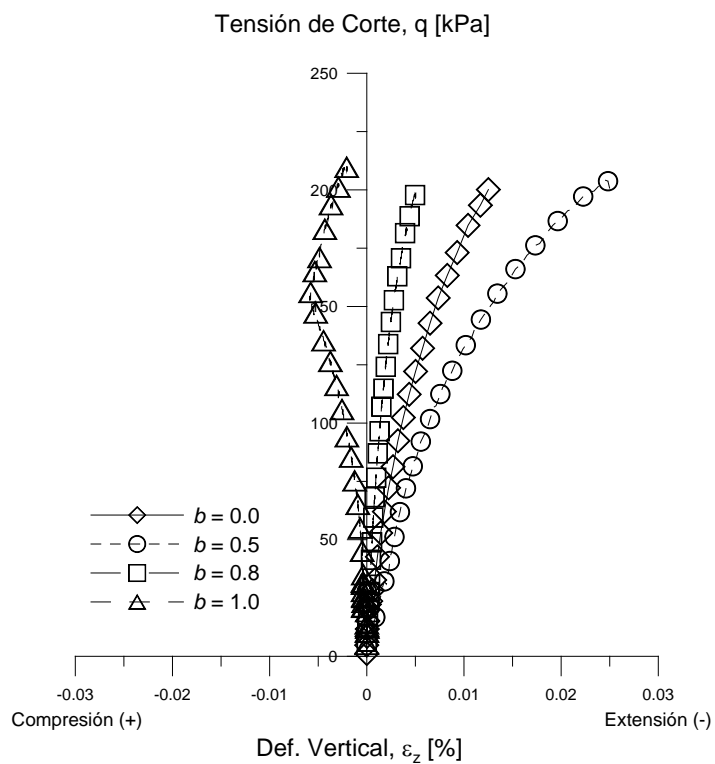


Figura 5.78 Gráfico tensión–deformación vertical para todos los valores del parámetro b durante las etapas de aplicación del desviador.

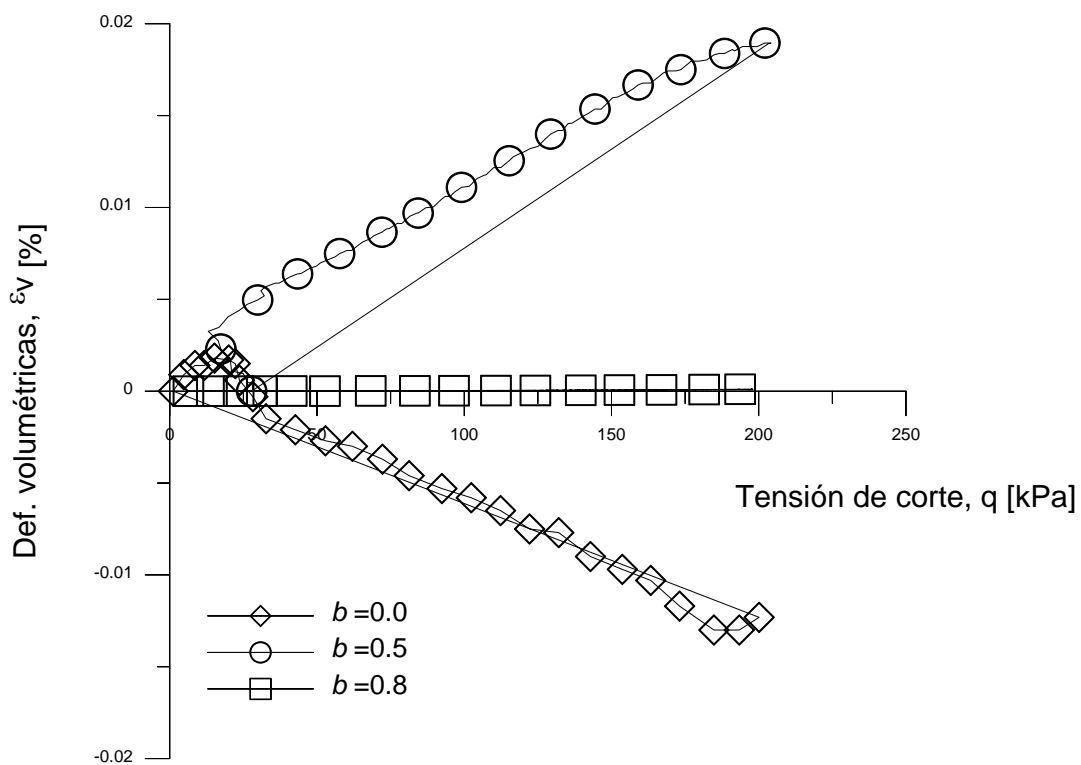


Figura 5.79 Desarrollo de la deformación volumétrica durante la aplicación del desviador q . Para diversos valores del parámetro b .

En la Figura 5.80 se muestra la gráfica correspondiente a la deformación producida por la aplicación del desviador, se pueden observar deformaciones pequeñas durante esta etapa. Los ensayos correspondientes a $b = 0.0$ y 0.5 muestran deformaciones de compresión, mientras que los ensayos de $b = 0.8$ y 1.0 presentan deformaciones de extensión.

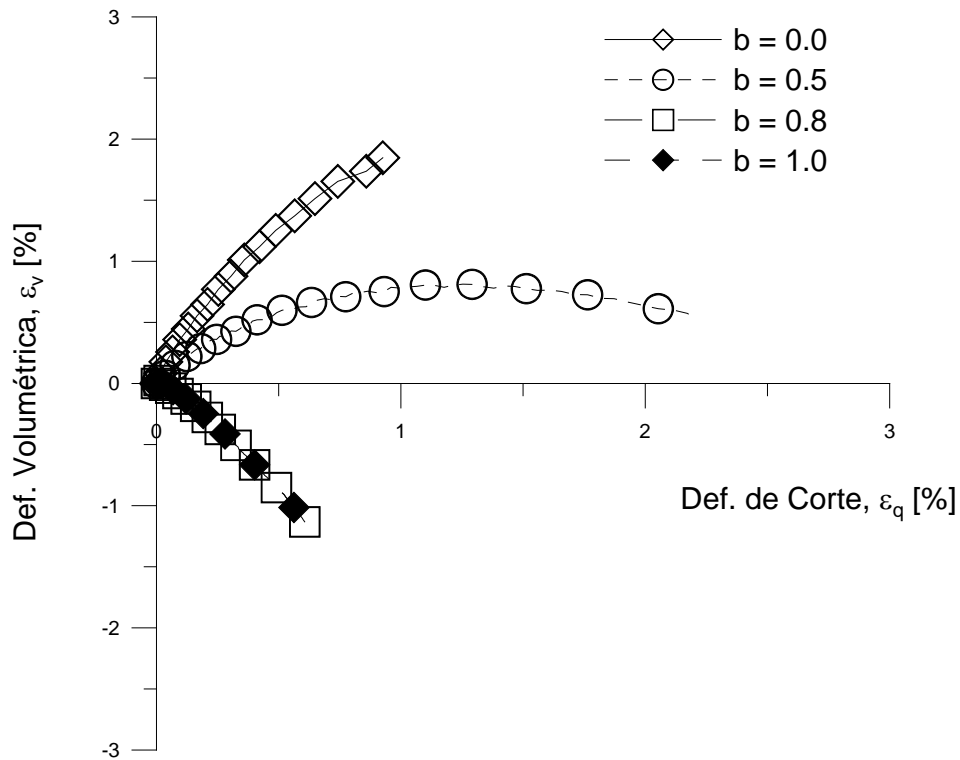


Figura 5.80 Gráfica $\epsilon_q - \epsilon_v$ en la etapa de aplicación de la tensión de corte q .

5.4.5.2 Etapa de Saturación.

En la gráfica de la Figura 5.81 se observa como en el inicio del desarrollo de las trayectorias durante el tiempo de 10 a 1000 segundos que se referirían a la etapa de aplicación del desviador, las deformaciones volumétricas son relativamente pequeñas. Siendo los ensayos de b igual a 0.0 y 0.5 los que muestran mayor deformación.

A partir de los 1000 segundos de desarrollo del ensayo, cuando empieza la etapa de humedecimiento de la muestra se observa que las deformación de colapso son mayores para

las muestras ensayadas con valores de $b = 0.0$ y va disminuyendo conforme aumenta el valor de b .

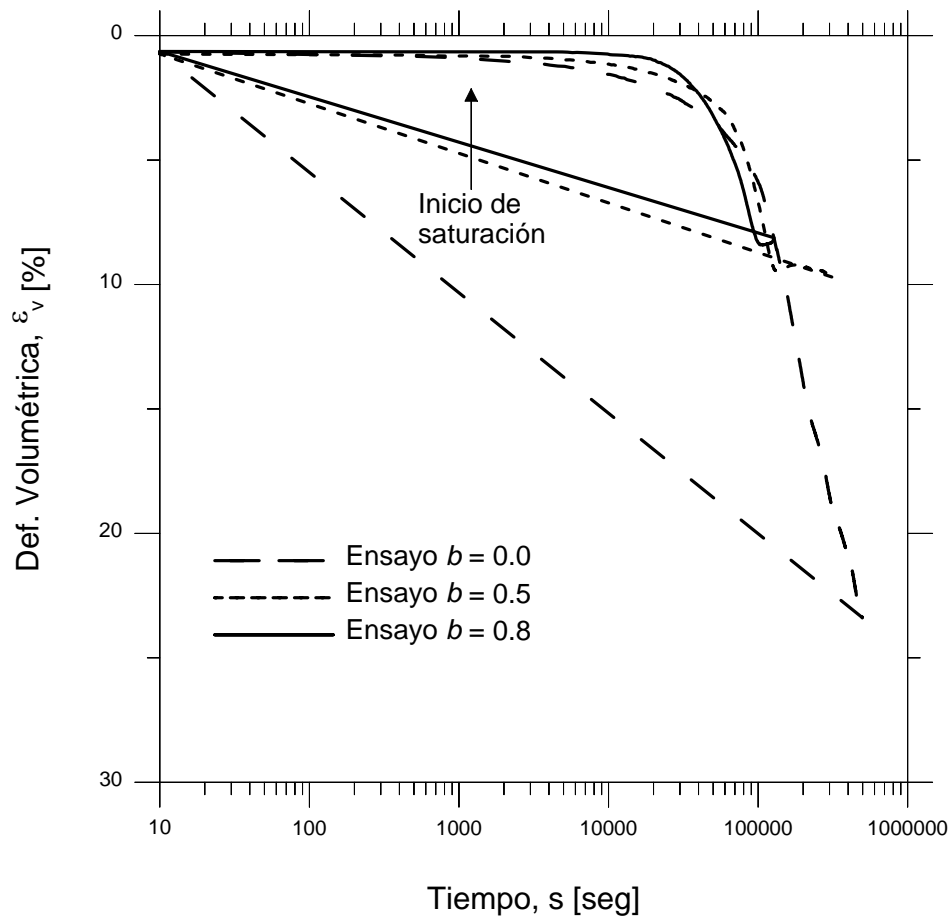


Figura 5.81 Evolución de la deformación volumétrica (colapso) durante la intrusión de agua para diferentes valores de b .

En la gráfica de colapso de la figura anterior, se presentan los ensayos para $b = 0.0, 0.5$ y 0.8 . Los resultados de los ensayos de $b = 1.0$ no se presentan dado que fue imposible la evaluación de la deformación de colapso dado que el espécimen perdía consistencia y se producía la falla sin alcanzar una saturación considerable en toda la muestra.

Por otra parte, en la gráfica de b contra la deformación de colapso (ε_{colp}) mostrada en la Figura 5.82 se puede observar una disminución de dicha deformación de colapso con el aumento del valor de b .

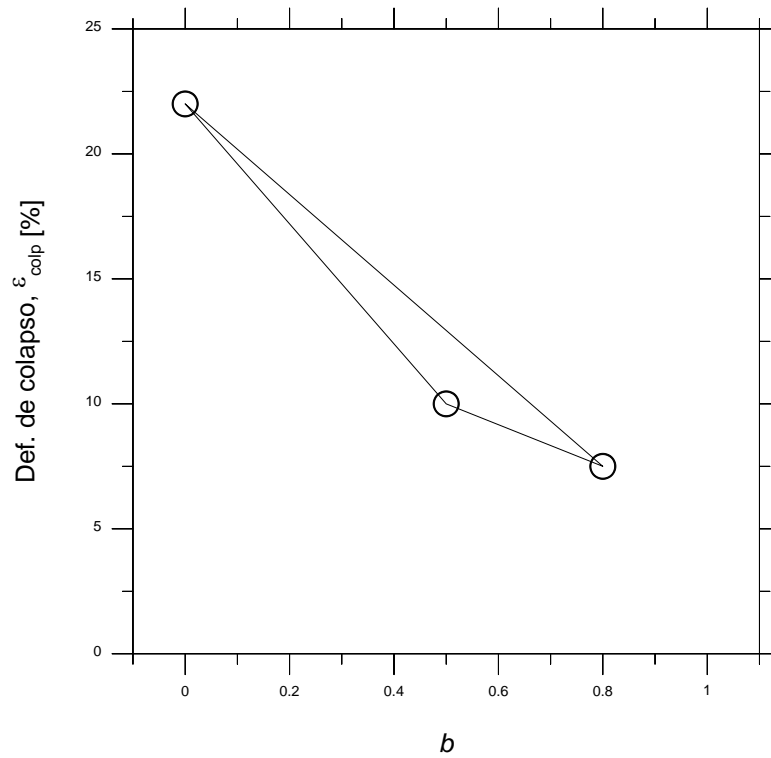


Figura 5.82 Análisis de la deformación volumétrica de colapso con la variación del parámetro b .

Por otra parte, en la Figura 5.83 se muestra la gráfica $\varepsilon_q - \varepsilon_v$ correspondiente a la etapa de saturación. Las trayectorias mostradas indican deformaciones de compresión para los ensayos de $b=0.0$, 0.5 y 0.8 . La trayectoria seguida por el ensayo de $b=1.0$ no se presenta debido a las dificultades presentadas que se explicaron anteriormente para los ensayo de extensión.

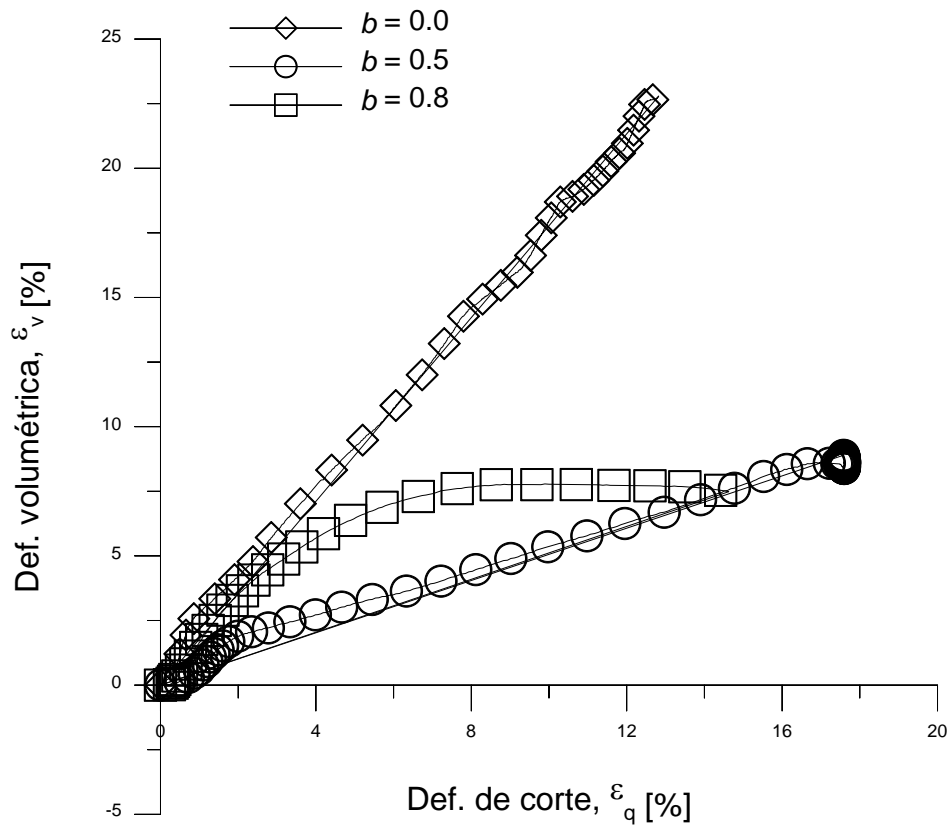


Figura 5.83 Gráfica $\epsilon_q - \epsilon_v$ en la etapa de saturación por intrusión de agua.

La Figura 5.84 muestra los gráficos comparativos entre los efectos que tienen las variaciones del parámetro b en la resistencia al corte del suelo y en la deformación de colapso.

Los resultados mostrados en la Figura 5.84 manifiestan una influencia importante de la tensión principal intermedia σ_2 a través de la variación del parámetro b sobre la deformación de colapso y la resistencia de corte. La Figura 5.84 [a] muestra los mismos datos mostrados en la Figura 5.82 y como se mencionó anteriormente se observa una clara disminución de la deformación de colapso conforme crece el valor de b . Así mismo, en la Figura 5.84 [b] se puede observar una disminución de la resistencia al corte en función del incremento de b , siendo el valor mínimo el correspondiente al ensayo con $b = 1.0$.

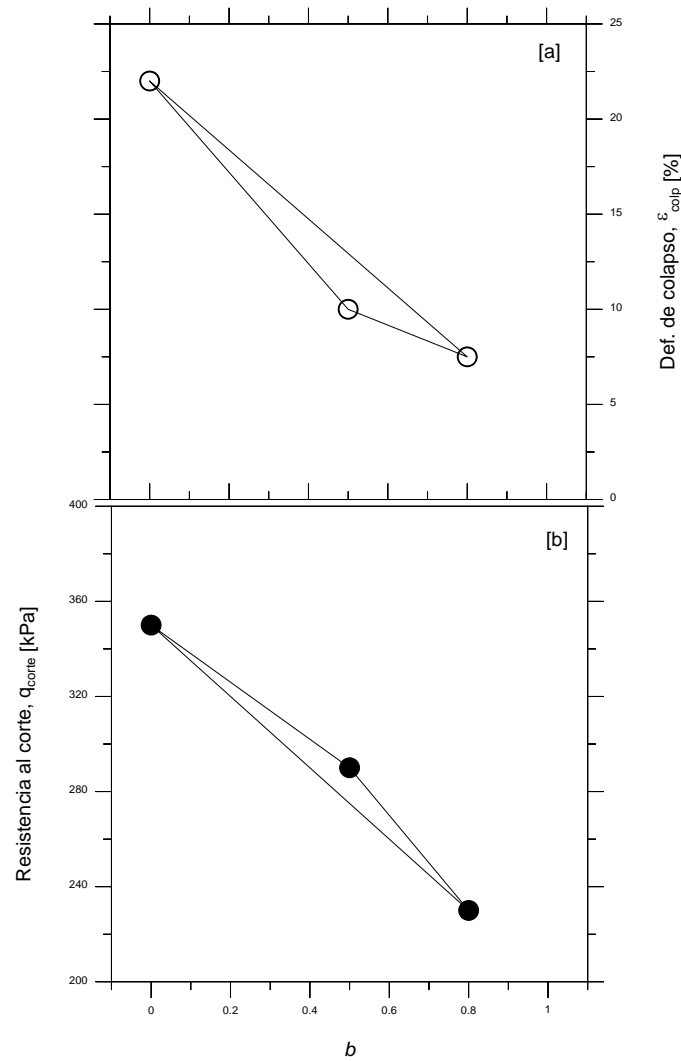


Figura 5.84 [a] Influencia de la variación del parámetro b sobre la deformación de colapso ϵ_{colp} ; [b] Influencia de la variación de b sobre la resistencia al corte q_{falla} .

Las Figuras 5.85, 5.86 y 5.87 muestran fotografías de los ensayos de colapso desarrollados en el cilindro hueco. Se hace la comparación entre los ensayos b igual a 0.0, 0.5 y 0.8. La muestra correspondiente al ensayo $b = 1.0$ no se pudo extraer del equipo porque se fragmentó completamente.

En la Figura 5.87 del ensayo correspondiente a $b = 0.8$ se muestra una diferencia clara entre dos zonas con saturaciones diferentes. La parte inferior se encuentra saturada completamente, mientras que la parte superior no alcanzó a saturar cuando la muestra ya había colapsado (roto).



Figura 5.85 Muestras en el ensayo de colapso para $b = 0.0$. (a) muestra montada en el cilindro hueco. (b) muestra desmontada del cilindro y retiradas las membranas de látex. (c) muestra cubierta con cera para la obtención de la deformación volumétrica.

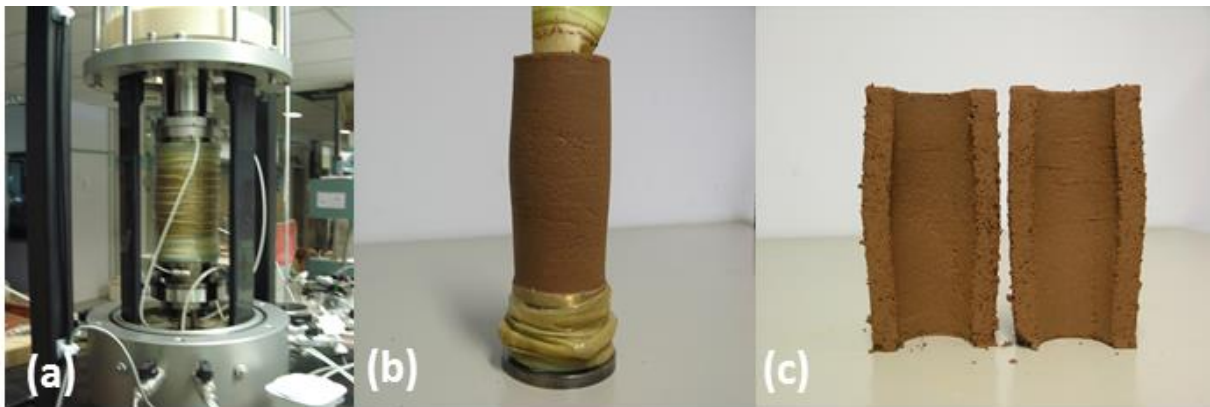


Figura 5.86 Muestra de ensayo de colapso para $b = 0.5$. (a) muestra montada en el cilindro hueco al final del ensayo. (b) muestra desmontada del cilindro. (c) muestra cortada preparada para cubrirla con cera.

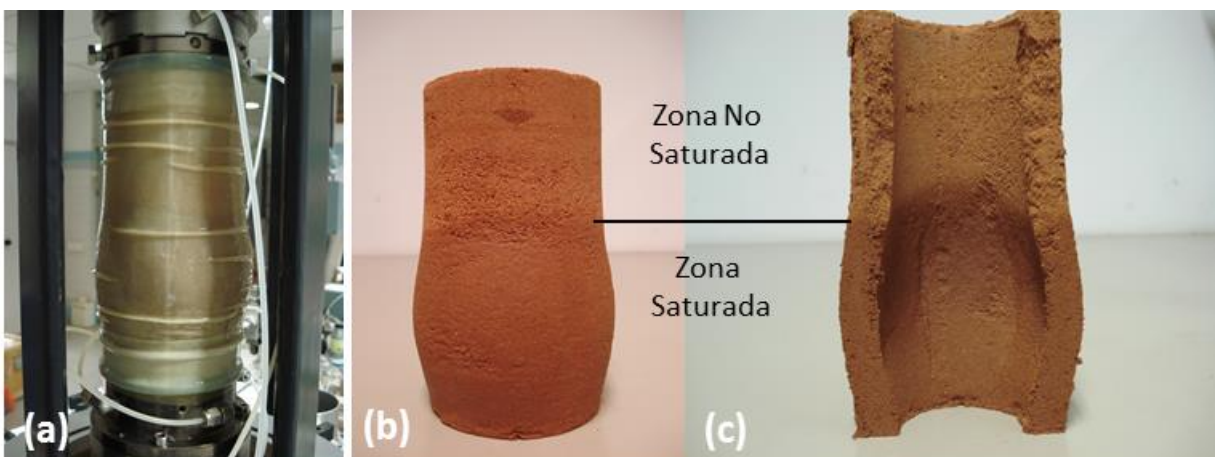


Figura 5.87 Muestra del ensayo de colapso para $b = 0.8$ (a) muestra montada en el cilindro hueco al final del ensayo. (b) muestra desmontada del cilindro. (c) muestra cortada preparada para cubrirla con cera.

De las medidas realizadas en los especímenes que pudieron ser extraídos del equipo del cilindro hueco una vez ensayados se determinaron parámetros como la humedad, este valor se obtuvo en tres zonas, la parte inferior, la parte media y la parte superior. Para el ensayo de $b=0.0$ los valores de humedad registrados fueron (13.6, 13.2 y 13.0), para $b= 0.5$ (15.5, 15.0 y 15.0), para $b=0.8$ (13.2, 13.0 y 13.0), mientras que para $b=1.0$ (12.0, 8.0 y 5.0) respectivamente.

Se presenta en la tabla siguiente el valor promedio de estos valores. También se determinó la densidad seca en función del peso y el volumen final de la muestra y se estimó la relación de vacíos al final del ensayo. Estos valores también se presentan en la Tabla 5.4.

Tabla 5.4 Parámetros obtenidos al final de los ensayos de colapso.

Ensayo	Humedad (%)		Índice de poros (-)		Def. Volumétrica (%)	Densidad seca (Mg/m ³)		Grado de Saturación (Sr) (%)
	$\omega_{inicial}$	ω_{final}	e_o	e_{fin}	ε_v	$\gamma_d\ ini$	$\gamma_d\ fin$	
	b = 0.0	4	13	0.73	0.21	22	1.55	1.76
b = 0.5	4	15	0.71	0.18	10	1.55	1.77	88
b = 0.8	4	13	0.71	0.45	8	1.55	1.72	67
b = 1.0	4	8	0.73	0.64	----	1.55	---	50

5.5 Conclusiones

En el presente capítulo se describieron los resultados del programa experimental que se siguió dentro del equipo del cilindro hueco. Todos los ensayos, saturados, no saturados y de colapso fueron calculados para diferentes valores del parámetro b . Parámetro que permite evaluar la influencia de la tensión principal intermedia (σ_2) en el comportamiento hidromecánico de los suelos. Los valores utilizados de b fueron 0.0, 0,5, 0,8 y 1.0. Teniendo mayores dificultades en el análisis de los resultados obtenidos en los ensayos de $b = 1.0$.

En primer lugar, se realizaron ensayos sobre muestras en condiciones saturadas simulando las mismas trayectorias de un ensayo triaxial. Esto con la finalidad de calibrar el equipo de cilindro hueco y conocer mejor su funcionamiento y verificar las ecuaciones de cálculo de tensiones y deformaciones. La comparación de los resultados de los dos tipos de ensayos permitió validar el correcto funcionamiento del procedimiento de ensayo en el cilindro hueco.

De estos análisis de validación se determinó que en lo referente a los estados tensionales el equipo de cilindro hueco tiene un funcionamiento preciso, y que las ecuaciones desarrolladas para los cálculos de las tensiones principales expuestas en el manual del fabricante y en la literatura consultada coinciden satisfactoriamente con los resultados obtenidos de los ensayos. Por otro lado, la problemática presentada en la evaluación de las deformaciones cuyos cálculos están basados en el análisis de suelos saturados, fue resuelta satisfactoriamente con el uso de ecuaciones que permitieron evaluar los cambios de los radios internos y externos a través de los cambios de volumen de ambas cámaras. Esto permitió tener control sobre los cambios de las deformaciones principales y de las deformaciones volumétricas.

Posteriormente, se desarrolló una campaña de ensayos sobre muestras no saturadas que tuvieron como finalidad el establecimiento de los criterios de ensayo y de las metodologías de cálculo bajo estas condiciones de no saturación. Toda vez, que el equipo fue diseñado originalmente para trabajar con especímenes en condiciones de saturación. El problema principal en este tipo de ensayos fue referente al control y evaluación del cambio de volumen en la muestra. Cabe recordar que en condiciones de saturación, el cambio de volumen es evaluado por la salida de agua de la muestra medida en los transductores GDS. En cambio, para el caso de la no saturación, la evaluación del cambio de volumen se estableció en función de las ecuaciones que permitieran evaluar los cambios de radios a través de la entrada y salida de agua a las cámaras. Esta variación de volumen de agua en las cámaras si es controlada con los dispositivos GDS.

El desarrollo de estos estudios permitió evaluar satisfactoriamente el método de elaboración de las muestras a ensayar. Considerando que la humedad de 4% inicial es muy baja era difícil la elaboración y montaje de las muestras dentro del cilindro hueco. Además, estos ensayos también permitieron valorar el comportamiento tensional de las muestras no saturadas. Se pudo comprobar que las trayectorias de las tensiones principales seguidas en los

ensayos no saturados siguen el mismo camino que las trayectorias seguidas en ensayos saturados. Esto permitió corroborar la efectividad del equipo en el control del estado tensional.

Finalmente, a destacar en los resultados de estos ensayos es la disminución de la resistencia al corte conforme aumenta el valor del parámetro b como se muestra en la Figura 5.40. Así mismo, las dificultades que se presentan en el análisis del comportamiento de los ensayos de b igual a uno de los cuales no fue posible obtener resultados por la rotura de las muestras durante el ensayo.

Por último, se desarrollaron ensayos de colapso por humedecimiento en las muestras. Estas muestras fueron elaboradas con las mismas condiciones de los ensayos no saturados y todo el proceso inicial fue exactamente el mismo en ambos casos. La variante principal se estableció al momento de introducir el agua a las muestras. Dentro del desarrollo de los ensayos de colapso se observó que las trayectorias que siguen las tensiones hasta el valor de desviador de 200 kPa, son iguales a las observadas en los ensayos no saturados para los diferentes valores del parámetro b . Esto permitió tener certeza de las condiciones de las muestras antes de la intrusión de agua (disminución de la succión).

La problemática principal dentro de los ensayos de colapso fue el control de la variación volumétrica durante la saturación. Durante la etapa de aplicación del desviador las muestras sometidas a compresión axial ($b = 0.0$) presentan valores mayores de ε_v , mientras que en los ensayos de b igual a 0.5, 0.8 y 1.0 dicha deformación es menor. Esta condición está asociada directamente al aumento de deformación vertical ε_z que se tiene en los ensayos de $b = 0.0$ que son mayores que los que se presentan para los otros valores de b estudiados.

Por otro lado, durante la saturación, la característica importante a destacar es la deformación de colapso asociada a la disminución de la succión bajo un estado tensional constante. En este caso en particular se puede observar una disminución de la deformación de colapso consistente con el aumento del valor de b . Esta disminución del potencial de colapso podría estar condicionada por la variación en el grado de saturación de las muestras ensayadas. En las muestras de b igual a cero la saturación alcanza prácticamente el 100%, por lo que la falla estructural de la muestra se asocia a la minimización de la succión bajo el estado tensional constante. En cuanto a los ensayos con b igual a 0.5, 0.8 y 1.0 se observó un

valor más bajo del grado de saturación global alcanzado durante la intrusión de agua. Esto es debido a que el agua no ha llegado a la zona superior de la muestra antes de que se produzca la rotura de la misma. Esto indicaría que la falla de las muestras podría estar más relacionada al estado tensional cercano a la rotura, teniendo en cuenta además la disminución paulatina de la resistencia al corte con la succión. Siendo la condición más crítica para $b = 1.0$ para la cual no se pudo obtener valores de colapso por la falla general a corte de las muestras durante el proceso de saturación.

6 INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

6.1 *Introducción*

Para llevar a cabo el análisis e interpretación de los resultados se estableció una metodología que permita ir evolucionando en la valoración de cada componente estudiado en los capítulos anteriores. La idea principal es describir el conocimiento obtenido del comportamiento hidro-mecánico de suelos bajo un estado generalizado de tensiones en función de los ensayos que se llevaron a cabo dentro del cilindro hueco.

Primeramente, se presentara una idea más general de las motivaciones que llevaron al planteamiento del estudio. Necesidades observadas a partir del análisis bibliográfico que se hizo para determinar los alcances de las investigaciones que existían al respecto del tema.

Posteriormente se desarrolla un resumen de la caracterización de la mezcla de suelo y de las principales características que permitieron establecer dicha mezcla como idónea para los requerimientos del estudio. Condiciones como densidad específica, permeabilidad, deformaciones edométricas y de colapso, ensayos de corte directo y triaxiales, así como, análisis de las curvas de retención permitieron establecer las particularidades más importantes de la mezcla de suelo en estudio. Como se ha mencionado, los suelos utilizados en la investigación fueron arena de Castelldefells y arcilla limosa de subsuelo del Campus Nord. Con estos suelos se construyó una mezcla con porcentajes de 70% arcilla y 30% arena con la que se elaboraron las muestras ensayadas. En referencia al suelo del Campus Nord, se analizaron estudios previos ya desarrollados en el Departamento de Ingeniería del Terreno de la UPC como los presentados en Barrera, (2002); Buenfil, (2007); Lakshmikantha, (2009), de donde se obtuvieron características importantes del comportamiento hidro-mecánico del suelo del Campus Nord.

Se exhibirá también el comportamiento de las muestras durante el proceso de saturación de los ensayos de colapso, es decir, se analizará el mecanismo de entrada de agua de acuerdo a lo ya mencionado en apartados anteriores del presente trabajo.

Así mismo, se determinaran los valores de las pendientes de las superficies de fluencia de los ensayos triaxiales convencionales, tanto de compresión como de tracción, así como los resultados obtenidos de los ensayos realizados en el cilindro hueco sobre muestras saturadas y no saturadas. Con lo anterior, se analizará el desarrollo de las superficies de fluencia y de la envolvente de rotura, así como su impacto en el comportamiento deformacional de las muestras.

Para finalizar, se analizará el comportamiento volumétrico en los ensayos de colapso en función de parámetros como tiempo, succión, grado de saturación entre otros.

En base al análisis bibliográfico que se llevó a cabo durante el proceso de elaboración del capítulo de estado del arte, se pudo observar que las investigaciones referentes a la influencia de la tensión principal intermedia (σ_2) y a la variación en la rotación de las tensiones principales bajo valores de succión constantes no son frecuentes en la literatura. Principalmente en lo que se refiere al análisis del comportamiento de suelos parcialmente saturado y a su colapso por humedecimiento.

Se pudo determinar, que esta limitación en cuanto a la información estaba relacionada directamente con la dificultad de establecer una metodología experimental y a las dificultades asociadas a factores como: el equipo necesario para la aplicación de las trayectorias y rotación de las tensiones principales, las características de los suelos de estudio y sobre todo el análisis de la homogenización de las condiciones hidráulicas dentro de las muestras cilíndricas huecas que se utilizan. Esta última parte relacionada a la geometría y tamaño de la muestra, en particular, a la forma en la que se lleva a cabo la saturación de los especímenes de prueba.

Lo anterior motivó la utilización de un nuevo equipo de cilindro hueco (HCA-UPC) y una campaña de ensayos que permitiera, primero, caracterizar los materiales a utilizar y posteriormente evaluar las características de deformación de las muestras durante el proceso de disminución de la succión por humedecimiento. Se establecieron condiciones generales de ensayo y parámetros como la tensión media (p_m), tensión de corte (q) y el parámetro (b) que permanecerían constante durante la etapa de cambio de succión.

Con la finalidad de obtener más información sobre el comportamiento de los suelos no saturados bajo un estado generalizado de tensiones, en el presente trabajo se desarrolló un

programa experimental que estudio la respuesta deformacional de mezclas de suelo ligeramente compactadas sometidas a saturación (reducción de la succión) manteniendo los parámetros de tensión media (p_m) igual a la tensión de corte (q) en 200 kPa constante para distintos valores de b .

En los apartados siguientes se presenta el análisis del comportamiento hidro-mecánico de los suelos estudiados sometidos a un estado generalizado de tensiones. Se describirá primeramente el análisis del comportamiento hidráulico, seguido del desarrollo de las líneas de estado crítico y superficie de fluencia para concluir con el estudio de las deformaciones de colapso y los vectores de deformación plástica.

6.2 Análisis de los ensayos de colapso y de corte directo

En el desarrollo del capítulo cuatro del presente trabajo se han mostrado los resultados del análisis hechos a las mezclas de suelo con la finalidad de establecer las características principales de éstas. Se presentarán a continuación los resultados que a nuestro criterio son las más importantes a tomar en cuenta para entender las deducciones que se explican más adelante.

Datos importantes y de relevancia para entender el comportamiento de los suelos fueron obtenidos en el ensayo edométrico. El análisis de la Figura 4.30, permitió evaluar las características de deformación de la mezcla de suelo estudiada. En esa gráfica se observó la trayectoria de tensiones en un ensayo edométrico convencional con etapa de carga y descarga en condiciones saturadas. Así mismo, se mostró la trayectoria de deformaciones para muestra no saturadas (humedad constante). Y al final las trayectorias de colapso.

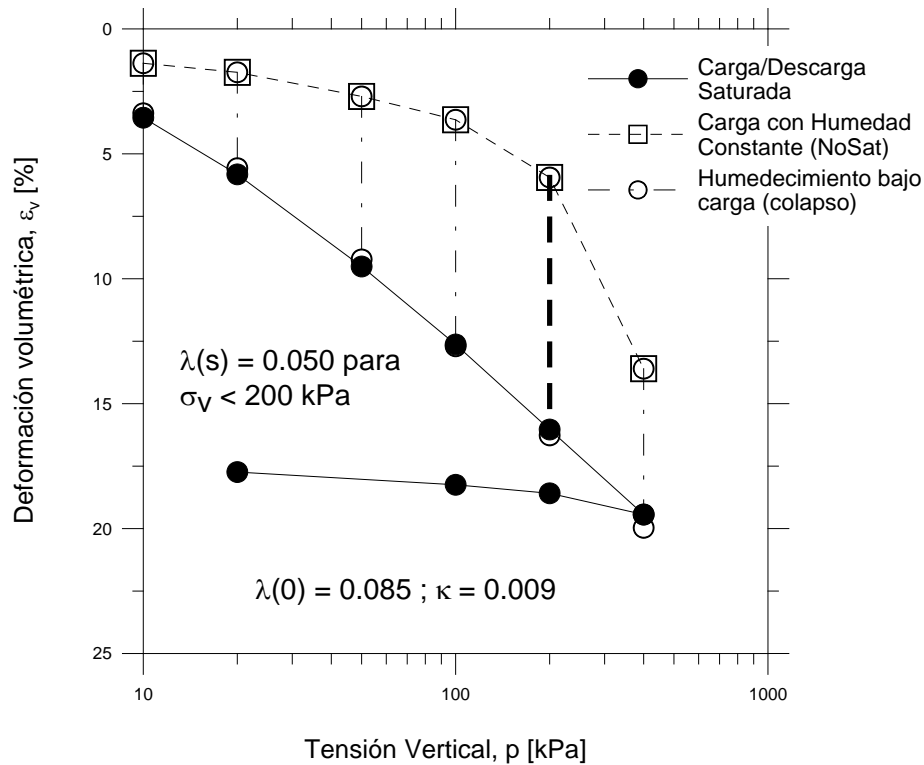


Figura 6.1 Trayectoria de tensiones realizadas en el edómetro. Trayectorias saturadas, humedad constante y de colapso.

Se presenta nuevamente la figura (p - ε_v), Figura 6.1, para indicar los valores de λ para la condición saturada ($\lambda(0)$) y de humedad constante ($\lambda(s)$), así como el valor de κ para la condición saturada. También para señalar como el valor máximo de colapso se presenta para una tensión vertical de 200 kPa, esta trayectoria se muestra en la gráfica como una línea discontinua más gruesa. A partir de los resultados edométricos, se llevó a cabo una modelación empírica con la finalidad de establecer una relación que permitiera evaluar la deformación de colapso según la carga vertical aplicada y el índice de poros antes del proceso de saturación. Los resultados de la modelación se muestran a continuación.

En este modelo, la evaluación de la deformación volumétrica de colapso está en función de las variaciones de la relación de vacíos a partir del incremento de tensiones. La ecuación utilizada se muestra en el gráfico de la Figura 6.2 y se utilizaron los parámetros $a = 0.556$; $b = 2.818$ y $c = 4.218$. Se puede observar como el modelo predice satisfactoriamente los resultados del laboratorio, con lo se puede verificar que el valor de tensión vertical de 200kPa es la que mayor de formación de colapso desarrolla.

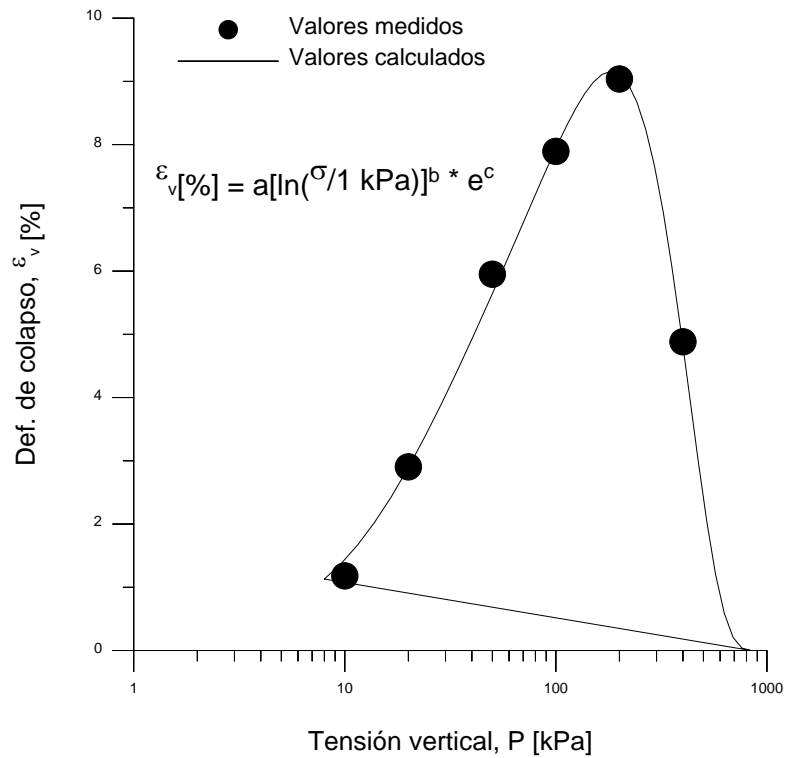


Figura 6.2 Modelación numérica de los resultados edométricos.

En base a estos resultados, el valor de 200 kPa se estableció como tensión media constante en los ensayos realizados en el cilindro hueco.

Así mismo, continuando con el análisis, se muestra el gráfico correspondiente a las observaciones de los ensayos que se llevaron a cabo en el equipo de corte directo. Estos ensayos se desarrollaron en muestras de suelo en condiciones saturadas y no saturadas (humedad constante). La finalidad de los ensayos fue la obtención de los ángulos de fricción interna (ϕ) en condiciones de suelos saturados y no saturados. Así mismo, determinar el valor del parámetro de cohesión (c') en las condiciones no saturadas.

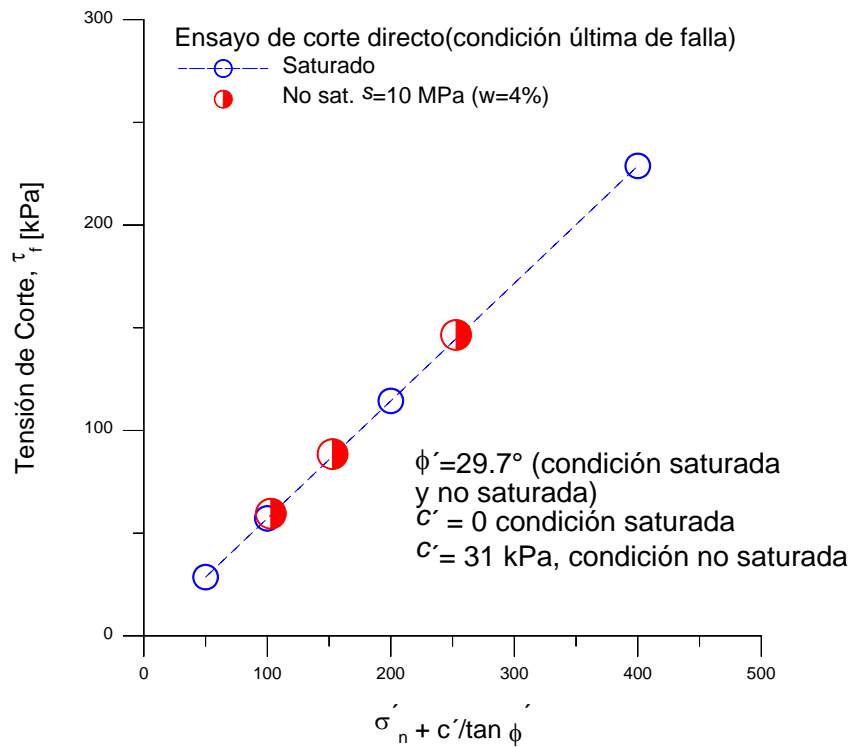


Figura 6.3 Resultados del ensayo de corte directo para muestras saturadas y con humedad constante (4%).

En la Figura 6.3 se pueden observar las condiciones que guardan los resultados obtenidos en el equipo de corte directo. Ambas condiciones de saturación mantienen aproximadamente la misma pendiente y por consiguiente guardan el mismo ángulo de fricción (ϕ'). También se debe mencionar como, partiendo de los puntos obtenidos en los ensayos de humedad constante se puede llegar a la condición última de falla cuando se introduce agua en la muestra (disminución de la succión). Esto representa que los valores llegan a posicionarse sobre la pendiente de la condición saturada como se explicó en el capítulo cuatro.

Estas características descritas, permitieron establecer los criterios de análisis que se llevarán a cabo de los resultados obtenidos. Además, los parámetros de los ensayos como SWCC, valores de colapso, ángulo de fricción y cohesión, son valores necesarios para llevar a cabo la modelación de algunos de los resultados.

6.3 Análisis del comportamiento hidráulico

Con el objetivo de llevar a cabo este análisis, se evaluó la evolución del volumen de agua introducido en la muestra en función del tiempo en los ensayos de colapso para diferentes valores del parámetro b . Como ya se mencionó en el apartado de metodología de ensayo, la muestra se coloca en la cámara del cilindro hueco con una humedad inicial de 4%, correspondiente a un valor de succión de 10 MPa. Posteriormente se aplica una tensión media (p_m) de 200 kPa, al final del cual se aplica un esfuerzo desviador (q) de 30 kPa durante el cual se ajusta el valor del parámetro b de acuerdo al valor deseado. Los valores de b determinados fueron $b=0.0$; 0.5; 0.8 y 1.0. Una vez que se tiene fijo el valor de b se aumenta el desviador hasta alcanzar los 200 kPa con b constante.

Se llevó a cabo una modelación del comportamiento hidráulico de la muestra mediante la serie de Fourier expuesta por Gardner (1956) y Vicol (1990), y que es explicada ampliamente en Romero (1999) de la forma que se muestra a continuación:

$$\frac{Q(t)}{Q_0} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=0}^{20} \frac{1}{(2m+1)^2} \exp \left[-(2m+1)^2 \pi^2 \frac{D_w t}{4L^2} \right] \quad (6.1)$$

Dónde:

$Q(t)$ = 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

Para el análisis de la modelación se utilizaron la sumatoria de tres elementos de la serie. A partir de los resultados obtenidos, se presentan en las gráficas de tiempo contra volumen de agua introducido tanto de los datos experimentales obtenidos en los ensayos como de los valores numéricos obtenidos a partir de la aplicación de la ecuación 6.1.

En la Figura 6.4 se muestran las curvas tiempo contra volumen infiltrado para el ensayo de colapso con $b=0.0$. La curva de línea continua (modelo numérico) representa el comportamiento del volumen infiltrado a la muestra calculada mediante el modelo desarrollado a partir de la ecuación 6.1, mientras que la otra curva constituye los valores experimentales obtenidos a partir del ensayo de colapso en el cilindro hueco.

Debido a la complejidad de trabajar en ensayos sobre muestras no saturadas, en el equipo de cilindro hueco con el que se cuenta, existía una gran incertidumbre sobre la presión de cola que se tendría que aplicar para lograr la intrusión de agua a la muestra. Además, del cuidado especial que se debía tener en cuanto a la variación de las presiones P_i y P_o para controlar tensiones principales durante toda la etapa de colapso.

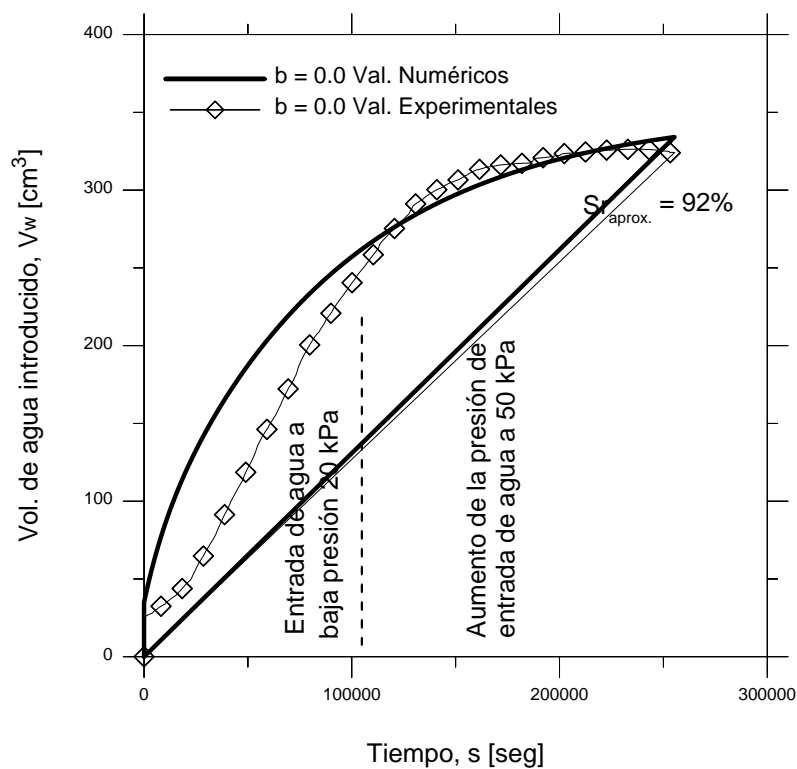


Figura 6.4 Volumen de agua introducido a la muestra en función de tiempo durante la etapa de colapso en el ensayo de $b=0.0$.

La presión inicial de cola para buscar la saturación de la muestra fue fijada en 20 kPa, durante la primera parte del periodo de ensayo, aproximadamente las primeras 5 horas, en la figura, parece mostrarse una dificultad del agua a ser introducida en la muestra, lo que

justificaría el desplazamiento hacia la derecha de la curva correspondiente a los valores experimentales en comparación con los valores numéricos. Mientras que en el modelo numérico el agua entra inmediatamente a la muestra y empieza a saturarla, en los datos experimentales se requiere un tiempo mayor para que el agua comience a entrar a ella.

Una vez vencida la resistencia inicial que la muestra presenta a la entrada de agua, aproximadamente a las 7 horas de iniciada la etapa de saturación, la curva de infiltración de los datos experimentales parece seguir la misma pendiente que la del análisis numérico. El valor de presión de cola de 20 kPa se mantuvo constante aproximadamente por 24 horas, a partir de ese tiempo, y tratando de acelerar el proceso de saturación se incrementó dicha presión hasta los 50 kPa. En este punto, y con la nueva presión, las curvas de intrusión de agua de los valores experimentales y numéricos siguen prácticamente el mismo camino.

El porcentaje de saturación de la muestra ensayada determinada a partir del volumen de agua introducido de acuerdo al modelo numérico fue de 92%. Este valor fue comparado posteriormente al extraer la muestra de la cámara del cilindro y determinar la humedad mediante el método tradicional de secado en estufa. Se determinaron valores de saturación en tres puntos, en la parte inferior, en la parte media y en la parte superior de toda la longitud del espécimen. El valor promedio obtenido fue de 90 %.

Así mismo, la Figura 6.5 muestra las curvas correspondientes a los valores numéricos y experimentales de la infiltración de agua en función del tiempo para el ensayo de $b=0.5$. Análogamente a la figura anterior, la línea continua representa los valores obtenidos a partir del modelo numérico y se compara con los valores obtenidos del ensayo de colapso en el cilindro hueco.

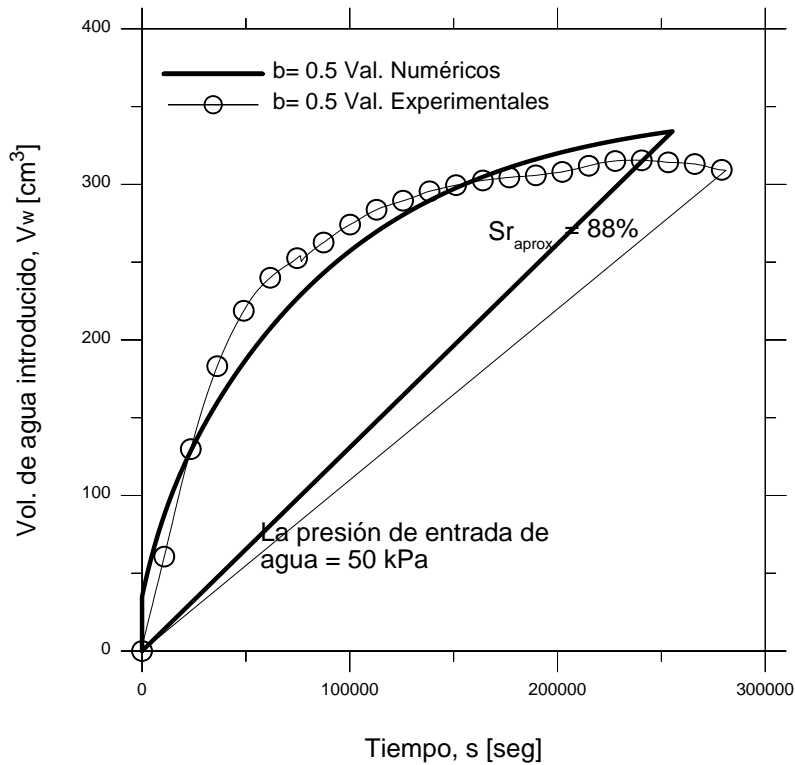


Figura 6.5 Volumen de agua introducido a la muestra en función de tiempo durante la etapa de colapso en el ensayo de $b=0.5$

Para el desarrollo de este ensayo, y en base a lo observado en el estudio correspondiente a $b=0.0$, se inició la saturación de la muestra con una presión de cola de 50 kPa. Esto permitió como se observa en la figura 6.4 que el agua entre inmediatamente a la muestra y no presente las dificultades que se refirieron en el ensayo anterior.

La Figura 6.5 demuestra que el modelo hidráulico utilizado reproduce de manera satisfactoria el comportamiento del volumen de agua introducida en función del tiempo en comparación con la curva obtenida a partir del ensayo correspondiente.

En lo referente al análisis del grado de saturación, el modelo hidráulico predice un S_r de aproximadamente 90%. Mientras que los datos experimentales y comprobados a partir del método tradicional de secado se obtienen resultados de 88 %, valor que se indica en la gráfica, muy cercano al valor obtenido numéricamente.

En las Figuras 6.6 y 6.7 se muestran los resultados obtenidos en los ensayos de $b=0.8$ y 1.0. En el primero de ellos, Figura 6.6, se puede observar como en un inicio de la muestra, la curva correspondiente a los valores experimentales parece tener un comportamiento similar a

la curva descrita por el modelo numérico. Sin embargo, aproximadamente a las 3 horas de iniciada la inclusión de agua a la muestra la curva de los datos experimentales tiene un cambio importante en la pendiente. Este cambio parece estar asociado a un rotura o falla inicial de la muestra, más por efectos de las condiciones tensionales que por el efecto de saturación del espécimen.

Es importante recordar, y con el fin de tratar de entender este comportamiento, que el ensayo de $b=0.8$ se acerca más a un ensayo de extensión triaxial que de compresión. Por lo que al parecer, el efecto de tracción sobre la muestra provoca una zona de inestabilidad o de falla lo que dificulta o retrasa la entrada de agua, que se ejemplifica en la trayectoria prácticamente horizontal de la curva durante prácticamente un tiempo de 4 horas.

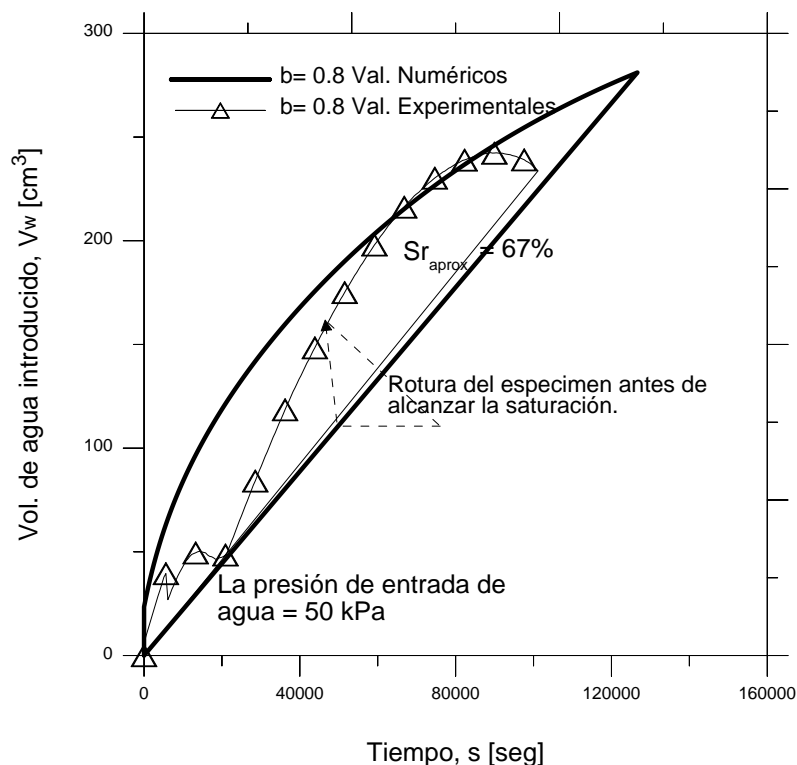


Figura 6.6 Volumen de agua introducido a la muestra en función de tiempo durante la etapa de colapso en el ensayo de $b=0.8$

Después de este fallo inicial, la curva de los valores experimentales tiene una recuperación en cuanto a su pendiente y parece acercarse con bastante exactitud al modelo numérico. Sin embargo, el análisis del grado de saturación, indica que el espécimen de suelo no alcanza a saturar, el valor máximo alcanzado según los datos experimentales es de 67%, mientras que el modelo predice valores cercanos al 70 o 75%.

Finalmente, la Figura 6.7 muestra el comportamiento de las curvas de intrusión de agua contra el tiempo de los datos experimentales y el modelo numérico del ensayo correspondiente a $b=1.0$. Para este ensayo se utilizó igualmente una presión de cola de 50 kPa para introducir de agua a la muestra. El comportamiento inicial de la curva experimental es muy similar que en el caso anterior. Primeramente, la curva experimental parece tener una buena aproximación al modelo numérico, sin embargo, la muestra vuelve a presentar una falla que parece estar más asociada al estado tensional (tracción) que al colapso.

A diferencia del caso anterior, esta falla es definitiva en la muestra. Dado que no se observa una recuperación en la pendiente de la curva. Este fallo aparece a partir de los 100 cm^3 de agua introducida en la muestra. Sin embargo, se siguió en el proceso de inserción de agua para observar el comportamiento. El valor de saturación máximo alcanzado sobre el espécimen fue de 50 % para el modelo numérico y aproximadamente del 45% para los resultados experimentales. Tal como se ha mostrado en la Figura 5.87 debido a su estado tensional, la muestra falla de forma localizada cuando el agua solamente ha llegado a la parte inferior de la muestra, no logrando alcanzar el agua más allá de la mitad de la altura de la muestra. De ahí que el grado de saturación global sea tan bajo.

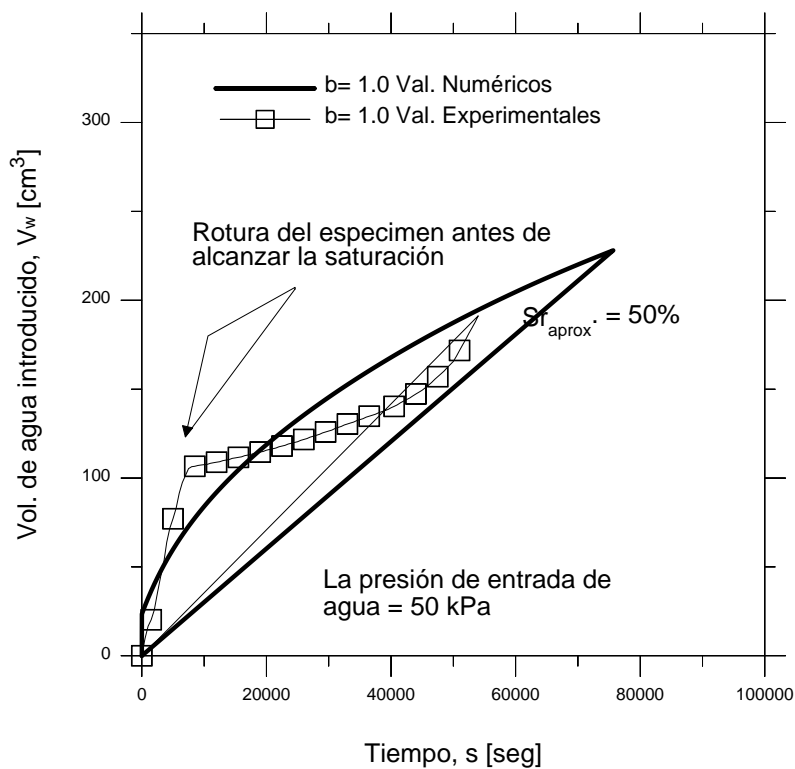


Figura 6.7 Volumen de agua introducido a la muestra en función de tiempo durante la etapa de colapso en el ensayo de $b=1.0$

Además, de los estudios anteriores, se llevó a cabo el análisis de la variación del grado de saturación en función de los cambio en el volumen de agua determinado con el modelo de infiltración presentado anteriormente. En los gráficos siguientes se presentan la evolución del grado de saturación en función del tiempo de los ensayos realizados para diferentes valores del parámetro b .

Se presentan gráficamente las trayectorias obtenidas en los ensayos de laboratorio y las trayectorias obtenidas en función del modelo de infiltración. En los gráficos de las figuras 6.8, 6.9, 6.10 y 6.11, se describe la evolución del grado de saturación global de la muestra durante el proceso de humedecimiento manteniendo los valores de b constantes.

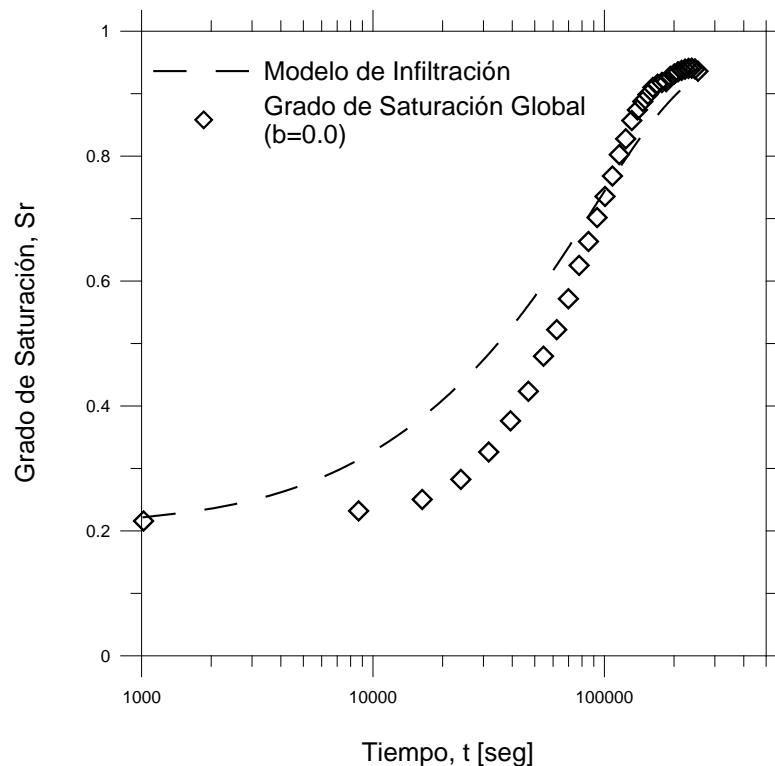


Figura 6.8 Evolución del grado de saturación con el tiempo durante el proceso de humedecimiento con $b = 0.0$ constante.

En la gráfica se puede observar como la trayectoria descrita en función del modelo de infiltración representa satisfactoriamente la trayectoria seguida por los valores obtenidos durante el ensayo. Sin embargo, también se puede observar la dificultad inicial que se presentó para la entrada de agua a la muestra, que se presenta también en la Figura 6.4. Esta condición inicial es la que provoca que la trayectoria determinada por los resultados del laboratorio presente grados de saturación menor al inicio de los que simula el modelo.

De la misma manera se observa que al finalizar ambas trayectorias el grado de saturación obtenido es un valor cercano al 92%. Resultado muy próximo al real observado en el espécimen una vez finalizado el ensayo como ya se mencionó.

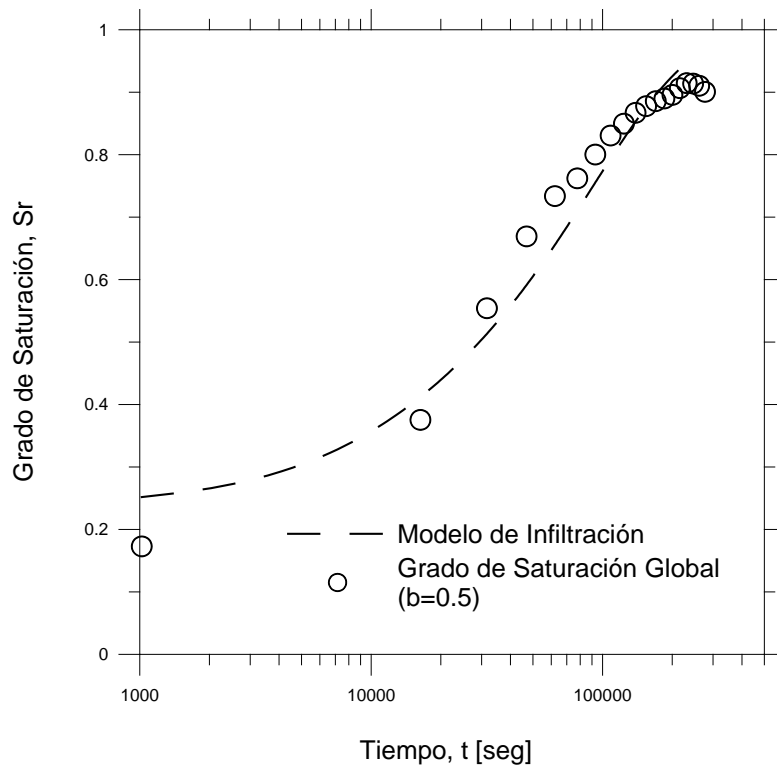


Figura 6.9 Evolución del grado de saturación con el tiempo durante el proceso de humedecimiento con $b = 0.5$ constante.

En la Figura 6.9 se presentan las trayectorias de la evolución del grado de saturación en función del tiempo durante la etapa de humedecimiento del ensayo correspondiente a un valor de $b=0.5$ constante durante la intrusión de agua. Se puede observar como la trayectoria simulada por el modelo numérico, línea discontinua, sigue prácticamente la misma trayectoria que la de los resultados de laboratorio. Es decir, el modelo de infiltración simula perfectamente la evolución del grado de saturación con el tiempo en dicho ensayo.

El grado de saturación alcanzado en ambas trayectorias, la simulación numérica y la obtenida en laboratorio, muestran valores de saturación entre el 88 y 90 % como se observa en la Figura 6.9.

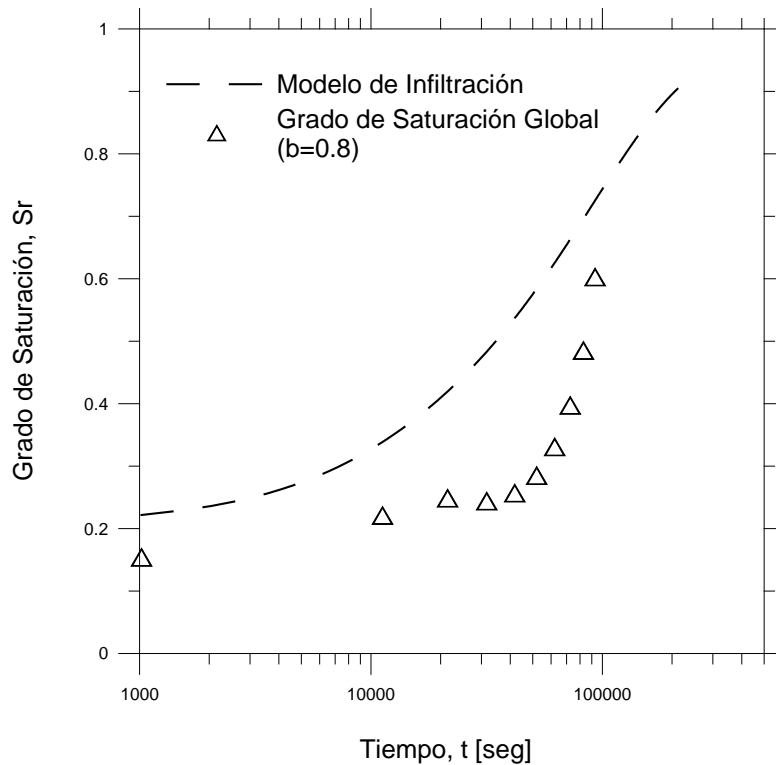


Figura 6.10 Evolución del grado de saturación con el tiempo durante el proceso de humedecimiento con $b = 0.8$ constante.

En los gráficos presentados en las Figuras 6.10 y 6.11 se presentan las trayectorias seguidas de la evolución del grado de saturación en función del tiempo de los ensayos con $b=0.8$ y 1.0 , que representan ensayos de extensión triaxial. Es por esta razón, que el modelo de infiltración no puede simular adecuadamente dicha trayectoria.

En la Figura 6.10, se observa que la trayectoria simulada por el modelo, predice valores de grado de saturación mayores que los obtenidos en laboratorio. Además, en el modelo numérico se alcanzan valores de saturación cercanos al 90% mientras que en el laboratorio el valor de saturación llega solo al 60-67%. Se puede establecer, que el modelo hidráulico no se ajusta bien a la condición de extensión triaxial. Mientras que el modelo sigue presumiendo una entrada de agua a la muestra hasta prácticamente saturarla, en el laboratorio la muestra rompe por efecto de la condición tensional antes de alcanzar valores de saturación altos. Es decir, la inclusión de agua no es la suficiente para lograr la saturación.

La Figura 6.11 muestra la condición de ensayo de $b=1.0$, los resultados obtenidos son muy similares a los descritos en el ensayo anterior, $b=0.8$, la muestra en laboratorio tampoco alcanza la saturación total, de hecho solo llega a un 50% aproximadamente. Mientras que la

trayectoria de saturación determinada por el modelo de infiltración si supone una entrada constante de agua y llega a valores cercanos al 90%.

La muestra presenta una rotura total por efectos del estado tensional y por lo tanto la falla se presenta debido a las tensiones aplicadas y no por la condición de aumento de saturación.

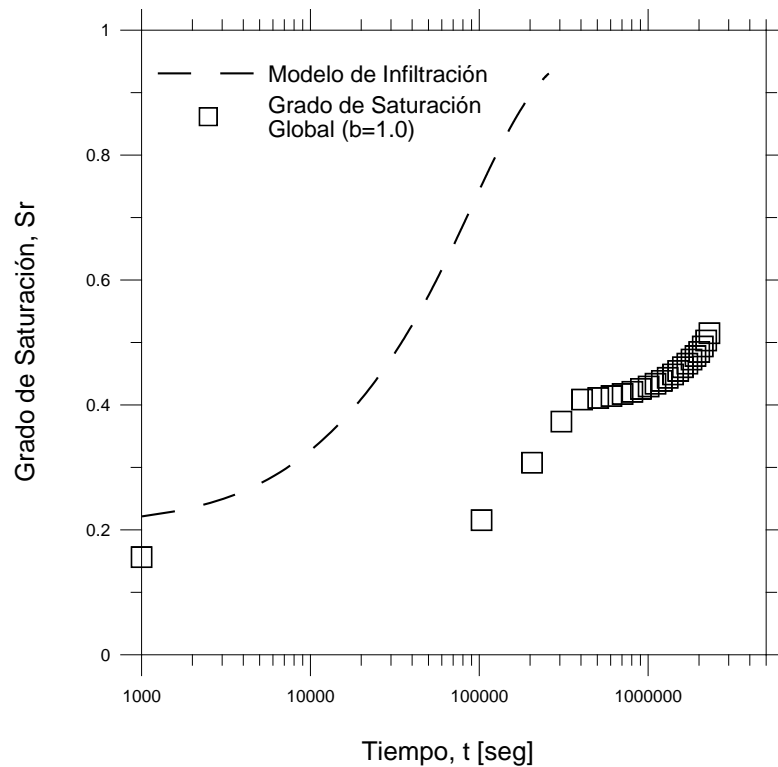


Figura 6.11 Evolución del grado de saturación con el tiempo durante el proceso de humedecimiento con $b = 1.0$ constante.

6.4 *Análisis de la línea de estado crítico (LEC) y superficie de fluencia.*

6.4.1 *Línea de estado crítico (LEC)*

La línea de estado crítico (LEC) definida en función de la pendiente M y precisada como una relación entre la tensión de corte y la tensión media es descrita en (Wood, 1990) en función de la ecuación siguiente:

$$M = \eta_{cs} = \frac{q_{cs}}{p'_{cs}} \tag{6.2}$$

Los valores de M serán utilizados para establecer superficies de fluencia del material, así como determinar características del comportamiento del suelo que puedan ser utilizados en la modelación de las trayectorias.

Se presentan las líneas de estado crítico (M) obtenidos de los ensayos realizados tanto en el equipo triaxial convencional como en el equipo de cilindro hueco. En la triaxial convencional se trabajaron ensayos a compresión (TXC) y ensayos de extensión (TXT) sobre muestras saturadas, mientras que en el cilindro hueco se llevaron a cabo ensayos con diferentes valores de b igual a 0.0, 0.5, 0.8 y 1.0 en muestras saturadas y no saturadas. Es importante mencionar que los ensayos en el cilindro hueco realizados para las condiciones de $b = 0.0$ son equivalentes a los ensayos de compresión que son ensayados en la triaxial convencional.

Los valores de M obtenidos de los ensayos, fueron comparados posteriormente con valores obtenidos en función de ecuaciones descritas en la bibliografía y utilizados en diferentes modelos.

La Figura 6.12 muestra las líneas de estado crítico tanto a compresión como a extensión determinadas en los ensayos realizados en el equipo triaxial convencional.

En la Figura 6.13 se presentan las líneas de estado crítico determinadas en los ensayos realizados en el equipo de cilindro hueco sobre muestras de suelo saturadas. Se muestran las líneas correspondientes a los ensayos $b = 0.0, 0.5$ y 1.0 .

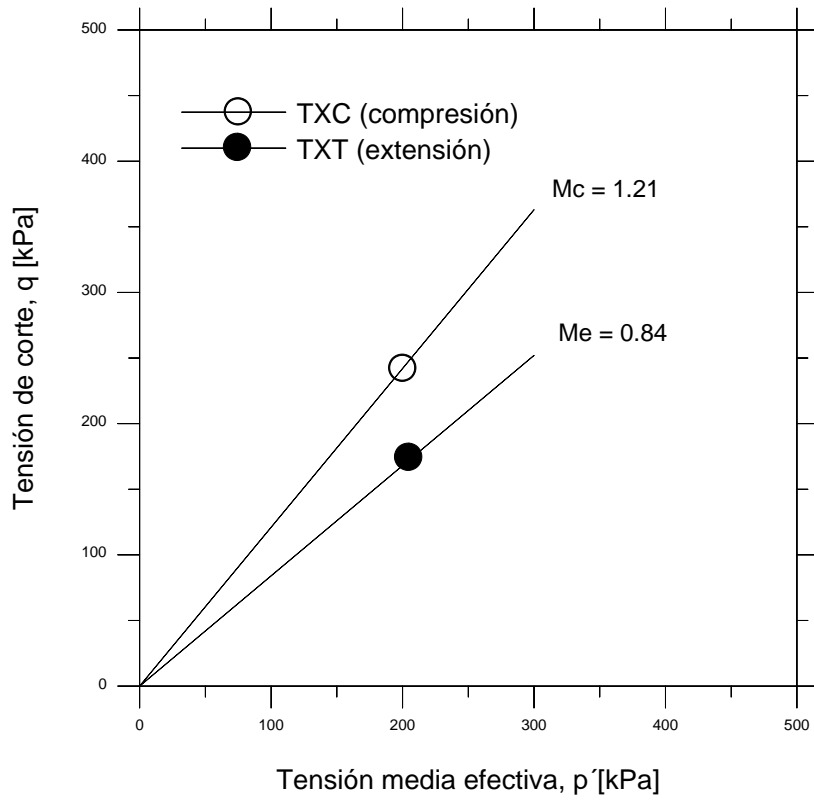


Figura 6.12 Líneas de estado crítico en ensayos triaxiales convencionales de compresión (M_c) y extensión (M_e).

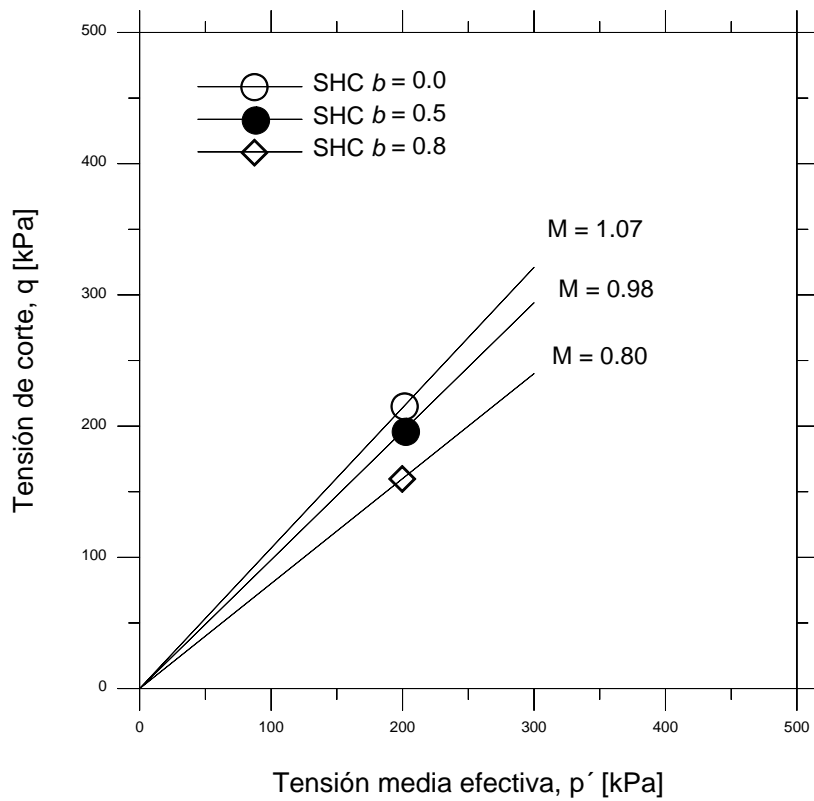


Figura 6.13 Líneas de estado crítico para ensayos en el cilindro hueco sobre muestras saturadas con diferentes valores de $b = 0.0$ (compresión); 0.5 y 1.0 (extensión).

Para poder dibujar las líneas de estado crítico en los ensayos de rotura sobre muestras saturadas se ha tenido en cuenta el valor de la cohesión efectiva obtenida en los ensayos de corte directo sobre muestras no saturadas (ver Figura 6.14). Ello proporciona la situación del punto de partida de la recta para un valor de $q = 0$.

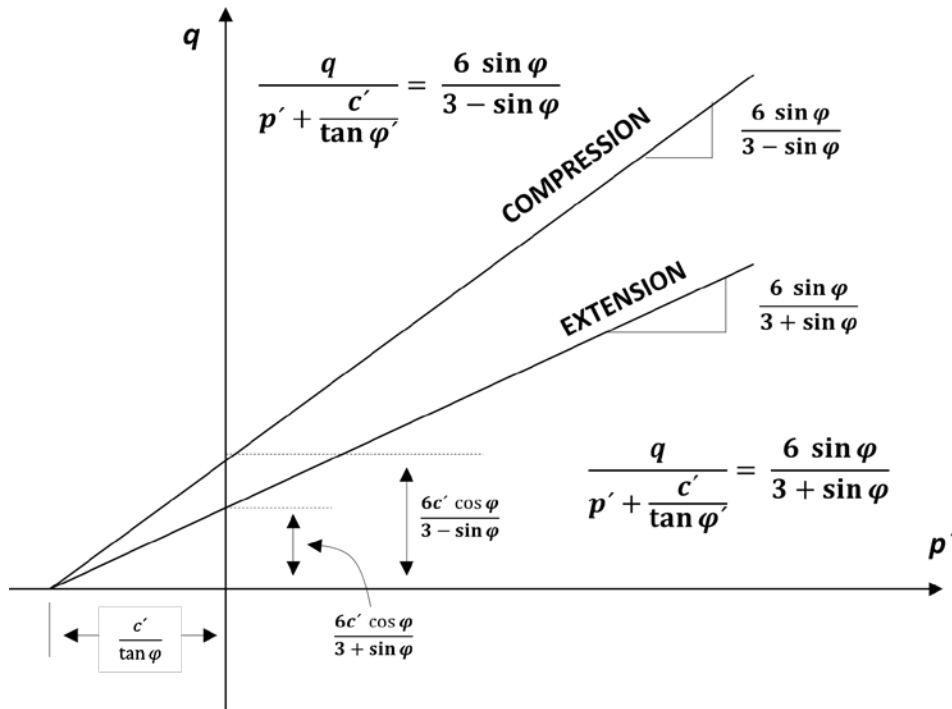


Figura 6.14 Representación en el plano p' - q de Cambridge de las ecuaciones de Mohr-Coulomb para la determinación de la LEC a compresión y extensión.

En la Figura 6.15 se presentan las líneas de estado crítico para los ensayos desarrollados sobre muestras no saturadas en el equipo de cilindro hueco.

Así mismo, en la Figura 6.16 se presentan en forma conjunta las LEC para muestras saturadas y no saturadas ensayadas en el cilindro hueco. Las muestras no saturadas se trabajan con un valor de succión aproximado de 10 MPa. En la figura, se puede observar que las LEC guardan una gran similitud en cuanto a la pendiente M comparados los resultados para valores de $b = 0.0, 0.5$ y en el tercer caso se compararon los valores de $b = 1.0$ para muestras saturadas contra el valor de $b = 0.8$ en muestra no saturada. Lo que indicaría que el valor de M no varía con la succión, como se menciona en Josa, (1998).

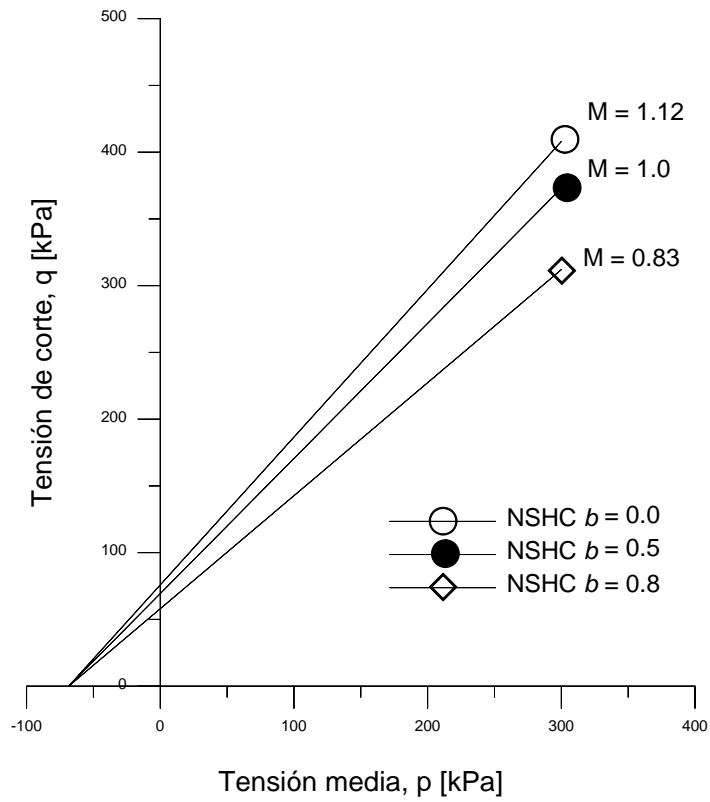


Figura 6.15 Líneas de estado crítico para ensayos en el cilindro hueco sobre muestras no saturadas con diferentes valores de $b = 0.0$ (compresión); 0.5 y 0.8 (extensión).

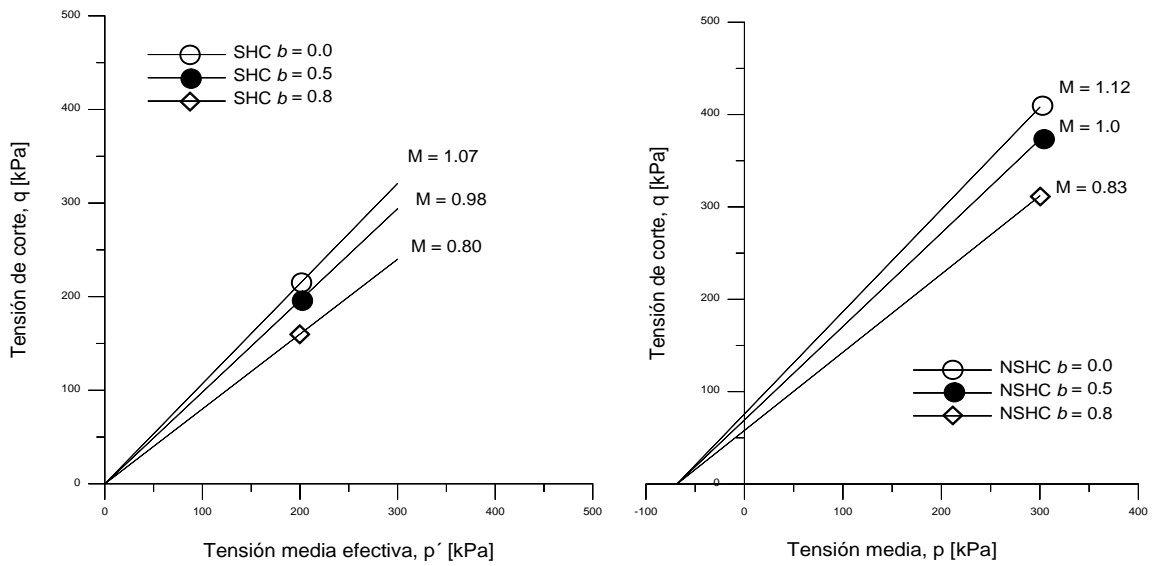


Figura 6.16 Desarrollo de las Líneas de estado crítico en ensayos saturados y no saturados dentro del equipo de cilindro hueco.

Un análisis posterior de las *LEC* se llevó a cabo comparando los valores obtenidos de los ensayos de laboratorio frente a valores determinados en función de las ecuaciones presentadas en la literatura para tener en cuenta la variación del parámetro *b*. El primer análisis se realizó calculando los valores de *M* en compresión (M_c) y *M* en tensión (M_e) a partir del criterio de Mohr-Coulomb.

$$M_c = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (6.3)$$

$$M_e = \frac{6 \sin \phi'}{3 + \sin \phi'} \quad (6.4)$$

Dónde:

M_c = Pendiente del estado crítico en ensayos de compresión

M_e = Pendiente del estado crítico en ensayos de extensión

ϕ' = Ángulo de fricción interna

Estas ecuaciones son determinadas a partir del análisis que se hace del esquema presentado en la Figura 6.14, en el que se observan representadas las *LEC* tanto de compresión como de extensión en el plano p' - q de Cambridge.

Otro análisis realizado es el que se desarrolla para la determinación de *M* en función del ángulo de Lode (θ), basándose en la ecuación presentada por Mohr-Coulomb. En esta ecuación (6.5) se presenta la expresión de *M* en función de los parámetros ϕ' y θ .

$$M_{(\theta)} = \sqrt{3} \frac{\sin(\theta)}{\cos(\theta) + \frac{1}{\sqrt{3}} \sin(\theta) \sin(\phi)} \quad (6.5)$$

Dónde:

θ = Ángulo de Lode

ϕ = Ángulo de fricción interna

Así mismo se llevó a cabo el análisis con la ecuación presentada en Della Vecchia, *et al.* (2013) en donde se desarrolla un modelo hidro-mecánico acoplado para suelos compactados. La ecuación presentada por Della Vecchia introduce una relación de la tensión del estado crítico M como una interpolación entre la relación del estado crítico en compresión triaxial, M_c y extensión, M_e de acuerdo a lo propuesto por Argyris, *et al.* (1974). Se ha considerado un $\phi'=28.7^\circ$. La ecuación presentada es de la forma:

$$M_{(\theta)} = \frac{2\mu}{(1+\mu)-(1-\mu)\cos 3(\theta+30^\circ)} M_c \quad (6.6)$$

Dónde:

$M_{(\theta)}$ = Relación de la tensión del estado crítico

M_c = Relación del estado crítico en compresión triaxial ($M_c=1.14$)

μ = Relación entre M_c y M_e $\mu = M_e / M_c = 0.724$

Algunos resultados obtenidos de los análisis de la relación de estado crítico tanto de los resultados experimentales como de los obtenidos a partir de las ecuaciones anteriores se resumen en la Figura 6.17. En esta Figura se observa el comportamiento del valor de M en función de la variación del ángulo de Lode θ , que es otra forma en que se puede representar la influencia de la tensión principal intermedia.

Se muestran los valores de la pendiente M en los ensayos triaxiales de compresión y tracción, así como los valores de M determinados en los ensayos en el cilindro hueco en condiciones saturados y no saturados. Así mismo, en la figura se presentan también las variaciones de la pendiente de estado crítico $M(\theta)$ con el ángulo de Lode calculadas a partir de las ecuaciones 6.5 y 6.6.

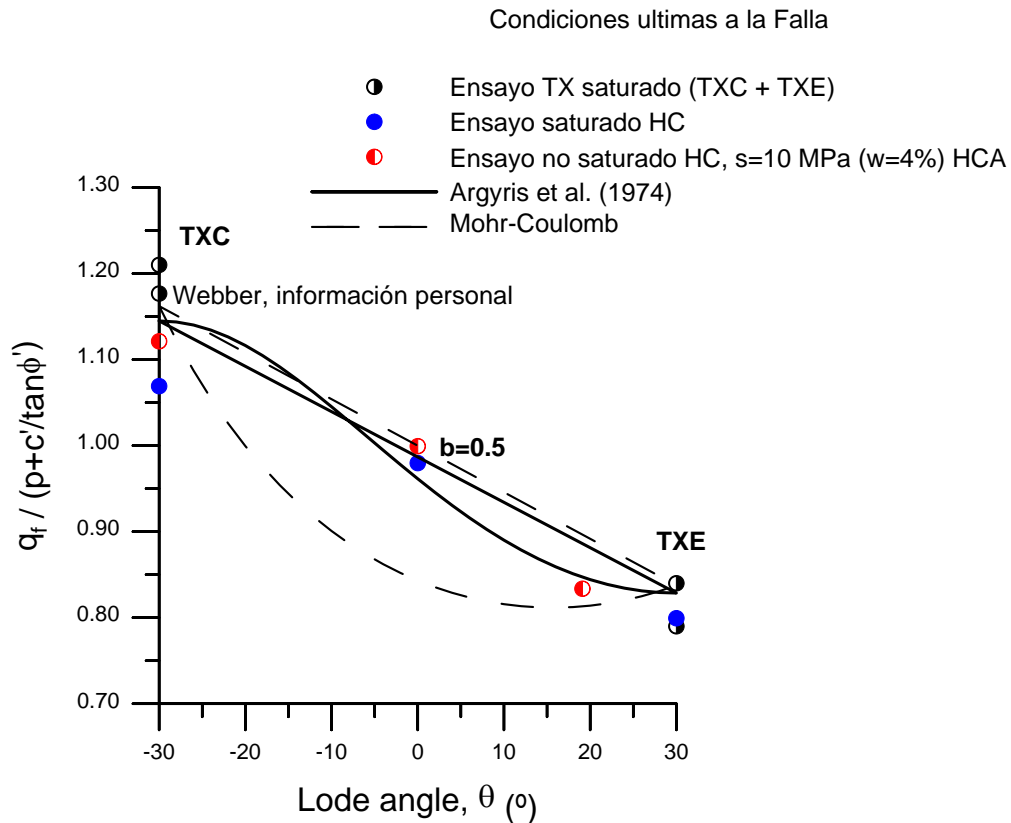


Figura 6.17 Resultados de la resistencia al corte función del ángulo de Lode (influencia de la tensión principal intermedia, σ_2).

En la figura anterior se observa que el modelo de Argyris *et al.* (1974) presentan un mejor ajuste de la trayectoria de M en función de los datos obtenidos.

6.4.2 Superficie de fluencia en el plano (p - q).

Continuando con el análisis de la condición de estado crítico, y después de estudio realizado a las pendientes de la *LEC*, a continuación se llevará a cabo la evaluación de la superficie de fluencia en el plano (p - q) para cada condición del parámetro b . El análisis de las condiciones de las superficies de fluencia se desarrolló exclusivamente con los resultados de los estudios de colapso.

Para el desarrollo de la superficie de fluencia se utilizarán el criterio de rotura de Mohr-Coulomb para tratar de explicar la resistencia, así como el Modelo Cam-Clay modificado y el Modelo Básico de Barcelona (BBM) para estudiar la evolución de las deformaciones. Los tres modelos se han explicado en el capítulo II del presente trabajo.

La ecuación utilizada en la determinación de la superficie de fluencia es:

$$F \equiv \frac{q^2}{M_{(\theta)}^2(p + P_s)} - \frac{(P_0 - p)}{(p + P_s)} \quad (6.7)$$

En esta ecuación, Los valores de q y p representan las coordenadas del estado tensional a las que se encuentra el espécimen de suelo antes de la saturación. Es importante recordar que previo a la etapa de colapso (humedecimiento) la muestra es sometida a una trayectoria tensional con valores de tensión media (p_m) de 200 kPa seguido de un incremento de tensión de corte (q) también de 200 kPa. Bajo este estado tensional se realizaba la inclusión del agua a la muestra para evaluar el colapso.

Los valores de $M_{(\theta)}$ son calculados a partir de la ecuación 6.6 y son determinados para cada valor del parámetro b utilizado. Por otra parte, el termino P_0 constituye la carga de pre-consolidación y es un valor que determina el tamaño de la superficie de fluencia. Y el valor de P_s está en función de los parámetros de cohesión (c') y ángulo de fricción (ϕ) y es determinado a partir de la ecuación siguiente:

$$P_s = a = \frac{c'}{\tan \phi} \quad (6.8)$$

El significado de la ecuación anterior se muestra en la Figura 6.15 y representa el punto de inicio de la *LEC* para la condición no saturada de los ensayos.

Se describe a continuación la representación de las *LEC*, la superficie de fluencia y el estado tensional actual de la muestra tanto en los ensayos saturados como en los ensayos no saturados. La idea principal es la de exponer el comportamiento o trayectoria tensional de la muestra de suelo durante la etapa de saturación en la búsqueda del colapso para cada valor de *b*, partiendo de un estado tensional igual en cada uno de los ensayos y que permanece constante durante el proceso de saturación. Este estado tensional es el correspondiente a los valores de $p_m = q = 200$ kPa.

Dada la característica del estado tensional mencionado, y por ser un valor considerado siempre como punto de inicio antes de aplicar la inclusión de agua a la muestra para la saturación, este punto es común en las superficies de fluencia tanto para los ensayos saturados como los no saturados y se denominó “*stress point*”, como se muestra en las Figuras 6.18 a la 6.22. En cada gráfico se ha utilizado el valor de la pendiente *M* y de la cohesión no saturada correspondiente a los valores medidos en los ensayos,

En la figura 6.18, se representa un desplazamiento tanto de la superficie de fluencia como de la línea de estado crítico en función del aumento en la humedad, y como resultado de este aumento, se presenta una reducción de la succión. Así mismo se indica un punto común a ambas superficies que determina la localización del estado tensional denominado “*stress point*”.

La reducción de la succión durante la etapa de intrusión de agua a la muestra provoca un desplazamiento de la superficie de fluencia del estado no saturado, que se acerca a la superficie de fluencia del estado saturado. Este desplazamiento se define en función de la variación de los valores de P_s hacia P^*_s correspondientes al estado inicial en condiciones no saturado y su desplazamiento o variación con respecto al cambio de succión respectivamente hasta llegar a la condición saturada, donde se anula.

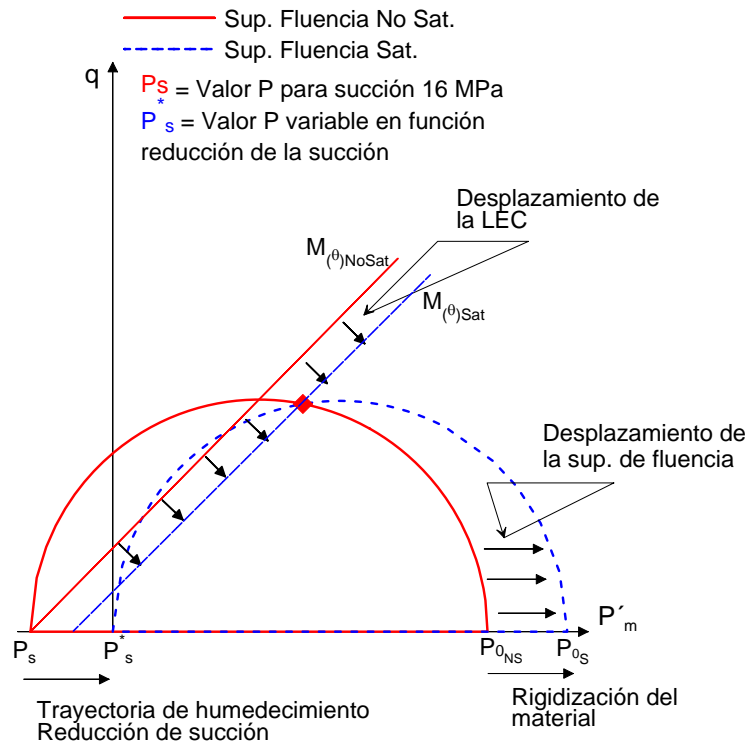


Figura 6.18 Trayectoria de la superficie de fluencia y de la LEC por efecto de cambio de succión por saturación.

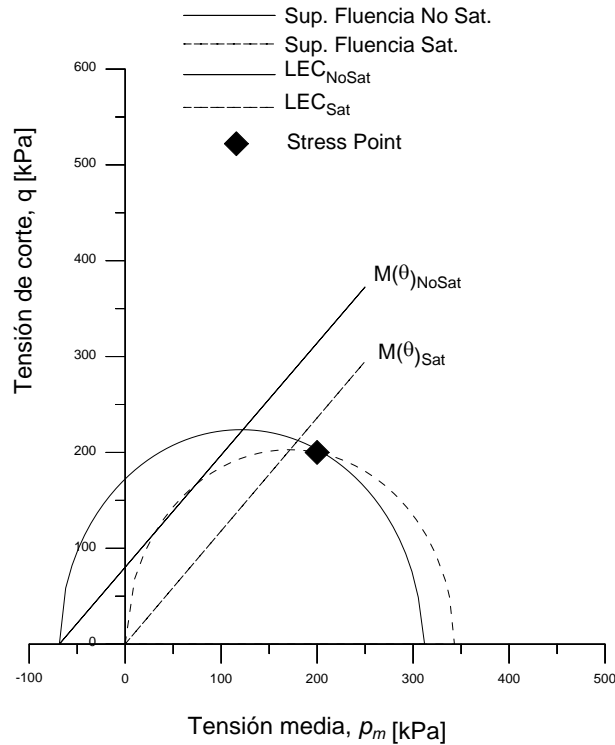


Figura 6.19 Superficie de fluencia, línea de estado crítico (LEC) y estado tensional en los ensayos saturados y no saturados para $b = 0.0$.

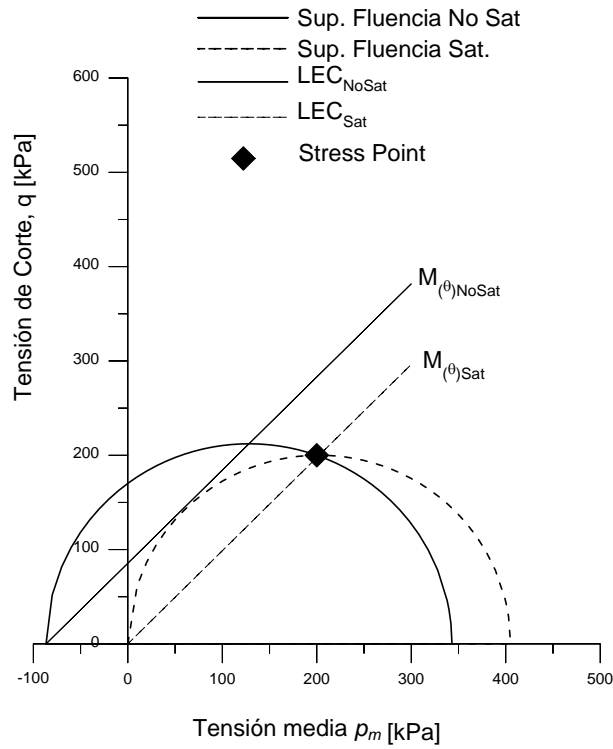


Figura 6.20 Superficie de fluencia, línea de estado crítico (LEC) y estado tensional en los ensayos saturados y no saturados para $b=0.5$.

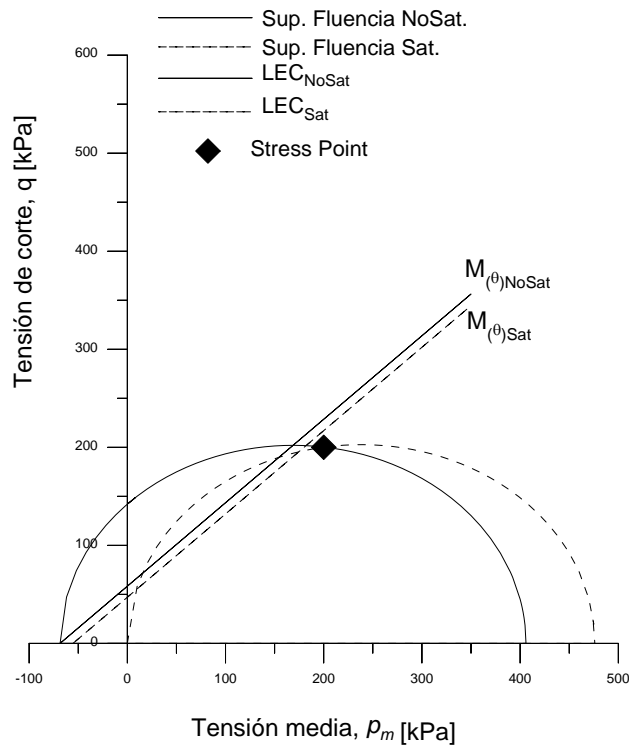


Figura 6.21 Superficie de fluencia, línea de estado crítico (LEC) y estado tensional en los ensayos saturados y no saturados para $b=0.8$.

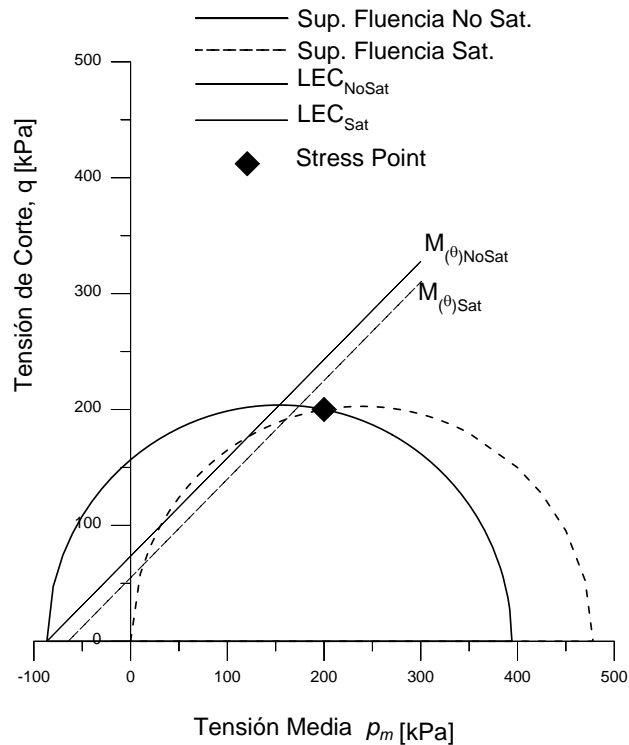


Figura 6.22 Superficie de fluencia, línea de estado crítico (LEC) y estado tensional en los ensayos saturados y no saturados para $b = 1.0$.

En la misma Figura 6.18 se hace referencia a los valores P_{ONS} y P_{Os} que corresponden a las cargas de pre-consolidación para un estado tensional isótropo tanto para la condición no saturada como para la condición saturada respectivamente.

Por otra parte, se debe precisar como se observa en las superficies de fluencias en muestras saturadas y no saturadas para el ensayo de $b=0.0$ (Figura 6.19), que el “*stress point*” ($p_m=q=200$ kPa) al encontrarse fijo sobre ambas superficies de fluencia indica que el suelo se encuentra cerca de la falla debido a la aplicación de dichas tensiones. Sin embargo, si se compara la ubicación del punto de tensiones con respecto a las LEC en condiciones de saturación y no saturación se puede observar como el “*stress point*” se encuentra por debajo de ambas LEC, más cercano a la del estado saturado (LEC_{Sat}) que a la del no saturado (LEC_{NoSat}), lo que permite que durante la saturación de la muestra, cuando la LEC_{NoSat} (correspondiente a la condición inicial, humedad de 4% para una succión aproximada de 10 MPa) se desplaza hacia la condición saturada el “*stress point*” aún se encuentre bastante por debajo del estado crítico. Esto permite establecer que las deformaciones experimentadas por

la estructura de suelo se deban principalmente a la disminución de la succión. Es decir, el espécimen colapsa con la saturación.

De la misma forma, del análisis del ensayo de $b = 0.5$ (Figura 6.20) se muestra como el “*stress point*” (localizado también sobre ambas superficies de fluencia), está a su vez prácticamente sobre la LEC_{Sat} . Lo que nos permite establecer que el suelo estaría en estado crítico bajo las condiciones de tensiones p_m y q de 200 kPa con las que se inicia el proceso de saturación de la muestra. Sin embargo, este estado no provoca la falla dado que al momento en que se alcanzan estas tensiones la muestra se encuentra en condiciones no saturadas. En la Figura 6.20 esta situación se demuestra con la distancia relativamente grande existente entre el “*stress point*” y la LEC_{NoSat} . Cuando se inicia el proceso de humedecimiento de la muestra a través de la inserción de agua, se inicia también una reducción de la succión lo que motiva un desplazamiento de la LEC_{NoSat} hacia la condición saturada. Durante este proceso, la muestra comienza a colapsar y una vez que la LEC_{NoSat} alcanza la LEC_{Sat} la falla final de la muestra ocurre por la combinación del estado tensional y la disminución de la succión. Lo que implicaría una menor deformación volumétrica de colapso en comparación con la muestra ensayada para $b = 0.0$.

Ahora bien, en la Figura 6.21 se muestran los resultados del ensayo para una $b=0.8$, en ella se puede observar nuevamente como el “*stress point*” se localiza sobre las superficies de fluencia tanto de la condición saturada como de la no saturada. Sin embargo, para este caso el “*stress point*” se encuentra entre la LEC_{Sat} y la LEC_{NoSat} . Es decir, el estado tensional se localiza por encima del estado crítico saturado lo que representaría un estado inalcanzable si el ensayo iniciara con la muestra en condiciones de saturación. Esto, dado que al momento de alcanzar la condición del “*stress point*” el suelo se encuentra con una succión alta, esto hace posible alcanzar dicho estado tensional sin que la muestra falle. No obstante, este lugar del estado tensional se encuentra ya cerca de la rotura en condiciones no saturadas por lo que es de esperar deformaciones de corte importantes y menores de volumen, ya que se está cerca del estado crítico. Cuando se inicia este proceso de saturación, da inicio a su vez una reducción de la succión que desplaza la LEC_{NoSat} aproximándola a la condición saturada. Durante este desplazamiento, y antes de que la LEC_{NoSat} alcance la LEC_{Sat} se encuentra con el estado tensional del “*stress point*”. Esta condición provoca la falla de la muestra aun y cuando no se ha alcanzado la saturación. Ello limita el proceso de saturación de la muestra, que se

concentra en la parte inferior de la probeta. Para este estado tensional, la falla de la muestra está más asociada al estado de rotura por corte que al colapso por saturación.

Por último, del análisis de la Figura 6.22 correspondiente al ensayo de $b=1.0$, los resultados de las gráficas mostradas en la figura son prácticamente los mismos que los descritos en el párrafo anterior correspondiente al ensayo de $b=0.8$. La única diferencia radica en que el estado tensional del “*stress point*” se encuentra todavía más cercano a la LEC_{NoSat} por lo que la falla del espécimen se lleva a cabo también por efectos de las tensiones aplicadas pero con un volumen de agua introducido a la muestra menor que en el caso anterior.

6.4.3 Parámetros de compresibilidad y resistencia al corte.

De los ensayos edométricos desarrollados en condiciones saturadas, se obtuvieron los parámetros de compresibilidad λ y κ ; $\lambda(0)=0.85$ y $\kappa = 0.009$. Así como el esfuerzo de preconsolidación σ_0^* estimado en 14 kPa. Estos parámetros fueron definidos de acuerdo a las ecuaciones presentadas en Alonso, *et al.* (1990) en el desarrollo del Modelo Básico de Barcelona (BBM) que se expuso en el capítulo dos del presente documento.

Por otra parte, la Figura 6.23 presenta la evolución del parámetro $\lambda(s)$ y el cambio del grado de saturación (S_r) con la succión obtenida en los ensayos edométricos con humedad controlada. Los resultados de los parámetros de compresibilidad fueron ajustados a partir de la ecuación siguiente (Alonso, *et al.* 1990).

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1 - r) \exp(-\beta s) + r] \quad (6.9)$$

Dónde:

$$r = \frac{0.055}{0.085} = 0.65 \quad \beta = 0.03 \text{ kPa}^{-1}$$

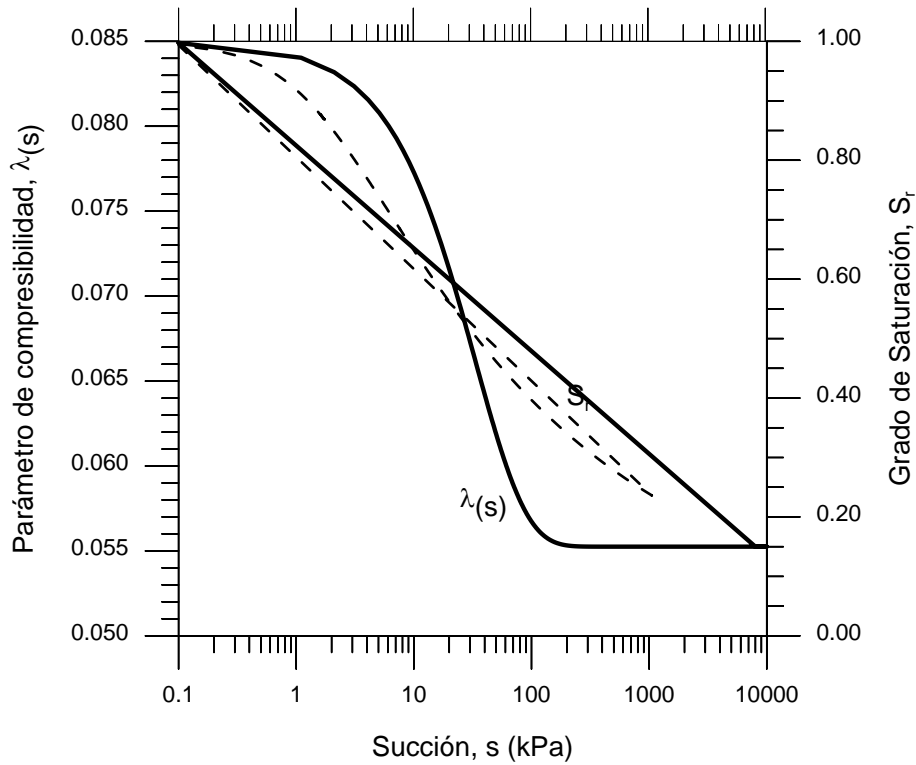


Figura 6.23 Evolución del parámetro $\lambda(s)$ y el grado de saturación con la succión.

En base a estos resultados, los ensayos realizados se pueden analizar utilizando el modelo BBM utilizando los valores p , q , ε_p y ε_q generalizados y considerando que la pendiente de la *LEC* cambia con los valores del ángulo de Lode. Los parámetros deducidos de los ensayos serán los mostrados en la Tabla 6.1.

6.4.4 Superficie de fluencia *LC*

En la Figura 6.24 se presenta la forma de la superficie de fluencia *LEC* después de la compactación, determinada a partir de la ecuación presentada en Alonso, *et al.* (1990).

$$\left(\frac{p_0}{p^c}\right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c}\right)^{(\lambda(0)-\kappa)/(\lambda(s)-\kappa)} \quad (6.10)$$

Utilizando los resultados de los ensayos de colapso en condiciones edométricas en un proceso de retro análisis, se ha tomado un valor de la presión (p^c) de 0.4 kPa y de preconsolidación bajo condición saturada (p_0^*) igual a 9.7 kPa.

Tabla 6.1 Parámetros utilizados en el modelo numérico.

Ensayo	Succión [MPa]	e	M	$\lambda(0)$	κ	r	β [kPa ⁻¹]
TXC	0	0.72	1.14	0.085	0.009	0.65	0.03
SHC00-00	0	0.72	1.14	0.085	0.009	0.65	0.03
SHC00-05	0	0.72	0.96	0.085	0.009	0.65	0.03
SHC00-08	0	0.72	0.84	0.085	0.009	0.65	0.03
NSHC00-00	10	0.72	1.14	0.085	0.009	0.65	0.03
NSHC00-05	10	0.72	0.96	0.085	0.009	0.65	0.03
NSHC00-0.8	10	0.72	0.84	0.085	0.009	0.65	0.03

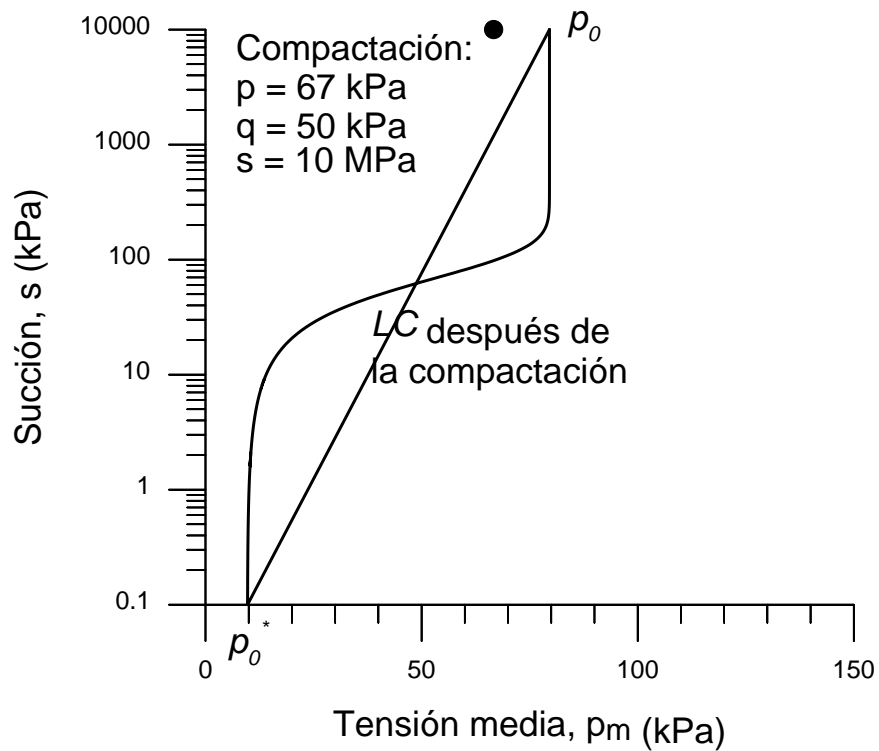


Figura 6.24 Superficie de fluencia LC después de la compactación.

Utilizando los parámetros de la Tabla 6.1 y los valores de p_c y p_o^* señalados anteriormente, es posible seguir la evolución de la superficie de fluencia LC durante el proceso de saturación de las muestras en los ensayos realizados en el cilindro hueco. Hay que tener en cuenta que en ese proceso se superponen dos acciones. Por un lado, la reducción de la succión tiende a disminuir el tamaño de la superficie de fluencia (el valor de ks y $p_o(s)$ disminuyen), pero por otro lado, se producen deformaciones volumétricas plásticas que están asociadas a un aumento del tamaño de la superficie de fluencia y de p_o^* .

En las Figuras 6.25, 6.26 y 6.27 se muestran los cambios en el tamaño de la superficie de fluencia para los ensayos de saturación con $b = 0.0$, $b = 0.5$ y $b = 0.8$ respectivamente. El tamaño y posición de la superficie de fluencia queda fijado mostrando los cambios en los valores de $p_s(s) = ks$ y $p_o(s)$ a medida que disminuye la succión. Se muestra también en los mismos gráficos la condición del “*stress point*” que se mantiene constante durante estos ensayos ($p = 200$ kPa y $q = 200$ kPa). En las figuras puede observarse como el valor de p_o^* después de finalizar la saturación aumenta ligeramente a medida que aumenta el valor de b .

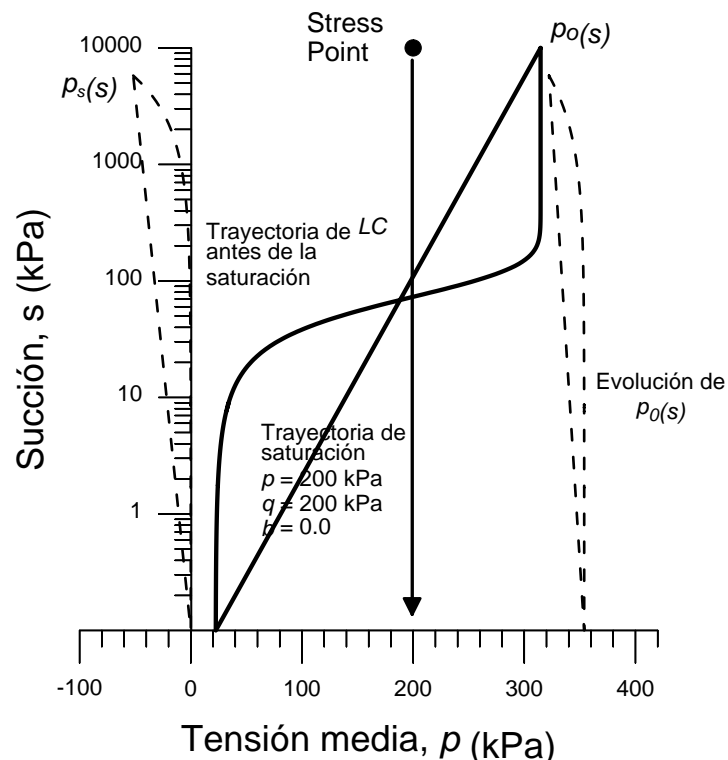


Figura 6.25 Trayectoria de tensiones durante la saturación. Evolución de las LEC, $-p_s(s)$ y $p_o(s)$ para $b = 0.0$.

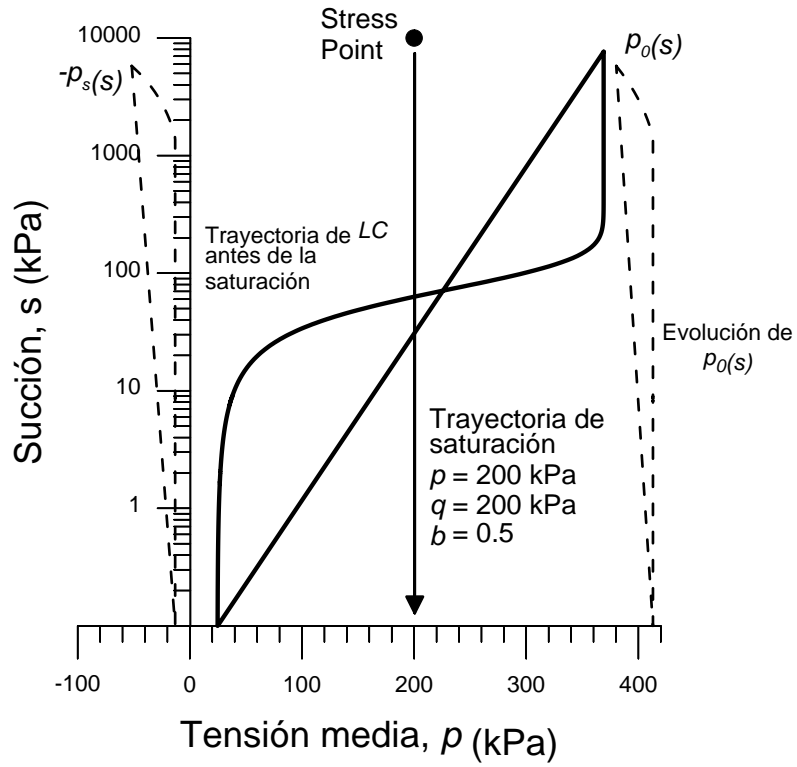


Figura 6.26 Trayectoria de tensiones durante la saturación. Evolución de las LEC, $-p_s(s)$ y $p_0(s)$ para $b = 0.5$.

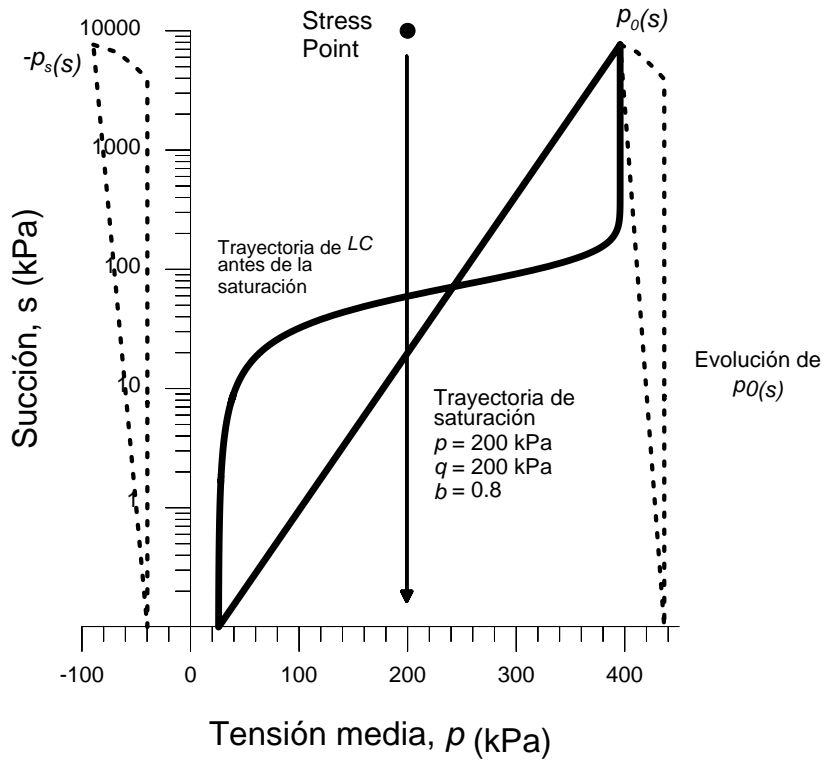


Figura 6.27 Trayectoria de tensiones durante la saturación. Evolución de las LEC, $-p_s(s)$ y $p_0(s)$ para $b = 0.8$.

En las figuras siguientes 6.28, 6.29 y 6.30, se presentan en forma conjunta la evolución de las superficies de fluencia en el plano (p,q) para los diferentes valores de b . En estos gráficos se muestra las trayectorias en tres etapas distintas dentro del desarrollo de los ensayos. La primera etapa es referida a la condición de esfuerzos que guardan las muestras de suelo durante la etapa de compactación. Condiciones de esfuerzos que se presentan en la Figura 6.24 ($p = 67$ kPa; $q = 50$ kPa y $s = 10$ MPa). La segunda etapa es la correspondiente al estado tensional descrito como “*stress point*” ($p = q = 200$ kPa). Y la tercera etapa la correspondiente a la condición de reducción de la succión (desde $s = 10$ MPa hasta $s = 0$). Cada una de estas etapas está representada con su respectiva superficie de fluencia y la posición de la superficie de fluencia LC .

Se puede observar en las figuras siguientes que tanto la superficie de fluencia como la trayectoria de la LEC de los estados tensionales de compactación y aplicación de tensiones de confinamiento y corte son prácticamente las mismas para cada uno de los valores de b . Por el contrario, las trayectorias tanto de la superficie de fluencia como de la LEC durante el proceso de reducción de la succión sí presentan cambios en función de la variación de b . Se puede observar como la distancia entre el p_o^* correspondiente al estado tensional del “*stress point*” antes de saturar (del orden de 25 kPa) se va incrementado con respecto al valor p_o^* correspondiente al estado final después de la saturación (del orden de 345 a 480 kPa) conforme aumenta el valor de b . Esta distancia empieza con un valor cercano a los 320 kPa para $b = 0.0$ y llega a un valor cercano de 455 kPa para $b = 0.8$. Esa distancia representa el incremento de deformación volumétrica plástica ($\Delta\varepsilon_v^p$) durante el proceso de saturación.

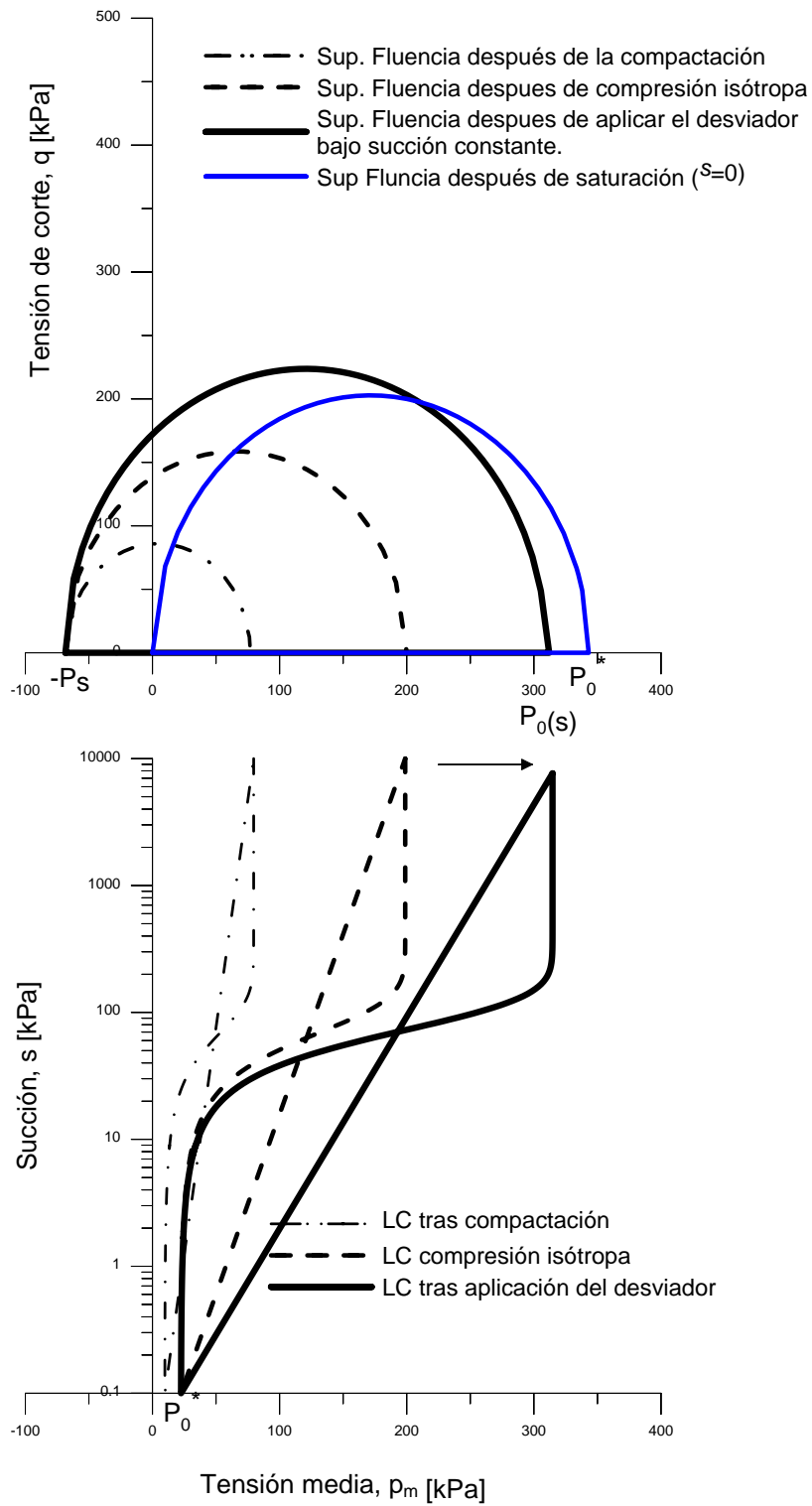


Figura 6.28 Cambios de las superficies de fluencia en diferentes etapas del ensayo. $b=0.0$.

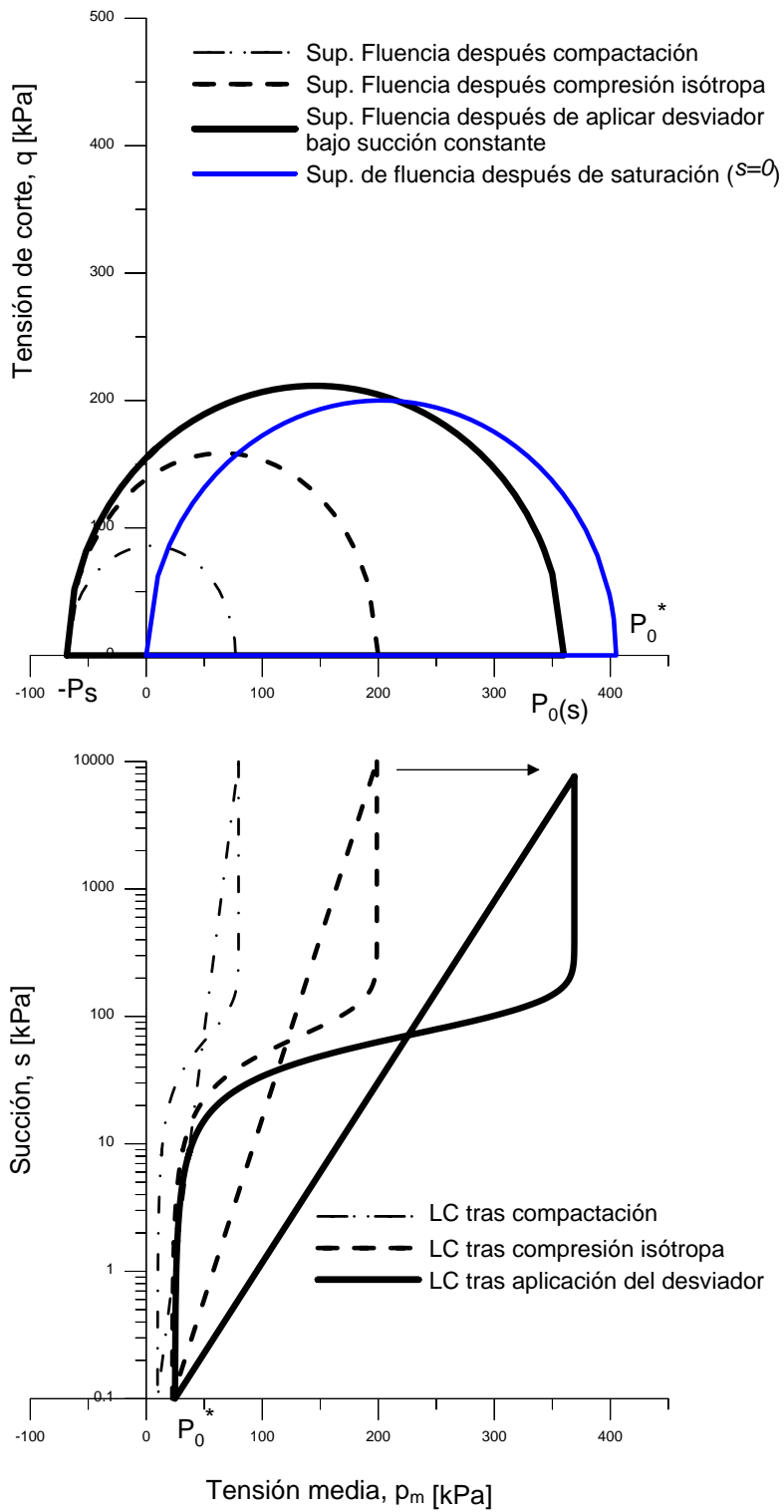


Figura 6.29 Cambios de las superficies de fluencia en diferentes etapas del ensayo. $b=0.5$.

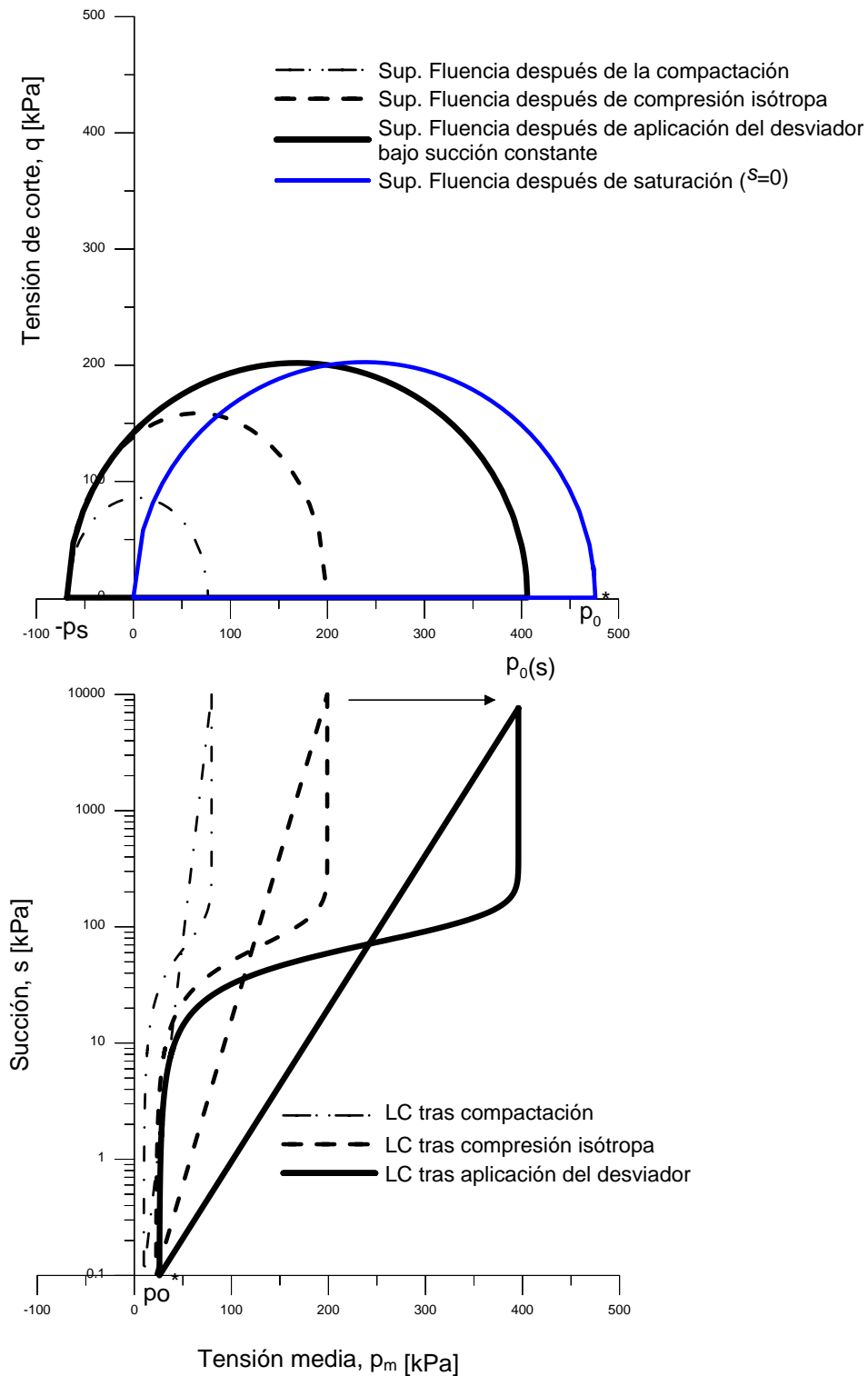


Figura 6.30 Cambios de las superficies de fluencia en diferentes etapas del ensayo. $b=0.8$.

Otro análisis que se puede hacer de las figuras 6.28, 6.29 y 6.30, es que la superficie de fluencia de la condición no saturada inicia siempre en un valor definido como $-p_s$ y termina en

un valor definido como $p_0(s)$. La superficie de fluencia al final del proceso de humedecimiento o disminución de la succión inicia en un valor de cero y termina en un valor definido como p^{*}_{ofin} que se presenta al final de la elipse que representa la superficie de fluencia en el plano (p,q) después de la saturación (línea azul) en las figuras 6.28, 6.29 y 6.30.

Al momento de la inserción de agua a la muestra durante los ensayos de colapso, la superficie de fluencia no saturada se empieza a desplazar hacia la derecha aproximándose a la superficie de fluencia saturada por efecto de la disminución de la succión como ya se mencionó. En este proceso, la parte final de la superficie quiere desplazarse hacia la izquierda y en este proceso el valor de $p_0(s)$ tiende a acercarse al valor de p^{*}_{0ini} , sin embargo, la restricción del “*stress point*” no se lo permite.

En cambio, el valor de $p_0(s)$ que si logra moverse al desplazarse hacia afuera hasta alcanzar un valor correspondiente al p^{*}_{ofin} que representa el punto final de la superficie de fluencia en la condición saturada. En este sentido, las deformaciones volumétricas plásticas ϵ_v^p serán la suma algebraica de ambos desplazamientos, como se trata de representar en la figura siguiente.

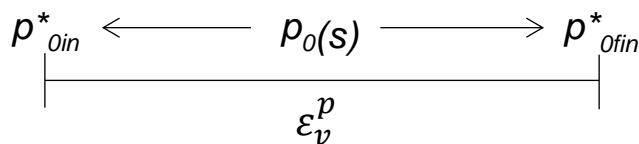


Figura 6.31 Esquema del desarrollo de la deformación volumétrica plástica

6.5 Análisis de las deformaciones en las fases de corte

Se presentan a continuación una serie de gráficos en los que se muestran los resultados de los ensayos saturados en el equipo triaxial y de cilindro hueco, así como ensayos no saturados desarrollados en el cilindro hueco. Se presentan principalmente las trayectorias de las deformaciones verticales (ϵ_z) en función de la tensión de corte y de la deformación volumétrica (ϵ_v). Se muestran también gráficos de las mismas trayectorias desarrolladas a partir del modelo BBM. El desarrollo del modelo está en función de los parámetros que se muestran en la Tabla 6.1. Se presentan primeramente los resultados de los ensayos saturados

para posteriormente incluir los no saturados, ambos tipos de ensayos con diferentes valores de b .

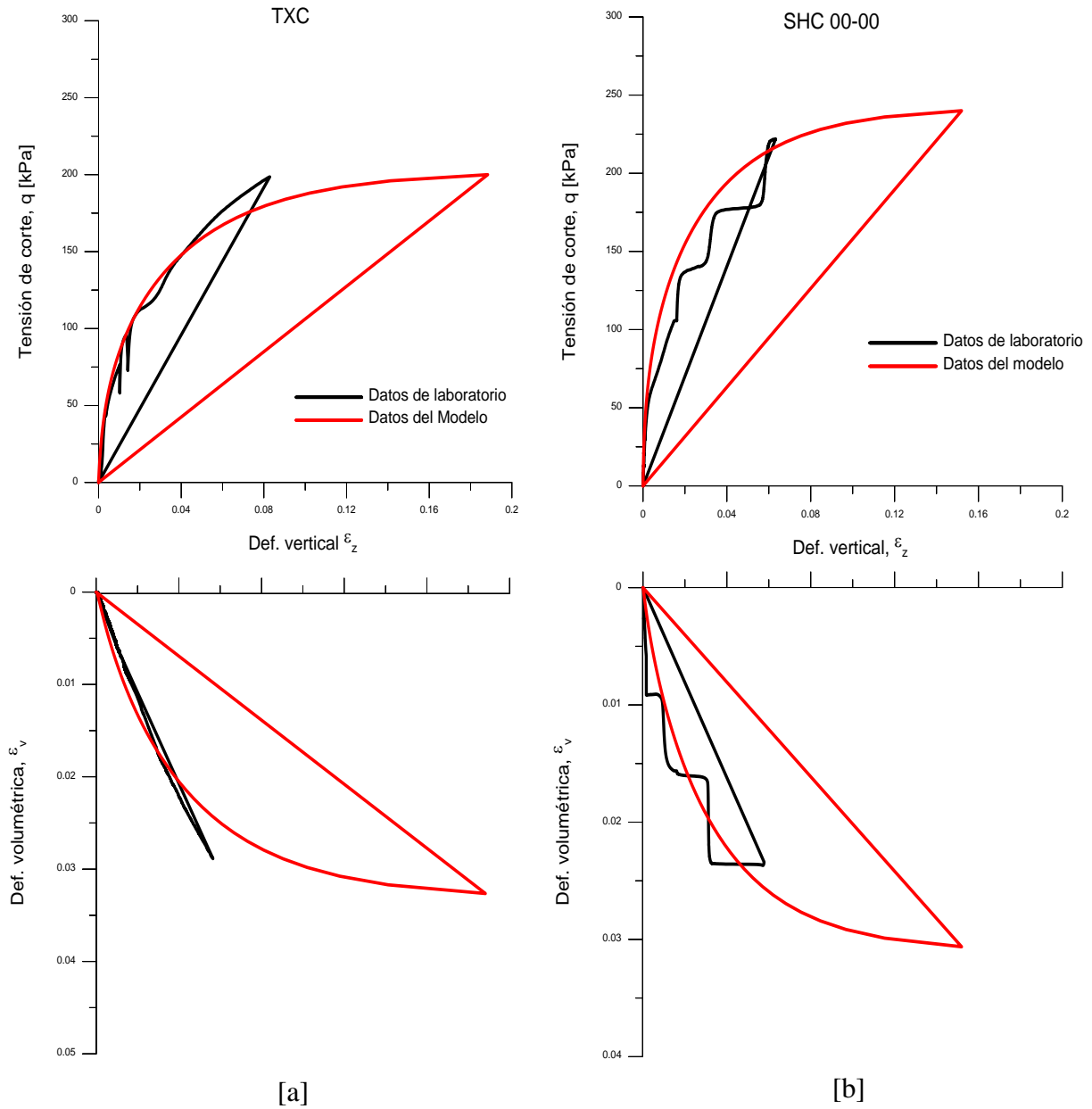


Figura 6.32 Desarrollo de la deformación vertical ϵ_z en función de la tensión de corte q y la deformación volumétrica ϵ_v en ensayos saturados [a] ensayo triaxial, [b] ensayo SHC00-00

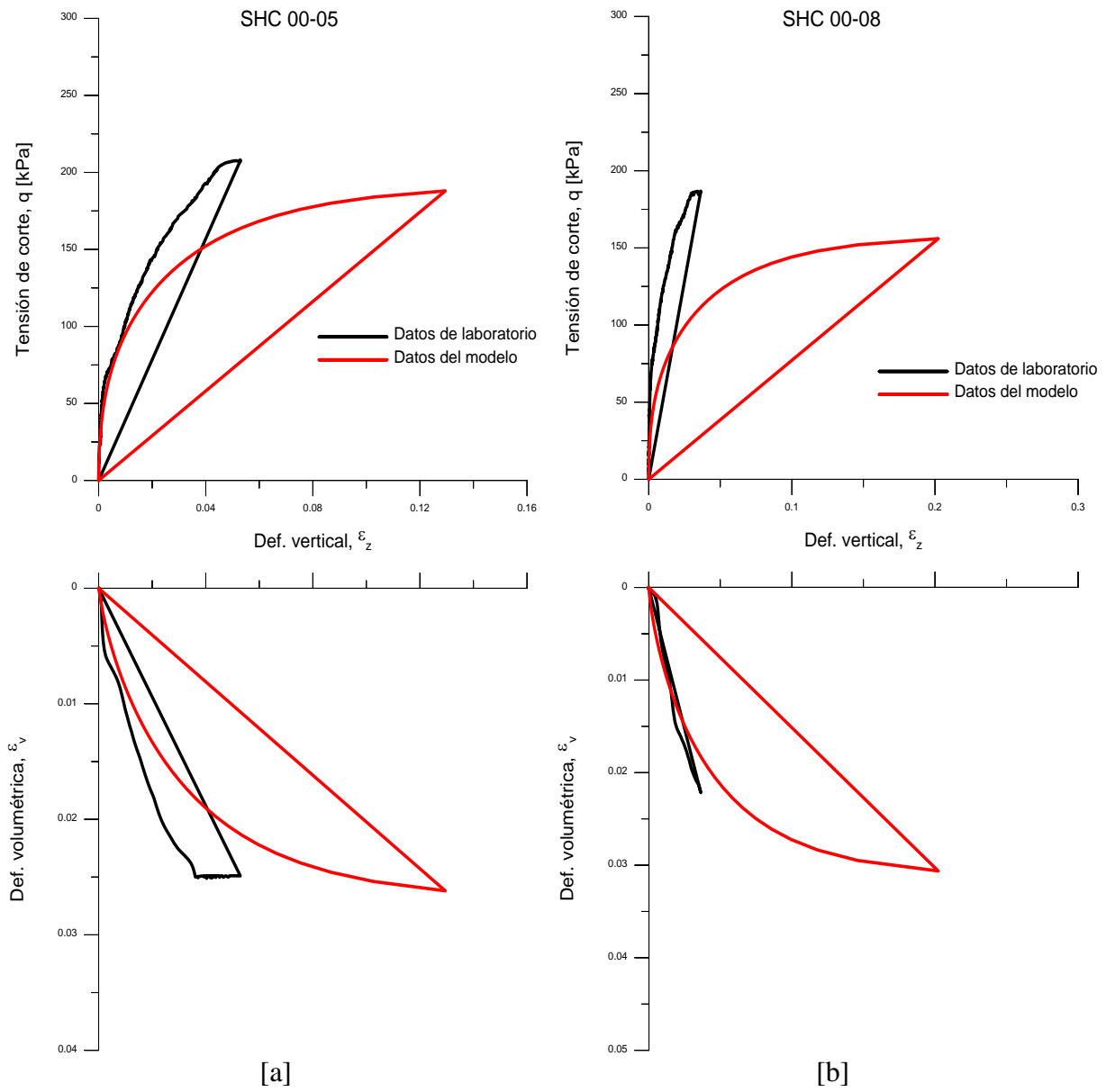


Figura 6.33 Desarrollo de la deformación vertical ϵ_z en función de la tensión de corte q y la deformación volumétrica ϵ_v en ensayos saturados [a] SHC00-05, [b] SHC 00-08

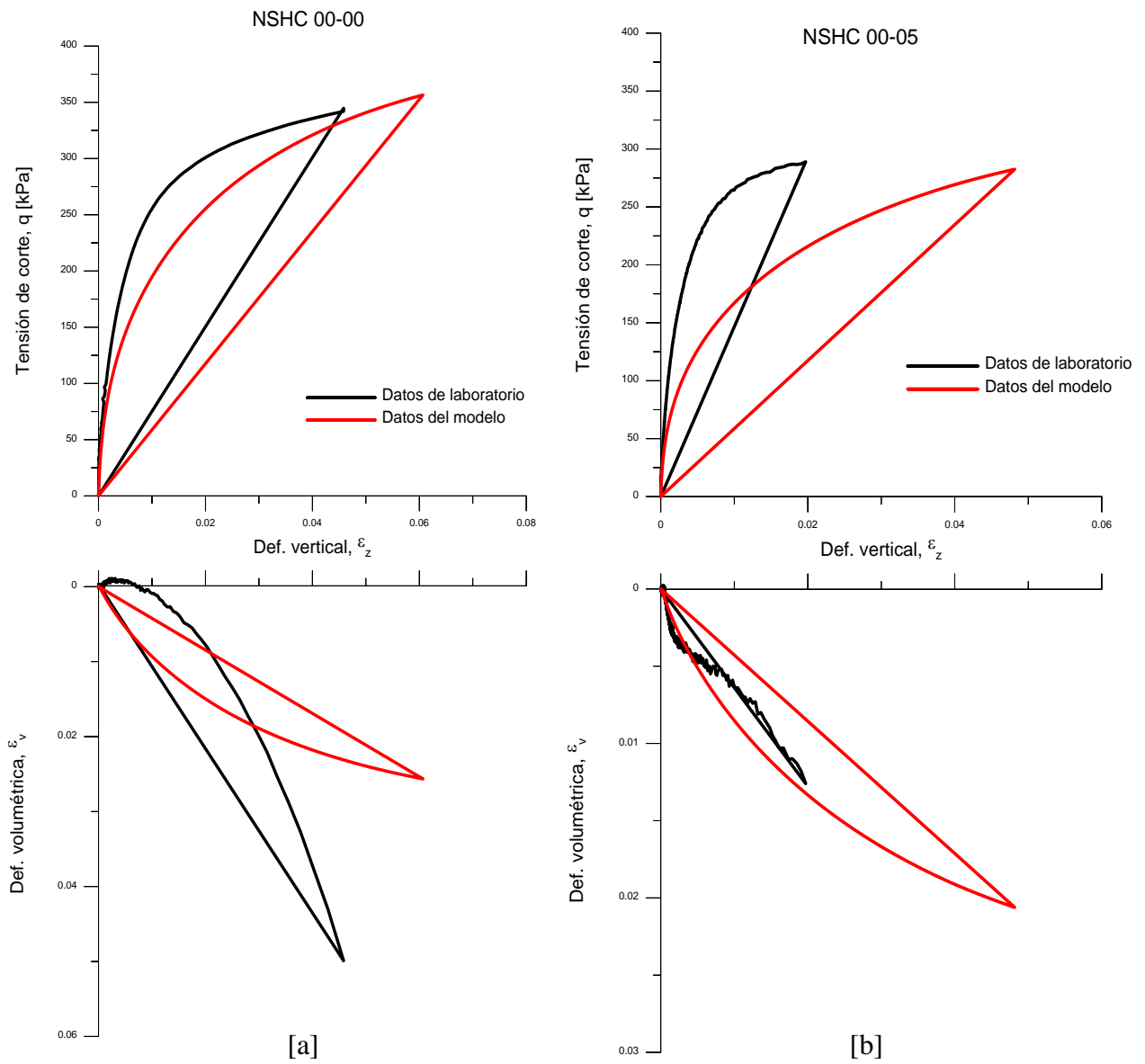


Figura 6.34 Desarrollo de la deformación vertical ϵ_z en función de la tensión de corte q y la deformación volumétrica ϵ_v en ensayos no saturados [a] NSHC00-00, [b] NSHC00-05

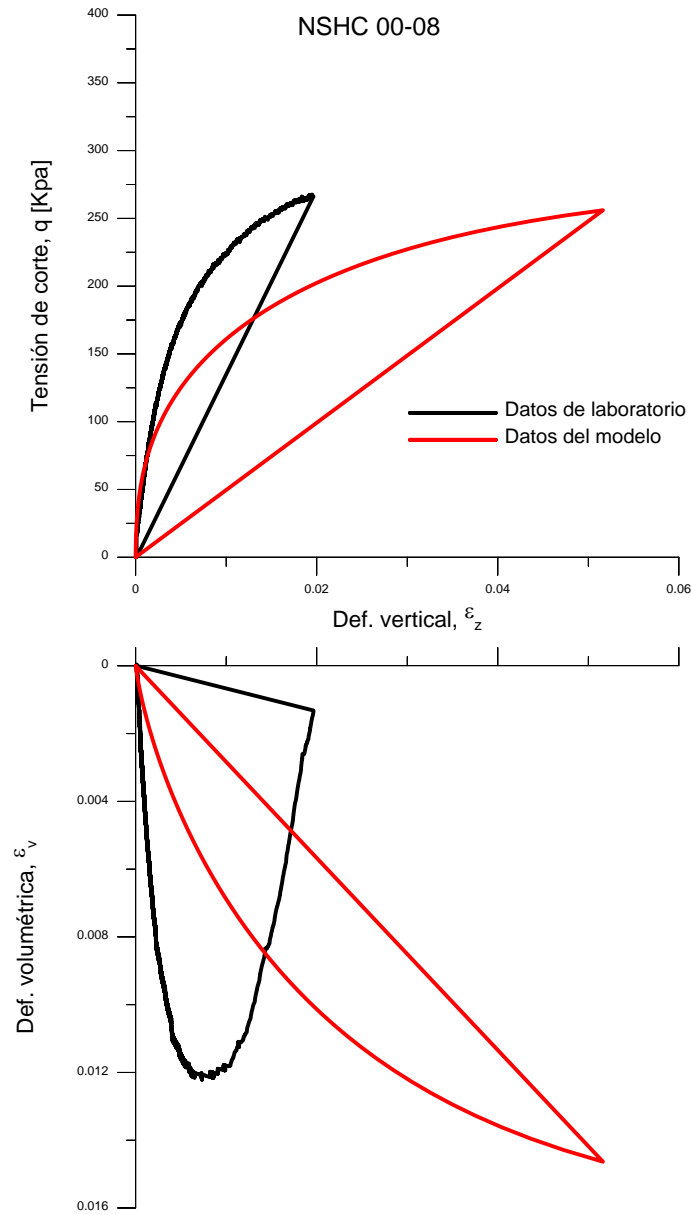


Figura 6.35 Desarrollo de la deformación vertical ϵ_z en función de la tensión de corte q y la deformación volumétrica ϵ_v en ensayos no saturados NSHC00-08

De las figuras anteriores podemos observar como el modelo ajusta mejor en los ensayos saturados tanto en el ensayo triaxial como en los ensayos en el cilindro hueco correspondientes a $b = 0.0$ y 0.5 , mostrándose con menor precisión de $b = 0.8$ en las trayectorias de $\epsilon_z - q$.

En lo referente a las trayectorias ε_x - ε_v el modelo predice con adecuada precisión dichas trayectorias. Los ensayos no saturados presentan menos precisión en lo referente a las trayectorias volumétricas, especialmente en el caso de $b = 0.8$.

6.6 *Análisis de las deformaciones en las fases de saturación*

Para el desarrollo del análisis de las deformaciones durante la etapa de saturación se presentarán una serie de gráficos con los que se pretende mostrar el comportamiento deformacional de las muestras sometidas a colapso.

Durante la intrusión de agua, se realizó un monitoreo constante de las deformaciones de la muestra para la determinación de ε_v .

La Figura 6.36 muestra el desarrollo de la deformación volumétrica (ε_v) en función del tiempo, solamente durante la etapa de saturación por intrusión de agua (humedecimiento). En la Figura se puede observar el comportamiento de compresión y dilatancia que presentan las muestras en función del valor de b utilizado.

La trayectoria de ε_v seguida en el ensayo de $b=0.0$ (compresión triaxial), muestra como el comportamiento es totalmente contráctil, es decir la trayectoria se mantiene siempre ascendente en el rango positivo, lo que indica una compresión de la estructura del suelo. Mientras que en la trayectoria de $b=0.5$ se observa como para un deformación volumétrica aproximada al 5 %, ε_v ya no aumenta y permanece prácticamente constante en el tiempo.

Ahora bien, el comportamiento analizado durante trayectoria de $b=0.8$, muestra una trayectoria similar al que se sigue en 0.5, sin embargo, a partir de cierto valor de incremento de ε_v , valor cercano al 5%, la trayectoria cambia de sentido y la deformación volumétrica empieza a disminuir. El comportamiento de la estructura de suelo cambia de compresivo a dilatante. Lo que ocurre en un periodo de tiempo aproximado de 24 horas a partir del inicio de la saturación del espécimen.

En lo que se refiere al ensayo de extensión triaxial, es decir, $b=1.0$ la deformación volumétrica por saturación inicial es prácticamente cero desde el inicio del proceso de humedecimiento de la muestra, hasta un tiempo aproximado de 15 horas. A partir de este tiempo la trayectoria presenta un comportamiento contráctil para después iniciar una trayectoria de descenso (dilatancia) hasta llegar a una deformación cercana al 15 % asociada a la aparición de una rotura situada en la pared del cilindro hueco. Es importante mencionar, que la falla estructural del suelo se produce aun y cuando no se alcanza la saturación total de la muestra. Condición que no permite tener certeza del comportamiento del suelo bajo estas condiciones.

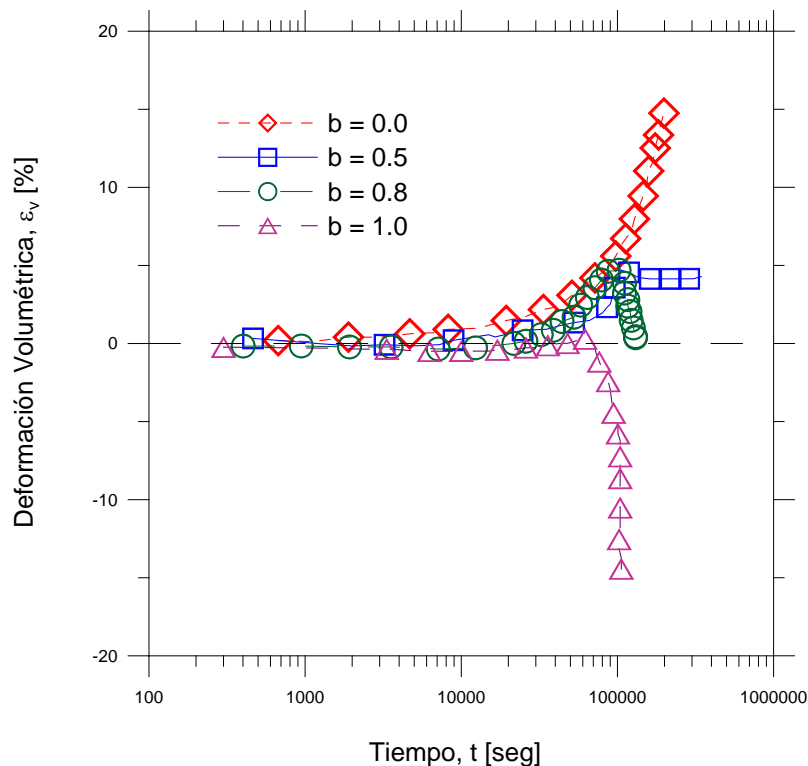


Figura 6.36 Desarrollo de la deformación volumétrica (ϵ_v) en función del tiempo a partir del inicio de la saturación. Para valores de $b = 0.0, 0.5, 0.8$ y 1.0 .

Siguiendo las mismas pautas del análisis anterior, se desarrolló un gráfico de la variación de la deformación vertical (ϵ_z) en función del tiempo, con la finalidad de determinar el comportamiento de las trayectorias que siguen los suelos dependiendo de las condiciones de b .

En la Figura 6.37 se muestran las trayectorias de las deformaciones verticales (ε_z) en los ensayo de colapso en función de la variación del parámetro b . Se puede observar una disminución en los valores de ε_z conforme aumenta el valor de b . El valor máximo de deformación vertical se presenta en el ensayo de $b=0.0$ y va descendiendo para valores de $b=0.5$ y 0.8 presentando un valor mínimo para $b=1.0$. Lo anterior es congruente con las condiciones de ensayos de compresión y extensión y lo que se puede observar en algunos resultados presentados en Nishimura, (2005) y Minh, (2006).

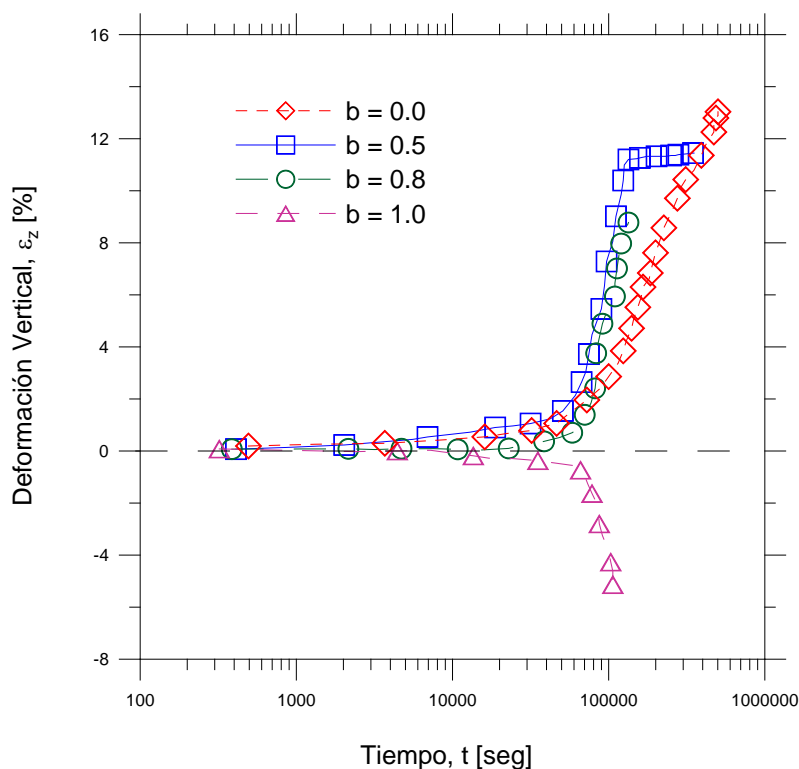


Figura 6.37 Trayectoria de la deformación vertical ε_z en función del tiempo a partir del inicio de la saturación, para valores de $b = 0.0, 0.5, 0.8$ y 1.0 .

La Figura 6.38 presenta la relación entre las deformaciones vertical y volumétrica, donde se puede observar una trayectoria prácticamente lineal en el ensayo de $b=0.0$ aumentando constantemente las deformaciones ε_z y ε_v . Para la trayectoria del ensayo con $b=0.5$ se puede ver como al inicio de la etapa de saturación el aumento de la relación de las deformaciones también es lineal, pero con una pendiente menor que en el caso anterior. Sin embargo, cuando el valor de la deformación ε_v alcanza un valor cercano al 4 %, ya no se percibe un aumento de

ε_v y esta se mantiene constante aún y cuando la deformación axial siga en aumento, condición que se puede asimilar a una compresión a volumen constante.

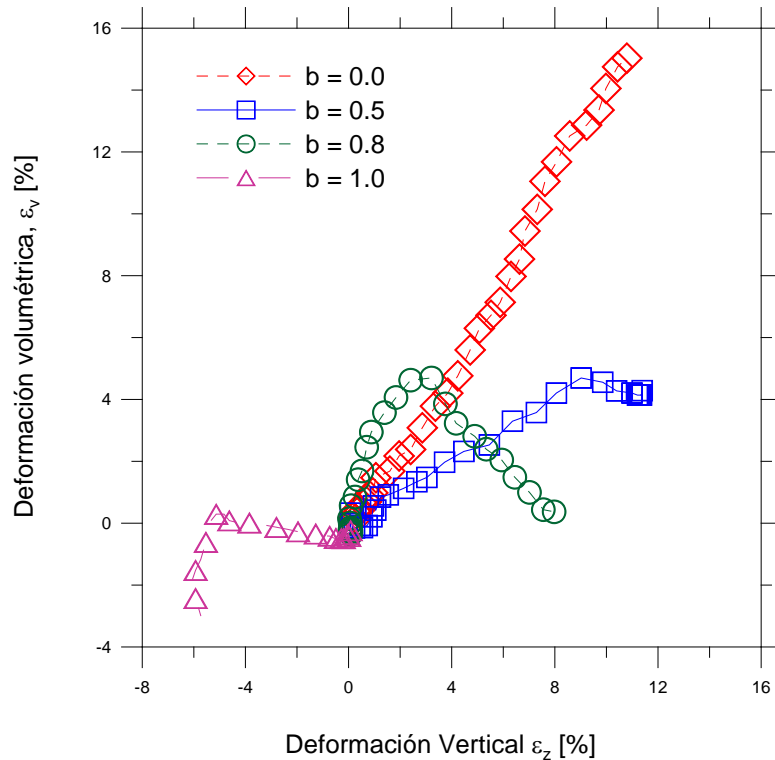


Figura 6.38 Relación entre las deformaciones verticales y volumétricas durante la saturación en los ensayos de $b = 0.0, 0.5, 0.8$ y 1.0 .

Por otro lado, en lo relativo al análisis del ensayo de $b=0.8$, la gráfica indica que al inicio de la saturación la muestra presenta una deformación de compresión, como se demuestra con una pendiente positiva de la trayectoria de deformaciones, sin embargo, cuando ε_v alcanza un valor cercano al 4.5 % la deformación de compresión se detiene y el valor de ε_v empieza a disminuir hasta alcanzar un valor cercano a cero, lo que parece indicar que se han alcanzado las condiciones de estado crítico.

Por último, el análisis del ensayo de extensión triaxial, $b=1.0$ presenta valores de deformación de compresión muy pequeños en comparación con la deformación axial. Los valores de deformación volumétrica presentados en la Figura 6.38 se encuentran cercanos al 4 %, mientras que los valores de ε_v presentados en la Figura 6.36 para $b=0.0$ alcanzan valores cercanos al 14 %. Nuevamente este comportamiento sería coherente con el hecho de que el

estado tensional está muy cerca de la envolvente de rotura y las deformaciones de corte predominan sobre las volumétricas.

También se llevó a cabo un análisis del comportamiento de la deformación volumétrica en relación a la deformación de corte ε_q , la gráfica obtenida del análisis se muestra en la Figura 6.39 en la que se puede observar trayectorias similares a las presentadas en la Figura 6.38 para los ensayos de $b=0.0, 0.5$ y 0.8 . En lo referente al ensayo de $b=1.0$ se muestra un incremento de la deformación ε_v dilatante cuando se incrementa la deformación de corte.

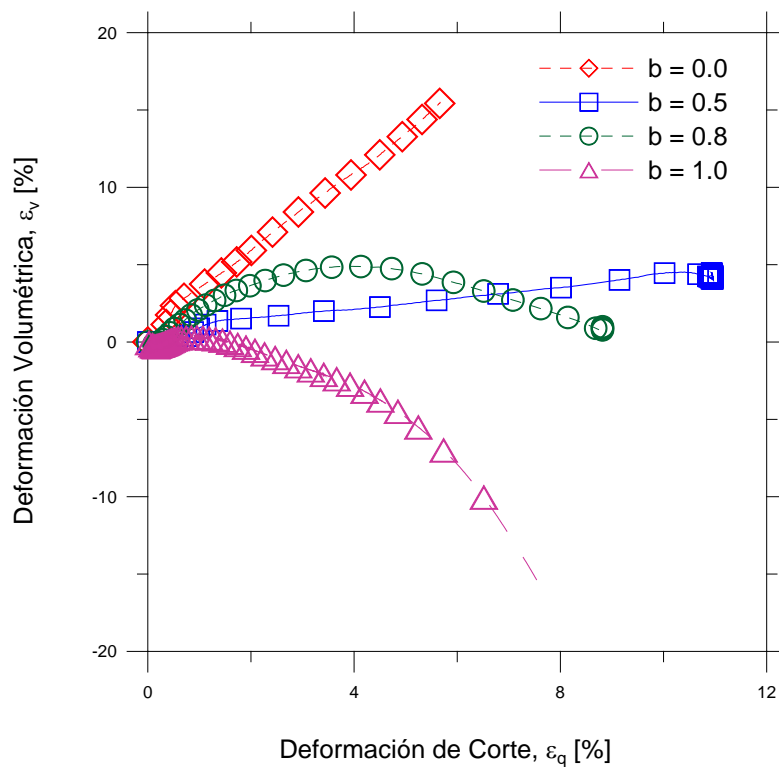


Figura 6.39 Relaciones entre las deformaciones de corte y la deformación volumétrica en los ensayos de $b = 0.0, 0.5, 0.8$ y 1.0 .

Además, se llevaron a cabo también los análisis correspondientes a la evaluación del comportamiento deformacional del suelo en función de los cambios del contenido de humedad durante la etapa de saturación de las muestras. Los estudios se realizaron determinando el grado de saturación (S_r) a partir de las medidas del volumen de agua que

entraba o salía de la muestra. El grado de saturación se comprobó tomando en cuenta la humedad contenida en la muestra al final de la etapa de colapso.

Con los valores obtenidos de S_r y las curvas características estudiadas, se determinó la variación de la succión (Δs), tomando como punto de partida el valor de succión determinado para las muestras elaboradas con una humedad inicial de 4%. Esta succión correspondiente para la condición de humedad inicial fue aproximadamente de 10 MPa.

Las Figuras 6.40 y 6.41 muestran las gráficas correspondientes al comportamiento de los ensayos de colapso para valores de $b=0.0, 0.5, 0.8$ y 1.0 para las relaciones grado de saturación contra deformación volumétrica ($S_r-\varepsilon_v$) y succión contra deformación volumétrica ($s-\varepsilon_v$) respectivamente.

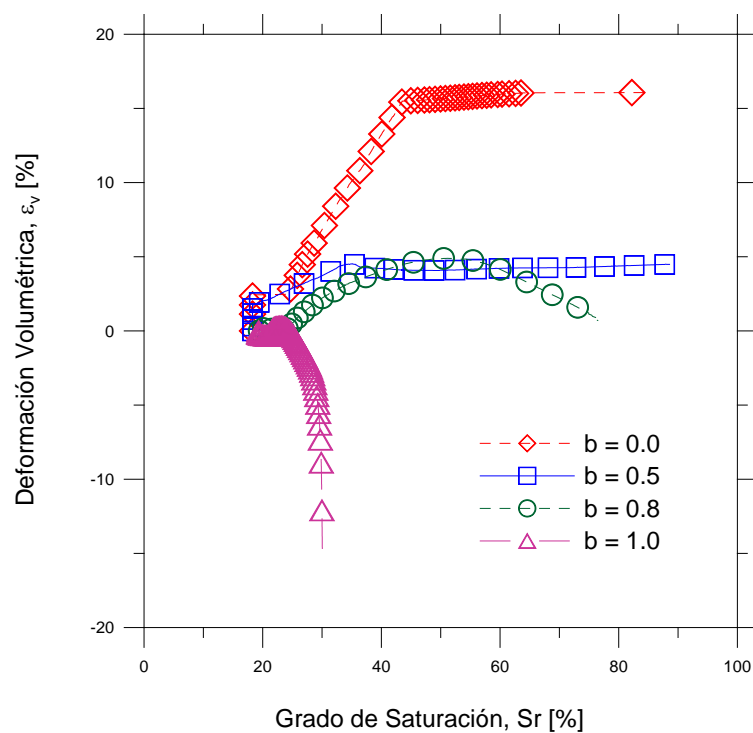


Figura 6.40 Cambios en el valor de la deformación volumétrica ε_v en función del incremento del grado de saturación. S_r .

En la figura 6.40 se puede ver que el valor máximo de grado de saturación alcanzado en los ensayos fue aproximadamente entre 80 y 90% para las muestras trabajadas con $b=0.0$, 0.5 y para el ensayo con $b=0.8$ el grado de saturación máximo se encuentra entre 70 y 80%. Por otra parte, para la muestra ensayada bajo el valor del parámetro $b=1.0$ presenta un grado de saturación máximo de apenas 30%. Sin embargo este valor de 30% fue suficiente para fallar la muestra debido a la condición de la tensión de tracción que se aplica sobre la muestra.

El ensayo de $b=0.0$ presenta un incremento importante de los valores de ε_v hasta un grado de saturación cercano al 50%, a partir de este valor, el grado de saturación sigue aumentando por efectos de la intrusión de agua, sin embargo, el incremento de la deformación ε_v ya es mínimo. Una condición similar se observa en los ensayos de $b=0.5$ en el cual gran parte de la deformación volumétrica se lleva a cabo hasta un valor de grado de saturación de 40%, y a partir de este valor, la deformación ε_v prácticamente permanece constante aún y cuando el grado de saturación sigue aumentando.

El ensayo de $b=0.8$ presenta un incremento de deformación volumétrica compresible durante el incremento de grado de saturación hasta que este alcanza un valor cercano al 50%, a partir de este valor, los valores de ε_v van disminuyendo hasta valores cercanos a cero para un grado de saturación próximo al 70%.

El ensayo de tracción $b=1.0$ presenta un incremento de deformación volumétrica (dilatancia) con un grado de saturación cercano al 30%, suficiente para provocar el daño completo en la estructura.

Un comportamiento similar de las trayectorias de deformación se presenta cuando se observa la Figura 6.41 en función de la reducción de la succión por efecto de saturación de la muestra. La deformación volumétrica aumenta en función de la disminución de la succión.

Para esta gráfica, no fue posible presentar los resultados del ensayo $b=1.0$ dado que la muestra falla con bajos volúmenes de saturación y por lo tanto no fue posible calcular una variación en la succión.

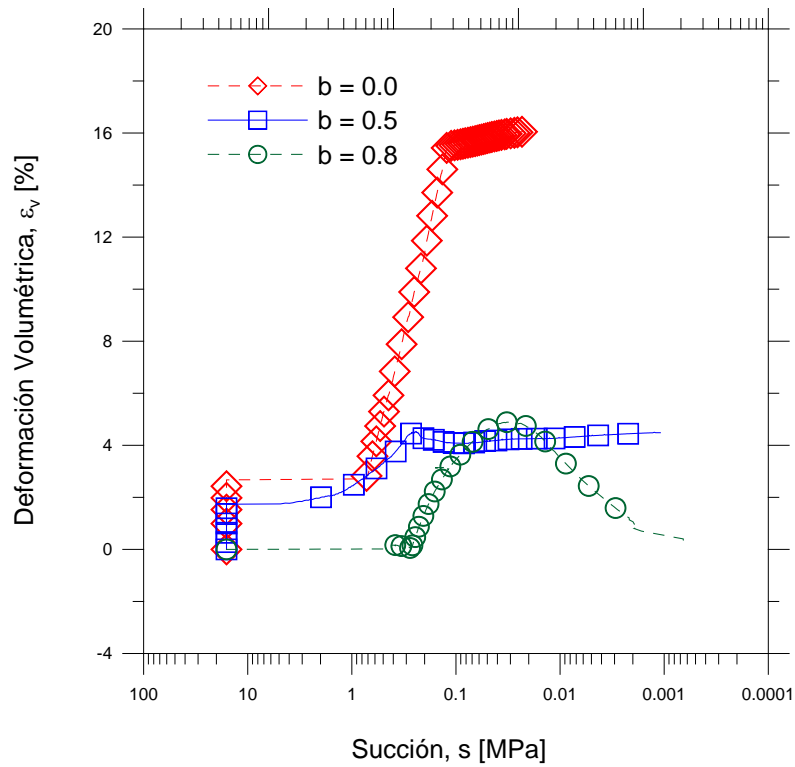


Figura 6.41 Cambios de deformación volumétrica ϵ_v en función del incremento de la succión.

En la Figura 6.42 se presenta la relación entre la deformación volumétrica y el producto de la succión por el grado de saturación, considerado como una tensión efectiva en algunos modelos constitutivos. Se puede observar que la forma de las trayectorias que siguen las deformaciones volumétricas es prácticamente iguales a las observadas en la Figura 6.41. Y para este caso, tampoco fue posible evaluar la condición del ensayo de $b=1.0$.

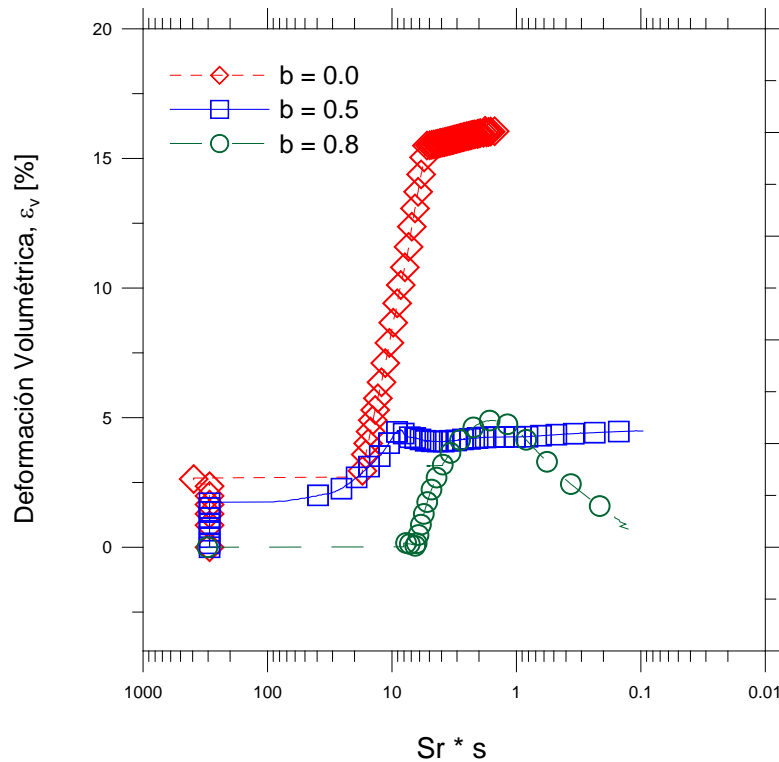


Figura 6.42 Comportamiento de la deformación volumétrica en función del producto de la succión y grado de saturación (succión efectiva).

Por último se presenta la evolución de las deformaciones volumétricas (ε_v), asociadas al colapso, en el tiempo para diferentes valores del parámetro b . Estas trayectorias se evaluaron durante el proceso de humedecimiento o saturación de las muestras por inserción de agua utilizando el cálculo de la infiltración para evaluar la evolución de la succión con el tiempo y el modelo BBM para evaluar las deformaciones en función de los cambios de succión para los diferentes valores del parámetro b . Figura 6.43.

En la Figura se observan importantes deformaciones de colapso durante el proceso de mojado en las tres muestras. Se pueden establecer deformaciones cercanas al 20 % para $b=0.0$; del 9.6% para $b=0.5$ y por último deformaciones del 8.4% para $b=0.8$. En el ensayo de $b=1.0$ no fue posible determinar una deformación.

Los resultados calculados parecen mostrar que las deformaciones de colapso bajo las condiciones de tensión media y tensión de corte constante son mayores cuando estas condiciones coinciden con el valor menor del parámetro b . Esto es, que la deformación mayor de colapso se presenta para $b=0.0$ y va disminuyendo conforme crece este valor.

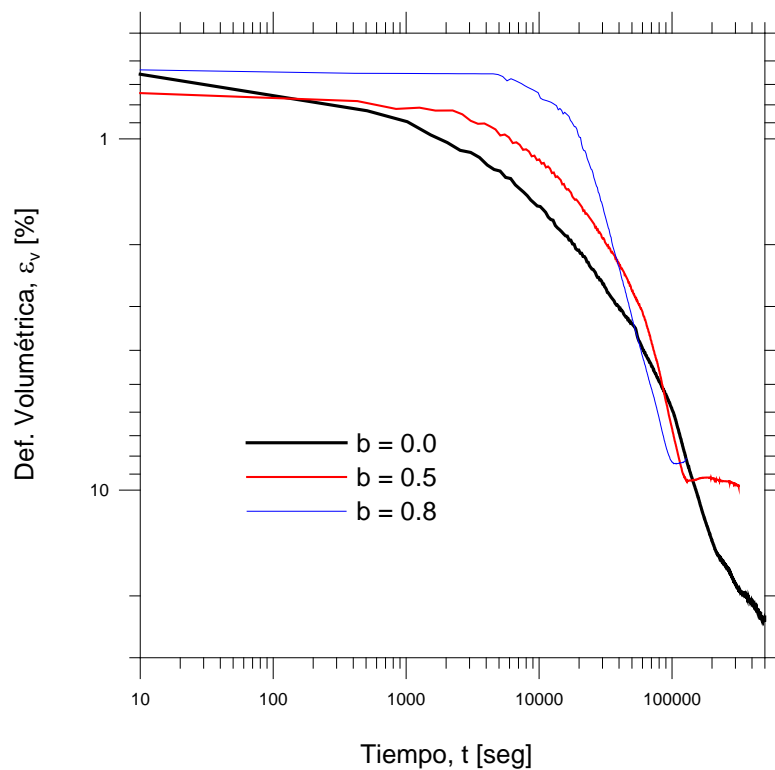


Figura 6.43 Evolución de las deformaciones volumétricas de colapso calculadas contra el tiempo durante el proceso de humedecimiento para diferentes valores de b .

La Figura 6.44 muestra la comparación de la evolución en el tiempo de las deformaciones volumétricas (ϵ_v) asociadas al colapso mediante ensayos y la modelación de los valores ensayados, evolución desarrollada durante el proceso de saturación. En la figura se muestran como ya se mencionó deformaciones de colapso grandes sobre todo en los ensayos de b cero y 0.5. Valores que van del 20% al 10% respectivamente para $b=0.0$ y $b=0.5$.

En la misma figura se observa que los resultados del modelo para los ensayos de b igual a 0.0 y 0.5 tienen comportamientos similares. Los resultados obtenidos con la aplicación del modelo parecen estar más cercanos que las medidas en los ensayos de $b=0.5$ y 0.8.

Estos resultados confirman que las deformaciones mayores de colapso se presentan cuando la tensión principal intermedia (σ_2) coincide con el valor de b más pequeño.

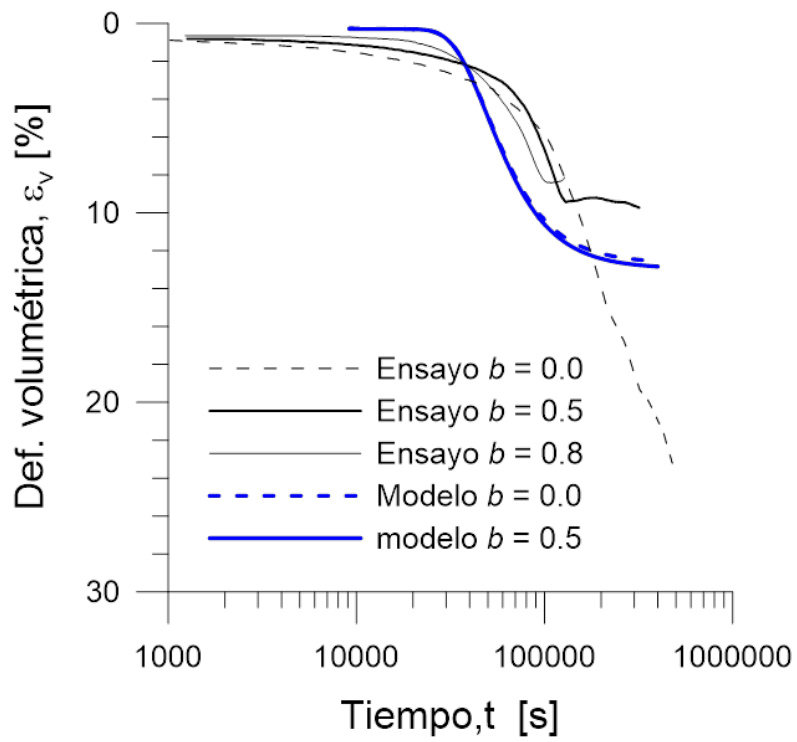


Figura 6.44 Evolución en el tiempo de las deformaciones volumétricas de colapso durante la saturación para diferentes valores de b . Datos experimentales y resultados del modelo.

6.7 Análisis de los vectores de deformación plástica

En el análisis de los vectores de deformación plástica se contempló la determinación del comportamiento de la superficie de fluencia durante el proceso de intrusión de agua a la muestra en el transcurso de colapso. Se ha considerado una plasticidad asociada y superficies de fluencia según el modelo BBM en el plano (p,q) . Los valores del desviador y la deformación desviadora se han calculado teniendo en cuenta las tres componentes principales de los tensores de tensiones y deformaciones.

En las figuras 6.45, 6.46 y 6.47 se presentan en un mismo gráfico, las superficies de fluencia al inicio y al final de la etapa de saturación, las *LEC* al inicio y al final de la saturación y las direcciones de los vectores de deformación plástica que determinan la forma de la superficie de fluencia también al inicio y final de la etapa de saturación.

Es importante recordar que el estado tensional (*stress point*) se mantiene constante durante todo el proceso de saturación, representado con la figura de un rombo sólido en las tres figuras y localizado sobre las dos superficies de fluencia. La posición inicial tanto de la *LEC* como de la superficie de fluencia se presenta en la figura como líneas sólidas grojas. Estas superficies como ya se mencionó se determinaron a partir del *BBM* y se observa como el estado tensional para la condición normalmente consolidada se encuentra sobre las superficies de fluencia (*stress point*). Y la distancia entre este punto de tensiones y la línea de estado crítico inicial se reduce a medida que el valor del parámetro b se incrementa. Esto como consecuencia de la reducción de la pendiente $M(\theta)$ conforme crece el ángulo de Lode.

Por otra parte, durante el proceso de saturación, la pendiente de la condición de oblicuidad para el “*stress point*” $\left(\frac{q}{(p'' + c'/\tan \phi')} representadas como líneas discontinuas en la Figura 6.45 crece debido a la reducción de c' , que es afectada por la reducción de la succión. Como ya se mencionó en apartados anteriores se considera una variación lineal de los valores de $c'(s)$ entre la condición de $c'(0) = 0$ para una succión igual a cero hasta un valor de $c'(s) = 36$ kPa para la succión $s = 10$ MPa. Además de lo anterior, se observa como la posición de la *LEC* se desplaza hacia una reducción del dominio elástico durante la reducción de la succión. Representada como una línea sólida azul con la misma pendiente $M(\theta)$ que la condición inicial.$

De hecho, la posición final de la *LEC* alcanza el punto tensional (*stress point*) en los casos de $b=0.5$ y 0.8 durante el proceso de saturación. Sin embargo cabe hacer notar que en ninguno de estos casos c' alcanza un valor de cero, ya que en los ensayos no se alcanzó la saturación total en las muestras. Esto indica que la respuesta deformacional es dominada por las deformaciones de corte (ε_q) en los casos de b 0.5 y 0.8, además de ocurrir deformaciones de colapso.

Esto puede apreciarse mejor en la dirección que siguen los vectores de flujo plástico representados en las figuras y calculadas en función del *BBM*. Estos vectores se encuentran representados a partir del estado tensión “*stress point*” y la línea gruesa roja que representa la condición inicial antes de la saturación y la línea delgada azul que está asociada a la condición final.

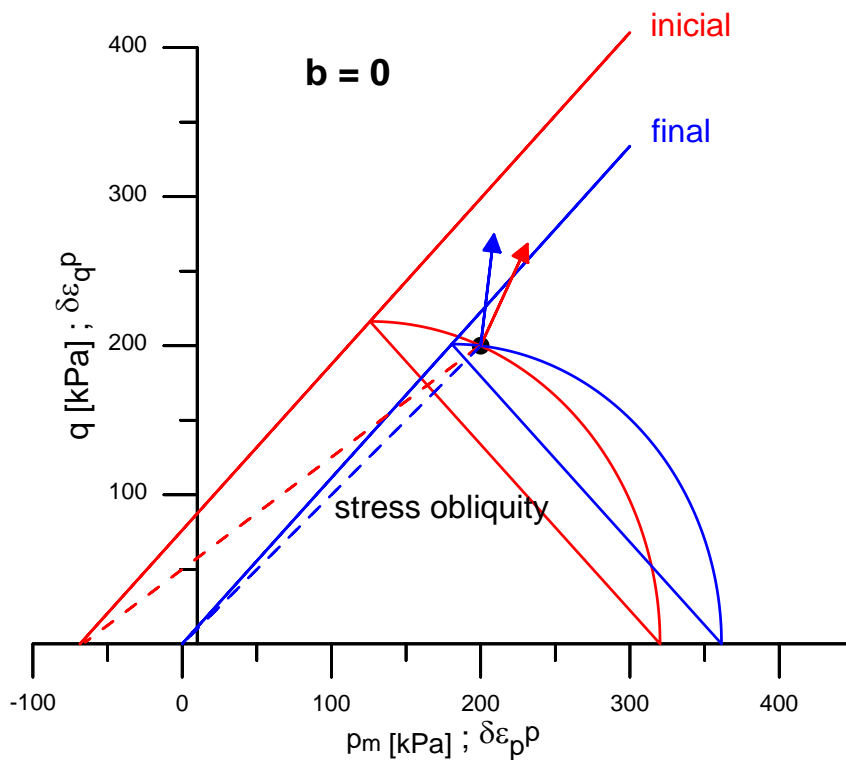


Figura 6.45 Estado tensional durante el mojado. Superficies de fluencia inicial y final, así como la *LEC*, vectores de deformación plástica inicial y final. Ensayo de $b=0.0$.

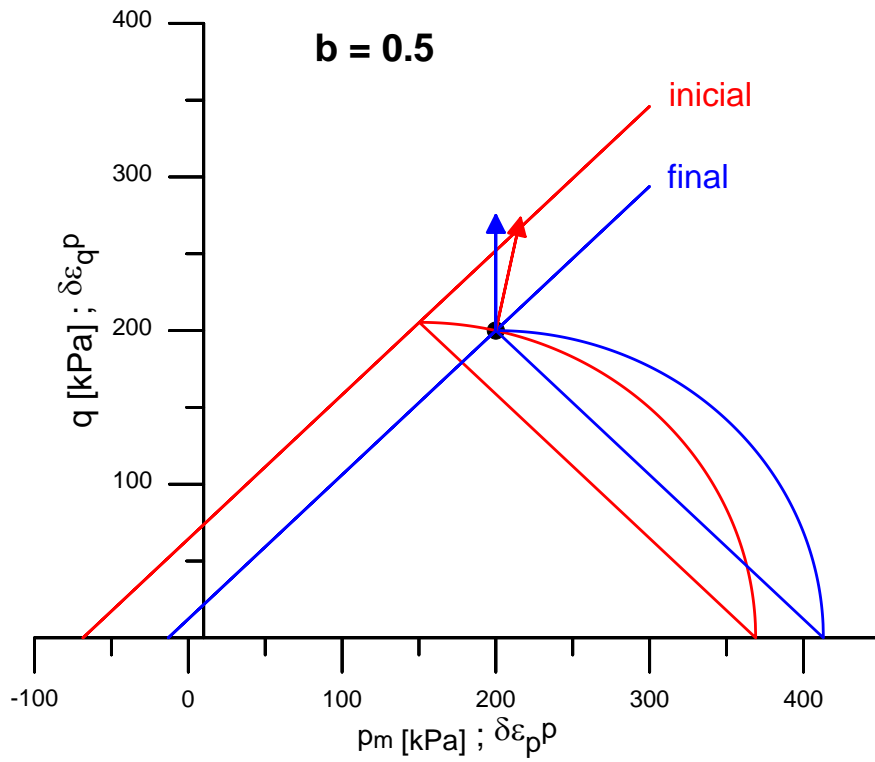


Figura 6.46 Estado tensional durante el mojado. Superficies de fluencia inicial y final, así como la LEC, vectores de deformación plástica inicia y final. Ensayo de $b=0.5$.

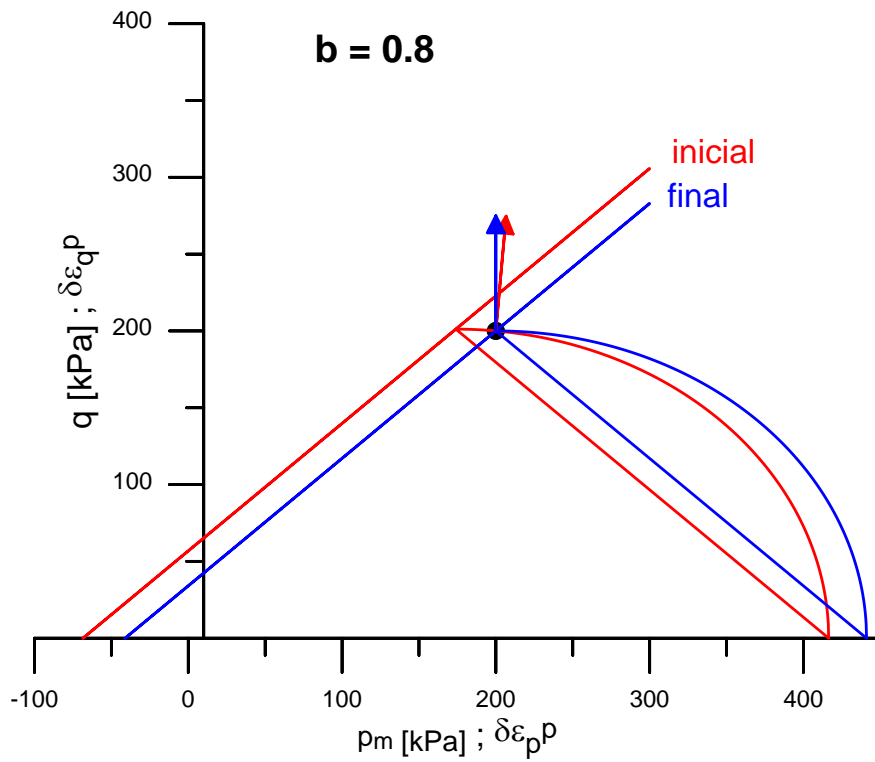


Figura 6.47 Estado tensional durante el mojado. Superficies de fluencia inicial y final, así como la LEC, vectores de deformación plástica inicia y final. Ensayo de $b=0.8$.

La tabla 6.2 presenta los valores de los parámetros mas significativos que se han utilizado para evaluar las componentes de los vectores de deformación plástica que se muestran en las figuras anteriores.

Tabla 6.2 Valores de los parámetros utilizados en el cálculo de los vectores de deformación plástica.

b	Condición inicial				Condición final			
	M	P_s	p	q	M	P_s	p	q
0.0	1.11	68.4	200	200	1.11	0.0	200	200
0.5	0.94	68.4	200	200	0.94	13.0	200	200
0.8	0.8	68.4	200	200	0.8	41.1	200	200

Se presenta en la Figura 6.48 a modo de resumen, las características de los ensayos saturados y no saturados incluyendo los modelos de Argyris *et al.*(1974), y Van Eekeleng (1980) y los cambios de oblicuidad de tensiones inicial y final. Puede observarse como para $b=0.5$ y $b=0.8$ las oblicuidades tienden a ser muy parecidas a los valores de la pendiente de la línea de estado crítico M .

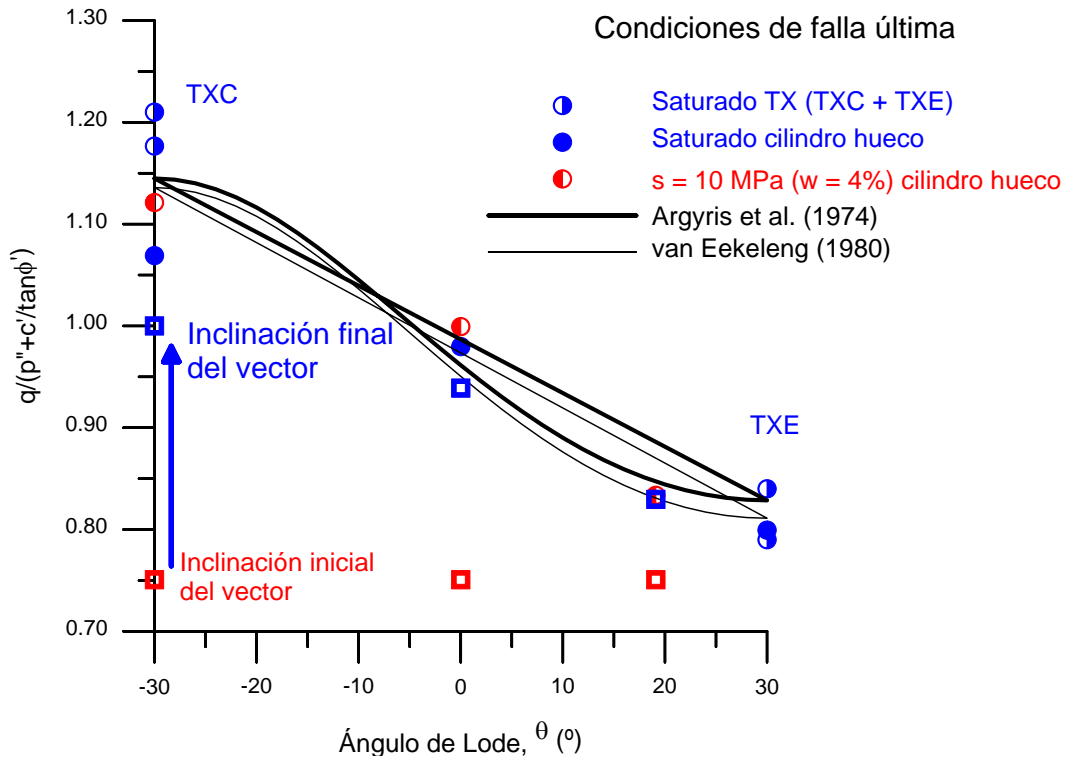


Figura 6.48 Resultados de la resistencia al corte (influencia de la tensión principal intermedia, σ_2). Incluyendo condiciones de oblicuidad

Se puede observar como la inclinación de los vectores de deformación plástica tienden a la vertical al final del proceso de saturación. Y por otro lado, la inclinación de la dirección del vector de deformaciones plásticas antes del proceso de saturación también tiende a la vertical conforme más grande sea el valor de b .

La Figura 6.49 muestra la evolución que sufre la inclinación de los vectores plásticos durante el proceso de saturación para los ensayos de $b=0.0$ y $b=0.5$ que presentaron un mejor control en el desarrollo de la trayectoria de humedecimiento. Se observa como la inclinación de los vectores de deformación plástica para el caso de $b=0.0$ tienden a estabilizarse con el tiempo, condición que no ocurre en el ensayo de $b=0.5$, donde las deformaciones de corte plástico son las dominantes.

Los datos que se muestran como resultado de la modelación numérica utilizando el modelo BBM y la simulación del proceso de infiltración presentan una aproximación satisfactoria a los datos obtenidos de los ensayos.

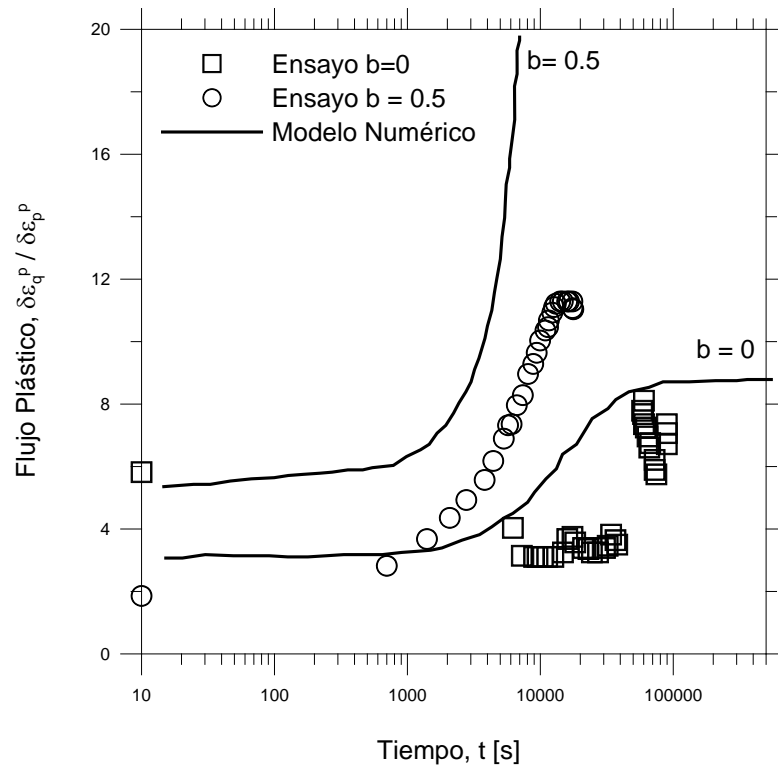


Figura 6.49 Evolución en el tiempo de la pendiente de los vectores plásticos para diferentes valores de b . Datos experimentales y resultados del modelo.

6.8 Conclusiones

Es importante iniciar estas conclusiones haciendo énfasis en los trabajos que se llevaron a cabo con la finalidad de establecer un condición de suelo que fuera satisfactorio a nuestras necesidades. De estos estudios se determinó que una mezcla de 30% de arena de Castelldefells con un 70% de arcilla limosa del Campus Nord, ambos suelos de la Ciudad de Barcelona, fue la idónea. La mezcla fue compactada mediante compactación estática hasta alcanzar una densidad de 1.55 Mg/m^3 con un contenido mínimo de humedad de 4% para garantizar el manejo y montaje dentro del equipo de cilindro hueco. Estos parámetros de densidad y humedad se determinaron con la finalidad de inducir valores altos de colapso durante el proceso de humedecimiento o de reducción de la succión.

Para determinar los valores de colapso máximo que pudiera alcanzar la mezcla de suelo se desarrolló un programa de ensayos edométricos desarrollados en un edómetro convencional para establecer la condición de tensión vertical máxima aplicada asociada al colapso máximo de la estructura. Ese valor de tensión vertical determinado fue de 200 kPa induciendo un colapso máximo del orden del 12 al 15 %.

Con esta información y utilizando el equipo de cilindro hueco se inició un programa de ensayos de laboratorio encaminados a estudiar la influencia de la tensión principal intermedia en la respuesta de deformación de la mezcla bajo la tensión media equivalente de 200 kPa obtenida en el ensayo edométrico. Sin embargo, cabe destacar que estos estudios no fueron fáciles de realizar. La problemática principal fue la falta de instrumentación interna en el equipo que permitiera evaluar los cambios de volumen en las muestra. Por lo que se tuvo que tener especial cuidado en el cálculo de los cambios de los radios internos y externos de la muestra cilíndrica para evaluar con estos datos los cambios de volumen en función de los cambios de volumen en las cámaras interna y externa. Y tomando en cuenta la densidad inicial y final de la muestra.

Otra condición importante que se evaluó utilizando el equipo de cilindro hueco fueron los cambios de las pendientes de las líneas de estado crítico (*LEC*) con el ángulo de Lode, así como los cambios de los valores de cohesión en función de la variación de los contenidos de humedad (humedad de compactación, 4% y humedad saturada).

Los ensayos de rotura con diferentes valores de la relación de tensiones “ b ” pusieron de manifiesto una disminución de la pendiente de la línea de estado crítico a medida que aumenta dicho parámetro. Esta variación es acorde con la observada por otros autores y puede ser modelada de acuerdo con diversas leyes empíricas. En concreto se ha visto que las leyes propuestas por Argyris *et al.* (1974) y Van Eekelen (1980) proporcionan buenos ajustes a los resultados medidos en los ensayos.

Los resultados de la deformación por humedecimiento (reducción de la succión) bajo una tensión media y desviadora constante ($p_m = 200 \text{ kPa}$ y $q = 200 \text{ kPa}$) muestran la influencia de la tensión principal intermedia. Los resultados de los ensayos muestran que el colapso es mayor cuando la tensión principal intermedia es menor ($b=0.0$ y ángulo de Lode $= -30^\circ$), como en las condiciones axi-simétricas de compresión triaxial convencional. Se observa una disminución sistemática de las deformaciones de colapso cuando la tensión principal intermedia tiende a aumentar hasta un valor de 1.0 (aumento de b y ángulo de Lode).

También se realizó una interpretación de los resultados de los ensayos de humedecimiento considerando la pendiente de la oblicuidad del “*stress point*” ($q/(p_m + c'/\tan \phi')$), que aumenta debido a la reducción de c' (afectada por la reducción de la succión durante el humedecimiento). En resumen, la posición de la *LEC* se desplaza provocando una disminución del dominio elástico durante la reducción de la succión. En $b=0.5$ y 0.8 la *LEC* toca el *stress point* induciendo una respuesta de deformación gobernada por las deformaciones de corte (estado tensional) además de las deformaciones de colapso durante el proceso de saturación, con claro predominio de las primeras.

7 CONCLUSIONES GENERALES Y LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

7.1 Conclusiones generales

El desarrollo del presente trabajo ha representado un avance en el desarrollo de los estudios correspondientes a la determinación del comportamiento hidro-mecánico de suelos sometidos a un estado más generalizado de tensiones. Como se mencionó, el avance de equipos de laboratorio utilizados en tratar de entender el comportamiento los suelos bajo ciertas condiciones de esfuerzos ha sido constante a lo largo de la historia de la mecánica de suelos.

Los equipos como el edómetro, corte directo, triaxiales convencionales y triaxiales verdaderas han facilitado la caracterización del comportamiento de los suelos en diferentes etapas del estudio geotécnico. Cada uno de ellos presentando ventajas y desventajas ha permitido mejorar en el conocimiento de los suelos y su correspondiente respuesta a condiciones de esfuerzos diversos. Así mismo, en estos trabajos desarrollados en estos equipos, se ha establecido parámetros de estado de los suelos que han alimentado a los diferentes modelos numéricos desarrollados como el Cam-Clay; el Barcelona Basic Model (BBM) para suelos no saturados y otros modelos elasto-plásticos.

El equipo de cilindro hueco o hollow cylinder que se utilizó en este trabajo de investigación es uno de los más modernos y más completos equipos existentes hasta ahora. Permite trabajar con cuatro grados de libertad al considerar $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$ además de poder aplicar sobre la muestra cilíndrica hueca un esfuerzo de corte $\tau_{z\theta}$ a través de la aplicación de un momento torsor.

El equipo de cilindro hueco utilizado fue adquirido por el Departamento de Ingeniería del Terreno y ha sido desarrollado por la empresa GDS Instrument para trabajar bajo condiciones de suelo saturado. Sin embargo, se decidió para este trabajo establecer los mecanismos de análisis necesarios para trabajar condiciones de suelos no saturados. Por lo que la puesta a

punto y la calibración del equipo fue un trabajo laborioso sobre todo en lo referente al control y medida de las deformaciones volumétricas.

Fue necesario, por lo tanto, contar con unas condiciones específicas de suelo que permitiera de alguna manera facilitar las condiciones de análisis. Por este motivo se determinó estudiar una mezcla de dos tipos de suelo diferentes, una arena limpia de Castelldefels y una arcilla limosa producto de la excavación en terrenos del Campus Nord de UPC, ambos suelos de Barcelona. La elaboración de la mezcla se hizo mezclando un 30% de arena y un 70% de arcilla del Campus Nord, compactada hasta una densidad de 1.5 Mg/m^3 .

Los estudios de caracterización de la mezcla de suelo incluyeron ensayos de granulometría, plasticidad, estudios edométricos bajo condiciones de suelo saturado y no saturado, determinación de permeabilidad, obtención de las curvas de retención de cada suelo y la mezcla, así como ensayos triaxiales y de corte directo. Cada uno de estos estudios permitió obtener parámetros del comportamiento del suelo que fueron muy importantes al momento de analizar los ensayos con el cilindro hueco. En particular, los valores de la permeabilidad (k), ángulo de fricción (ϕ) en condiciones saturado y no saturado, así como los valores de la pendiente de la envolvente de rotura (M) en compresión y extensión y los valores obtenidos de las curvas de retención (SWCC) fueron importantes en los análisis posteriores.

Una vez que se finalizó la caracterización de los suelos y se estableció la condición ideal de la mezcla de suelo se planteó un programa experimental a desarrollarse dentro del cilindro hueco. Se estableció trabajar con diferentes valores del parámetro b para evaluar la influencia de la tensión principal intermedia σ_2 en la respuesta de los suelos. Los trabajos se desarrollaron sobre muestras saturadas y no saturadas.

Los ensayos sobre muestras saturadas se llevaron a cabo para establecer el buen funcionamiento del equipo y la verificación de las ecuaciones de cálculo de tensiones y deformaciones al comparar los resultados del cilindro hueco con los obtenidos en ensayos triaxiales convencionales. De estos ensayos se validaron las ecuaciones para el cálculo de las tensiones principales que se encuentran en el equipo. Y se plantearon las ecuaciones que permitieron evaluar los cambios de las deformaciones principales a través del control de los cambios de radios interno y externo, así como los cambios de volúmenes de ambas cámaras.

Las muestras saturadas y no saturadas fueron ensayadas a corte hasta rotura utilizando el equipo de cilindro hueco con diferentes valores de la relación de tensiones “ b ”. Se observó una disminución de la resistencia al corte conforme aumenta el valor de b . Así mismo, se observaron las dificultades presentadas cuando se trabaja con el valor de b igual a uno. Los resultados de los ensayos saturados y no saturados pudieron ser analizados conjuntamente utilizando como variable tensional asociada al confinamiento $(p+c/\tan\phi)$ teniendo en cuenta que la cohesión aparente “ c ” aumenta con la succión. La disminución de la pendiente de la línea de estado crítico con la relación de las tensiones “ b ”, incluyendo los resultados de los ensayos saturados y no saturados es análoga a la obtenida por otros investigadores y puede ser modelada utilizando las expresiones propuestas por Argyris *et al.* (1974) y Van Eekelen (1980).

Los ensayos de colapso fueron otro tipo de pruebas sobre muestras no saturadas. En este tipo de ensayos se estableció una condición tensional fija a la cual se llevarían las muestras de suelo previo a la saturación. El estado tensional establecido fue de una tensión media y tensión de corte de 200 kPa ($p=q=200$ kPa). Este estado tensional está próximo a la envolvente de rotura (que depende del valor de “ b ”). Durante el proceso de la aplicación de tensiones hasta alcanzar el estado tensional (denominada “*stress point*”) las trayectorias de las tensiones principales son iguales a las seguidas en los ensayos no saturados de rotura. Ello permite comprobar las condiciones de repetitividad de los ensayos en el equipo de cilindro hueco. En estos ensayos se estableció que la deformación de colapso (en términos de aumento de la deformación volumétrica) mayor se presenta para un valor de $b=0.0$ y va disminuyendo conforme aumenta el valor de b .

Por otra parte, en estos ensayos de colapso se pudo observar como el grado de saturación alcanzado en las muestras disminuye conforme crece el valor de b . Para los ensayos con $b=0.0$ la muestra prácticamente satura y la deformación de la muestra se asocia a colapso por saturación. Mientras que para valores de b igual a 0.8 y 1.0 las muestras fallan sin que se haya alcanzado la saturación. Ello se debe a que el fallo de la muestra está más asociado al estado tensional cercano a la rotura que a una deformación por colapso por cambio volumétrico

Finalmente, en el último capítulo se presentó el desarrollo de los ensayos y la modelación numérica utilizada para tratar de modelar el comportamiento hidro-mecánico observado en los ensayos. Primeramente la modelación del comportamiento hidráulico se llevó a cabo

utilizando una expresión aproximada para modelar el proceso de infiltración unidimensional, Gardner (1956). Esta expresión ha permitido modelar adecuadamente la entrada de agua a la muestra en los ensayos de $b=0$ y 0.5 . Sin embargo presenta alguna problemática para modelar adecuadamente el comportamiento de la infiltración de agua para el ensayo de $b=0.8$ y se hace más imprecisa la modelación para $b=1.0$. Hay que tener en cuenta que para estos dos últimos valores de “ b ” la infiltración de agua es paralela a un proceso de falla de la muestra lo que impide completar el proceso de saturación a todo lo largo de la probeta.

Utilizando el modelo BBM teniendo en cuenta la variación de la línea de estado crítico (M) con el parámetro b y los valores de q y ε_q para un estado tensional general se ha analizado el comportamiento observado en los ensayos realizados en el cilindro hueco. La mayoría de los parámetros del modelo se han obtenido a través de ensayos saturados y no saturado en condiciones edométricas y de ensayos triaxiales en un equipo convencional. La modelación de las deformaciones verticales y de volumen durante los ensayos de rotura en el cilindro hueco ha proporcionado valores razonables cercanos a los medidos.

En relación a los ensayos de colapso hay que señalar que las condiciones iniciales de las muestras estaban próximas a la rotura. La progresiva disminución de la succión hace reducir la resistencia al corte y las muestras de suelo tienden a acercarse al estado crítico donde las deformaciones de corte son mucho más importantes que las volumétricas. Dado que la resistencia tiende a disminuir al aumentar el valor de “ b ”, las muestras con mayores valores de “ b ” serán las que tengan mayor tendencia a romper durante la saturación. Por el contrario, dado que en el estado crítico las deformaciones volumétricas tienden a anularse, los cambios volumétricos de colapso disminuirán a medida que aumenta “ b ”. Este comportamiento puede ser interpretado y modelado con el simple modelo BBM generalizado antes descrito.

7.2 *Líneas futuras de investigación*

Los trabajos realizados en esta investigación, como en todas las investigaciones, sienta las bases para la exploración de nuevas investigaciones. En este apartado se propondrán algunas ideas que podrían explorarse para ampliar el conocimiento sobre el comportamiento hidromecánico de suelos no saturados bajo un estado generalizado de tensiones.

Como ya se mencionó anteriormente los trabajos desarrollados en esta investigación presentan un avance en el estudio del comportamiento hidromecánico de suelos bajo un estado más generalizado de tensiones. Sin embargo, es importante resaltar que aún faltan aspectos por analizar y condiciones que se pueden evaluar para una mejor comprensión de dicho comportamiento.

7.2.1 *Mejora del equipo de cilindro hueco*

Primeramente es importante destacar la importancia de realizar las modificaciones necesarias en el equipo de cilindro hueco que permitieran medir directamente las deformaciones de corte y de cambio volumétrico en suelos no saturados. Una opción a tomar en cuenta sería la colocación de instrumentación directamente sobre las paredes de la muestra (en la cámara interna y externa) para establecer medidas directas sobre los cambios de radios. Esta posibilidad deber ser bien evaluada y buscar los dispositivos adecuados toda vez que las dimensiones de la muestra cilíndrica son pequeñas.

Otra opción a tomar en cuenta en la colocación de una segunda cámara al interior de la cámara con la finalidad de establecer los cambios volumétricos de la muestra a través de dispositivos transductores diferenciales de presión (DPT). Esta condición sería viable con un diseño muy preciso de esta segunda cámara. Toda vez que la problemática principal es ahora el volumen relativamente pequeño de la cámara exterior y el poco espacio restante entre la muestra y dicha cámara.

Se recomienda también evaluar la posibilidad de la colocación de sensores laser en el exterior de la cámara o la utilización de técnicas de restitución fotográfica que permitan ir evaluando el cambio de perfil exterior de la muestra y evaluar con esto los cambios de radio.

Estos sensores ya han sido evaluados en equipos triaxiales con control de succión como los descritos en Romero (1999) y Barrera (2002).

7.2.2 Estudios experimentales.

En este ámbito, se puede mencionar la necesidad de evaluar los efectos reales de variación de la inclinación de las tensiones principales en función del valor de α , esto permitiría entre otras cosas el estudio de la influencia de la anisotropía en las condiciones de colapso o de influencia de la tensión principal intermedia σ_2 .

Se plantea también la posibilidad de evaluar las condiciones de colapso bajo un estado tensional más alejado de la rotura que el que se ha utilizado en esta investigación ($p=q=200$ kPa). Lo anterior con la finalidad de observar el comportamiento de las superficies de fluencia y las líneas de estado crítico con un estado tensional menor donde las deformaciones volumétricas sean predominantes sobre las de corte. Los resultados experimentales también pueden mejorarse realizando ensayos con más valores del parámetro “ b ” a fin de conocer de forma más continua el efecto de este parámetro en la resistencia y deformabilidad del suelo.

Por último, es también importante mejorar la modelación realizada utilizando modelos más complejos, incluyendo los que acoplen el comportamiento hidráulico y mecánico del suelo y tengan en cuenta la rotación de las superficies de fluencia por efecto de la anisotropía inducida en el suelo.

8 BIBLIOGRAFIA

- Alonso, E. E., Gens, A. and Hight, D. W.(1987). “*Special problems soils. General report*”. In proceedings of the 9th European Conference in soils mechanics and foundation Engineering. Dublin, Vol. 3, pp. 1087-1146.
- Alonso, E.E., Gens, A. and Josa, A.(1990). “*A constitutive model for partially saturated soils*”. Geotechnique Vol. 40, No. 3, pp. 405-430.
- Anderson, W. F., Goodwin, A. K., Pyrah, I. C. and Salman, T. H.(1997). “*Equipment for one-dimensional compression and triaxial testing of unsaturated granular soils at low stress levels*”. Geotechnical Testing journal, GTJODJ, 20 (1). Pp 74-89.
- 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 Design. No. 28, pp. 42-75.
- Arthur, J. R., Chua, K.S. and Dunstant, T.(1977). “*Induced anisotropy in a sand*”. Geotechnique, No. 27.1. pp. 12-30.
- Arthur, J., Robin, F., Chua, Ken S., Dunstan, T.(1980).”*Principal Stress Rotation: A missing Parameter*”. American Society of Civil Engineers, Journal of The geotechnical Engineering, Vol. 106 (4) pp. 419-433.
- Arthur, J., Bekenstein, S., Germaine, J.T. and Ladd, C.C.(1981).”*Stress Path test with controlled rotation of principal stress directions*”. Laboratory Shear Strength of soils, ASTM, STP740.
- Atkinson, J. H. and Bransby, P.L.(1978) “*The Mechanics of Soils. An Introduction to Critical State soil Mechanics*”, McGraw – Hill, Book Company (UK).
- Atkinson, R. H. (1972), “*A Cubical Test Cell for Multiaxial Testing of Materials*”. PhD. Dissertation, University of Colorado at Boulder, Boulder, CO.
- Barden, L. Madedor, A.O. and Sides, G.R.(1969). “*Volume change characteristics of unsaturated clays*”. J. Soil Mech. Found. Div. A.S.C.E. 95, SM1: 33-51.
- Barrera, M. (2002) “*Estudio experimental del comportamiento hidro–mecánico de suelos colapsables*”. PhD. Thesis, Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España.
- Barrera, M., Romero, E., Lloret, A. and Gens, A.(2000). “*Collapse test on isotropic and anisotropic compacted soil*”. International workshop On Unsaturated Soils. Experimental Evidences and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils. Trento, Italy. A.A. Balkema, Rotterdam: 33-45.

- Berends, M. A. (1977), "*Development of Multiaxial Testing Cell for Testing Cohesive Soils*". M. Sc. Thesis, University of Colorado at Boulder, Boulder, CO.
- Bishop, A. W. and Donald, I. B. (1961). "*The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus*". Proc. 5th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, pp. 13-21.
- Bishop, A.W. and Blight, G.E. (1963). "Some aspects of effective stress in saturated and unsaturated soils". Géotechnique 13, No 3, 177-197.
- Broms, B. B. and Casbarian, A. O., (1965), "*Effects of rotation of the principal stress axes and of the intermediate principal stress on the shear strength*". In Proceedings Sixth International Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, Vol. 1, pp. 179-183.
- Buenfil, B.C. (2007). "Caracterización experimental del comportamiento hidromecánico de una arcilla compactada". PhD. Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Spain.
- Casagrande, A. (1936). "Characteristic of cohesionless soils affecting the stability of slope and Earth fills". Journal of the Boston Society of Civil Engineers.
- Casini, F.(2008). "*Numerical modelling of coupled behaviour in unsaturated soils*". Università degli Studi di Roma. "La Sapienza": Italy.
- Cancela, M. D. (1987) "Comportamiento Geotécnico de Presas de Residuos bajo Acciones Estáticas y Dinámicas". PhD. Thesis, Universidad Politécnica de Madrid.
- Coleman, J.D. (1962). "*Stress strain relations for partly saturated soils*". Correspondence. Geotechnique Vol. 12, No. 4, 348-350.
- Cooling, L. F. and Smith, D. B. (1936), "*The Shearing Resistance of Soils*", Proceeding Inst. Civ. Engrs., London No. 3, pp. 333-343.
- Cui, Y.G. (1993). "Étude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élasto-plastique". PhD. Thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Chaudhary, S. K., Kuwano, J., Hashimoto, S., Hayano, Y. and 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.
- Chavez, C., Romero, E. and Alonzo E. E. (2005). "*Volume change measurement of partially saturated rockfill in triaxial test*". In proceedings Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics-Tarantino, Romero &Cui Eds. Pp. 93-98
- Chávez, C. (2004). "Estudio del comportamiento triaxial de materiales granulares de tamaño medio con énfasis en la influencia de la succión". PhD Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Spain.

- Chiaro, G., Koseki, J. and Sayo, T. (2012). "Effects of Initial Static Shear on Liquefaction and Large Deformation Properties of Loess Saturated Toyura Sand in Undrained Cyclic Torsional Shear Test". Soils and Foundation No. 52 (3) pp. 498-510.
- Dafalias, Y. F. (1986). "An anisotropic critical state soil plasticity model". Mech. Res. Commun. 13(6), pp. 341-347.
- Dafalias, Y. F., Papadimitriou, A. G. and Manzari, M. T. (2003). "Simple anisotropic plasticity model for soft clays". Proc. Int. Workshop on Geotechnics of soft clays: Theory and Practice, Edit. P. A. Vermeer *et al.* pp. 189-195. Noordwijkerhout, Holanda.
- Dafalias, Y. F., Manzari, M. T. and Papadimitriou, A. G. (2006). "SANICLAY: Simple anisotropic clay plasticity model". Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomechanics, No. 30 pp. 1231-1257.
- Delage, P., Suraj de Silva, G.P.R. and De Laure, E. (1987). "Un nouvel appareil triaxial pour les sols non saturés". Proc. 9th European Conf. on soil Mechanics and Foundation Engineering. Dublin. Pp. 26-28.
- Della Vecchia, G. (2009). "Coupled hydro-mechanical behaviour of compacted clayey soil". PhD Thesis, Politecnico di Milano.
- Della Vecchia, G., Jommi, C. and Romero, E. (2013). "A fully coupled elastic-plastic hydromechanical model for compacted soils accounting for clay activity". International Journal for Numerical and Analytical methods in Geomechanics. No 37. pp. 503-535.
- di Prisco, C. and Pastor, M. (2000). "Constitutive equation in plasticity". Revue française de génie civil, 4(5), pp. 109-186.
- di Prisco, C. (1992). "Experimental study and mathematical modeling of anisotropic behavior sands". (en Italiano). PhD Thesis in Geotechnical engineering. Politecnico de Milano, Italia.
- Drucker, D. C., Gibson, R. E. and Henkel, D. J. (1957). "Soils mechanics and work hardening theories of plasticity". Trans. ASCE, 122, pp. 338-348
- Drumright, E. (1987). "Shear strength for unsaturated soils". PhD Thesis, University of Colorado, Fort Collins.
- Fatherree, B. M. (2006), "The History of Geotechnical Engineering at the Waterways Experiment Station 1932-2000". U.S. Army Engineer Research and Development Center. Vicksburg, Mississippi. Chapter 2.
- Fredlund, D.G. and Morgenstern, N.R. (1976). "Constitutive relations for volume change in unsaturated soils". Can Geotech J. 13, No 3: 261-276.
- Fredlund, D.G. and Morgenstern, N.R. (1977). "Stress state variables for unsaturated soils". J. Geotech. Div. A.S.C.E. 103, GT5: 447-466.

- Fredlund, D. G., Morgenstern, N.R. and Widger, R.A. (1978). "The shear strength of Unsaturated Soil". Canadian Geotechnical Journal. Vol.15 No. 3. Pp. 313-321.
- Fredlund, D.G and Rahardjo, H. (1993). "Soils Mechanics for Unsaturated Soils". New York, John Wiley & Sons, INC.
- Frydman, S., Zeiitlen, J. G. and Aplan, I. (1973), "The yielding behavior of particulate media", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 10, pp. 341-362.
- Fukushima, S. and Tatsuoka, F. (1982), "Deformation and strength of sand in torsional simple shear". IUTAM Symposium. Deformation and failure granular materials Delft. pp. 371-380.
- Gallipoli, D., Wheeler, S. and Karstunen, M. (2003). "Modelling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil". Géotechnique, 53(1), pp. 105-112.
- Gallipoli, D., Gens, A., Sharma, R. and Vaunat, J. (2003). "An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behavior". Geotechnique Vol. 53, No. 1,E.C 123-135.
- GDS, Laboratory Used Hanbook. 2005. GDS Instruments Ltd.
- Gens, A., Hight, D. W., Potts, D. and Symes, M. J. (1984), "Stress and strain distributions in hollow cylinder sample".
- Gens, A. (1986). *Comunicación personal*.
- Gens, A. y Potts, D.M. (1988). "Modelos Elasto-Plasticos de Estado crítico para Análisis Numéricos de Problemas Geotécnicos. I-Formulación Básica y Principales Modificaciones". Revista internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería. Vol. 4, No 4. Pp. 497-522.
- Gens, A., Alonso, E. E. and Josa, A. (1989). "Elasto-Plastic Modelling of partially saturated soils". Proc. of NUMOG III, Edit. Pietruszczak, S. and Pande, G. N. pp. 163-170.
- Gens, A. (1995). "Constitutive laws. Modern issues in non-saturated spils". Pp 129-158: Springer-Verlag.
- Griffiths, F. J. and Joshi, R. C. (1989). "Change in pore size distribution due to consolidation of clays". Géotechnique, 39 (1) pp. 1593167
- Geuze, E. C. W. A. and Tan, T. T. (1953), "Rheological properties of clays" in Proceedings, second International Congress on Rheology, V. G. W. Harrison, Ed. Oxford.
- Head, K. H. [a] (1994): "Manual of Soil Laboratory Testing, Vol. 2" Pentech Press, London.
- Head, K. H. [b] (1994): "Manual of Soil Laboratory Testing, Vol. 3" Pentech Press, London.

- 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.
- Hill, R. (1950). "*The mathematical theory of plasticity*". UK. Oxford University Press.
- Houlsby, G.T. (1997) "*The work input to an unsaturated granular material*". *Géotechnique*. Vol 47, pp. 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.
- Hoyos, L. R., Velosa, C. L. and Puppala, A. J. (2010) "*Modeling Unsaturated soil response under large deformations using a novel suction-controlled ring shear device*". Proceeding of the Fifth International Conference on Unsaturated Soil, Barcelona, Spain. pp. 677-682.
- Hoyos, L.R., Laloui, L. and Vasallo, R. (2008). "*Mechanical Testing in Unsaturated Soil*". *Geotech. Geol. Eng.* No 26, pp 675-689.
- Hoyos, L.R. and Macari E. J. (2001). "*Development of stress/suction-controlled True Triaxial Testing device for Unsaturated Soils*". *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ. Vol. 24, No 1, pp 5-13.
- Infante, J. A., Vanapalli, S. K. and Garga, V. K. (2007). "*Modified ring shear apparatus for unsaturated soil testing*". *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 30(1), pp. 1-9.
- Ishihara, K. y Li, S. (1972). "*Liquefaction of Saturated sand in triaxial torsional shear test*" *Soils and Foundation*, Vol. 12 No. 2 pp. 19-39
- Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Takagi, Y. (1978). "*Shear modulus of sands under cyclic torsional shear loading*". *Soils and Foundation*, Vol. 18, No 1, pp. 39-56.
- Janoo, V. C. (1986), "*Drained and Undrained Behavior of Sand Under High Pressure*". Ph. D. Dissertation, University of Colorado at Boulder, Boulder, CO.
- Jenning, J.E.B. and Burland, J.B. (1962). "*Limitations to the use of effective stress in partly saturated soils*". *Géotechnique* 12, No 2: 125-144.
- Jimenez Salas, J. A. (1975) "Geotécnica y Cimientos I, Propiedades de los suelos y las Rocas". Editorial Rueda. Madrid, España.
- Jommi, C. (2000). "*Remarks on the constitutive modelling of unsaturated soils*". In proc. Int. Workshop on Unsaturated Soils: Edit. A. Tarantino and C. Mancuso, pp. 139-153. A. A. Balkema, Rotterdam, Holanda.
- Jommi, C. and di Prisco, C. (1994). "*A simple theoretical approach to model the Mechanical behaviour of partially saturated granular soils*". (en Italiano), in Proc. Of Italian Conf. Il Ruolo dei

Fluidi nei Problemi di Ingegneria Geotecnica, Mondovì 1(II), pp. 167-188, Italian National Research Council (C. N. R.), Italia.

Josa, A. G. (1988). “*Un modelo elasto-plástico para suelos no saturados*”. PhD. Thesis Universidad Politècnica de Catalunya.

Gardner, W.R. (1956). “*Calculation of Capillary conductivity from pressure plate outflow data*”. Soil Sci. Soc. Am. Proc., 20:317-320.

Josa, A., Alonso, E.E., Lloret, A. and Gens, A. (1987). “*Stress-strain behavior of partially saturated soil*”. Proc. 9th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, pp. 561-564.

Kamruzzaman, Md. y Yin, J. H. (2010) “*Influences 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.

Kjellman, W. (1936), “*Report on An Apparatus for Consummate Investigation of the Mechanical Properties of Soils*”. Proc. 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Harvard University, Cambridge MA. Vol. 2, pp. 16-20.

Ko, H. Y. and Scott, R.F. (1967), “*A New Soil Testing Apparatus*”. Geotechnique. 17(1), pp. 40-57.

Korhonen, K. H. and Lojander, M. (1987). “*Yielding of Perno clay, in constitutive laws for Engineering Materials: Theory and application*”. Edit. C. S. Desai et. al. pp. 1249-1255, Elsevier, New York.

Kumruzzaman, Md. and 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. (1975), “*Torsional Shear Test on Cohesionless soil*”, Proceeding of the 5th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. Buenos Aires, Vol. 1, pp. 117-127.

Lade, P. V. (1990), “*Single hardening model with application to NCclay. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 116 (3): 391-415.*

Lade, P. V. and Duncan, J. M. (1973), “*Cubical Triaxial Test on Cohesionless Soil*”. ASCE J. Soil Mech. Found. Div., 99 (SM10), pp. 793-812.

Lade, P.V., Nam, J. and Hong, W.P. (2008), “*Shear banding and cross-anisotropic behavior observed in laboratory sand test with stress rotation*”. Canadian Geotechnical Journal. No. 45, pp. 74-84.

Lade, P.V., Nam, J. and Hong, W.P. (2009), “*Interpretation of Strain in Torsional Shear Test*”. Computers and Geotechnics. No. 36 , pp. 211-225.

- Lagny, C. (1996), “Comportement mécanique des sols fins sous fortes contraintes et fortes pressions négatives”. PhD. Thesis, Ecole Centrale Paris.
- 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.
- López Cela, J. J. (1999). “*Mecánica de los Medios Continuos*”, Edit. Universidad de Castilla la Mancha. pp. 44-49
- Lee, D.H., Juang, H., Lin, H.M., Yeh, S.H. (2002), “*Mechanical Behavior of Tien-Liao mudstone in hollow cylinder tests*”. Canadian Geotechnical Journal No. 39, pp. 744-756.
- Lima, A. (2011), “Thermo-hydro-mechanical behaviour of two deep Belgian clay formations: Boom and Ypresian Clays”. PhD. Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya.
- Lin, H., Penumadu, D. (2005), “*Experimental investigation on principal stress rotation in Kaolin Clay*”. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering. Vol. 131, No. 5, pp. 633-642.
- Lloret-Cabot, M., Sanchez, M. y Wheeler, S.J. (2013). “*Formulation of a three-dimensional constitutive model for unsaturated soils incorporating mechanical-water retention coupling*”. International Journal for numerical and Analytical Methods in Geomechanics. Vol. 37 pp. 3008-3035.
- Macari, E.J. and Hoyos, L. R. (2001). “*Mechanical Behavior of an Unsaturated Soil Under Multi-Axial Stress States*”. *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, Vol. 24, No 1. pp.1481-1515.
- Macari, E.J., Hoyos, L. R. and Arduino, P. (2003). “*Constitutive Modelling of Unsaturated soil behavior under axisymmetric stress state using a stress/suction-controlled cubical test cell*”. *International Journal of Plasticity*, No 19. pp.1481-1515.
- Macari, E.J., Parker, J.K. and Costes, N.C. (1997). “*Measurement of Volume changes in triaxial test using digital imaging technique*”. *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, 20(1), pp.14-22.
- Mancuso, C., Vassallo, R. y d’Onofrio, A. (2001). “*Small strain behaviour of silty sand in controlled-suction resonant column-torsional shear test*”. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 39 pp. 22-31.
- Malvern, L. E. (1969), “*Introduction to the Mechanics of Continuous Medium*” Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliff N. J.
- Manzanal, D.G. (2008). “Modelo constitutivo basado en la teoría de la plasticidad generalizada con la incorporación de parámetros de estado para arenas saturadas y no saturadas”. PhD tesis. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, España.
- Masson, R. M. (1971), “*Nonlinear Characterization and Stress Analysis in a Granular Medium*”. PhD. Dissertation, University of Colorado at Boulder, Boulder, CO.

- Maswoswe, J. (1985). "Stress paths for a compacted soil during collapse due to wetting". PhD. Thesis, University of London.
- Matsuoka, H. and Nakai, T. (1974). "*Stress-deformation and strength characteristics of soil under three different principal stresses*". Proc. of Japan Society of Civil Engineering, No 32, pp. 59-70.
- Matsuoka, H. Sun, D.A., Kogane, A. Fukusawa, N. and Ichihara, W. (2002). "*Stress-strain behavior of unsaturated soil in true triaxial test*". Canadian Geotechnical Journal. No. 39, pp. 608-619.
- Matsuoka, H. and Sun, D.A. (1995). "Extension of spatially mobilized plane (SMP) to frictional and cohesive materials and its application to cemented sands". Soils and Foundations, Vol. 4, pp. 63-72.
- Matsuoka, H., Sun, D.A., Ando, M., Kogane, A. and Fukuzawa, N. (1998). "*Deformation and Strength of unsaturated soil by true Triaxial Test*". Proceeding of the 2nd International Conference on Unsaturated Soils. Beijing, International Academic Publisher, Vol. 1, pp. 410-415.
- Matyas, E.L. and Radhakrishna, H.S. (1968). "*Volume change characteristics of partially saturated soils*". Geotechnique Vol. 18, No 4, 432-448.
- Merchán, J. V. (2011) "Small strain stiffness and residual strength of Unsaturated Boom Clay: A micro-structural insight". PhD Thesis Univesitat Politècnica de Catalunya. Barcelona, Spain.
- Merrick, M. (2008) "Development of New Procedure to Evaluate the Flexural Strength of Flexible base Binder Materials Used in Roadway Construction". Thesis in Master of Science, Texas Tech University.
- Minh, N.A. (2006), "An investigation of the anisotropic stress-strain-strength characteristics of an Eocene Clay". PhD. Thesis. Imperial College London. UK.
- Miura, K., Miura, S. and Toki, S. (1986): "*Deformation Behavior of Anisotropic Dense Sand Under Principal Stress Axes Rotation*" Soils and Foundations, Vol. 26, No. 1, pp. 36-52.
- Mould, J. C. (1979), "*Multiaxial Testing and Analytical Constitutive Characterization of Granular Materials*". M. Sc. Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, Vicksburg, VA.
- Muir Wood, D. (1990) "*Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*". Cambridge University Press.
- Muir Wood, D. (2004) "*Geotechnical modeling*". Spon Press, London and New York.
- NeSmith, W. M. (1997), "*Development of a Computer Controller Multiaxial Cubical Testing Apparatus*". M. Sc. Thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.
- Newson, T. A. and Davis, M. C. R. (1996). "A rotational hardening constitutive model for anisotropically consolidated clay". Soils Found. 36(3), pp. 13-20.

- Nishimura, S. (2005), "*Laboratory study on anisotropy of natural London Clay*". PhD. Thesis, Imperial College London.
- Nishimura, S., Minh, N.A. and Jardine, R.J.(2007) "*Shear strength anisotropy of natural London Clay*". *Geotechnique*, Vol. 57, No. 1, pp. 49-62.
- Nishimura, S., Jardine, R. J. and Brosse, A. (2008). "*Simple Shear Testing on London Clay in Hollow Cylinder Apparatus*". *Deformational Characteristics of Geomaterials*. Burns, Mayne and Santamarina. Eds.
- Nuth, M. and Jommi, C. (2008). "*Advances in modelling hysteretic water retention curve in deformable soils*". *Computers and Geotechnics*. No 35, pp. 835-844
- O'Kelly, B. C. and Naughton, P.J. (2005): "Development of New Hollow Cylinder Apparatus for Stress Path Measurements over a wide Strain Range" *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 28, No 4, pp. 1-10.
- Oliver, O.X. and Agelet, C. (2000), "*Mecánica de Medios Continuos para Ingenieros*" Ediciones de la Universidad Politécnica de Catalunya. Barcelona, España.
- Olson, R.E. (1989). "*Triaxial Test Testing*". Advanced Geotechnical Laboratory. Department of Construction Engineering, Chaoyang University of Technology.
- Omaki, S. (1982). "Stress-strain behaviour of anisotropically, normally consolidated cohesive soil". *Proc. 1st Int. Symp. Num. Geomech. Zurich* pp. 250-269.
- Pocornell, M., Nazarian, S. y Almadhoun, A.Y. (2013). "*Effect of Specimen Couplin on Torsional Resonant Column Test*". *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 36, No. 4 pp. 1-8.
- Pradel, D., Ishihara, K. and Gutierrez, M. (1990). "*Yielding and Flow of Sand Under Principal Stress Axes Rotation*". *Soils and Foundations* Vol. 30 No. 1 pp 87-99.
- Prashant, A. and Penumadu, D. (2004). "*Effect of Intermediate principal stress on Overconsolidated Kaolin Clay*". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Pp. 284-292.
- Prashant, A. and Penumadu, D. (2005). "*A Laboratory study of normally consolidated kaolin Clay*". *Canadian Geotechnical Journal*, No. 42 pp. 27-37.
- Reades, D. W. and Green, G. E. (1974), "*Discussion on Cubical Triaxial Test on Cohesionless Soil*". *ASCE J. Geotech. Engrg. Div.*, 100(GT9), pp. 1065-1067.
- Romero, E. (1999). "Thermo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated Boom Clay: an experimental Study". PhD. Thesis, Technical University of Catalunya. Barcelona.
- Romero, E., Gens, A. and Lloret, A. (1999). "Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated compacted Boom Clay". *Engineering Geology*. No. 54(1). Pp. 117-127.

- Romero, E. and Vaunat, J. (2000). “*Retention Curves of deformable clays*”. In Proc. Int. Workshope on Unsaturated Soils, Edit. A. Tarantino y C. Mancuso, pp. 91-106. A. A. Balkema, Rotterdam, Holanda.
- Romero, E. and Jommi, C. (2008). “An insight into the role of hydraulic history on the volumen changes of anisotropic clayey soils”. Water Resources Research, Vol. 44, W12412:1 – W12412:16.
- Romero, E., Della Vechia G. and Jommi, S. (2011). “*An insight into the water retention properties of compacted clayey soils*”. Géotechnique, 61(4) pp. 313-328
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Wroth (1958). “*On the yielding of soil*”. Geotechnique, 8(1), pp. 22-53.
- Roscoe, K. H. and Burland, J. B. (1968). “*On the generalized stress-strain behaviour of wet clay*”. Engineering plasticity, J. Hetman nad F. A. Leckie (Eds.), London, Cambridge University Press, pp. 535-609.
- Saada, A. S. and Baah, A. K. (1967): “*Deformation and failure of a cross anisotropic clay under combined stress*”. In proceeding, Third Pan-American Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering , Caracas, Vol. 1 pp. 67-88.
- Saada, A. S. (1988), “*Hollow Cylinder Torsional Device: Their Advantages and Limitations*”, Advances Triaxial Testing of Soils and Rpcks, ASTM STP 977, American Society for Testing and Materials, pp. 766-795.
- Saada, A. S. and Towsend, F. C. (1981): “*State of the art paper on the Strenght Testing of Soils*” Laboratory Shear Strenght of soils, ASTM STP 740, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 7-77.
- Saada, A. S. and Zamani, K. K. (1969), “*The mechanical behavior of cross anisotropic clays*”.in Proceeding, Seventh International Conference on soils and Foundation Engineering, México, Vol. 1, pp. 351-359.
- Sayao, A. and Vaid, Y.P. (1991): “A Critical Assessment of Stress Nonuniformities in Hollow Cylinder Test Specimens”, Soils and Foundations, Vol. 31, No. 1, pp. 60-72.
- Sayao, A. and Vaid, Y.P. (1996), “*Effect of intermediate principal stress on the deformation response of sand*”. Canadian Geotechnical Journal, No 33, pp 822-828.
- Schofield, A. y Wroth, P. (1968). “*Critical State Soils Mechanics*”. Lecturers in Engineering at Cambridge University. Edit. McGraw-Hill

- Sherif, M. A. and Ishibashi, M. A. (1974), “*Soil Liquefaction by Torsional Simple Shear Device*”, Journal of the Geotechnical Engineering Division. Proceeding of the American Society of Civil Engineers. Vol. 100, No. 8, pp. 871-887.
- Silvestri, V., Diab, R. and Ducharme, A. (2005): “*Development of a New Hollow Cylinder Triaxial Apparatus for Expansive Test in Clay*” Geotechnical Testing Journal, Vol. 28, No. 3, pp. 1-9.
- Sivakumar, V. A. (1993). “*A critical state frameworks for unsaturated soils*”. PhD Thesis. University of Sheffield: United Kingdom.
- Sivathayalan, S. and Vaid, Y.P. (2002), “*Influence of generalized initial state and principal stress rotation on undrained response of sand*”. Canadian Geotechnical Journal, No. 39, pp. 63-76.
- Sivathayalan, S., Manmatharajan, V. and Logeswaran, P. (2011) “*Hollow Cylinder torsional shear test to evaluate the role of principal stress direction on cyclic resistance*”. Pan-Am Canadian Geotechnical Society CGS, Geotechnical Conference.
- Sivathayalan, S., Manmatharajan, V. and Logeswaran, P. (2011), “*Hollow cylinder torsional shear tests to evaluate the role of principal stress directions on cyclic resistance*”. 2011 Pan-Am CGS Geotechnical Conference. Montreal, Can.
- Sture, S. and Desai, C. S. (1979), “*A Fluid Cushion Truly Triaxial or Multiaxial Testing Device*”. ASTM Geotechnical Testing Journal, 2(1), pp. 20-33.
- Sture, S., Ko, H.Y., Budiman, J.S. and Ontuna, A.K. (1985). “*Development and application of directional shear cell*”. Proc. XI ICSMFE, San Francisco. 2 pp. 1061-1064.
- Subramaniam, P. y Benerjee, S.(2016). “*Torsional Shear and Column Test on cement treated marine clay*”. Indian Geotechnical Journal. Vol. 46 No. 2 pp. 183-191
- Sun, D. A., Matsuoka, H., Yao, Y. and Ichimura, M. (1998). “*A transformed stress based on the Extended SMP criterion and its application to elastoplastic model for c-f materials*”. Proc. of the 55th Annual Conference of the JSCE, 3-(A), pp. 28-29 (in Japanese)
- Symes, M.J.P.R. (1983) “*Rotation in Principal Stresses in Sand*”, PhD Thesis, Department of Civil Engineering, Imperial College of Science and Technology, London.
- Symes, M.J.P.R., Gens, A. and Hight, D. W. (1984) : “*Undrained Anisotropy and Principal Stress Rotation in Saturated Sand* , Geotechnique, Vol. 34, No. 1, pp11-27.
- Tarantino, A. and Tombolato, S. (2005): “*Coupling of hydraulic and mechanical behavior in unsaturated compacted clay*”. Geotechnique, Vol. 55, No 4, pp. 307-317
- Tatsuoka, F. (1988), “*Some Recent development in Triaxial Testing System for Cohesionless Soils*”, Advanced Triaxial testing of Soil and Rock, ASTM STP 977, pp. 7-67.

- Tamagnini, C., Castellanza, R. and Nova, R. (2002). "A generalized backward Euler algorithm for the numerical integration of an isotropic hardening elastoplastic model for mechanical and chemical degradation of bonded geomaterials". *International Journal for Numerical and analytical methods in Geomechanics*. No. 30, pp. 963-1004.
- Tatsuoka, F., Sonoda, S., Hara, K., Fukushima, S. and Pradhan, Tej B. S. (1986): "*Failure and Deformation of Sand in Torsional Shear*", *Soil and Foundations*, Vol. 26, No. 4, pp. 79-97.
- Taylor, G. I. and Qunney, H. (1931). "*The Plastic Distortion of Metals*", *Phil. Trans. R. Soc. A* 230, pp. 323-363.
- Towhata, I. (1982), "Effects of stress axes rotation on deformation of sand undergoing cyclic shear", Thesis for Doctor of Engineering, University of Tokyo.
- Toyota, H., Nakamura, K. and Sramoon, W. (2004): "Failure Criterion of Unsaturated Soil Considering Tensile Stress Under Three-Dimensional Stress Conditions", *Soils and Foundations*, Vol. 44, No. 5, pp. 1-13.
- Toyota, H., Nakamura, K., Sakai, N. and Sramoon, W. (2003) "*Mechanical properties of unsaturated cohesive soil in consideration of tensile stress*". *Soils and Foundation*, Vol. 43, No. 2, pp. 115-122.
- Toyota, H., Nakamura, K., Sakai, N. and Sramoon, W. (2003). "*Mechanical properties of Unsaturated Cohesive soil in consideration of tensil stress*". *Soils and Foundations*, Vol. 43, No. 2, pp. 115-122.
- Toyota, H., Nakamura, K. and Sramoon, W. (2004). "Failure criterion of Unsaturated soil considering tensile stress under three-dimensional stress conditions". *Soils and Foundations*, Vol 44, No. 5, pp. 1-13.
- Toyota, H., Sakai, N. and Nakamura, K. (2001a) "Mechanical Properties of Saturated Cohesive Soil whit Shear History Under Three Dimensional Stress Conditions", *Soils and Foundations*, Vol. 41, No. 6, pp. 97-110.
- Toyota, H., Sakai, N. and 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.
- Vaid, Y. P. and Sayao, A. (1995): "*Proportional Loading Behavior of Sand Under Multiaxial Stress*", *Soils and Foundations*, Vol. 35, No. 3, pp. 23-29.
- Vaid, Y. P., Sayao, A., Hou Enhuang and Negussey, D. (1990). "*Generalized Stress-Path-Dependent Soil Behavior whit a New Hollow Cylinder Torsional Apparatus*", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 27. pp. 601-616.
- Vaid, Y. P., Chung, E. K. F. and Kverbis, R. H. (1990). "*Stress path and steady state*". *Canadian Geotechnical Journal*, No. 27, pp. 1-7.

- Van Eekelen, H. A. M. (1980) "Isotropic yield surfaces in three dimensions for use in soil mechanics". International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, No. 4(1), pp. 89-101.
- Van Genuchten, M. Th. (1980) "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils". Soils Sci. Soc. Am. J. No 44. Pp. 892-898.
- Vicol, T. (1990) "*Comportement hydraulique et mécanique d'un sol fin non saturé. Application à la modélisation*". PhD Thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Wang, Z. J., Luo, Y. S., Guo, H. and Tian, H. (2012). "Effect of initial Deviatoric Stress on Dynamic Shear Modulus and Damping Ratio of Undisturbed Loess in China". Engineering Geology 143-144 pp. 43-50.
- Wheeler, S.J. (1986). "*The stress-strain behavior of soils containing gas bubbles*". PhD. Thesis, University of Oxford.
- Wheeler, S.J., Sharma, R.S. y Buisson, M.S.R. (2003) "*Coupling of hydraulic hysteresis and stress-strain behavior in unsaturated soils*". Géotechnique, Vol. 53. Pp. 41-54.
- Wheeler, S. J., Näätänen, A., Karstunen, M. and Lojandert, M. (2003). "*An anisotropic model for soft clays*". Can Geotech. J., No. 40, pp. 403-418.
- Whittle, A.J., DeGroot, D.J., Ladd, C., Seah, T.H. (1994). "*Model Prediction of Anisotropic Behavior of Boston Blue Clay*". Journal of Geotechnical Engineering, Vol 102. No. 1, pp. 199-224.
- Wijewickreme, D. and Vaid, Y. P. (1991). "*Stress non-uniformity in hollow cylinder torsional specimens*", Geotechnical Testing Journal, Vol. 14, No 4, pp. 349-362.
- Wykeham Farrance, 2012 "*Soil Mechanics Testing systems*". Resonant Column and Torsional Cyclic Shear System. Catalog Controls Group. (wfi.co.uk).
- Yimsiri, S., Ratananikom, W., Fukuda, F. y Likitlersuang, S. "*Influence of stress rotation and intermediate principal stress on undrained response of Bangkok Clay*". 14th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Honkong. Vol. 1.
- Yoshimin, M. (1996). "*Undrained flow deformation of saturated sand under monotonic loading conditions*". PhD. Thesis, University of Tokyo.
- Yoshimi, M. and Oh-Oka, H. (1973), "*A ring Torsional apparatus for simple Shear Test*", Proceeding of 8th International Conference on soils Mechanics and Foundations Engineering, Moscow, Vol. , No, 1, pp. 501-506.
- Yoshimine, M., Ishihara, K. and Vargas, W.(1998), "Effects of Principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior of sand". Soils and Foundation, Vol. 38, No. 3, pp. 178-188.

Zienkiewicz, O. C., Chan, A. H. C., Pastor, M., Schrefler, B. A. and Shiomi, T. (1999). "*Computational Geotechnics*". Jhon Wiley nas Sons. (Edit.).

Zdravkovic, L. and Potts, D. M. (2005), "*Finite element investigation of non-uniformities in Hollow Cylinder experiments*". En Barla, M., Barla, G. (Ed.), 11th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, IACMAG. Vol.2 A. A. Balkema, pp. 251-258.

Zdravkovic, L. and Jardine, R. J. (2001): "The Effect on Anisotropy of Rotating the Principal Stress Axes During Consolidation", *Geotechnique*, Vol. 51, No. 1, pp. 69-83.