

ADVERTIMENT. La consulta d'aquesta tesi queda condicionada a l'acceptació de les següents condicions d'ús: La difusió d'aquesta tesi per mitjà del servei TDX (www.tesisenxarxa.net) ha estat autoritzada pels titulars dels drets de propietat intel·lectual únicament per a usos privats emmarcats en activitats d'investigació i docència. No s'autoritza la seva reproducció amb finalitats de lucre ni la seva difusió i posada a disposició des d'un lloc aliè al servei TDX. No s'autoritza la presentació del seu contingut en una finestra o marc aliè a TDX (framing). Aquesta reserva de drets afecta tant al resum de presentació de la tesi com als seus continguts. En la utilització o cita de parts de la tesi és obligat indicar el nom de la persona autora.

ADVERTENCIA. La consulta de esta tesis queda condicionada a la aceptación de las siguientes condiciones de uso: La difusión de esta tesis por medio del servicio TDR (www.tesisenred.net) ha sido autorizada por los titulares de los derechos de propiedad intelectual únicamente para usos privados enmarcados en actividades de investigación y docencia. No se autoriza su reproducción con finalidades de lucro ni su difusión y puesta a disposición desde un sitio ajeno al servicio TDR. No se autoriza la presentación de su contenido en una ventana o marco ajeno a TDR (framing). Esta reserva de derechos afecta tanto al resumen de presentación de la tesis como a sus contenidos. En la utilización o cita de partes de la tesis es obligado indicar el nombre de la persona autora.

WARNING. On having consulted this thesis you're accepting the following use conditions: Spreading this thesis by the TDX (www.tesisenxarxa.net) service has been authorized by the titular of the intellectual property rights only for private uses placed in investigation and teaching activities. Reproduction with lucrative aims is not authorized neither its spreading and availability from a site foreign to the TDX service. Introducing its content in a window or frame foreign to the TDX service is not authorized (framing). This rights affect to the presentation summary of the thesis as well as to its contents. In the using or citation of parts of the thesis it's obliged to indicate the name of the author



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA
BARCELONATECH

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

Efectos de la microestructura en el comportamiento hidromecánico de suelos compactados

Tesis Doctoral

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

Universitat Politècnica de Catalunya

René Sebastián Mora Ortiz

Directores

Eduardo Alonso Pérez de Ágreda

Enrique Romero Morales

Barcelona, España, marzo de 2016

Para Emilio, Victoria y Montserrat

*Él es mi fuente de existencia y mi salvador.
Él me mantiene funcionando día y noche.
Sin Él, nada soy, pero con Él,
todo lo puedo en Cristo que me fortalece.*

Filipenses, 4:13

Resumen

La microestructura, entendida como la distribución y conectividad en el tamaño de poros, es un factor importante que afecta al comportamiento mecánico y a las propiedades hidráulicas de suelos compactados con fracción fina (limos y arcillas). El presente estudio evalúa el efecto de la microestructura en muestras estáticamente compactadas de una arcilla de baja plasticidad de Barcelona, enfocándose en el análisis de la compresibilidad del suelo ante cambios de tensión media y de succión matricial. El material se ha compactado a una densidad seca prefijada (inferior a la máxima del Proctor normal) y a dos humedades contrastantes para generar dos microestructuras diferenciadas. Se ha seguido una metodología principalmente experimental, que ha involucrado el desarrollo de una nueva célula isótropa con control / medida de succión, así como su calibración y puesta a punto, la implementación de nuevos protocolos para los ensayos, la preparación del material a unos estados pre-establecidos, y el desarrollo de un programa de ensayos que involucra cambios de tensión media y de succión, así como medidas puntuales de la microestructura y de la rigidez al corte a pequeñas deformaciones. Una vez compactado el material se han seguido trayectorias que involucran el secado y humedecimiento de las muestras, así como trayectorias de carga isótropas a humedad constante (con medida de la succión matricial) y a succión matricial constante (con medida de los cambios de volumen de agua). Las trayectorias tensionales han permitido analizar el efecto de la microestructura sobre el comportamiento hidro-mecánico del material (permeabilidad y retención al agua en trayectorias de humedecimiento / secado, compresibilidad ante carga, evolución de la deformación de corte y rigidez al corte) ante una amplia gama de distribución de tamaños de poros, grados de saturación, índices de poros, succiones matriciales (entre 0 y 500 kPa) y tensiones medias (hasta 2000 kPa).

La célula isótropa desarrollada en la primera fase de la Tesis ha permitido medir localmente las deformaciones axiales y radiales (éstas últimas a lo largo de dos direcciones ortogonales) mediante un novedoso sistema que utiliza transductores de desplazamiento externos. También ha incluido un complejo sistema de cabezales, que ha permitido medir la succión matricial mediante un transductor de presión miniatura y ante una presión de aire constante (superior a la atmosférica), ha permitido también aplicar la succión matricial mediante la técnica de traslación de ejes. Dos cabezales se han diseñado para incluir *bender elements* (emisor y receptor), que han permitido determinar el módulo de rigidez al corte a pequeñas deformaciones ante diferentes estados hidráulicos y mecánicos.

A lo largo de la investigación se ha tenido especial cuidado en separar los efectos de la microestructura originada durante el proceso de compactación a dos humedades contrastantes de

los efectos de la microestructura asociados a las trayectorias hidromecánicas. Los cambios de microestructura se han investigado mediante ensayos de porosimetría por intrusión / extrusión de mercurio, así como utilizando microscopía electrónica FESEM a diferentes estados hidráulicos.

Los resultados se han interpretaron mediante modelos constitutivos elasto-plásticos existentes que incorporan el efecto de la microestructura en el comportamiento mecánico (cambios en la compresibilidad) e hidráulico (cambios en la curva de retención) del suelo. Se ha analizado el efecto de la microestructura sobre las superficies de fluencia '*loading-collapse*' inducidas durante la compactación, sobre la compresibilidad y la rigidez al corte ante pequeñas deformaciones, así como sobre las curvas de retención del material. También se ha analizado mediante un modelo constitutivo elasto-plástico con endurecimiento cinemático la evolución a lo largo de las trayectorias hidro-mecánicas seguidas de la anisotropía inducida durante el proceso de compactación estática unidimensional.

Abstract

The microstructure, understood as the distribution and connectivity with the size of pores, is an important factor that affects the mechanical behavior and the hydraulic properties of compressed soil with a thin fraction (silts and clays). The present study evaluates the effect of the microstructure in statically compacted samples of a clay of low plasticity from Barcelona, focusing in the analysis of the compressibility of the soil before changes of average tension and of matric suction. The material has been compacted to a prearranged dry density (lower than the maximum of the normal Proctor) and to two contrasting moistures. It has being followed a mainly experimental methodology, which has involved the development of a new isotropic cell with control/ measurement of the matric suction, as well as its calibration and setting on point, the implementation of new protocols for the essays, the preparation of the material to a few pre-established states, and the development of a program of essays that involve changes of average tension and suction, as well as punctual measurements of the microstructure and the small strain shear modulus. Once the material has been compressed, paths that involve the drying and wetting of the samples have been followed, as well as isotropy load paths to constant moisture (with measurement of the matric suction) and to constant matric suction (with measurement of the changes in water volume). The loading paths carried out have allowed to analyze the hydro-mechanical behavior of the material (permeability and retention of water in wetting/drying paths, compressibility, evolution of the small strain shear modulus) before a wide range of distribution of pore sizes, saturation grades, pore indexes, matric suction (between 0 and 500 kPa) and average tensions (up to 2000 kPa).

The isotropy cell developed in the first phase of the Thesis has allowed to measure locally the axial and radial deformations (the last mentioned along two orthogonal directions) through an innovative system that uses external displacement transducers. Also, it has included a complex system of headers, which have allowed to measure the matric suction through a miniature pressure transducer and with a pressure of constant air (superior to the atmospheric one), it has allowed to also apply the matric suction through the axis translation technique. Two headers have been designed to include bender elements (transmitter and receiver transducer), that have allowed to determine the small strain shear modulus before the different hydraulic and mechanical states.

Along the investigation, we have been specially careful in separating the effects of the microstructure caused during the compression process at the two contrasting moistures of the effects of the microstructure associated with the hydro-mechanical paths. The microstructure

changes have been investigated through intrusion/extrusion mercury porosimetry tests, as well as using electronic FESEM microscopy for the different hydraulic states.

The results have been interpreted through of elasto-plastic constitutive models that incorporate the effect of the microstructure in the mechanical (changes in the compressibility) and hydraulic (changes in the retention curve) behavior of the compacted soil. It has been analyzed the effect of the microstructure on the yielding surface induced during the compactation, on the compressibility and the small strain shear modulus, as well as on the water retention curves of the material. Also it has been analyzed through an elasto-plastic constitutive model of the evolution along the hydro-mechanical paths followed by the induced anisotropy during the process of unidimensional static compression.

Agradecimientos

Le doy muchas gracias a Dios por darme la oportunidad de realizar mis estudios de doctorado y permitirme estar con mi familia al mismo tiempo.

Les agradezco a mis directores de tesis los doctores Eduardo Alonso y Enrique Romero por todo su apoyo, interés y acertada orientación desde el principio de esta investigación.

A todos mis compañeros y amigos del laboratorio de geotecnia que hicieron de las largas horas de trabajo experimental momentos amenos. En especial agradezco a Clara Alvarado, Laura González y a mi compañero de despacho Mauricio Tapias por su importante apoyo en la etapa final de este proyecto.

Agradezco a todos mis compañeros del futbol de los jueves por todos esos buenos momentos.

A José Álvarez, Victor Lozano y Rodrigo Gómez, por su importante ayuda durante los ensayos de laboratorio, por su gran disposición de siempre echar una mano. Mi más sincero agradecimiento al señor Tomás Pérez por su colaboración en la construcción de la célula isótropa y todo su equipamiento, por todos sus consejos en la calibración y puesta a punto de este equipo. A Fernando Cortez por sus consejos y asesoramiento en la instrumentación de la célula isótropa. A Núria Sau por su importante asesoría en la construcción de los *bender elements*.

Nuevamente agradezco al doctor Enrique Romero por su invaluable apoyo y paciencia desde mi llegada al laboratorio de geotecnia. Por la confianza que depositó en mí, por su apoyo en los momentos difíciles dentro de esta investigación. Por guiarme en la dirección correcta durante los ensayos de laboratorio y la modelación.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) de México y a la Universidad Juárez Autónoma de Tabasco, por su apoyo económico y por las facilidades que me dieron para viajar a Barcelona a realizar mis estudios de doctorado.

Les agradezco a mis padres por todo su apoyo desde México, sin él, nada de esto habría sido posible. A mi esposa y amiga Ana Luisa por su apoyo incondicional y su comprensión en los momentos difíciles de la investigación. A mis nenes Emilio, Victoria y Montse porque su presencia a mi lado potenció mi esfuerzo. A nuestros mejores amigos de Barcelona: Francisco y Paula, Alirio e Isvelia, Kevin, Pau, Kathia, Dani, Marlene, Kyrennia y Eddalith.

CONTENIDO

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS DE LA TESIS

1.1 Introducción	1
1.2 Objetivos de la tesis	3
1.3 Organización y contenido	4

CAPÍTULO 2. SUELOS COMPACTADOS. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1 Introducción	7
2.2 La microestructura en los suelos compactados	9
2.2.1 Curvas de retención	16
2.2.2 Modelos constitutivos que incorporan la microestructura	23
2.3 Succión en suelos compactados	28
2.3.1 Equipos para medida y control de la succión	30
2.4 Anisotropía inducida por compactación	32
2.5 Módulo de corte a pequeñas deformaciones	33
2.5.1 Factores que influyen en el módulo de corte	34
2.5.2 Determinación del módulo de corte	42
2.5.2.1 Ensayo de columna resonante	42
2.5.2.2 Transductores piezoeléctricos	44
2.5.2.3. <i>Shear plates</i>	46
2.5.2.4 <i>Bender elements</i>	47
2.5.2.4.1 Interpretación del ensayo <i>bender element</i>	50
2.5.2.4.2 Factores que afectan al ensayo <i>bender element</i>	53
2.5.2.5 <i>Bender/extender elements (B/EE)</i>	56

CAPÍTULO 3. DESARROLLO DEL NUEVO EQUIPO ISÓTROPO Y TÉCNICAS EXPERIMENTALES UTILIZADAS

3.1 Desarrollo de una nueva célula isótropa con medida local de la deformación, con control y medida de succión	59
3.2 Descripción general del equipo	60
3.3 Sistema de medida de cambio de volumen	65

3.3.1	Deformabilidad de la célula isótropa	72
3.4	Equipo y técnicas para control y monitoreo de la succión matricial	73
3.4.1	Control de succión por traslación de ejes	74
3.4.2	Equipo para el control de la succión matricial	82
3.4.3	Nuevo equipo para el monitoreo de la succión matricial	83
3.5	Sistema para la determinación del módulo de corte a pequeñas deformaciones	88
3.5.1	<i>Bender elements</i>	91
3.5.2	Dispositivos electrónicos periféricos	93
3.5.3	Pedestal y cabezal para <i>bender elements</i>	94
3.5.4	Calibración del sistema <i>bender elements</i>	97
3.6	Sistemas de medida complementarios	103
3.7	Sistema de adquisición de datos	105
3.8	Procedimiento de montaje de ensayo isótropo	107
3.8.1	Metodología de ensayos	112
3.9	Procedimiento de montaje del ensayo con <i>bender elements</i>	114

CAPÍTULO 4. SUELO UTILIZADO EN LA INVESTIGACIÓN

4.1	Caracterización del suelo usado durante la investigación	121
4.1.1	Granulometría	121
4.1.2	Límites de consistencia	123
4.1.3	Curva de compactación	124
4.2	Preparación de las muestras	126
4.3	Análisis de la microestructura inicial	131
4.3.1	Porosimetría por intrusión de mercurio (MIP)	132
4.3.2	Microscopía electrónica de barrido de emisión de campo (FESEM)	137
4.4	Curvas de retención básicas	140

CAPÍTULO 5. PROGRAMA EXPERIMENTAL

5.1	Introducción	143
5.2	Trayectorias tensionales	144
5.2.1	Etapas de equilibrio	147
5.2.2	Etapas de compresión isótropa	148

5.3 Determinación de permeabilidad saturada, porosimetría y módulo de corte	149
5.4 Ensayos isótropos previos	150

CAPÍTULO 6. RESULTADOS EXPERIMENTALES

6.1 Introducción	157
6.2 Caracterización volumétrica de material	157
6.2.1 Ensayos isótropos sobre muestras saturadas	158
6.2.2 Ensayos isótropos sobre muestras compactadas del lado seco del óptimo	159
6.2.3 Ensayos isótropos sobre muestras compactadas del lado húmedo del óptimo	168
6.3 Caracterización microestructural del material	177
6.3.1 Cuantificación de la microestructura	187
6.4 Ensayos de permeabilidad saturada	192
6.5 Módulo de corte a pequeñas deformaciones	194

CAPÍTULO 7. INTERPRETACIÓN Y MODELACIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

7.1 Introducción	211
7.2. Análisis e interpretación de los cambios microestructurales	212
7.2.1 Microestructura generada durante el proceso de compactación	212
7.2.2 Microestructura en el plano Proctor de compactación	214
7.2.3 Evolución de la microestructura durante las trayectorias de carga isótropa	218
7.2.4 Influencia de la microestructura en la permeabilidad saturada	223
7.3 Análisis del comportamiento hidráulico del suelo mediante las curvas de retención de agua	225
7.3.1 Introducción	225
7.3.2 Modelo de la curva de retención	225
7.3.3 Calibración del modelo de la curva de retención	226
7.3.4 Predicciones teóricas del modelo y análisis del comportamiento hidráulico del suelo	230
7.4 Análisis y simulación del comportamiento volumétrico	244
7.5 Modelación de la anisotropía	255
7.5.1 Evidencia experimental de la anisotropía inducida por compactación	255
7.5.2 Descripción del modelo utilizado	257

7.5.3 Variables de tensión y deformación	257
7.5.4 Ecuaciones del modelo mecánico utilizado	259
7.5.5 Ecuaciones del modelo hidráulico	262
7.5.6 Calibración del modelo	263
7.5.7 Simulación numérica	268
7.6 Análisis del módulo de corte a pequeñas deformaciones	275
7.6.1 Descripción y calibración del modelo	275
7.6.2 Predicciones del modelo	280

CAPÍTULO 8. RESUMEN, CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

8.1 Conclusiones	291
8.1.1 Resumen de la investigación realizada	291
8.1.2 Caracterización del suelo utilizado y estados iniciales tras la compactación	292
8.1.3 Desarrollo de la nueva célula isótropa con medida local de la deformación, con control y medida de succión, y con <i>bender elements</i>	292
8.1.4 Resultados experimentales y su interpretación a través de modelos constitutivos avanzados	294
8.1.4.1 Programa experimental	294
8.1.4.2 Determinación de la microestructura. Cambios observados en la microestructura	295
8.1.4.3 Comportamiento hidráulico. Permeabilidad saturada y curvas de retención	297
8.1.4.4 Comportamiento de cambio de volumen del suelo durante la carga	299
8.1.4.5 Anisotropía inducida por compactación en muestras D	300
8.1.4.6 Módulo de rigidez al corte a pequeñas deformaciones	300
8.2 Líneas futuras de investigación	301

REFERENCIAS	303
-------------	-----

ANEXO A. Calibración de los dispositivos LVDT	333
ANEXO B. Calibración del sensor de presión en miniatura	336
ANEXO C. Características de la piezocerámica	339

ANEXO D. Equipos complementarios para la medida de succión	343
ANEXO E. Trazas de las señales recibidas durante la determinación del módulo $G_{m\acute{a}x}$ en ensayos de compresión isotrópica a humedad constante	346

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS DE LA TESIS

1.1 Introducción

Los suelos compactados se utilizan en una gran variedad de obras de ingeniería; por ejemplo, en presas de tierras, canales de irrigación, terraplenes para caminos y ferrocarriles, diques, muelles, pavimentos, etc. El estudio fundamental del comportamiento de estos suelos artificialmente preparados es muy importante desde el punto de vista de la geotecnia. Resultados recientes han puesto en evidencia que la microestructura asociada al proceso de fabricación de los mismos también juega un papel importante en los mencionados suelos preparados. Dentro de este contexto se entiende como microestructura la distribución y conectividad en el tamaño de poros, donde la agregación de las partículas por la humedad juega un papel importante. Por todo lo anterior, se hace imprescindible entender claramente el comportamiento mecánico e hidráulico del suelo compactado a diferentes estados de microestructura, que se consiguen compactando al suelo a dos humedades contrastantes.

En este sentido, investigadores como Lambe (1958) y Seed y Chan (1959) realizaron las primeras interpretaciones microestructurales, en las que señalaban que la microestructura de los suelos compactados dependía de su contenido de humedad, así como del proceso y energía de compactación. Lambe (1958) concluyó que los suelos compactados del lado húmedo (humedades superiores al óptimo de compactación dinámica) presentaban una estructura de partículas dispersa, mientras que los del lado seco (humedades inferiores al óptimo de compactación dinámica) mostraban una estructura floculada. A partir de aquellas primeras interpretaciones, se produjo una evolución hasta llegar a los conceptos de agregados (conjunto de partículas elementales de arcilla), porosidad externa (macroporos entre agregados), porosidad interna (microporos dentro de agregados) y partículas elementales, que permitieron definir la microestructura del suelo para diferentes condiciones de compactación. Gracias a la incorporación de nuevas tecnologías para la inspección visual, ahora se sabe que los suelos compactados dinámicamente del lado seco del óptimo por lo general muestran una estructura con doble porosidad integrada por microporos y macroporos. Por su parte, los suelos compactados del lado húmedo generalmente exhiben una estructura más homogénea sin distinguirse los grandes poros del lado seco. Se sabe, asimismo, que las propiedades hidráulicas y mecánicas de los suelos compactados no solo dependen de la mineralogía (superficie específica) y granulometría, sino también de la distribución de tamaños de poros y su conectividad (microestructura). Para un mismo suelo, los cambios de humedad, de densidad seca o de energía de compactación producen diferentes microestructuras y, en consecuencia, distintos comportamientos. Así se ha estudiado la influencia de la microestructura sobre la permeabilidad saturada y la propiedades de retención al agua (Romero *et al.*, 1999; Delage, 2006; Romero *et al.*, 2011; Romero, 2013), la variación del módulo de rigidez al cortante a pequeñas deformaciones ante cambios de humedad (Sharma y Bukkapatnam, 2008; Merchan, 2011; Baptista, 2013; Suriol *et al.*, 2014), los cambios en la

compresibilidad ante carga y los colapsos experimentados (Alonso *et al.*, 2013) y la influencia de la humedad y densidad inicial sobre la microestructura (Suriol y Lloret, 2007; Hong y Han, 2006; Heitor, 2013).

En este trabajo, se analiza la microestructura –entendida como como la distribución y conectividad en el tamaño de poros- desarrollada durante la compactación de una arcilla limosa de baja plasticidad a dos humedades iniciales contrastantes. Igualmente se estudian los cambios que la microestructura experimenta cuando el material se somete a diferentes trayectorias hidromecánicas (secado y humedecimiento, carga y descarga) partiendo de los dos estados contrastantes de humedad, y se comparan estos resultados con la microestructura generada tras la compactación.

Un aspecto fundamental en el estudio de los suelos compactados es poder contar con ensayos de laboratorio (que incluyen protocolos experimentales y células hidromecánicas avanzadas) capaces de reproducir de manera rigurosa las trayectorias tensionales que estos suelos experimentan. En este sentido, muchas veces resulta necesario actualizar o incluso crear nuevos equipos de laboratorio que hagan posible la obtención de resultados fiables de los fenómenos que se están estudiando (Abuel-Naga *et al.*, 2007; Kumar y Clayton, 2007; Ng y Yung, 2008; Ezaoui y Benedetto, 2009; Ng *et al.*, 2009; Rohe *et al.*, 2009; Ng y Xu 2012; Li *et al.*, 2012; Truong *et al.*, 2012; Valle-Molina y Stokoe II, 2012; Yang y Gu, 2013). Por esta razón, a lo largo de la primera etapa de desarrollo de la investigación se ha desarrollado una nueva célula isótropa que puede medir localmente las deformaciones axiales y radiales mediante un novedoso sistema. La célula incluye un conjunto de cabezales que permiten aplicar la succión matricial mediante la técnica de traslación de ejes, así como medir la succión en condiciones no drenadas (trayectorias a humedad constante). Con la incorporación del sistema de medida *bender elements* en un par de cabezales este equipo puede, además, determinar el módulo de rigidez al cortante a pequeñas deformaciones. Todas estas características hacen de la nueva célula isótropa un dispositivo potente, versátil e idóneo para proporcionar datos de gran calidad que ayuden a una correcta evaluación del comportamiento de estos suelos compactados a lo largo de diferentes trayectorias tensionales.

Otro aspecto importante que se aborda en la presente investigación es la anisotropía inducida en el suelo durante el proceso de compactación unidimensional (Cui y Delage, 1996; Zeng y Ni, 1998; Kuwano *et al.*, 2000; Pennington *et al.*, 2001; Hoque y Tatsuoka, 2004; Estabragh y Javadi, 2006). Esta anisotropía requiere de medidas independientes de las deformaciones radial y axial en ensayos triaxiales (Lawton *et al.*, 1991; Maâtouk *et al.*, 1995; Zakaria *et al.*, 1995). Asimismo, esta anisotropía inducida queda evidente al realizar ensayos de compresión isótropa que producen deformaciones anisótropas en la muestra (Romero, 1999). Diversos investigadores han estudiado la evolución de la mencionada anisotropía inicial a lo largo de distintas trayectorias de carga y de humedecimiento (Zakaria *et al.*, 1995; Barrera *et al.*, 2000; Romero *et al.*, 2003; Wheeler *et al.*, 2003; Jommi y Romero, 2008; Jommi *et al.*, 2008).

Debido a que los suelos presentan un comportamiento complejo, es importante contar con modelos constitutivos capaces de predecir, con suficiente fiabilidad y con el menor número de parámetros, el comportamiento del suelo bajo diferentes condiciones hidromecánicas. La relación entre los resultados obtenidos en el laboratorio y el modelo constitutivo resulta fundamental, ya que es muy importante que las modelaciones reproduzcan el comportamiento del suelo de manera real. En este sentido, durante los últimos años, se han desarrollado modelos constitutivos que incorporan el efecto de la microestructura, lo que se traduce en una mejor comprensión del comportamiento de los suelos compactados en condiciones contrastantes de humedad (Alonso *et al.*, 2008, 2010, 2013; Romero *et al.*, 2011). De ese modo, los resultados obtenidos en esta investigación se han interpretado mediante el uso de modelos constitutivos elasto-plásticos que incorporan el efecto de la microestructura en el comportamiento mecánico e hidráulico del suelo. Con ello, se pretende analizar los efectos de la microestructura sobre la superficie de fluencia en el plano de succión : tensión neta media (superficie de fluencia LC, Alonso *et al.*, 1990), así como sobre la compresibilidad ante carga, la permeabilidad, la retención al agua y la rigidez al corte a pequeñas deformaciones.

1.2 Objetivos de la tesis

El objetivo principal de esta investigación se centra en evaluar el efecto de la microestructura de un suelo estáticamente compactado (arcilla limosa de baja plasticidad) sobre la compresibilidad ante cambios de tensiones medias (carga/descarga) y de succión (secado/humedecimiento), sobre el comportamiento hidráulico (permeabilidad y retención al agua), y sobre la rigidez al cortante a pequeñas deformaciones. Para lograr muestras con microestructuras contrastantes se compactó el material a una misma densidad seca (inferior a la densidad seca máxima del Proctor normal) y a dos humedades contrastantes (lado seco y lado húmedo de compactación Proctor normal).

Otro de los objetivos se enfoca en seguir la evolución de la microestructura que experimenta el suelo a lo largo de las diferentes trayectorias tensionales mediante el uso de porosimetría por intrusión de mercurio y microfotografías con microscopio electrónico, así como por las variaciones en la permeabilidad al agua y por el seguimiento del módulo de rigidez al corte a pequeñas deformaciones mediante *bender elements*. Este objetivo permitirá discernir la diferencia entre la microestructura creada durante el proceso de compactación de aquella generada por las trayectorias tensionales seguidas.

Para alcanzar los objetivos anteriores, la investigación también tiene como objetivo el desarrollo, puesta a punto y calibración de sensores de una nueva célula isótropa para realizar trayectorias hidromecánicas. Dicha célula mide localmente y en forma independiente las deformaciones axiales y radiales, que experimenta la muestra cilíndrica a lo largo de trayectorias de carga/descarga y de secado/humedecimiento. Igualmente permite el control de la succión matricial con traslación de ejes, así

como de la medida de la succión matricial en condiciones de humedad constante. La célula también incluye el desarrollo de cabezales especiales que incorporan *bender elements*.

El objetivo final de la Tesis se centra en la interpretación de los resultados utilizando diferentes modelos constitutivos avanzados (algunos de ellos elastoplásticos), que simulan el comportamiento de las curvas de retención (incorporando los cambios de microestructura y del índice de poros, así como la histéresis hidráulica); los efectos de la microestructura en el comportamiento mecánico (cambios en la compresibilidad, efecto sobre la superficie de fluencia carga – colapso); los efectos de la microestructura y del estado hidráulico en los módulos de rigidez al corte a pequeñas deformaciones; y finalmente en el estudio de la anisotropía inducida durante la compactación y su posterior borrado con la acumulación de deformación plástica. Los resultados permitirán incorporar mejoras en los modelos constitutivos existentes.

1.3 Organización y contenido

La presente tesis consta de ocho capítulos cuyos contenidos se describen brevemente a continuación.

El capítulo 1 consiste en una pequeña introducción y en la descripción de los objetivos.

El capítulo 2 trata sobre el estado del conocimiento en cuanto al comportamiento de los suelos compactados. Comienza refiriendo las nociones básicas de la compactación. Posteriormente, se abordan otros conceptos, como la microestructura de suelos compactados, curva de retención y la succión asociada con los distintos estados de compactación. Se hace una revisión sobre la microestructura en los suelos no saturados y su integración en modelos constitutivos. Después, se realiza un breve repaso de las investigaciones llevadas a cabo sobre anisotropía. También se presenta una revisión de los modelos constitutivos ideados para reproducir el comportamiento de los suelos compactados. Debido a que uno de los objetivos de esta investigación es el desarrollo y puesta a punto de un equipo de laboratorio para el control y medida de la succión, se hace una breve reseña de los instrumentos existentes que son capaces de medir cambios volumétricos y de controlar y medir la succión. Finalmente, se describen procedimientos, técnicas y equipos de laboratorio con los que determinar el módulo de rigidez a pequeñas deformaciones ($G_{m\acute{a}x}$).

Las características y puesta a punto de la nueva célula isótropa desarrollada en este trabajo se detallan en el capítulo 3. Se hace una descripción general del equipo y de los sistemas de medida de desplazamientos, succión y rigidez que lo componen, así como de los dispositivos electrónicos complementarios. En la última parte, se detallan los procedimientos de montaje de los ensayos de carga isótropa y del ensayo con *bender elements*.

El capítulo 4 muestra la caracterización geotécnica del suelo utilizado, la técnica de preparación de las muestras y las propiedades de compactación del material. Se comparan algunas propiedades con los resultados de otras investigaciones realizadas sobre el mismo suelo (Barrera, 2002; Buenfil, 2007; Baptista, 2013; González 2012). A continuación se aborda la caracterización microestructural del suelo llevada a cabo con la técnica de porosimetría por intrusión de mercurio (MIP) y con microscopía electrónica de barrido de emisión de campo (FESEM) para las condiciones iniciales de compactación. También se estudian las curvas de retención tanto en la rama seca como en la húmeda.

Las trayectorias hidromecánicas realizadas dentro del programa de ensayos se detallan en el capítulo 5. En su parte final, se presentan algunos resultados previos de ensayos de compresión isótropa.

En el capítulo 6 se exponen los resultados de los ensayos de laboratorio: respuesta del cambio de volumen y caracterización microestructural del material, ensayos de permeabilidad y del módulo de rigidez a pequeñas deformaciones.

El capítulo 7 muestra el análisis e interpretación de los datos obtenidos. Se presenta la evolución de la microestructura en el plano Proctor de compactación realizada con un modelo microestructural. A continuación se exponen los resultados de las simulaciones de las curvas de retención agua realizadas con un modelo constitutivo para posteriormente analizar el comportamiento de las trayectorias hidromecánicas seguidas en los gráficos de la curva de retención. Después se interpreta el comportamiento de cambio de volumen en las trayectorias de carga mediante un modelo constitutivo (elastoplástico) que incorpora la microestructura. También se interpretan los resultados de la evolución de la anisotropía inducida por la compactación con la ayuda de un modelo elastoplástico que incorpora leyes de endurecimiento gobernadas por las deformaciones plásticas y el grado de saturación. Finalmente, se presenta el ajuste de los resultados del módulo de rigidez a pequeñas deformaciones en el plano Proctor de compactación con un modelo constitutivo que contempla la evolución de la microestructura y el grado de saturación.

Para terminar, el capítulo 8 contiene las conclusiones derivadas de esta tesis y una propuesta sobre futuras líneas de investigación.

CAPÍTULO 2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO.

2.1 Introducción

Los trabajos realizados por Proctor (1933) fueron los cimientos para la implantación de las bases conceptuales que se tienen actualmente del proceso de compactación de los suelos. El objetivo básico de la compactación es mejorar las características de comportamiento de los materiales. Con este procedimiento es posible disminuir la compresibilidad de los suelos e incrementar su estabilidad volumétrica ante cambios en su contenido de agua además de obtener un aumento de la resistencia, rigidez y una disminución de la permeabilidad.

El estado de compactación de una muestra de suelo está definido por dos variables de estado: la densidad seca (ρ_d) y la humedad (w). Para un procedimiento de compactación dado, es posible determinar una densidad seca máxima para una humedad inferior a la de saturación. Esta humedad se conoce como humedad óptima. Entre los factores que influyen en el proceso de compactación, el contenido de agua y el nivel de energía utilizados son variables que tienen gran impacto sobre el mismo. El contenido de agua con que se compacta un suelo juega un papel fundamental en el proceso de compactación. Esta influencia fue identificada por Proctor (1933). En suelos con un contenido de humedad alto, los poros poseen gran cantidad de agua que ocasiona que la deformabilidad no drenada del suelo sea baja, debido a que parte de las presiones aplicadas son soportadas por dicha agua. Por el contrario, en suelos con un contenido de humedad bajo, la succión que se desarrolla en los poros provoca que el suelo sea poco deformable, debido a la rigidización del esqueleto sólido. En una humedad intermedia (óptima) se alcanza la máxima deformabilidad al compactar.

Proctor (1933) representó la variación de la densidad seca (ρ_d) con el contenido de agua (w) para obtener la curva de compactación. Este plano elegido para representar los estados de compactación de un suelo sigue siendo un plano de referencia en el estudio de los suelos compactados. Hoy en día, aún se mantiene la alusión a dos energías de compactación: “Proctor Normal (PN)” y “Proctor Modificado (PM)”. Para cada tipo de suelo y para un cierto nivel de energía existe una determinada curva de compactación. Los puntos de la curva que corresponden a contenidos de agua menor que la óptima constituyen el lado seco de compactación, mientras que los puntos que poseen una mayor humedad que la óptima forman el lado húmedo de compactación. Para un mismo tipo de suelo que se compacta con idéntico procedimiento pero a distintos niveles de energía, se consiguen densidades secas mayores para el mismo contenido de agua. Así, cuanto mayor es el nivel de energía que se aplica al suelo, la densidad seca máxima que se obtiene es mayor a la vez que se reduce la humedad óptima. Estos valores de densidad seca máxima y humedades óptimas suelen corresponderse con valores del grado de saturación de entre 0.70 y 0.9 (Lawton 1989, Alonso 2004). El aumento de la densidad seca máxima con el incremento de la energía no crece de manera indefinida, debido a que la eficiencia de la energía

transmitida al suelo se reduce en la medida que disminuye el índice de vacíos, pero esta disminución no es lineal, es rápida al comienzo y posteriormente va disminuyendo.

La mayoría de la investigación experimental realizada sobre suelos no saturados se ha realizado sobre muestras compactadas estáticamente, por lo general en condiciones de deformación unidimensional. Esto se debe a que la compactación estática permite elaborar muestras más repetibles que la compactación dinámica. En la figura 2.1 se muestran los estados de compactación presentados por Alonso (2004) de la arcilla plástica de Boom ($w_L = 56\%$; $IP = 27\%$; porcentaje de partículas de tamaño arcilla ($< 2 \mu m$) = 49.7%) bajo tensiones verticales de intensidad creciente. Se utilizaron datos de ensayos Proctor Modificado publicados por Wan (1996) para complementar el plano de compactación. Para este material fue necesario aplicar tensiones verticales de 5 MPa para alcanzar densidades cercanas al óptimo del Proctor Normal, mientras que para conseguir densidades próximas al Proctor Modificado se requieren tensiones superiores a 10 MPa. En este plano, se dibujan también las curvas que corresponden a distintos grados de saturación y de succión. Todos estos datos proporcionan una información completa sobre el estado del suelo en los diferentes puntos del plano de compactación.

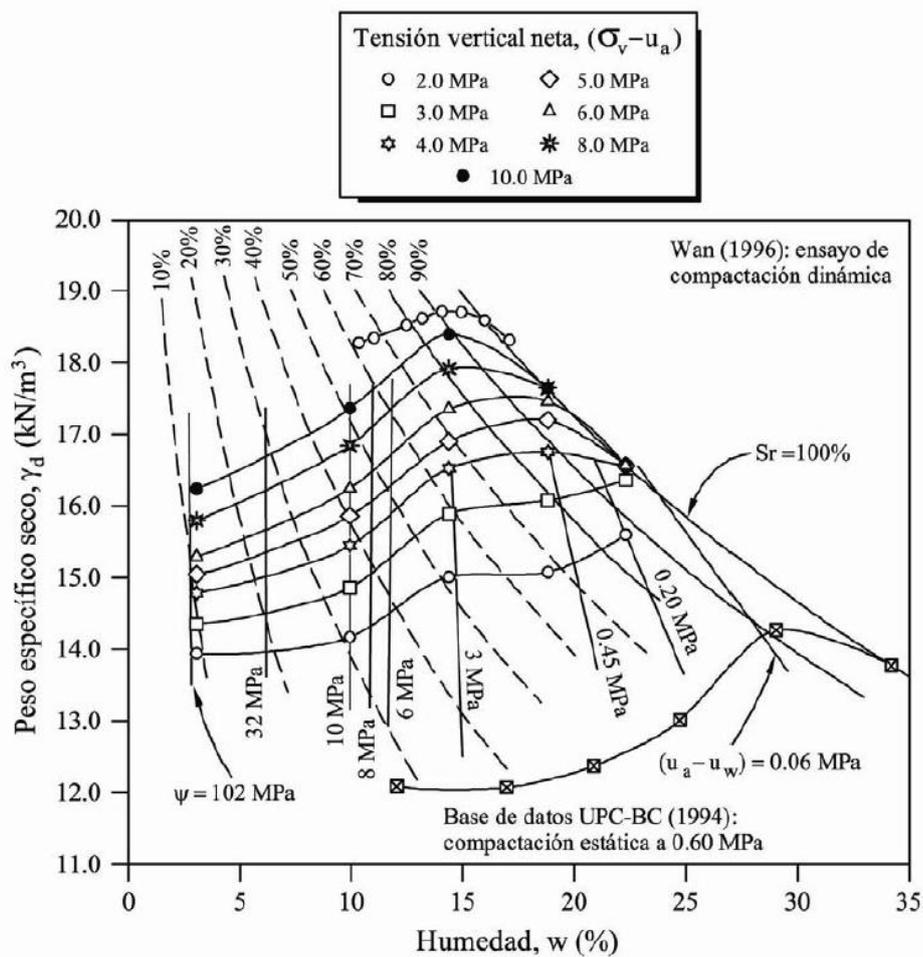


Figura 2.1. Compactación estática de la arcilla Boom (Romero 1999).

2.2 La microestructura en los suelos compactados

La microestructura está conformada por tres elementos: partículas elementales, agregados de partículas y poros (Alonso *et al.*, 1987). Así pues entendemos a la microestructura como la forma en la que se distribuyen las partículas elementales (sólidos), los agregados y los tamaños de poros dentro de un material compactado, en el entendido que los tamaños de poro muy pequeños generalmente están asociados a poros dentro de agregados (microporos) y los tamaños más grandes están asociados a los espacios entre agregados (macroporos).

Con la combinación de estos tres elementos se pueden formar tres tipos de estructuras fundamentales (figura 2.2): la microestructura de tipo matricial que está formada por una masa de partículas distribuida de forma homogénea; la microestructura de agregados de partículas fundamentales, que es cuando se observan asociaciones de partículas elementales formando granos mayores y poros más grandes entre éstos; y la microestructura de granos de arenas y/o limos con conectores de arcilla entre los granos o contactos directos entre partículas sin conectores de arcilla (Alonso *et al.*, 1987).

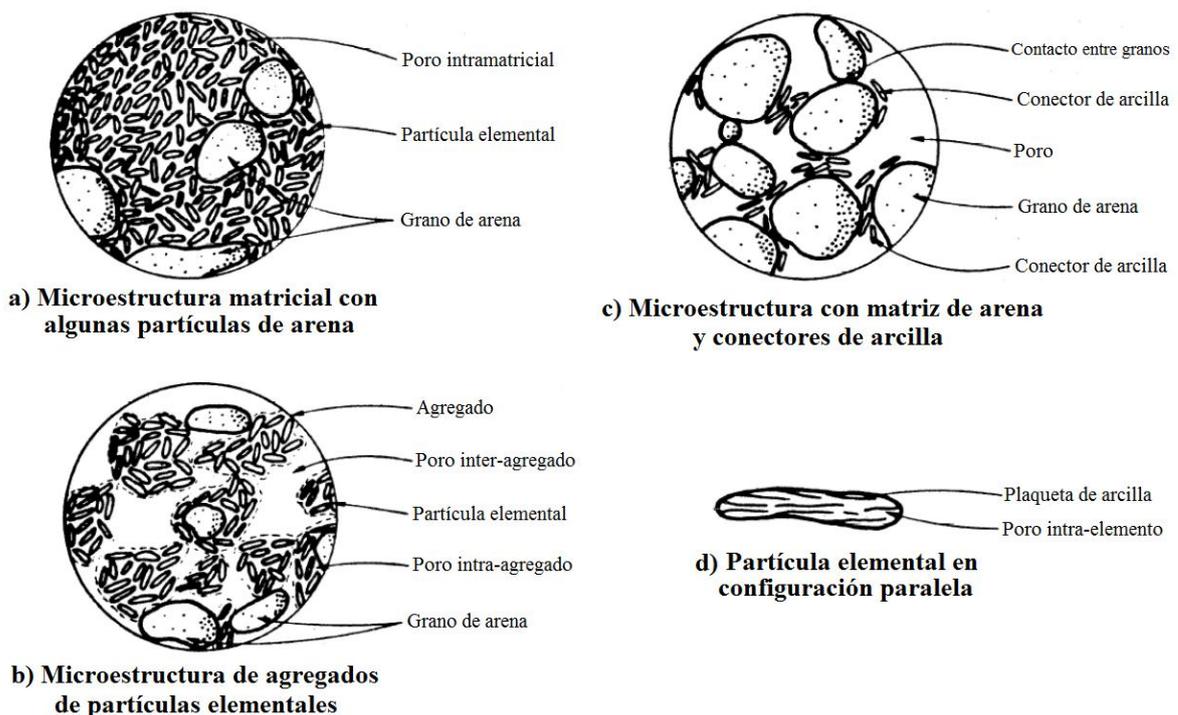


Figura 2.2. Distribución de partículas elementales, agregados y poros (Alonso *et al.*, 1987).

Los poros inter-agregados (macroporos) son los responsables de la circulación del agua y del aire en el suelo y los poros intra-agregados (microporos) son los encargados de almacenar agua dentro del mismo. El comportamiento de deformación es influenciado por el espaciamiento de los poros y la

anisotropía depende tanto de la forma del poro como de la forma de la partícula. Se ha demostrado también que las deformaciones a largo plazo (expansión o deformación) están asociadas a procesos de hidratación y deshidratación de la microestructura del suelo (Alonso y Navarro 2005).

Para lograr diferentes microestructuras lo que usualmente se hace es manipular la humedad y la densidad seca de compactación a diferentes valores dentro del plano Proctor. De esta manera humedades muy pequeñas y densidades muy altas dejarán mucho espacio entre macroporos lo que hace al suelo más susceptible de colapsar y de tener mayor permeabilidad al agua. En suelos con muy poca humedad y con baja densidad, los agregados no están expandidos, son agregados pequeños que dejan mucha macroporosidad entre los grumos lo que hace que el suelo sea muy colapsable y con gran permeabilidad. En suelos con mucha humedad y un estado de densidad alto se generan grumos que generalmente no tienen tanto espacio entre ellos y por ende no son fáciles de colapsar. La microestructura generada durante el proceso de compactación se ve influenciada por factores propios del material como la mineralogía, la forma y tamaño de las partículas, y la química del fluido que ocupa los poros. El método de compactación y la energía empleada durante el proceso son factores externos que condicionan la generación de la microestructura.

Por lo general, los suelos compactados del lado seco exhiben una doble porosidad, es decir, una porosidad formada por microporos y macroporos. El agua que se encuentra en los agregados está compuesta por agua libre y por agua adsorbida. Dentro de los microporos, donde el agua adsorbida es la predominante, el contenido de agua no se ve afectado por efectos mecánicos. Sin embargo, dentro de los macroporos, donde predomina el agua libre, el contenido de agua es influenciado por las acciones mecánicas (Romero *et al.* 1999).

Para mejorar la comprensión del comportamiento de los suelos compactados de grano fino se requiere realizar una caracterización adecuada de la microestructura. El surgimiento de nuevas técnicas de inspección con mejor resolución y con innovadoras herramientas informáticas ha permitido los análisis en detalle del arreglo y distribución de las partículas, agregados y poros. Dentro del estudio de la microestructura se ha puesto gran interés en determinar el tamaño y distribución de los poros, en distintos tipos de suelos así como sus cambios debido a la aplicación de trayectorias tensionales (Sivakumar y Wheeler 2000; Simms y Yanful 2002; Cuisinier y Laloui 2004; Simms y Yanful 2005; Delage 2006; Romero y Simms 2008; Monroy *et al.*, 2010; Cuisinier *et al.*, 2011; Casini *et al.*, 2012).

Dentro de las diferentes técnicas disponibles para la determinación de la microestructura de los suelos compactados, la porosimetría por intrusión de mercurio (MIP) y las técnicas de microscopía electrónica (SEM, ESEM, FESEM) son técnicas muy populares entre la comunidad científica. En Romero y Simms (2008) se presenta una recopilación completa de los diferentes métodos para el estudio de la microestructura en suelos no saturados con especial atención en la porosimetría por intrusión de mercurio (MIP) y en el microscopio electrónico de barrido ambiental (ESEM). El MIP permite determinar cuantitativamente la distribución de tamaños de poros en materiales con porosimetría interconectada. El

procedimiento de esta técnica será descrito a en el capítulo 4. Gens *et al.*, (1995) y Delage *et al.*, (1996) emplearon los resultados de los ensayos MIP para caracterizar la microestructura de suelos compactados estáticamente.

Las técnicas de microscopía electrónica de barrido (SEM) son técnicas de análisis que se utilizan para determinar cualitativamente las características superficiales de las muestras mediante la utilización de electrones en lugar de luz para formar una imagen. Estos métodos consisten en hacer incidir mediante un filamento un haz de electrones primarios sobre la superficie de la muestra. La dispersión inelástica entre el haz de electrones incidentes y los electrones de los átomos ubicados en la superficie de la muestra da origen a los electrones secundarios. Los electrones emitidos desde la superficie de la muestra son detectados mediante distintos receptores, que proporcionan información topográfica de la superficie de la muestra. Mediante la aplicación del haz de electrones incidentes en toda la muestra es posible obtener una descripción detallada de su superficie. Las imágenes tridimensionales que resultan del procesamiento de los datos recogidos por los receptores del equipo muestran las características de la morfología, de la estructura, de los tamaños de los granos y de los poros de la superficie de la muestra. En estas imágenes las zonas más brillantes corresponden a lugares donde la concentración de electrones es mayor, mientras que las zonas más oscuras pertenecen a poros. Las muestras que van a ser observadas en el SEM han de cumplir dos condiciones: deben de estar secas y ser conductoras. El secado debe llevarse a cabo preservando al máximo la estructura original de la muestra. Los métodos que más se utilizan para este fin son dos: el método de fijación y deshidratación química que el usuario realiza en el laboratorio y que finaliza con el secado por punto crítico y el método moderno de fijación física por criofijación.

Para la caracterización de la estructura de las muestras de suelo es necesario colocarlas sobre un portamuestras de aluminio que posee en su interior una cinta adhesiva de grafito. Debido a que el suelo no es buen conductor de la electricidad es necesario recubrir las muestras con pintura de plata o carbono para facilitar la descarga eléctrica que se aplica a la muestra. Diversos investigadores han utilizado las imágenes SEM para elaborar metodologías de análisis de la estructura desarrollada en los suelos compactados así como su evolución durante trayectorias tensionales (Al-Rawas y McGown 1999; Katti y Shanmugasundaram 2001; Cui *et al.*, 2002; Alonso 2004; Cuisinier y Masrouri 2005; Li y Zhang 2008; Sanderson 2011; Bahmani *et al.*, 2014).

La microscopía electrónica de barrido ambiental (ESEM) es una técnica especial de microscopía electrónica de barrido que opera controlando las condiciones ambientales, lo que significa que es posible analizar muestras de suelo húmedas y que no requiere la aplicación de pintura conductora sobre la muestra. Esta técnica ha sido utilizada con éxito en la monitorización de los cambios microestructurales de los suelos (Delage *et al.*, 1996; Romero 1999; Villar y Lloret 2001; Barrera 2002; Montes-H 2002; Montes-H *et al.*, 2003; Foster *et al.*, 2004; Montes-H *et al.*, 2004, Martínez *et al.*, 2005; Viola *et al.*, 2005; Buenfil 2007; Romero *et al.*, 2011). Zhang *et al.*, (2005) observaron la alteración microestructural producida por ciclos de secado y humedecimiento en un suelo tropical con una porosimetría bimodal.

Para observar muestras húmedas o saturadas en el ESEM se requiere que la muestra esté cubierta por una membrana, lo que representa un obstáculo en la caracterización de la superficie de la muestra y dificulta el análisis de las imágenes que se obtienen. Por esta razón, diversos investigadores han preferido el uso de nuevas técnicas de observación como la microscopía electrónica de barrido de emisión de campo (FESEM) para analizar los cambios microestructurales sufridos por los suelos a lo largo de trayectorias hidromecánicas (Foster *et al.*, 2004; Agus y Schanz 2005; Martínez *et al.*, 2005; Viola *et al.*, 2005; Macini *et al.*, 2007; Kassim *et al.*, 2010; Amaral 2012; Arenas-Lago *et al.*, 2013; Arroyo *et al.*, 2013; Díaz-Hernández *et al.*, 2013; Mokni *et al.*, 2014). Este nuevo tipo de microscopios SEM trabajan utilizando como fuente de electrones un cañón de emisión de campo (*Field Emission Gun*) que genera haces de electrones de alta y baja energía más focalizados, que permite mejorar la resolución y minimizar las cargas sobre el espécimen. Esta fuente de generación de electrones es la mayor diferencia entre un FESEM y un SEM convencional. Este instrumento al igual que el SEM es capaz de proporcionar una amplia variedad de información de la superficie de la muestra, pero con mayor resolución. Su funcionamiento es el mismo que el de un SEM convencional: se realiza un barrido de la superficie de la muestra con un haz de electrones mientras que diversos receptores captan los electrones generados de la interacción del haz con la superficie de la muestra (electrones secundarios) para crear una imagen de dicha superficie. En un monitor conectado al equipo, es posible visualizar en tiempo real la información que nos interesa. En la caracterización microestructural del material utilizado en esta investigación se utilizó la técnica FESEM. El equipo y procedimiento seguido se describe en el capítulo 4.

En la figura 2.3 se presentan microfotografías obtenidas con microscopio electrónico de muestras compactadas estáticamente del lado seco (a) y del lado húmedo (b) de la arcilla limosa de Barcelona (Alonso 2004).

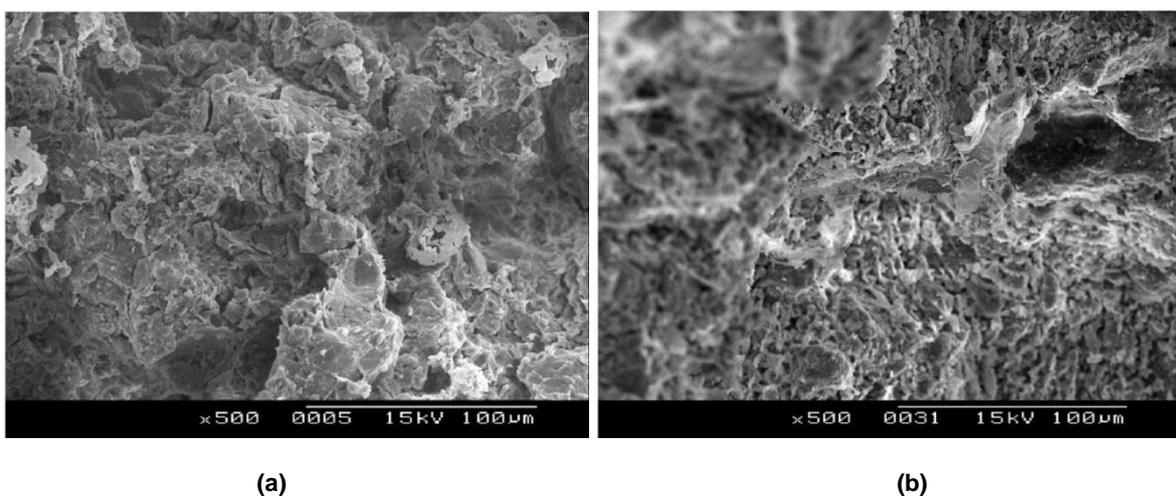


Figura 2.3. Microfotografías de la arcilla de Barcelona (Alonso 2004).

(a) Compactada del lado seco. (b) Compactada del lado húmedo.

Se observa que en la muestra compactada del lado seco (2.3 (a)) existen grandes poros entre partículas formadas por el apilamiento de láminas de arcilla de menor tamaño. Este tipo de muestras por lo general poseen una distribución de tamaños de poros bimodal que se evidencia como dos picos en los ensayos de porosimetría. Por el contrario, en la muestra compactada del lado húmedo (2.3 (b)), se observa una estructura más homogénea y no se observan los grandes poros presentes en el lado seco.

En la figura 2.4 se muestran los resultados de ensayos de porosimetría por intrusión de mercurio realizados por González (2012) sobre muestras compactadas del lado seco y del lado húmedo en la arcilla de Barcelona a una misma densidad seca (1.50 Mg/m^3). Se observa que la muestra del lado seco (D) presenta una distribución bimodal, con dos tamaños de poros dominantes: 35 nm y $60 \mu\text{m}$ que se corresponden con la microporosidad y macroporosidad, respectivamente. Por otro lado, las muestras compactadas del lado húmedo (W) exhiben una distribución de tamaños de poros monomodal con un solo pico visible. Puede verse que poseen una estructura de tipo matricial, con ausencia de los poros de gran tamaño que se observan en muestras compactadas del lado seco (Gens *et al.*, 1995; Delage *et al.*, 1996).

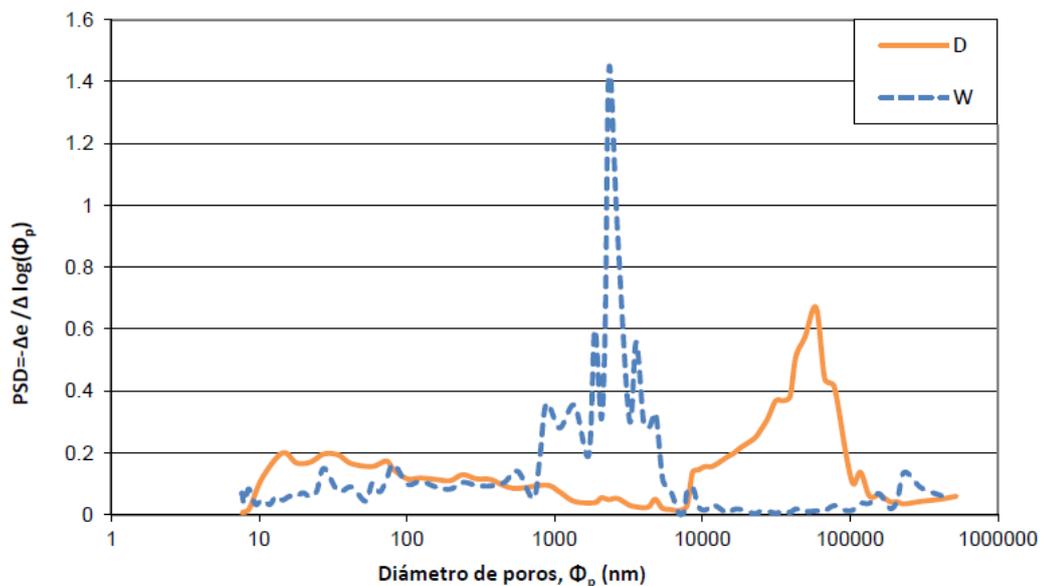


Figura 2.4. Porosimetría por intrusión de mercurio de muestras compactadas del lado seco (D) y del lado húmedo (W) de la arcilla de Barcelona (González 2012).

Como se observa en la figura 2.4, en las muestra compactadas del lado húmedo el número y tamaño de los macroporos se reduce sustancialmente con respecto a las muestras compactadas del lado seco. Debido a que la permeabilidad saturada depende principalmente de la macroporosidad, las muestras compactadas del lado seco poseen una mayor permeabilidad. Esta diferencia de permeabilidad se debe a la cantidad de agregados de arcilla producidos durante la compactación a diferentes niveles de energía y

contenido de humedad así como de las trayectorias tensionales a las que se le somete (Lapierre *et al.*, 1990; Delage *et al.*, 1996; Olivella y Gens 2000; Watabe 2000; Villar y Lloret 2001).

Al igual que en el caso de la permeabilidad, existen algunas propiedades macroscópicas del suelo como la compresibilidad y los comportamientos de expansión/contracción que pueden explicarse en términos de la microestructura. Diversas investigaciones han demostrado la importancia del tamaño, forma y arreglo de los agregados de arcilla en el comportamiento de los suelos (Djeran-Maigre *et al.*, 1998; Hetzel *et al.*, 1994; Ben Rhaim *et al.*, 1998; Pusch y Schomburg 1999). Otra propiedad macroscópica influenciada por la microestructura es la consolidación secundaria (Tessier *et al.*, 1992; Qi *et al.*, 1996). Debido a la correlación existente entre estas propiedades macroestructurales con la microestructura del suelo se hace imprescindible realizar una caracterización microestructural del suelo utilizado en las distintas aplicaciones geotécnicas.

Delage y Lefebvre (1984) propusieron un método para cuantificar la microestructura de los suelos compactados utilizando los datos de intrusión – extrusión de los ensayos de porosimetría por intrusión de mercurio (MIP). En este método la diferencia entre la porosidad extruida y la no intruida componen el valor de la microestructura (e_m), que se corresponde con la porosidad ocluida. El valor de la macroporosidad (e_M) queda definido por la porosidad extruida (figura 2.5).

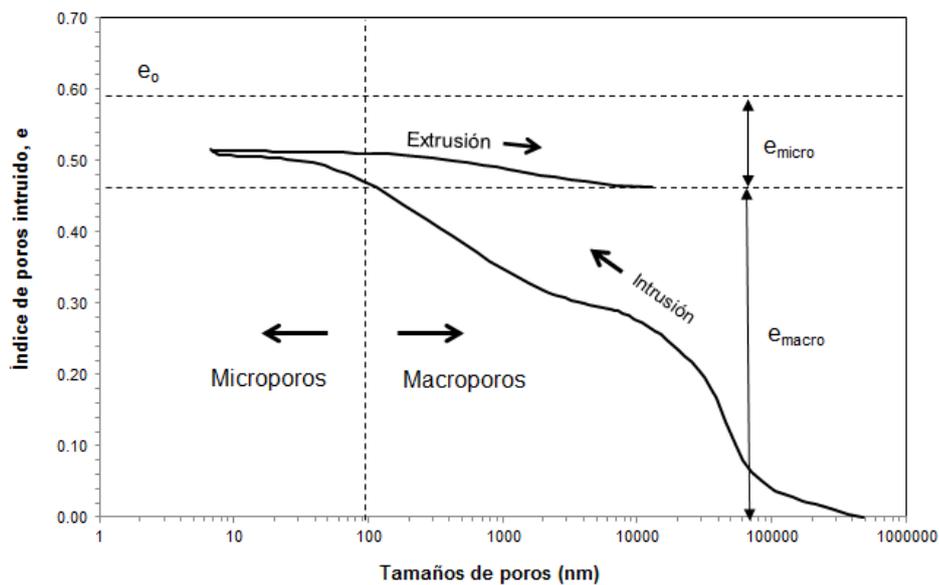


Figura 2.5. Definición de micro y macroporosidad del método Delage y Lefebvre (1984).

Romero *et al.*, (2011) mencionan que además del método de Delage y Lefebvre (1984) existen dos metodologías para determinar cuantitativamente la microestructura para cualquier estado hidráulico del suelo. La primera opción supone que si la zona de la microestructura está definida en la región en la cual la curva de retención no es sensible a los cambios en el índice de poros (e), los tamaños de poros menores

a 300 - 400 nm se pueden identificar en la figura 2.6 (a) de acuerdo a la ecuación de Laplace. La segunda posibilidad consiste en utilizar una función de distribución de tamaños de poros de las condiciones iniciales de compactación y realizar la separación de la micro y macroporosidad en el tamaño de poros donde se encuentre el valle entre los dos picos de los tamaños dominantes de la condición inicial de compactación (figura 2.6 (b)). Aunque estos dos métodos son útiles, ambos están basados en las características de la distribución de tamaños de poros de las condiciones iniciales de compactación del suelo y pueden originar cierta ambigüedad en los resultados si se presenta expansión o contracción de los agregados debidos a cambios en el contenido de agua.

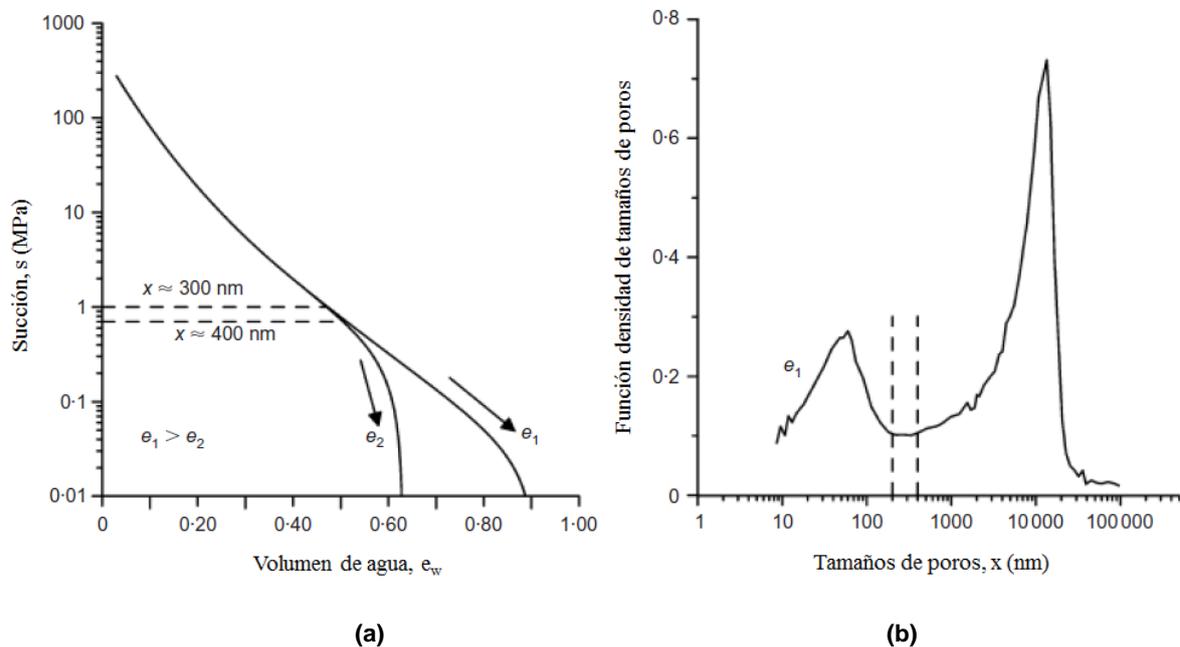


Figura 2.6. Metodologías para la determinación del volumen de poros micro en muestras compactadas de la arcilla de Boom. (a) A partir de diferentes curvas de retención con diferentes índices de poros. (b) A partir de la función de densidad de tamaños de poros de la muestra en las condiciones iniciales de compactación.

(Adaptada de Romero *et al.*, 2011).

Romero *et al.*, (2011) propone un método alternativo para estimar la microporosidad de las muestras de suelo de la arcilla de Boom. Este nuevo criterio se basa en que el tamaño de los microporos es siempre mayor o por lo menos igual al de los macroporos. Por lo tanto, para cualquier suelo compactado existe un tamaño de poro que sirve de límite entre la micro y macroporosidad. Este tamaño de poro límite se determina una sola vez para todas las muestras de un mismo suelo a partir de los datos MIP de muestras compactadas y saturadas a volumen constante. Esta saturación propicia una expansión de los agregados y reduce la macroporosidad. Estos dos mecanismos llevan al suelo a un solo modo de porosidad en el cual no se distinguen la micro y la macroporosidad (figura 2.7). Como una consecuencia,

en estados en los que el suelo está totalmente hidratado, de este modo simple de porosidad se le asigna una parte a la microporosidad y otra a la macroporosidad.

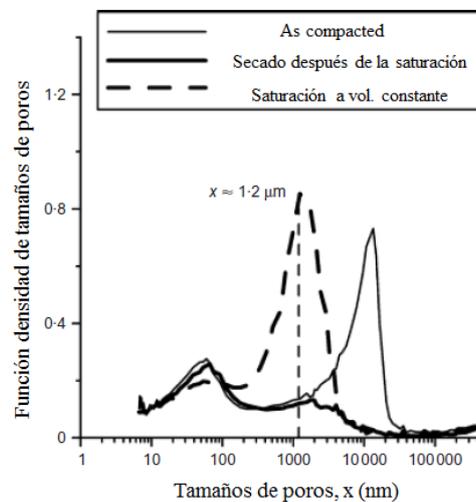


Figura 2.7. Funciones de densidad de tamaños de poros de la arcilla de Boom sujetas a diferentes trayectorias hidráulicas (Adaptada de Romero *et al.*, 2011).

El tamaño de poro límite se fija para coincidir con el pico del tamaño dominante de la función de densidad de tamaños de poros determinada por el ensayo MIP después del humedecimiento. Este criterio de separación permite distinguir entre el volumen de poros micro (e_m) y el volumen de poros macro (e_M) de una manera muy simple.

2.2.1 Curvas de retención

La curva de retención de agua o curva características evalúa la relación entre la succión desarrollada en el suelo y el contenido de agua del mismo. Diversas investigaciones han demostrado que la curva de retención se puede utilizar para determinar entre otros parámetros la resistencia al corte, el coeficiente de permeabilidad y cambios de volumen en los suelos no saturados (Vanapalli *et al.*, 1996; Barbour 1998; Mualem 1976). El conocimiento de las propiedades de la curva de retención es un factor muy importante para el análisis de problemas de flujo de agua, en el comportamiento mecánico de los suelos, así como también en problemas de asentamientos a largo plazo. Por esta razón diversos investigadores han desarrollado métodos para poder estimar la curva de retención (Vanapalli y Catana 2005; Catana *et al.*, 2006; Houston *et al.*, 2006; Chin *et al.*, 2010).

En la formulación de modelos constitutivos de la curva de retención tradicionalmente se ha cuantificado el almacenamiento y adsorción de agua en términos del contenido de humedad (w) o del grado de saturación (S_r) o del contenido volumétrico del agua (θ_w) o en términos del volumen de agua po

el volumen de sólidos (e_w). La curva de retención obtenida en trayectorias de secado iniciadas desde condiciones de saturación hasta alcanzar un valor de saturación residual se conoce como la curva principal de secado (figura 2.8). Las trayectorias de humedecimiento iniciadas desde un contenido de agua residual hasta llegar a un estado saturado dan origen a la llamada curva principal de humedecimiento. Durante el proceso de secado el valor de la succión para el que los poros se desaturan se conoce como valor de entrada de aire (punto A de la figura 2.8). Igualmente, durante la etapa de humedecimiento el suelo alcanza un valor de succión conocido como valor de oclusión de aire (punto B de la figura 2.8). Si durante la trayectoria de secado, éste se detiene antes de llegar al contenido de agua residual y se humedece la muestra (punto C de la figura 2.8), se observa que la trayectoria no regresa por la curva principal de secado, si no que muestra un comportamiento de histéresis. La nueva curva producto de este humedecimiento se conoce como *scanning curve*. Entre las curvas principales de secado y humedecimiento existe un número infinito de *scanning curves*. Ningún estado del suelo puede situarse fuera del espacio delimitado por las curvas principales, está es la razón por la cual estas curvas son conocidas también como curvas límites. La naturaleza histerética de la curva de retención (el contenido de agua a una determinada succión para una trayectoria de humedecimiento es menor que para una trayectoria de secado) puede originarse por los siguientes motivos:

- 1) Irregularidades en las secciones de los pasajes que conectan a los poros, mejor conocido como el efecto cuello de botella,
- 2) El ángulo de contacto es mayor en un menisco que avanzan que en un menisco en retroceso,
- 3) Debido al aire atrapado, el cual tiene diferente volumen cuando la succión incrementa o disminuye.

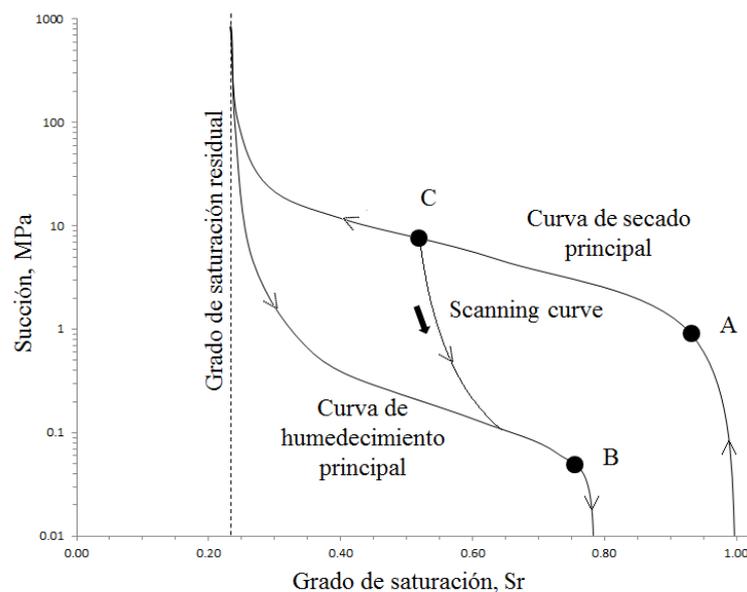


Figura 2.8. Curva de retención de agua.

Los modelos utilizados para predecir la histéresis en las curvas de retención se pueden clasificar en dos categorías: modelos basados en la física o *domain models* (Mualem 1977, Mualem 1984; Hogarth *et al.*, 1988) y modelos empíricos (Nimmo 1992; Feng y Fredlund 1999; Kawai *et al.*, 2000; Karube y Kawai 2001).

El modelo de Feng y Fredlund (1999) es una relación empírica que utiliza la curva principal de secado y dos puntos en la curva principal de humedecimiento para predecir completamente la curva principal de humedecimiento. Ambas curvas (de secado y humedecimiento) se presentan usando la siguiente ecuación (2.1):

$$w(\psi) = \frac{(w_u b + c\psi^d)}{b + \psi^d} \quad (2.1)$$

Donde w_u es el contenido de agua en la curva principal de secado a una succión cero; los parámetros b , c y d son parámetros de ajuste del modelo.

El contenido de agua residual y el contenido de agua a una succión cero, se suponen iguales para ambas curvas principales. Una vez que la curva principal de secado se determina en el laboratorio es posible conocer dos parámetros de ajuste para la curva principal de humedecimiento (w_u y c). Para predecir la curva principal de humedeciendo se requieren dos parámetros de ajuste adicionales (b_w y d_w). Para determinar estos últimos, se requieren dos puntos más sobre la curva principal de secado. Estos dos puntos deben de ser fáciles de localizar y de medir. Pham *et al.*, (2003) sugiere que la posición del primer punto en la curva principal de humedecimiento se define como un punto con una succión ψ_1 , tal que:

$$\psi_1 \approx \left(\frac{b}{10}\right)^{\frac{1}{d}} \quad (2.2)$$

Donde b y d son los mejores parámetros de ajuste de la curva principal de secado (ecuación 2.1).

La succión en el segundo punto adicional, ψ_2 , se puede determinar con la siguiente ecuación:

$$\psi_2 = \psi_1 - 2 \left\{ \left[\frac{b(w_u - w_1)}{w_1 - c} \right]^{\frac{1}{d}} - b^{\frac{1}{d}} \right\} \quad (2.3)$$

Donde w_u es el contenido de agua en la curva principal de secado a una succión cero; b , c y d son parámetros de ajuste de la curva principal de secado; ψ_1 es la succión del suelo en el primer punto adicional; y w_1 es el contenido de agua en el primer punto adicional.

Los parámetros b_w y d_w se pueden calcular con las siguientes ecuaciones (2.4 y 2.5):

$$d_w = \frac{\log\left[\frac{(w_{1w}-c)(w_u-w_{2w})}{(w_u-w_{1w})(w_{2w}-c)}\right]}{\log\left(\frac{\psi_{2w}}{\psi_{1w}}\right)} \quad (2.4)$$

$$b_w = \frac{(w_{1w}-c)\psi_{1w}^{d_w}}{w_u-w_{1w}} \quad (2.5)$$

La versión simplificada del modelo presentado por Feng y Fredlund (1999) asume que las curvas principales de secado y humedecimiento son paralelas cuando la succión del suelo está representada en una escala logarítmica. En consecuencia, solamente se requiere un punto en la curva principal de humedecimiento para calibrar el modelo. En la ecuación 2.1 el parámetro d controla la pendiente de la curva y puede ser el mismo para ambas curvas principales (secado y humedecimiento). (b_w) es un parámetro de ajuste a la curva principal de humedecimiento y se puede calcular de la siguiente forma:

$$b_w = \frac{(w_1-c)\psi_1^d}{w_u-\theta_1} \quad (2.6)$$

Donde w_u es el contenido de agua en la curva principal de secado para una succión cero; ψ_1 y θ_1 son la succión y el contenido gravimétrico de agua de los puntos adicionales en la curva principal de humedecimiento, respectivamente; c y d son parámetros de ajuste obtenidos ajustando la curva principal de secado.

Existen varios modelos que predicen la curva principal de humedecimiento a partir de la curva principal de secado y viceversa. Sin embargo, estos modelos requieren además de la curva principal de secado información adicional como por ejemplo el contenido de agua en dos puntos conocidos a lo largo de las curvas principales (Pham *et al.*, 2003). En Pham *et al.*, (2005) se realiza una recopilación y comparación entre modelos que predicen la curva principal de humedecimiento y otros que predicen *scanning curves*.

Debido a que el contenido de agua en condiciones saturadas depende del índice de poros, las curvas de retención son afectadas por este parámetro en el rango de succiones bajas, por lo que las curvas de

secado y humedecimiento divergen apreciablemente en este rango de succiones. Por el contrario, para el rango de succiones altas las curvas de retención son independientes del índice de poros.

En la figura 2.9 se muestran trayectorias de humedecimiento realizadas por Romero *et al.*, (2011) sobre tres tipos de suelo (arcilla de Barcelona, arcilla de Boom y bentonita Febex) a diferentes índices de poros (e). Estos tres suelos fueron elaborados del lado seco del óptimo y las muestras en condiciones iniciales de compactación mostraron una estructura bimodal en su distribución de tamaños de poros.

Para la elaboración de las curvas de retención se utilizó la técnica de traslación de ejes durante el secado y humedecimiento a volumen constante así como diferentes técnicas (psicrómetro de punto de rocío, equilibrio de vapor) para abarcar un amplio rango de succiones. Las curvas obtenidas se dibujaron en el plano $s - e_w$. Se utilizó la e_w porque es un indicador de los mecanismos de adsorción. En la figura 2.9 se observa el efecto que tiene la porosidad sobre las propiedades de retención de agua.

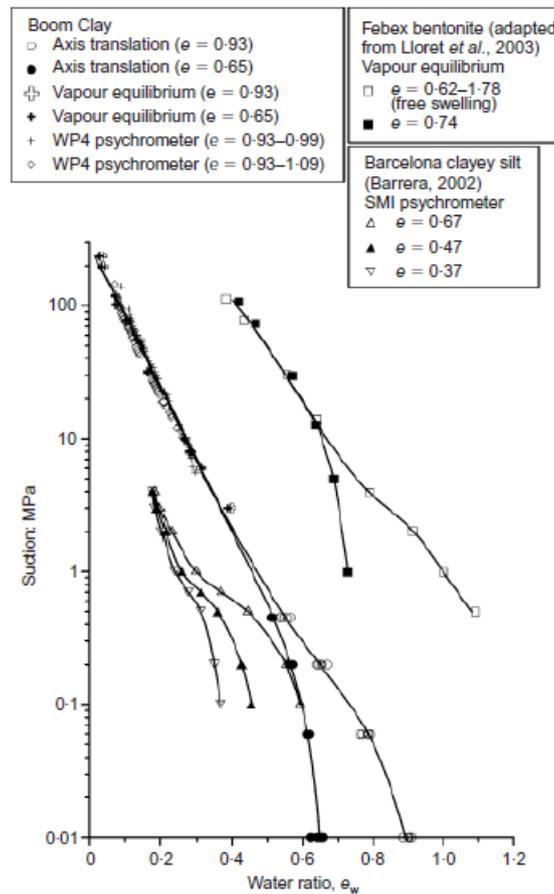


Figura 2.9. Curvas de retención de tres suelos a diferentes índices de poros (Romero *et al.*, 2011).

En la figura 2.9 puede verse que para valores de e_w menores de 0.2 para la arcilla de Barcelona, 0.4 para la arcilla de Boom y 0.6 para la arcilla Febex, la influencia del índice de poros es prácticamente nula.

Estos comportamientos evidencian la presencia de dos zonas principales de tamaños de poros. En suelos que exhiben una estructura bimodal, es decir, con microporos y macroporos, el agua se retiene por efectos de capilaridad y por adsorción. En los microporos el agua adsorbida es la predominante con succiones altas y el contenido de agua no se ve alterado por los cambios en la relación de vacíos. Por el contrario, en los macroporos el agua libre es la dominante y los cambios en la relación de vacíos provocan una variación del contenido de agua libre (Cases *et al.*, 1992; Romero *et al.*, 1999; Romero y Vaunat 2000).

En la figura 2.10, Romero *et al.*, (2011) muestran las curvas de retención fabricadas por secado sobre la arcilla de Boom a diferentes índices de poro. Como en el caso anterior, se observa que la dependencia del índice de poros se aprecia únicamente para valores de e_w superiores a 0.4.

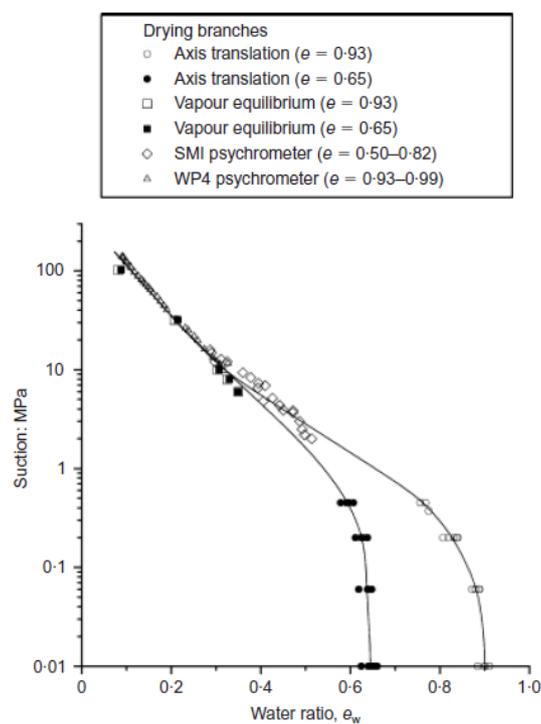


Figura 2.10. Curvas de retención en secado de la arcilla de Boom a diferentes índices de poros (Romero *et al.*, 2011).

Otros investigadores como Ng y Pang (2000) analizaron el efecto de la densidad, la humedad y de las tensiones de compactación en las curvas de retención, evidenciando el efecto de la distribución de los tamaños de poros creados durante el proceso de compactación en las curvas de retención. Observaron que a densidades similares, a medida que el contenido de agua disminuye se obtienen menores valores de entrada de aire.

Todo lo anterior permite concluir que las características de retención de agua de los suelos compactados se ven influenciadas por su estructura. Cuando la estructura sufre cambios debido a cargas

externas, se hace evidente el acoplamiento entre el comportamiento mecánico e hidráulico. La curva de retención es comúnmente utilizada para estimar la evolución de parámetros del suelos como el grado de saturación dentro de diversos modelos constitutivos con respecto a la succión mátrica (p. ej. Vanapalli *et al.*, 1996; Thu *et al.*, 2007; Romero y Jommi 2008; Romero *et al.*, 2011). Por lo tanto, el no contar con una buena estimación de la curva de retención propicia predicciones poco realistas del comportamiento de los suelos no saturados. Resultados recientes en la interpretación y modelación del comportamiento hidromecánico de los suelos no saturados evidencian que el conocimiento de las propiedades de retención de agua de los suelos es fundamental para describir su estado tensional (Sheng *et al.*, 2004; Romero y Jommi 2008; Nuth y Laloui, 2008, Alonso *et al.*, 2013).

Los cambios irreversibles del índice de poros producidos por trayectorias hidromecánicas afectan la capacidad de almacenamiento de agua del suelo (Gallipoli *et al.*, 2003b; Tarantino y Tombolato 2005; Romero y Jommi 2008), el valor de entrada de aire en la rama de secado y el valor de oclusión de aire en la rama de humedecimiento. Sin embargo, una primera aproximación en la incorporación de la curva de retención en modelos constitutivos considera que la capacidad de almacenamiento del agua en el suelo se puede describir con una única curva de retención histerética en el plano succión – grado de saturación. La evolución del valor de entrada de aire o del valor de oclusión de aire en procesos de secado y humedecimiento ha sido modelado y analizado por diferentes investigadores (Kawai *et al.*, 2000; Gallipoli *et al.*, 2003a; Nuth y Laloui, 2008; Romero *et al.*, 2011).

La naturaleza histerética de la curva de retención ha sido abordada por Miller *et al.*, (2008) y Kohgo (2008) entre otros, tomando en consideración el efecto de la deformabilidad del suelo. En Romero y Jommi (2008) y Tamagnini (2004) se introduce con éxito la curva de retención con histéresis en el modelo hidromecánico con la intención de reproducir ciclos de humedecimiento y secado correctamente. Romero *et al.*, (1999), Kawai *et al.*, (2000) y Tarantino (2009) analizaron la dependencia de la curva de retención de las variables volumétricas de estado y de la historia de las deformaciones sufridas por el suelo.

Para realizar una correcta interpretación del comportamiento hidromecánico de los suelos durante el proceso de compactación y su posterior sometimiento a trayectorias tensionales, es necesario relacionar los cambios microestructurales con los cambios en el contenido de agua (Buenfil *et al.*, 2005). En las publicaciones Romero y Vaunat (2000) y Vaunat *et al.*, (2000) se plantea la influencia de la microestructura de una arcilla en la curva de retención de agua. Romero *et al.*, (2011) proponen un modelo para la curva de retención en el que se introduce la dependencia de la microestructura del contenido de agua. Este modelo es capaz de reproducir con éxito la evolución del estado hidráulico de diferentes suelos sometidos a trayectorias hidromecánicas. En esta investigación se analiza el efecto de la micro y macroestructura en las propiedades de retención de agua de los suelos arcillosos compactados. Otros modelos de la curva de retención que están basados en la distribución de tamaños de poros son los

presentados por Simms y Yanful, (2002, 2004) y Romero y Simms, (2008), en éstos se analiza y cuantifica la evolución de la microporosidad a lo largo de trayectorias hidromecánicas.

Los resultados de los ensayos MIP pueden utilizarse para predecir las propiedades de retención de agua de los suelos (Romero *et al.*, 1999; Simms y Yanful 2002, 2005; Lloret *et al.*, 2003; Romero *et al.*, 2005; Delage *et al.*, 2006; Romero *et al.*, 2011; González 2012; Baptista 2013). El proceso de intrusión de mercurio es muy similar a la intrusión de aire durante el proceso de secado en la curva de retención. Por lo tanto, el volumen de poros no intruido por el mercurio se puede utilizar para evaluar el contenido de agua o el grado de saturación correspondiente a la succión mátrica aplicada. La derivación de la relación succión - grado de saturación se limita únicamente al rango bajo de succiones, donde como se comentó anteriormente, los mecanismos de capilaridad son los que controlan las propiedades de retención de agua.

Romero *et al.*, (1999) compararon las predicciones de la curva de retención obtenidas con el MIP con las medidas realizadas en una arcilla de plasticidad moderada y observó que en las predicciones del MIP para succiones mayores a 40 kPa los valores del contenido de humedad son menores. Los motivos de estas discrepancias los atribuyeron a dos importantes procesos: en primer lugar a que en suelos deformables la distribución de tamaños de poros cambia durante trayectorias hidráulicas, y en segundo lugar, que la accesibilidad de los poros en muestras pequeñas del MIP puede ser diferente al de muestras de mayor tamaño en las cuales se determina la curva de retención. Por lo anterior, cualquier método para predecir la curva de retención a partir de la distribución de tamaños de poros debe tener en cuenta la evolución de ésta con respecto a la succión (Romero y Simms 2008).

2.2.2 Modelos constitutivos que incorporan la microestructura

Un objetivo muy importante del estudio del comportamiento de los suelos compactados es llegar a proponer modelos constitutivos que permitan simular el comportamiento de los suelos durante la construcción de obra civil así como la de prever su evolución en el tiempo. La formulación de modelos constitutivos en un marco de elastoplasticidad representó uno de los más grandes avances en el estudio de los suelos no saturados. En Gens (2010) se presenta una revisión detallada de modelos elastoplástico para suelos no saturados.

El modelo propuesto por Alonso *et al.*, (1990) es probablemente el primer modelo elastoplástico para suelos no saturados que incorpora la succión y la tensión neta como variables constitutivas. Este modelo constitutivo ha sido tomado como base por otros investigadores (Gens y Alonso 1992; Bolzon *et al.*, 1996; Wheeler 1996; Tang y Graham 2002; Chiu y Ng 2003). Wheeler y Sivakumar (1995) usaron las funciones del modelo más basadas en resultados experimentales. Cui *et al.*, (1995) adoptaron una función de fluencia saturada típica de suelos consolidados anisótricamente.

El que un modelo esté definido en términos de la tensión neta tiene como consecuencia que no existe un acoplamiento directo entre la parte mecánica e hidráulica del modelo. La interacción entre el

comportamiento mecánico e hidráulico fue probablemente abordado por primera vez por Wheeler (1996) y posteriormente por Dangla *et al.*, (1997). El primer modelo que abordó por completo el acoplamiento hidromecánico del comportamiento de suelos no saturados fue muy probablemente el propuesto por Vaunat *et al.*, (2000). Actualmente varios modelos incorporan esta característica tan importante para la descripción del comportamiento de los suelos no saturados (Gallipoli *et al.*, 2003a; Wheeler *et al.*, 2003; Sheng *et al.*, 2004; Li 2007; Sun *et al.*, 2007a; Nuth y Laloui 2008; Romero y Jommi 2008; Sheng *et al.*, 2008, Alonso *et al.*, 2013).

El modelo propuesto por Zhou *et al.*, (2012a, 2012b) considera dos aspectos: la relación histerética entre el grado de saturación efectivo (ecuación 2.7, Romero y Vaunat 2000; Tarantino y Tombolato 2005) y la succión para cualquier trayectoria de humedecimiento o secado; y el cambio en el grado de saturación debido a la variación de la tensión a succión constante.

$$S_e = \frac{S_r - S_r^{res}}{S_r^0 - S_r^{res}} \quad 2.7$$

Donde S_r^0 es el grado de saturación a una succión cero (generalmente toma el valor de 1) y S_r^{res} es el grado de saturación residual.

La curva de retención en términos del grado de saturación efectivo es gobernada por la succión así como por la deformación volumétrica producida por la tensión neta, $\varepsilon_{v\sigma}$ (Sheng y Zhou 2011). Los cambios en el grado de saturación se pueden expresar:

$$dS_e = \frac{\partial S_e}{\partial s} ds + D_\varepsilon d\varepsilon_{v\sigma} \quad 2.8$$

Donde D_ε es una función general que define el efecto de la deformación volumétrica en el grado de saturación efectivo que es ocasionado por un cambio en la tensión neta. El primer término del lado derecho cuantifica el cambio en el grado de saturación efectivo a tensión neta constante. Una curva de retención estándar elaborada en laboratorio se puede usar para calibrar directamente este término. El segundo término del lado derecho cuantifica el cambio en el grado de saturación efectivo a succión constante debido a la deformación. Un ensayo de compresión a succión constante se puede utilizar para determinar este término. La expresión de van Genuchten se utiliza para definir la curva principal de secado (van Genuchten 1980).

$$S_{ed} = \left[1 + \left(\frac{s}{a_d} \right)^{m_d} \right]^{-n_d} \quad 2.9$$

Donde a_d , m_d y n_d son parámetros de ajuste. Para la curva principal de humedecimiento se utiliza la misma ecuación pero con diferentes parámetros. Adicionalmente, se adoptó una regla simple para tomar en consideración a las *scanning curves* no lineales debidos a procesos de secado y humedecimiento entre las curvas principales de secado y humedecimiento.

La caracterización de la microestructura con la ayuda de las nuevas técnicas experimentales ha permitido mejorar la comprensión del comportamiento de los suelos compactados, en particular ha permitido formular modelos constitutivos que involucran la interacción entre la microestructura y la macroestructura (Loret y Khalili 2000; Sánchez *et al.*, 2005; Alonso *et al.*, 2010, 2013; Romero *et al.*, 2011; Della Vecchia *et al.*, 2013; Romero 2013).

En suelos expansivos Alonso, Gens y Vaunat (1999) desarrollaron un modelo de comportamiento para arcillas expansivas en el que se consideran dos niveles de estructura. El comportamiento de la macroestructura sigue el modelo para suelos no saturados BBM (Alonso *et al.*, 1990), mientras que el comportamiento de la microestructura es una adaptación de la propuesta de Gens y Alonso (1992). El modelo presentado por Gallipoli *et al.*, (2003a) está formulado en términos de dos variables constitutivas las cuales están directamente relacionadas con dos mecanismos con los que la succión afecta el comportamiento mecánico del suelo así como su dependencia del grado de saturación: la primera variable constitutiva es la tensión de Bishop (2.10) que representa la tensión actuante en el esqueleto del suelo, la cual incluye la presión media del fluido actuante en los poros del suelo; y una segunda variable constitutiva escalar (ξ) relacionada con la magnitud del efecto de atracción que ejercen los meniscos de agua en los contactos de las partículas la cual suele atribuirse a los fenómenos capilares.

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - p_a \delta_{ij} + S_r(p_a - p_w) \delta_{ij} \quad 2.10$$

Para una determinada succión existen dos regiones en un suelo no saturado: la que corresponde a los poros pequeños, que posiblemente están saturados y la zona que corresponde a los poros de mayor tamaño, los cuales contienen gas y líquido en forma de meniscos entre las partículas sólidas. La proporción entre las dos zonas varía con respecto a la succión. Un punto importante es que una variación de la succión afecta la tensión media en el esqueleto del suelo debido a cambios en la presión de poro en las regiones saturadas mientras que un cambio en las fuerzas capilares inducidas por las fuerzas entre partículas ocurre en la zona de meniscos. Las variables constitutivas fueron elegidas para intentar introducir estos fenómenos en el modelo.

La magnitud de las fuerzas de atracción que ejercen los meniscos de agua en los contactos de las partículas puede ser el producto de: el número de meniscos por unidad de volumen de sólidos y de la

intensidad de la fuerza inter-partículas creadas por los meniscos. Se asume que el número de meniscos es proporcional al porcentaje de volumen ocupado por la zona de meniscos ($1 - S_l$). Por lo que el valor de la segunda variable constitutiva es:

$$\xi = (1 - S_l)f(s) \quad 2.11$$

Donde $f(s)$ es la fuerza principal inter-partícula que se supone dependiente de la succión. Ya que esta variable depende del número de meniscos por unidad de volumen de sólidos, es dependiente de la estructura del suelo, es decir, depende de la distribución de tamaños de poros. Otro avance significativo es que se requiere un número reducido de ensayos de laboratorio para calibrar el modelo.

En Alonso *et al.*, (2010) se introdujo el efecto de la microestructura en la tensión efectiva a través del grado de saturación. Para lograrlo se definió un grado de saturación macroscópico (S_r^M), que refleja el agua que ocupa los macroporos y que está vinculado principalmente a efectos capilares; y un grado de saturación microscópico (S_r^m), que hace referencia al agua que ocupa los microporos. Se considera que esta última es constante e independientemente de la succión aplicada o la carga mecánica. El grado de saturación total queda definido como la suma de ambos. También se definió un grado de saturación efectivo (S_r^e), el cual es la medida del agua libre disponible para el llenado de la macroporosidad, en una escala que va desde 0, cuando toda el agua está almacenada en los microporos, a 1, cuando el suelo está completamente saturado. Nótese que para $S_r \leq S_r^m$; $S_r^e = 0$.

Della Vecchia, Jommi y Romero (2013) proponen un modelo constitutivo para la curva de retención del agua y la respuesta tensión-deformación de suelos arcillosos compactados. Consideran la existencia de dos zonas de retención de agua: las pertenecientes a la microestructura y a la macroestructura. Estas dos regiones muestran comportamientos muy distintos a través de trayectorias hidromecánicas. Para modelar estos comportamientos, un aspecto clave es la separación conceptual de la cantidad de agua presente en los microporos de la que se encuentra en los macroporos. Para lograrlo, estos investigadores definieron un contenido de agua e_w para la parte micro (e_{wm}) y otro para la parte macro (e_{wM}). Por lo cual el contenido de agua total queda definido como:

$$e_w = e_{wm} + e_{wM} \quad 2.12$$

En este modelo las características de retención micro y macroestructural son descritas por separado. Por lo que se desarrolló una expresión analítica independiente del índice de poros (e) para contenidos de

agua más bajos que e_{wm}^* , que es el contenido de agua correspondiente al estado completamente seco de la macroporosidad y a la saturación total de la microporosidad.

$$e_w = \frac{be_{wm}^*}{\ln\left(\frac{s_{máx}^*}{s_m^*}\right)} \left[\frac{b + \ln\left(\frac{s_{máx}^*}{s_m^*}\right)}{b + \ln\left(\frac{s}{s_m^*}\right)} - 1 \right] \quad 2.13$$

Donde s_m^* es la succión correspondiente a e_{wm}^* , $s_{máx}^*$ es la máxima succión que es posible alcanzar y b es un parámetro que describe la inclinación de la curva para altos valores de succión.

Para reproducir la dependencia de la macroestructura del índice de poros se adoptó el criterio propuesto por Romero y Vaunat (2000). De esta manera para e_w en el rango desde e hasta e_m , el contenido de agua se obtiene de la siguiente manera:

$$e_w = e_m + (e - e_m) \left(1 - \frac{\ln\left[1 + \frac{s}{s_m}\right]}{\ln 2} \right) \left(\frac{1}{1 + (\alpha s)^n} \right)^m \quad 2.14$$

Donde m y n son parámetros del modelo, e_m es el índice de poros microestructural y s_m es la succión correspondiente a e_m .

Para describir la evolución de e_m se utilizaron dos parámetros independientes, e_m^* y β .

$$e_m = e_m^* \quad \text{para } e_w \leq e_m^*, \quad 2.15$$

$$e_m = e_m^* + \beta(e_w - e_m^*) \quad \text{para } e_w > e_m^* \quad 2.16$$

Para la arcilla de Boom, $\beta = 0.4$ y $e_m^* = 0.4$.

Alonso, Pinyol y Gens (2013) desarrollaron un modelo constitutivo para suelos compactados definido en términos de la tensión constitutiva ($\bar{\sigma} = \sigma - p_g + \bar{S}_r s$) y la succión efectiva ($\bar{s} = \bar{S}_r s$) que se hacen depender de una variable de estado microestructural (ξ_m), la cual se define como:

$$\xi_m = \frac{e_m}{e} \quad 2.17$$

El e_m generado después del proceso de compactación se supone constante durante las trayectorias hidromecánicas llevados a cabo en suelos arcillosos de media a baja plasticidad.

La tensión constitutiva utilizada en esta modelo probó ser muy útil prediciendo la rigidez elástica y la resistencia de los suelos no saturados.

Si el suelo compactado está inicialmente seco, cualquier incremento en el contenido de agua saturará en primer lugar a la microestructura, debido a la afinidad al agua de las partículas arcillosas. Ya que la microestructura está saturada, cualquier exceso de agua se situará en los macroporos. Se considera que solo el agua contenida en los macroporos tiene influencia en el comportamiento mecánico del suelo. Los cambios en el índice de poros asociados a variaciones de la succión y la tensión modifican el valor de la variable de estado microestructural, la cual se convierte en un parámetro de estado con influencia directa en la tensión y la succión efectivas.

El modelo ha demostrado ser consistente con diversas observaciones experimentales y explica el comportamiento intrínseco de colapso de los suelos compactados. Predice para una succión inicial común, un potencial de colapso mayor para suelos compactados del lado seco que para los elaborados del lado húmedo. Así como también predice la evolución observada de la compresibilidad del suelo durante trayectorias de carga drenadas y no drenadas, exhibiendo las diferencias entre elaborar las muestras del lado seco y del lado húmedo del óptimo de compactación.

2.3 Succión en suelos compactados

La succión es un parámetro muy importante en el comportamiento hidromecánico de los suelos no saturados, por lo que conocer su evolución durante las trayectorias tensionales es esencial para poder predecir su comportamiento.

En el desarrollo de las investigaciones en suelos compactados es una práctica habitual el colocar líneas de igual succión en el plano de compactación Proctor como complemento a la información contenida en el mismo (p. ej. Gens *et al.*, 1995; Romero 1999; Alonso 2004). En la figura 2.11 se muestra el plano de compactación presentado por Barrera (2002) de la arcilla de Barcelona complementado con contornos de igual succión y grado de saturación. Las curvas de compactación pertenecen a tres tensiones distintas (0.3, 0.6 y 1.2 MPa). La succión total de la muestra se obtuvo mediante la utilización de un psicrómetro de transistor. Se observa que la succión se incrementa a medida que la humedad se reduce, por lo que las líneas de igual succión van incrementando su pendiente hasta llegar a una posición casi vertical para la zona de humedades bajas. En esta zona se observa que los incrementos de la densidad seca no producen aumentos significativos en la succión total. Lo anterior se debe a que a niveles bajos de humedad el agua se encuentra principalmente en los microporos, por lo que los cambios en los

macroporos no influyen en la succión. Por el contrario, para humedades cercanas al grado de saturación el aumento de la densidad seca afecta al agua que está contenida en los macroporos, ocasionando una variación en el valor de la succión total, esta variación se evidencia en la inclinación de los contornos de igual succión. Se observa que las líneas de igual succión y saturación prácticamente coinciden para valores de humedades altos.

Estas líneas de igual succión en el plano Proctor ponen en evidencia que las muestras en condiciones iniciales de compactación poseen valores de succión que varían según las condiciones en las que hayan sido elaboradas (w y ρ_d).

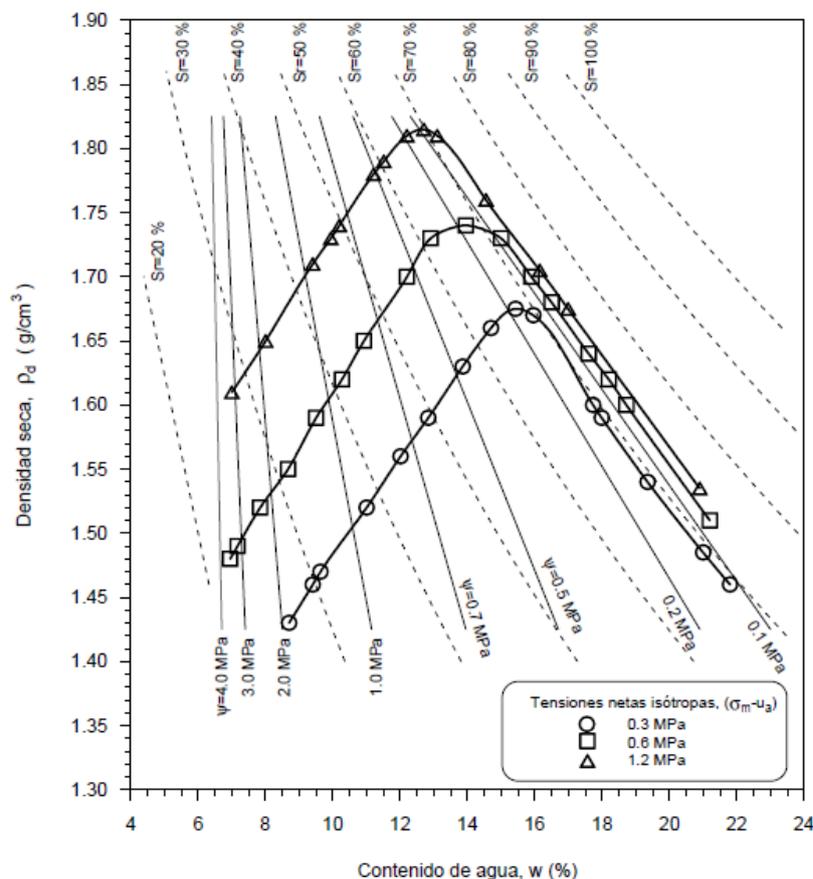


Figura 2.11. Curvas de compactación con líneas de igual succión (Barrera 2002).

Tarantino y Tombolato (2005) sugieren que la transición del lado seco al lado húmedo corresponde a la transición de la fase de aire continua a la discontinua, ya que la succión correspondiente al valor de oclusión de aire en las curvas de retención de las muestras compactadas, es muy cercano a la succión correspondiente al contenido de agua óptimo. En muestras compactadas del lado húmedo los poros poseen gran cantidad de agua que provoca que la deformabilidad no drenada sea baja, debido a que parte de las presiones son recibidas por el agua. En muestras compactadas del lado seco, la succión que se

desarrolla en los poros ocasiona que el suelo sea poco deformable, originando un suelo con una densidad seca menor a la óptima. Considerando el efecto que tiene la succión sobre la resistencia al corte y sobre la rigidez de los suelos parcialmente saturados, es posible explicar las diferencias en el comportamiento mecánico de muestras elaboradas con diferentes humedades de compactación, por lo que en muestras susceptibles al colapso una succión alta puede mantener estable su estructura.

La influencia de la succión mátrica en los cambios de volumen, resistencia al corte, comportamiento tensión - deformación y en el exceso de presión de agua de poro ha sido investigada por (Gen y Alonso 1992; Sivakumar 1993; Fredlund y Rahardjo 1993; Wheeler y Sivakumar 1993; Delage y Graham 1995; Wheeler y Karube 1995; Bolzon *et al.*, 1996; Fredlund *et al.*, 1996; Vanapalli *et al.*, 1996; Wheeler 1996; Tang y Graham 2002; Chiu y Ng 2003).

Fredlund y Morgenstern (1977) propusieron que el comportamiento de los suelos no saturados se describe usando dos variables de estado independientes: tensión normal neta ($\sigma - u_a$) y succión mátrica ($u_a - u_w$). Donde σ es la tensión normal, u_a es la presión de aire en los poros y u_w es la presión de agua en los poros.

Alonso *et al.*, (1990) formuló un modelo elastoplástico con cuatro variables de estado: tensión principal neta p' , tensión desviadora q , volumen específico v , y la succión mátrica s . Wheeler y Sivakumar (1995) propusieron un modelo similar pero agregaron una quinta variable de estado: el volumen de agua específico. Gallipoli *et al.*, (2003a) y Wheeler *et al.*, (2003) incorporaron la succión mátrica en una sola variable de estado en modelos elastoplástico para suelos no saturados.

La influencia de la succión en el comportamiento mecánico de los suelos compactados puede ser de dos maneras (Karube y Kato, 1994; Wheeler y Karube, 1995 citados por Gallipoli *et al.*, 2003a):

a) Modificando la tensión actuante en el esqueleto del suelo, a través de cambios en la presión promedio del fluido actuante en los poros,

b) Adicionando fuerzas de enlace en los contactos de las partículas sólidas, que a menudo se atribuyen a los fenómenos capilares que ocurren en los meniscos de agua.

Para los dos mecanismos anteriores, los efectos de la succión se ven condicionados por el grado de saturación, ya que el área en la que la presión de agua y el aire actúan depende directamente del S_r , así como también influye en el número e intensidad de las fuerzas capilares actuantes en los contactos entre partículas.

2.3.1 Equipos para medida y control de la succión

Para analizar las diferentes trayectorias de carga y descarga, en secado y humedecimiento se requieren equipos especiales con control de succión y medida de volumen. Existen diferentes equipos que

se han desarrollado y algunos de los cuales están referenciados en Meilani *et al.*, (2002), (2005); Thu *et al.*, (2004) y Hoyos *et al.*, (2008).

Actualmente, los estudios experimentales sobre suelos compactados se enfocan en los comportamientos acoplados hidromecánicos (Rampino *et al.*, 2000, Vaunat 2000, Barrera 2002, Buenfil *et al.*, 2005). En este tipo de análisis es muy importante contar con técnicas experimentales bien planteadas y con equipos de laboratorio que permitan la obtención de datos experimentales de calidad.

Las técnicas de control de la succión más utilizadas en laboratorios de geotecnia son la traslación de ejes, la técnica osmótica y la de control de vapor. En los últimos años, se ha avanzado en diversas técnicas de medida y control de la succión, contribuyendo así con datos experimentales que reflejan la realidad física de los fenómenos estudiados. En publicaciones como Delage *et al.*, (2008) y Rahardjo y Leong, (2006) se puede encontrar una descripción detalladas de las antes mencionadas técnicas.

La instrumentación para medir directamente la succión mediante tensiómetros fue probablemente introducida por primera vez en los años 90, en el *Imperial College*, en Inglaterra. (Ridley y Burland, 1993, 1995; citados por Tarantino y Mongiovi 2003). Estos dispositivos fueron empleados para mejorar la determinación de la succión en el laboratorio y el campo. La limitación más importante de estos tensiómetros es la poca estabilidad a medio y largo plazo, así como su calibración, ya que se tiene que realizar en el rango positivo y extrapolar al rango negativo. Datos experimentales han demostrado que extrapolar la calibración de los tensiómetros puede conducir a errores de entre 1 y 1.5 % del valor medido. Basado en los diseños propuestos por el *Imperial College*, Tarantino y Mongiovi (2003) presentaron un tensiómetro para medir directamente la succión, que permite realizar la calibración directamente en el rango negativo de presión de agua de poro. Este dispositivo demostró tener muy buena precisión en los ensayos.

En años recientes se han hecho grandes avances en el desarrollo de técnicas para el control y medida directa de la succión. Lo anterior permite que las muestras sean analizadas bajo condiciones similares a las que se tienen en campo. Toll *et al.*, (2013) desarrollaron un tensiómetro para medir las succiones en rangos mayores a 2.5 MPa. Este dispositivo puede ser incorporado a diversos equipos de laboratorio además de que puede ser instalado en campo. En la investigación llevada a cabo por Toll *et al.*, (2013) fue utilizado para determinar la curva de retención de agua, mediante la técnica de secado y monitoreando el contenido de humedad mediante una balanza electrónica. Ambos dispositivos demostraron requerir tiempos de medida más cortos que otros instrumentos como el *pressure plate*.

La adopción de la succión matricial como una variable de estado relevante, ha propiciado el desarrollo de diversos equipos para el control de la succión como son edómetros, triaxiales y equipos de corte directo (Alonso *et al.*, 1990; Sosa *et al.*, 1990; Romero *et al.*, 1997; Di Mariano *et al.*, 2000; Airò Farulla, 2004). Hoyos *et al.*, (2008a) desarrollaron un nuevo equipo triaxial para ensayar muestras cúbicas de suelos no saturados bajo estados de succión controlada para un amplio rango de trayectorias

tensionales que no pueden conducirse en aparatos convencionales. El espécimen es sellado en su parte superior por un disco cerámico de alto valor de entrada de aire y en el resto de sus caras por medio de una membrana de látex. Posee sistemas independientes para la aplicación de las presiones de agua y aire. La succión matricial impuesta a las muestras durante los ensayos se alcanza con la ayuda de la técnica de traslación de ejes.

Mancuso *et al.*, (2002) desarrollaron un equipo de columna resonante - torsión de corte (RCTC) que incorpora el control de la succión mediante la técnica de traslación de ejes para investigar el módulo de corte a pequeñas deformaciones en una arena limosa.

Guan y Fredlund (1997) desarrollaron una sonda para medir directamente la succión para valores mayores a 100 kPa. El dispositivo contiene un transductor de presión para rangos superiores y un disco cerámico de 15 bares de valor de entrada de aire. Las medidas realizadas sobre diversos tipos de suelos indicaron que la sonda es capaz de medir la succión mátrica para valores superiores a 1250 kPa con buena exactitud. Sin embargo, se presentan algunos problemas en la medida de la succión en suelos con un grado de saturación bajo. Este dispositivo es capaz de determinar el valor de la succión en suelos arcillosos elaborados del lado húmedo del óptimo de compactación. La exactitud de las mediciones del dispositivo está limitada por la resolución del transductor de presión en su interior.

Para monitorear la evolución de la succión durante ensayos triaxiales llevados a cabo en rellenos a base suelos cementados, Simms y Murray (2009) utilizaron un tensiómetro en miniatura colocado en la base de la célula triaxial. Otros investigadores han desarrollado tensiómetros similares (Ridley y Burland, 1995; Ridley *et al.*, 1998; Tarantino y Mongiovì, 2001, 2002; Take y Bolton, 2003; Lourenço *et al.*, 2006, 2007, 2008). En Ridley *et al.*, (2003) se presenta una descripción y comparación completa de tres métodos para la determinación de la succión matricial: el método del papel filtro, los tensiómetros desarrollados en el *Imperial College* y los nuevos tensiómetros diseñados para monitorizar a largo plazo la succión. Se comentan sus principios de operación, los procedimientos empleados normalmente en su uso y se dan recomendaciones para la correcta interpretación de los resultados.

Meilani *et al.*, (2002) presentaron una célula triaxial modificada con mini sondas para medir la evolución de la succión en ensayos triaxiales no saturados. Estas tres mini sondas se ubicaron a $\frac{3}{4}$, $\frac{1}{2}$ y $\frac{1}{4}$ de la altura de la muestra. Las sondas demostraron que son capaces de realizar medidas rápidas y precisas de presiones negativas y positivas de agua. Realizaron medidas de hasta 400 kPa de succión durante 15 horas.

2.4 Anisotropía inducida por compactación

Una característica poco estudiada es la anisotropía inherente o inducida de los suelos. Muchos suelos compactados así como suelos naturales, presentan una estructura anisótropa debido al proceso de compactación al que fueron sometidos. Durante este proceso las partículas de suelo han sido orientadas en

una dirección preferente originando una mayor resistencia a la deformación en la dirección axial como consecuencia de haber experimentado mayor desplazamiento en esa dirección durante la compactación. De esta manera al aplicar cargas de compresión isotrópicas se generan deformaciones anisótropas. La evolución de la estructura anisótropa durante ensayos isotrópicos condiciona las respuestas del suelo en cuanto a hinchamiento y colapso se refiere, así como también su rigidez y la permeabilidad al agua (Romero y Jommi, 2008). Lo anterior, confirma que la historia de las tensiones anisótropas que se generan durante el proceso de compactación tiene influencia sobre el comportamiento mecánico del suelo.

Zacaria *et al.*, (1995) realizó ensayos triaxiales axi-simétricos midiendo de manera independiente las deformaciones radial y axial. Encontró que las muestras ensayadas exhibían un grado de anisotropía inicial significativo ocasionado por la compactación unidimensional por la cual se elaboraron las muestras. Estos resultados concuerdan con lo observado por otros investigadores (p. ej. Barrera *et al.*, 2000; Romero *et al.*, 2003; Wheeler *et al.*, 2003; Jommi y Romero, 2008; Jommi *et al.*, 2008; Della Vecchia *et al.*, 2013). En el estudio llevado a cabo por Zacaria *et al.*, (1995) también se observó que a medida que se cargaba isotrópicamente a las muestras, el grado de anisotropía en las muestras disminuía.

Estabraght y Javadi (2006) presentaron una investigación en la que sugieren que el grado de anisotropía inducida en las muestras está en función de la historia de tensiones del suelo.

El análisis de la anisotropía inicial puede ser implementado en modelos constitutivos elastoplásticos tomando en consideración la microestructura de las muestras (Pietruszczak, 1999).

Romero y Jommi (2008) presentaron datos experimentales en los que puede verse que las muestras elaboradas bajo compactación unidimensional exhiben cierto grado de anisotropía inducida. Estudiaron la evolución de esta anisotropía mediante el sometimiento de las muestras a ciclos de secado y humedecimiento. Los datos experimentales pudieron ser reproducidos con éxito mediante un modelo que toma en consideración la acción conjunta de las deformaciones plásticas y de los cambios en el grado de saturación. Observaron que el grado de anisotropía inicial disminuye con el incremento de la deformación y del grado de saturación.

2.5 Módulo de corte a pequeñas deformaciones

El módulo de corte máximo ($G_{\text{máx}}$) o inicial (G_0) define la relación entre esfuerzo cortante y deformación cortante del suelo a pequeñas deformaciones (10^{-6} a 10^{-5} %). A este nivel de deformaciones el suelo tiene un comportamiento mecánico lineal, se comporta dentro del rango elástico y no se degrada con el paso de los ciclos de carga (Vucetic, 1994). El módulo de corte es uno de los parámetros necesarios para estimar la respuesta dinámica del suelo. Por lo que diversas metodologías de diseño y análisis de la respuesta del terreno usan el módulo de corte como parámetro dentro de las propiedades mecánicas o dinámicas del suelo.

2.5.1 Factores que influyen en el módulo de corte

Atkinson (2000) sugiere que, por debajo de un nivel de deformación ($2 \times 10^{-3} \%$), el valor del módulo de corte ($G_{m\acute{a}x}$) es independiente del nivel de deformaciones, por lo que el valor de $G_{m\acute{a}x}$ depende de parámetros como el tipo de suelo, su índice de poros, su humedad y la tensión de confinamiento.

Diversos parámetros influyen en mayor o menor medida al módulo de corte ($G_{m\acute{a}x}$). Investigadores como Seed y Idriss, (1970) sugieren que la relación de vacíos, la tensión de confinamiento, la deformación volumétrica y la unión *in situ* entre partículas son los factores que más afectan al módulo de corte.

Uno de los primeros estudios en abordar este tema los realizó Hardin *et al.*, (1968), en los que concluye que el módulo está en función de la tensión normal octaédrica, del grado de saturación, de la componente isotrópica del estado de tensiones, de la historia de vibraciones a las que ha sido sometido el suelo, de la amplitud y frecuencia de las vibraciones, de su granulometría y mineralogía, de la estructura del suelo y de su temperatura.

Hardin y Richart, (1963) propusieron una ley para determinar la relación entre el módulo $G_{m\acute{a}x}$ y la tensión principal efectiva (p'):

$$G_{m\acute{a}x} \propto (p')^m \quad 2.18$$

Donde el parámetro m está relacionado con la cohesión de los suelos. Hardin y Richart, (1963) propusieron el valor de 5 para este parámetro para suelos cohesivos y no cohesivos. Otros investigadores han utilizado valores entre 0.40 y 0.55 para suelos no cohesivos (Hoque y Tatsuoka, 2004; Kuwano y Jardine, 2002). Viggiani y Atkinson (1995a) realizaron mediciones del módulo $G_{m\acute{a}x}$ en un suelo cohesivo mediante *bender elements*. Los datos experimentales obtenidos muestran que el módulo $G_{m\acute{a}x}$ se incrementa conforme la tensión principal efectiva aumenta. La figura 2.12 muestra la evolución del parámetro m en función del índice de plasticidad.

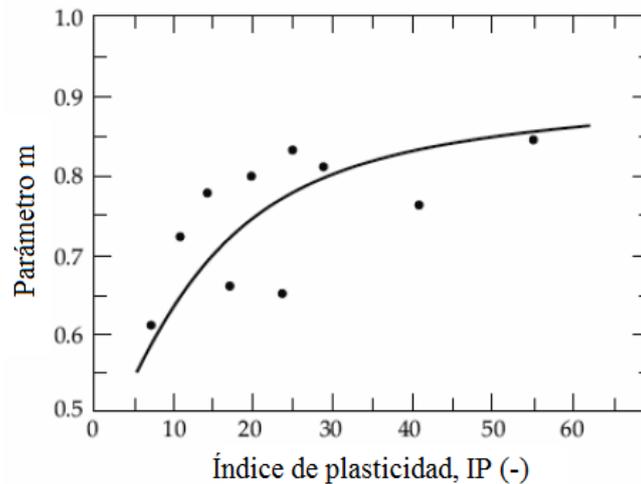


Figura 2.12. Variación del parámetro m con respecto al índice de plasticidad (Viggiani y Atkinson 1995a).

Investigadores como Matesic y Vucetic (2003), y Vucetic y Tabata (2003), determinaron que el módulo $G_{m\acute{a}x}$ se incrementa con la velocidad de aplicación de la carga. Este comportamiento se atribuye a la plasticidad del suelo, razón por la cual en arenas no se observa este efecto. Diversos investigadores han concluido que la plasticidad es un factor que condiciona el valor de $G_{m\acute{a}x}$ (Romo y Jaime, 1986; Vucetic, 1988; Vucetic y Dobry, 1988; Stokoe *et al.*, 2004).

Por otro lado, se ha observado que la disminución del índice de poros causa un aumento del módulo $G_{m\acute{a}x}$. Richart y Woods, (1970) reportaron que los factores que más influyen en el módulo $G_{m\acute{a}x}$ son la tensión de confinamiento efectiva (σ'_0) y el índice de poros (e). Estas relaciones se presentan en la ecuación 2.19:

$$G_{m\acute{a}x} = A \cdot F(e) \cdot (\sigma'_0)^n \quad 2.19$$

Donde A y n son constantes del modelo que pueden ser determinadas experimentalmente y F(e) es una función que depende del índice de poros.

Hardin y Richart (1963) propusieron la siguiente relación entre estas variables (σ'_0 y e):

$$G_{m\acute{a}x} = A \frac{B+e}{1+e} (\sigma'_0)^n \quad 2.20$$

Donde A, B y n son parámetros de ajuste del modelo. Éstos pueden ser determinados experimentalmente ya que dependen de las propiedades de cada material. Camacho-Tauta (2011) recopiló

información obtenida por diversos investigadores sobre distintos tipos de material, mostrando que el valor de B más usado es 2.17, $n = 0.5$ y los valores de A oscilan entre 7000 y 14100, para $G_{m\acute{a}x}$ y σ'_0 expresados en kPa.

Rampello *et al.*, (1997) propusieron la siguiente ecuación empírica para determinar el módulo de corte a pequeñas deformaciones ($G_{m\acute{a}x}$):

$$\frac{G_{m\acute{a}x}}{p_a} = SF(e) \left(\frac{p'}{p_a} \right)^n \quad 2.21$$

Donde $F(e)$ es una función que depende del índice de poros y de la tensión de confinamiento efectiva (p'), p_a es una tensión de referencia (100 kPa), S y n son parámetros adimensionales del modelo que pueden ser determinados experimentalmente.

Seed y Idriss, (1970) muestran que los valores del módulo para las arenas están fuertemente influenciados por la tensión de confinamiento, la amplitud de deformaciones y la relación de vacíos (densidad relativa), no así para las variaciones en el tamaño de los granos. Hardin y Drnevich (1972) expresaron la relación de la tensión de confinamiento con el módulo $G_{m\acute{a}x}$ mediante la siguiente ecuación:

$$G_{m\acute{a}x} = 100 k_2 (\sigma'_m)^{1/2} \quad 2.22$$

La influencia del índice de poros y de la amplitud de las deformaciones se expresan a través del parámetro k_2 .

La figura 2.13 muestra la influencia sobre k_2 de: (a) el ángulo de fricción efectivo, ϕ' (b) la tensión vertical efectiva, σ'_v (c) la relación de vacíos, e y (d) el coeficiente de empuje en reposo, Ko.

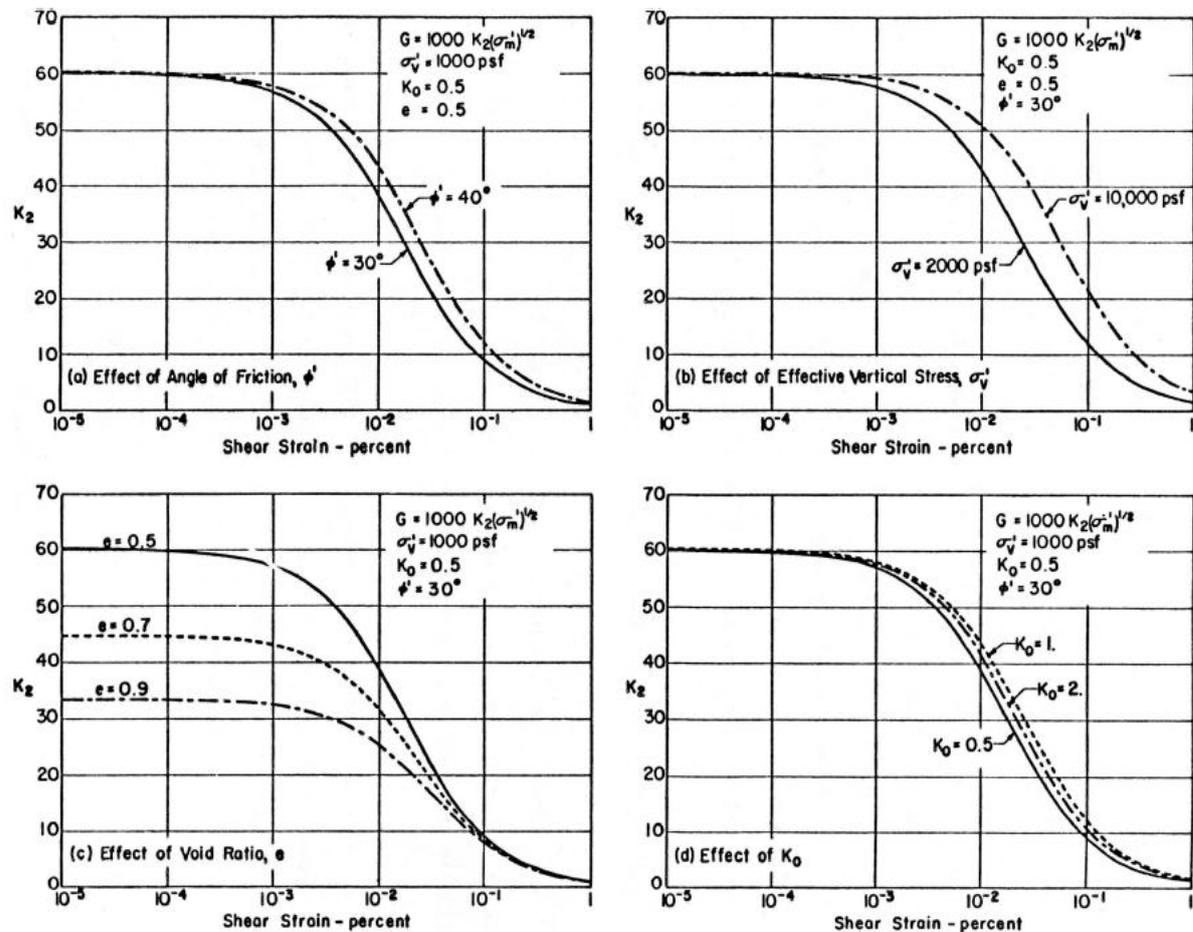


Figura 2.13. Influencia del ángulo de fricción efectivo, tensión vertical efectiva, índice de poros y coeficiente de empuje en reposo sobre el parámetro k_2 . (Seed y Idriss, 1970).

De los gráficos anteriores se puede concluir:

- 1) A pequeñas deformaciones k_2 depende solo del índice de poros.
- 2) Para deformaciones intermedias la variación de k_2 con la deformación es ligeramente influenciada por la tensión vertical y muy poco por las variaciones de ϕ y K_0 . Se observa que el valor de k_2 sigue siendo influenciado por el índice de poros.
- 3) Para grandes deformaciones el valor de k_2 está ligeramente influenciado por la tensión vertical, siendo esencialmente independientes de ϕ , K_0 y e .

Por lo tanto, Seed y Idriss (1970) consideraron que en términos prácticos los valores de k_2 están determinados principalmente por la relación de vacíos o densidad relativa y la amplitud de deformación. La figura 2.14 muestra la variación del parámetro k_2 con la densidad relativa.

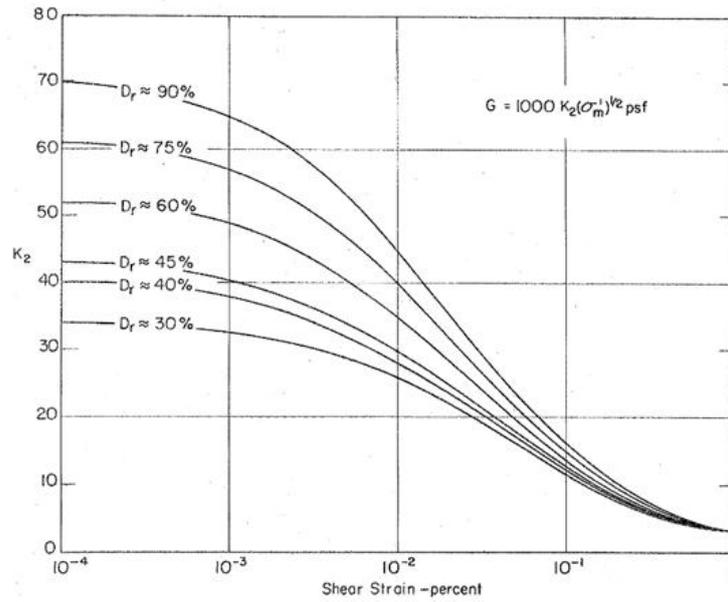


Figura 2.14. Variación de parámetro k_2 con la densidad relativa. (Seed y Idriss, 1970).

Camacho-Tauta *et al.*, (2013) presentaron evidencia experimental de que el proceso de consolidación secundaria produce el aumento del módulo $G_{m\acute{a}x}$ (figura 2.15). Este efecto ha sido reconocido por Humpries y Wahls (1968), Hardin y Black (1968) y Marcuson y Wahls (1972) (citados por Camacho-Tauta *et al.*, 2013).

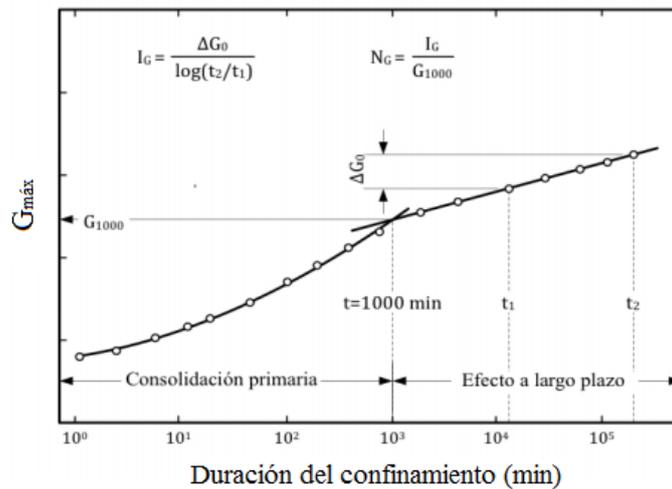


Figura 2.15. Variación del módulo $G_{m\acute{a}x}$ con respecto al tiempo (Camacho-Tauta *et al.*, 2013).

Rodríguez (2005) señaló que para suelos ligeramente consolidados ($OCR > 1$) con alto índice de plasticidad, $G_{m\acute{a}x}$ aumenta. En cambio para suelos normalmente consolidados ($OCR = 1$) si el índice de plasticidad crece, $G_{m\acute{a}x}$ permanece más o menos constante. Esta característica es muy importante ya que

puede influir en la manera en que un depósito de suelo amplificará o atenuará los movimientos provocados por un terremoto.

Romo (1990) concluyó que las muestras de arcilla consolidadas anisotrópicamente presentan mayor módulo de rigidez que las consolidadas isotrópicamente.

Hardin y Black (1968) y Hardin (1978) desarrollaron la siguiente ecuación empírica que incluye los efectos del índice de plasticidad y el OCR:

$$G_{m\acute{a}x} = 625 \frac{OCR^k}{0.3+0.7e^2} \sqrt{P_a \bar{\sigma}_0} \quad 2.23$$

Donde $\bar{\sigma}_0$ es la tensión principal normal efectiva, e el índice de poros y P_a es la presión atmosférica expresada en las mismas unidades del módulo $G_{m\acute{a}x}$. El efecto de la plasticidad se incluye mediante el parámetro k , el cual está en función del índice de plasticidad. Así para valores del IP de 0, 20, 40, 60, 80 y 100, los valores de k son 0, 0.18, 0.31, 0.41, 0.48 y 0.50, respectivamente. Para valores del IP mayores a 100 el valor de k es de 0.5. De acuerdo con la ecuación 2.23, para suelos normalmente consolidados $G_{m\acute{a}x}$ no depende de la plasticidad del suelo. Por el contrario, para suelos sobreconsolidados $G_{m\acute{a}x}$ incrementa con la plasticidad.

La dependencia del módulo $G_{m\acute{a}x}$ con el OCR, la tensión de consolidación efectiva (σ'_m) y el índice de poros es expresada por Hardin (1978) mediante la siguiente ecuación:

$$G_{m\acute{a}x} = S F(e) \sigma'_m{}^n \sigma_r{}^{1-n} OCR^k \quad 2.24$$

Donde σ_r es una tensión de referencia y S , n y k son parámetros adimensionales del modelo. S representa el máximo módulo de corte para el estado normalmente consolidado a la tensión de referencia. Los parámetros n y k representan la dependencia de $G_{m\acute{a}x}$ del nivel de tensiones para el estado normalmente consolidado y sobreconsolidados, respectivamente.

Diversos investigadores (Wu *et al.*, 1984; Qian *et al.*, 1993; Marinho *et al.*, 1995; Merchán, 2011) han demostrado que las fuerzas capilares contribuyen al aumento del módulo de corte a pequeñas deformaciones. Lo anterior se debe a que estas fuerzas incrementan el empuje de los meniscos de agua en los puntos de contacto de las partículas sólidas. En particular, los resultados indican que existe un máximo del valor de $G_{m\acute{a}x}$ entre los grados de saturación 10 % y 20 % mientras que el valor para $S_r = 0$ y $S_r = 1$ son similares.

En muestras de arenas limpias, saturadas y secas, se ha observado que poseen el mismo $G_{m\acute{a}x}$ a una misma tensión de confinamiento efectiva. Por lo anterior, la presión de poros podría señalarse como un parámetro que afecta el módulo de corte en arenas limpias, excepto por su influencia en la tensión efectiva principal. Por otra parte, puede verse que para temperaturas debajo de los 0°C el rol del agua de los poros cobra mucha importancia. En arcillas saturadas por ejemplo, se ha registrado un incremento del 3000 % a 5000 % del módulo de corte para caídas de la temperatura de 20°C a -10°C. En las muestras de suelos parcialmente saturados con algo de finos, los efectos de la capilaridad pueden ser considerables, ya que las fuerzas capilares y las de los contactos entre partículas incrementan el módulo de corte a medida que el grado de saturación y el diámetro de partículas finas decrecen. Con la disminución del grado de saturación, las partículas más pequeñas de arcilla emigran a los contactos entre partículas de arena y limo reforzándolos e incrementando el módulo de corte (Benz, 2007).

La diagénesis se refiere a las alteraciones que sufre el suelo después de haberse depositado. En ella influyen la presión (particularmente de las capas que van depositándose encima), la temperatura, la naturaleza de la fase acuosa intersticial entre otros factores. La diagénesis altera la rigidez del suelo con el tiempo, ya que cualquier proceso que altere la estructura de las partículas del suelo altera también su rigidez. Así, por ejemplo, los procesos de cementación que resultan de la diagénesis afectan considerablemente la rigidez. Fernández *et al.*, (2001) determinó que la rigidez a pequeñas deformaciones de las arenas puede incrementarse en un orden de magnitud debido a la cementación. Sin embargo los efectos de la diagénesis pueden perderse debido al cambio de su estado tensional. Por lo tanto, muestras de suelos inalteradas pueden tener diferente comportamiento en lo referente a las pequeñas deformaciones con respecto a las muestras alteradas (Benz 2007).

Actualmente diversos investigadores (Sawangsurriya *et al.*, 2008, Heitor *et al.*, 2012, 2014) señalan que el módulo de corte a pequeñas deformaciones depende del estado de tensiones, del contenido de agua de compactación y de los cambios en la humedad pos-compactación. Mancuso *et al.*, (2002) investigó el efecto de la succión sobre el módulo $G_{m\acute{a}x}$ a rangos bajos de ésta y encontró que el módulo $G_{m\acute{a}x}$ se incrementa con la succión.

Mancuso *et al.*, (2002) también observó que el módulo de corte a pequeñas deformaciones es afectado por la distribución microestructural que el suelo adquiere durante el proceso de compactación. También sugiere que el módulo es más sensible a los cambios en la succión cuando la curva de retención está dentro del rango de la macroporosidad, permaneciendo casi constante una vez el contenido de agua residual se excede. Otros investigadores como Qian *et al.*, 1993; y Ng y Yung, 2008; concluyeron que la succión tiene un efecto significativo sobre el módulo $G_{m\acute{a}x}$.

Heitor *et al.*, (2014) llevó a cabo ensayos con *bender elements* en probetas de suelos compactados a la humedad óptima y sometidos posteriormente a ciclos de secado y humedecimiento mediante la técnica de traslación de ejes. Determinó que el efecto de los cambios de la succión en el módulo de corte es importante. Encontró que los valores más grandes del módulo de corte correspondían a los ciclos de

humedecimiento. Los subsecuentes ciclos de secado y humedecimiento continuaron provocando cambios en el módulo de corte que pueden estar asociados a los cambios en la microestructura debidos a los ciclos de secado y humedecimiento. También pudo observar que el módulo de corte exhibe un comportamiento histórico parecido al de la curva de retención pero su amplitud decrece con subsecuentes ciclos (figura 2.16). Esta histéresis mostrada en las trayectorias de secado y humedecimiento también fue observada por Ng *et al.*, (2009 y 2012), además observaron que a cualquier nivel de succión el módulo de corte en los procesos de humedecimiento fueron siempre mayores que los de las trayectorias de secado.

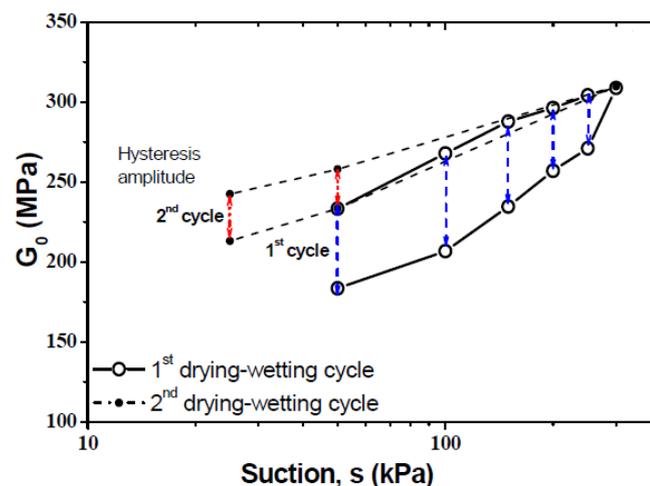


Figura 2.16. Evolución del módulo a pequeñas deformaciones con respecto a la succión durante ciclos de secado y humedecimiento. (Haitor *et al.*, 2014).

Vucetic y Dobry, (1991) recopilaron numerosos estudios realizados por distintos investigadores sobre los factores que afectan al módulo $G_{m\acute{a}x}$.

Suriol *et al.*, (2014) presentaron un estudio del módulo $G_{m\acute{a}x}$, en el que se enfocaron en las características microestructurales de distintos estados iniciales de compactación de la arcilla limosa de Barcelona. Utilizaron el plano Proctor de compactación para representar estos estados iniciales. La caracterización microestructural del material fue realizada con ensayos de porosimetría por intrusión de mercurio y con las curvas de retención. Los resultados de este estudio indicaron que para muestras elaboradas a S_r mayores que 0.3, a medida que se reduce el grado de saturación se incrementa el valor del módulo $G_{m\acute{a}x}$. Los resultados fueron interpretados considerando la evolución de la microestructura y utilizando una tensión constitutiva que incorpora el grado de saturación y características microestructurales.

2.5.2 Determinación del módulo de corte a pequeñas deformaciones

El módulo de corte a pequeñas deformaciones puede determinarse en suelos mediante ensayos de laboratorio y de campo. Dentro de los ensayos de laboratorio más importantes figuran los ensayos de corte cíclico de torsión, los ensayos de columna resonante y *bender elements*. Los ensayos *in-situ* de mayor uso son los que utilizan principios geofísicos, como es el caso de los ensayos *crosshole* (Stokoe y Woods, 1972), *downhole* (Woods, 1978), como sísmico (Robertson *et al.*, 1986) y análisis espectral de ondas de superficie (Stokoe *et al.*, 1994).

La determinación del módulo $G_{\text{máx}}$ en el laboratorio se puede clasificar en dos tipos según el tipo de ensayo: dinámico y estático. El término ensayo dinámico según Tatsuoka y Shibuya (1992) hace referencia a los ensayos que implican condiciones de carga rápida (estática o cíclica). Éstas se dividen a su vez en ensayos sísmicos que emplean transductores piezoeléctricos y ensayos de columna resonante. En las secciones siguientes se describirán brevemente los ensayos de columna resonante y los que emplean transductores piezoeléctricos.

2.5.2.1 Ensayo de columna resonante

El ensayo fue desarrollado en las investigaciones de Bishop (1959), Hardin (1965), Hardin *et al.*, (1972), Richart *et al.*, (1970), Drnevich *et al.*, (1978) y Anderson y Stokoe (1978), aunque sus inicios se remontan a los trabajos de Ishimoto e Iida (1937). El ensayo se basa en la transmisión de las ondas de corte a través del suelo. El ensayo de columna resonante permite obtener el módulo cortante del suelo a bajas deformaciones. Para su funcionamiento se supone que el material es elástico, homogéneo, isótropo y que la velocidad de las ondas de corte depende del módulo y la densidad del material.

Un espécimen de suelo de forma cilíndrica se sitúa sobre una base rígida. La base de la muestra se fija y el otro extremo se deja libre. Posteriormente, se somete a las muestras a condiciones de confinamiento. En el extremo libre de la muestra se le aplica una vibración torsional y/o longitudinal. Las oscilaciones torsionales producen una sollicitación de corte cíclica (Suriol, 1993).

La respuesta del suelo se mide mediante un acelerómetro. La frecuencia de vibración se controla manualmente para poder realizar un barrido de frecuencias hasta encontrar la frecuencia de resonancia, esta frecuencia depende de las características del aparato así como de las del espécimen (Díaz-Rodríguez, 2013). Esta información es utilizada para calcular el módulo de corte y la deformación angular.

Para una determinada altura de la muestra, la frecuencia de resonancia depende del módulo de rigidez. Teniendo en consideración el sistema descrito para un material elástico en la figura 2.17, el equilibrio dinámico se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$2\pi frL \sqrt{\frac{G}{\rho}} \cdot \tan 2\pi frL \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \frac{J_s}{J_m} \quad 2.25$$

Donde fr es la frecuencia de resonancia, L es la longitud de la muestra, J_s y J_m son los momentos polares de inercia del suelo y de todo el conjunto con masa m , respectivamente. La solución numérica de la ecuación 2.25 es de la forma:

$$G_{m\acute{a}x} = k_1 \cdot fr^2 \quad 2.26$$

Donde el parámetro k es función de J_s , J_m , L y ρ .

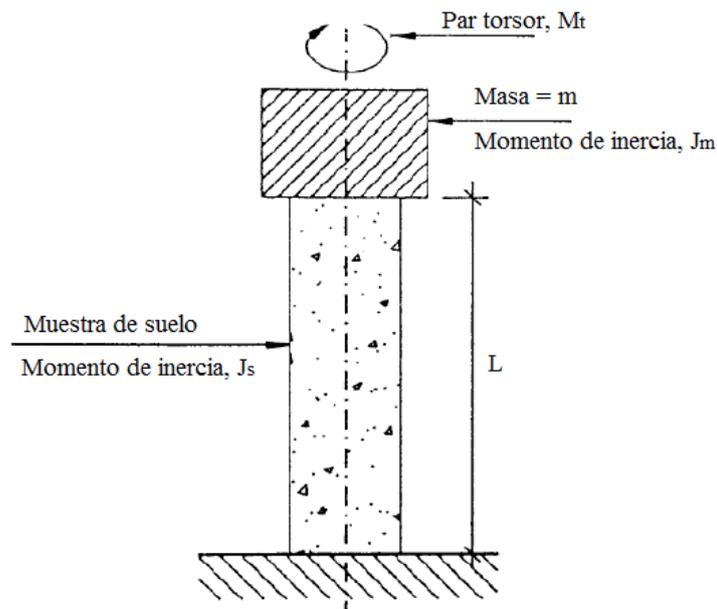


Figura 2.17. Esquema mecánico del aparato (Suriol, 1993).

La aplicación de corte cíclico en el extremo superior de la muestra mientras la base de la misma está fija, produce una deformación angular (figura 2.18). El valor de la deformación angular $\bar{\gamma}$ se calcula como sigue:

La máxima deformación angular es:

$$\gamma_{m\acute{a}x} = \frac{R \cdot \delta}{L} \quad 2.27$$

Por geometría se tiene:

$$\bar{\gamma} = \frac{2}{3} \gamma_{m\acute{a}x} = \frac{2}{3} \cdot \frac{R \cdot \delta}{L} \quad 2.28$$

Sustituyendo por δ , se tiene:

$$\bar{\gamma} = k_2 \cdot \frac{V_e}{f_r^2} \cdot \frac{2R}{3L} \quad 2.29$$

Donde R es el radio de la muestra de suelo, V_e es el voltaje efectivo de salida del acelerómetro, f_r es la frecuencia de resonancia y L la altura de la muestra.

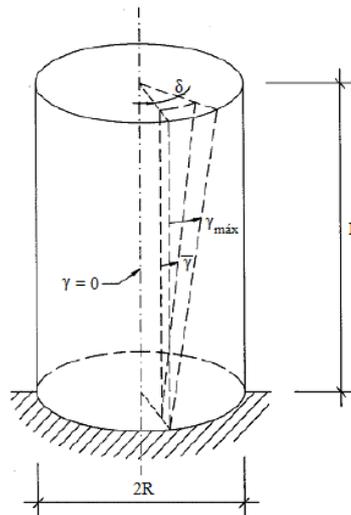


Figura 2.18. Descripción geométrica de la deformación angular (Suriol, 1993).

Los principales factores que afectan los resultados de la prueba son: la amplitud de deformación angular, la presión de confinamiento y la relación de vacíos. Otros factores tales como: la temperatura y el tiempo afectan los resultados de la prueba pero de una manera menos importante (Díaz-Rodríguez, 2013).

2.5.2.2 Transductores piezoeléctricos

En 1880 los investigadores Jacques y Pierre Curie descubrieron el fenómeno de piezoelectricidad. El efecto piezoeléctrico exhibido por materiales naturales tales como el cuarzo, la turmalina y la sal de

Rochelle, es muy pequeño, por lo que se han desarrollado materiales con propiedades mejoradas, como por ejemplo los materiales cerámicos ferroeléctricos policristalinos, como el BaTiO_3 y el Zirconato Titano de Plomo (PZT) (Rodríguez y Elizondo, 2000).

Cuando un cristal piezoeléctrico es deformado por la aplicación de tensiones externas aparecen cargas eléctricas en la superficie del cristal y cuando la dirección de la deformación se invierte, la polaridad de la carga eléctrica también se invierte. Este fenómeno se conoce como efecto piezoeléctrico directo (figura 2.19).

Cuando un cristal piezoeléctrico es sometido a una carga eléctrica en sus caras, éste presenta deformaciones. Cuando la dirección de la aplicación de la carga eléctrica se invierte, la dirección de la deformación también se invierte. A este fenómeno se le conoce como efecto piezoeléctrico inverso (figura 2.20).

La figura 2.21 muestra cómo se puede obtener una tensión alterna para sucesivas tracciones y compresiones sobre un cristal piezoeléctrico.

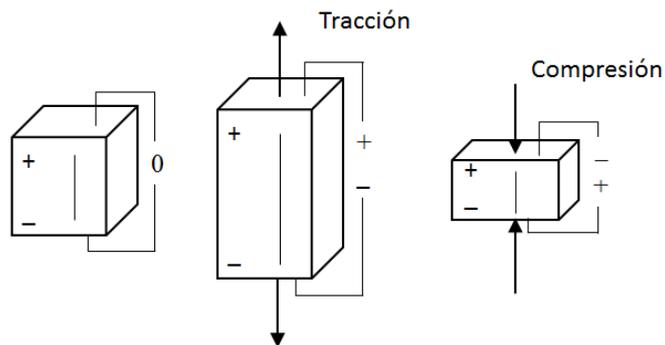


Figura 2.19. Efecto piezoeléctrico directo en un cuerpo prismático de cerámica piezoeléctrica.

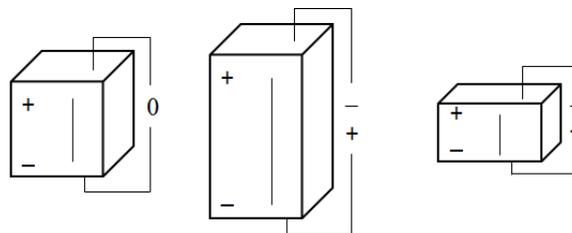


Figura 2.20. Efecto piezoeléctrico inverso en un cuerpo prismático de cerámica piezoeléctrica.

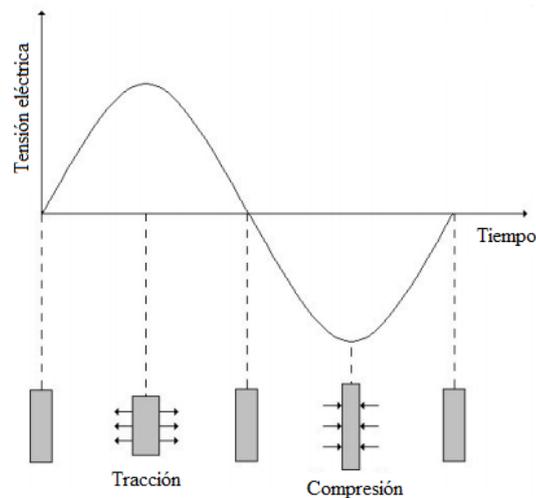


Figura 2.21. Generación de tensión eléctrica en un material piezoeléctrico (tomado de González *et al.*, 2009).

Como se comentó anteriormente, los cristales piezocerámicos pueden ser producidos artificialmente debido a la polarización de ciertas cerámicas como el Zirconato Titano de Plomo (PZT), Titanato de Bario y Titanato de Plomo (da Fonseca, 2008).

Debido a sus propiedades antes comentadas, las cerámicas piezoeléctricas son utilizadas para fabricar transductores piezoeléctricos. La deformación de la piezocerámica polarizada esencialmente depende de su forma, composición, dirección de la polarización y del campo eléctrico aplicado. Generalmente se pueden polarizar para generar ondas de corte (S) y ondas de compresión (P). Además debido a que el efecto piezoeléctrico puede ser revertido, los transductores pueden actuar como emisores, receptores o ambos (Brignoli *et al.*, 1996).

Actualmente los transductores piezoeléctricos son los equipos más utilizados en laboratorio para determinar la velocidad de las ondas de corte (V_s), entre ellos están los *bender elements*, *shear plates* y los *bender/extender elements*. Estos transductores permiten enviar y recibir ondas de corte y/o de compresión, además de que pueden ser instaladas en casi cualquier equipo geotécnico de laboratorio como son los edómetros (Fam y Santamarina, 1995; Zeng y Grolewski, 2005), en *hollow cylinder* (Di Benedetto *et al.*, 1999; Geoffroy *et al.*, 2003), aparatos de corte directo (Dyvik y Olsen, 1989), y más comúnmente en aparatos triaxiales.

2.5.2.3 Shear plates

Los *shear plates* fueron los primeros transductores piezoeléctricos en ser empleados en especímenes de suelo (Lawrence, 1963). Estos dispositivos consisten en un sólo elemento piezocerámico generalmente prismático donde las superficies de los electrodos que son las dos caras paralelas a la dirección de polarización (eje piezoeléctrico) están conectadas en serie. En la figura 2.22 se muestra que

la deformación es inducida por la señal eléctrica que está aplicada en paralelo al eje piezoeléctrico, produciéndose así un movimiento de corte.

Los *shear plates* requieren voltajes de excitación mucho más altos que otros dispositivos (*Bender elements*), tienen mayores dimensiones y baja eficiencia para tensiones de confinamiento bajas (Shirley y Hampton, 1978). Ismail y Rammah (2005) propusieron una versión más pequeña y eficiente diseñada para condiciones de ensayo muy exigentes (ambientes hostiles, tensiones muy altas) donde otros transductores serían mucho menos eficientes.

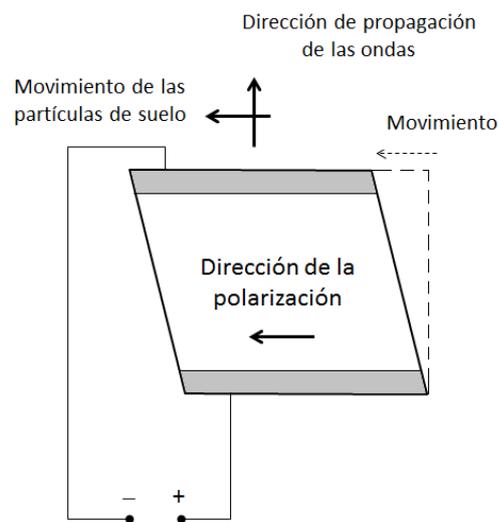


Figura 2.22. Diagrama de un dispositivo piezoeléctrico *shear plate*.

2.5.2.4. *Bender elements*

Los *bender elements* son transductores piezoeléctricos que consisten en dos láminas piezocerámicas delgadas fuertemente unidas a una lámina metálica central. La función principal de la placa metálica es proporcionar mayor rigidez al piezocerámico. Este conjunto está protegido eléctricamente por una resina epoxi rígida que además protege al piezocerámico del contacto directo con el suelo y con el agua.

Los *bender elements* (BE), fueron desarrollados por Shirley y Hampton (1978) para determinar el módulo de corte a pequeñas deformaciones de algunos sedimentos.

Por lo regular se utilizan en pares y funcionan como vigas en cantilever. Gracias a sus propiedades piezoeléctricas son capaces de convertir una excitación mecánica en una señal eléctrica y viceversa. Uno de ellos actúa como emisor de las ondas de corte y el otro como receptor.

La polarización del material cerámico en cada una de las láminas y su conexión eléctrica se realizan de manera que cuando se aplica una señal eléctrica de excitación al elemento, una de las láminas

se acorta y la otra se elonga, lo que provoca que el dispositivo se flexione de lado a lado generando una onda de corte (figura 2.23). Por otro lado, cuando un elemento se ve obligado a flexionarse, se produce una señal eléctrica. Si la polarización se invierte se producirá un flexión del elemento en la dirección opuesta.

La conexión eléctrica del *bender element* depende de la dirección de la polarización de las placas de piezocerámica. Esta última puede ser en serie o paralelo (figura 2.24). La polarización en serie se refiere a la condición en la que la dirección de polarizado de ambas placas están en sentido contrario (figura 2.24a). La polarización en paralelo hace referencia a la condición en la que la dirección de polarizado de las dos placas está en el mismo sentido (figura 2.24b).

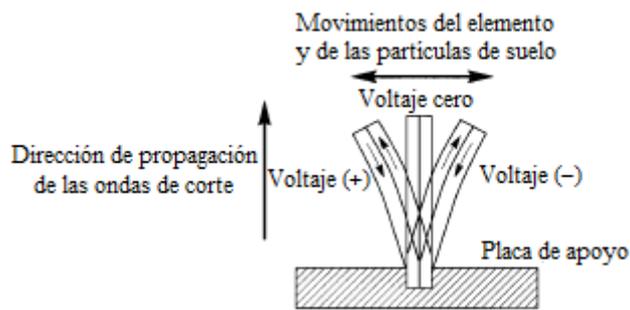


Figura 2.23. Flexión de láminas de *bender elements*. (Adaptado de Kramer, 1996).

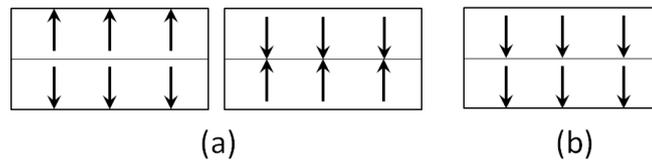


Figura 2.24. Polarización de las láminas piezocerámicas. (a) en serie, (b) en paralelo.

La conexión eléctrica del *bender element* puede realizarse en dos diferentes configuraciones: serie y paralelo. En la configuración en serie el voltaje de excitación se aplica a través de las dos placas de piezocerámica al mismo tiempo (figura 2.25a). En la configuración en paralelo, el voltaje de excitación se aplica a una de las placas de piezocerámica y la placa metálica central (figura 2.25b).

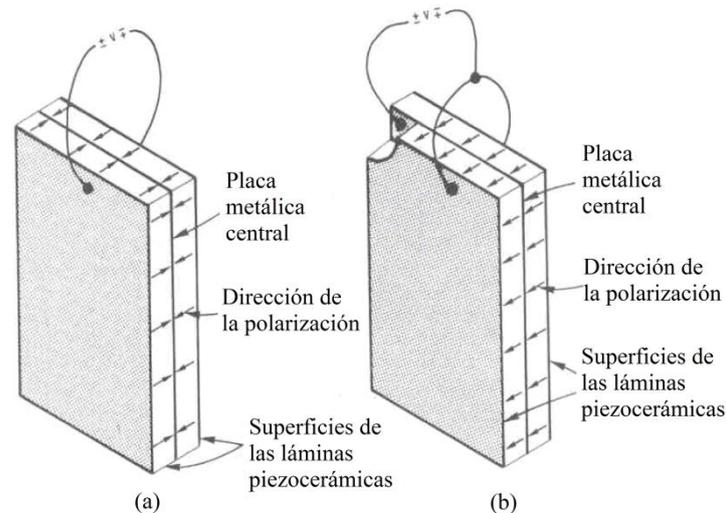


Figura 2.25. Conexiones de bender elements: (a) en serie, (b) en paralelo. (Adaptada de Dyvik y Madshus, 1985, citado por Camacho-Tauta *et al.*, 2012)

La figura 2.25b muestra un piezocerámico conectado en paralelo. Por lo general, se usa la configuración en paralelo para el elemento emisor, que es el que se encarga de transformar la energía eléctrica en mecánica, es decir, envía las ondas de corte a través del material. En la figura 2.25a se observa un piezocerámico conectado en serie. Esta configuración es comúnmente utilizada como receptor de las ondas de corte enviadas por el emisor ya que transforma la energía mecánica en energía eléctrica. Lo anterior se debe a que la configuración en serie proporciona mayor energía en la señal de salida que la conexión en paralelo, mientras que esta última es más adecuada para el elemento emisor debido a que produce mayor movimiento de distorsión para una señal eléctrica de excitación que la configuración en serie (Brignoli *et al.*, 1996).

El ensayo consiste en insertar dos transductores piezoeléctricos *bender elements* –uno configurado como emisor y el otro como receptor– en ambos extremos de un espécimen cilíndrico. Con un generador de pulsos, se envía una señal eléctrica de excitación al elemento emisor, lo cual genera una onda de corte que se propaga a través del espécimen hasta el *bender element* receptor, el cual se ve obligado a flexionarse y emite una señal eléctrica de salida. Se mide el tiempo, t , necesario para la propagación del pulso eléctrico a través del espécimen, cuya longitud L se conoce de antemano. Lo anterior permite conocer la velocidad de propagación (V_s) de las ondas de corte en el espécimen. Conociendo la densidad del material en estudio es posible determinar el módulo de corte a pequeñas deformaciones ($G_{m\acute{a}x} = \rho V_s^2$).

Los *bender elements* pueden instalarse en prácticamente cualquier equipo geotécnico de laboratorio. Dyvik y Madshus (1985), los instalaron en un equipo de columna resonante y efectuaron mediciones simultáneas de para cinco arcillas con diferentes presiones de confinamiento (10 a 150 MPa). Sus resultados mostraron una excelente concordancia entre ambas técnicas. Díaz-Rodríguez *et al.*, (2001)

utilizaron *bender elements* para propagar ondas de corte en especímenes del suelo de la ciudad de México, durante la fase de consolidación y falla. Los resultados mostraron el efecto del estado de esfuerzos sobre la velocidad de propagación. (Díaz-Rodríguez 2013).

Investigadores como Jovičić, *et al.*, (1996); Pennington *et al.*, (2001); Clayton *et al.*, (2004); Teachavorasinskun y Lukkanaprasit, (2008); Leong *et al.*, (2009); Chan *et al.*, (2010); entre otros, han implementado con éxito *bender elements* al equipo triaxial.

A partir del diseño presentado por Shirley y Hampton (1978), Dyvik y Madshus (1985) introdujeron un nuevo diseño de *bender elements*, el cual fue tomado como base en posteriores modelos. Los nuevos modelos incorporan cambios principalmente en su tamaño y su disposición (usualmente en forma de T) de un par de transductores en una misma sonda. La combinación de dos piezocerámicos colocados ortogonalmente a en una misma sonda permite evaluar la homogeneidad vertical y horizontal de la muestra, determinando así la anisotropía presente (Pennington *et al.*, 1997, 2001).

Las dimensiones de los *bender elements* son muy variadas, localizándose la mayoría de los casos entre 12 a 20 mm de longitud, 10 a 12 mm de ancho y 0.5 a 1 mm de espesor.

2.5.2.4.1 Interpretación del ensayo *bender element*

En el empleo de *bender elements* en la determinación de la velocidad de las ondas (V_s) se requieren dos parámetros: la distancia entre emisor y receptor, y el tiempo que tarda la onda de corte en recorrer esa distancia. La distancia de arribo es relativamente fácil de determinar. Medir el tiempo de arribo sin embargo, es mucho más difícil, ya que la señal recibida puede ser distorsionada. En los últimos años se han propuesto diversas metodologías, que van desde simples métodos basados en la observación inmediata de la forma de las ondas y de los tiempos de que tarda una onda en llegar al receptor a técnicas más elaboradas que emplean herramientas de análisis. Aun hoy en día existe mucha controversia sobre cuál es la mejor técnica de interpretación.

Las metodologías más comunes para interpretar los resultados del ensayo *bender element* se pueden clasificar en dos categorías según el dominio en el que los datos son procesados: *time domain* (p.ej. Pineda, 2012 y Clayton *et al.*, 2004), y *frequency domain* (p.ej. Viana Da Fonseca *et al.* 2009). El análisis dentro del *time domain* se hace conociendo la forma de las ondas de entrada y salida representadas a lo largo del eje del tiempo. Se seleccionan dos puntos de esas ondas siguiendo un criterio determinado, siendo la diferencia en tiempo entre esos dos puntos el tiempo de arribo de la onda.

La medida directa del intervalo de tiempo entre la emisión de la onda y su recepción es la técnica más rápida e intuitiva. La estimación del tiempo de arribo por la identificación del primer arribo de la onda emitida fue la primera suposición en este método ya que es intuitiva y se apega al método usado *in situ* (Abbiss, 1981; Dyvik y Madshus, 1985; Jamiolkowski *et al.*, 1995; Jovičić *et al.*, 1996; Pennington, 1999). La figura 2.26 muestra una señal de excitación de tipo sinusoidal (OABC), así como la traza de la

señal recibida ($O'A'B'C'$). Siguiendo este método, se deben de seleccionar 2 puntos característicos. El primero donde se inicia la señal del emisor (punto 0 en la figura 2.26) y el segundo punto donde se inicia la señal recibida por el receptor (puntos 1, 2 ó 3 en figura 2.26). La diferencia entre estos tiempos es el tiempo de arribo. Sin embargo, debido a interferencias y a efectos de reflexión de las ondas en los límites de las muestras, este método puede producir errores en la estimación del tiempo de arribo. Tomando en consideración estas desventajas, Kawaguchi *et al.*, (2001) propuso tomar como primer arribo el punto 3 de la figura 2.26. La utilización de puntos característicos tales como la primera deflexión, el primer valle de la onda recibida, el punto cero después del primer valle y el primer pico mayor trabajan considerando la propagación de las ondas planas y que la reflexión y refracción de ondas no se presenta (Viggiani y Atkinson 1995, Arulnathan *et al.*, 1998). Aunque estos puntos son fáciles de identificar existen diversos factores que pueden conducir a errores en la interpretación. Viana Da Fonseca (2009) y Camacho-Tauta (2012) recomiendan el uso de varios métodos para mejorar la confiabilidad de los resultados.

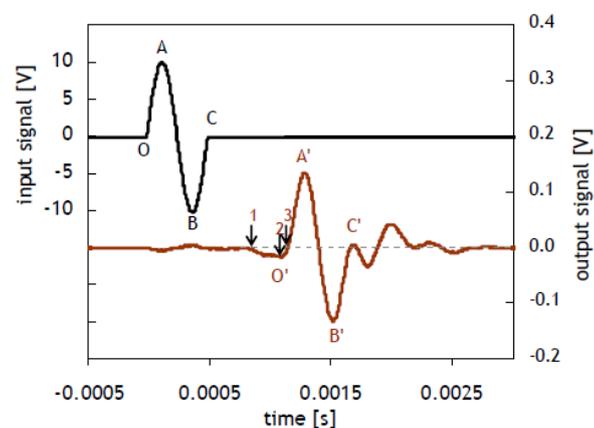


Figura 2.26. Método del primer arribo (da Fonseca, 2008).

El método de pico a pico se basa en la suposición de que la señal recibida tiene una alta semejanza con la señal emitida (Viggiani y Atkinson, 1995; Chan, 2006; Chee-Ming, 2012). El lapso de tiempo entre el pico de la señal transmitida y el primer pico principal de la señal recibida se toma como el tiempo de arribo de las ondas de corte. En algunos casos definir el pico principal de la señal recibida es difícil debido a que la señal puede poseer diferentes picos consecutivos de amplitud muy similar.

El análisis dentro del *frequency domain* requiere una transformación de las señales a funciones de frecuencia, esto se puede realizar mediante la utilización de herramientas de análisis de ondas. Fue introducido en el análisis de los resultados de *bender elements* por Greening y Nash (2004). Diversos investigadores (p.ej. Santos *et al.*, 2007, Camacho-Tauta *et al.*, 2008, Greening *et al.*, 2003, Ferreira, 2003, Ferreira *et al.*, 2006) han utilizado este método y en su experiencia todavía persiste cierto grado de subjetividad en la determinación del tiempo de arribo.

La correlación cruzada (*Cross-Correlation*) es una herramienta matemática para determinar similitudes entre dos entidades numéricas. Viggiani y Atkinson 1995 sugirieron el uso de una función de correlación cruzada de las señales de entrada y salida, que es una medida del grado de correlación de ambas señales (da Fonseca *et al.*, 2009). La correlación cruzada de un pulso de entrada de una sola frecuencia con su respuesta (pulso recibido) produce un pico en un desplazamiento de tiempo que se toma como el tiempo de arribo de la onda entre los dos puntos. Esta técnica es estrictamente aplicable a señales de una misma naturaleza, por lo que es indispensable que ambas frecuencias sean de la misma magnitud. Este procedimiento a diferencia de otros métodos es complejo y requiere de herramientas de procesamiento numérico para su implementación. Otro inconveniente en esta técnica es que en algunas ocasiones el primer pico no es el más grande. Wang *et al.*, (2007) recomendó el uso de este método siempre que el efecto *near-field* no sea muy fuerte.

Investigadores como Brocanelli y Rinaldi, 1998; Blewett *et al.*, 1999, 2000; Greening *et al.*, 2003 han utilizado señales sinusoidales continuas como señales de salida, a fin de minimizar las distorsiones asociadas con los diferentes componentes de la frecuencia. El método π -point utiliza estas señales continuas armónicas como señal de excitación. Las señales del emisor y receptor son observadas directamente en el osciloscopio en el plano xy que es independiente del tiempo. En el osciloscopio se muestran las figuras de *Lissajous* que proporcionan una idea de la relación entre los canales (emisor y receptor), pudiendo ser: perfectamente en fase o fuera de fase que corresponden a líneas rectas positivas o negativas.

El uso de este método es común ya que se puede realizar con el mismo equipo utilizado en los ensayos analizados con el *time domain* (Greening *et al.*, 2003) y se puede obtener leyendo los datos directamente del osciloscopio. La desventaja de este método radica en que requiere mucho tiempo lo que no es nada práctico cuando se están realizando ensayos con varios pares de transductores (da Fonseca *et al.*, 2009).

Una versión automática de este método se desarrolló bajo el nombre de barrido de señal de entrada (*sweep input signal*), el cual permite la adquisición de continuos ángulos de entrada versus sus respectivas frecuencias (Greening *et al.*, 2003; Greening y Nash, 2004).

Actualmente no existe un método que sea considerado el más fiable en la determinación del tiempo de arribo. Comparando ambas metodologías (*time domain* y *frequency domain*) Greening y Nash (2004) concluyeron que en los métodos de *time domain* existe una tendencia a subestimar el tiempo de arribo de las ondas de corte y por lo tanto a sobrestimar el valor del módulo de corte. Arroyo (2001) demostró que esto puede mejorar significativamente si se usa el mismo método para una serie entera de ensayos, resultando en un coeficiente de variación de entre un 10 a 20% de la velocidad de la onda de corte.

Estudios experimentales llevados a cabo por Chan (2012) demostraron que el método del primer arribo es tan bueno como los demás, pero más simple y rápido, y proporciona datos confiables sin

necesidad de implementar programas informáticos de análisis o equipos especiales que representarían un mayor coste económico y tiempo.

2.5.2.4.2 Factores que afectan el ensayo *Bender element*

Distintos factores influyen la fiabilidad del ensayo con *bender elements*. Entre los más comunes podemos nombrar el efecto *near-field* (Sánchez-Salineró *et al.*, 1986; Brignoli *et al.*, 1996; Arulnathan, 1998; Arroyo, 2003; Lee y Santamarina, 2005), el tipo de señal de excitación utilizada (Brignoli *et al.*, 1996; Jovičić *et al.*, 1996), incidencias de límites (Arulnathan, 1998), tamaño y geometría de la muestra (Rio *et al.*, 2003; Arroyo *et al.*, 2006) y el efecto *crossstalk* (Lee y Santamarina, 2005; Ferreira, 2008).

El tipo de señal de excitación elegida para generar la flexión del *bender element* emisor, es de gran importancia para la correcta evaluación de la velocidad de las ondas de corte. Investigadores como Dyvik y Madshus, (1985); y Fam y Santamarina, (1995) han utilizado la señal cuadrada como medio de excitación. Actualmente, la señal sinusoidal es la más popular entre la comunidad científica, siendo utilizada por investigadores como Brignoli *et al.*, (1996); Leong *et al.*, (2009); Yamashida *et al.*, (2009); Arroyo *et al.*, (2012); Chan, (2012); Pineda, (2012); y Gu *et al.*, (2013). Lo anterior se debe a que este tipo de ondas –bajo el análisis de *time domain*– hace la interpretación más fácil e intuitiva.

Leong *et al.*, (2005), comprobaron que existía más ambigüedad usando ondas cuadradas que sinusoidales en la determinación del tiempo de arribo de las ondas de corte. Arroyo *et al.*, (2003) señalan que la señal de excitación cuadrada es la más desfavorable, mientras que Jovičić *et al.*, (1996) observaron experimentalmente que la señal sinusoidal es la más favorable para la determinación del tiempo de arribo de las ondas de corte. Este tipo de señal ha sido empleada con diferentes duraciones y formas.

La correcta polarización y conexión de los piezocerámicos son importantes para un desempeño óptimo de los *bender elements*. El efecto *cross-talk* es la recepción de señales o ruido externos que dificultan la detección del arribo de la primera onda de corte. En la figura 2.27 se observan ensayos con *bender elements* y *bender/extender elements* sobre distintos tipos de suelo realizados por Patel *et al.*, (2010), en los que se puede ver el efecto *cross-talk*. Santamarina *et al.*, (2001) sugieren que este fenómeno usualmente se asocia al acoplamiento electromecánico entre emisor y receptor. La proximidad física de otros instrumentos eléctricos al receptor también contribuye a la aparición de este efecto. Cuando este efecto tiene una magnitud comparable con la señal recibida produce muchos errores en la interpretación, especialmente si se está utilizando el análisis bajo la *frequency domain* (Rio 2006). En este caso una posible solución es el empleo de herramientas numéricas para filtrar la señal y eliminar este efecto. El *cross-talk* se ha observado en diferentes magnitudes en diferentes condiciones de ensayo. Este problema se puede reducir considerablemente dando una adecuada toma de tierra y protegiendo al

piezocerámico con pintura conductora de plata sobre la resina epoxi que tiene la función de aislante (Lee y Santamarina, 2005; Brocanelli y Rinaldi, 1998).

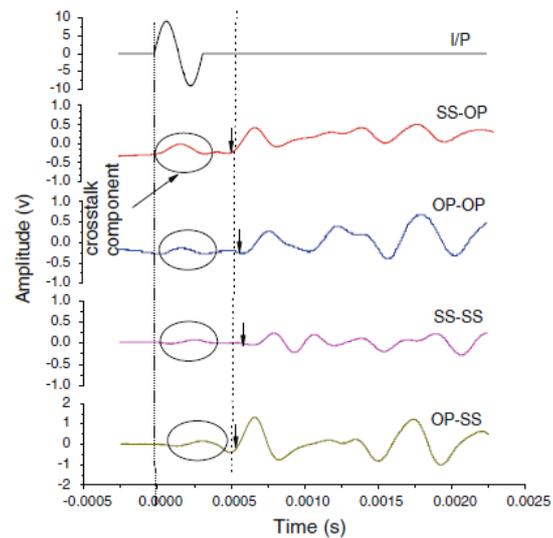


Figura 2.27. Efecto *cross-talk* (Patel *et al.*, 2010).

El acoplamiento entre los transductores *bender elements* y el suelo es esencial para la correcta transmisión de energía entre ellos. El método por el cual se introducen los dispositivos en el suelo depende fundamentalmente de la rigidez del suelo, pero siempre se debe garantizar la integridad de los transductores y la menor alteración posible de la muestra. Para muestras de suelos blandos se pueden insertar manualmente, pero para suelos con cierta rigidez deben realizarse ranuras con mucha precisión a fin de garantizar el máximo contacto entre el transductor y el suelo. Al colocar los *bender elements* en la muestra, debe garantizarse su alineación. La alineación de los transductores se obtiene cuando ambos comparten el mismo plano. El no cumplir con este requisito provoca que el receptor perciba una señal débil del emisor, así como un incremento en la posibilidad de contaminación de la señal con otros tipos de onda (Gohl y Finn 1991).

La noción del efecto *near-field* en geotecnia fue estudiada primero en ensayos *cross-hole* (Sánchez-Salinero *et al.*, 1986). Diversos autores parecen indicar que este efecto es una de las principales fuentes de dificultades a la hora de determinar el tiempo de arribo de las ondas de corte (Brignoli *et al.*, 1996, Viggiani y Atkinson, 1995b; Jovičić *et al.*, 1996; Arroyo *et al.*, 2003; Lee y Santamarina, 2005).

Si el receptor está demasiado cerca del emisor, el arribo de las ondas de corte se ve enmascarado por este efecto. Este efecto puede minimizarse incrementando la frecuencia (f) de las ondas de corte, lo que provoca el aumento de la relación entre la distancia de arribo (L) y la longitud de onda (λ). Diversos investigadores (Sánchez-Salinero *et al.*, 1986; Arulnathan *et al.*, 1998; Arroyo *et al.*, 2003; Gajo *et al.*,

1997; Pennington *et al.*, 1991; Wang *et al.*, 2007) recomiendan que dicha relación cumpla con el siguiente criterio:

$$2 < \frac{L}{\lambda} < 4 \quad 2.30$$

$$\text{Donde } \lambda = \frac{V_s}{f_{in}}$$

Camacho-Tauta *et al.*, (2011) concluyeron que la elección adecuada de la frecuencia de las ondas de excitación sinusoidales previene la aparición del efecto *near-field*.

Rio (2006) demostró experimentalmente que para altas frecuencias de excitación, el modo de vibración de flexión simple se ve alterado. La frecuencia de resonancia del *bender element* afecta el tamaño del efecto *near-field*, la determinación del tiempo de arribo y la resolución de los resultados del ensayo. Por lo que la frecuencia de resonancia es un parámetro importante en la ejecución del ensayo con *bender elements* (Lee y Santamarina, 2005). Tomando en consideración que este factor se ve afectado por la rigidez del propio transductor, por la longitud de la lámina piezocerámica insertada en la muestra, por las dimensiones del *bender*, por la eficiencia del anclaje en la muestra, por la densidad del suelo y por su resistencia, se utiliza la expresión propuesta por Lee y Santamarina (2005) para determinar la frecuencia de resonancia de los *bender elements* insertados en suelos:

$$f_r = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{1.875^4 \frac{E_b I}{(\alpha L_b)^3} + 4V_s^2 \rho_s (1+\nu) L_b}{\rho_b b h (\alpha L_b) + (\rho_s b^2 L_b) \beta} \right]^{1/2} \quad 2.31$$

Donde: E_b , ρ_b , I , b , h , L_b , son el módulo elástico, la densidad, momento de inercia, el ancho, el espesor y longitud de la lámina piezocerámica del *bender element*, respectivamente.

V_s , ν y ρ_s son la velocidad de las ondas de corte, el módulo de Poisson y la densidad del material en el que el transductor está inmerso. α y β son factores de ajuste. α es un factor de longitud efectiva que se ve afectado por la eficiencia del anclaje del *bender* en el material, así para un anclaje perfectamente rígido $\alpha = 1$ y $\alpha > 1$ para un anclaje débil. Lee y Santamarina (2005) ajustaron experimentalmente estos valores a $\alpha = 1.5$ y $\beta = 2$.

La distancia entre el emisor, los límites y el receptor, así como la localización de la fuente y el receptor relativa a los límites de la muestra tienen una gran importancia en la calidad de la recepción de las señales (Camacho-Tauta *et al.*, 2012).

El tamaño de la muestra puede producir interferencia y superposición de la señal recibida debido a los rebotes de las ondas en los límites de la muestra. Estos límites generalmente son metálicos (edómetros) o membranas (triaxial) que separan a la muestra del fluido confinante. En el caso de los edómetros con límites metálicos se está muy cerca del caso perfecto de reflejo de las ondas de corte. Diversos investigadores han estudiado el efecto del tamaño y geometría de la muestra en el ensayo *bender elements* (Blewett *et al.*, 2000; Arroyo *et al.*, 2002; Theron *et al.*, 2003; Greening y Nash, 2004; Arroyo *et al.*, 2006; Rio, 2006). En muestras cilíndricas se produce una interferencia de la señal debido a sus límites en la que cada frecuencia viaja a una velocidad diferente, especialmente cuando las longitudes de ondas son comparables con el tamaño de la muestra. Rio (2006) demostró que los mejores resultados se obtienen cuando la muestra tiene una relación de esbeltez mayor a 2. Los especímenes con diámetros pequeños son más afectados por la reflexión lateral (arroyo *et al.*, 2006).

Cuando un piezocerámico de un emisor *bender element* se flexiona genera ondas de corte (S) en la dirección del plano del *bender element* y ondas de compresión (P) en la dirección normal al plano del *bender*. Por lo cual, la presencia de límites laterales puede ocasionar la reflexión de las ondas P que llegan más rápido al receptor que las ondas S, enmascarando el tiempo de arribo de las ondas S. Las diferencias en el tiempo de arribo dependen del coeficiente de Poisson (ν) del material (Lee y Santamarina, 2005).

Dentro de las primeras clasificaciones que se hicieron para identificar los factores que alteraban la rigidez a pequeñas deformaciones, la frecuencia de las ondas no se encontraba (Seed y Idriss, 1970; Hardin y Drnevich, 1972). Estudios recientes muestran que este efecto puede ser importante en algunos suelos, especialmente en las arenas debido a que su alta permeabilidad aumenta la dependencia de la frecuencia de la velocidad de las ondas de corte. Khan *et al.*, (2008); Qiu y Fox, (2008); Camacho-Tauta *et al.*, (2012) demostraron que la velocidad de las ondas de corte se incrementa con la frecuencia de excitación y este efecto es importante cuando el suelo tiene una permeabilidad alta.

Kramer *et al.*, (1992); Shibuya *et al.*, (1995); Tatsuoka *et al.*, (1995); Lo Presti *et al.*, (1997); Vucetic *et al.*, (1998); sugieren que la frecuencia de excitación sí afecta al módulo de corte en suelos cohesivos.

2.5.2.5 *Bender/Extender elements (B/EE)*

Lings y Greening (2001) describieron una nueva técnica de construcción de *bender elements* en la que con una simple modificación en la configuración de la conexión de los cables un simple transductor es capaz de transmitir y recibir ambos tipos de ondas (S y P) a través del suelo. Es decir, un *bender/extender element* conectado en paralelo trabaja como un emisor de ondas S y como receptor de

ondas P, y un *bender/extender element* conectado en serie funciona como un emisor de ondas P y como receptor de ondas S.

Para lograr que se reciban o transmitan ondas P y que por lo tanto el transductor actúe como un *bender/extender element* la piezocerámica polarizada en serie y en paralelo se tienen que conectar en una configuración en paralelo y serie, respectivamente. La figura 2.28 muestra las configuraciones de los cables para *bender/extender elements*.

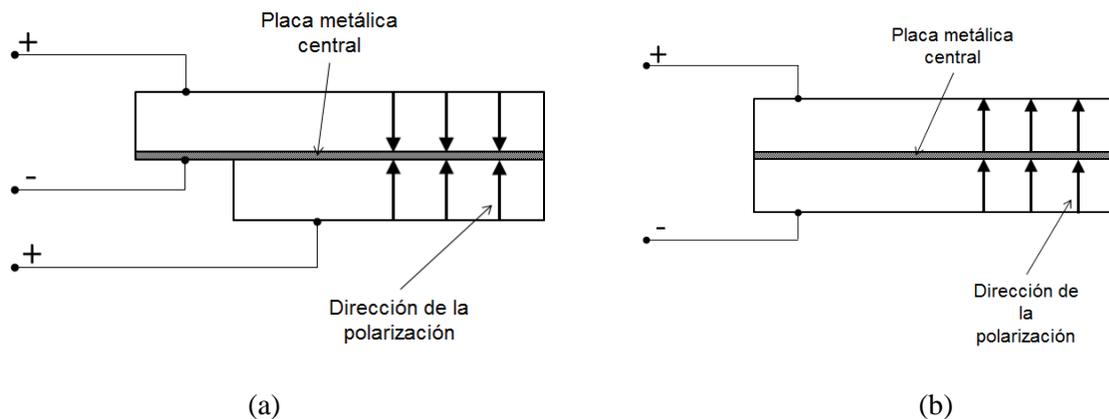


Figura 2.28. Configuración de la conexión eléctrica de los *bender/extender elements*. (a) Polarización de la piezocerámica en serie y conexión en paralelo; (b) polarización de la piezocerámica en paralelo y conexión en serie.

Debido a que el voltaje de excitación es aplicado a cada una de las placas de piezocerámica, la sensibilidad del movimiento de la configuración en paralelo en términos de deflexión por unidad de voltaje aplicado es mayor por un factor de dos comparado con la configuración en serie. Es decir, para el mismo movimiento, la configuración en paralelo requiere solo la mitad del voltaje que necesita la configuración en serie. Por lo tanto, la configuración en paralelo es mejor para el elemento emisor, ya que da un movimiento mecánico más fuerte para un voltaje de excitación determinado. La configuración en serie es más adecuada para el elemento receptor ya que proporciona un voltaje de salida alto para un movimiento mecánico dado (Leong *et al.*, 2009).

Siguiendo la configuración descrita en la figura 2.28, se cuenta con un par de *bender/extender elements*, en donde uno de ellos es capaz de transmitir ondas de corte y recibir ondas de compresión, mientras que por el contrario, el otro dispositivo envía ondas de compresión y recibe ondas de corte. Dependiendo del tipo de onda que se transmite es posible obtener la velocidad de las ondas de corte (V_s) o la velocidad de las ondas de compresión (V_p).

Conociendo la velocidad de las ondas de corte y la densidad del suelo ρ , se puede determinar el módulo de rigidez a pequeñas deformaciones del mismo modo que para los *bender elements* $G_{m\acute{a}x} = \rho V_s^2$.

Conociendo la velocidad de las ondas P se puede obtener el módulo de $M_{m\acute{a}x}$ con la siguiente ecuación $M_{m\acute{a}x} = \rho V_p^2$.

Ensayos llevados a cabo han demostrado que los *bender/extender elements* tienen un gran desempeño midiendo las velocidades de ondas de corte y de compresión (p.ej. Dano *et al.*, 2003; Zambelli *et al.*, 2003, Leong *et al.*, 2009; Kumar *et al.*, 2010; Patel *et al.*, 2010; Pineda, 2012).

CAPÍTULO 3. DESARROLLO DEL NUEVO EQUIPO ISOTRÓPICO Y TÉCNICAS EXPERIMENTALES UTILIZADAS

3.1 Desarrollo de una nueva célula isótropa con medida local de la deformación, control y medida de succión.

Una parte esencial en la investigación del comportamiento de los suelos no saturados es poder obtener resultados experimentales de buena calidad que permitan la correcta interpretación de los fenómenos que se están estudiando. Para conseguirlo, es necesario contar con equipo de laboratorio de vanguardia así como con los procedimientos y técnicas experimentales que se adecuen a las características de dicho equipo y a los requerimientos de calidad del ensayo.

Para alcanzar los objetivos propuestos en esta investigación, fue necesario desarrollar una nueva célula isótropa con un diseño versátil que incorpora dos sistemas de medida sencillos e innovadores, los cuales permiten monitorizar de manera local y continua los cambios volumétricos que la muestra experimenta durante las trayectorias tensionales al mismo tiempo que se conoce la evolución de la succión durante ensayos a humedad constante. Las características del equipo desarrollado permiten obtener datos experimentales de calidad en condiciones controladas y con un registro continuo y preciso de las magnitudes físicas estudiadas. Sus principios de operación y equipamiento adicional necesarios para realizar los ensayos se detallan en el presente capítulo.

Al principio de este apartado, se hace una descripción general del equipo y de las partes que lo constituyen. Posteriormente, se presenta el nuevo sistema de medición de deformaciones radiales y axiales, sus componentes, su principio de operación y algunas calibraciones. Asimismo, se presenta a continuación el nuevo equipo para monitorización y control de la succión matricial. Igualmente, se describen las principales características de las piedras cerámicas de alto valor de entrada de aire y se muestran algunas calibraciones realizadas. Después, se trata otro de los principales sistemas de medida de la nueva célula isótropa: el sistema *bender elements* para la determinación del módulo de rigidez a pequeñas deformaciones. Seguidamente, se exponen las particularidades de las sondas de medida construidas, su instalación en el equipo isótropo y los dispositivos electrónicos complementarios necesarios para realizar el ensayo, así como las calibraciones ejecutadas.

En el final del capítulo, se detalla el sistema de adquisición de datos y los procedimientos de montaje para la puesta en marcha de los distintos ensayos llevados a cabo.

3.2 Descripción general del equipo

La nueva célula isótropa fue diseñada y construida en el laboratorio de geotecnia de la Universitat Politècnica de Catalunya (UPC). La figura 3.1 muestra un esquema general de la misma, cuyo diseño está basado en los equipos descritos por Romero (1999) y Barrera (2002).

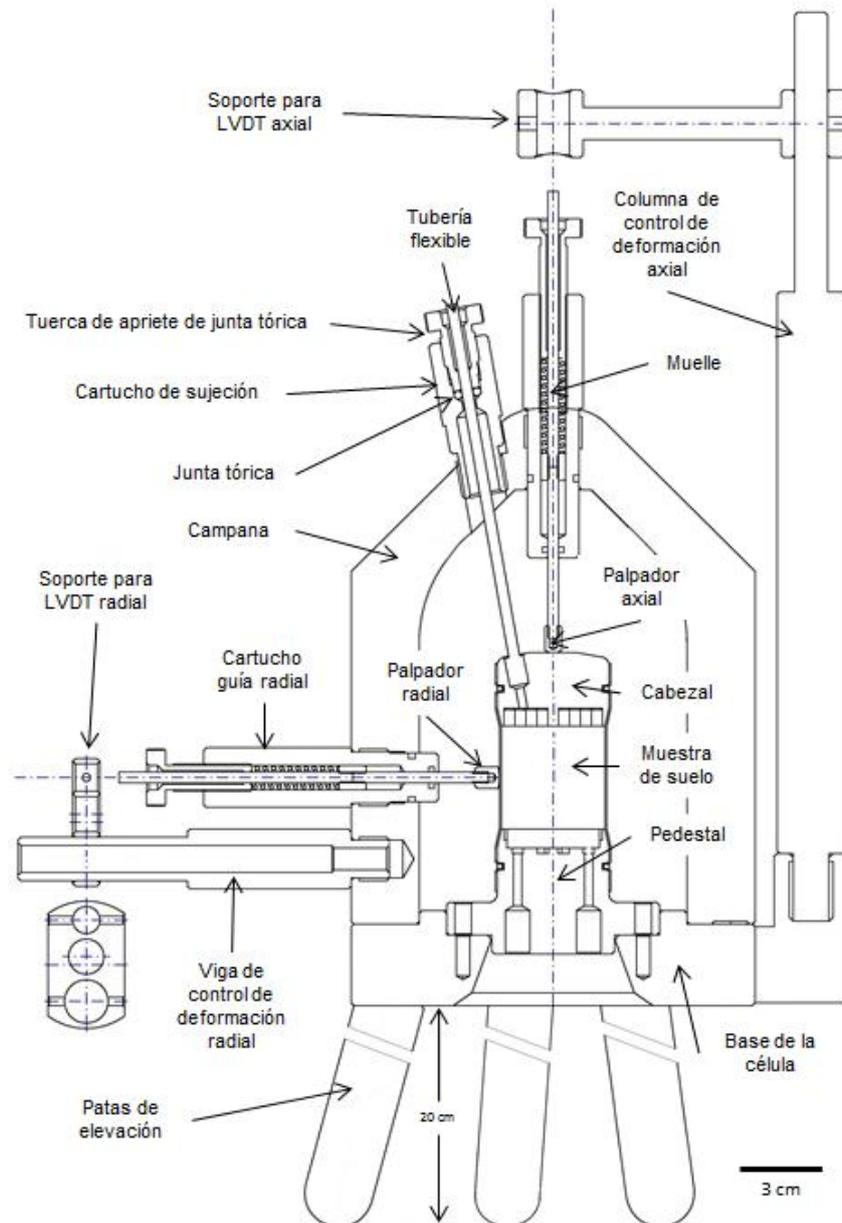


Figura 3.1. Esquema de la nueva célula isótropa con medida local de deformación, control y medida de succión.

El equipo está diseñado para analizar muestras cilíndricas de 38 mm x 39 mm, con lo que el tiempo necesario para que las presiones de aire y agua dentro de la muestra alcancen un equilibrio se reduce considerablemente. La muestra se apoya sobre un pedestal por un extremo, y un cabezal se coloca en el

otro. Una membrana de látex separa a la muestra del fluido confinante además de transmitir la tensión de confinamiento uniformemente por todas las caras laterales de la muestra.

El equipo consta de dos partes principales fabricadas en acero inoxidable: la base y la campana. La unión de ambas, así como la de estas con otros accesorios, se hace mediante juntas tóricas para asegurar que el sistema permanezca estanco. Las fotografías de dicho equipo pueden observarse en la figura 3.2.

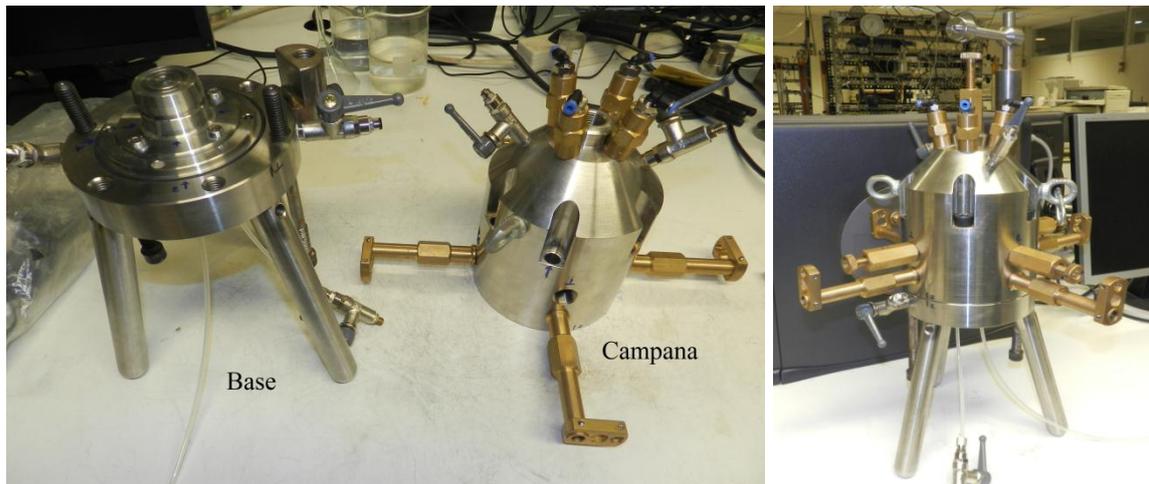
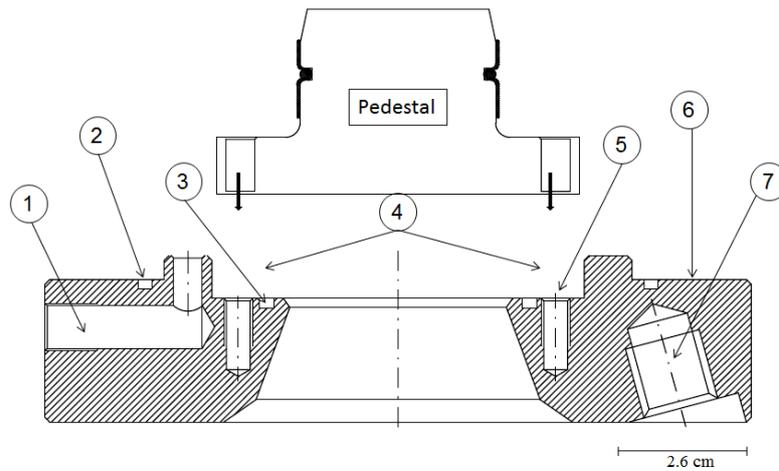


Figura 3.2. Fotografías de la nueva célula isótropa.

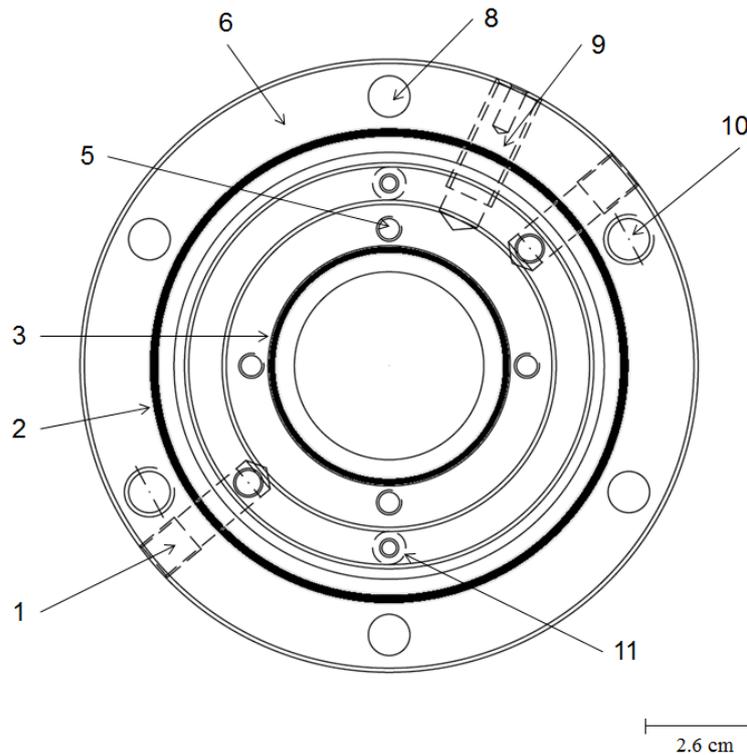
La figura 3.3 ilustra en una vista en planta y de perfil los elementos que componen la base. Cuenta con dos salidas que comunican el interior de la cámara con los sistemas de aplicación de la tensión confinante (1 en figura 3.3 (a)). Un juego de juntas tóricas de acrilnitrilo-butadieno garantiza la estanqueidad de la cámara interior del equipo. La tórica que se encarga de sellar la unión entre campana y base mide 103 mm x 2.5 mm, y 52 mm x 2.5 mm la encargada de evitar las fugas en la base del pedestal (3 en figura 3.3 (b)). Este se encuentra fijado a la mencionada base mediante cuatro tornillos Allen colocados a 90° uno del otro sobre la circunferencia del pedestal. La base cuenta con tres patas de apoyo que separan a la campana del suelo 20 cm además de proporcionarle estabilidad. El motivo de establecer esa separación es facilitar las operaciones que se realizan debajo de la base, como la apertura y cierre de las válvulas situadas bajo el pedestal. El sistema de anclaje de la base con la campana está compuesto por seis tornillos. Dos de ellos, además de fijar a la campana, la guían para su correcta instalación (figura 3.4), ya que se corresponden con sendos orificios situados en la parte inferior de la misma. Estos tornillos sobresalen por los costados de la campana y se ajustan mediante tuercas de apriete. Los cuatro tornillos restantes se colocan en la campana una vez que esté situada en la base y se ajustan con una llave Allen.

El equipo posee un diseño versátil con el que no solo es posible imponer a la muestra un estado tensional isótropo, sino que también permite al usuario cambiar el pedestal y/o el cabezal según la aplicación que se requiera (figura 3.4). Por ejemplo, un juego de cabezal y pedestal posibilita controlar la

succión en el suelo mediante la técnica de translación de ejes en trayectorias a succión constante, y otro juego permite conocer la evolución de la succión durante trayectorias a humedad constante.



(a)



(b)

1) Acceso para aplicar presión confinante. 2) Tórica exterior para estanqueidad de la cámara. 3) Tórica interior para evitar filtraciones bajo el pedestal. 4) Sitio de colocación de pedestales. 5) Entrada de tornillo para fijar el pedestal a la base. 6) Sitio de apoyo de la campana. 7) Pata de elevación. 8) Entrada de los tornillos de fijación provenientes de la campana. 9) Sistema de apoyo de la columna de control de deformación axial. 10) Salida de los tornillos de fijación provenientes de la base. 11) Salida de cables eléctricos.

Figura 3.3. Esquema de la base de la célula isotropa. (a) vista de perfil. (b) vista en planta.

Además, el sistema está capacitado para medir la rigidez a pequeñas deformaciones ($G_{\text{máx}}$) mediante el alojamiento de *bender elements* en un juego de pedestal y cabezal.



Figura 3.4. Base de la célula isotropa con pedestales intercambiables.

La base posee dos salidas para cables eléctricos cuando las aplicaciones así lo requieren, como es el caso del ensayo con *bender elements*. Para evitar las fugas por estas salidas, se diseñó un racor eléctrico por el que pasa el cable del instrumento de medida que se encuentra dentro de la cámara (figura 3.5). Dicho cable se introduce en esta por la parte inferior de la base de la célula isotropa a través de una tórica. A continuación, el racor se enrosca hasta que haga contacto con la tórica. Si se continúa enroscando, la presión sobre la tórica la deformará haciendo que selle todos los espacios existentes en la salida del cable y consiguiéndose así la estanqueidad.

El apoyo de la columna de control de deformación axial (figura 3.5) –la cual se detallará más adelante– se encuentra en un costado de la base.

El espesor de la campana es de 26 mm, y es capaz de resistir hasta 10 MPa de tensión confinante. Ese grosor minimiza las deformaciones que el equipo pudiera sufrir garantizando que las registradas correspondan exclusivamente a la muestra. Sobre la campana, se instalan los dispositivos de medida de deformación radial y axial (figura 3.6). El sistema de medición de deformaciones está constituido por un palpador axial y cuatro radiales ubicados dentro de cartuchos-guía (figura 3.6). Estos dispositivos se detallan en la sección 3.3. Los palpadores radiales se disponen de manera ortogonal entre sí en la circunferencia de la campana. Los cinco instrumentos están siempre en contacto con la muestra. En el extremo contrario de cada palpador, se encuentran instalados dispositivos LVDT que registran cualquier desplazamiento. Estos LVDT se apoyan en vigas de control para el caso de la deformación radial y en un soporte de apoyo para el de la deformación axial (figura 3.6). Los referidos sistemas de medición permiten controlar de manera precisa la deformación de la muestra durante trayectorias de carga isotropa.

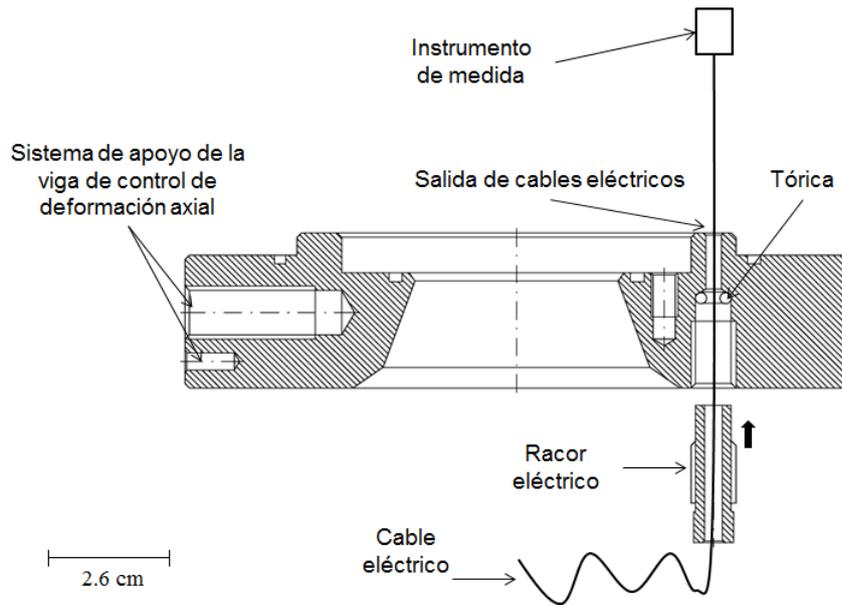
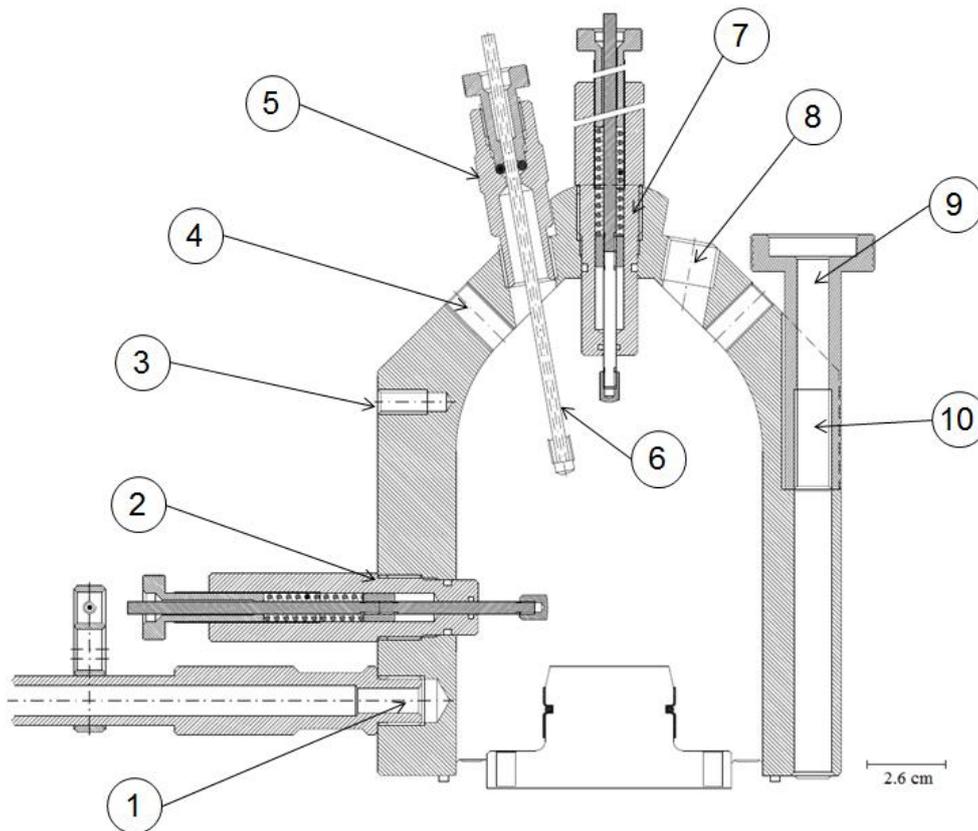


Figura 3.5. Esquema de la instalación del racor eléctrico en la base de la célula isótropa.



- 1) Viga de control de deformación radial.
- 2) Cartucho-guía radial.
- 3) Base roscada para cáncamo.
- 4) Conducto de salida del aire atrapado.
- 5) Cartucho de sujeción.
- 6) Tubería flexible de 4 mm.
- 7) Cartucho-guía axial.
- 8) Ubicación del cartucho de sujeción.
- 9) Tuerca de apriete.
- 10) Unión entre tornillos de la base y la tuerca de apriete.

Figura 3.6. Esquema de la campana de la célula isótropa.

En la parte superior de la campana, se construyeron cuatro salidas en las que están situados cartuchos de sujeción que, en caso necesario, permiten el paso de una tubería flexible de 4 mm de diámetro para su conexión con el cabezal (figura 3.6).

Debido a su peso colocar la campana sobre la base requiere especial cuidado. Por esta razón se establecieron emplazamientos para instalar cáncamos, por medio de los cuales es posible levantar de manera segura la campana (figura 3.6). El procedimiento de montaje de la célula isótropa se detalla en la sección 3.8.

La figura 3.6 muestra la ubicación de la tuerca de apriete, que permite fijar a la campana los dos tornillos que se introducen desde la base de la célula.

La nueva célula isótropa constituye un equipo de laboratorio de primer nivel en su conjunto, ya que permite conocer la relación de vacíos (e), la succión (s), la humedad (w) y el grado de saturación (S_r) de las muestras de suelo en cualquier punto de las trayectorias.

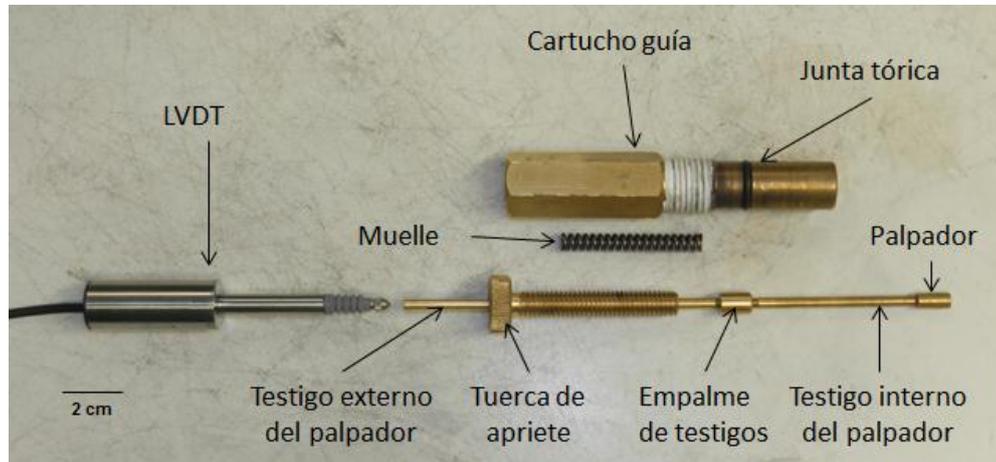
3.3 Sistema de medida de cambio de volumen

Es imprescindible conocer los cambios volumétricos que el suelo sufre para analizar su comportamiento durante trayectorias tensionales; entre otras cosas, eso permite determinar el grado de saturación de una muestra durante el ensayo. Dicho grado de saturación es un parámetro fundamental en aplicaciones prácticas, aunque generalmente se desconoce durante las trayectorias. Se han utilizado sensores de desplazamiento fijados a la muestra (Buenfil, 2007) para registrar su deformación, pero su colocación en suelos blandos puede ocasionar dificultades relacionadas con la integridad física de la muestra. Diversos investigadores (Romero, 1999; Buenfil, 2007; Barrera, 2002) han empleado el láser electro-óptico como sistema de medición de deformaciones, ya que no entra en contacto directo con la muestra, sino que realiza la medición desde el exterior de la célula evitando así influir en la deformación de aquella; este instrumento realiza una medición bastante precisa, pero su costo es muy elevado.

Los cambios volumétricos que la muestra experimenta durante las trayectorias de carga se determinan en la presente investigación a partir de la medición local de las deformaciones axial y radial. La nueva célula isótropa utiliza un sistema de palpadores para monitorizar estas deformaciones. Las partes que constituyen una unidad de medida de dicho sistema se ilustran en la figura 3.7 (a). Las figuras 3.7 (b) y (c) muestran el montaje de un sistema de testigos que se sitúa dentro de un cartucho-guía. En el extremo contrario al palpador, se instala –independientemente del tipo de cartucho-guía– un dispositivo LVDT que se encarga de registrar los desplazamientos sufridos por el sistema de testigos.

Los LVDT utilizados fueron del modelo DG 2.5 Solartron, con un rango de medición de ± 2.5 mm, no linealidad de 0.3 %, rango de corriente de entrada de 10 mA, voltaje de excitación de 10 - 24 V dc, sensibilidad de 750 mV/mm a 10 V dc, operatividad a temperaturas de entre -20 °C y $+80$ °C y precisión

de 0.001 mm. Estos LVDT se alimentan a través de la conexión con el módulo de adquisición de datos DEWE43 (sección 3.7), que se alimenta, a su vez, mediante fuentes de ± 15 V dc y proporcionan una salida de ± 10 V. Debidamente calibrado, el dispositivo LVDT es un instrumento preciso, con una alta resolución, insensible a las interferencias y de fácil instalación; su calibración se detalla en el anexo A.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.7. Unidad de medida del sistema de palpadores. (a) Elementos de la unidad de medida. (b) Montaje. (c) Unidad de medida armada.

El principio de operación de los palpadores se basa en que estos siempre estén en contacto con la muestra para, de esa forma, registrar cualquier deformación del material. Tal contacto se consigue haciendo girar una tuerca de apriete que, a su vez, comprime un muelle, y este transmite la presión generada a un empalme metálico situado entre el testigo interno y el externo (figura 3.7). Ese giro de la tuerca hace que el muelle también gire, pero dicho giro no se transmite al testigo interno debido a la presencia del empalme. Cada giro que se dé a la tuerca de apriete incrementa la presión que el muelle

ejerce sobre el empalme, y este la transmite al testigo interno; por ello, el palpador se mueve hacia el interior de la célula. La medición se inicia cuando el palpador entra en contacto con la muestra. En ensayos de compresión isótropa, la tensión confinante en la cámara va aumentando (tratando de expulsar al palpador) y la muestra se comprime paulatinamente, por lo que el contacto palpador-muestra tiende a perderse. Entonces, es el momento de girar nuevamente la tuerca de apriete para que ambos vuelvan a estar en contacto.

Conociendo el área transversal del testigo interno (A) y la tensión de confinamiento (σ_3) en un momento dado, es posible determinar la fuerza F_1 con la que el palpador es expulsado ($F_1 = \sigma_3 \cdot A$). Para contrarrestar esta fuerza de expulsión, es necesario comprimir el muelle que se encuentra entre los testigos interno y externo mediante giros de la tuerca de apriete. Según la ley de Hooke, $F = k \cdot x$, –donde k es la constante elástica del muelle– al comprimir el muelle una distancia (x) se genera una fuerza F_2 opuesta a F_1 . Basta solo con determinar la distancia x necesaria para que $F_2 = F_1$.

El muelle utilizado en los palpadores tiene una longitud de 43 mm, 7 mm de diámetro exterior y 1.4 mm de espesor de la espiga. Para determinar la constante elástica k , se colocaron gradualmente pesos sobre el muelle y mediante un dispositivo LVDT se registró el desplazamiento para cada carga. La figura 3.8 muestra la evolución del ensayo. Se determinó que la constante elástica (k) es de 11.1 N/mm. Por lo tanto, se sabe que es necesario comprimir al muelle 2.26 mm con la tuerca de apriete para poder contrarrestar la fuerza de expulsión a la que el palpador se ve sometido cuando se alcanza la tensión confinante máxima para esta investigación (2 MPa). El muelle utilizado tiene la capacidad para contrarrestar hasta 10 MPa de tensión confinante.

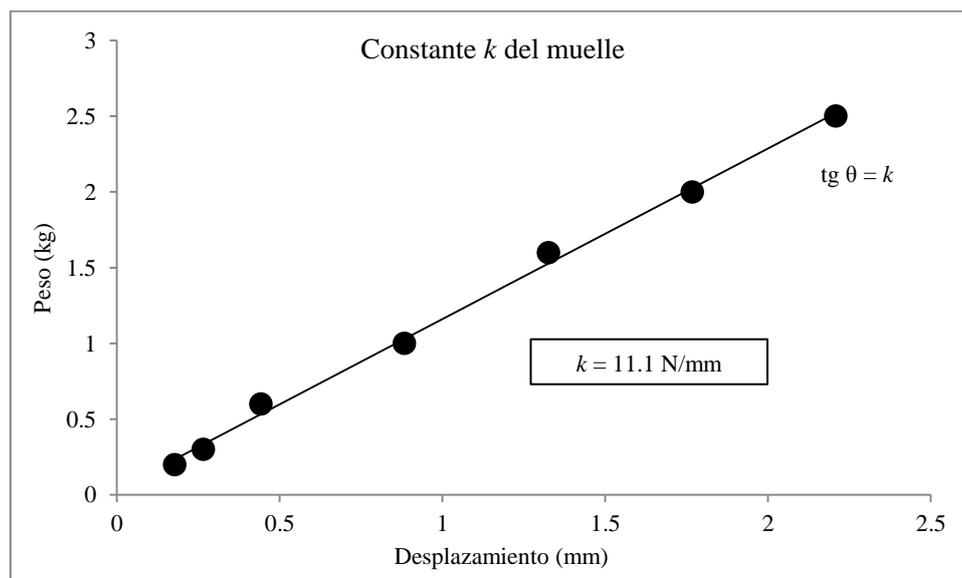


Figura 3.8. Determinación de la constante elástica k del muelle utilizado en el sistema de medida palpadores.

Como se comentó anteriormente, el incremento de la tensión confinante en el interior de la célula isótropa provoca además de la expulsión del palpador, la compresión de muestra. Una vez se ha conseguido igualar la fuerza de expulsión, es necesario aumentar la fuerza F_2 que ejerce el palpador para que éste avance hacia la muestra y entre en contacto con ella. Sin embargo, debe tomarse en consideración que un exceso de esta fuerza (ΔF_2) generará que el palpador dañe a la muestra. Por lo anterior, la rigidez del espécimen juega un papel importante a la hora de determinar el exceso de la fuerza F_2 .

$$F_2 > F_1; \text{ Rigidez de la muestra} > \Delta F_2 \quad 3.1$$

Para no influir en las deformaciones de las muestras, se decidió dar un exceso de la fuerza F_2 tal que, la tensión aplicada en el contacto palpador-muestra fuera de 3 gr/mm^2 . Esta tensión demostró ser suficiente para garantizar el contacto sin inducir deformaciones en las muestras. Este exceso de la fuerza F_2 , se perdía cada que aumentaba 40 kPa la tensión confinante. Razón por la cual, hubo que reajustar los palpadores cada media hora.

Cuatro cartuchos-guía están dispuestos a 90° entre sí en la circunferencia de la célula (figura 3.9) para monitorizar las deformaciones radiales que la muestra sufre durante las trayectorias, por lo que la medida de la deformación se realiza en dos ejes independientes. Los cartuchos-guía radiales se ubicaron de modo que sus respectivos palpadores pudiesen tocar a la muestra justo en la mitad de su altura; es decir, a 19.50 mm .

Los seis sitios por los que pasan los tornillos de fijación de la campana con la base se detallan en la figura 3.9, así como las cuatro salidas para tubería flexible emplazadas en la parte superior de la campana.



Figura 3.9. Disposición de palpadores radiales en la campana de la célula (vista desde la base de la campana).

Las llamadas vigas de control de deformación radial, que sirven como apoyo para los soportes de los dispositivos LVDT, se encuentran instaladas bajo cada cartucho-guía radial (figura 3.10).

Para medir la deformación axial, un cartucho-guía axial se colocó en el centro de la parte superior de la campana; su palpador hace contacto con el cabezal situado en la muestra. La instalación del dispositivo LVDT se efectuó con la ayuda de la columna de control de deformación axial, que está instalada en la base de la célula (figura 3.11 (a)). Es posible colocar un soporte para el LVDT axial en el extremo superior de esta viga (figura 3.11).

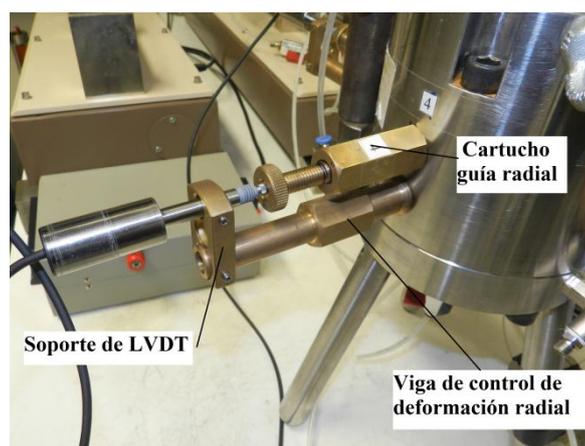


Figura 3.10. Palpador radial instalado con dispositivo LVDT situado en la viga de control de deformación radial.

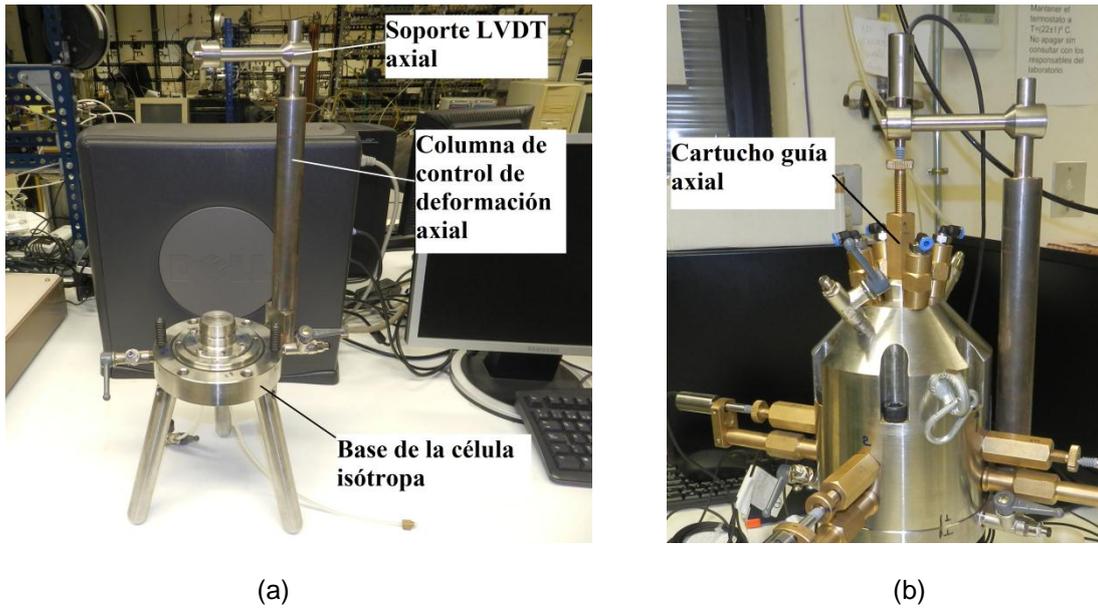


Figura 3.11. Medida de la deformación axial. (a) columna de control de deformación axial. (b) Palpador axial colocado.

La distribución de los cinco palpadores sobre la muestra se puede observar en la figura 3.12. Con esta disposición, se realiza un control preciso de las deformaciones de la misma, ya que las lecturas se llevan a cabo de forma local e independiente. La utilización de este sistema de medida de deformaciones permite obtener lecturas de desplazamientos reales en cualquier etapa de la trayectoria debido a que los palpadores siempre están en contacto con la muestra y no inducen deformación en el suelo. Como ya se comentó anteriormente, el aumento de la tensión confinante provoca un efecto de expulsión sobre los palpadores, pero este efecto puede ser fácilmente contrarrestado mediante la compresión del muelle situado entre los testigos interno y externo.

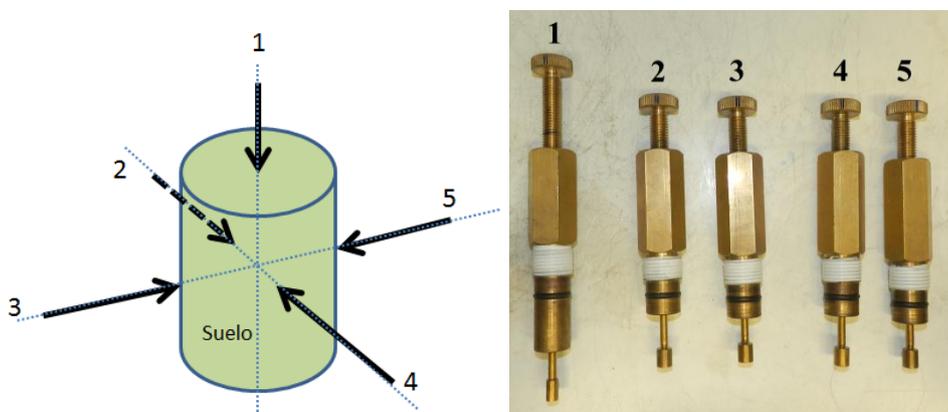


Figura 3.12. Distribución de los palpadores en la muestra de suelo.

La figura 3.13 exhibe las lecturas de desplazamiento radial efectuadas sobre una muestra del suelo estudiado (el cual se detallará en el capítulo siguiente) cargada a humedad constante hasta 2 MPa de tensión confinante a una velocidad de 1 kPa/min.

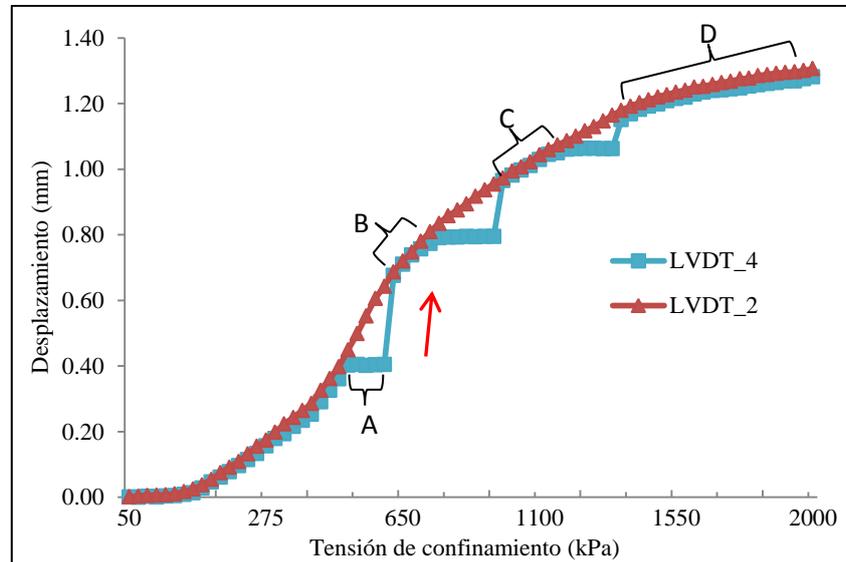


Figura 3.13. Desplazamiento radial en una muestra de suelo.

Las lecturas que se señalan son las registradas por los LVDT 2 y 4, pertenecientes a un mismo eje (figura 3.12). A manera de comparación, uno de los palpadores se mantuvo siempre en contacto con la muestra, mientras que se permitió que el otro dispositivo perdiera ocasionalmente dicho contacto. En un principio, sendos dispositivos se mantuvieron en contacto con la muestra haciendo girar la tuerca de apriete. Al alcanzar una tensión confinante de 470 kPa, solamente se siguió ajustando la tuerca del palpador correspondiente al LVDT 2 hasta el final del ensayo, por lo que este dispositivo estuvo en contacto con el suelo en todo momento. Como puede observarse, los desplazamientos registrados por el LVDT 2 son constantes y no reflejan interferencia de tipo alguno en las mediciones llevadas a cabo a lo largo de toda la trayectoria.

Una vez que se llegó a la tensión confinante de 470 kPa, el palpador correspondiente al LVDT 4 no siguió ajustándose como en el caso del palpador 2. Por esta razón, las lecturas tomadas por dicho LVDT 4 no registraron un aumento del desplazamiento a medida que la tensión confinante fue aumentando, lo que evidenció la falta de contacto con la muestra (figura 3.13, zona A). Cuando la tensión de confinamiento alcanzó los 620 kPa, la tuerca de apriete del palpador 4 se giró hasta tener nuevamente contacto con la muestra. Se sabe que ese contacto se consiguió cuando la tuerca de apriete comenzó a ofrecer resistencia, lo que se vio confirmado con las lecturas registradas por el LVDT. Llegados a ese punto, el LVDT ya no registra más desplazamientos aunque la tuerca de apriete se siga girando. En el momento en que el palpador 4 contacta nuevamente con la muestra, se observa que las lecturas tomadas por el LVDT 4

siguen la misma tendencia que los desplazamientos registrados por el LVDT 2 (zona B de la figura 3.13). Este comportamiento es coherente, ya que ambos LVDT están situados en un mismo eje y, por eso, registran desplazamientos similares. Para corroborar lo observado, se dejó de ajustar la tuerca de apriete correspondiente al palpador 4 en otras dos ocasiones (tensiones 740 kPa y 1,190 kPa). Una vez más, el instante en que el palpador perdió contacto con la muestra se puso de manifiesto claramente: ya no se evidenció un aumento del desplazamiento aunque la tensión confinante continuara aumentando. Asimismo, se observó una vez más que los desplazamientos registrados por ambos LVDT eran similares (figura 3.13 zonas C y D) al volver a poner a palpador y muestra en contacto y manteniendo este con el ajuste de la tuerca.

El sistema de medida local de deformaciones basado en palpadores es preciso y fiable siempre que exista contacto con la muestra, lo que es fácilmente verificable, como se demostró. Si, por algún motivo, la lectura de un palpador se ve interrumpida y no puede recuperarse, es posible contar con tres palpadores más: uno que mide en ese mismo eje, y otros dos situados en un segundo eje. Debido a que las muestras se elaboran siguiendo siempre el mismo procedimiento en un molde cilíndrico rígido y hermético (sección 4.2), los errores de medición originados por irregularidades en la superficie de las mismas se reducen al máximo. Los palpadores tienen un principio de operación sencillo y son fáciles de instalar, influyen poco en la deformación de la muestra y sus lecturas son estables en ensayos de larga duración, y no se ven afectadas por ruidos ni por variaciones de la presión de cámara o de temperatura; todo ello los convierte en un sistema de medida bastante exacto.

3.3.1 Deformabilidad de la célula isótropa

Es necesario verificar la existencia de deformaciones propias del sistema de medida, así como de las del equipo, antes de iniciar los ensayos a fin de garantizar la fiabilidad de las lecturas. Primero, se determinó la deformabilidad de la célula isótropa bajo tensiones confinantes, para lo que se utilizó una muestra falsa de acero de 38 mm x 39 mm. Esta muestra falsa tiene incorporados un pedestal y un cabezal propios, formando los tres elementos una misma pieza (figura 3.14).



Figura 3.14. Muestra falsa de acero inoxidable.

Se utilizó agua desmineralizada y desairada como medio confinante tanto para los ensayos como para las calibraciones, y un controlador digital de presión y volumen de agua permitió establecer y controlar la tensión confinante. Este dispositivo fue fabricado por GDS Instruments, y posibilita aplicar hasta 2 MPa de tensión con una resolución de medida de 0.001 MPa. Por otro lado, posee un volumen de 1.000 cm³ y una resolución de medida de volumen de 1 mm³.

Para iniciar la prueba, la muestra falsa se colocó en la base de la célula y, posteriormente, la campana y los sistemas de medida de deformación radial y axial fueron instalados. Todas las salidas se sellaron dejando abierto únicamente el canal para aplicar la tensión confinante. Una vez alcanzada la estanqueidad, se aplicó una tensión de confinamiento constante de 20 kPa para eliminar las posibles deformaciones producidas por el acomodo de las piezas; esta misma tensión de inicio se empleó en todos los ensayos. Después, los palpadores se colocaron en contacto con la muestra falsa y los LVDT (debidamente calibrados) fueron puestos a cero para iniciar el registro de desplazamientos. Finalmente, se aplicó un incremento de la tensión confinante a una velocidad de 1 kPa por minuto hasta alcanzar 2 MPa. Debido a que dicha tensión en el interior de la cámara tendía a expulsar a los palpadores, hubo que reacomodarlos cuando el contacto se perdía. La tensión confinante máxima se alcanzó después de 33 horas, tras las que se dejó reposar al sistema durante 24 horas más. Al final este período, pudo constatarse que los cinco LVDT no registraron desplazamiento alguno.

Ese ensayo permitió verificar que, debido a que la célula fue diseñada para soportar 10 MPa de tensión confinante, el grosor de sus paredes es tal que no se presentan deformaciones en el equipo para la tensión máxima utilizada en esta investigación. Debido a que el mencionado ensayo se llevó a cabo en un laboratorio con temperatura controlada (22 °C), y gracias al grosor de las paredes de la célula, tampoco se registraron deformaciones producidas por cambios en la temperatura durante las 57 horas que duró la prueba. Por todo lo anterior, se concluyó que las deformaciones observadas en las trayectorias de carga se debían únicamente a la muestra.

3.4 Equipo y técnicas para el control y monitoreo de la succión matricial

Como se mencionó anteriormente, una de las ventajas que el diseño de la nueva célula isótropa ofrece es la posibilidad de intercambiar pedestales y/o cabezales según el ensayo que se quiera efectuar. El equipo cuenta con un juego de pedestal y cabezal para controlar la succión y otro juego capaz de monitorizar su evolución durante trayectorias a humedad constante. Sus principios de operación, así como las características de su implementación en la nueva célula isótropa, se describen en las siguientes secciones. La succión matricial se aplicó y controló con la técnica de traslación de ejes, que se trata a continuación.

3.4.1 Control de succión por traslación de ejes

La traslación de ejes se basa en la técnica propuesta por Hilf (1956) para medir presiones de agua en suelos no saturados con una fase de aire continua (Olson y Langfelder, 1965; Bocking y Fredlung, 1980). Este procedimiento comprende una traslación de la presión intersticial en el suelo mediante la aplicación de incrementos de presión sobre las fases gaseosa y líquida con el objeto de proporcionar una diferencia igual a la succión matricial prescrita ($s = u_a - u_w$). Existen dos formas de aplicar la técnica de traslación de ejes: una consiste en mantener la presión del aire constante mientras la presión del agua varía; en la otra, la presión del agua permanece invariable y lo que se modifica es la presión del aire. Para suelos con altos grados de saturación ($s_r > 95\%$) –en los que la continuidad de la fase gaseosa casi no existe–, los incrementos en la presión del aire deben realizarse lentamente de modo que se evite un aumento de la tensión total y la aparición de deformaciones en la muestra.

La técnica de traslación de ejes necesita de un filtro especial que actúe como elemento de separación entre el aire y el agua. Este elemento separador se puede asimilar a un conjunto de tubos capilares con un diámetro muy pequeño, razón por la que son capaces de retener agua y permanecer saturados aun cuando exista una diferencia de presión entre la fase gaseosa (u_a) y la fase líquida (u_w). El valor máximo de dicha diferencia de presión ($u_a - u_w$) que el elemento separador puede soportar sin desaturarse se conoce como «valor de entrada de aire». Tal valor está regido por el tamaño de los poros del elemento separador: a menor diámetro, mayor valor de entrada de aire. Se utilizan dos tipos de elementos separadores: membranas saturadas de acetato de celulosa –que permiten aplicar diferencias de presión de hasta 7 MPa– y piedras cerámicas de alto valor de entrada de aire (AVEA) –con las que pueden alcanzarse diferencias de hasta 3 MPa–. Se consiguen menores tiempos de equilibrio con las primeras, pero son más compresibles y susceptibles a ataques químicos y biológicos además de presentar mayor difusión de aire, razones por las que no se utilizaron en esta investigación.

Al aplicar un cambio en el valor de la succión matricial (Δs) producido por el incremento de la presión del aire o del agua, es posible medir el cambio en el contenido volumétrico de agua de la muestra. Se sabe que esta ha alcanzado el equilibrio cuando no se registran modificaciones en el mencionado contenido volumétrico de agua ni en la deformación volumétrica de la muestra.

Una correcta aplicación de esta técnica exige controlar la humedad relativa del aire; por eso, se aplica presión para evitar un exceso de evaporación. Otro aspecto muy relevante que también debe tenerse en consideración es la acumulación de burbujas de aire bajo el elemento separador. Este aire viaja a través del elemento por difusión, y tal acumulación puede provocar una pérdida de la continuidad en la fase líquida.

El control de succión por traslación de ejes ha sido utilizado por diferentes investigadores para imponer succiones bajas (Balmaceda, 1991; Sivakumar, 1993; Yuk Gehling, 1994; Romero, 1999;

Hoffmann *et al.*, 2005; González, 2012; Baptista, 2013), pero también ha sido posible hacer lo propio con succiones relativamente altas, del orden de 7 MPa (Lagny, 1996).

Con la ayuda de esta técnica, fue factible controlar y aplicar distintos valores de succión matricial en la muestra. Para ello, se utilizaron piedras cerámicas de alto valor de entrada de aire (AVEA) como elemento separador entre la fase gaseosa y la líquida. Estas piedras tienen un valor de entrada de aire de 1.5 MPa, una porosidad aproximada del 32 % vol. y un tamaño de poro máximo de 0.16 μm (Romero 1999).

Su instalación en los pedestales y cabezales se describe a continuación:

- Tanto las piedras cerámicas como las piezas metálicas en las que irían montadas (pedestal y cabezal) se limpiaron con alcohol a fin de eliminar toda la grasa y polvo que pudiesen tener.
- La piedra cerámica se colocó en la pieza metálica (pedestal o cabezal) y se fijó con un adhesivo estructural de la marca Ceys resistente al agua y que soporta temperaturas de hasta 120 °C. Este adhesivo se extendió por la circunferencia de la piedra cerámica con la ayuda de una pequeña aguja que permitía eliminar todas las burbujas que quedaban atrapadas.
- Se colocó un pequeño peso sobre la piedra para asegurarse de que no se moviera mientras el adhesivo se secaba. Posteriormente, se dejó reposar durante 24 horas para asegurar el completo fraguado del mismo.
- Completado el fraguado, se limó la superficie de la piedra porosa con la ayuda de un torno para eliminar cualquier exceso de pegamento (figura 3.15).

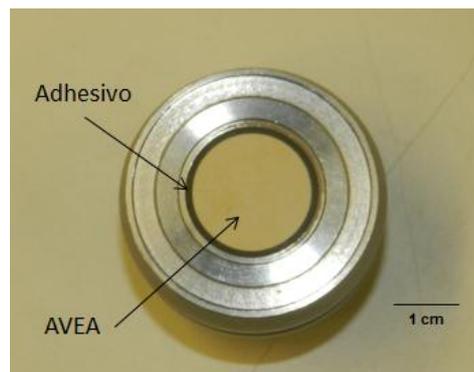


Figura 3.15. Piedra cerámica de alto valor de entrada de aire (AVEA) fijada al cabezal.

La presión de aire utilizada en los ensayos se consiguió mediante un compresor de baja presión (0.94 ± 0.06 MPa). Se empleó un regulador de dicha presión de la marca Fairchild modelo 10BP con un rango de trabajo de 0 a 15 MPa. La línea de aire pasa a través de un sistema de purgas y de refrigeración para eliminar el agua condensada y el aceite de engrase que salen del compresor. El regulador se conecta

directamente con la pieza (pedestal o cabezal), y deriva una línea hacia un transductor de presión de aire que muestra la presión aplicada por el regulador en tiempo real (figura 3.16). El transductor de presión de aire utilizado era de la marca Lexitron, y poseía una capacidad de 50 MPa y resolución de 0.001 MPa. La presión de agua se aplicó mediante controladores de presión y volumen fabricados por GDS Instruments (sección 3.3.1), los cuales permitieron, además, medir con mucha precisión el volumen de agua que entraba o salía de la muestra (Tarantino *et al.*, 2011; Heitor *et al.*, 2014).

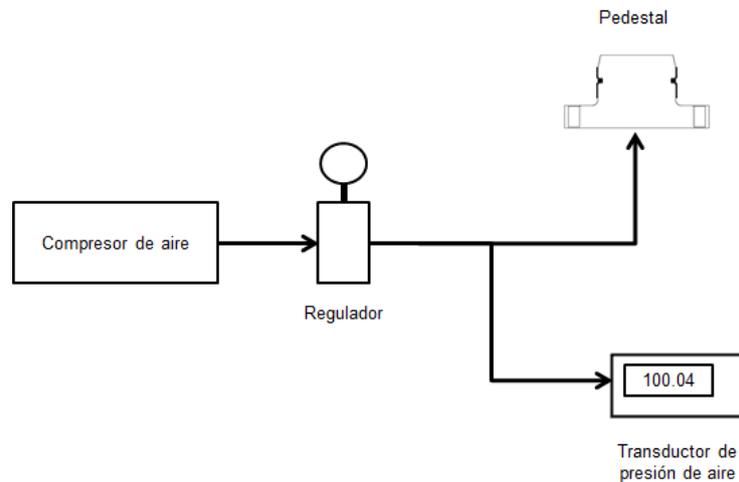


Figura 3.16. Sistema de presión de aire.

Previamente a la realización de los ensayos, se verificó el buen funcionamiento de los discos cerámicos midiendo sus permeabilidades y los valores de difusividad del aire. Pero primero, se realizó un ensayo de porosimetría por intrusión de mercurio (MIP) sobre pequeñas porciones de piedras cerámicas de 0.5 y 1.5 MPa de valor de entrada de aire (AEV). La figura 3.17 muestra los resultados. Se puede observar que el tamaño dominante del disco cerámico con un AEV de 1.5 es de 81 nm, mientras que para el disco de 0.5 MPa de AEV fue de 220 nm.

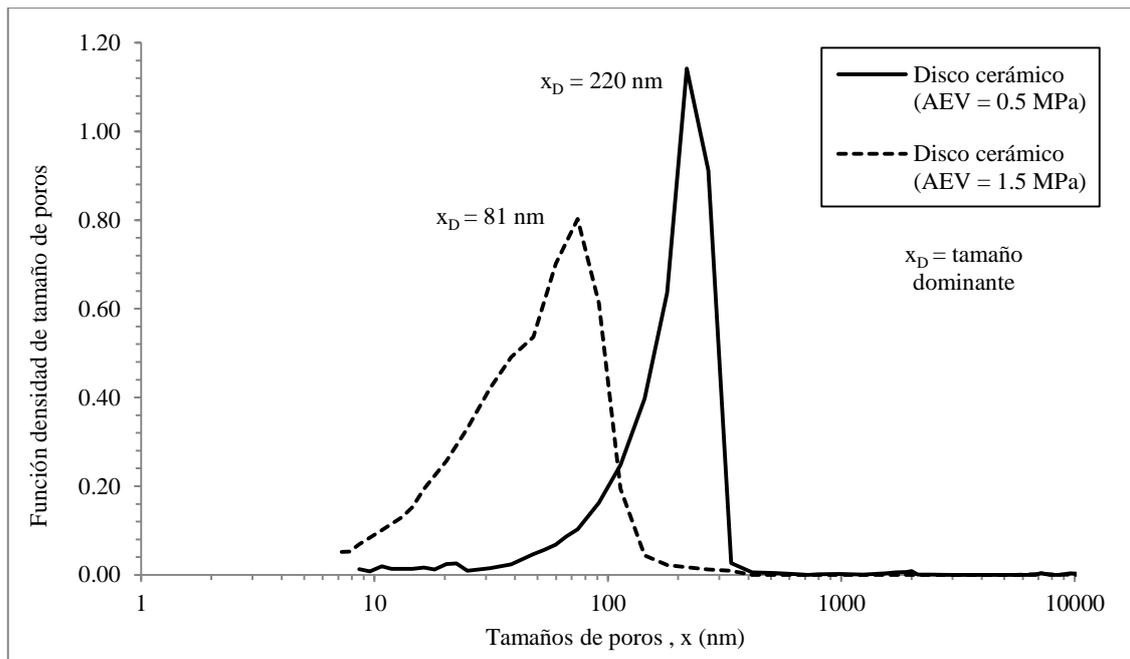


Figura 3.17. Distribución de tamaños de poros para discos cerámicos de alto valor de entrada de aire.

Los resultados del ensayo de porosimetría por intrusión de mercurio (MIP) sobre los discos cerámicos de alto valor de entrada de aire fueron utilizados para determinar la curva de retención de agua de cada cerámica. Para conseguirlo se aplicó la metodología propuesta por Romero (1999), la cual se detallará en el capítulo siguiente. En la figura 3.18 puede verse que el valor de entrada de aire para el disco cerámico de 1.5 MPa se encuentra entre 1.6 y 2 MPa. Lo que significa que cuando se alcanza el valor nominal de entrada de aire (1.5 MPa), el disco no se desatura. Se considera que cuando el disco cerámico –inicialmente saturado– disminuye su S_r a 99 %, a partir del correspondiente tamaño de poro empieza a desaturarse.

Estos ensayos han permitido obtener las características de los discos cerámicos, las cuales se resumen en la tabla 3.1. En esta misma tabla se colocan los valores de permeabilidad saturada determinados experimentalmente por Romero (1999), los cuales fueron tomados como referencia en esta investigación.

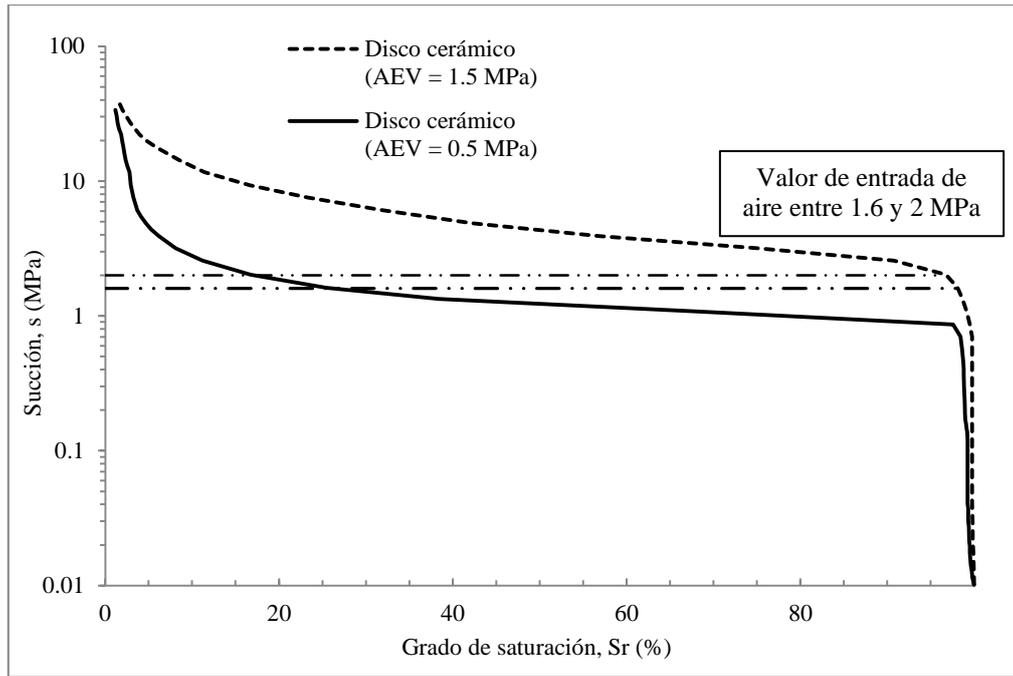


Figura 3.18. Curvas de retención correspondientes a los discos cerámicos de 0.5 y 1.5 MPa de AEV.

Tabla 3.1 Características de los discos cerámicos ensayados.

Valor nominal de entrada de aire (MPa)	Porosidad aproximada (% vol.)	*Permeabilidad saturada al agua (m/s)	Tamaño de poro máximo (nm) para un $S_r = 99\%$
0.5 SF	28	$0.8 - 1.5 \times 10^{-10}$	220
1.5 SF	32	$1.0 - 7.0 \times 10^{-11}$	81

SF = Standard flow.

*Romero (1999).

Una vez determinadas las características físicas de los discos cerámicos, se verificó la correcta instalación de éstos en los juegos de pedestal y cabezal. Posteriormente, se procedió a saturar las piedras cerámicas, lo que se logró forzando el paso de agua desmineralizada y desairada por el disco cerámico a una presión de 2 MPa durante un período de 24 horas, tras el cual se calculó su permeabilidad al agua. La figura 3.19 muestra los accesorios utilizados para realizar la saturación de las piedras (Romero, 1999). El coeficiente de permeabilidad (k_w) se determinó con la expresión 3.2, donde (V_m) es el volumen de agua que pasa a través de la piedra cerámica de espesor (δz) 7.15 mm y con área transversal (A) en un lapso de tiempo (Δt). La carga piezométrica (δh) se determinó considerando un peso unitario del agua de 10 kN/m^3 . El volumen de agua que pasa a través de la piedra cerámica se mide con el controlador de presión de agua GDS.

$$k_w = \frac{\Delta V m \delta z}{\Delta t \delta h A}$$

3.2

Se realizaron las mediciones de permeabilidad en todas las piedras cerámicas y los valores resultantes oscilaron entre 6.43×10^{-11} m/s y 5.32×10^{-11} m/s, lo que se corresponde con los propuestos en la tabla 3.1 para discos cerámicos de 1.5 MPa de valor de entrada de aire.

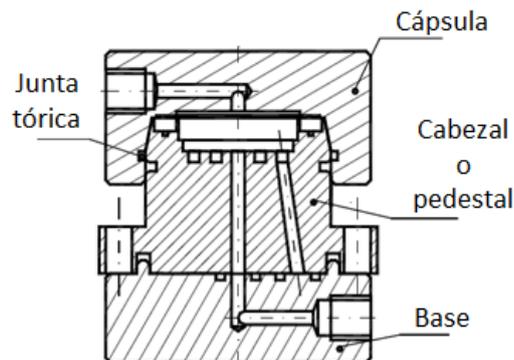


Figura 3.19. Esquema del sistema para saturación de las piedras cerámicas (Romero, 1999).

Para verificar la capacidad del disco cerámico como medio de separación y determinar la velocidad de infiltración de aire disuelto a través de él, se instaló el pedestal o cabezal en la nueva célula isótropa y una pequeña cantidad de agua se puso sobre la piedra; a continuación, se aplicó un valor de sobrepresión de aire (figura 3.20 (a)).

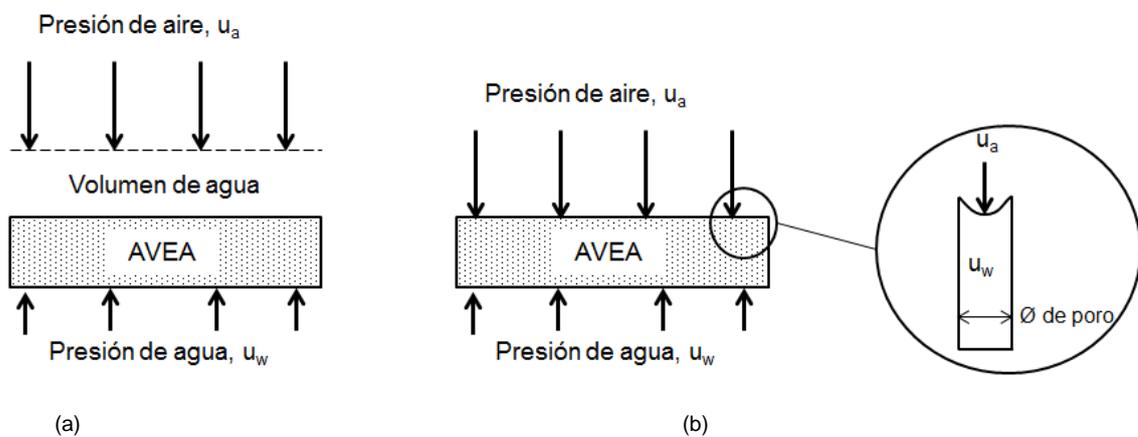


Figura 3.20. Sistema para la verificación del disco cerámico (AVEA) como medio de separación.

Debido a la diferencia de presión ($u_a - u_w$), se produce un flujo del agua sobre la piedra hacia el interior de ésta, hasta que el volumen de líquido que estaba inicialmente sobre ella se ha expulsado por completo (figura 3.20 (b)). Al no existir agua sobre ella, la piedra cerámica se mantiene saturada por efecto de las fuerzas capilares que retienen al agua y no permiten el paso del aire. La figura 3.21 muestra la evolución temporal del volumen de agua para dos valores de sobrepresión (0.1 MPa y 0.5 MPa).

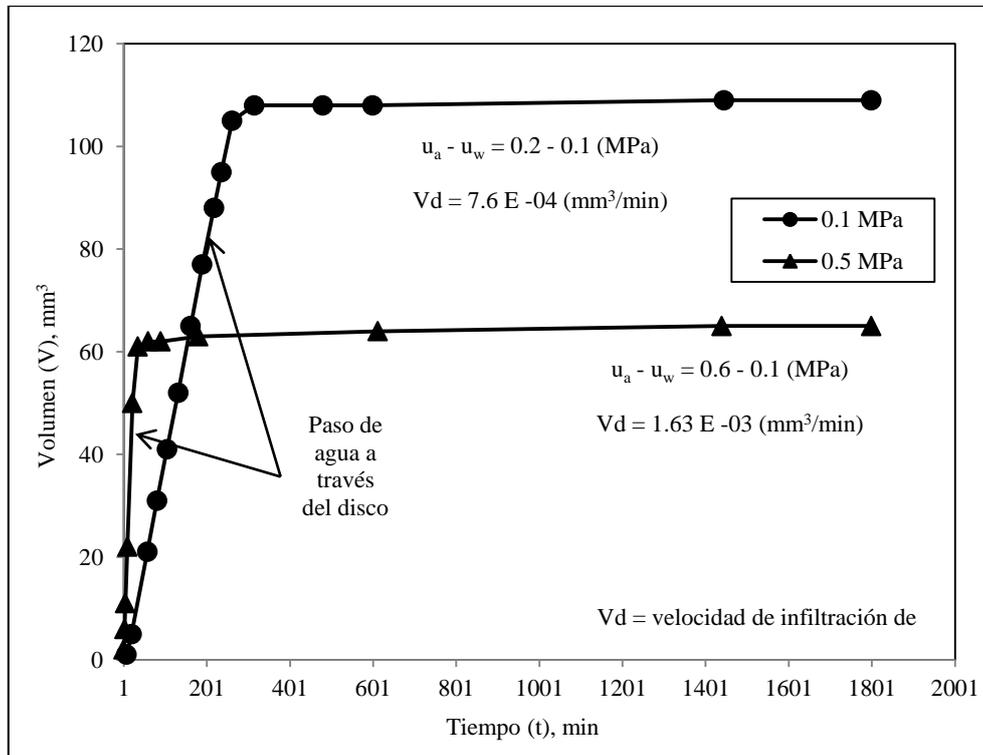


Figura 3.21. Aire disuelto a través de AVEA a diferentes valores de succión.

Se observa que, una vez que el agua sobre la piedra cerámica ha sido evacuada, el flujo se detiene debido a que el valor de la sobrepresión (0.1 MPa y 0.5 MPa) es menor que el de entrada de aire en la piedra (1.5 MPa). Esto se manifiesta con un cambio brusco en la tendencia del flujo, lo que demuestra la adecuada saturación de la AVEA y su funcionalidad como medio de separación. Sin embargo, se observa que la línea de volumen no se mantiene constante en el tiempo, sino que evidencia un pequeño cambio en su pendiente; eso indica que el aire está atravesando a la piedra cerámica por difusión. Para determinar la velocidad de acumulación de aire debajo de la piedra cerámica, se utiliza la siguiente ecuación (Fredlund y Rahardjo, 1993; Romero, 1999):

$$\frac{dV_d}{dt} = \frac{nADh(u_a - u_w)}{(u_w + u_{atm})t_c} \quad 3.3$$

En la expresión anterior, n , A y t_c representan la porosidad, el área que está en contacto con el suelo y el espesor de la piedra cerámica, respectivamente. Por su parte, h es el coeficiente volumétrico de la solubilidad del aire disuelto en agua ($h = 0.018$ a 22 °C); D , el coeficiente de difusión del aire a través de la piedra cerámica; u_{atm} , u_w y w_a son la presión atmosférica, la presión de la fase líquida y la presión de la fase gaseosa, respectivamente. La figura 3.21 muestra los valores de la velocidad de infiltración de aire en la piedra cerámica debidos a la difusión para diferentes valores de succión ($u_a - u_w$). Estos valores se utilizaron para corregir el volumen de agua que entraba o salía de la muestra durante las trayectorias tensionales.

Los valores del coeficiente de difusión de aire (D) fueron: $4 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ para una sobrepresión de 0.1 MPa y $1.67 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ para la sobrepresión de 0.5 MPa . Estas cifras concuerdan con lo observado por diversos investigadores (Romero, 1999; Airò Farulla y Ferrari, 2005; Delage *et al.*, 2008), que sugieren que el valor del coeficiente de difusión de aire debe ser inferior a $5 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$. La figura 3.22 muestra la comparación entre los valores de difusividad de aire obtenidos en esta investigación y los determinados por Romero (1999) y Airò y Ferrari (2005). Según Romero (1999), D varía entre 6×10^{-11} y $1 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ a 22 °C para piedras cerámicas con porosidad $n = 31$.

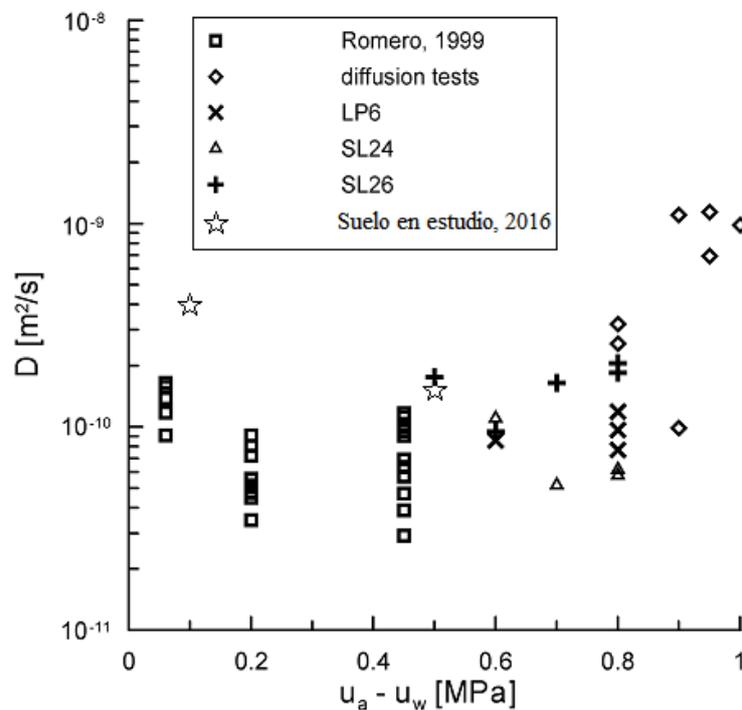


Figura 3.22. Variación del coeficiente de difusión de aire para distintos valores de succión (Airò y Ferrari 2005).

De la ecuación 3.3, se obtiene que la difusión de aire puede reducirse considerablemente aumentando la presión absoluta de la fase líquida para una configuración dada del elemento separador y para una succión matricial definida (Romero 2001).

La capacidad de las piedras cerámicas como barreras separadoras se verificó con estos procedimientos antes de comenzar los ensayos con control de succión matricial.

3.4.2 Equipo para el control de la succión matricial

La técnica de traslación de ejes se empleó para imponer la succión matricial en ensayos a succión constante, y fueron diseñados el sistema de pedestal y el cabezal que se muestran en la figura 3.23.

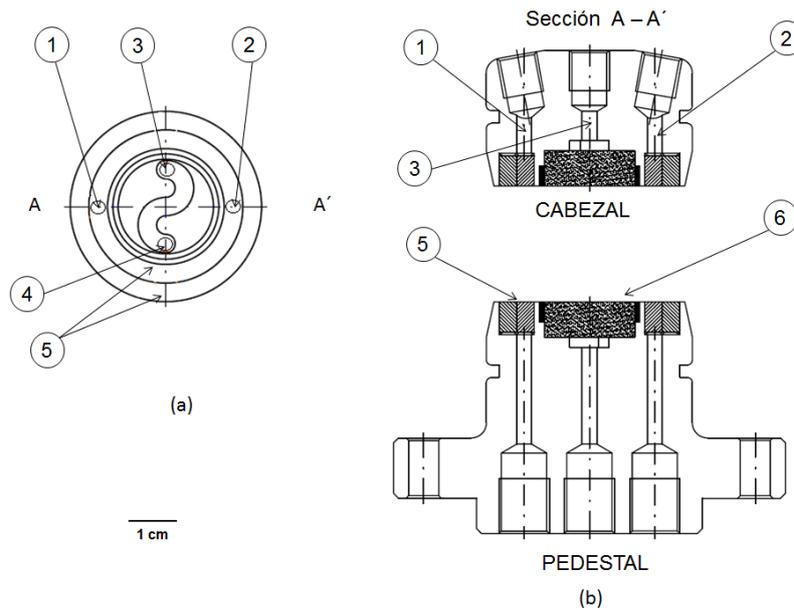
En dicha figura 3.23 (a) se observa, asimismo, el diseño del sistema de aplicación de presión de agua y aire en el cabezal y en el pedestal. Tanto la entrada como la salida de la presión de agua (situadas ambas bajo la piedra cerámica) están conectadas mediante un canal de 3 mm de profundidad con forma de “S”. El sistema de presión de agua se diseñó así para poder aplicar un flujo de agua a presión debajo de la piedra cerámica que fuera capaz de eliminar el aire disuelto que pasa a través de la piedra por difusión y se almacena bajo ella. La cara superior de la piedra está en contacto con el sistema de presión de aire y con la muestra. La succión matricial impuesta es la diferencia entre la presión del aire y la del agua.

La piedra cerámica instalada en ambas piezas tiene 18 mm de diámetro y 7.15 mm de altura, y un valor de entrada de aire de 1.5 MPa.

La presión de aire se aplica a través de una entrada y una salida que se encuentran situadas bajo el filtro, que está compuesto por dos anillos metálicos de acero inoxidable concéntricos con la piedra cerámica. Las dimensiones de dichos anillos son 36 x 6 mm y 22 x 6 mm (figura 3.24).

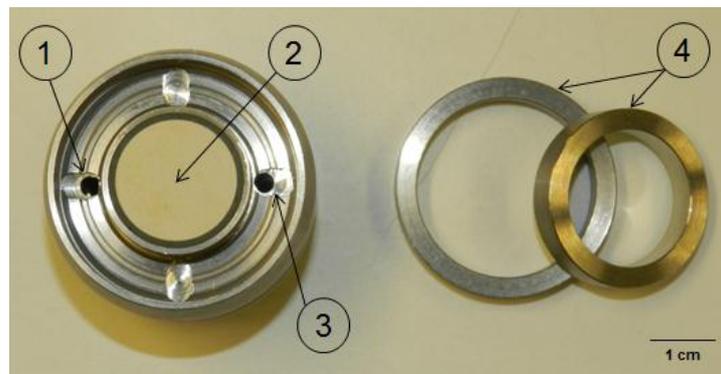
Se logró un muy buen control de la succión manteniendo constante la presión de agua con la ayuda de controladores de presión e incrementando lentamente la presión de aire.

El hecho de que tanto el pedestal como el cabezal posean el mismo sistema para aplicar la técnica de traslación de ejes (piedra cerámica, presión de agua y presión de aire) hace posible que pueda imponerse simultáneamente la succión matricial que se desea en ambos extremos de la muestra, con lo que el tiempo de equilibrio se reduce considerablemente. Solo se utilizó el pedestal para imponer la succión durante las trayectorias de humedecimiento, ya que quedarían atrapadas burbujas de aire en el interior de la muestra si también se empleaba el cabezal.



- 1) Entrada de presión de aire. 2) Salida de presión de aire. 3) Entrada de presión de agua. 4) Salida de presión de agua. 5) Filtros de acero. 6) Piedra cerámica de alto valor de entrada de aire (AVEA).

Figura 3.23. Cabezal y pedestal para control de la succión matricial.



- 1) Entrada de presión de aire. 2) Piedra cerámica. 3) Salida de presión de aire. 4) Anillos del filtro metálico.

Figura 3.24. Pedestal para control de la succión matricial.

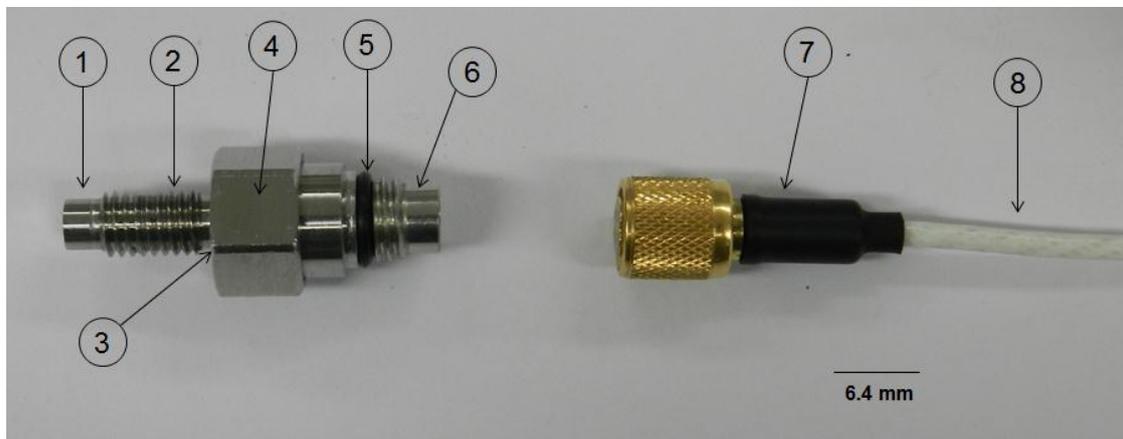
3.4.3 Nuevo equipo para el monitoreo de la succión matricial

La nueva célula isótropa cuenta con un juego de pedestal y cabezal diseñados específicamente para medir la evolución de la succión durante trayectorias de carga a humedad constante, están basados en la configuración clásica de los pedestales para controlar la succión: disco cerámico de alto valor de entrada de aire concéntrico rodeado de filtro de acero. Se utilizó la técnica de traslación de ejes para llevar a la muestra hasta la condición de succión inicial. Durante la ejecución de las trayectorias de carga, se midió la presión de agua en rango positivo (trasladada mediante la aplicación de presión de aire) debajo de la piedra cerámica. Tanto la entrada como la salida de la presión de agua (ubicadas bajo la piedra) se

cerraron para este tipo de ensayos (humedad constante) aislando a la cámara situada bajo la cerámica. La presión de aire se mantuvo constante. Las variaciones de la succión en la muestra se evidencian en un cambio de la presión de agua en la cámara situada bajo la piedra. Para medir estas variaciones de la presión positiva del agua, se utilizó un sensor de presión en miniatura instalado dentro del pedestal y/o el cabezal, que fueron especialmente diseñados para comunicar al sensor de presión con la cámara.

El sensor de presión en miniatura es del modelo EPX-N1, y está fabricado en acero inoxidable por *Measurement Specialties* (figura 3.25). Posee un rango de medida de -1 a 7 bares y no linealidad del 0.2 %. Opera a temperaturas de entre -40 °C y 120 °C. El voltaje de excitación fue de 10 Vdc, que recibió a través de la conexión con el módulo de adquisición de datos DEWE43 (sección 3.7), a su vez alimentado por fuentes de ± 15 Vdc.

El sensor de presión en miniatura EPX es capaz de medir los cambios de presión positiva del agua con una resolución de 0.001 MPa y de forma independiente. El cable que lo comunica con el dispositivo de adquisición de datos está eléctricamente aislado y protegido por una capa de teflón, por lo que sus lecturas no se ven afectadas por otras señales. La cabeza del sensor es el componente sensible a la presión, y tiene un diámetro de 3.81 mm y una altura de 2.8 mm. La parte roscada que le sigue sirve para fijarlo en el pedestal o cabezal. Un juego de tóricas de acrilnitrilo-butadiano garantiza la estanqueidad. Las calibraciones del sensor se presentan en el anexo B.



- 1) Cabeza del sensor (área sensible a la presión).
- 2) Rosca para fijar al pedestal o cabezal.
- 3) Sitio para tórica de estanqueidad interior.
- 4) Base del sensor.
- 5) Tórica para evitar filtraciones en la conexión con el cable.
- 6) Conector.
- 7) Capa aislante de teflón.
- 8) Cable de cobre aislado con teflón.

Figura 3.25. Fotografía y diagrama esquemático del sensor de presión en miniatura EPX.

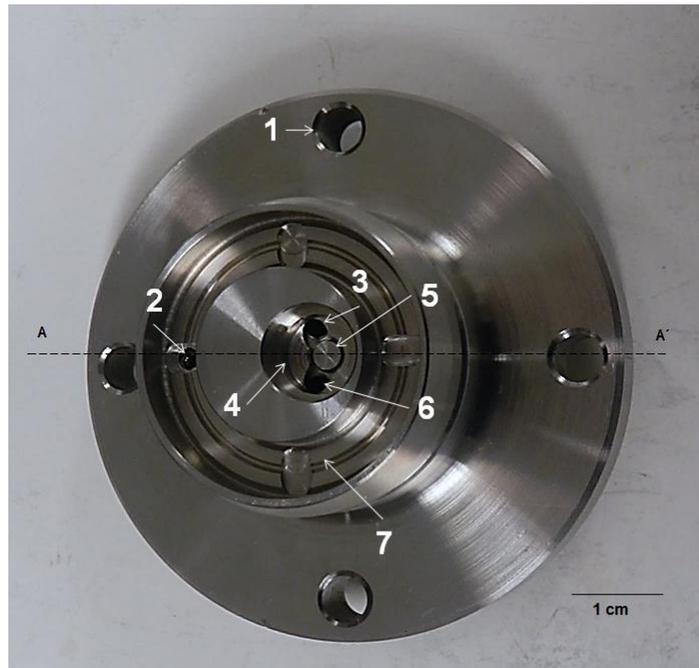
Se diseñó un juego de pedestal y cabezal capaz de albergar en su interior a este sensor de presión en miniatura. La figura 3.26 muestra la parte superior e inferior del pedestal, que poseen una entrada de presión de aire sobre la que se colocan dos anillos de acero inoxidable que funcionan como filtros además de proporcionar una superficie estable a la muestra.

La piedra cerámica utilizada tiene un valor de entrada de aire de 1.5 MPa y unas dimensiones de 10 mm de diámetro y 7.15 mm de altura. Bajo esta piedra cerámica, se encuentra el sitio en que se coloca la cabeza del sensor de presión, así como la entrada y la salida de la presión de agua (figura 3.26 (a)). Estas partes se comunican entre sí mediante un canal de 3 mm de profundidad. El sistema permite aplicar un flujo de agua a presión para eliminar las burbujas de aire disuelto que pasan a través de la piedra cerámica por difusión.

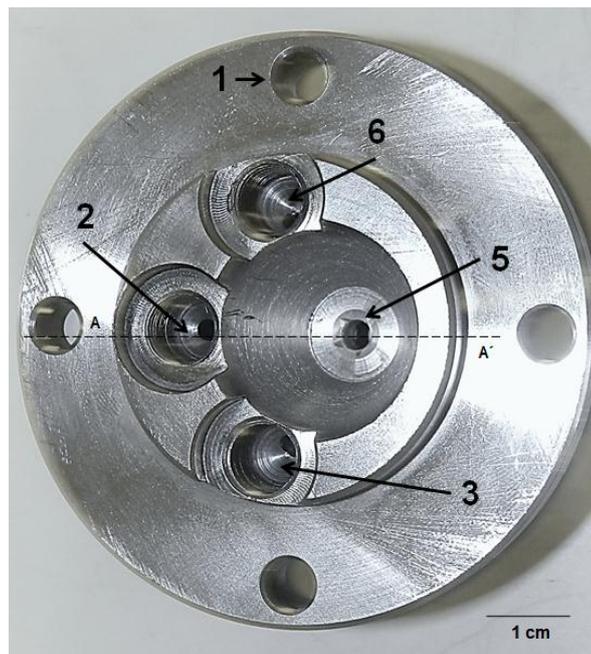
El sensor de presión en miniatura se introduce en la base del pedestal insertándolo por el conducto marcado con el número 5 en la figura 3.26 (b), que está enroscado en su interior.

A continuación, y con la ayuda de herramientas, el sensor se enrosca hasta que la base del mismo contacte con el pedestal. El primero debe apretarse a la segunda con suficiente fuerza para que la tórica de estanqueidad interior (punto 3 en la figura 3.25) se deforme y llene todos los espacios de la unión evitando así posibles fugas.

En la figura 3.27, se observa en detalle el corte A-A' hecho en la figura 3.26, en la que se muestra el diseño del pedestal que alberga al sensor de presión. Una vez que éste se fija al pedestal, su cabeza comunica con la cámara situada bajo de la piedra cerámica, por lo que cualquier cambio en la presión dentro de ésta será registrado por el sensor. Por otra parte, el cable de dicho sensor sale por debajo del pedestal hacia el instrumento de adquisición de datos.



(a)



(b)

1) Entrada de tornillo para fijar el pedestal a la base. 2) Entrada de presión de aire. 3) Entrada de presión de agua. 4) Emplazamiento para AVEA. 5) Ubicación del sensor de presión en miniatura. 6) Salida de presión de agua. 7) Zona para filtros metálicos.

Figura 3.26. Detalle en planta del pedestal para medir la succión. (a) parte superior. (b) parte inferior.

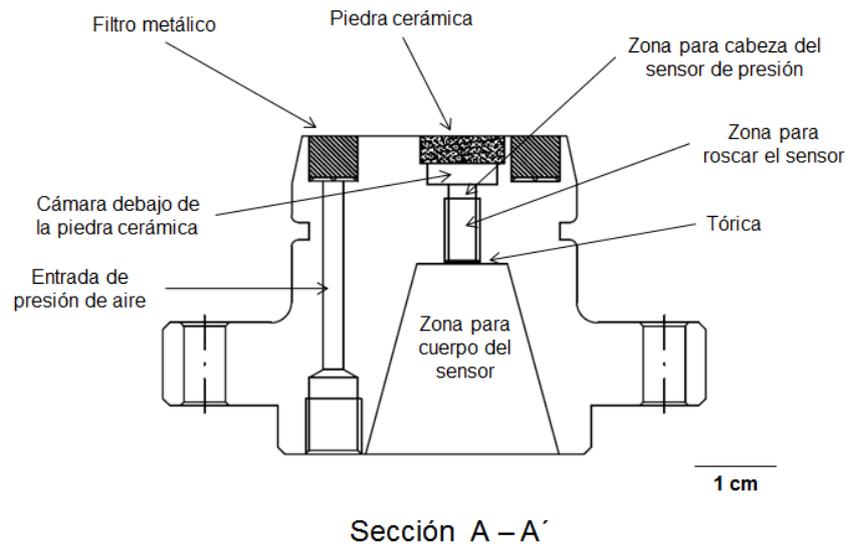
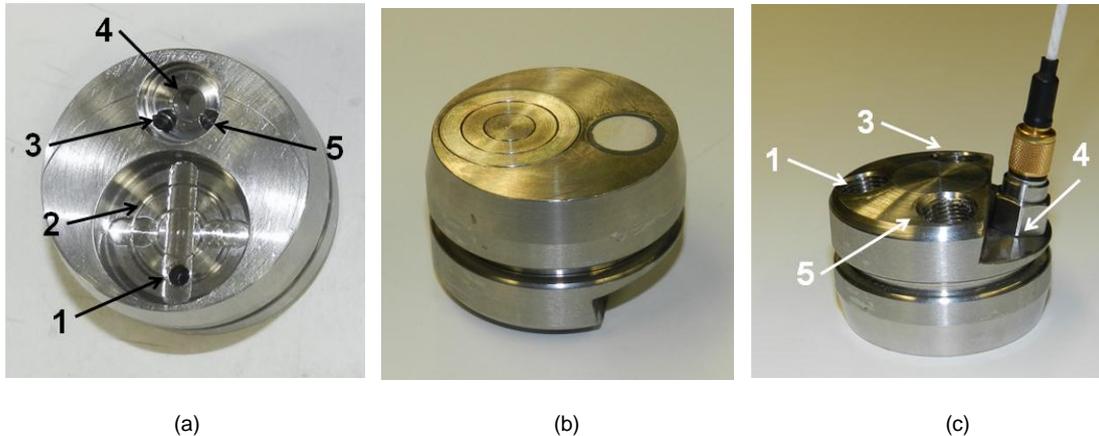


Figura 3.27. Sección A-A' del pedestal para medir la succión.

Por lo que respecta al diseño del cabezal, el sistema para medir la succión es el mismo utilizado en el pedestal, pero se hicieron algunos cambios debido a que el espacio disponible era menor; eso sí, sin alterar el principio de operación. Los detalles se muestran en la figura 3.28.



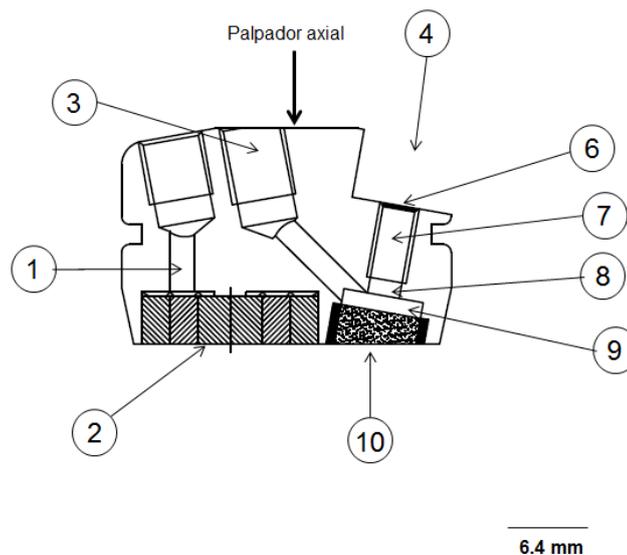
1) Entrada de presión de aire. 2) Zona para filtros metálicos. 3) Entrada de presión de agua. 4) Emplazamiento para el sensor de presión. 5) Salida de presión de agua.

Figura 3.28. Detalle del cabezal para medir la succión.

El cabezal cuenta con una entrada de presión de aire sobre la que se coloca un filtro metálico compuesto por tres anillos de acero inoxidable. Al igual que en el caso del pedestal, dicho cabezal posee una piedra cerámica con un valor de entrada de aire de 1.5 MPa que mide 10 mm de diámetro y 7.15 mm de altura. Los conductos de entrada y salida de presión de agua, así como el sitio para colocar el sensor de presión en miniatura, se encuentran situados bajo la piedra cerámica. El cabezal se diseñó teniendo en

cuenta que el palpador axial se apoya sobre él, por lo que el centro del cabezal tenía que estar despejado. Por esta razón, los sistemas de presión de agua y aire se encuentran situados en extremos opuestos (figura 3.28 (a)).

Pretendiendo evitar que el palpador axial y el cuerpo del sensor de presión entraran en contacto, el emplazamiento para el segundo se inclinó 10° hacia afuera (figura 3.28 (c) y 3.29), al igual que las entradas y salidas de los sistemas de presión de aire y agua. Esta inclinación, sin embargo, no implica cambio alguno en el procedimiento de medida de la succión.



- 1) Entrada de presión de aire. 2) Zona para filtros metálicos. 3) Entrada de presión de agua. 4) Emplazamiento para el sensor de presión. 6) Tórica. 7) Zona para enroscar el sensor. 8) Zona para la cabeza del sensor de presión. 9) Cámara debajo de la piedra cerámica. 10) Piedra cerámica.

Figura 3.29. Esquema del cabezal para medir la succión.

Este juego de pedestal y cabezal hace posible monitorizar de manera muy precisa la evolución de la succión en trayectorias a humedad constante. Su diseño también permite controlarla, lo que es de gran ayuda en trayectorias que requieran imponer una succión previa al suelo antes de cargarlo a humedad constante.

3.5 Sistema para la determinación del módulo de corte a pequeñas deformaciones.

Se sabe que el suelo generalmente presenta un comportamiento no lineal y plástico; sin embargo, su respuesta es lineal y elástica para niveles de deformación bajos ($< 0.001\%$). El módulo de corte a pequeñas deformaciones ($G_{m\acute{a}x}$) es una propiedad muy importante en el estudio del comportamiento mecánico de las obras de ingeniería sometidas a cargas dinámicas y estáticas. El módulo de corte está

relacionado con la velocidad de las ondas de corte (V_s), por lo que determinarla es un buen método para conocer la rigidez del suelo. Los métodos de laboratorio desarrollados para conocer el módulo $G_{\text{máx}}$ mediante la obtención de la velocidad de las ondas de corte que se apoyan en el uso de transductores piezoeléctricos son actualmente los más utilizados. Eso se debe a que son ensayos no destructivos (característica necesaria para el correcto seguimiento de la microestructura) y pueden instalarse prácticamente en cualquier equipo geotécnico (Yamashita *et al.*, 2003; Di Benedetto *et al.*, 2005; Leong *et al.*, 2005; Alvarado, 2007; Hird y Chan, 2008; Ezaoui y Benedetto, 2009; Arroyo *et al.*, 2010; Gu *et al.*, 2013), lo que permite realizar este ensayo dinámico bajo condiciones controladas de carga. Por su parte, los *bender elements* son los transductores piezoeléctricos más ampliamente empleados para determinar el módulo de corte a pequeñas deformaciones (Yamashita *et al.*, 2009; Clayton, 2011; Chan, 2012). La razón para ello es, principalmente, su relativa facilidad de operación y que es posible examinar a un espécimen en diferentes intervalos, algo que reduce considerablemente el número de muestras necesario (Chan, 2010). Por todo lo anterior, los *benders elements* se usaron en la presente investigación como un sistema con el que determinar el módulo de corte a pequeñas deformaciones. Por otro lado, el hecho de que cabezales y pedestales puedan intercambiarse en la nueva célula isótropa facilitó su implementación.

Los distintos factores que pueden tener alguna incidencia en la medición se tuvieron muy en cuenta en el momento de diseñar el sistema de medida del módulo $G_{\text{máx}}$ desarrollado en este estudio, lo que garantizaría la calidad de los resultados obtenidos. Por ejemplo, se contempló el uso de otros transductores piezoeléctricos, como los *shear plates*, pero finalmente se descartó debido a que requieren voltajes de excitación mucho más altos que los *bender elements*, poseen mayores dimensiones y son poco eficaces para tensiones de confinamiento bajas (Shirley y Hampton, 1978). Los *bender elements*, por el contrario, trabajan con frecuencias bajas y generan grandes niveles de energía. Esto es muy útil en los ensayos con suelos, dado que éstos poseen un nivel de atenuación de las ondas mayor que el de otros materiales más rígidos, como el acero.

Los *bender elements* consisten en un par de transductores piezoeléctricos capaces de convertir una excitación mecánica en una señal eléctrica, y viceversa. Uno de ellos actúa como emisor de las ondas de corte, y el otro como receptor. Al aplicar una señal eléctrica de excitación al emisor, este se flexiona de lado a lado empujando al suelo en una dirección perpendicular a la longitud de la probeta de suelo. Eso genera una onda de corte que se propaga paralelamente a la longitud de una muestra cilíndrica de suelo. En el extremo contrario al emisor, se encuentra el receptor, que se ve obligado a doblarse y produce una señal eléctrica mensurable. El grado de deformación asociado con el movimiento vibratorio de las partículas es lo suficientemente pequeño para evitar deformaciones permanentes en el suelo. Se asume que el material se encuentra en un rango de deformaciones elásticas, pero con un nivel de vibración tan grande que el sensor puede detectarlo.

Las señales eléctricas transmitidas y recibidas son registradas en forma de ondas por un osciloscopio. Para mejorar la calidad de la señal recibida, se instaló un amplificador de señal en el *bender*

element receptor. Así, dicha señal captada por el receptor es amplificada antes de llegar al osciloscopio y, una vez que este la recibe, se almacena para su posterior análisis. La figura 3.30 muestra el sistema de medida del módulo de corte a pequeñas deformaciones implementado en esta investigación. En las siguientes secciones, se hará una descripción detallada de cada una de sus partes.

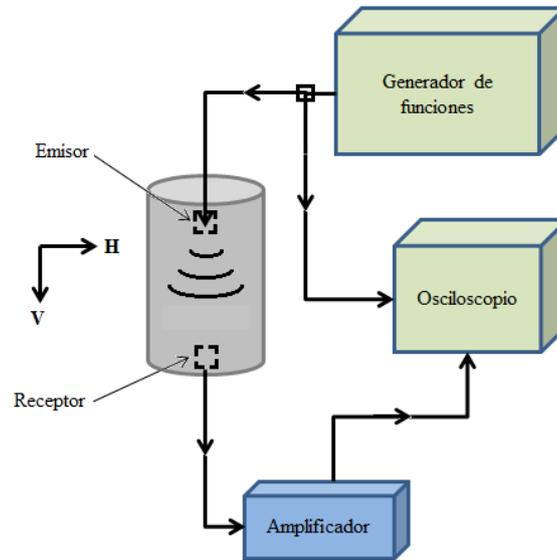


Figura 3.30. Sistema *bender elements* para la determinación del módulo de corte $G_{\text{máx}}$.

El tiempo transcurrido entre la emisión de la señal y su recepción es el de propagación de la onda de corte (t). Teniendo en consideración la distancia existente entre los elementos (L), es posible calcular la velocidad de propagación de dicha onda de corte (V_s), y también podemos determinar el módulo de corte a pequeñas deformaciones ($G_{\text{máx}}$) si se conoce la densidad del suelo (ρ):

$$V_s = \frac{L}{t} \quad 3.4$$

$$G_o = \rho V_s^2 \quad 3.5$$

Tanto emisor como receptor se instalan en la nueva célula isótropa mediante un juego de pedestal y cabezal del que se hablará más adelante. De esta manera, el equipo permite medir el módulo $G_{\text{máx}}$ en cualquier instante de la trayectoria a la vez que se miden los cambios volumétricos de la muestra.

3.5.1 *Bender elements*

El uso de los *bender elements* comenzó a finales de la década de 1970 con Shirley y Hampton (1978). Posteriormente, Dyvik y Madshus (1985) demostraron que los resultados obtenidos con *bender elements* y con columna resonante son muy similares. No obstante, los *bender elements* se han convertido en una opción muy utilizada en laboratorios de geotecnia desde hace algunos años para determinar la velocidad de las ondas de corte (Vs) debido a su versatilidad. Actualmente, existen varias empresas que comercializan estos dispositivos.

En esta investigación, los *bender elements* fueron diseñados y construidos en el laboratorio de geotecnia de la Universitat Politècnica de Catalunya (UPC). Su diseño se basó en los dispositivos construidos por Pineda (2012).

Los *bender elements* están compuestos por dos delgadas láminas piezocerámicas fuertemente adheridas a una placa metálica central de las mismas dimensiones. Sobre cada una de dichas láminas, se pegan externamente electrodos que permiten su conexión. Las piezocerámicas utilizadas fueron hechas de Zirconato Titanato de Plomo (PZT5A), fabricadas por Morgan Technical Ceramics. Se adquirieron piezocerámicas polarizadas en paralelo y en serie con las siguientes dimensiones: 13 mm de largo, 10 mm de ancho y 0.6 mm de espesor. Los electrodos de cada lámina se construyeron en níquel. Las características eléctricas de la piezocerámica se detallan en el anexo C.

Además de su polarización, la conexión eléctrica debe ser tal que se produzca la elongación de una de las láminas piezocerámicas y el acortamiento de la otra cuando se aplique una señal eléctrica de excitación al *bender* emisor. El resultado de ello es una flexión y, cuando el receptor se ve forzado a flexionarse, produce una señal eléctrica que puede conducirse hacia el dispositivo de almacenamiento mediante cables. La conexión en serie es preferible para el elemento receptor dado que se obtiene el doble de energía en la señal de salida que en el caso de una conexión en paralelo para un mismo movimiento. La conexión en paralelo es la más adecuada para el elemento emisor, debido a que produce mayor movimiento de distorsión para una misma señal de entrada; de ese modo, se obtiene el doble de eficiencia que si se usara la conexión en serie para el emisor (Brignoli *et al.*, 1996). Por todo lo anterior, se utilizó la configuración en paralelo para el elemento emisor (piezocerámica polarizada en paralelo) y la configuración en serie para el elemento receptor (piezocerámica polarizada en serie); la figura 3.31 muestra los detalles de ambas configuraciones. La unión de los electrodos con el cable se realizó mediante soldadura de estaño. La temperatura a la que se realiza esta soldadura no debe exceder los 300 °C en las piezocerámicas de tipo PZT, como las utilizadas en esta investigación; de lo contrario, las láminas piezoeléctricas se despolarizan.

Para proteger a la piezocerámica y a su conexión eléctrica de la humedad y del contacto directo con el suelo, todo el elemento se revistió con una capa de resina epoxi. Posteriormente, se colocó en un casquillo metálico permitiendo que el cable saliera por el extremo inferior del mismo; después, dicho

casquillo se rellenó con resina para mantener fija la piezocerámica. Finalmente, se dejó que la lámina piezocerámica sobresaliera 9 mm del casquillo (figura 3.32); de estos 9 mm, 4 mm se insertaron en la muestra.

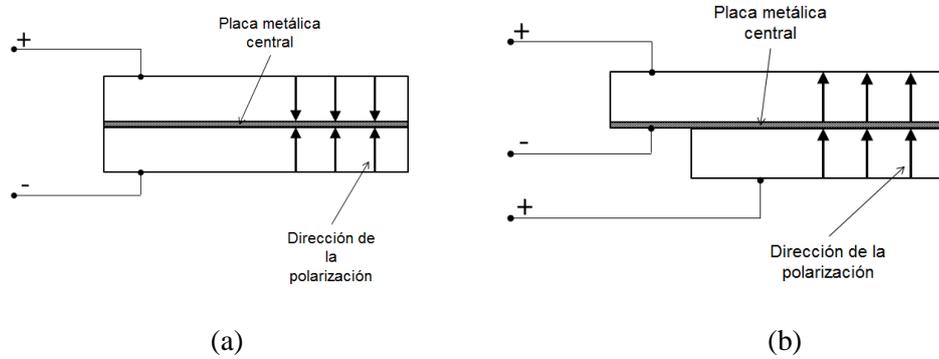


Figura 3.31. Conexiones eléctricas en bender elements. (a) en serie; (b) en paralelo.

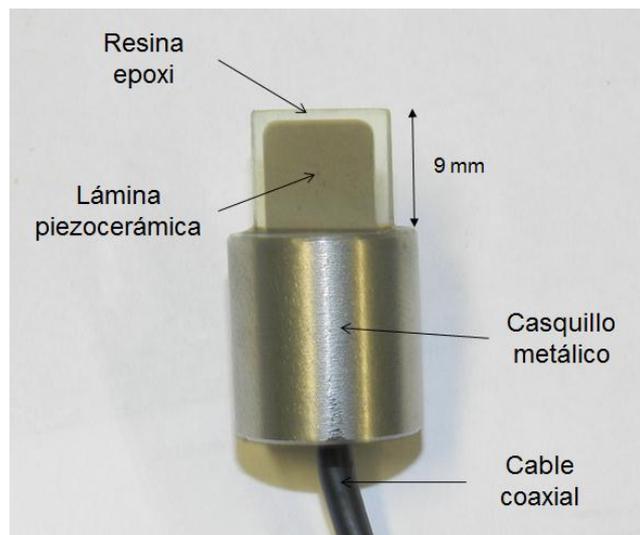


Figura 3.32. Dispositivo *bender element*.

Las correctas polarización y conexión de las piezocerámicas son muy importantes para un correcto desempeño de los *bender elements*. La manera de comprobar su polarización fue enfrentar a ambos dispositivos poniéndolos en contacto para, posteriormente, emitir una onda sinusoidal de excitación hacia el *bender* emisor (figura 3.33). Tras hacerlo, se confirmó que tanto la onda emitida como la recibida tenían el mismo sentido (misma dirección de inicio) (figura 3.33 (b)). Si la señal recibida está invertida con respecto a la emitida, se debe a un problema de alineación y se soluciona girando 180° uno de los dispositivos. Esto permitió identificar la posición en la que sendos dispositivos deben colocarse antes de iniciar los ensayos. Para ayudar a evitar la recepción de señales o ruidos externos que obstaculizarían la

detección de la llegada de las ondas de corte (efecto *cross-talk*), se proporcionó una toma de tierra a ambas sondas (Brocanelli y Rinaldi, 1998; Lee y Santamarina, 2005).

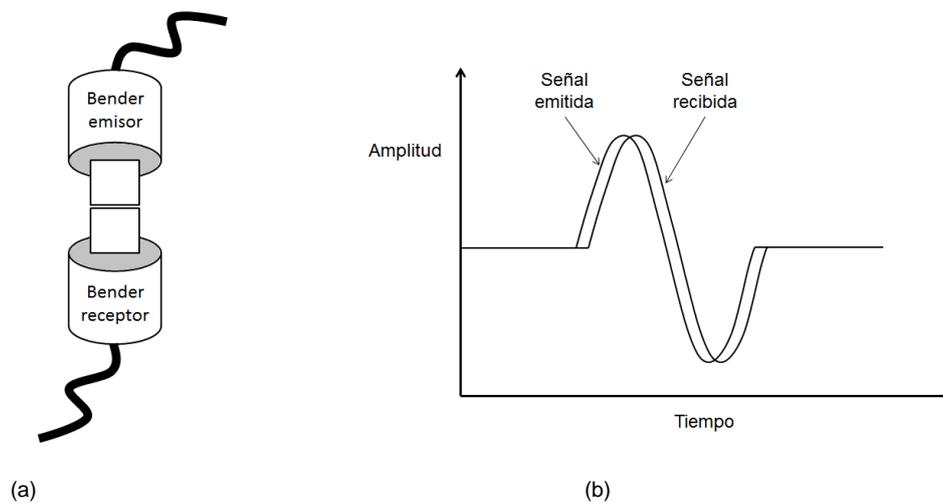


Figura 3.33. Verificación de la polaridad de los *bender elements*.

3.5.2 Dispositivos electrónicos periféricos

La técnica de los *bender elements* se apoya en las particulares características de los materiales piezoeléctricos, que permiten generar y detectar pequeñas ondas de corte que viajan a través de una muestra de suelo. Los dispositivos electrónicos conectados a los transductores piezoeléctricos hacen posible el envío, recepción, almacenamiento y análisis de las señales. La figura 3.34 muestra los aparatos utilizados en esta investigación.

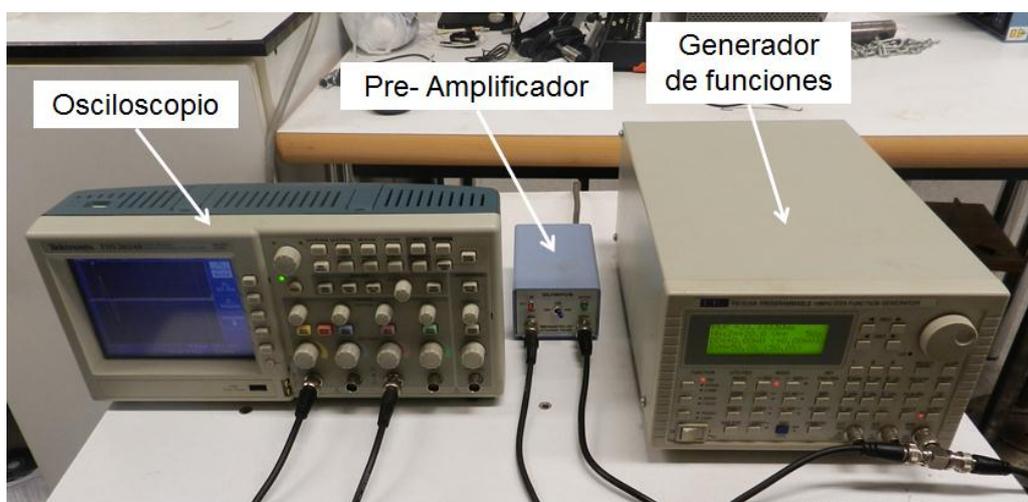


Figura 3.34. Dispositivos electrónicos auxiliares del ensayo *bender element*.

La señal eléctrica de excitación fue emitida con un generador de funciones de la marca Thurlby Thandar® modelo TTi-TG1010A. Su rango de frecuencia cuadrática, triangular/sierra y senoide es 10 MHz - 0,1 MHz, y sus dimensiones de 130 mm de altura, 330 mm de longitud y 212 mm de ancho. Opera a temperaturas de entre 5 °C y 40 °C con una precisión de base de tiempo ± 10 ppm y una resolución de 7 dígitos o 0.1 mHz. Produce un voltaje de excitación de 20 V pico a pico.

Es sabido que la amplitud de la señal emitida disminuye significativamente hasta llegar al receptor (Río, 2006). Por esta razón, la señal de salida se amplificó usando un preamplificador ultrasónico OLYMPUS® modelo Panametrics 5656C. Es un amplificador alimentado por CA que posee un filtro de ancho de banda de 20 kHz a 2 MHz, el cual ayuda a minimizar la influencia de la corriente eléctrica. Está específicamente diseñado para trabajar con equipos de emisión acústica, se encuentra alojado en una caja robusta y es totalmente autónomo. Sus dimensiones son: 51 mm de altura, 76 mm de ancho y 127 mm de largo. Opera a temperaturas de entre 0 °C y 50 °C, y la máxima longitud de cable que puede conectarse sin perder precisión es de 152 m.

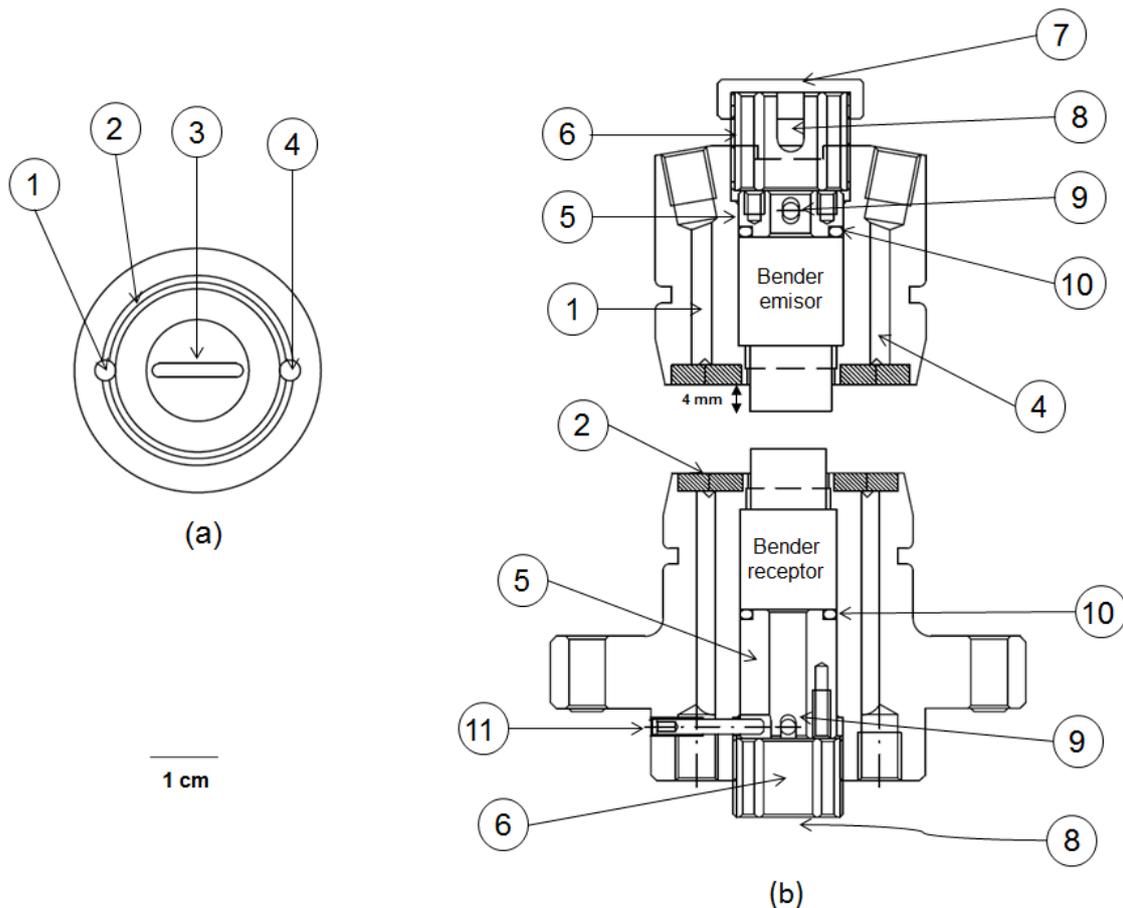
Las señales eléctricas de ambos dispositivos (emisor y receptor) son enviadas a un osciloscopio en el que se transforman en señales digitales. Estas señales son posteriormente almacenadas con un registro de los tiempos en que ocurre cada una. De esa manera, es factible medir el tiempo de arribo de la onda de corte entre los transductores. Se utilizó un osciloscopio digital Tektronix® modelo TDS2024b. Posee 4 canales, resolución vertical de 8 bits, sensibilidad máxima de 5 V/div, ancho de banda de 200 MHz, velocidad de muestreo de hasta 2 GS/s en tiempo real, pantalla LCD a color y almacenamiento removible por medio de un puerto USB ubicado en el panel frontal. Opera a temperaturas de entre 0 °C y 50 °C. Es posible seleccionar la manera en que el osciloscopio adquiere los datos. Se eligió usar el muestreo promedio para todas las mediciones realizadas, ya que reduce el ruido que no se correlaciona con el disparo (señal de excitación que se envía al emisor). El osciloscopio adquiere datos en forma de onda y, seguidamente, promedia el número de formas de onda que se haya seleccionado; en el caso de esta investigación, fueron 128.

3.5.3 Pedestal y cabezal para *bender elements*

La implementación del sistema *bender element* en la nueva célula isótropa se realizó mediante el diseño de un pedestal y un cabezal para alojar al dispositivo receptor y al emisor, respectivamente. Estos elementos se muestran con detalle en la figura 3.35.

La vista en planta de sendas piezas (pedestal y cabezal) puede observarse en la figura 3.35 (a). Las dos poseen una entrada y una salida de presión de aire o de agua, según se requiera, y ambas se cubren con dos anillos metálicos concéntricos que funcionan como filtros al tiempo que ofrecen una superficie estable para la muestra. Las dimensiones de estos anillos son: 2.6 cm x 2 mm y 3.6 mm x 2 mm.

Los dispositivos *bender elements* se instalan en el interior del pedestal y cabezal insertándolos por la parte inferior de la pieza y asegurándose de que la lámina piezocerámica del *bender* se ensamble perfectamente con la ranura emplazada en el centro de la pieza metálica (figura 3.35 (a)). Esta ranura está diseñada para comunicar al *bender element* que se encuentra dentro del pedestal o del cabezal con la muestra de suelo. La longitud de la lámina piezocerámica que sobresale de la pieza metálica y que se inserta en el suelo es de 4 mm. La dimensión de la ranura en ambas piezas metálicas es tal que la lámina piezocerámica nunca toca sus bordes.



- 1) Entrada de presión de aire. 2) Zona para los filtros metálicos. 3) Ranura para la lámina piezoelectrica del *bender element*. 4) Salida de presión de aire. 5) Anillo de sujeción. 6) Anillo roscado de apriete. 7) Tapón de anillo roscado. 8) Salida del cable coaxial. 9) Emplazamiento para espárrago roscado. 10) Tórica. 11) Entrada del espárrago roscado.

Figura 3.35. Pedestal y cabezal para alojar a dispositivos *bender elements*.

Una vez que el *bender* se ha colocado dentro de su respectiva pieza (cabezal o pedestal), se utiliza un sistema de fijación de tres elementos para mantenerlo inmóvil: anillo de sujeción, anillo roscado de apriete y espárrago roscado. El anillo de sujeción y el anillo roscado de apriete deben estar enhebrados en el cable coaxial del *bender* (figura 3.36). Cuando éste se ha intruducido en la pieza metálica que le corresponda y la lámina piezoelectrica ha salido por ranura (número 3 en la figura 3.35 (a)), el anillo de sujeción se introduce hasta que haga contacto con la base del *bender*. Para evitar que el anillo se mueva,

el espárrago roscado se inserta por un costado de la pieza metálica hasta que llegue al cuerpo del anillo de sujeción, que posee una ranura para ensamblar con el espárrago (figura 3.37 (a)). Cuando el anillo de fijación ya está sujeto, el anillo roscado de apriete se introduce en la base de la pieza metálica presionando al anillo de sujeción contra el *bender* hasta que éste quede totalmente inmóvil. La función principal de dicho anillo de sujeción es romper el giro que el anillo roscado induce al colocarse en la pieza metálica (pedestal o cabezal). La estanqueidad del sistema queda garantizada mediante una tórica de acrilnitrilo-butadiano de 16 mm x 2 mm que se coloca entre el anillo de sujeción y la base del *bender*.

Una vez que los tres elementos de fijación están instalados –y en el caso de que se desee medir la deformación axial mientras se realiza el ensayo *bender element*–, el cable coaxial se dobla y hace pasar por una ranura que el anillo roscado de apriete del cabezal posee (figura 3.36). Posteriormente, se enrosca una base que tiene la función de servir como apoyo para el palpador axial. La figura 3.37 (b) muestra el cabezal con el *bender element* y la base de apoyo para el palpador axial ya instalados.

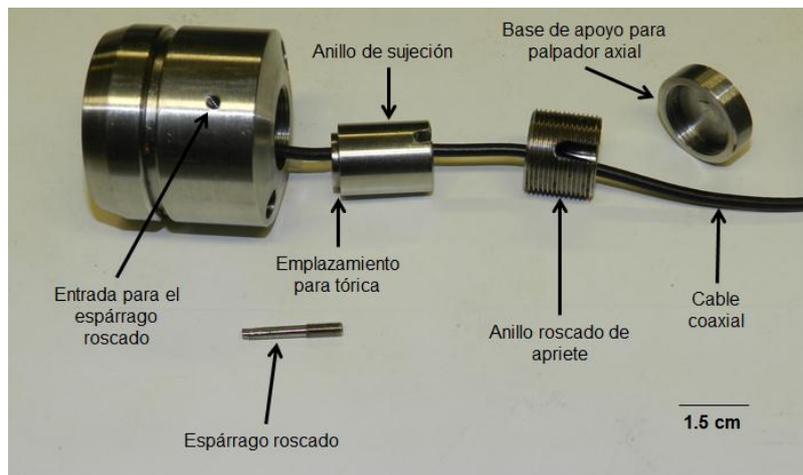
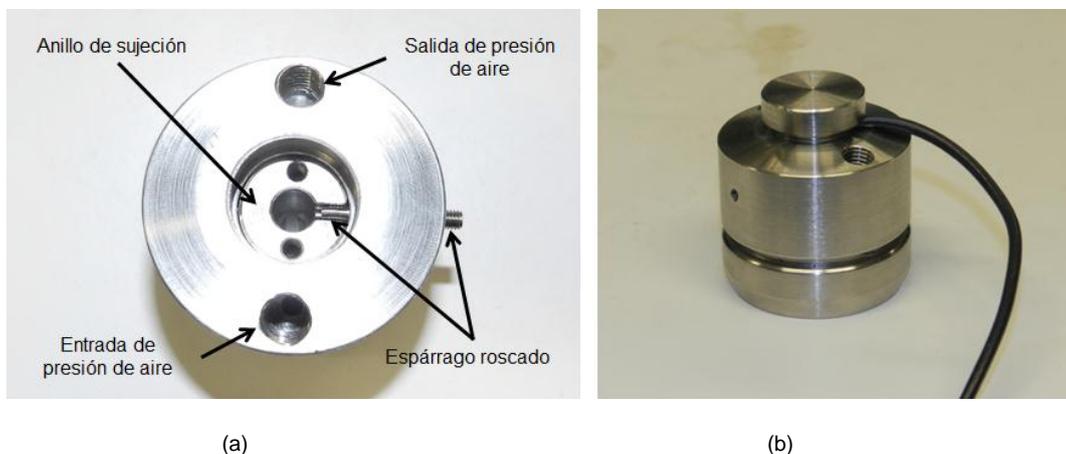


Figura 3.36. Sistema de fijación de los dispositivos *bender elements*.



(a)

(b)

Figura 3.37. Sistema de fijación de *benders* en el cabezal.

Para el pedestal, se diseñó exactamente el mismo sistema de fijación. El pedestal y el cabezal con los *bender elements* instalados pueden observarse en la figura 3.38. Antes de realizar el ensayo, sus respectivos anillos metálicos, que fungen como filtros, se colocan sobre el cabezal y el pedestal.



Figura 3.38. Pedestal y cabezal para el alojamiento a los *bender elements*.

3.5.4 Calibración del sistema *bender elements*

El correcto funcionamiento de todo el sistema de medida se corroboró antes de iniciar los ensayos. Una vez comprobada la polaridad de los *benders* (sección 3.5.1), lo siguiente fue determinar si existía algún tiempo de retardo en la llegada de las ondas de corte al receptor debido a factores ajenos al material. El tiempo de llegada de las ondas de corte es el que éstas tardan en desplazarse a través de un material desde el emisor hasta el receptor (figura 3.39). El retraso de las ondas de corte, posiblemente originado por las conexiones del propio sistema, debe restarse a las lecturas del tiempo de llegada realizadas en los ensayos para determinar la velocidad real de tales ondas. Para determinar su magnitud, ambos dispositivos se enfrentaron poniéndolos en contacto –de la misma manera que se hizo para comprobar su polaridad (figura 3.33 (a))–. Posteriormente, se emitió una onda y se midió el tiempo que empleaba en llegar al receptor, al no existir material alguno entre los dispositivos el tiempo de arribo de las ondas de corte debería ser cero. Dicha medición mostró que el tiempo de retardo es de 2 μs . Este pequeño retardo posiblemente estuviera producido por la influencia del comportamiento dinámico del emisor sobre el receptor (Rio, 2006).

Con el objeto de verificar el apropiado funcionamiento de los dispositivos, fue necesario realizar una medida de la velocidad de las ondas de corte sobre un material del que ya se conociera dicho parámetro. Ese material elegido fue el polimetacrilato de metilo, también conocido como lucita. Aplicando el ensayo con *bender elements*, Pineda (2012) efectuó medidas de la velocidad de las ondas de

corte sobre probetas de lucita de distintas dimensiones para, después, compararlas con las lecturas de velocidad de las ondas de corte llevadas a cabo por Hartmann y Jarzynski (1974) sobre el mismo material. La tabla 3.2 muestra la velocidad de las ondas de corte medidas en lucita en ambas investigaciones.

Al igual que en Pineda (2012), se fabricaron muestras falsas de lucita de 38 mm x 76 mm y de 50 mm x 100 mm, ambas con ranuras en los extremos para instalar a los *bender elements* perfectamente alineados y anclados (figura 3.40).

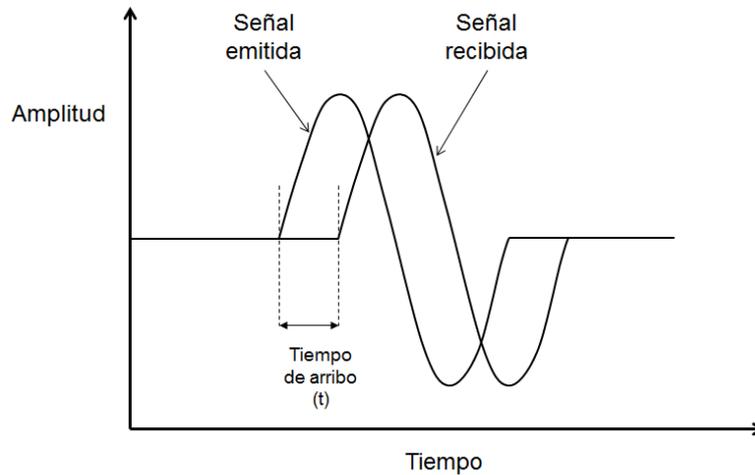


Figura 3.39. Tiempo de arribo de la onda de corte.

Tabla 3.2 Características de la lucita.

Referencia	V_s (m/s)	ρ (Mg/m ³)
Hartmann y Jarzynski (1974)	1.344	1.18
Pineda (2012)	1.317	1.18



Figura 3.40. Muestras falsas de lucita con ranuras en los extremos.

Los ensayos realizados con *bender elements* en suelos generalmente utilizan señales de excitación con frecuencias menores de 20 kHz debido a que el modo de vibración del transductor deja de ser simple a altas frecuencias de excitación, produciéndose discontinuidades en la traza de las ondas recibidas (Rio, 2006). Este fenómeno fue llamado *overshooting* por Jovičić *et al.* (1996). Sin embargo, es deseable que la frecuencia de excitación sea lo más alta posible, ya que eso ayuda a reducir el ruido en la traza de la señal recibida, producido por factores como el tamaño de la muestra o el efecto *near field*; no obstante, este valor de la frecuencia no debe alterar el modo de vibración del transductor. Pineda (2012) demostró que el rango de operación de la frecuencia utilizada en materiales rígidos es de 25 - 75 kHz para *bender elements* de este tipo de piezocerámica (PZT5A) con iguales dimensiones y condiciones de anclaje que los construidos en la presente investigación.

Jovičić *et al.* (1996) y Blewett *et al.* (2000) reconocieron la complejidad de las ondas cuadradas en el ensayo *bender element* debido a que observaron que la señal recibida no se parece a la emitida. Leong *et al.* (2005), por su parte, comprobaron que existía más ambigüedad usando ondas cuadradas que sinusoidales en la determinación del tiempo de arribo de las ondas de corte. Jovičić *et al.* (1996) recomendaron el uso de pulsos de ondas sinusoidales para este tipo de ensayos. Por todo lo anterior, se emitieron ondas sinusoidales de 30, 40 y 50 kHz (figura 3.41) para estimar la velocidad de las ondas de corte de las muestras falsas de lucita.

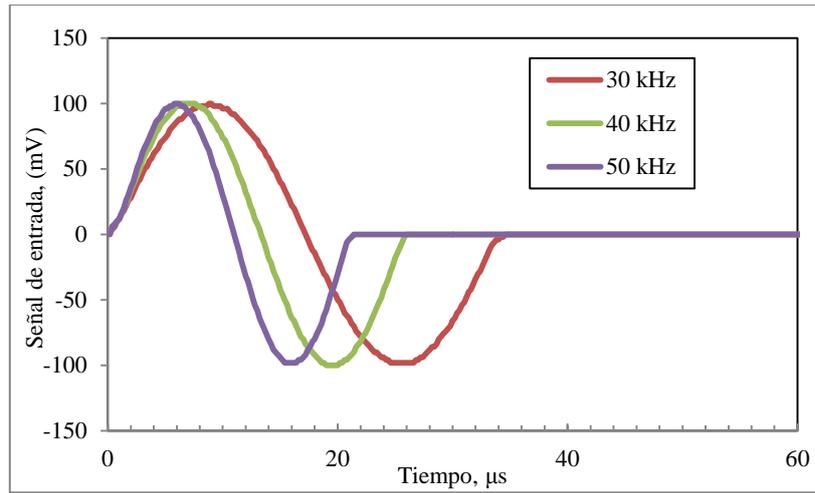


Figura 3.41. Ondas de excitación sinusoidales.

A pesar de que el ensayo con *bender elements* es un procedimiento actualmente muy extendido en los laboratorios de geotecnia, no existe un método que se imponga sobre los demás para la determinación del tiempo de llegada de las ondas de corte. Chan (2012) demostró experimentalmente que el criterio del primer arribo es igualmente bueno que los demás, pero tiene la ventaja añadida de ser más simple y rápido. Diversos investigadores han empleado dicho método con buenos resultados (p. ej. Pineda, 2012; Chan, 2012), y también fue el empleado en esta investigación.

La amplitud de las ondas de excitación fue de $20 V_{pp}$ en todos los casos. Las figuras 3.42 y 3.43 muestran las trazas de las ondas recibidas en las muestras de 38 mm x 76 mm y de 50 mm x 100 mm, respectivamente. El tiempo de arribo de la onda de corte se marca con una línea vertical punteada. En ambos ensayos, se observa que la calidad de las trazas de las ondas recibidas fue muy buena, que el arribo teórico de las ondas de corte apareció al comienzo de la primera perturbación de la traza y que no se detectó el efecto *cross-talk* ni otro ruido alguno que pudiese obstaculizar la determinación del tiempo de arribo de las ondas de corte. Se observa que en la muestra de 50 mm x 100 mm (figura 3.43) se produce un pequeño descenso en el tiempo de arribo según se incrementa la frecuencia. No obstante, esta diferencia es tan pequeña ($\approx 1\mu s$) que resulta prácticamente despreciable. Este efecto de aumento de la frecuencia no se observa en la muestra de 38 mm x 76 mm.

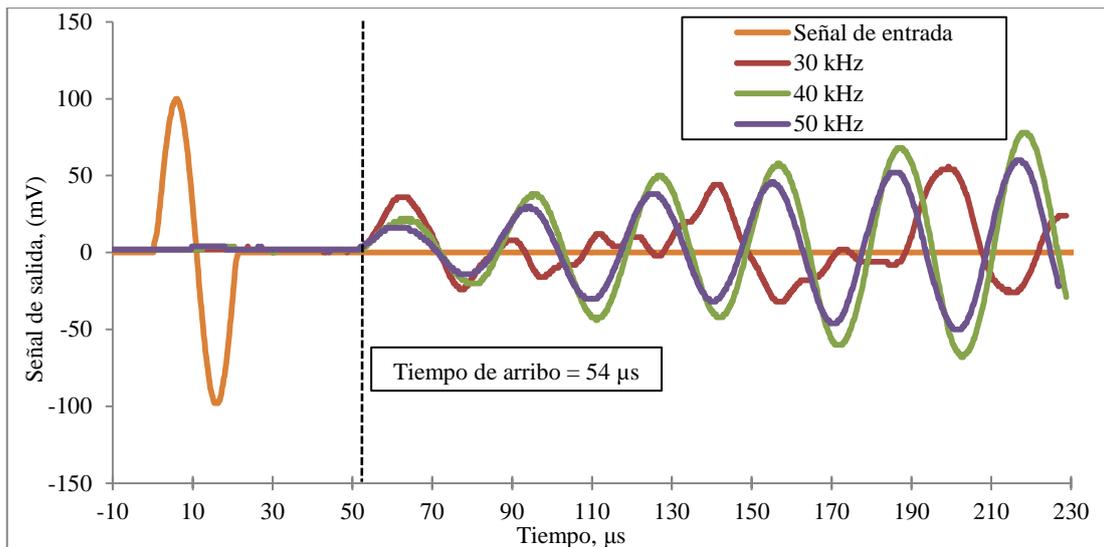


Figura 3.42. Trazas de las ondas recibidas en muestra falsa de lucita de 38 mm x 76 mm.

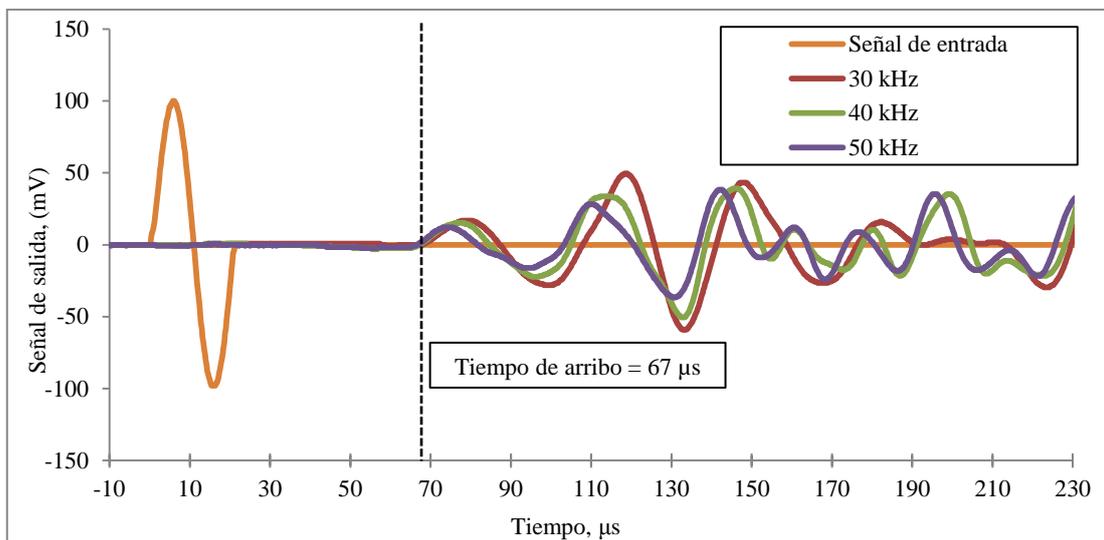


Figura 3.43. Trazas de las ondas recibidas en muestra falsa de lucita de 50 mm x 100 mm.

El efecto *near field*, que se manifiesta en las señales simuladas, no es una característica de las señales experimentales, lo que corrobora las observaciones realizadas por Pineda (2012) sobre este mismo material.

Para determinar el tiempo de arribo de las ondas de corte en las dos muestras falsas de lucita, Pineda (2012) pidió a algunos investigadores con experiencia en la interpretación del ensayo *bender element* que determinaran el instante en que la onda de corte llega al receptor. Los tiempos de arribo medidos en esta investigación y los encontrados por estos investigadores en ambas muestras de lucita se exponen en la tabla 3.3.

Tabla 3.3. Tiempos de arribo (μs) de las ondas de corte en muestras falsas de lucita.

Referencia	Lucita	Lucita
	38 x 76	50 x 100
	50.0	66.0
Pineda (2012)	51.0	59.0
	51.3	66.4
	57.5	68.0
Estudio	*52.0	*65.0

*tiempos corregidos con $-2\mu\text{s}$ por tiempo de retardo del equipo *bender element*.

La siguiente ecuación se utilizó para determinar la velocidad de la onda de corte:

$$V_s = \frac{L}{t} \tag{3.4}$$

En dicha ecuación, t es el tiempo de arribo y L la longitud efectiva que la onda de corte recorre; es decir, la distancia entre las puntas del emisor y la del receptor. Debido a que tanto emisor como receptor penetran 4 mm en la muestra falsa, la longitud efectiva es de 68 mm en el caso de la muestra de lucita de 38 mm de diámetro y de 92 mm en el de la muestra de 50 mm de diámetro. Los valores de velocidad de las ondas de corte medidos en las muestras falsas de lucita realizadas en este estudio y los determinados por Pineda (2012) y Hartmann y Jarzynski (1974) se muestran en la tabla 3.4.

Tabla 3.4. Velocidades de las ondas de corte (m/s) en muestras falsas de lucita ($\rho = 1.18 \text{ Mg/m}^3$).

Referencia	Lucita	Lucita
	38 x 76	50 x 100
Hartmann y Jarzynski (1974)	1,344	1,344
Pineda (2012)	1,317	1,425
Estudio	1,308	1,415

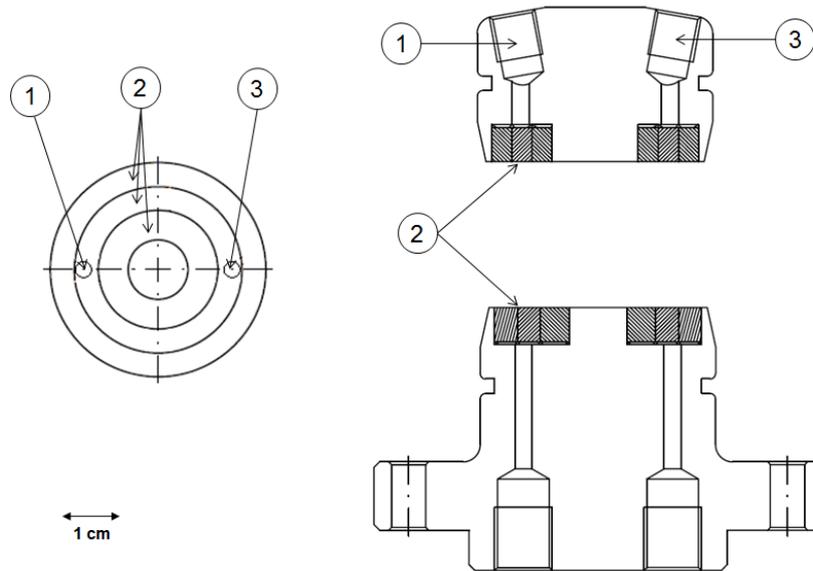
Los valores del tiempo de arribo obtenidos y, por consiguiente, los de la velocidad de las ondas de corte son bastantes similares a los conseguidos por las dos investigaciones de referencia, lo que confirma el correcto funcionamiento de los *bender elements* fabricados para este estudio.

La aparente ausencia del efecto *near field*, que se manifiesta como un bulto de polaridad contraria a la de la señal de entrada, se debe a una combinación de tres aspectos: a la distancia de arribo, a que el material presenta poca atenuación de la señal (caso contrario a los suelos) y a la interferencia de rebotes laterales y finales. En aquellas situaciones en que el material presenta poca atenuación –como es el caso de los metales y polímeros–, los efectos de interferencia por rebotes laterales y finales sobre la traza de la onda recibida son importantes y enmascaran la presencia del mencionado efecto *near field* (Pineda, 2012).

3.6 Sistemas de medida complementarios

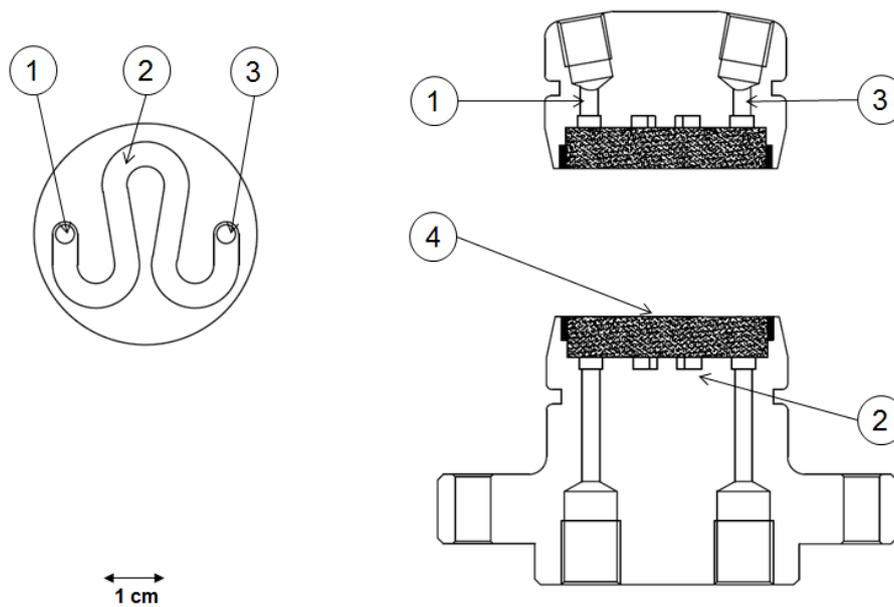
Además de los diferentes pedestales y cabezales diseñados en el presente trabajo tanto para medir y controlar la succión como para albergar los dispositivos *bender elements*, se construyeron otros juegos de pedestales que sirvieran como apoyo a los sistemas antes descritos. Se diseñó un juego de pedestal y cabezal con el que realizar las trayectorias que no requerían control o medida de la succión, como las de carga saturada (figura 3.44). Estas piezas poseen un sistema de entrada y salida de presión de agua o aire, según se requiera, y un filtro compuesto por tres anillos metálicos concéntricos cuyas dimensiones son: 20 mm x 5 mm, 28 mm x 4 mm y 36 mm x 4 mm.

Adicionalmente, se diseñó un pedestal y un cabezal que solamente portan una piedra cerámica (figura 3.45). Estos elementos se construyeron como una variante del sistema para el control de la succión (sección 3.4.2) mediante la técnica de traslación de ejes. La piedra cerámica instalada en cada pieza posee un valor de entrada de aire de 1.5 MPa. Sus dimensiones son: 34 mm de diámetro y 7.15 mm de altura. Tanto el pedestal como el cabezal cuentan con una entrada y una salida de la presión de agua. Estos conductos se encuentran bajo la piedra cerámica y están unidos por un canal de 3 mm de profundidad en forma ondulada que permite aplicar un flujo de agua a presión bajo la piedra cerámica para eliminar el aire disuelto que se almacena en ese sitio debido a la difusión del mismo.



1) Entrada de la presión de agua o aire. 2) Filtros de acero. 3) Salida de la presión de agua o aire.

Figura 3.44. Diagrama del cabezal y pedestal solo con filtros metálicos.



1) Entrada de la presión de agua. 2) Canal de 3 mm de profundidad. 3) Salida de la presión de agua. 4) Piedra cerámica.

Figura 3.45. Diagrama de cabezal y pedestal únicamente con piedra cerámica.

La combinación de estos dos sistemas de medida permite controlar la succión mediante la técnica de traslación de ejes de una manera distinta a la expuesta en la sección 3.4.2, pero empleando el mismo principio de operación. Así, el pedestal de solo de piedra cerámica se utiliza para aplicar la presión de

agua, mientras que el cabezal de solo de filtro se usa para hacer lo propio con la de aire. Estas piezas pueden intercambiarse con las de los demás sistemas dependiendo del tipo de ensayo que se requiera.

3.7 Sistema de adquisición de datos

El registro de los datos se realizó con el módulo de adquisición DEWE43, del fabricante DEWETRON. Posee 8 canales con conexión directa para todo tipo de sensores además de 8 *supercounters*, cada uno de los cuales puede utilizarse como un contador o como tres entradas digitales (24 entradas digitales en total), y otros 2 canales CANBUS de alta velocidad (figura 3.46). Sus dimensiones son de 225 mm x 80 mm x 45 mm, opera a temperaturas de entre - 20 °C y 60 °C, su fuente de alimentación es de 6 - 36 VDC, posee un adaptador AC, su consumo máximo de energía es de 11 W y permite la adquisición simultánea de todos sus canales. Dichos canales poseen un filtro *antialiasing*, son de tipo universal y limpian la señal antes de hacer una conversión analógica-digital. El sistema permite la grabación sincronizada de diferentes señales, como presión, temperatura, torque, velocidad, aceleración, fuerza, sonido y frecuencia, entre otras.



Figura 3.46. Sistema de adquisición de datos DEWE43 (DEWE43 Technical reference manual 2012).

Sus características son las siguientes:

* Entradas analógicas.

Número de canales	8 con adquisición simultánea
Resolución	24 bits
Rango de entrada	± 10 mV, ± 100 mV, ± 1 V, ± 10 V
<i>Full bridge</i>	± 10 mV/V, ± 100 mV/V, ± 1000 mV/V

Poseen su propio convertidor sigma-delta A/D, y se muestrea a 204,8 kS/s/Ch.

* Características del amplificador

Precisión	± 0.1 % de rango, ± 0.5 mV
Impedancia entrada	$20\text{M}\Omega \parallel 47\text{Pf}$ (diferencial), $10\text{M}\Omega \parallel 33\text{Pf}$ (modo común)
CMRR	>80 dB
Alimentación a sensores	± 5 V 0.1 % @ 50 mA, 12 V @ 100 mA por canal (total máx. 5W)
Acoplamiento modos de tensión	DC
Protección contra sobretensiones	± 70 V
Relación señal-ruido @ $f_s < 1000\text{Hz}$	<100 dB
<i>Crosstalk</i>	<100 dB

* Contadores/entradas digitales

Número de canales	8 contadores o 24 entradas digitales
Resolución	32 bits
Base de tiempo	102.4 MHz
Niveles de señal	TTL/CMOS
Protección contra sobretensiones	30 V

Por medio de una conexión USB 2.0, el DEWE43 se conecta al ordenador en el que se almacenan los datos para su posterior análisis gracias a su *software* DS-7-PROF. Dicho *software* va incluido con el equipo y dispone de módulos especiales para análisis de sonido, vibraciones rotacionales y torsionales, *order tracking*, análisis modal, etc. (figura 3.47). Cuenta, además, con herramientas matemáticas de análisis, y también permite extraer los datos almacenados para su estudio en programas como Excel, Matlab, DIAdem, FlexPro, entre otros.

Los cinco dispositivos LVDT utilizados en la determinación de la deformación de la muestra y el sensor de presión en miniatura empleado para medir la evolución de la succión en muestras cargadas a humedad constante se conectan al DEWE43. El mencionado *software* permite calibrar los instrumentos de medida de manera que los datos obtenidos por todos los sensores pueden visualizarse en la pantalla del ordenador en tiempo real y en sus respectivas unidades de medida (mm y kPa). Esto se consigue mediante factores de calibración que transforman el voltaje de salida de los sensores en esas unidades.

Time	LVDT 0 mm	LVDT 1 mm	LVDT 2 mm	LVDT 3 mm	LVDT 4 mm	SENSOR kPa
16.987.4	-5.6529	-5.1916	-5.0732	-4.2114	-5.0024	0
16.987.2	-5.6525	-5.1916	-5.0734	-4.2115	-5.0026	0
16.987.0	-5.6522	-5.1916	-5.0734	-4.2114	-5.0027	0
16.986.8	-5.6519	-5.1915	-5.0736	-4.2115	-5.0029	0
16.986.6	-5.6516	-5.1915	-5.0738	-4.2115	-5.0031	0
16.986.4	-5.6512	-5.1915	-5.0740	-4.2115	-5.0033	0
16.986.2	-5.6511	-5.1914	-5.0741	-4.2115	-5.0034	0
16.986.0	-5.6509	-5.1913	-5.0743	-4.2114	-5.0035	0
16.985.8	-5.6507	-5.1911	-5.0744	-4.2114	-5.0037	0
16.985.6	-5.6506	-5.1910	-5.0746	-4.2114	-5.0037	0
16.985.4	-5.6506	-5.1908	-5.0745	-4.2114	-5.0038	0
16.985.2	-5.6506	-5.1906	-5.0745	-4.2115	-5.0040	0
16.985.0	-5.6506	-5.1903	-5.0745	-4.2115	-5.0041	0
16.984.8	-5.6507	-5.1902	-5.0745	-4.2116	-5.0041	0
16.984.6	-5.6506	-5.1899	-5.0745	-4.2117	-5.0042	0
16.984.4	-5.6506	-5.1897	-5.0744	-4.2118	-5.0044	0
16.984.2	-5.6506	-5.1895	-5.0744	-4.2120	-5.0045	0
16.984.0	-5.6506	-5.1893	-5.0743	-4.2121	-5.0046	0
16.983.8	-5.6506	-5.1890	-5.0741	-4.2122	-5.0048	0
16.983.6	-5.6506	-5.1889	-5.0741	-4.2124	-5.0049	0
16.983.4	-5.6506	-5.1886	-5.0739	-4.2125	-5.0050	0

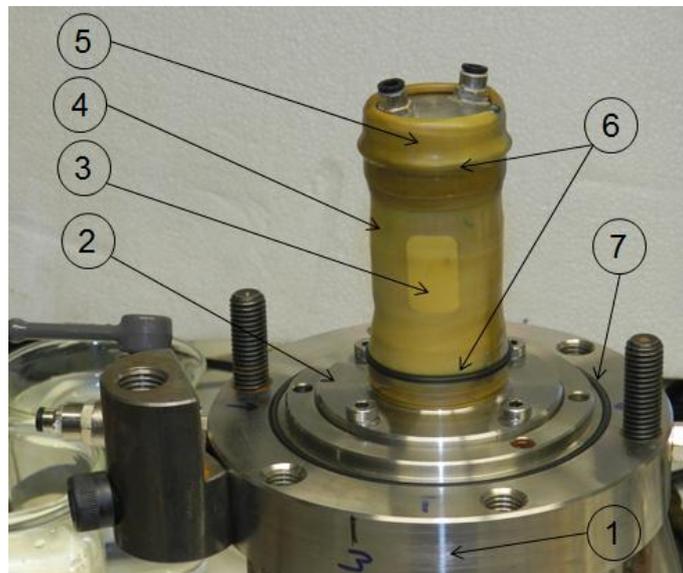
Figura 3.47. Interfaz del software DEWESoft 7.0.4.

3.8 Procedimiento de montaje de ensayo isótropo

El proceso general de montaje de la nueva célula isótropa se describe en esta sección, y se hace lo propio con el procedimiento seguido durante los diferentes ensayos en las siguientes. El diseño de la nueva célula isótropa permite usar diferentes pedestales y cabezales según el ensayo que se desee llevar a cabo. Se cuenta con cabezales y pedestales que permiten realizar cargas isótropas a succión o humedad constantes, así como también cargas isótropas saturadas. Todos estos ensayos se efectúan midiendo la deformación de la muestra mientras se ejecutan los mismos, lo que hace posible conocer la evolución del grado de saturación durante las trayectorias de carga.

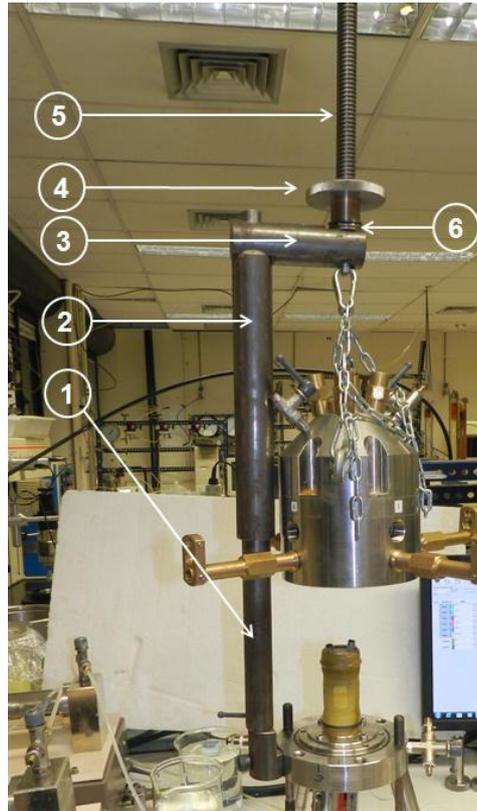
Una vez definido el tipo de ensayo que se desea ejecutar, el pedestal correspondiente se instala en la base de la célula y se fija a ella mediante sus cuatro tornillos Allen. Posteriormente, la muestra de suelo de 38 mm x 39 mm se coloca en el pedestal y, después, se posiciona el cabezal adecuado para ese ensayo. Mediante un acoplador, una membrana de látex de 0.3 mm de espesor se emplaza sobre la muestra para separarla del fluido confinante. En todos los ensayos, se efectúa una monitorización de las deformaciones sufridas por la muestra mediante el sistema de medida de palpadores. De ese modo, se ponen pequeñas placas flexibles de aluminio sobre la membrana de látex en los puntos en que los palpadores radiales entran en contacto con la muestra. Esto se hace con la finalidad de que tales placas repartan la presión que los palpadores radiales puedan ejercer sobre la muestra de manera uniforme y, así, evitar imponer deformaciones al suelo. Tras colocar las placas de aluminio, se pone otra membrana de látex para asegurar la estanqueidad de la muestra. El montaje de ambas membranas se realiza cuidadosamente y con las líneas de presión de aire del pedestal y del cabezal abiertas para no atrapar aire. El correcto ajuste de las membranas con el pedestal y el cabezal se consigue utilizando juntas tóricas (figura 3.48).

A continuación, se procede a colocar la campana sobre la base. Previamente a su montaje, hay que verificar la correcta instalación de la tórica exterior –situada en la base– para la estanqueidad de la cámara, que garantiza que el sistema permanezca herméticamente cerrado (punto 7 en la figura 3.48). Un sistema de elevación específicamente diseñado permite ensamblar la campana a la base de la célula (figura 3.49). En los extremos superiores de la campana, es posible instalar dos cáncamos que se sujetan con cadenas para su posterior elevación. El sistema de elevación funciona de la siguiente manera: la columna de la pluma de elevación se ensambla sobre la columna de control de deformación axial; seguidamente, se coloca la viga de la pluma de elevación, por la cual pasa un tornillo de elevación que puede regularse mediante una maneta de maniobra (figura 3.49). Las cadenas que sujetan a la campana se enganchan en un extremo del tornillo de elevación, y es posible levantar a la campana girando la maneta anti-giro en el sentido de las agujas del reloj. Cuando la campana ya está sujeta sobre la muestra, como se ilustra en la figura 3.49, pueden realizarse las conexiones de tubería flexible que se necesiten sobre el cabezal. Esta tubería flexible sale por la parte superior de la campana (figura 3.50). La maneta anti-giro impide que el tornillo de elevación se mueva hacia abajo debido al peso de la campana. En este punto, se procede a cerrar las líneas de presión de aire que se abrieron para colocar las membranas, con lo que se evita la evaporación del agua contenida en la muestra.



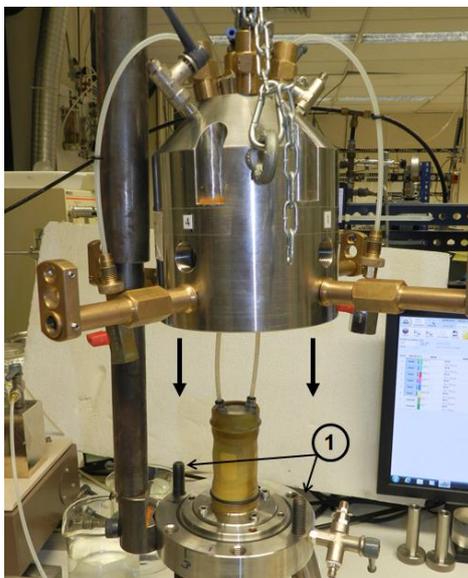
1) Base de la célula. 2) Pedestal. 3) Placas flexibles de aluminio. 4) Muestra de suelo. 5) Cabezal. 6) Juntas tóricas para ajuste de las membranas. 7) Tórica exterior para estanqueidad de la cámara.

Figura 3.48. Colocación de muestra en pedestal.

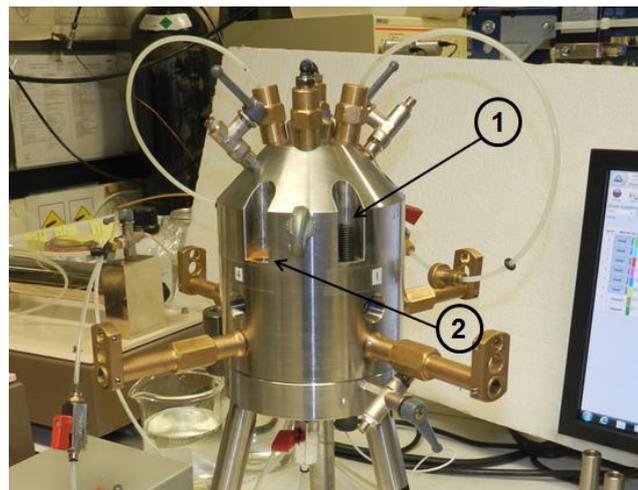


- 1) Columna de control de deformación axial. 2) Columna de la pluma de elevación. 3) Viga de la pluma de elevación. 4) Tuerca de maniobra de elevación. 5) Tornillo de elevación. 6) Maneta anti-giro del tornillo de elevación.

Figura 3.49. Sistema de colocación de la campana.



(a)



(b)

- 1) Tornillos de sujeción provenientes de la base. 2) Entrada de los tornillos de fijación provenientes de la campana.

Figura 3.50. Colocación de la campana sobre la base de la célula isotropa.

Realizadas las conexiones que se requieran sobre el cabezal, se procede a bajar la campana girando la maneta anti-giro en sentido contrario al de las agujas del reloj (figura 3.49). Como se observa en la figura 3.50 (a), los tornillos de fijación provenientes de la base fungen como guías para el correcto ensamblaje de la campana con la base. Una vez ensamblada la campana (figura 3.50 (b)), su posición se asegura apretando los tornillos de sujeción procedentes de la base con las tuercas de apriete, y estas se colocan en la campana. A continuación, se sitúan los cuatro tornillos de fijación provenientes de la campana. Ya que la unión entre la base y la campana está asegurada, se instalan los cuatro cartuchos-guía radiales y el cartucho-guía axial que albergan al sistema de medida de deformaciones. Estos cartuchos-guía poseen juntas tóricas que impiden la fuga del fluido de confinamiento, con lo que se consigue que la cámara permanezca herméticamente cerrada.

El paso siguiente consiste en llenar la cámara de la célula isótropa con el fluido confinante; en el caso concreto de esta investigación, se usó agua desairada. Es importante que tanto el agua de la cámara de confinamiento como la de todos los conductos de agua a presión no contengan aire disuelto ni en su fase gaseosa. Por ese motivo, tanto el agua utilizada para llenar la cámara del equipo isótropo como la empleada para generar la presión de agua bajo las piedras cerámicas fueron completamente desairadas mediante una bomba de succión. Un controlador digital de presión de agua GDS introduce el agua en la cámara de confinamiento a través de una entrada situada en la base de la célula. Una vez que tanto la cámara de confinamiento como todas las líneas de agua están totalmente llenas, se cierra la totalidad de las salidas quedando únicamente abierto el canal que conecta al controlador de presión de agua GDS con la cámara. Para evitar que se produzcan fugas por los cartuchos de sujeción –salidas de la tubería flexible conectada al cabezal, situadas en la parte superior de la campana–, se instala una junta tórica. Esa tórica está atravesada por la tubería flexible, y se deforma mediante una tuerca de apriete hasta que sella todos los espacios (figura 3.51).

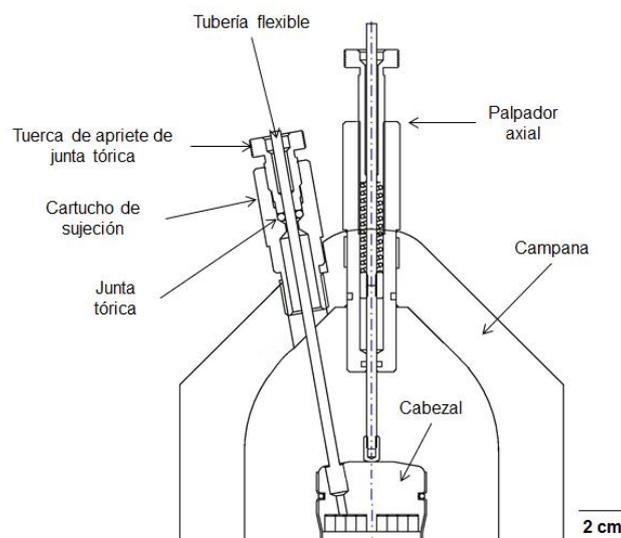
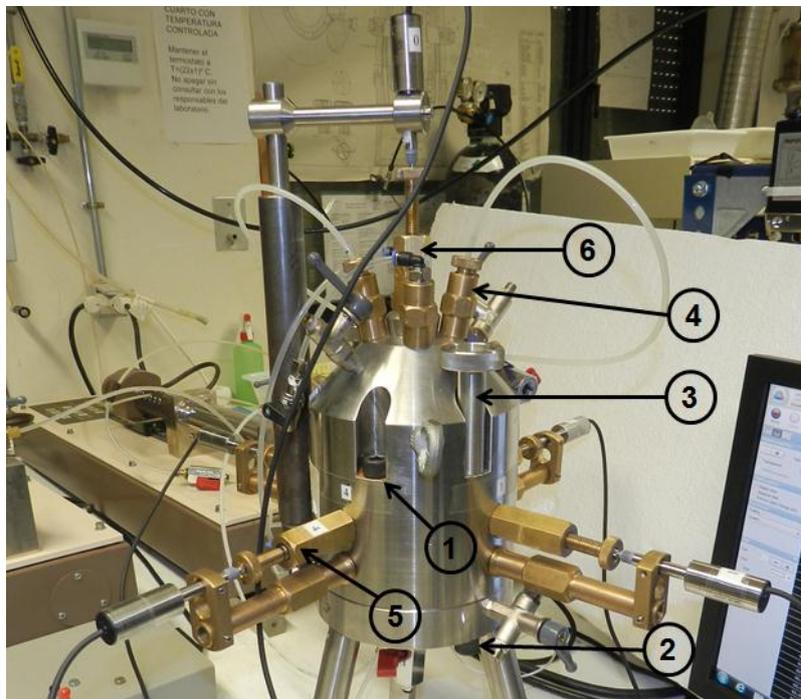


Figura 3.51. Sistema para evitar fugas en la salida superior de la tubería flexible.

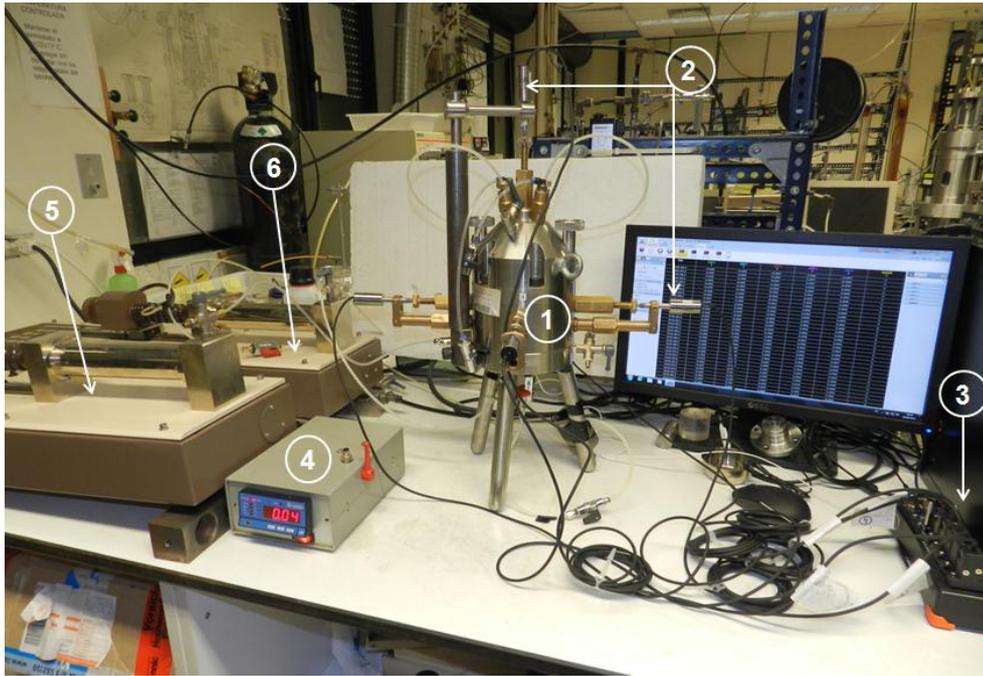
A continuación, se impone una presión de 20 kPa para asegurar el acoplamiento de las membranas al suelo así como el de todos los componentes, lo que reduce considerablemente el número de errores obtenidos en la determinación de las deformaciones debido a reajustes de las piezas del sistema. Esta presión de confinamiento asegura el ajuste con la muestra de las pequeñas placas de aluminio que fueron colocadas en los puntos de contacto con los palpadores radiales. Posteriormente, los cinco palpadores se ponen en contacto con la muestra y los dispositivos LVDT se instalan en sus extremos apoyados sobre sus respectivos soportes (figura 3.52).

Todas las medidas se ponen a cero en el *software* de adquisición de datos a la espera de iniciar la medición. Las figuras 3.52 y 3.53 muestran al nuevo equipo isótropo ensamblado.



- 1) Tornillo de fijación proveniente de la campana.
- 2) Tornillo de fijación proveniente de la base.
- 3) Tuerca de apriete.
- 4) Salida de tubería flexible.
- 5) Sistema de medida de deformación radial.
- 6) Sistema de medida de deformación axial.

Figura 3.52. Nueva célula isótropa ensamblada.



1) Equipo isótropo. 2) Sistema de medida de deformaciones radial y axial. 3) Sistema de adquisición de datos DEWE43. 4) Transductor de presión de aire. 5) Controlador de la presión de confinamiento. 6) Controlador de la presión de agua debajo de la piedra cerámica.

Figura 3.53. Sistema completo de la nueva célula isótropa.

Hasta aquí, se ha descrito el procedimiento general de montaje de la célula isótropa. Las particularidades de cada tipo de ensayo se exponen en los siguientes párrafos.

3.8.1 Metodología de ensayos

Para realizar los ensayos de carga isótropa saturada, se utilizaron el pedestal y el cabezal que solamente poseen filtros de acero; estas piezas se describen en la sección 3.6. El procedimiento seguido se describe a continuación:

- Después de fijar el pedestal a la base de la célula, se saturan sus líneas de presión con agua destilada y desairada. La salida de presión de agua del pedestal se cierra mediante una válvula hidráulica, mientras que la entrada se encuentra comunicada con un controlador de presión de agua GDS.
- La muestra se coloca de la forma referida en el procedimiento general. Durante la colocación de la muestra, las conexiones del cabezal se dejan abiertas a presión atmosférica para evitar atrapar aire.
- Con la célula isótropa montada y herméticamente cerrada, y siguiendo el procedimiento descrito en la sección 3.8, se aplica una presión confinante de 20 kPa para asegurar el ajuste de las piezas.

- Se inicia la saturación de la muestra mediante la aplicación de una presión de agua de 10 kPa en la base del pedestal, con lo que se consigue una carga piezométrica de 1 m, produciéndose así un flujo ascendente.
- Una vez que el agua ha comenzado a salir por las líneas del cabezal, se mantiene dicho flujo durante 24 horas. Pasado este tiempo, se considera que la muestra ya está saturada.
- Para iniciar la carga isotrópica, se programa en el controlador digital de presión de agua GDS –que es el que proporciona la tensión confinante– un incremento de presión de 1 kPa por minuto. Es posible medir las deformaciones de la muestra durante toda la carga isotrópica.

El pedestal descrito en la sección 3.4.2 se utilizó en los ensayos de carga isotrópica a succión constante, mientras que el de la sección 3.4.3 fue empleado en los ensayos a humedad constante. En ambos casos, se utilizó el cabezal de solo filtro de acero mencionado anteriormente en la sección 3.6. Esta configuración basta con el pedestal para aplicar la técnica de traslación de ejes, ya que este cuenta con sistemas con los que aplicar presión de agua y aire. Las conexiones del cabezal se mantienen, asimismo, cerradas en ambos casos. El reducido tamaño de la muestra (38 mm x 39 mm) permite que los tiempos de equilibrado sean cortos a pesar de utilizar únicamente el pedestal para imponer la succión.

Para la realización de estos ensayos, las piedras cerámicas de alto valor de entrada de aire se saturaron según el procedimiento descrito en la sección 3.4.1. Después de hacerlo, las líneas de presión de agua situadas bajo la piedra cerámica se mantuvieron saturadas. A continuación, la muestra se colocó en el pedestal. El canal de presión de aire del pedestal, que se mantuvo a presión atmosférica durante la colocación de la membrana, se conectó a la línea de presión de aire. Siguiendo el procedimiento antes descrito, la campana y el sistema de medida de deformaciones se colocan. Cuando el sistema está herméticamente cerrado, se aplica una presión de confinamiento de 20 kPa para asegurar el acoplamiento de todos los componentes. Antes de iniciar la carga isotrópica, se lleva al suelo hasta una condición inicial de succión mediante la técnica de traslación de ejes. La tensión neta permaneció constante durante esta etapa ($p - u_a = 20$ kPa).

La condición inicial de succión se mantiene hasta alcanzar el equilibrio de la muestra dentro de la muestra; es decir, cuando la succión impuesta es uniforme dentro del suelo y no se aprecian cambios en el contenido de agua de la muestra. Las trayectorias tensionales llevadas a cabo y el criterio seguido para suponer que la muestra está en equilibrio se explican en el capítulo 5.

Llegados a este punto, en los ensayos a succión constante, se prosigue aplicando la carga isotrópica hasta la tensión que se desee incrementando únicamente la presión de confinamiento y dejando constantes la presión de aire y de agua; esto es, manteniendo invariable el valor de la succión ($s = u_a - u_w$). Además de hacer que la presión de agua permanezca constante, el controlador de presión GDS conectado al

pedestal registra cambios en el contenido de agua de la muestra ocasionados por la imposición de la succión.

Como se mencionó en la sección 3.4.3, la presión de agua en rango positivo (trasladada mediante la aplicación de presión de aire) debajo de la piedra cerámica se midió con el objeto de determinar la evolución de la succión durante el ensayo isótropo a humedad constante. En este tipo de ensayos, una vez que la muestra se encuentra en su condición inicial de succión, se verifica que el sensor de presión en miniatura EPX-N1 –que se encuentra alojado en el pedestal– refleje la presión positiva de agua debajo de la piedra cerámica en su lectura. No obstante, las líneas de presión de agua (situadas bajo la piedra cerámica) se cierran antes de iniciar la carga isótropa, aislando de ese modo a la cámara situada debajo de la cerámica, y esta solamente se comunica con la muestra. El ensayo se realiza incrementando exclusivamente la presión de confinamiento y dejando constante la del aire. Las variaciones de la succión en la muestra se evidencian en un cambio de la presión de agua en la cámara emplazada bajo la piedra cerámica. Estos cambios son registrados por el sensor de presión en miniatura con una resolución de 1 kPa.

Durante la ejecución de todos los ensayos, se registran los cambios volumétricos sufridos por la muestra y los relativos a su contenido de humedad, lo que hace posible conocer la evolución del grado de saturación de la trayectoria en todo momento.

Es muy importante, asimismo, aplicar flujos de agua a presión debajo de las piedras cerámicas cada 24 horas para evitar la acumulación de posibles burbujas de aire que hayan pasado a través de las mismas por difusión en la ejecución de ensayos que involucren a piedras con un alto valor de entrada de aire.

Terminado el ensayo, los palpadores se retiran girando la tuerca de apriete hasta su posición inicial. Posteriormente, la tensión neta se lleva al estado que tenía antes de aplicar la carga isótropa. A continuación, la presión de aire (u_a), la tensión de confinamiento (σ_3) y la presión de agua (u_w) se reducen simultáneamente hasta obtener una presión nula sobre la muestra. Después, las membranas se retiran con cuidado y la muestra se quita del pedestal. Hecho esto, las dimensiones físicas de la probeta se miden para comprobar las lecturas tomadas por los palpadores. Finalmente, se determina su contenido de humedad mediante secado en el horno a 110° durante 24 horas.

3.9 Procedimiento de montaje del ensayo con *bender elements*

El objetivo de este ensayo es determinar la velocidad de las ondas de corte (V_s) que atraviesan a la muestra y conocer el valor del módulo de corte a pequeñas deformaciones asociado a esta velocidad. Debido a que dicho módulo de corte está pensado como una variable que depende de otros estados descriptores –por ejemplo, la tensión confinante, la relación de vacíos, la succión, el contenido de humedad, etc.–, es necesario llevar a la muestra del suelo al estado en que deseamos evaluar el

mencionado módulo. En el capítulo 5 se describen los estados tensionales en los que las velocidades de las ondas de corte y sus correspondientes módulos se evaluaron.

En la presente investigación, se utilizó la configuración clásica del ensayo con *bender elements* (figura 3.30), donde el *bender* emisor se instala en el cabezal y el *bender* receptor en el pedestal. Distintos investigadores han utilizado esta configuración con muy buenos resultados en la determinación de la velocidad de las ondas de corte (Yamashida *et al.*, 2009; Arroyo *et al.*, 2010; Pineda, 2010; Chan, 2010, 2012; Gu *et al.*, 2013).

Los *bender elements* se alojaron en el pedestal y cabezal descritos en la sección 3.5.3. Posteriormente, el pedestal se fijó a la base de la nueva célula isótropa mediante cuatro tornillos Allen (figura 3.54). Siguiendo el diagrama de conexión descrito en la figura 3.30, los dispositivos *bender elements*, el generador de funciones, el preamplificador y el osciloscopio fueron conectados al sistema. El siguiente paso consistió en la preparación de la muestra para su posterior colocación en el equipo isótropo.



Figura 3.54. *Bender elements* alojados en pedestal y cabezal.

El acoplamiento entre los *bender elements* y las muestras es determinante para la correcta transmisión y recepción de las ondas de corte debido a que la energía que se envía a la muestra depende de este factor. La manera en que los *bender elements* fueron introducidos en las muestras obedeció, esencialmente, a su rigidez. De ese modo, se insertaron manualmente en probetas de suelos blandos (compactadas del lado húmedo) sin la ayuda de herramienta alguna, mientras que se hicieron ranuras con las medidas exactas de la piezocerámica para garantizar el máximo contacto entre el transductor y la muestra en el caso de probetas más rígidas (compactadas del lado seco). La inserción de los dispositivos y

la construcción de las ranuras se llevaron a cabo con la máxima precaución posible para evitar dañar a las piezocerámicas y reducir al mínimo la alteración de la muestra.

Para hacer las ranuras de 4 mm de profundidad que alojarían a los transductores, fue empleado un taladro en miniatura del fabricante Maquelec Internacional con una broca de 1.2 mm de diámetro (figura 3.55). La correcta alineación de emisor y receptor es otro factor muy importante que afecta directamente a la calidad de la señal recibida. Se entiende que los transductores están alineados cuando ambos comparten el mismo plano. Si este requisito no se cumple, el receptor percibe una señal débil y un incremento del ruido en la señal (Gohl y Finn, 1991). Con el objeto de asegurar la alineación de las ranuras, se utilizó un molde portamuestras (Pineda, 2012), el cual puede verse en la figura 3.55.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.55. Taladro en miniatura y molde portamuestras.

El molde portamuestras está fabricado en latón, y fue específicamente diseñado para colocarlo sobre la base del taladro. Mediante sus dos tornillos Allen, es posible ajustarlo de modo que pueden emplazarse probetas de diferentes tamaños (figura 3.55). Se construyeron rieles en sus extremos, los cuales permiten fijarlo a la base del taladro en miniatura restringiendo el movimiento de la muestra

mientras se hacen las ranuras. Para llevar a cabo esto último, la muestra se coloca en el molde y los tornillos Allen se ajustan lo suficiente para que dicha muestra no se mueva. El molde, por su parte, se fija a la base del taladro en miniatura y se ajusta para hacer la ranura en el centro de la muestra. El taladro permite realizar las ranuras con bastante precisión, ya que posee una pantalla digital que controla el avance de la perforación en todo momento con una resolución de 0.01 mm. Una vez que la ranura está hecha en un extremo de la muestra, se gira el molde del revés y se hace la ranura del extremo opuesto. Con este procedimiento, se garantiza que los *bender elements* estarán perfectamente alineados cuando se instalen en la muestra.

Con el propósito de asegurar la correcta alineación de emisor y receptor en el caso de las muestras más blandas, se utilizó el molde portamuestras para marcar el sitio en el que, posteriormente, los dispositivos se insertarían manualmente. Ensayos llevados a cabo por Chan *et al.* (2010) demostraron que la instalación de los *bender elements* en muestras de arcilla prácticamente no genera ninguna alteración en el suelo independientemente de la tasa de penetración de los dispositivos o del tamaño de la muestra.

Posteriormente, la muestra se posiciona en el pedestal y el cabezal, asimismo, se instala (figura 3.56).



Figura 3.56. Muestra montada para ensayo *bender element*.

Para ayudar a evitar la recepción de señales o ruidos externos que obstaculizarían la detección del arribo de las ondas de corte (efecto *cross-talk*), se dio una toma de tierra a ambas sondas (Brocanelli y Rinaldi, 1998; Lee y Santamarina, 2005).

Estando la muestra ya montada en la célula isótropa, se coloca una membrana de látex de 0.3 mm de espesor para separarla del fluido confinante. La membrana se ajusta al pedestal y al cabezal mediante juntas tóricas. Al igual que en los casos previos, es posible medir con el sistema de palpadores anteriormente descrito, las deformaciones que sufre la muestra. Cuando la membrana está bien ajustada al cabezal y al pedestal, la campana se coloca y ajusta a la base siguiendo el procedimiento descrito en la sección 3.8. El cable coaxial del *bender emisor* (que se encuentra en el cabezal) se comunica con el exterior por una salida hecha en la base del equipo, y un racor eléctrico situado en el exterior de la célula (figura 3.5) asegura la estanqueidad del conjunto.

Mediante el controlador de presión de agua GDS, se aplica la tensión confinante que se desee para el ensayo. Cuando la muestra está en el estado tensional deseado, se aplica una señal eléctrica de excitación al *bender emisor* con el generador de funciones. La forma de las señales utilizadas en todos los ensayos fue sinusoidal, ya que es el tipo de onda que ofrece menos ambigüedad en la interpretación según Leong *et al.* (2005); en la actualidad, es la forma más utilizada para determinar la velocidad de las ondas de corte con el ensayo *bender element* (Hird y Chan, 2008; Ezaoui y Benedetto, 2009; Yamashida *et al.*, 2009; Arroyo *et al.*, 2010; Chan, 2012; Gu *et al.*, 2013). Se utilizaron frecuencias de entre 15 y 30 kHz con una amplitud de onda de 20 Vpp en todos los casos. El hecho de que no se produzcan alteraciones en la muestra de suelo con estos valores motivó su utilización (Jovičić *et al.*, 1996; Viggiani, 1997); además, el modo de vibración del transductor no se ve alterado dentro de este rango (Pineda, 2012).

Las ondas recibidas y enviadas se observan directamente en el osciloscopio. Ambas señales son almacenadas con un registro del tiempo en el que se desarrollan y, después, se extraen por medio del puerto USB del osciloscopio para su posterior análisis. La diferencia entre la emisión de la señal y su recepción representa el tiempo de propagación de la onda de corte (t).

Para determinar la velocidad de las ondas de corte, se utilizó la longitud efectiva de arribo (L), que se define como la distancia entre los extremos del emisor y del receptor una vez que están anclados en la muestra (*tip-to-tip distance*). Este criterio ha sido empleado por distintos investigadores proporcionando buenos resultados (Viggiani y Atkinson, 1995; Brignoli *et al.*, 1996; Lee y Santamarina, 2005; Pineda, 2012; Chan, 2010, 2012).

El método del primer arribo se usó en esta investigación para determinar el tiempo de llegada de las ondas de corte debido a que distintos investigadores lo han empleado también con óptimos resultados (Viana da Fonseca *et al.*, 2009; Camacho-Tauta *et al.*, 2012; Pineda, 2012; Chan, 2012). Según se desprende de los ensayos realizados durante la calibración de los *bender elements* (sección 3.5.4) en muestras de lucita, el arribo de las ondas de corte se produce muy cerca del comienzo de la primera perturbación en la señal de llegada. En dichos ensayos, ese criterio demostró tener una buena aproximación a los resultados obtenidos sobre el mismo material por parte de otros investigadores. Por todo lo anterior, se considera que este método es una alternativa simple que proporciona datos fiables sin requerir herramientas adicionales, como *software* de cálculo y equipos especiales, que supondrían más

tiempo y mayores costes para llevar a cabo la estimación del tiempo de arribo de las ondas de corte (Chan, 2012).

Ya conocida la distancia efectiva (L) y el tiempo de propagación de las ondas (t), fue posible determinar la velocidad de las ondas de corte con la ecuación 3.4. Posteriormente, con la ecuación 3.5 se calcula el módulo de corte en función de la velocidad de la onda transmitida y teniendo en cuenta la densidad del suelo (ρ) en el instante de realizar el ensayo.

$$V_s = \frac{L}{t} \quad 3.4$$

$$G_o = \rho V_s^2 \quad 3.5$$

Como se refirió en la sección 3.5.3, el pedestal y el cabezal diseñados para albergar a los dispositivos *bender elements* poseen una entrada y una salida de presión de agua o de aire, según se requiera. Para determinar la velocidad de las ondas de corte en muestras saturadas, ambas líneas de presión del pedestal deben saturarse antes de montar la muestra en la célula isótropa. Las conexiones del cabezal se dejan abiertas a presión atmosférica. A continuación, se aplica una presión de confinamiento de 20 kPa de modo que asegure el ajuste de todas las piezas y, seguidamente, una presión de agua desairada de 10 kPa en la entrada de presión del pedestal, con lo que se consigue una carga piezométrica de 1 m. Una vez obtenido el flujo de agua, se mantiene durante 24 horas para garantizar la saturación. El ensayo se efectúa pasado este tiempo.

CAPÍTULO 4. SUELO UTILIZADO EN LA INVESTIGACIÓN

4.1 Caracterización del suelo usado durante la investigación

El suelo utilizado en esta investigación provino de las excavaciones realizadas para la construcción del edificio Torre Girona del Campus Nord de la Universitat Politècnica de Catalunya (UPC) en Barcelona, España.

La ciudad de Barcelona se sitúa sobre una llanura inclinada suavemente hacia el mar, y se encuentra entre los deltas del Besós y el Llobregat. Dicha llanura desciende desde los relieves montañosos de la Sierra de Collserola, que forman parte de la Sierra Litoral Catalana y siguen una dirección sensiblemente paralela a la línea de costa.

El área de Barcelona puede dividirse en dos unidades geomorfológicas básicas: el sector montañoso y la llanura. Las zonas montañosas están constituidas por terrenos paleozoicos de granito. La llanura, limitada por los mencionados deltas, se encuentra formada por un grosor variable de suelos de la edad Cuaternaria que reposan sobre un zócalo del Paleozoico también de granito. El suelo estudiado pertenece a los sedimentos pleistocenos (cuaternarios) que, discordantemente, se encuentran sobre un sustrato rocoso formado por el macizo paleozoico pizarroso, o granodiorítico, o por los sedimentos neógenos del Mioceno y del Plioceno (Ventayol *et al.*, 2002). Esta formación cuaternaria obedece a la repetición cíclica de la siguiente serie:

- Arcilla roja compacta que incluye lentejones detríticos con bastante matriz arcillosa rojiza en ocasiones.
- Limos amarillentos que constituyen un *loess* de tipo mediterráneo, en el que son frecuentes los nódulos calizos arriñonados.
- Costra de caliza rosada de estructura zonal. Su extensión y grosor son poco regulares.

Esta serie se repite unas tres veces en todo el Cuaternario presente en suelo de la ciudad, por lo que recibe el nombre de Triciclo.

4.1.1 Granulometría

Las técnicas de tamizado y sedimentación se utilizaron para determinar los tamaños de las partículas del suelo empleado en la investigación. La tabla 4.1 muestra la distribución de dichos tamaños a partir del tamiz 16 (1.18 mm). El material de mayor tamaño fue descartado. La curva granulométrica del material y la obtenida por otros investigadores en suelos de la zona del Campus Nord de la UPC pueden observarse en la figura 4.1.

Se observa que un 52.58 % de las partículas era inferior a 75 μm , y solo un 13.15 % menor de 2 μm (tamaño «arcilla»); por tanto, esta última fue la fracción menos abundante. Predominaron las partículas tipo limo y arena. La curva granulométrica obtenida se asemejaba a las conseguidas por otros investigadores; en especial, González (2012) y Baptista (2013). Por otro lado, el material presentó una proporción menor de arcilla y mayor de arena que en el caso de Barrera (2002) y Buenfil (2007).

Tabla 4.1. Distribución granulométrica del suelo estudiado.

N.º tamiz	Abertura (mm)	% de material que pasa
16	1.18	100
40	0.425	81.29
100	0.15	65.23
200	0.075	52.58
Sedimentación	0.040	40.29
	0.020	28.85
	0.005	17.84
	0.002	13.15

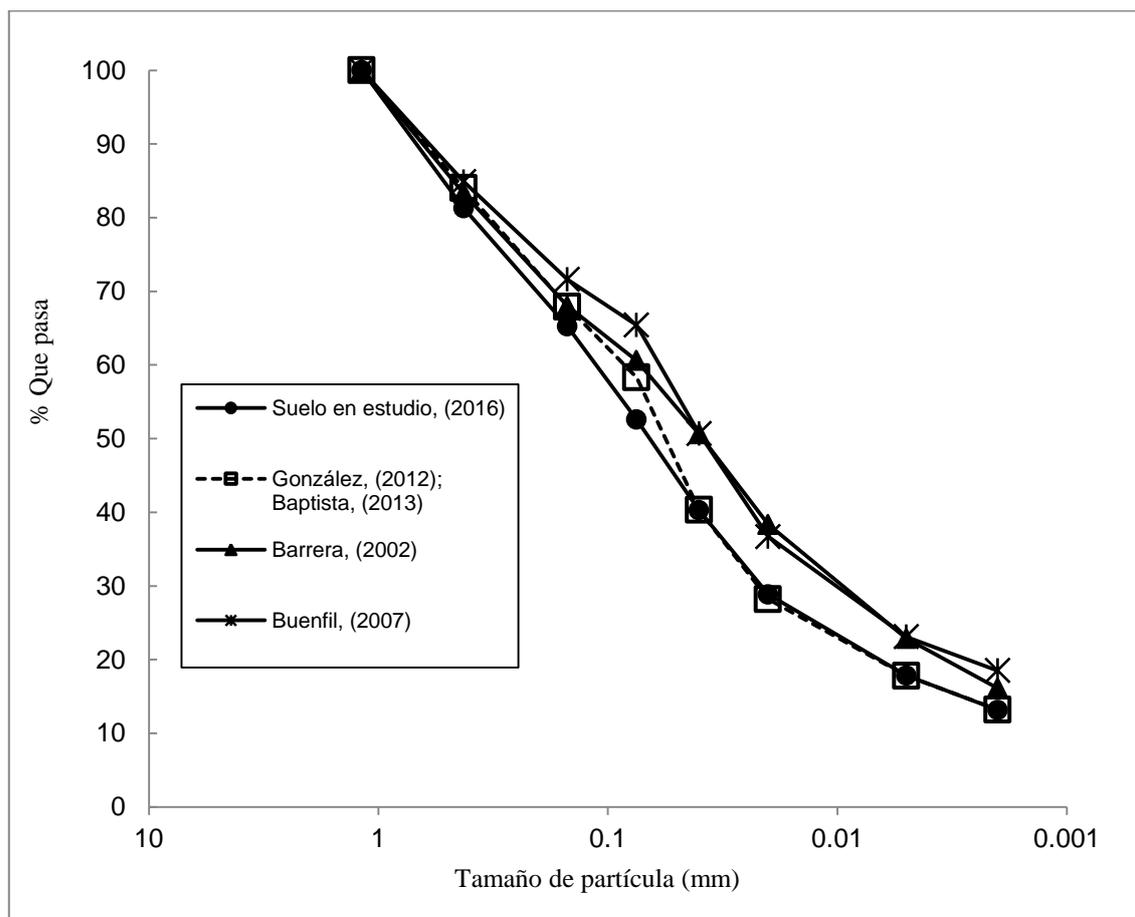


Figura 4.1. Curva granulométrica del suelo estudiado.

La densidad de las partículas (Gs) se determinó mediante el procedimiento del picnómetro (norma ASTM D-854-83) dando como resultado un valor de 2.67 g/cm³ (tabla 4.2).

Tabla 4.2. Distribución de tamaños de partícula.

	Barrera (2002)	Buenfil (2007)	González (2012)	Baptista (2013)	Suelo en estudio (2016)
wh (HR = 50 %)	2.2 %	1.7 %	1.7 %	1.7 %	1.7 %
Partículas < 75 µm	60.5 %	65.4 %	58.3 %	58.0 %	52.58 %
Partículas < 2 µm	16.1 %	18.5 %	13.2 %	13.0 %	13.15 %
Gs	2.71	2.71	2.67	2.67	2.67

4.1.2 Límites de consistencia

Para determinar los límites de consistencia, se utilizó una porción de suelo que pasaba el tamiz n° 40 secado al aire y siguiendo los procedimientos de la norma ASTM-D4318. La humedad higroscópica del suelo (w_h) en condiciones de laboratorio (humedad relativa del 50 %) fue aproximadamente del 1.7 %.

Los resultados de la clasificación se indican seguidamente:

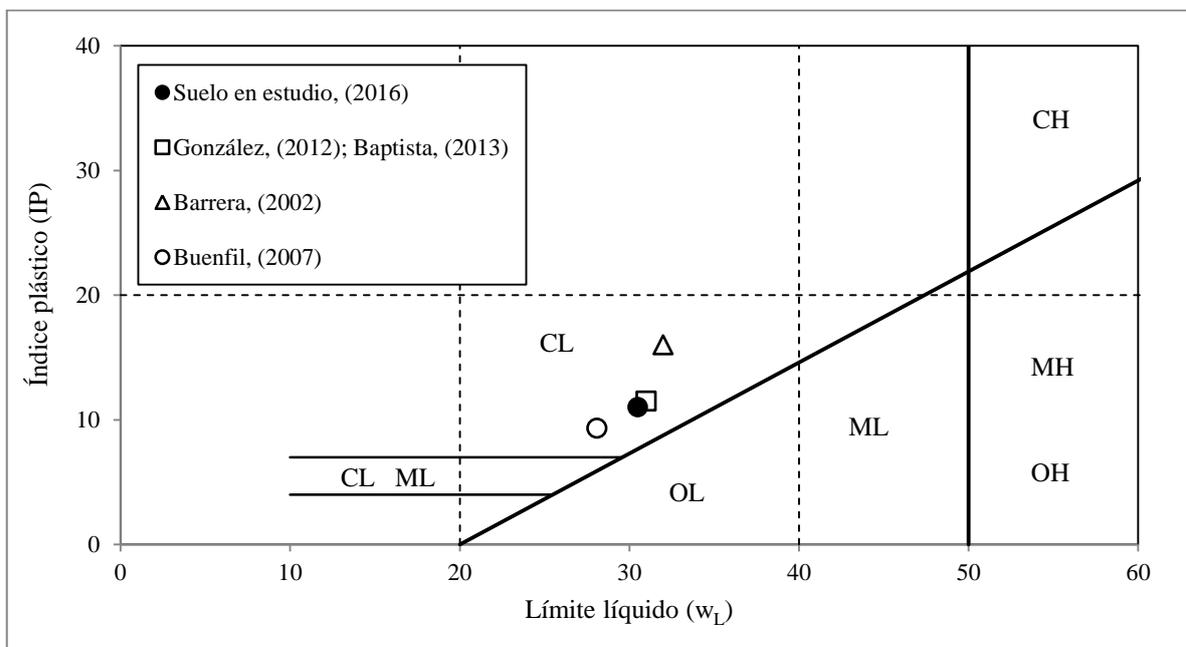


Figura 4.2. Clasificación del suelo.

Límite líquido (w_L) = 30.5 %

Límite plástico (w_P) = 19.5 %

Índice plástico (IP) = 11 %

De acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), el suelo objeto de estudio se categorizó como una arcilla de baja plasticidad (CL), lo que concuerda con la clasificación realizada por Barrera (2002), Buenfil (2007), González (2012) y Baptista (2013). La tabla 4.3 muestra los límites de consistencia obtenidos en esta investigación, comparados con los determinados por otros investigadores.

Tabla 4.3. Límites de consistencia.

	Barrera (2002)	Buenfil (2007)	González (2012)	Baptista (2013)	Suelo en estudio (2016)
wh (HR = 50 %)	2.2 %	1.7 %	1.7 %	1.7 %	1.7 %
W_L	32.0 %	28.1 %	31.0 %	31.0 %	30.5 %
W_P	16.0 %	18.8 %	19.5 %	19.5 %	19.5 %
IP	16.0 %	9.3 %	11.5 %	11.5 %	11.0 %

El suelo estudiado tenía menor plasticidad que en Barrera (2002) y prácticamente la misma que el de González y Baptista (2013).

4.1.3 Curva de compactación

La curva de compactación indica un máximo absoluto para el valor de la densidad seca, y la humedad correspondiente a ese punto se conoce como humedad óptima. Se determinaron las densidades secas máximas y humedades óptimas Proctor normal y modificado (tabla 4.4) siguiendo los procedimientos de las normas ASTM D-698 ($E_c = 600 \text{ kN m/m}^3$) y D-1557 ($E_c = 2700 \text{ kN m/m}^3$), respectivamente.

Tabla 4.4. Valores óptimos de compactación Proctor.

	Densidad seca máxima ρ_d (Mg/m ³)	Humedad óptima w (%)
Proctor normal	1.92	12.5
Proctor modificado	2.08	9.78

La figura 4.3 muestra las curvas de compactación Proctor normal y modificado. Las condiciones de compactación utilizadas en esta investigación se determinaron con el objetivo de poder observar la compresibilidad de las muestras de suelo en trayectorias isotrópicas y para estudiar las diferencias en la estructura de muestras elaboradas del lado seco y del lado húmedo del óptimo de compactación. Por eso, se decidió fabricar dichas muestras bajo compactación estática a una misma densidad seca (1.70 Mg/m³), pero a dos humedades muy distintas. En la figura 4.3, se muestran las condiciones de compactación iniciales del lado seco (D) y del lado húmedo (W) con su respectivo grado de saturación y succión iniciales.

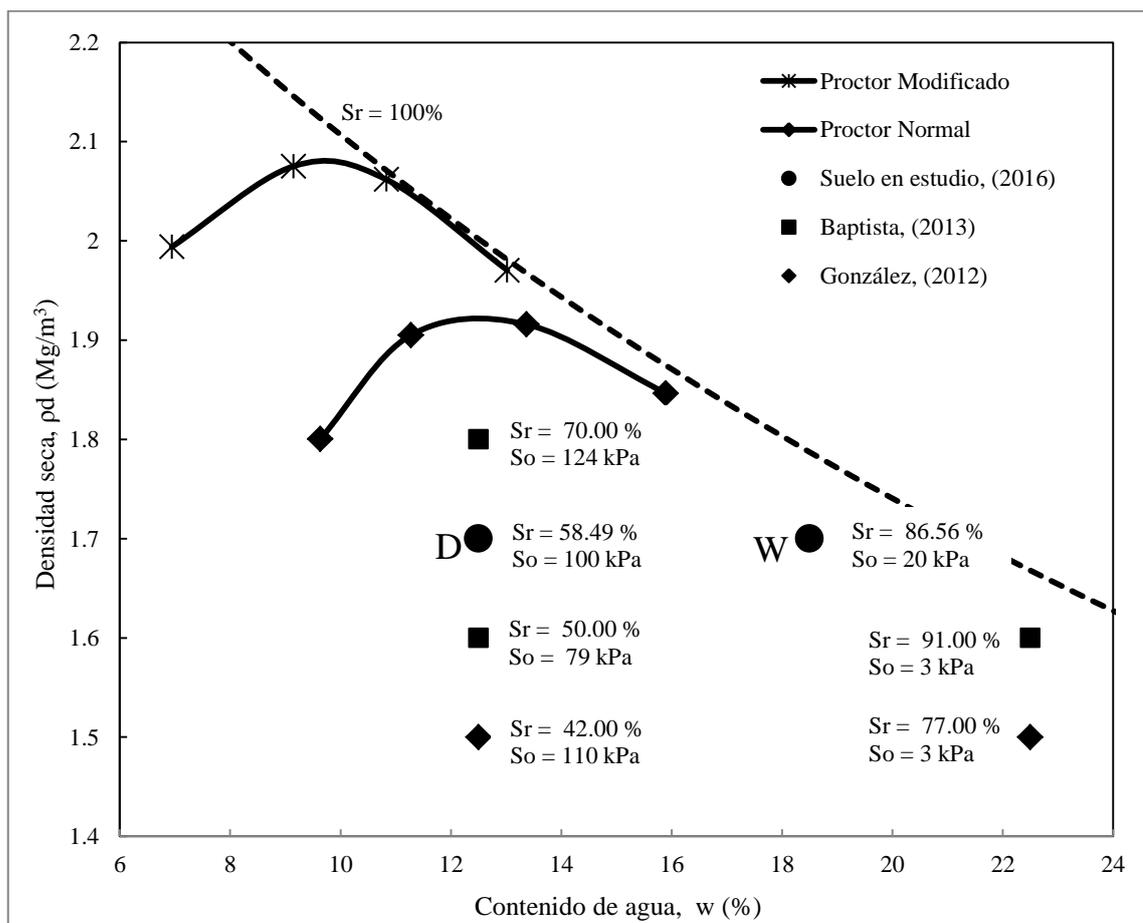


Figura 4.3. Plano de compactación en el que se indican las condiciones de compactación que deben usarse.

S_r = grado de saturación, S_o = succión inicial.

La tabla 4.5 refleja las características de compactación elegidas para esta investigación.

Tabla 4.5. Condiciones de compactación para trayectorias de tensión.

Muestra	Densidad seca de compactación (Mg/m ³)	Humedad de compactación (%)
D	1.7	12.5
W	1.7	18.5

Se eligió una densidad de 1.70 Mg/m³ porque esta permite manipular a la muestra más fácilmente. Los especímenes con densidades inferiores son susceptibles de sufrir daños durante su colocación en el equipo isotrópico. Además, una compresibilidad elevada ante cargas y cambios de succión todavía se presenta a esta densidad seca, lo que es idóneo para observar los cambios asociados con la microestructura.

4.2 Preparación de las muestras

A continuación, se hace una descripción del proceso de elaboración de las muestras empleadas en el presente estudio. Siguiendo las condiciones de compactación iniciales mostradas en la tabla 4.5, dichas muestras se obtuvieron mediante compactación estática debido a que este modo de compactación permite producir especímenes más repetibles que la compactación dinámica.

Las dimensiones iniciales de las probetas fueron de 39 mm de altura y 38 mm de diámetro, por lo que su volumen era de 44.230 cm³. Una vez conocidos el volumen de la muestra, la densidad seca y la humedad de compactación (tabla 4.5), se aplicó la ecuación 4.1, que permite determinar las proporciones de suelo (seco) y de agua necesarias para alcanzar determinadas condiciones de compactación.

$$M_{(suelo+agua)} = \rho_d * V_m * (1 + w) \quad (4.1)$$

Donde:

ρ_d = densidad seca (Mg/m³).

V_m = volumen de la muestra (m³).

w = humedad de compactación.

Para una misma densidad seca ($\rho_d = 1.70 \text{ Mg/m}^3$), se encontró que para fabricar las muestras eran necesarios 84.59 gramos de suelo en el caso de las muestras del lado seco ($w = 12.5 \%$) y 89.10 gramos en el de las del lado húmedo ($w = 18.5 \%$).

La preparación del suelo para un espécimen se lleva a cabo de la siguiente forma:

- El suelo empleado fue el que pasó por el tamiz n° 16 ($1.18 \mu\text{m}$), y previamente se secó al aire en condiciones de laboratorio ($w_h = 50 \%$) durante un día. Después, se determinó la humedad higroscópica del material dando un valor aproximado de 1.7% .
- Se seleccionaron 120 g de este material y se agregó agua destilada hasta conseguir la humedad que se pretendía alcanzar (teniendo en cuenta la humedad higroscópica) ya fuera para elaborar una muestra del lado seco (D) o del lado húmedo (W).
- El suelo se mezcló con agua empleando una espátula durante aproximadamente un minuto para evitar el secado. Terminado el proceso de mezclado, se pesó nuevamente para determinar las pérdidas por evaporación y, en caso de haberlas, se añadió más agua hasta alcanzar la humedad inicial. Posteriormente, la mezcla homogenizada fue sellada con plástico y se dejó reposar en condiciones de laboratorio durante 24 horas a fin de garantizar la completa distribución de la humedad por toda la masa de suelo.

Para alcanzar las características de compactación deseadas, se utilizó un molde cilíndrico rígido y hermético (figura 4.4). El perfecto ajuste entre los pistones y el molde evita que el material quede atrapado.



Figura 4.4. Molde de compactación estático.

El molde se engrasó para minimizar la fricción entre el suelo y la pared del mismo durante el proceso de compactación.

Después de reposar durante 24 horas en condiciones de laboratorio, se tomó del suelo humedecido la cantidad de material necesaria para elaborar la muestra (84.59 gramos para muestras del lado seco y 89.10 gramos para muestras del lado húmedo). El material sobrante se pesó y metió al horno durante otras 24 horas a una temperatura de 110 °C con el objeto de verificar la humedad de la mezcla. Las pérdidas de humedad por evaporación durante el proceso de compactación se consideraron despreciables, ya que las mediciones de humedad realizadas antes y después de esa compactación arrojaron diferencias de aproximadamente un 0.1 %.

El suelo se compactó mediante el avance de un pistón a una velocidad de 1 mm/min hasta alcanzar la densidad seca deseada. Para ello, se utilizó la prensa hidráulica mostrada en la figura 4.5.



Figura 4.5. Prensa hidráulica.

La carga aplicada se midió mediante una célula de carga instalada en la prensa hidráulica (figura 4.5) durante la compactación con el fin de conocer la tensión vertical total necesaria para compactar al material. En el caso de las muestras compactadas del lado seco del óptimo, este valor fue de 0.600 MPa, mientras que se redujo a 0.350 MPa en el de las muestras compactadas del lado húmedo del óptimo. Las tensiones máximas de compactación obtenidas en esta investigación, junto con las determinadas por Baptista (2013) y González (2012), pueden observarse en la figura 4.6.

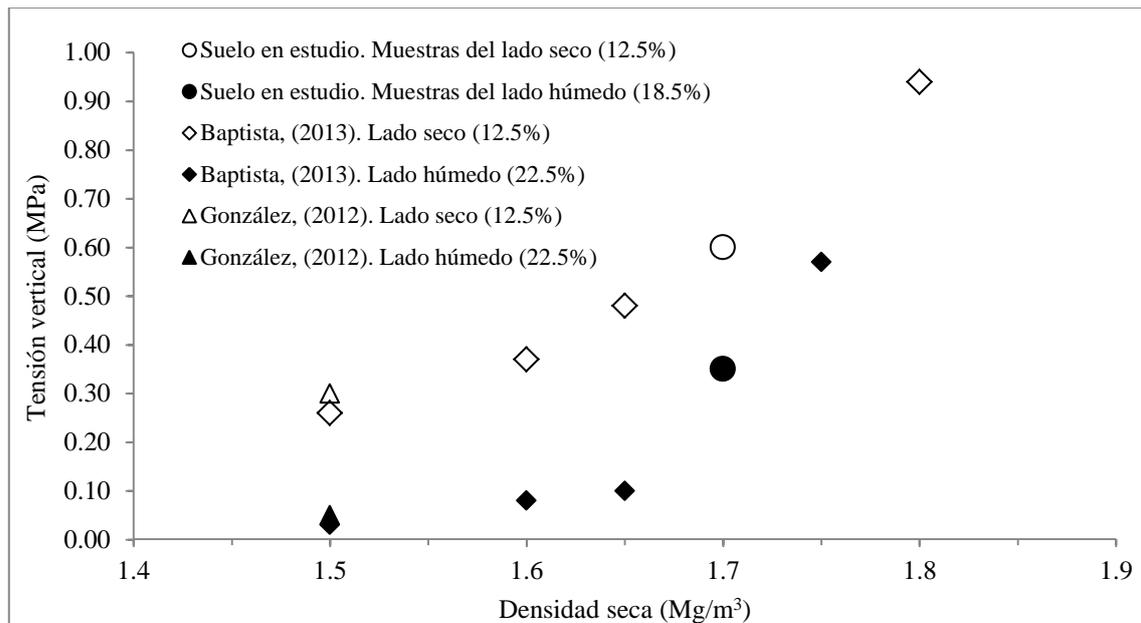


Figura 4.6. Tensión vertical máxima de compactación.

Al terminar de aplicar la carga de compactación, la muestra se desmonta quitando el pistón y el pedestal (parte superior e inferior del molde, respectivamente) e introduciendo cuidadosamente un vástago metálico por la parte inferior para expulsarla. Una vez fuera, la probeta se pesa y sus dimensiones se verifican.

Debido a que las muestras son elaboradas siempre en los mismos moldes metálicos y siguiendo idéntico procedimiento para todas ellas, los errores en las mediciones debidos a irregularidades en la superficie de la muestra que está en contacto con el sistema de medida de deformaciones son prácticamente inexistentes.

Después de que la muestra fuese compactada, la succión inicial se obtuvo usando un mini-tensiómetro de precisión UMS T5. Los detalles de este y de otros equipos empleados para medir la succión se exponen en el anexo D. De forma complementaria, la nueva célula isótropa (capítulo 3) se utilizó para determinar la succión directamente. El procedimiento seguido fue el siguiente:

- Después de compactarla, la muestra se colocó en el pedestal con filtro y AVEA descrito en la sección 3.4.1 habiendo saturado previamente a la piedra cerámica y a su línea de presión siguiendo el procedimiento que también se explica en dicha sección. El cabezal utilizado fue de solo filtro (sección 3.6), ya que el pedestal permite aplicar presión de aire y de agua.
- El montaje de la célula isótropa se llevó a cabo como se indica en la sección 3.8.
- Se aplicó al suelo una tensión confinante de 0.020 MPa para asegurar el acoplamiento de las membranas al suelo, así como el de todos los componentes. Con la técnica de traslación de ejes, se

impuso rápidamente una succión inicial de 0.2 MPa manteniendo la tensión neta constante en todo momento ($p - u_a = 0.02$ MPa). Una vez alcanzada la succión, la presión de aire se mantuvo constante y se permitió variar la presión de agua bajo la piedra cerámica sin dejar de registrar cualquier variación que se produjera en el contenido de agua de la muestra. Se observó que la presión de agua debajo de la piedra cerámica variaba para equilibrar a la succión dentro de la muestra. Cuando la presión debajo de piedra cerámica se mantuvo constante, se estimó la succión de la muestra restando de la presión de aire, la presión de agua debajo de la piedra cerámica. Este procedimiento se aplicó tanto a las muestras del lado seco como a las del lado húmedo. Se repitió el mismo procedimiento a diferentes succiones iniciales y en todos los casos el valor de la succión osciló entre 70 y 100 kPa para las muestras del lado seco, mientras que para las del lado húmedo el valor medido de succión fue de 20 kPa. No se registraron cambios en la humedad de las muestras durante el proceso dada la baja permeabilidad de la piedra cerámica utilizada y de la rapidez de la aplicación de la succión inicial.

La tabla 4.6 recoge un resumen de las características determinadas en las probetas elaboradas.

Tabla 4.6. Características de las muestras compactadas.

	ρ_d (Mg/cm ³)	W (%)	Tensión de compactación, (MPa)	e	Sr (%)	s (MPa)
Muestra D	1.70	12.5	0.600	0.571	58.49	0.10
Muestra W	1.70	18.5	0.350	0.571	86.56	0.02

El valor del coeficiente de empuje en reposo (K_o) se tomó de ensayos realizados por Buenfil (2007) con un edómetro con medida de tensión lateral sobre la arcilla de baja plasticidad de Barcelona. En la figura 4.7 se presenta la evolución del K_o con la tensión vertical neta y la tensión media neta.

Se observa que el K_o en condiciones normalmente consolidadas (K_{ONC}) es constante, con un valor de 0.48, tanto en compresión como en recarga. La figura 4.8 muestra la evolución de K_o en función del grado de saturación (Sr). Puede verse que el K_o va aumentando conforme aumenta el grado de saturación y una vez que se alcanza el valor de 0.48, éste se mantiene constante.

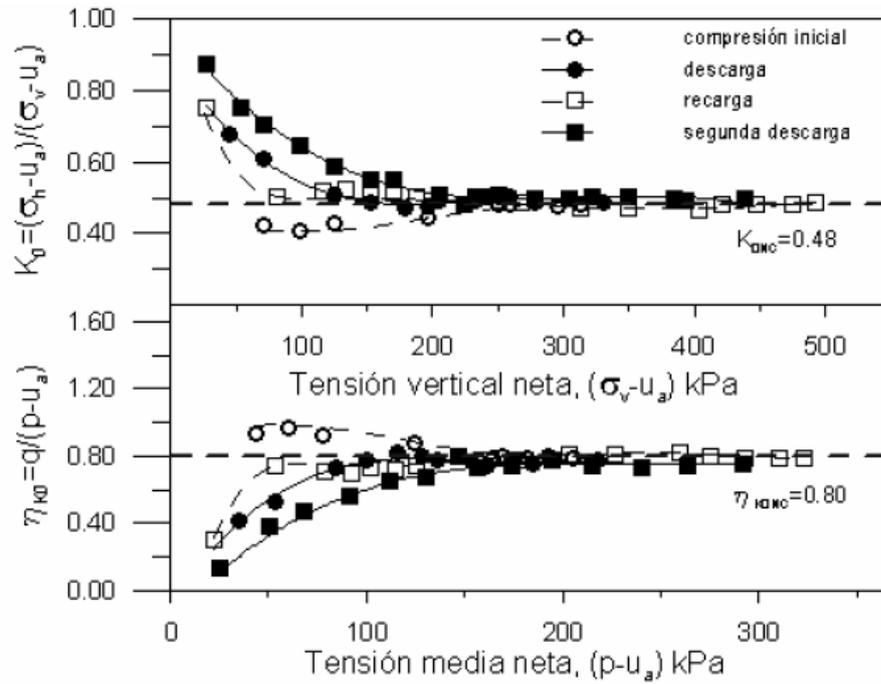


Figura 4.7. Evolución del coeficiente de empuje en reposo (K_o) en función de la tensión vertical neta y la tensión media neta (tomado de Buenfil 2007).

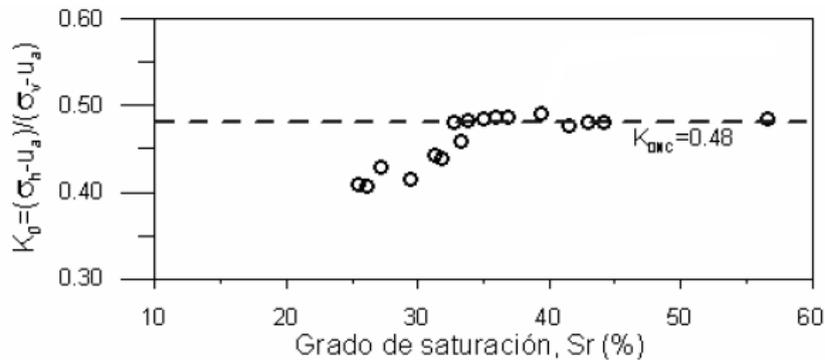


Figura 4.8. Evolución del coeficiente de empuje en reposo (K_o) en función del grado de saturación durante la compactación estática unidimensional (tomado de Buenfil 2007).

Con la relación simplificada de Jaky ($K_o = 1 - \text{sen}\phi$) y tomando un valor del ángulo de fricción de $\phi = 23^\circ$ producto de ensayos triaxiales saturados, el valor del K_o en condiciones saturadas ($K_{o\text{sat}}$) es 0.61.

4.3 Análisis de la microestructura inicial

Las propiedades hidromecánicas de los suelos compactados dependen tanto de su granulometría y tipo de mineral como de la microestructura generada durante el proceso de compactación. La

conductividad hidráulica está muy condicionada por la forma y distribución de los tamaños de los poros. Por lo anterior, la caracterización microestructural de los suelos compactados se ha convertido en un aspecto fundamental para comprender el comportamiento de estos suelos. En los últimos años, cada vez más modelos constitutivos incluyen a la microestructura de distintas maneras con el fin de aportar un mejor entendimiento del comportamiento de los suelos compactados (Alonso *et al.*, 1999, 2008, 2010, 2013; Romero *et al.*, 2011; Della Vecchia *et al.*, 2013). El surgimiento de nuevas técnicas de inspección visual con mayor resolución ha contribuido a una mejor interpretación del arreglo microestructural.

Para realizar la caracterización microestructural del suelo en estudio, se realizaron ensayos de porosimetría por intrusión de mercurio (MIP) y de microscopía electrónica de barrido de emisión de campo (FESEM). Ambas técnicas son muy utilizadas en el análisis de la microestructura de suelos compactados (Romero, 2008).

A continuación, los equipos utilizados y sus principios de operación son descritos brevemente y, después, se muestran los resultados de ensayos realizados para los estados iniciales de compactación. La información obtenida de estos ensayos será útil a la hora de comparar los cambios en la estructura de los suelos durante y al final de las trayectorias de carga.

4.3.1 Porosimetría por intrusión de mercurio (MIP)

Una técnica muy utilizada para obtener una representación cuantitativa de la microestructura de los materiales con porosidad interconectada es la porosimetría por intrusión de mercurio, MIP por sus siglas en inglés (*Mercury Intrusion Porosimetry*). Con ella, es posible determinar la distribución de tamaños de poros (PSD), que está relacionada con comportamientos del suelo tales como conductividad hidráulica, fenómenos de retención de agua (Romero *et al.*, 1999; Aung *et al.*, 2001; Simms y Yanful, 2002, 2005), permeabilidad saturada (García-Bengochea *et al.*, 1979; Lapierre *et al.*, 1990) y cambios volumétricos a escala macroscópica (Delage y Lefebvre, 1984; Griffiths y Joshi, 1989; Coulon y Bruand, 1989; Tessier *et al.*, 1992; Qi *et al.*, 1996; Simms y Yanful, 2004; Cuisinier y Laloui, 2004; Lloret *et al.*, 2004; Romero *et al.*, 2005; Koliji *et al.*, 2006b; Hoffmann *et al.*, 2007). Gens *et al.* (1995) y Delage *et al.* (1996) utilizaron los resultados de la distribución de tamaños de poros por intrusión de mercurio para caracterizar la microestructura de suelos compactados estáticamente.

Su principio de operación es el siguiente:

La muestra se sumerge en mercurio y la presión de este se incrementa paulatinamente. El volumen de mercurio que ingresa en la muestra se registra para cada incremento de presión. El volumen total que ingresa en la muestra proporciona información sobre el índice de poros de la misma, y la presión de mercurio aplicada se relaciona con el tamaño de los poros. Se asume que el suelo está formado por un conjunto de poros de forma cilíndrica y distinto diámetro. Al aumentar la presión, el mercurio que confina a la muestra comienza a entrar primero en los poros de mayor diámetro y, posteriormente, en los más

pequeños. La relación entre la presión de mercurio y el diámetro del poro que se está llenando se expresa mediante la ecuación de Washburn para un líquido como el mercurio (Griffiths y Joshi, 1989):

$$d = - \frac{4\sigma_{Hg} \cos \theta_{nw}}{P} \quad (4.2)$$

En esta expresión, d es el diámetro de poro, P es la presión absoluta aplicada, σ_{Hg} es la tensión superficial del mercurio y θ_{nw} el ángulo de contacto entre el mercurio y la muestra. La tensión superficial usada en este estudio fue de $\sigma = 0.484$ N/m a 25 °C. El ángulo utilizado fue de $\theta_{nw} = 140^\circ$. Romero (1999) y Barrera (2002) emplearon un ángulo de contacto de $\theta_{nw} = 140^\circ$ en una arcilla caolinita-ilita y en una arcilla de Barcelona.

El ensayo MIP se realizó siguiendo el procedimiento ASTM D4404 en un porosímetro Autopore IV 9500 (figura 4.9). Este equipo permite aplicar presiones de mercurio mediante dos sistemas diferentes: uno de baja presión y otro de alta presión.



Figura 4.9. Porosímetro Autopore IV 9500.

El sistema de baja presión utiliza nitrógeno como medio para aplicar las presiones sobre el mercurio en un rango de 0.0025 a 0.20 MPa y penetra en poros con diámetros de entre 360 y 3.6 μm ; la presión absoluta de mercurio se controla con este sistema. El de alta presión, por su parte, emplea aceite como fluido para aplicar la presión en un rango de 0.2 y 220 MPa y penetra en poros con diámetros comprendidos entre 6 y 0.007 μm (Romero y Simms, 2008).

Mediante la ecuación 4.2, es posible traducir la presión de mercurio en un diámetro de poro, y se representa en función del volumen total intruido por unidad de masa.

El índice de vacíos intruido se obtiene con la siguiente ecuación:

$$e_{int} = V_{int} * \rho_s \quad 4.3$$

En ella, V_{int} es el volumen de mercurio intruido por unidad de masa (ml/g) y ρ_s es la densidad de las partículas de sólido (Mg/m^3).

El ensayo MIP se ejecuta en dos fases: la de intrusión y la de extrusión. En la primera, la presión de mercurio se incrementa hasta su valor máximo (220 MPa), y todos los espacios de los poros accesibles e interconectados se llenan dando la distribución de la porosidad total. En la segunda, el volumen de mercurio que sale de la muestra se mide registrando el decremento de la presión. La liberación completa de la presión de intrusión permite expulsar solamente una parte del mercurio de los poros definiendo así la porosidad libre (Delage y Lefebvre, 1984). En la etapa de extrusión, se observa un efecto de histéresis. La diferencia entre el ciclo de intrusión y el de extrusión es la porosidad atrapada (figura 4.8). Esta porosidad se debe a las constricciones formadas por puentes de arcilla y agregados irregulares, que actúan como cuellos de botella que atrapan al mercurio en los inter-agregados de los poros (Romero, 1999). La porosidad libre, por su parte, corresponde al espacio de poros intra-agregados (Delage y Lefebvre, 1984).

Los datos de extrusión también se calculan mediante la ecuación de Washburn. Las curvas de extrusión (P - V) difieren de las de intrusión debido al mercurio atrapado en los poros con constricción (poros cuello de botella) –aquellos en los que el mercurio queda atrapado–, así como por los distintos ángulos de contacto (θ) de entrada y salida del mercurio. Las diferencias existentes entre las curvas de intrusión y de extrusión pueden usarse para caracterizar la estructura de los poros (Barrera, 2002).

El análisis de la curva de intrusión permite obtener una función de densidad de distribución de tamaños de poros (Romero, 1999).

$$f(x) = \frac{1}{V_t} \left(- \frac{d(V_{int})}{dx} \right) \quad 4.4$$

La función integral $F(x)$ se define como:

$$F(x) = \int_x^\infty f(x) dx = \frac{(V_{int})}{V_t} \quad 4.5$$

$$F(0) = \int_x^\infty f(x) dx = 1$$

Aquí, x es el diámetro del poro inyectado, V_t el volumen total de poros accesibles en la muestra y (V_{int}) el volumen de poros intruido con un diámetro igual o mayor que x .

Debido a que la diferencia entre los diámetros de poros máximos y mínimos es de varios órdenes de magnitud, se utiliza una escala logarítmica.

$$f(\log(x)) = \frac{1}{V_t} \left(- \frac{d(V_{int})}{d(\log(x))} \right) \quad 4.6$$

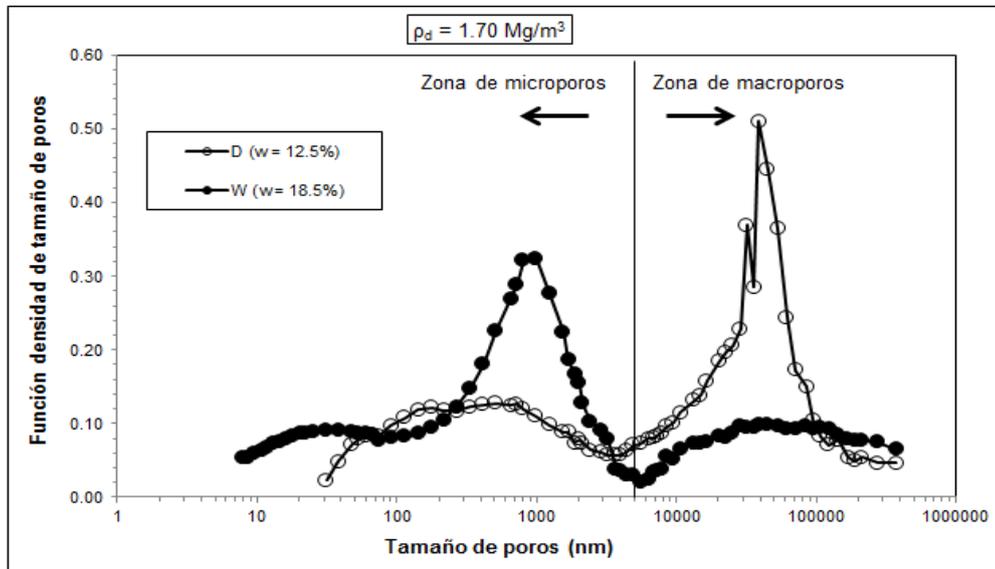
Tras compactar al suelo siguiendo las condiciones iniciales marcadas en la tabla 4.5 para muestras del lado seco y del lado húmedo, se cortó una muestra cúbica en cada espécimen de, aproximadamente, 1 cm de lado. Después, se realizó la técnica «freeze drying», que consiste en un secado rápido y posterior sublimación del agua. Esta técnica permite extraer el agua de los poros limitando al máximo los cambios en la estructura de la muestra por efectos de la retracción debida al secado (Delage y Lefebvre, 1984, Delage *et al.*, 1996). Penumadu *et al.* (2000) recomiendan utilizar especímenes cúbicos con un volumen de entre 1 y 2 cm³ para evitar la retracción de la muestra por secado y, en consecuencia, alterar la fábrica de las muestras. Una vez que la muestra estuvo seca, se procedió con el ensayo MIP.

La distribución del tamaño de poros para los estados iniciales de compactación (D y W) se puede observar en la figura 4.10.

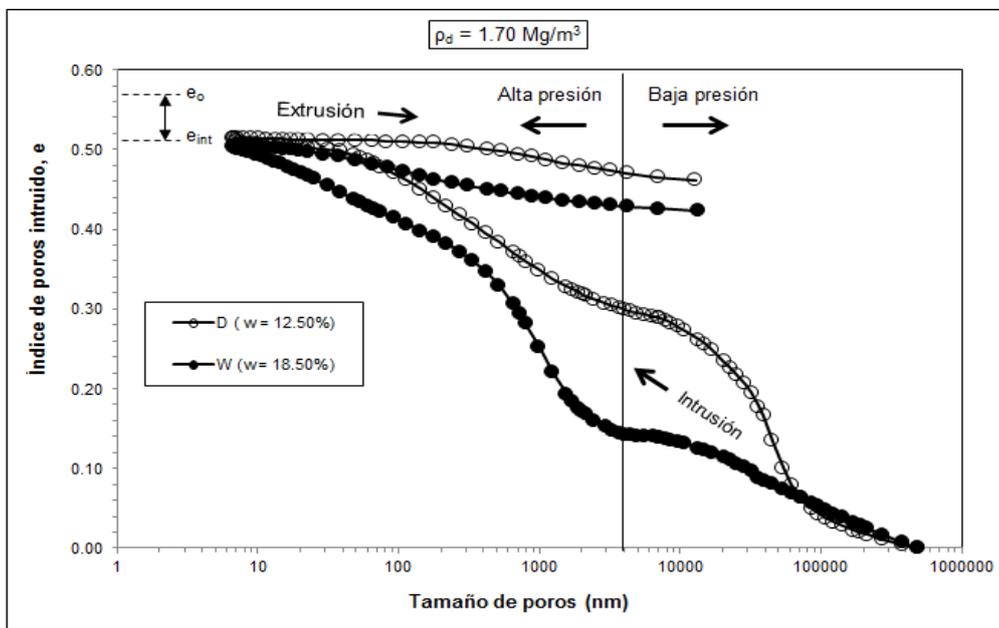
Esta información es fundamental si se desea comparar los cambios en la estructura de las muestras ocasionados por modificaciones tensionales y de succión. El criterio para separar las zonas de microporos y macroporos es el diámetro de 5 nm. Se trata de un criterio de separación natural, ya que el valle de transición entre los picos de microporos y macroporos se encuentra en este tamaño (figura 4.10 (a)). En la figura 4.10, se observa que las muestras exhiben una distribución bimodal. Por una parte, la muestra compactada del lado seco «D» presenta una significativa proporción de poros de gran tamaño –los llamados macroporos– con un tamaño dominante de 40 μm , mientras que los poros de menor tamaño –o microporos– están menos desarrollados, y el tamaño que predomina es de 500 nm. Por otra parte, la muestra compactada del lado húmedo (W) posee una distribución de poros contraria a la muestra compactada del lado seco (D). Por ese motivo, los microporos están más desarrollados y presentan un tamaño dominante de 1 μm , mientras que los macroporos aparecen en pequeña proporción y su tamaño dominante es de 30 a 50 μm .

En la figura 4.10 (b), se puede ver que existe un volumen de poros no intruido ($e_o - e_{int}$) de 0.05 para la muestra elaborada del lado seco (D) y de 0.06 para la del húmedo. Este volumen puede corresponder a los poros en los que la presión no ha sido lo suficientemente alta para conseguir la intrusión, como el de los menores de 6 nm (Romero y Simms, 2008). Otras limitaciones de esta técnica son que los poros que se encuentran aislados por partículas sólidas no se cuantifican y que aquellos otros

en los que el acceso se produce a través de poros más pequeños no se miden hasta que estos son penetrados por el mercurio. Además, por sus propias características, el equipo no puede penetrar en los poros más pequeños, por lo que existe una porosidad no intruida. La presión mínima que el equipo puede imponer limita el tamaño máximo de poro detectado; de ese modo, también existe una porosidad no detectada.



(a)



(b)

Figura 4.10. Distribución de tamaños de poro para condiciones iniciales. $\rho_d = 1.70 \text{ Mg/m}^3$, $w = 12.5\%$ (D) y $w = 18.5\%$ (W).

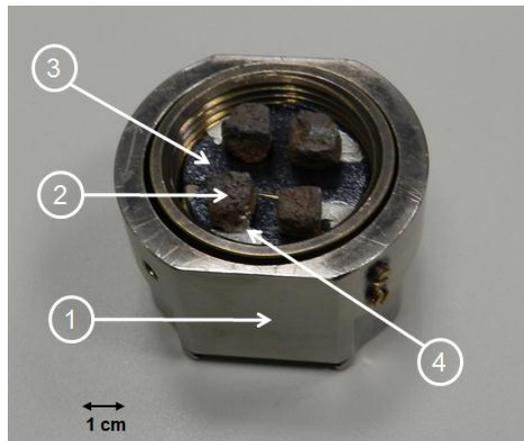
4.3.2 Microscopia electrónica de barrido de emisión de campo (FESEM)

El microscopio electrónico de barrido (SEM por sus siglas en inglés) utiliza electrones en lugar de luz para formar una imagen. Para ello, el equipo posee un dispositivo que genera un haz de electrones que inciden en la muestra. Los electrones generados en la interacción con la superficie del material son posteriormente recogidos mediante diferentes detectores, con lo que es factible obtener información sobre las formas, texturas y composición química de sus constituyentes. Los nuevos microscopios SEM, como el microscopio electrónico de barrido de emisión de campo (FESEM también por sus siglas en inglés) (figura 4.11), utilizan como fuente de electrones un cañón de emisión de campo que proporciona haces de electrones de alta y baja energía más focalizados. Esto permite mejorar notablemente la resolución espacial, minimizar el efecto de las cargas sobre los especímenes no conductores y evitar daños en muestras sensibles al haz electrónico. Todas estas características hacen del FESEM un método de ultra-alta resolución para el análisis cualitativo de los arreglos de los agregados, de las partículas y de los poros en suelos no saturados. Diversos investigadores han empleado el FESEM con éxito en la caracterización microestructural de distintos tipos de suelos (Foster *et al.*, 2004; Agus y Schanz, 2005; Martínez *et al.*, 2005; Viola *et al.*, 2005; Macini *et al.*, 2007; Kassim *et al.*, 2010; Amaral, 2012; Arenas-Lago *et al.*, 2013; Arroyo *et al.*, 2013; Díaz-Hernández *et al.*, 2013; Mokni *et al.*, 2014). El funcionamiento del FESEM es el mismo que el de un SEM convencional: un haz de electrones barre la superficie de la muestra mientras que la información que interesa, en función de los detectores disponibles, se visualiza en un monitor. Los detectores son fundamentales para la obtención del máximo rendimiento del equipo, se encuentran instalados dentro de la lente y están optimizados para trabajar a alta resolución y muy bajo potencial de aceleración.

Esta técnica de inspección visual se utilizó en la presente investigación como complemento cualitativo para el análisis de los datos obtenidos con el MIP en la caracterización microestructural de los suelos. Por ello, se analizaron muestras de los estados iniciales de compactación (D y W) señalados en la tabla 4.5. Se cortaron muestras cúbicas de menos de 1 cm de lado con el objeto de estudiar ambos estados. Las muestras que se visualizan en el FESEM han de cumplir dos condiciones: deben estar secas y ser conductoras. La técnica de secado empleada en las muestras de suelos fue el «freeze drying», ya que es necesario preservar al máximo la estructura original de las mismas. Una vez secas, se colocan directamente sobre una cinta adhesiva de grafito que se encuentra en un portamuestras (figura 4.12). Debido a que el suelo no es conductor, es necesario recubrirlas con un material que las haga conductoras y permita su observación en el microscopio. Por ese motivo, se puso sobre ellas un recubrimiento de 3 a 10 nm de espesor compuesto en un 80 % por platino y en un 20 % por paladio. Adicionalmente, se emplazó un puente de plata para que los electrones avanzaran por toda la muestra, ya que pueden no llegar al fondo de la misma dado su volumen ($< 1 \text{ cm}^3$). La muestra se comporta como un metal gracias al puente de plata.



Figura 4.11. Microscopio electrónico de barrido de emisión de campo (FESEM).



1) Portamuestras. 2) Muestras de suelo. 3) Cinta adhesiva de grafito. 4) Puente de plata.

Figura 4.12. Portamuestras del microscopio electrónico de barrido de emisión de campo (FESEM).

El FESEM utiliza un *software* llamado SmartSEM basado en Windows que permite controlar todos los aspectos del equipo, así como obtener las imágenes, almacenarlas y trabajar sobre ellas.

Los cambios en la distribución de los tamaños de poros asociados a la variación de la humedad de compactación se visualizaron con fotografías FESEM. Las observaciones realizadas se exponen en la figura 4.13.

Los agregados e inter-agregados (macroporos) pueden verse en ambas muestras (figura 4.13 (a) y (b)). En la muestra elaborada del lado seco del óptimo de compactación (figura 4.13 (a)), se manifiesta la formación de grandes agregados (macroporos) de alrededor de 50 μm . Por el contrario, la muestra elaborada del lado húmedo del óptimo de compactación (figura 4.13 (b)) presenta una macroestructura menos desarrollada. Estas observaciones confirman cualitativamente lo detectado con los ensayos MIP.

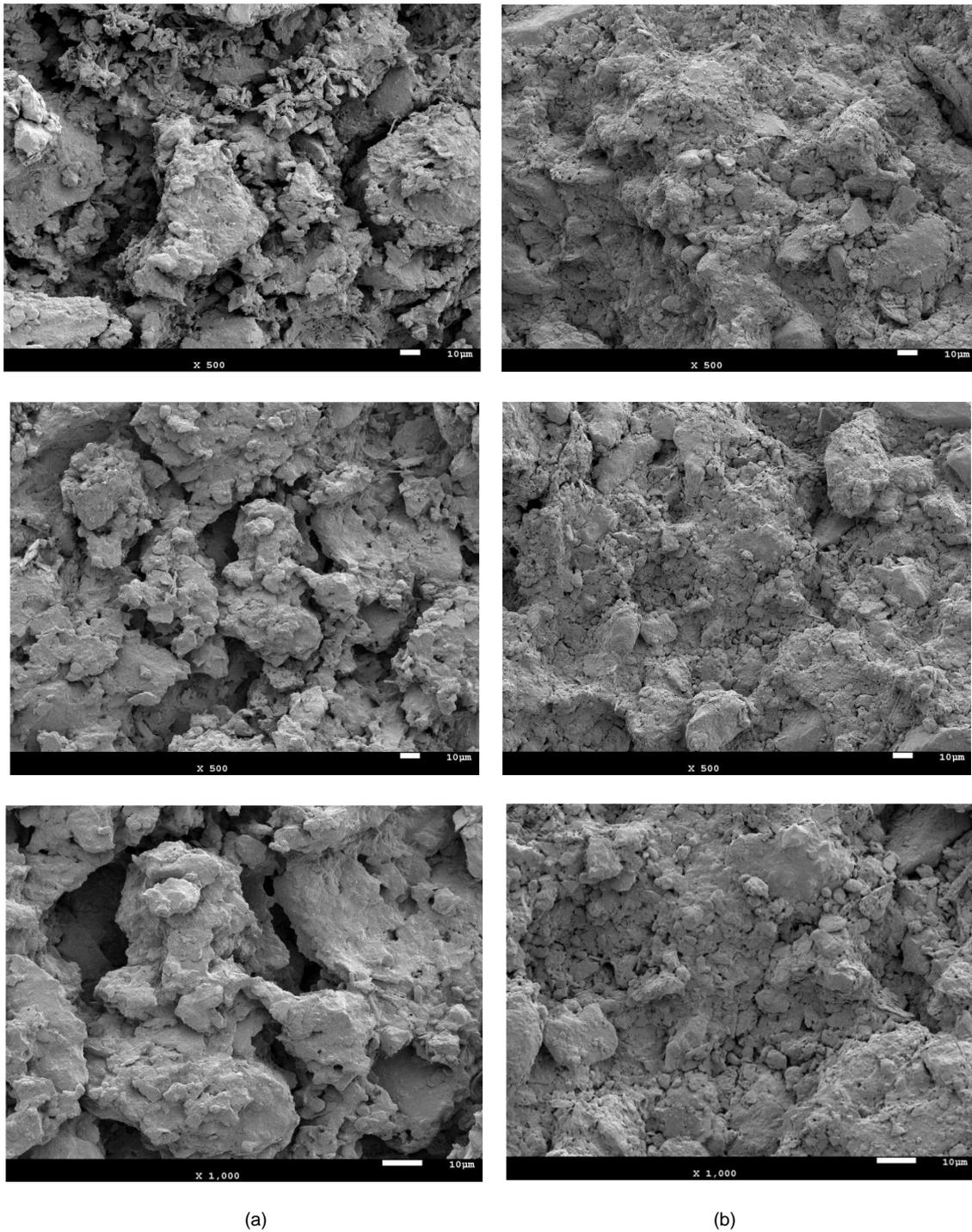


Figura 4.13. Fotografías FESEM del suelo en estudio a diferentes humedades de compactación y $p_d = 1.70 \text{ Mg/m}^3$. (a) $w = 12.5\%$, (b) $w = 18.5\%$.

4.4 Curvas de retención básicas

En el sentido básico la curva de retención es una relación entre los cambios en el contenido de agua en los poros del material y la succión, expresada como una cantidad de energía potencial. Se obtiene para medir la capacidad que un suelo tiene de retener partículas de agua entre los agregados que lo componen y que influyen en el comportamiento volumétrico y mecánico del mismo.

Los resultados del ensayo de porosimetría por intrusión de mercurio (MIP) fueron usados para determinar la curva de retención de agua. Con ese fin, se siguió el procedimiento descrito por Romero (1999) y que ha sido empleado con éxito por distintos investigadores (Aung *et al.*, 2001; Simms y Yanful, 2002, 2005; Sanderson, 2011; González, 2012; Arroyo *et al.*, 2013; Baptista, 2013; Mokni *et al.*, 2014).

Se considera que el procedimiento de intrusión de mercurio se asemeja a la desaturación de la muestra debido al incremento gradual de presión externa de aire. Así, la inyección de mercurio (líquido que no moja) con un ángulo de $\theta_{nw} = 140^\circ$ es equivalente a la expulsión de agua debido a la inyección de aire con un ángulo de contacto de $\theta_{nw} = 180^\circ$ para un mismo diámetro de poros intruido.

El contenido de agua se obtiene con la siguiente ecuación:

$$w = \left(\frac{e}{G_s}\right) Sr \quad 4.7$$

El grado de saturación (Sr) está relacionado con el volumen de poros no intruido por el mercurio, con lo que se obtiene:

$$Sr = 1 - Sr_{nw} \quad 4.8$$

Donde Sr_{nw} es el grado de saturación no mojado.

$$Sr_{nw} = \frac{e_{nw}}{e_o} \quad 4.9$$

Combinando ambas ecuaciones, se obtiene el contenido de agua:

$$w = \left(\frac{e}{G_s}\right) Sr = w_{sat}(1 - Sr_{nw}) \quad 4.10$$

Si se utiliza la ecuación de Washburn:

$$p = -\frac{4\sigma_{Hg} \cos \theta_{nw}}{d} \quad 4.2$$

Y dado que la succión puede ser:

$$s = -\frac{4\sigma \cos \theta_{nw}}{d} \quad 4.11$$

Donde σ representa la tensión superficial del agua (0.072 N/m para una temperatura de 25 °C), se puede relacionar la succión con la presión de intrusión p como sigue:

$$s \approx 0.196p \quad 4.12$$

Los resultados del MIP se inician con el contenido de humedad correspondiente a la condición de saturación con la relación de vacíos inicial ($e = 0.571$). Estos resultados fueron complementados con lecturas de un psicrómetro de punto de rocío WP4 (Decagon Devices) para el rango de succiones mayores de 300 kPa y con lecturas de un mini-tensiómetro de precisión T5x-5 (UMS) para la zona de succiones bajas. Sendos dispositivos se describen en el anexo D.

La obtención de la curva de retención de ambos estados iniciales (D y W) se realizó mediante secado progresivo a partir de la humedad de compactación ($w = 12.5\%$ y $w = 18.5\%$) en un medio con una humedad relativa controlada (50 % HR). Una vez que la etapa de secado finaliza, el contenido de humedad se determina teniendo en cuenta la pérdida de peso de la muestra en esa etapa. Por su parte, la medida de succión (también en esa etapa) se obtiene a partir de las lecturas de los dispositivos antes mencionados. Adicionalmente, se elaboró otra curva con el suelo compactado del lado húmedo, pero esta vez saturando la muestra después de compactada. Para ello, se elaboró una muestra de 39 mm x 38 mm y, a continuación, fue saturada siguiendo el procedimiento descrito en el capítulo 3. Tras saturar la probeta, se obtuvo una muestra de aproximadamente 2 cm³ y, posteriormente, se realizó un secado progresivo, al igual que en los casos anteriores. La figura 4.14 muestra las curvas de retención obtenidas.

Las diferencias observadas en las curvas construidas para los dos estados de compactación (D y W) se deben a las características microestructurales de cada una. Se observa que las curvas de ambas ramas

son prácticamente las mismas para grados de saturación menores del 40 %. Ello se debe a que la forma de la curva a valores altos de succión depende del agua retenida por los microporos y de la contenida en los macroporos para valores de succión bajos (Romero *et al.*, 1999).

Las diferencias observadas en el valor de entrada de aire de las muestras D y W están relacionadas con las diferencias en los tamaños de los macroporos que se detectaron en los ensayos MIP.

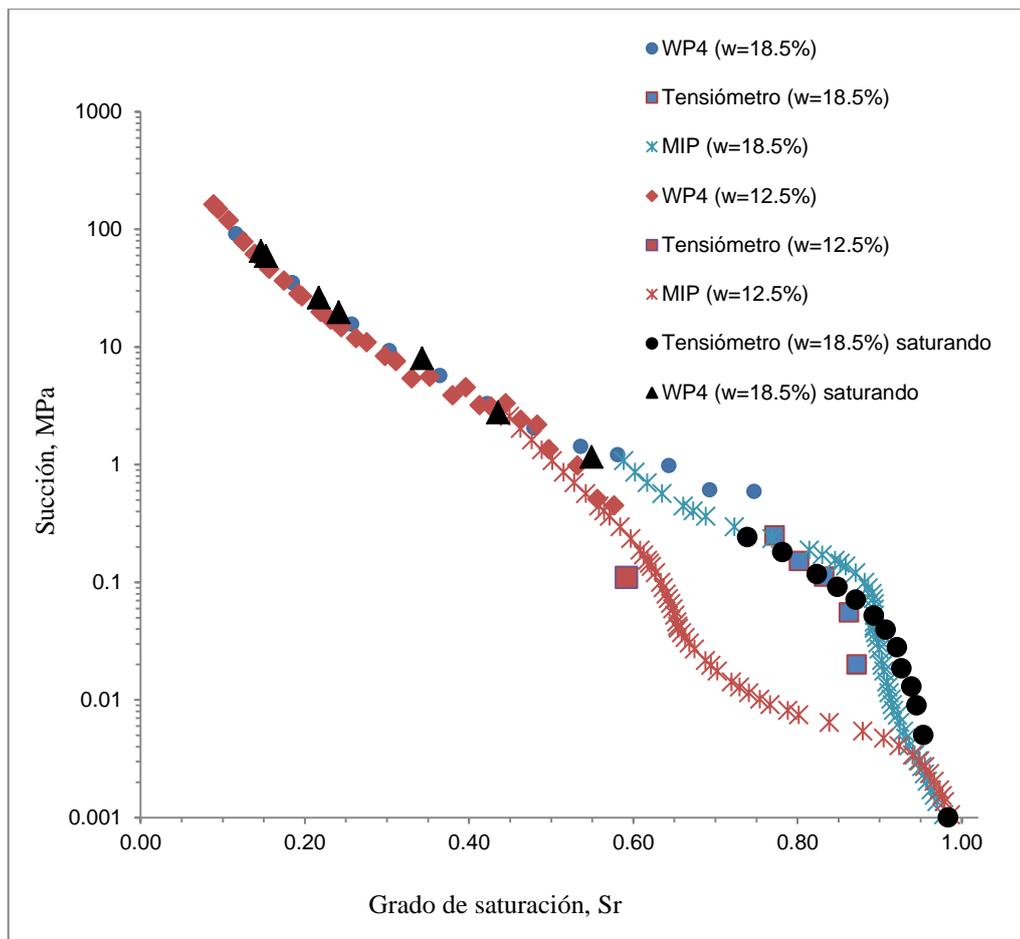


Figura 4.14. Curva de retención de agua.

CAPÍTULO 5. PROGRAMA EXPERIMENTAL

5.1 Introducción

Es necesario contar con equipos de laboratorio capaces de reproducir la realidad física de los fenómenos que se están estudiando para entender correctamente el comportamiento mecánico e hidráulico de los suelos compactados. Resulta fundamental, asimismo, tener programas de investigación que se ajusten a las características del equipo y a los objetivos previamente establecidos. Todo ello posibilitará obtener datos experimentales de calidad que permitan comprender los factores que condicionan el mencionado comportamiento de estos suelos.

El programa experimental implementado en esta investigación consistió en reproducir el comportamiento hidromecánico de los suelos compactados, con diferente estructura, considerando los cambios en la succión matricial y la historia tensional experimentada por los mismos.

Esto se llevó a cabo realizando una serie de ensayos de compresión isotrópica que seguían distintas trayectorias tensionales. Tales ensayos se hicieron sobre muestras compactadas a una misma densidad seca (1.70 Mg/m^3) y a dos humedades distintas (12.5 % y 18.5 %). Estas dos condiciones de compactación se eligieron para poder contar con muestras cuyas estructuras iniciales fueran claramente distintas y que permitieran evaluar el efecto de la microestructura en la compresibilidad del suelo ante cambios de tensión y de succión. Para comparar la compactación del lado seco y del húmedo, todas las muestras se llevan a un mismo estado tensional y a una misma historia previa de succión mediante un secado en dos fases (0.1 MPa y 0.5 MPa), con lo que la superficie de fluencia (LC) será la misma inicialmente para todas las muestras. Una vez que las muestras se encontraron en idéntico estado, se realizaron cargas isotrópicas a succión y humedad constantes. Las deformaciones volumétricas que la muestra experimentaba se estimaron localmente.

El programa experimental contempla el estudio del comportamiento del material de ambas ramas (lado seco “D” y lado húmedo “W”) en condiciones saturadas. Esto se logró partiendo de las condiciones de compactación inicial y, posteriormente, sometiendo a las muestras a trayectorias de carga saturada, lo que permitió determinar el efecto de la saturación sobre la microestructura creada durante la compactación.

El objetivo de los ensayos en muestras saturadas y no saturadas fue determinar la forma y posición de la superficie de fluencia de este material, además de evaluar su comportamiento hidromecánico durante las trayectorias tensionales. Dichas trayectorias están diseñadas de manera que pueda obtenerse un registro completo de los cambios en su distribución de tamaños de poros, permeabilidad, deformaciones volumétricas y de corte, retención al agua (secado/humedecimiento) y grado de saturación, así como de la variación del módulo de corte a pequeñas deformaciones debidas a cambios en la succión y a la aplicación de cargas. También permitirán comparar las diferencias microestructurales para dos

diferentes estados de compactación antes, durante y después de la aplicación de cargas a humedad y succión constantes. Los datos obtenidos durante la ejecución de las trayectorias se pueden interpretar con un modelo constitutivo avanzado que incorpora el efecto de la microestructura en el comportamiento hidromecánico de los suelos compactados.

Las trayectorias tensionales completas para ambos estados de compactación (D y W) se describen en las siguientes secciones de este capítulo.

Es importante recalcar la diferencia que existe entre el estado inicial de compactación y las trayectorias que se siguen a partir de dicho estado. El programa experimental se enfoca considerando únicamente dos estados iniciales contrastantes (W y D). A partir de ahí se han seguido trayectorias que involucran el secado y humedecimiento de las muestras, así como cargas isotropas a humedad y succión constante.

5.2 Trayectorias tensionales

Las trayectorias tensionales fueron diseñadas teniendo en cuenta los objetivos planteados y las características de la nueva célula isotropa. Todas esas trayectorias se realizaron en el equipo descrito en el capítulo 3.

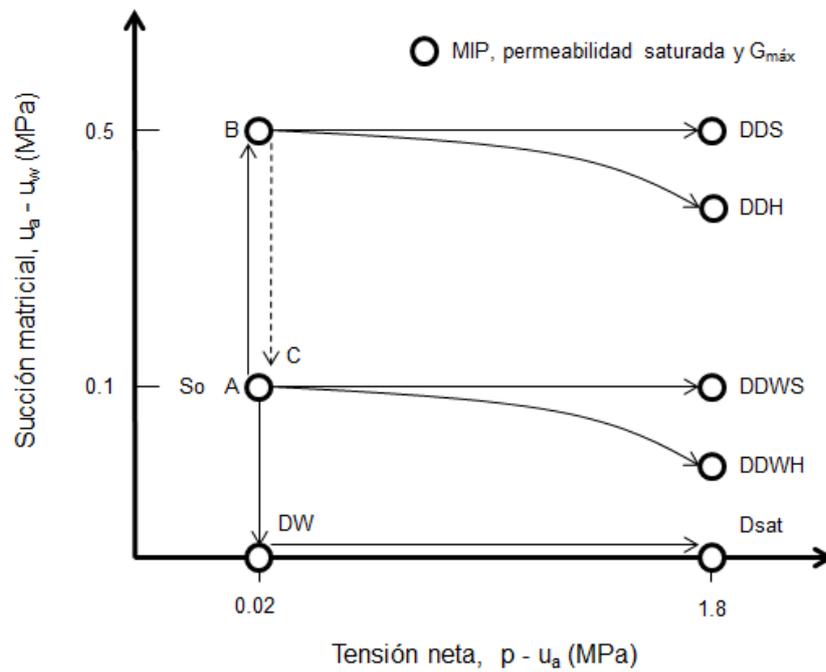
Una arcilla de baja plasticidad (CL) de la ciudad de Barcelona, España, fue la elegida para efectuar tales trayectorias debido a que presenta una doble estructura. Este material se describe ampliamente en el capítulo 4 del presente documento. Las muestras de 38 mm de diámetro y 39 mm de alto se elaboraron mediante compactación estática a una misma densidad seca de 1.70 Mg/m^3 y a dos diferentes humedades (12.5 % y 18.5 %) tal y como se detalla en el capítulo 4.

Las trayectorias tensionales llevadas a cabo en las muestras elaboradas del lado seco (D) y del lado húmedo de compactación (W) pueden observarse en la figura 5.1. Seguidamente, se refiere la nomenclatura utilizada durante el desarrollo de la investigación. La primera letra hace referencia a la condición de compactación (lado seco o lado húmedo), y la segunda describe un secado en dos etapas: primero, a una succión de 0.1 MPa, y después, de 0.5 MPa, con el cual se consigue dar a todas las muestras una misma historia previa de succión. La letra «W», situada en el tercer puesto, se refiere al humedecimiento hasta una succión de 0.1 MPa. Las letras «S» y «H», por su parte, se utilizaron para definir las trayectorias de carga a succión y humedad constantes, respectivamente. De esta manera, se tiene:

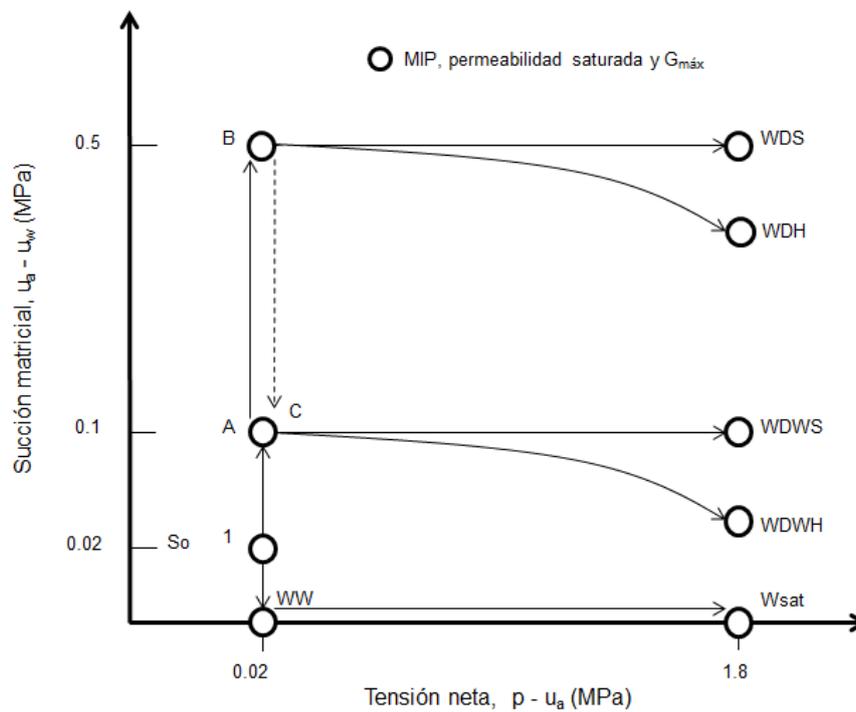
D = elaborado del lado seco ($w = 12.5 \%$).

W = elaborado del lado húmedo ($w = 18.5 \%$).

DW = elaborado del lado seco y saturado a volumen constante.



(a)



(b)

Figura 5.1 Trayectorias tensionales aplicadas en los ensayos y representadas en el plano tensión neta frente a succión. (a) muestras elaboradas del lado seco del óptimo de compactación «D» ($p_d = 1.70 \text{ Mg/m}^3$, $w = 12.5\%$). (b) muestras elaboradas del lado húmedo del óptimo de compactación «W» ($p_d = 1.70 \text{ Mg/m}^3$, $w = 18.5\%$). S_o = succión inicial.

WW = elaborado del lado húmedo y saturado a volumen constante.

Dsat = elaborado del lado seco, saturado y cargado con drenaje hasta 1.8 MPa de tensión.

Wsat = elaborado del lado húmedo, saturado y cargado con drenaje hasta 1.8 MPa de tensión.

DDH = elaborado del lado seco, secado a 0.1 MPa, secado a 0.5 MPa y cargado a humedad constante hasta 1.8 MPa de tensión.

DDS = elaborado del lado seco, secado a 0.1 MPa, secado a 0.5 MPa y cargado a succión constante hasta 1.8 MPa de tensión.

DDWH = elaborado del lado seco, secado a 0.1 MPa, secado a 0.5 MPa, humedecido a 0.1 MPa y cargado a humedad constante hasta 1.8 MPa de tensión.

DDWS = elaborado del lado seco, secado a 0.1 MPa, secado a 0.5 MPa, humedecido a 0.1 MPa y cargado a succión constante hasta 1.8 MPa de tensión.

WDH = elaborado del lado húmedo, secado a 0.1 MPa, secado a 0.5 MPa y cargado a humedad constante hasta 1.8 MPa de tensión.

WDS = elaborado del lado húmedo, secado a 0.1 MPa, secado a 0.5 MPa y cargado a succión constante hasta 1.8 MPa de tensión.

WDWH = elaborado del lado húmedo, secado a 0.1 MPa, secado a 0.5 MPa, humedecido a 0.1 MPa y cargado a humedad constante hasta 1.8 MPa de tensión.

WDWS = elaborado del lado húmedo, secado a 0.1 MPa, secado a 0.5 MPa, humedecido a 0.1 MPa y cargado a succión constante hasta 1.8 MPa de tensión.

Como puede observarse en la figura 5.1, las muestras se ensayaron partiendo de dos succiones iniciales distintas (0.1 MPa y 0.5 MPa); sin embargo, todas fueron sometidas a un secado previo en dos fases hasta la succión de 0.5 MPa. Esto se hizo para preacondicionar a todas las muestras a una misma historia previa de succión y a una misma historia tensional, lo que permitió interpretar correctamente los cambios volumétricos y microestructurales experimentados por las mismas.

Los puntos señalados con un círculo en la figura 5.1 representan los estados en los que se realizaron mediciones de permeabilidad saturada, de porosimetría por intrusión de mercurio (MIP) y del módulo de corte a pequeñas deformaciones mediante ensayos con *bender elements*. Estas mediciones permitieron realizar un seguimiento de la evolución de la microestructura durante las trayectorias tensionales. El estado señalado con el número 1 en la figura 5.1 (b) es la condición de compactación inicial para la muestra elaborada del lado húmedo. El estado inicial coincide con las características del punto A (succión = 0.1 MPa, contenido de humedad = 12.5 %) para la muestra elaborada del lado seco (figura 5.1 (a)).

La realización de trayectorias saturadas (D_{sat} y W_{sat}) es importante porque sirven como referencia al proporcionar una condición de contorno que resulta muy útil durante el modelado. La saturación de la probeta se consiguió mediante un flujo ascendente de agua desde la base de la muestra según el procedimiento descrito en el capítulo 3.

Con estas trayectorias tensionales, se pretende analizar el efecto de la microestructura sobre las superficies de fluencia, sobre la compresibilidad y la rigidez, entre otras cosas, ante pequeñas deformaciones del material debidas a cambios de succión y carga.

Las etapas de que las trayectorias tensionales están compuestas se describen a continuación.

5.2.1 Etapa de equilibrio

Se realizó un proceso de secado en dos etapas con el fin de dar a las muestras una misma historia previa tensional y de succión. Primero, se impuso una succión de 0.1 MPa. Posteriormente, la muestra fue secada hasta un valor máximo de 0.5 MPa. En el caso concreto de las muestras que serían ensayadas a una succión inicial de 0.1 MPa (DDWH, DDWS, WDWH y WDWS), se realizó un humedecimiento reduciendo la succión hasta este valor inicial después del secado. Estas tres etapas se representan con las letras A, B y C, respectivamente (figura 5.1).

La succión se impuso a las muestras aplicando la técnica de traslación de ejes, manteniendo la presión de agua constante y variando la presión de aire hasta alcanzar el valor deseado. Para imponer la succión de 0.1 MPa, las presiones utilizadas fueron $u_w = 0.1$ MPa y $u_a = 0.2$ MPa, mientras que la muestra se llevó hasta 0.5 MPa de succión empleando $u_w = 0.1$ MPa y $u_a = 0.6$ MPa. Durante esta etapa, la tensión neta se mantuvo constante ($p - u_a = 0.02$ MPa). La velocidad del incremento de presión de aire utilizada fue de 1 kPa/min. El controlador de presión de agua GDS midió el volumen de agua que salía o entraba del espécimen según cambiaba el valor de la succión (Tarantino *et al.*, 2011; Baptista, 2013; Heitor *et al.*, 2014). Al alcanzar los valores de succión, se estableció un tiempo de equilibrio bajo condiciones drenadas para cada etapa con el fin de asegurar que el valor de la succión fuera uniforme en toda la muestra. El controlador de presión de agua GDS permitió el registro continuo de las variaciones del volumen de agua en la muestra, lo que hizo posible, a su vez, optimizar el tiempo necesario para detectar el equilibrio.

Punto A = equilibrio de la succión de 0.1 MPa.

Punto B = equilibrio de la succión de 0.5 MPa.

Punto C = equilibrio de la succión de 0.1 MPa después del humedecimiento.

Se asumió que el equilibrio era conseguido cuando el contenido de agua de la muestra se estabilizaba o cuando su variación fuera menor del 0.04 % diario (Sivakumar, 1993; Rampino *et al.*, 1999, Costa, 2002). Típicamente, períodos de 24 horas fueron suficientes para que los especímenes alcanzaran dicho equilibrio.

Debido a que la muestra se encuentra en un estado tensional elástico durante las etapas de secado, humedecimiento y equilibrio de la succión, la reducción de los tamaños de poros ligados a cambios en la succión es despreciable.

5.2.2 Etapa de compresión isótropa

Una vez que el equilibrio se alcanzó en las muestras en los puntos B y C (figura 5.1), se siguieron trayectorias de compresión isótropa a succión constante (DDS, DDWS, WDS, WDWS), a humedad constante (DDH, DDWH, WDH, WDWH) y trayectorias saturadas (D_{sat} y W_{sat}). La velocidad de incremento de la tensión neta fue de 1 kPa por minuto para todas las trayectorias. Con esta velocidad, se consigue que la rapidez con que la presión intersticial de agua se disipa sea mayor que la velocidad a la que se generan nuevas presiones producto del nuevo incremento de carga. Con el fin de verificar que la velocidad de carga era la apropiada, el incremento de la tensión neta se detuvo y mantuvo constante durante la ejecución de las trayectorias. Se observó que las medidas de las deformaciones y del volumen de agua dentro de la muestra permanecieron prácticamente constantes. Esta velocidad de aplicación de la tensión neta propicia una distribución homogénea de la succión en toda la muestra (bordes y zona central) debido a que el agua puede migrar dentro del espécimen equilibrando las presiones intersticiales.

La tensión de preconsolidación para cada trayectoria (p_o) podrá determinarse al terminar las trayectorias de carga, lo que es necesario para delimitar la posición de la superficie de fluencia. También se podrá conocer el efecto de la succión en el comportamiento hidromecánico del suelo ante la aplicación de tensiones isótropas, así como los cambios microestructurales que la muestra haya experimentado.

Para la realización de las trayectorias saturadas (D_{sat} y W_{sat}), se impuso un flujo ascendente de agua desairada y desmineralizada. Partiendo de las condiciones iniciales de las muestras después de ser compactadas estáticamente, se les impuso una tensión confinante de 0.020 MPa y, posteriormente, una presión de agua de 0.01 MPa fue aplicada en la base de la muestra generándose una carga piezométrica de 1 m. Se dejó una línea de drenaje abierta por encima del espécimen a presión atmosférica. Una vez obtenido el flujo de agua, se mantuvo durante 24 horas para conseguir la saturación bajo una tensión neta constante ($p - u_a = 0.02$ MPa). A continuación, se realiza una carga drenada hasta una tensión neta de 1.8 MPa. La velocidad de aplicación de la tensión fue la misma que en todas las otras trayectorias de 1 kPa/min. Con estas dos trayectorias finalizadas, fue posible determinar la tensión de preconsolidación en condiciones saturadas (p_o^*) para ambos estados de compactación (D y W).

5.3 Determinación de la permeabilidad saturada, porosimetría y módulo de corte

Como se muestra en la figura 5.1, se establecieron puntos de análisis en las trayectorias tensionales con el objeto de hacer un seguimiento de la evolución de la microestructura durante los cambios de carga y de succión. Los ensayos que se realizaron en estos puntos fueron de porosimetría por intrusión de mercurio (MIP), de permeabilidad saturada (k_{sat}) y del módulo de corte a pequeñas deformaciones ($G_{m\acute{a}x}$) con en el uso de *bender elements*.

Como se comentó anteriormente, para realizar el ensayo MIP es necesario extraer una muestra cúbica del espécimen de alrededor de 1 cm^3 (sección 4.3.1) por lo que es necesario eliminar por completo la tensión de confinamiento a fin de poder acceder a la muestra de suelo. En cuanto a la determinación de la permeabilidad saturada, también es necesario eliminar por completo dicha tensión, pues la muestra debe contar con una línea de drenaje abierta en su parte superior y encontrarse a presión atmosférica para dar inicio al proceso de saturación. Antes de imponer un flujo ascendente de agua en la muestra, se establece una presión de confinamiento de 0.02 MPa. Bajo esta tensión confinante, se saturó a las muestras siguiendo el procedimiento descrito en el capítulo 3 y se determinó el coeficiente de permeabilidad (k_{sat}).

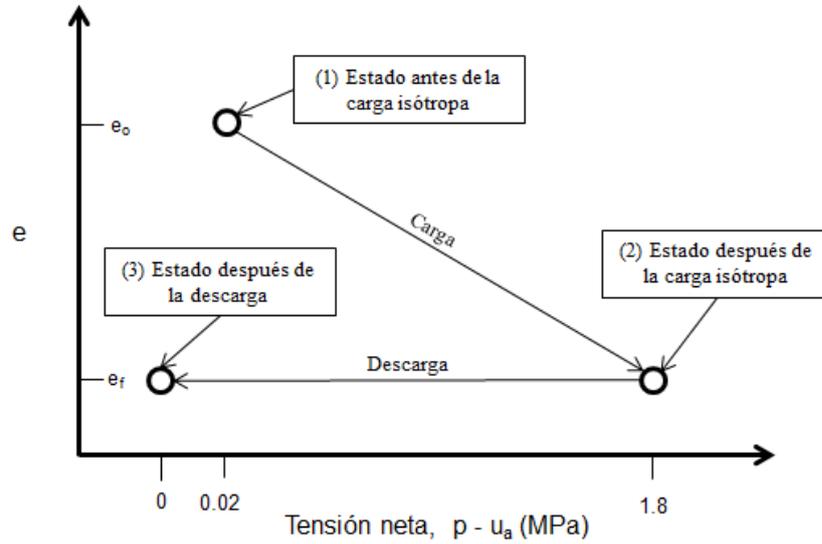
Por lo anterior, para evaluar el k_{sat} y el MIP, después de llegar a la tensión neta máxima (1.8 MPa) se descargó rápidamente a la muestra en forma no drenada para mantener el índice de poros (e) y el contenido de humedad (w) constantes. De esta manera, los ensayos reflejaron las características obtenidas al final de las trayectorias (figura 5.2 (a)).

Debido a que por razones de espacio no fue posible instalar piedras cerámicas en el cabezal y pedestal de los *bender elements*, no se cuenta con los accesorios capaces de medir la succión y al mismo tiempo albergar a dichos dispositivos. Por lo que para determinar el módulo de corte a pequeñas deformaciones fue necesario –una vez se terminada la carga– desmontar a las muestras de la célula isótropa e instalar en ésta el pedestal y cabezal, que alojan a los *bender elements*. Posteriormente, la muestra se montó de nuevo en el equipo isótropo y se aplicó con rapidez la tensión neta correspondiente al final del ensayo para, después, medir el módulo $G_{m\acute{a}x}$ siguiendo el procedimiento descrito en el capítulo 3 (figura 5.2 (b)). Se considera que la descarga no afecta en gran medida a las características microestructurales adquiridas por la muestra al final de la trayectoria de carga.

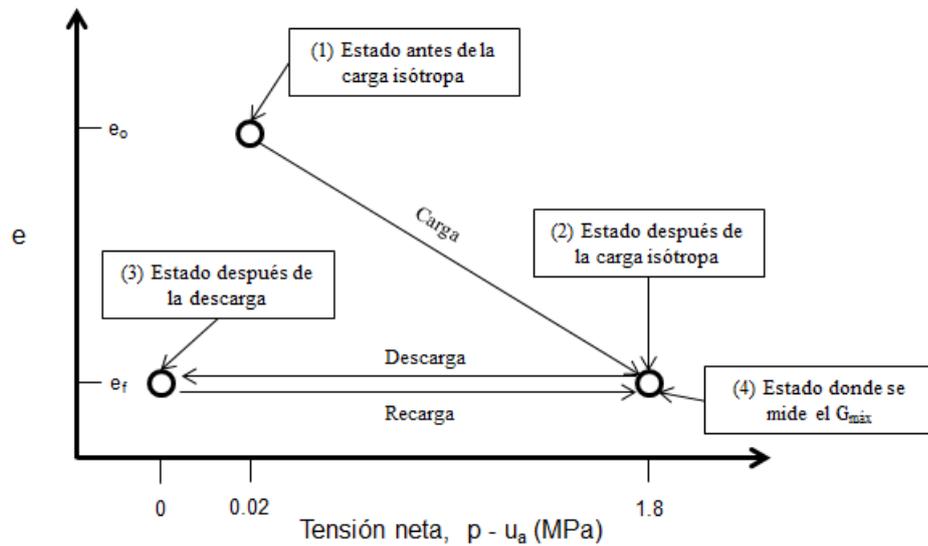
Para realizar los ensayos MIP, k_{sat} y $G_{m\acute{a}x}$ en los puntos de equilibrio A, B y C (figura 5.1), hubo que esperar hasta que la muestra se estabilizará para, posteriormente, iniciar la descarga no drenada.

En todos los casos, las deformaciones experimentadas por las muestras se midieron localmente con el sistema de medida de palpadores (sección 3.3.3). Al final, eso permitió contar con las deformaciones

volumétricas, con los valores de succión, con los valores del módulo de corte, de permeabilidad saturada y con las características microestructurales obtenidas en cada etapa.



(a)



(b)

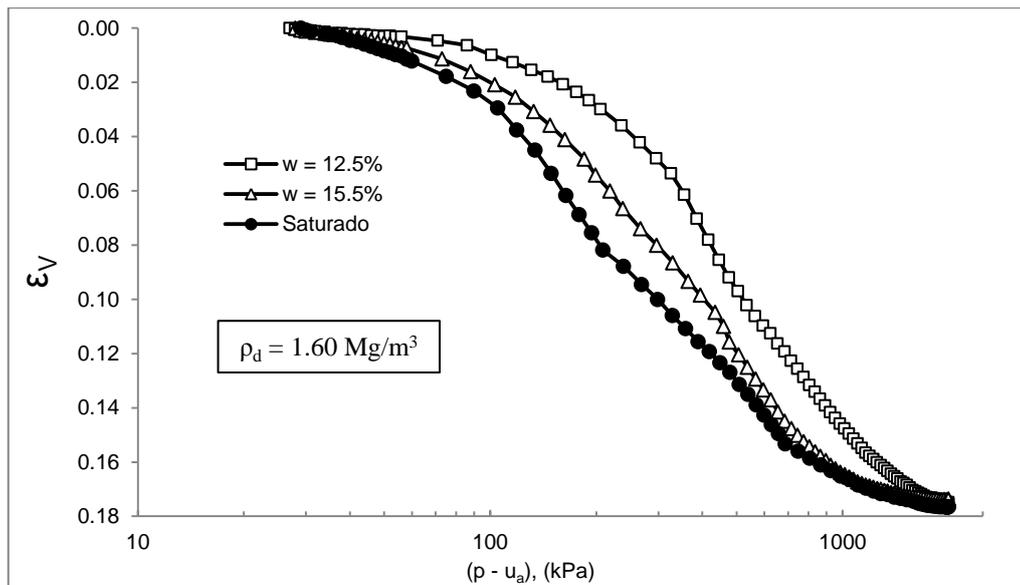
Figura 5.2 Trayectorias de descarga de los ensayos de compresión isotrópica. (a) Descarga para realizar ensayos MIP y k_{sat} . (b) Descarga y recarga para medir el $G_{máx}$.

5.4 Ensayos isotrópicos previos

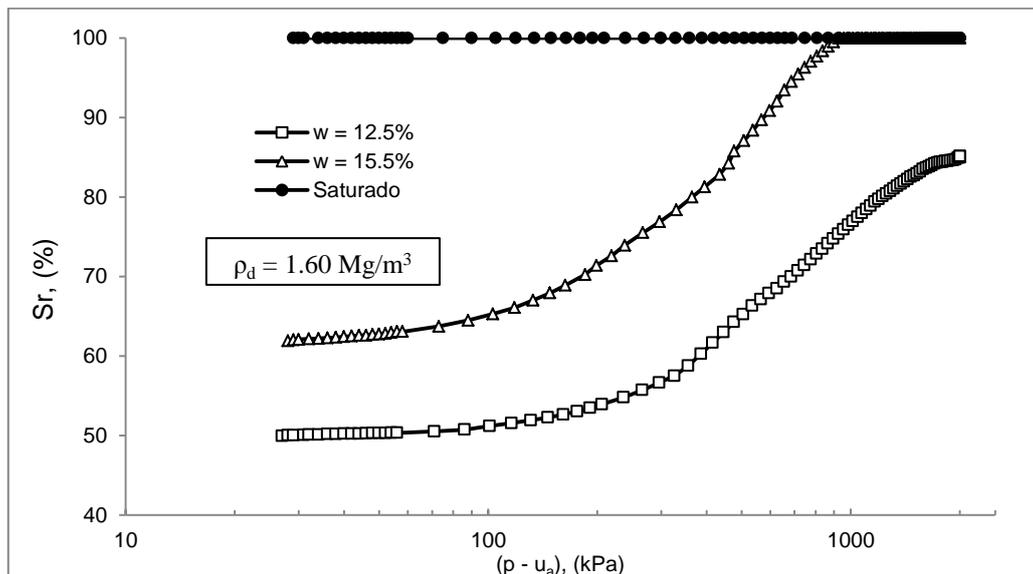
Antes de iniciar el plan de trabajo propuesto, se realizaron tres grupos de ensayos con el fin de verificar la funcionalidad de la nueva célula isotrópica. A continuación, dichas tipologías de ensayo se describen.

El primer grupo de ensayos se llevó a cabo a una densidad seca de 1.60 Mg/m^3 y a distintas humedades. El objetivo era evaluar la influencia de la humedad en la compresibilidad, seguir la evolución del grado de saturación y verificar si se llegaba a un mismo estado de deformación en todos ellos para una carga a humedad constante hasta 2 MP de tensión.

En la figura 5.3 (a), se puede observar que el suelo saturado es mucho más compresible y que las otras muestras, aunque son más rígidas, sufren una gran deformación con el paso del tiempo.



(a)



(b)

Figura 5.3. Ensayos de compresión isotrópica en suelos con densidad seca de 1.60 Mg/m^3 .

(a) Deformación volumétrica frente a tensión neta, b) grado de saturación frente a tensión neta.

Cerca de los 2 MPa de tensión, la cantidad de macroporos presentes en dichas muestras es similar y alcanzan valores de deformación muy parecidos. La evolución del grado de saturación en cada muestra se exhibe en la figura 5.3 (b). Las deformaciones axial y radial (ϵ_1 , ϵ_2 y ϵ_3) también se midieron en todos los casos, y el saturado se presenta como ejemplo (figura 5.4). En la figura 5.4, es posible observar que las deformaciones axial y radial no son iguales a pesar del estado de carga isótopo. Esto se debe a que existe cierta anisotropía inducida durante la compactación unidimensional, ya que esta se torna más rígida en la dirección axial como consecuencia del mayor desplazamiento.

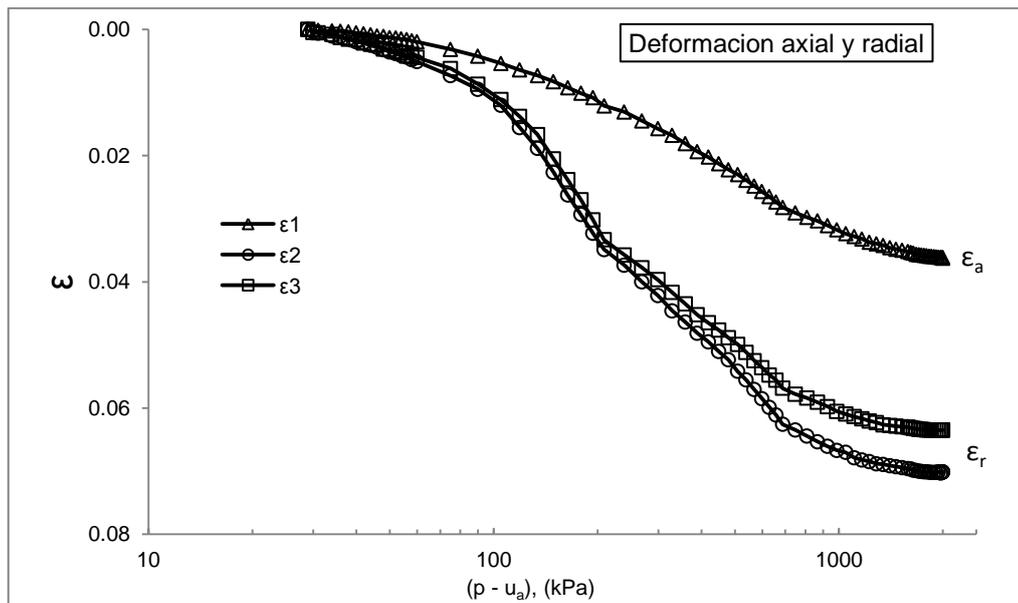


Figura 5.4. Deformaciones radial y axial frente a tensión neta.

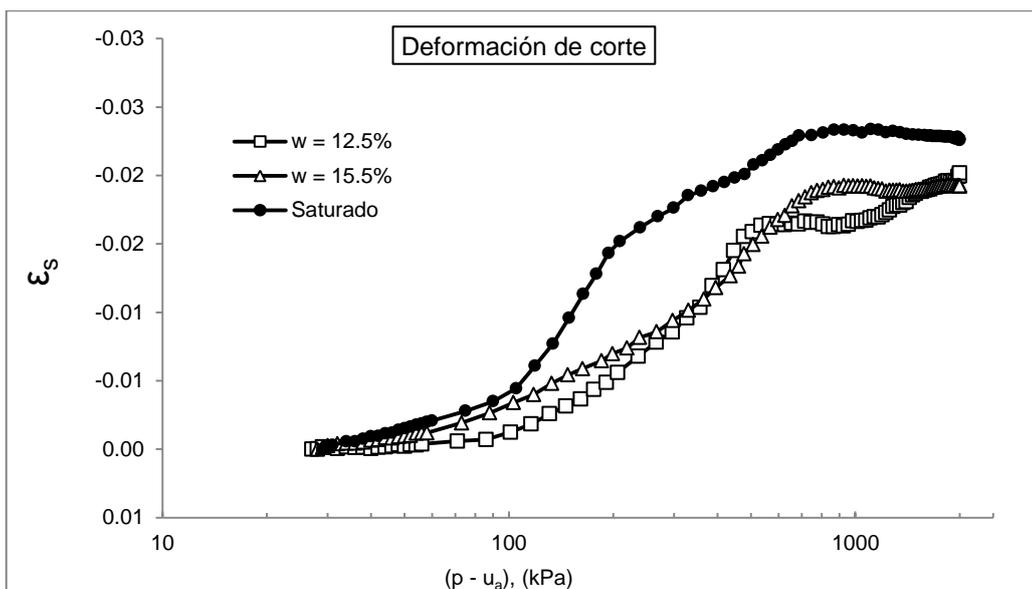
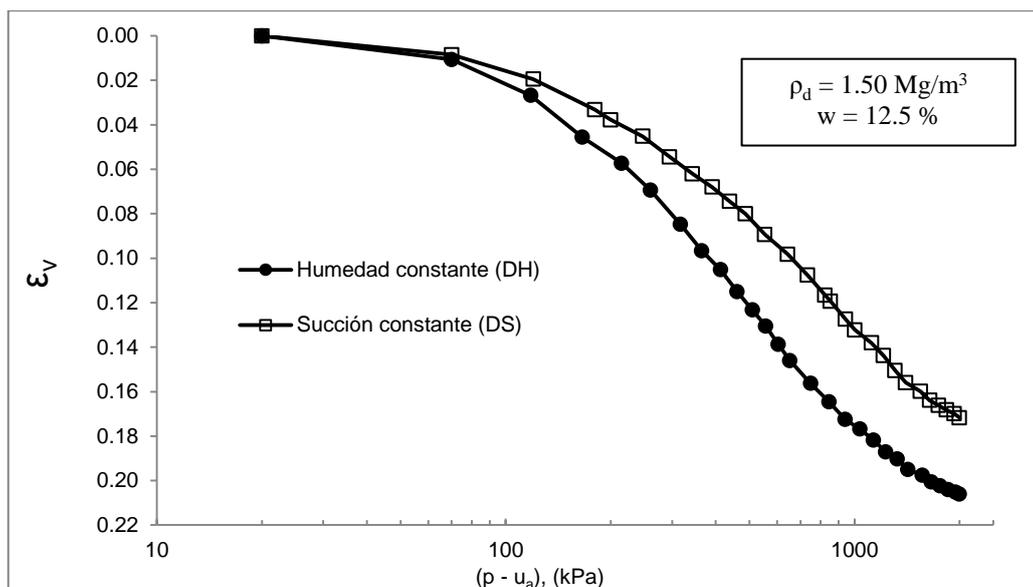
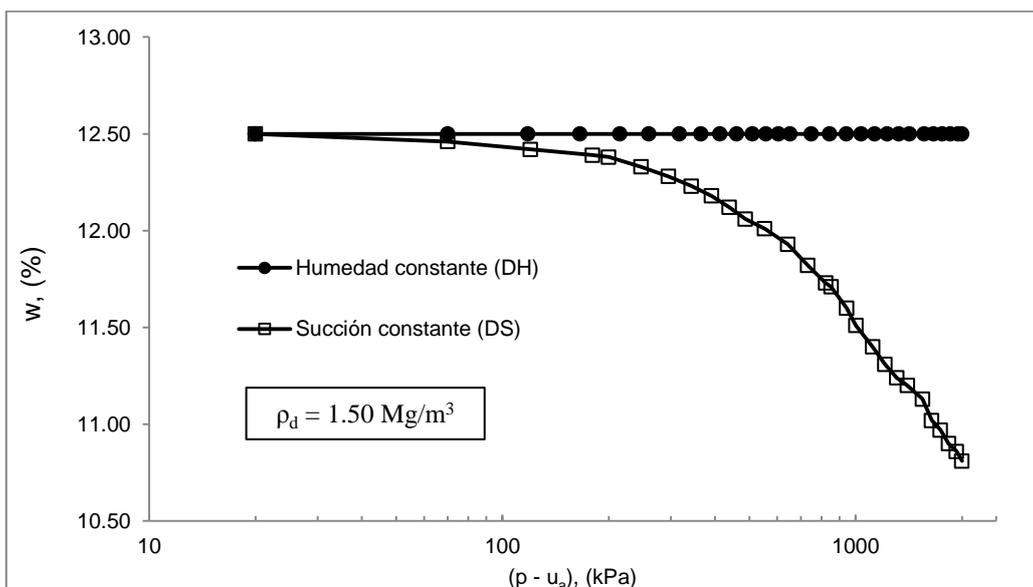


Figura 5.5. Deformación de corte frente a tensión neta.

El segundo grupo de ensayos fue el de los de humedad constante frente a succión constante. Estos ensayos se realizaron para evaluar cómo se comportan las muestras partiendo de una misma succión, pero cargando uno a humedad constante y otro a succión constante. En los siguientes ensayos, las muestras se compactaron del lado seco (D) a una humedad del 12.5 % y con una densidad seca de 1.50 Mg/m^3 , y se cargaron hasta 2 MPa de tensión neta en trayectorias a humedad (DH) y succión constantes (DS) (figura 5.6). Antes de iniciar dichos ensayos, se impuso al suelo una succión de 100 kPa mediante la técnica de traslación de ejes, cifra que corresponde a su valor de succión inicial.



(a)

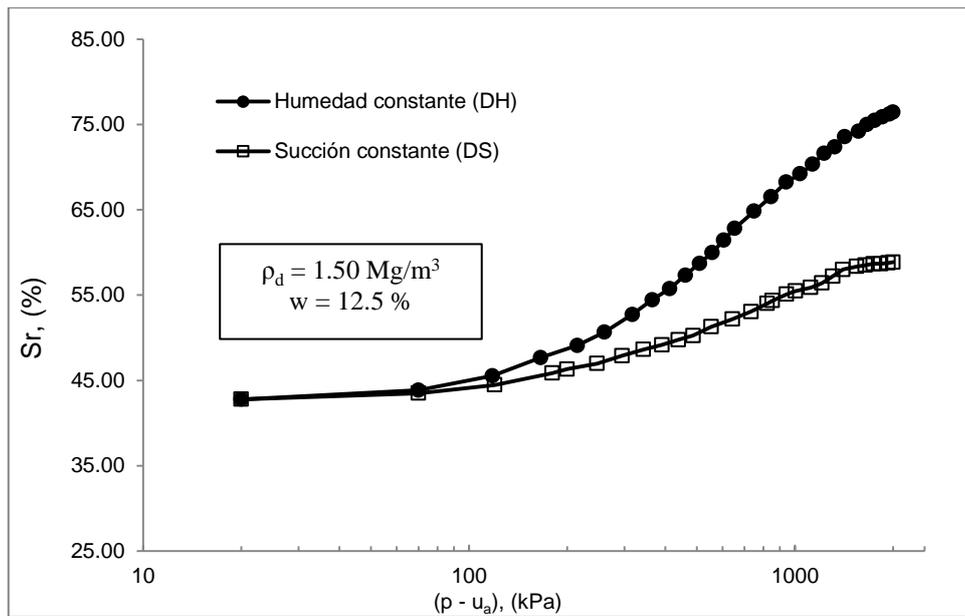


(b)

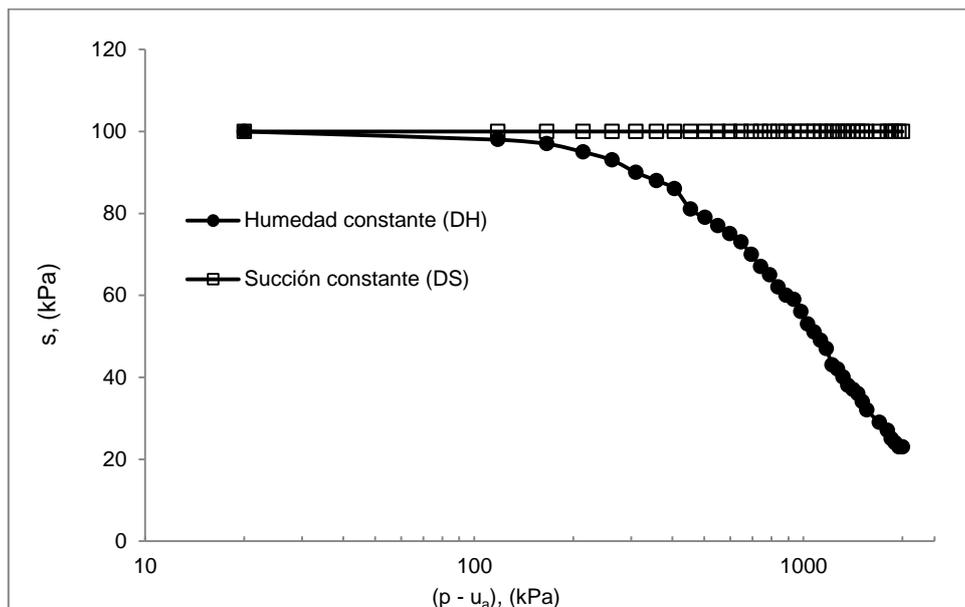
Figura 5.6. Ensayos de carga isotrópica a humedad y succión constantes en suelos con densidad seca de 1.50 Mg/m^3 . (a) deformación volumétrica frente a tensión media, (b) contenido de agua frente a tensión media.

En la figura 5.6 (a) se observa que la muestra cargada a succión constante (DS) exhibe menor deformabilidad, debido a que para mantener la succión (100 kPa) la muestra expulsa agua (figura 5.6 (b)) lo que aumenta su rigidez.

El pedestal con el sensor miniatura se empleó en estos ensayos para efectuar una medida directa de la succión (sección 3.4.3) durante la ejecución de la carga. La figura 5.7 muestra la evolución del grado de saturación y de la succión durante las trayectorias de carga en función de la tensión neta.



(a)

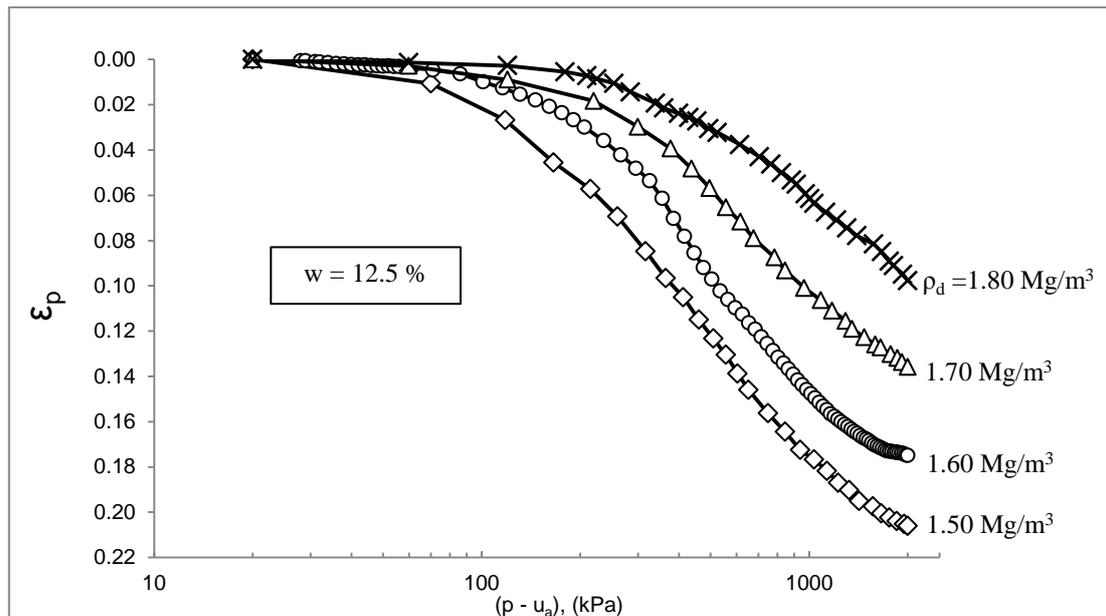


(b)

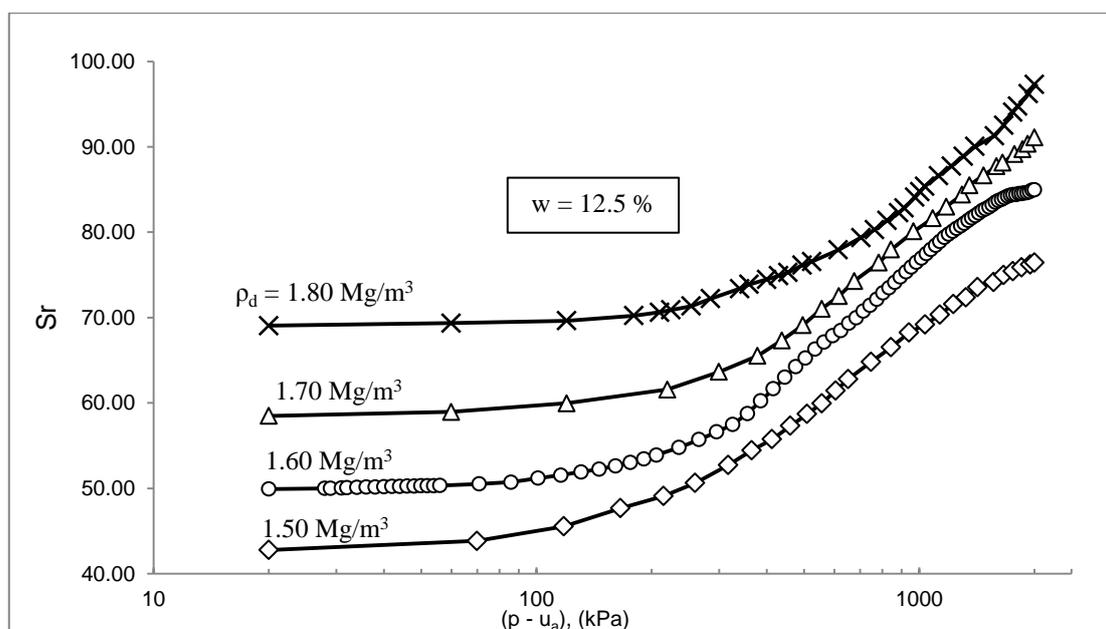
Figura 5.7. Grado de saturación frente a tensión neta, b) succión frente a tensión neta, ($\rho_d = 1.50 \text{ Mg/m}^3$).

El último grupo de ensayos se hizo con suelos fabricados a distintas densidades secas y una misma humedad del 12.5 % con el objetivo de evaluar la compresibilidad de las muestras. Las densidades secas utilizadas fueron 1.50, 1.60, 1.70 y 1.80 Mg/m³.

Como puede verse en la figura 5.8, la deformabilidad de la muestra aumenta al disminuir la densidad seca.



(a)



(b)

Figura 5.8. (a) deformación volumétrica frente a tensión neta; (b) grado de saturación frente a tensión neta.

Las muestras con densidades de 1.50 Mg/m^3 y 1.60 Mg/m^3 presentan una gran deformabilidad, pero son susceptibles de sufrir daños desde el preciso instante en que se extraen del molde metálico donde se elaboraron hasta que se montan en la nueva célula isótropa. Por el contrario, la muestra elaborada con densidad de 1.80 Mg/m^3 presenta poca deformabilidad aunque no se daña fácilmente. En lo referente a la elaborada con la densidad de 1.70 Mg/m^3 (densidad elegida para todas las muestras en esta investigación), se observa que todavía experimenta una gran compresibilidad, pero con mucha mayor resistencia al manejo y montaje en la célula isótropa que las elaboradas a densidades secas más bajas (1.50 Mg/m^3 y 1.60 Mg/m^3).

CAPÍTULO 6. RESULTADOS EXPERIMENTALES

6.1 Introducción

Los resultados experimentales obtenidos durante la ejecución del programa de ensayos descrito en el capítulo 5 se explican a continuación. Estos ensayos se realizaron en muestras compactadas a una misma densidad seca (1.70 Mg/m^3) y a dos diferentes humedades (12.5 % y 18.5 %), y los mencionados resultados se detallan en cuatro partes:

Primero, se muestra la caracterización volumétrica del material, obtenida a partir de las trayectorias tensionales llevadas a cabo en la nueva célula isótropa con medida local de la deformación, con control y con medida directa de la succión.

En segundo lugar, se comentan los resultados de la caracterización microestructural del material realizada con ensayos de porosimetría por intrusión de mercurio (MIP); estos datos están complementados con microfotografías FESEM.

Seguidamente, se hace lo propio con los ensayos de permeabilidad saturada efectuados en los puntos de análisis de las trayectorias de carga señaladas en el capítulo 5.

Los resultados de los ensayos con *bender elements* para la determinación de la rigidez a pequeñas deformaciones realizadas en los puntos de análisis de las trayectorias tensionales son examinados en último lugar.

6.2 Caracterización volumétrica del material

Siguiendo el programa experimental descrito en el capítulo 5, se efectuaron ensayos de compresión isótropa a humedad y succión constantes sobre muestras compactadas del lado seco (1.70 Mg/m^3 , $w = 12.5 \%$) y del lado húmedo del óptimo (1.70 Mg/m^3 , $w = 18.5 \%$) en la nueva célula isótropa descrita en el capítulo 3. Estos ensayos han permitido evaluar los efectos de la estructura creada durante el proceso de compactación en el comportamiento volumétrico del material y conocer las variaciones de esta estructura inicial producidas por cambios tensionales, de humedad y de succión. Como se mencionó en el capítulo 5, las muestras fueron preconditionadas a fin de poder comparar los resultados obtenidos en ambas ramas (seca y húmeda); es decir, se llevaron a un mismo estado tensional y a una misma historia previa de succión. Para conseguirlo, se sometió a las mismas a un proceso de secado en dos fases aplicando dos succiones diferentes: 0.1 MPa y 0.5 MPa. Estas succiones se impusieron mediante la técnica de traslación de ejes manteniendo constante la presión de agua y variando la de aire. En las trayectorias a humedad constante, se contó con un registro en tiempo real de la variación de la succión durante todas las etapas del ensayo. El seguimiento de la evolución de dicha succión en las muestras se realizó mediante el sistema descrito en el capítulo 3.

Con las trayectorias de carga en condiciones saturadas (Dsat y Wsat), se busca medir la compresibilidad saturada y el valor de la tensión de preconsolidación saturada. Además de evaluar las compresibilidades, se pretende determinar la forma y posición de la curva LC con el resto de trayectorias.

La presión de aire se mantuvo constante durante la carga isotrópica, por lo que la tensión neta es la mejor opción para representar los datos obtenidos. Debido a que la succión es un parámetro muy importante en el comportamiento hidromecánico de los suelos no saturados, conocer su evolución durante las trayectorias tensionales es esencial para poder predecir dicho comportamiento. Por esta razón, las trayectorias de carga también se representaron en función de la succión. De ese modo, quedaron definidas dos variables tensionales de estado con las que se analizará el comportamiento del material: la tensión neta ($\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}$) y la succión matricial $(u_a - u_w) \delta_{ij}$.

6.2.1 Ensayos isotrópicos sobre muestras saturadas

El programa de ensayos propuesto contempla el estudio de la compresibilidad del suelo en condiciones saturadas mediante las trayectorias Dsat y Wsat. Para ello, y partiendo de las condiciones de compactación inicial, las muestras fueron saturadas bajo volumen constante siguiendo el procedimiento descrito en el capítulo 3 y, posteriormente, se realizó una carga saturada hasta una tensión neta de 2 MPa. La figura 6.1 muestra los resultados de compresión saturada obtenidos en las muestras del lado seco y del húmedo.

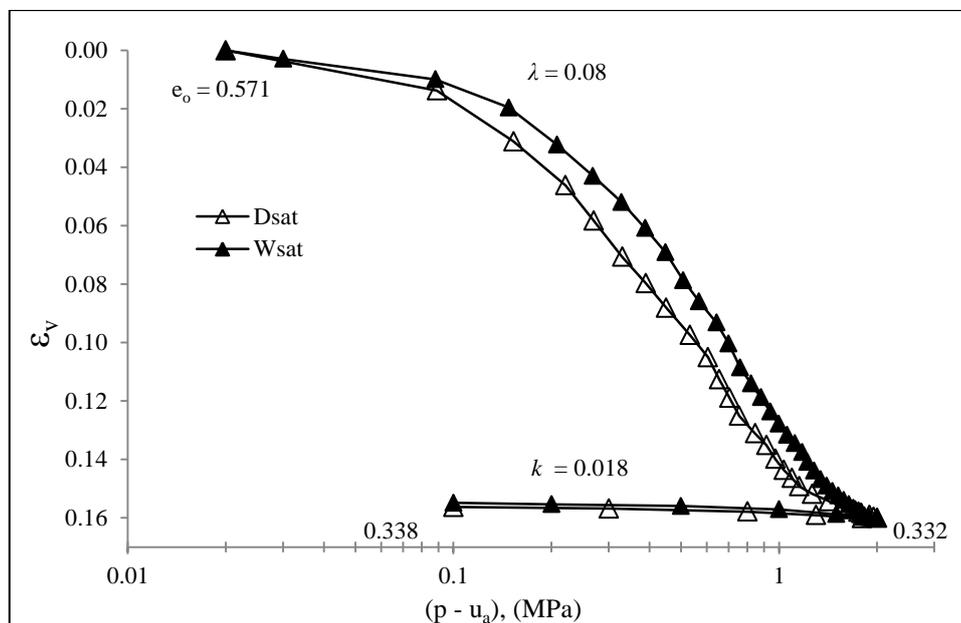


Figura 6.1. Compresibilidad de las muestras Dsat y Wsat.

Es interesante observar que, aunque ambas muestras fueron saturadas y cargadas de la misma forma, la compactada del lado seco del óptimo experimenta mayor deformación durante la compresión que la compactada del lado húmedo, y su deformación solo se iguala prácticamente hacia el final de la

carga. Este comportamiento se puede explicar considerando las diferencias en la estructura creada durante el proceso de compactación. Según se desprende de los resultados de los ensayos MIP llevados a cabo sobre muestras en las condiciones iniciales de compactación (D y W) indicadas en el capítulo 4, las muestras tienen el mismo índice de poros (e) en un principio, pero se tiene un valor de e_{micro} bajo y un e_{macro} mayor al compactar del lado seco del óptimo, lo que se traduce en un mayor potencial de deformación. Lo contrario ocurre al elaborar la muestra compactada del lado húmedo. Una medida de la permeabilidad saturada en ambas muestras (tabla 6.1) confirma que la compactada del lado húmedo exhibe una permeabilidad menor que la compactada del lado seco, ya que su macroporosidad también es inferior. El ensayo de permeabilidad saturada se llevó a cabo siguiendo el procedimiento descrito en el capítulo 3. Estos resultados confirman las observaciones realizadas por otros investigadores (Delage y Graham, 1996; Watabe *et al.*, 2000; Hong *et al.*, 2010; González, 2012; Romero, 2013).

Tabla 6.1. Permeabilidades saturadas de muestras antes de cargar.

Muestra	Densidad seca de compactación (Mg/m ³)	Humedad de compactación (%)	Permeabilidad al agua (m/s)
D	1.7	12.5	3.77×10^{-8}
W	1.7	18.5	6.21×10^{-9}

6.2.2 Ensayos isótropos sobre muestras compactadas del lado seco del óptimo

Los resultados de la carga isótropa sobre las muestras compactadas del lado seco del óptimo se muestran en esta sección; en primer lugar, los de las muestras DDS y DDH. En esta nomenclatura –como se mencionó en el capítulo 5–, la primera letra del nombre de las trayectorias hace referencia a la condición de compactación de la muestra; en este caso, ambos especímenes fueron elaborados del lado seco del óptimo de compactación (D). Siguiendo el plan de ensayo propuesto, se impusieron a las muestras un secado mediante dos succiones matriciales en diferentes etapas antes de aplicar la carga isótropa; este proceso se define como etapa de equilibrio en el capítulo 5. Primero, se impuso una succión de 0.1 MPa y, posteriormente, otra de 0.5 MPa. Cabe recordar que la succión inicial de las muestras compactadas del lado seco coincide con la impuesta en la primer etapa de secado ($s = 0.1$ MPa), a pesar de ello se impuso esta succión a todas las muestras. Este secado en dos fases (0.1 y 0.5 MPa) se realizó para dar a todas esas muestras una misma historia tensional y de succión, lo que permitió interpretar el comportamiento de las mismas, y esto se indica en su nomenclatura con la letra D en segundo lugar. Ambas succiones se aplicaron bajo una tensión media neta ($p - u_a$) de 0.02 MPa en todos los casos, y las muestras se mantuvieron en sus respectivos valores de succión durante el tiempo necesario para alcanzar

el equilibrio. Una vez alcanzado dicho equilibrio bajo la succión de 0.5 MPa, se realizó la carga de compresión isótropa a humedad y succión constantes, representadas por las letras H y S, respectivamente. La velocidad de carga para todos los ensayos fue de 1 kPa/min.

En la figura 6.2, se exponen los resultados correspondientes a las etapas de secado (A y B) y de carga isótropa de las muestras DDS y DDH en función de la deformación volumétrica (ϵ_v), del contenido de humedad (w) y del grado de saturación (S_r) con respecto a la evolución de la succión matricial ($s = u_a - u_w$). También es posible observar la evolución del índice de poros en cada etapa del ensayo. La tabla 6.2, por su parte, recoge las condiciones iniciales y finales de ambas muestras. En el punto A (figura 6.2) correspondiente a la etapa de secado a 0.1 MPa de succión no se observó cambio alguno dado que se impone a la muestra una succión que es igual a la que tiene en condiciones iniciales.

Tabla 6.2. Condiciones iniciales y finales de las muestras DDS y DDH.

	Punto A	Punto B	DDS	DDH
e	0.571	0.570	0.424	0.392
w (%)	12.50	12.24	12.16	12.24
S_r (%)	58.49	57.33	76.57	83.37
s (MPa)	0.100	0.500	0.500	0.392

Se detectaron pequeñas deformaciones ($\epsilon_a = 0.082$ %, $\epsilon_r = 0.47$ %) durante la aplicación de la succión de 0.5 MPa mediante la técnica de traslación de ejes (A→B en la figura 6.2). No obstante, las reducciones de los tamaños de poros ligados a cambios de succión pueden considerarse despreciables debido a que las muestras se encuentran en un estado tensional elástico.

Durante la etapa de secado a 0.5 MPa de succión (A→ B), se puede comprobar que las muestras presentan una respuesta rígida y una expulsión de agua pequeña con respecto a lo que cabría esperar, ya que el aumento de la succión fue de cinco veces el valor inicial (figura 6.2 (b)). Estos pequeños cambios en el contenido de humedad y la práctica ausencia de deformaciones se reflejan en un ligero descenso del grado de saturación (A→ B en la figura 6.2 (c)). Por lo anterior, se comprueba que no existe una gran diferencia en términos de contenido de humedad y del índice de poros entre la muestra sometida a una succión de 0.1 MPa y de otra a 0.5 MPa. Al iniciar la carga isótropa (punto B en la figura 6.2), la muestra a succión constante presenta menor compresibilidad que la cargada a humedad constante, ya que la muestra DDS expulsa agua y aumenta su rigidez para lograr mantener el valor de la succión (0.5 MPa). No obstante, se puede ver que la cantidad de agua expulsada para mantener la succión es de solo el 0.08 %. Debido al incremento de la tensión neta, se producen reducciones en el índice de poros que junto con una pequeña variación en el contenido de humedad propician un aumento del grado de saturación. Este aumento del grado de saturación es mayor en la muestra cargada a humedad constante (figura 6.2 (c)).

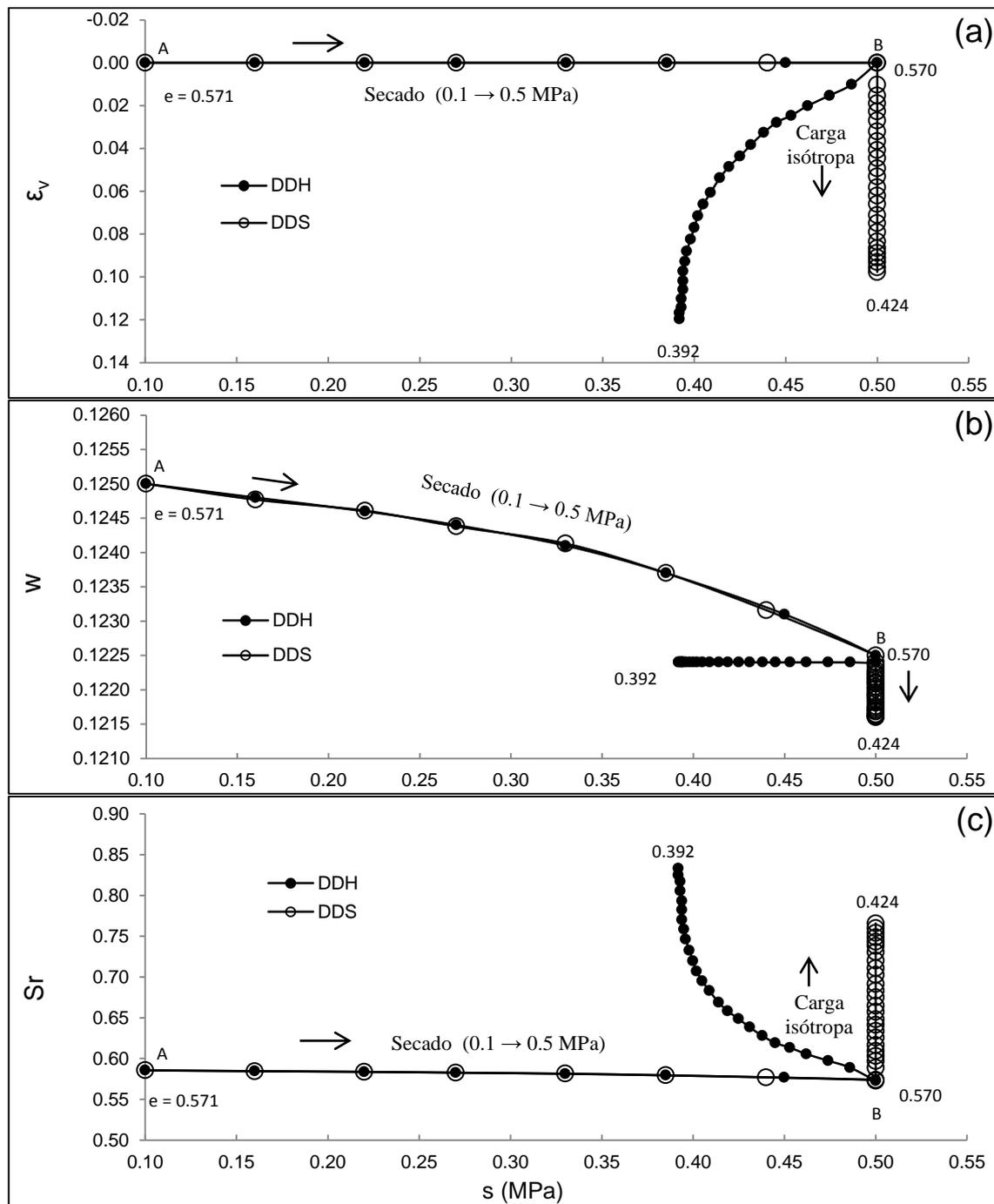


Figura 6.2. Variación de la deformación volumétrica, contenido de humedad y grado de saturación en relación con los cambios de succión obtenidos en los ensayos de compresión isotrópica DDS y DDH.

La figura 6.3 presenta la evolución de la deformación volumétrica (ϵ_v), del contenido de humedad (w), del grado de saturación (S_r) y de la succión (s) con respecto al incremento de la tensión neta ($p-u_a$) durante la carga isotrópica de las muestras DDS y DDH.

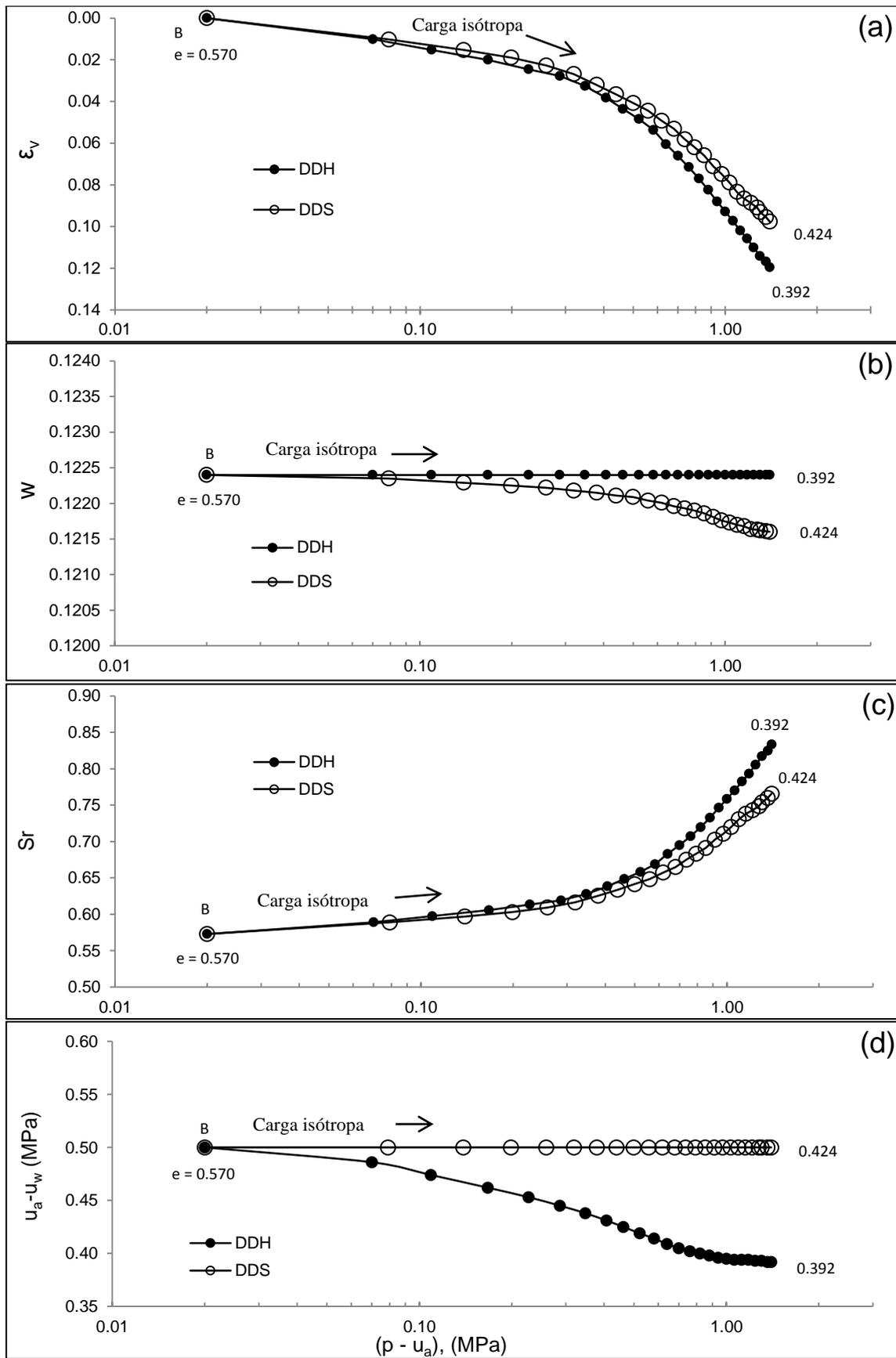


Figura 6.3. Variación de la deformación volumétrica, contenido de humedad, grado de saturación y de la succión en relación con la tensión neta aplicada en los ensayos de compresión isotrópica DDS y DDH.

Como se puede comprobar en la figura 6.3 (a), ambas muestras se deforman prácticamente lo mismo hasta llegar a una tensión neta de alrededor de 0.4 MPa partiendo de una succión de 0.5 MPa y una tensión neta de 0.02 MPa. En este estado, la muestra cargada a humedad constante (DDH) comienza a deformarse más que la cargada a succión constante (DDS). Por su parte, la evolución de la succión en las muestras DDH y DDS durante la carga isótropa se puede observar en la figura 6.3 (d). La medida de la succión se realizó con la ayuda del pedestal con sensor de presión en miniatura descrito en el capítulo 3. Puede verse que la succión va disminuyendo a medida que la tensión neta aumenta en la muestra cargada a humedad constante, ya que se produce una disminución del índice de poros y un aumento del grado de saturación.

El hecho de que el comportamiento de las muestras sea muy parecido en un principio señala que los procesos de carga a humedad y succión constantes son prácticamente los mismos a tensiones bajas, ya que las deformaciones sufridas por tales muestras en este rango de tensiones no causan grandes presiones de agua en los poros. Sin embargo, llega un momento en que el suelo se ha comprimido tanto que el agua tiende a salir, y la trayectoria a succión constante se comprime menos a partir de entonces. La diferencia entre la compresibilidad de ambas muestras se va acrecentando a medida que la tensión neta aumenta.

A continuación, se presentan los resultados de la carga isótropa sobre las muestras DDWS y DDWH. Como ya se mencionó anteriormente, según la nomenclatura adoptada en esta investigación, la primera letra del nombre de la trayectoria representa la condición de compactación de las muestras, y la segunda un secado en dos etapas diferentes (0.1 MPa y 0.5 MPa). En la tercera posición, la letra W hace referencia a un humedecimiento hasta una succión de 0.1 MPa. La letra S, por su parte, representa una carga isótropa a succión constante, y la H hace referencia a una carga isótropa a humedad constante.

Aunque estas dos muestras se ensayaron partiendo de una succión inicial de 0.1 MPa, fueron sometidas al mismo procedimiento de secado en dos fases que se aplicó a las muestras DDS y DDH para darles una misma historia de succión. Utilizando la técnica de traslación de ejes, se comenzó imponiéndoles una succión de 0.1 MPa y, después, otra de 0.5 MPa. Posteriormente, pasaron por una tercera etapa en la que se las humedeció reduciendo la succión hasta un valor de 0.1 MPa. En las tres etapas, las muestras se mantuvieron bajo sus respectivos valores de succión durante el tiempo suficiente para alcanzar el equilibrio. A partir de las condiciones conseguidas al final de la tercera etapa, se realizaron las cargas de compresión isótropa a humedad (DDWH) y succión constantes (DDWS).

La figura 6.4 expone los resultados de las etapas de secado (A y B), de humedecimiento (C) y de carga isótropa de las muestras DDWS y DDWH en función de la deformación volumétrica (ϵ_v), del contenido de humedad (w) y del grado de saturación (S_r) con respecto a los cambios de la succión matricial ($s = u_a - u_w$). Por otro lado, la evolución de la succión (s) y de los parámetros ϵ_v , w y S_r en

función de la tensión neta durante la carga isotrópica se muestra en la figura 6.5. Finalmente, las condiciones iniciales y finales de ambas muestras se presentan en la tabla 6.3.

Tabla 6.3 Condiciones iniciales y finales de las muestras DDWS y DDWH.

	Punto A	Punto B	Punto C	DDWS	DDWH
e	0.571	0.570	0.571	0.373	0.369
w (%)	12.50	12.24	12.35	12.22	12.35
Sr (%)	58.49	57.33	57.75	87.47	89.36
s (MPa)	0.100	0.500	0.100	0.100	0.055

Como se esperaba, el comportamiento exhibido en la figura 6.4 durante las etapas de secado (A y B) es el mismo que en las muestras DDS y DDH: las muestras expulsan una pequeña cantidad de agua a pesar de ser sometidas a una succión de 0.5 MPa y presentan variaciones mínimas en su grado de saturación. No se registra deformación alguna durante la etapa de humedecimiento hasta la succión de 0.1 MPa (punto C en la figura 6.4). Sin embargo, aparece un comportamiento de histéresis por lo que respecta al contenido de humedad (w) (figura 6.4 (b)). No se alcanza el mismo valor de humedad que se tiene en el punto A, el cual posee el mismo valor de succión, aunque la muestra se humedezca hasta una succión de 0.1 MPa. De esta manera, los puntos A y C (figura 6.4) poseen la misma succión, pero distinto contenido de humedad. De hecho, parece ser que la muestra se encuentra en un estado que le impide cambiar fácilmente su contenido de humedad dentro de este rango de succiones, ya que se registró una disminución de dicho contenido del 0.27 % para pasar del punto A (0.1 MPa) al punto B (0.5 MPa), y fue aún menor (0.12 %) para hacerlo del B (0.5 MPa) al C (0.1 MPa). Por este motivo, el grado de saturación se mantiene prácticamente constante al pasar de una succión de 0.5 MPa (punto B en la figura 6.4 (c)) a 0.1 MPa (punto C en la figura 6.4 (c)).

Se puede observar en la figura 6.5 (a) que ambas muestras presentan una deformación volumétrica similar desde el punto de partida de la carga isotrópica (punto C); sin embargo, la muestra cargada a humedad constante (DDWH) es un poco más compresible. Esto se debe a que la muestra DDWS expulsa agua para mantener la succión de 0.1 MPa, lo que la hace un poco más rígida. No obstante, nuevamente se comprueba (figura 6.5 (b)) que la variación de la humedad para mantener la succión es muy pequeña (0.13 %), y esto ocasiona que ambas muestras exhiban deformaciones volumétricas y grados de saturación muy parecidos (figuras 6.5 (a) y (c)). La evolución de la succión durante la carga isotrópica en las muestras DDWS y DDWH se indica en la figura 6.5 (d). La succión se midió con la ayuda del pedestal dotado con el sensor de presión en miniatura descrito en el capítulo 3.

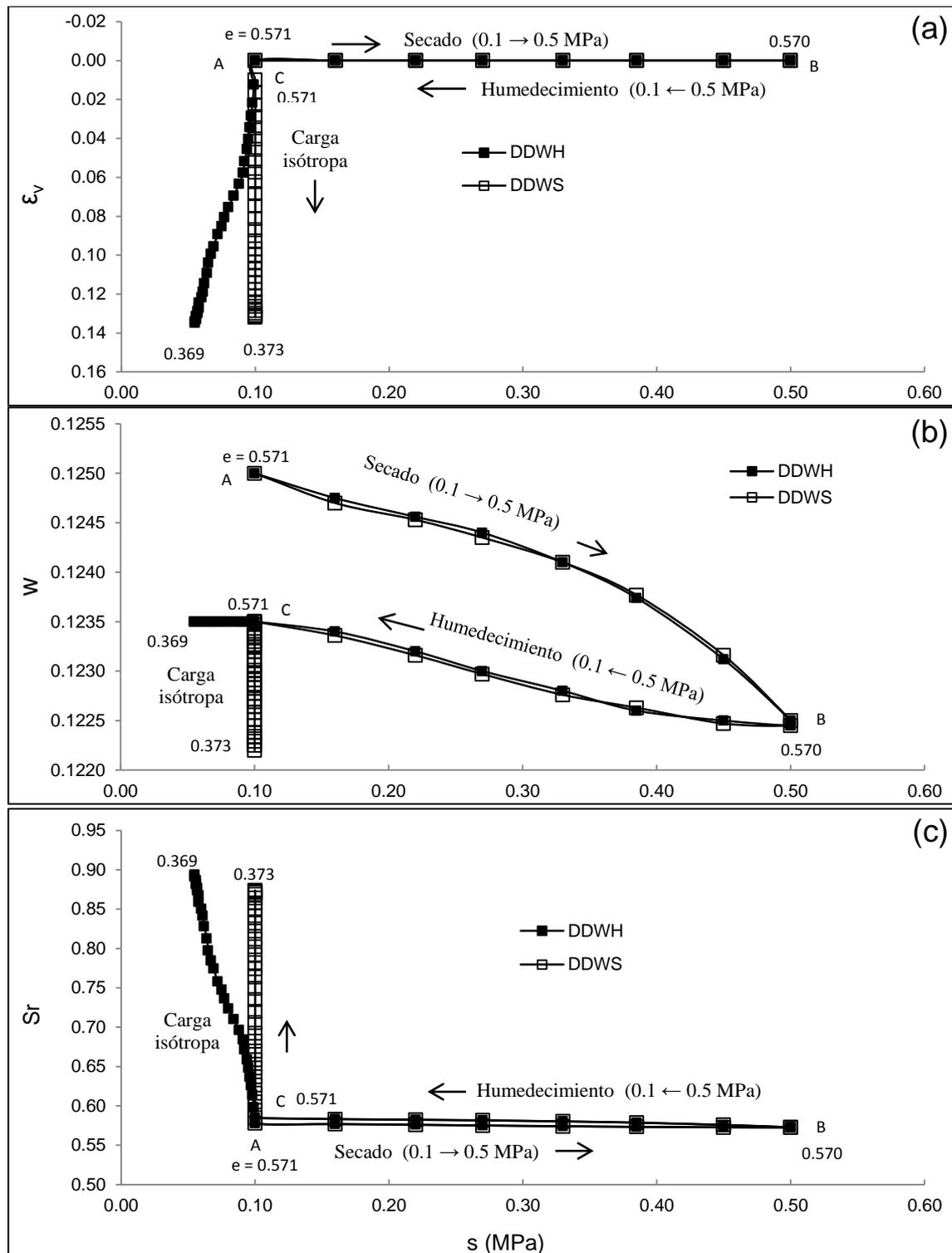


Figura 6.4. Evolución de la deformación volumétrica, contenido de humedad y grado de saturación en relación con los cambios de succión obtenidos en los ensayos de compresión isotrópica DDWS y DDWH.

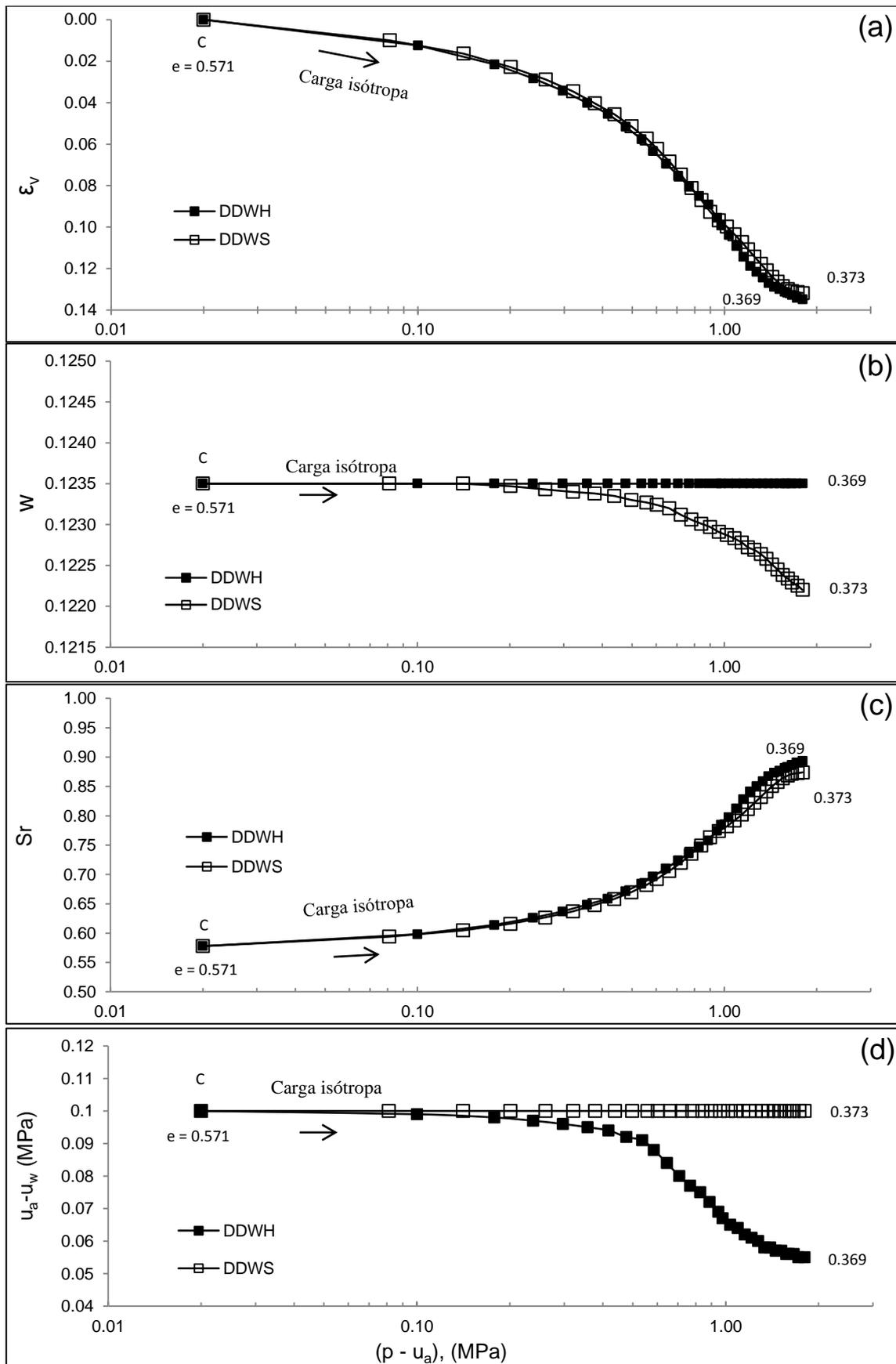


Figura 6.5. Evolución de la deformación volumétrica, contenido de humedad, grado de saturación y succión en relación con la tensión neta aplicada en los ensayos de compresión isotrópica DDWS y DDWH.

Los datos experimentales obtenidos de las cargas isotrópicas sobre las muestras DDWS y DDWH señalan dos cosas:

Primero, cargar a las muestras isotrópamente a humedad constante o succión constante prácticamente no representa ninguna diferencia llegados al punto C (figura 6.4) con una succión de 0.1 MPa, producto de un humedecimiento desde la succión de 0.5 MPa (punto B).

Segundo, para el rango de succiones utilizado (0.1-0.5 MPa), la muestra se encuentra en un estado de “rigidez hidráulica” en el que no cambia fácilmente su contenido de humedad a pesar de que se le imponga un secado o humedecimiento.

Con las trayectorias realizadas sobre las muestras compactadas del lado seco del óptimo (Dsat, DDS, DDH, DDWS Y DDWH), fue posible conocer cinco puntos de la superficie de fluencia (LC) correspondientes a la tensión de preconsolidación (figura 6.6). La presión de preconsolidación en condiciones saturadas determinada a través del ensayo Dsat corresponde al punto de la curva LC en la condición de succión = cero ($S_r = 1$). Los puntos se establecieron utilizando el método de Casagrande, suponiendo las pendientes rectas en el plano de deformación volumétrica (ϵ_v) vs la tensión neta ($p - u_a$). Como referencia, se colocaron la presión máxima de compactación ($\sigma_{v \text{ máx}}$) para las muestras elaboradas del lado seco (D) –calculadas en el capítulo 3– y las curvas LC determinadas por Baptista (2013) en muestras elaboradas del lado seco de la arcilla de baja plasticidad de Barcelona (figura 6.6) a dos densidades secas (1.60 Mg/m^3 y 1.80 Mg/m^3).

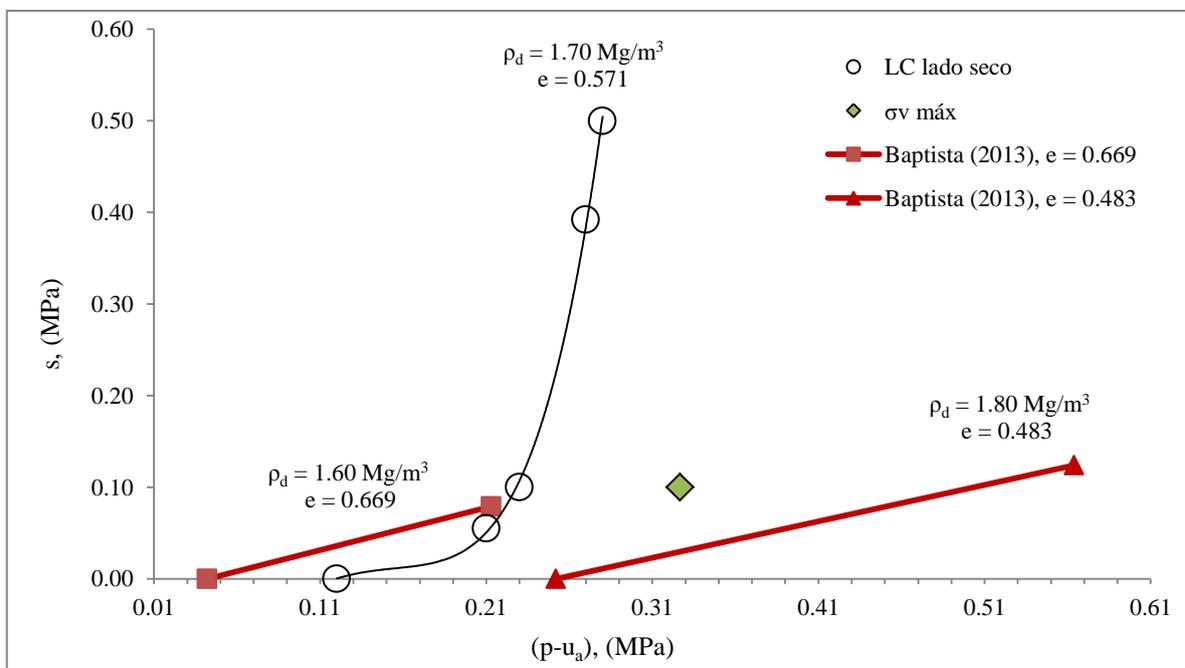


Figura 6.6. Superficie LC para muestras compactadas del lado seco del óptimo ($w = 12.5 \%$).

Las curvas obtenidas por Baptista (2013) constan de dos únicos puntos: la presión máxima de compactación y la presión de preconsolidación en condiciones saturadas, esta última determinada en ensayos edométricos convencionales.

6.2.3 Ensayos isotropos sobre muestras compactadas del lado húmedo del óptimo

Los resultados de la carga isotropa realizada sobre las muestras compactadas del lado húmedo del óptimo (WDS, WDH, WDWS y WDWL) se presentan a continuación. Como se mencionó en el capítulo 5, fue adoptada una nomenclatura en que la primera letra del nombre de cada trayectoria hace referencia a la condición de compactación de las muestras; en este caso, la W indica la elaboración del lado húmedo. Al igual que en las compactadas del lado seco, todas las muestras se sometieron a un secado en dos fases antes de aplicar la carga isotropa; dicho secado se indica mediante la letra D en la segunda posición. Para ello, dos succiones matriciales distintas -0.1 MPa (punto A en la figura 6.7) y 0.5 MPa (punto B en la figura 6.7)– se impusieron a las muestras mediante la técnica de traslación de ejes y bajo una tensión media neta ($p - u_a$) de 0.02 MPa. En todos los casos, tales muestras se mantuvieron bajo los valores de succión durante el tiempo necesario para alcanzar el equilibrio. Este secado proporcionó a las muestras una misma historia tensional y de succión. Debido a los altos valores de la presión de aire utilizada y del grado de saturación de las muestras elaboradas del lado húmedo, la mencionada técnica de traslación de ejes se aplicó cuidadosamente con el fin de minimizar la deformación volumétrica de las muestras así como la variación de la succión matricial inicial (Romero, 2001; Airò Farulla 2004; Airò Farulla y Ferrari 2005; Airò Farulla et al. 2007). La evolución de esta se registró en tiempo real en todos los ensayos con el sistema descrito en el capítulo 5.

Seguidamente, se desarrollan los resultados de los ensayos sobre las muestras WDH y WDS. Una vez que se alcanzó el equilibrio bajo la succión de 0.5 MPa se realizó la carga de compresión isotropa en estas muestras a humedad y succión constantes, representadas por las letras H y S, respectivamente. Los resultados correspondientes a las etapas de secado (A y B) y de carga isotropa de las muestras WDS y WDH en función de la deformación volumétrica (ϵ_v), del contenido de humedad (w) y del grado de saturación (S_r) con respecto a la evolución de la succión matricial ($s = u_a - u_w$) se indican en la figura 6.7. Por su parte, la evolución de la succión y de los parámetros ϵ_v , w y S_r , en función de la tensión neta durante la carga isotropa pueden observarse en la figura 6.8. Finalmente, la tabla 6.4 presenta las condiciones iniciales y finales de ambas muestras.

Tabla 6.4. Condiciones iniciales y finales de las muestras WDS y WDH.

	Punto 1 (condición inicial)	Punto A	Punto B	WDS	WDH
e	0.571	0.566	0.526	0.386	0.340
w (%)	18.50	17.62	13.60	12.66	13.60
Sr (%)	86.51	83.12	69.03	87.57	100
s (MPa)	0.020	0.100	0.500	0.500	0.364

Queda patente que ocurren cambios volumétricos y de contenido de humedad ocasionados por la aplicación de la succión matricial durante el secado en dos fases (figura 6.7). La deformación volumétrica registrada en la etapa de secado a 0.1 MPa de succión (1→A en la figura 6.8) fue del 0.51 %, mientras que alcanzó un 2.39 % en la de secado a 0.5 MPa (A→B en la figura 6.7). Esta reducción en el volumen se debe a la salida de agua y al incremento de la tensión en los contactos entre las partículas (Airò Farulla y Jommi, 2005). Como se puede ver en la figura 6.7 (b), la reducción del contenido de humedad durante la etapa de secado a 0.1 MPa de succión (1→A) es del 0.88 %, y de un 4.01 % en la de secado a 0.5 MPa (A→B). Estos importantes cambios en el contenido de humedad se reflejan en una disminución del grado de saturación de la muestra a pesar de la deformación volumétrica experimentada. En las figuras (6.7 (a) y 6.8 (a)) se observa que la muestra ensayada a succión constante es menos compresible que la muestra cargada a humedad constante, ya que expulsa agua para mantener la succión de 0.5 MPa, por lo que su rigidez aumenta. Sin embargo, la diferencia en el contenido de humedad entre ambas muestras es solo del 0.94 % (figuras 6.7 (b) y 6.8 (b)). Debido al incremento de la tensión neta, se producen reducciones en el índice de poros que se traducen en un aumento del grado de saturación. Este aumento del grado de saturación es mayor en la muestra cargada a humedad constante, WDH (figura 6.8 (c)). Dado que la succión matricial de una muestra de suelo con contenido de agua constante varía con el grado de saturación y con el tamaño de los poros, la muestra WDH disminuye su succión a medida que la trayectoria de carga isotropa se desarrolla (figura 6.8 (d)). Es interesante advertir (figuras 6.7 (c) y 6.8 (c)) que la muestra cargada a humedad constante (WDH) alcanza la saturación y que lo hace manteniendo un valor de succión; de hecho, esta succión es de 0.364 MPa al final de la trayectoria (figura 6.8 (d)). Eso es posible ya que, como se verá más adelante, los macroporos son casi inexistentes en las muestras elaboradas del lado húmedo después de cargadas, mientras que la microporosidad se encuentra más desarrollada. Por ello, el valor de entrada de aire (*Air-Entry value, AEV*) que se necesita para desaturar a la muestra es la succión necesaria para desaturar a los microporos, la cual es mayor de 0.364 MPa. Este comportamiento fue observado por Tarantino *et al.* (2011) dentro de un estudio en el que ocho universidades europeas integrantes de la MUSE (*Mechanics of Unsaturated Soils for Engineering*) realizaron una comparación entre diferentes técnicas de medida y control de la succión sobre muestras fabricadas con una mezcla de arena, caolinita y bentonita. Las características de retención de agua de los especímenes inicialmente saturados se estudiaron en la rama principal de secado, por lo que tales especímenes fueron desaturados imponiendo valores de succión mediante la técnica de traslación de ejes,

entre otras. Hecho esto, se comprobó que las muestras permanecen saturadas para valores de succión menores de 0.2 MPa.

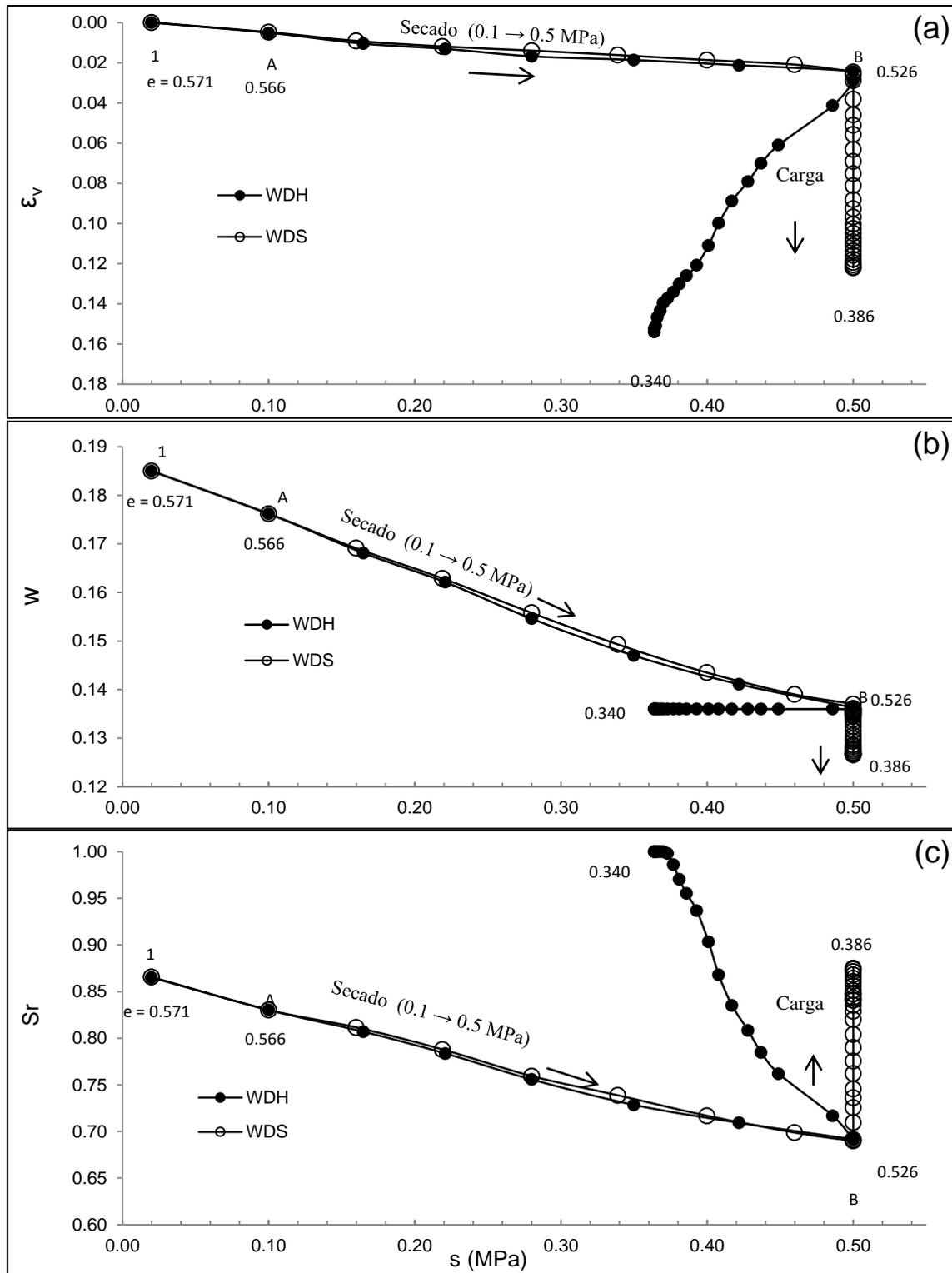


Figura 6.7. Variación de la deformación volumétrica, contenido de humedad y grado de saturación en relación con los cambios de succión obtenidos en los ensayos de compresión isotrópica WDS y WDH.

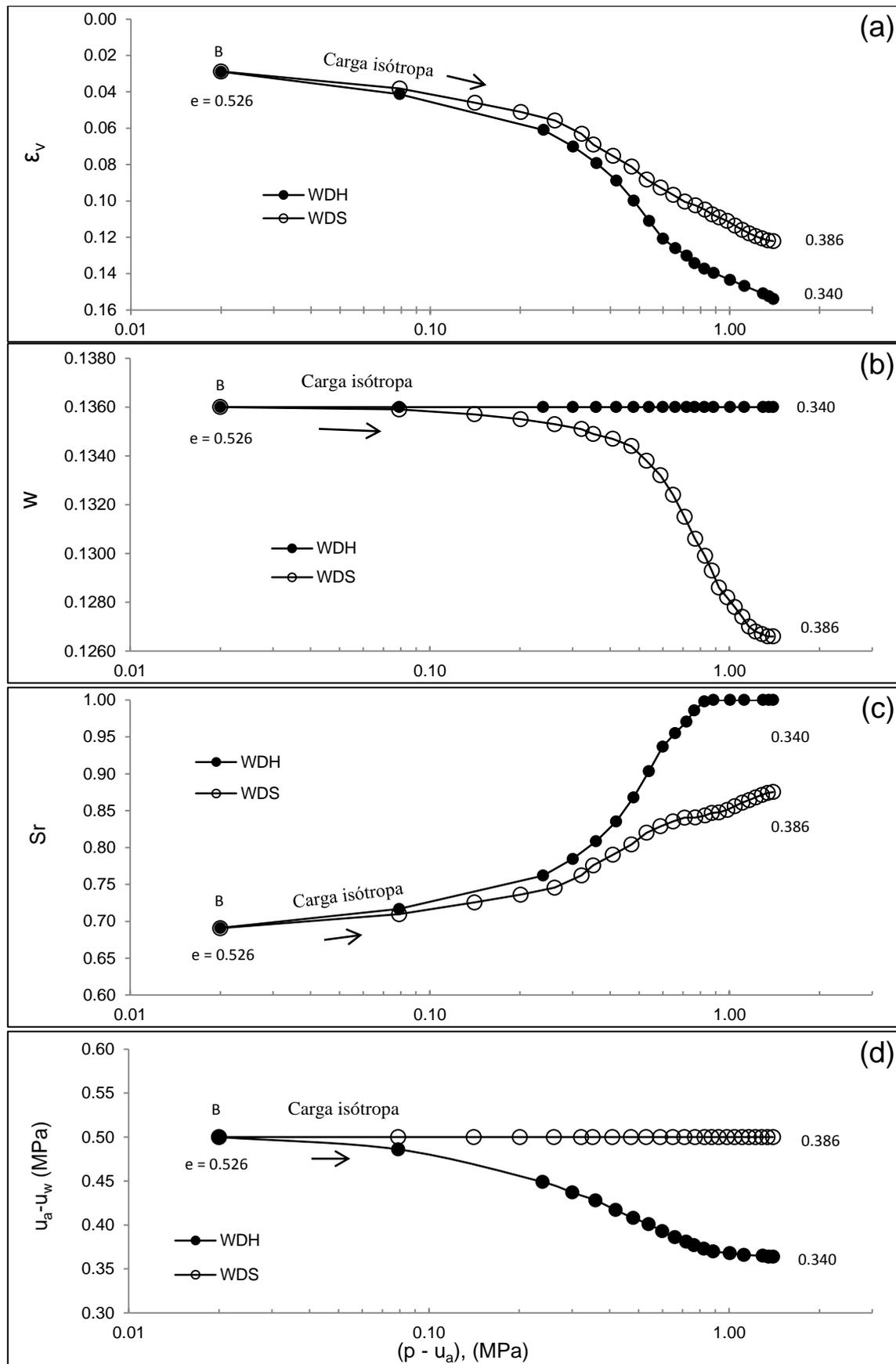


Figura 6.8. Evolución de la deformación volumétrica, contenido de humedad, grado de saturación y succión en relación con la tensión neta aplicada en los ensayos de compresión isotrópica WDH y WDS.

Los resultados de la carga isotrópica sobre las muestras WDWS y WDWH se desarrollan a continuación. Como se ha indicado anteriormente, la letra W en la primera posición del nombre de las muestras indica su condición de compactación; en este caso, del lado húmedo del óptimo. La letra D, por su parte, hace referencia al secado en dos fases (0.1 MPa y 0.5 MPa) también antes comentado, la letra W en el tercer puesto se refiere a un humedecimiento hasta succión de 0.1 MPa, y las cargas a succión y humedad constantes están indicadas con las letras S y H, respectivamente.

Los resultados de las etapas de secado, de humedecimiento y de carga isotrópica de las muestras WDWS y WDWH en función de la deformación volumétrica (ϵ_v), del contenido de humedad (w) y del grado de saturación (S_r) con respecto a los cambios de la succión matricial ($s = u_a - u_w$) pueden comprobarse en la figura 6.9. Es posible hacer lo propio con la evolución de la succión y de los parámetros ϵ_v , w y S_r en función de la tensión neta durante la carga isotrópica (figura 6.10). Finalmente, las condiciones iniciales y finales de ambas muestras se presentan en la tabla 6.5.

Durante las etapas de secado (1→A→B en la figura 6.9), se producen cambios volumétricos y de contenido de humedad ocasionados por la aplicación de la succión matricial, al igual que en las trayectorias WDS y WDH. Estos cambios provocan una disminución del grado de saturación en la muestra.

Tabla 6.5. Condiciones iniciales y finales de las muestras WDWS y WDWH.

	Punto 1 (condición inicial)	Punto A	Punto B	Punto C	WDWS	WDWH
e	0.571	0.566	0.526	0.548	0.341	0.333
w (%)	18.50	17.62	13.60	13.74	12.30	13.28
S_r (%)	86.51	83.12	69.03	66.94	96.31	100
s (MPa)	0.020	0.100	0.500	0.100	0.100	0.039

Por otra parte, se registra una recuperación elástica de la deformación volumétrica (2.90 % → 1.46 %) durante la etapa de humedecimiento hasta la succión de 0.1 MPa (B→C en la figura 6.9). Por lo que respecta al contenido de humedad, en la figura 6.9 (b) se observa que esta varía muy poco (+0.13 %) en relación con la magnitud del humedecimiento que se aplicó (0.5 MPa→0.1MPa). Por ello, los puntos A y C tienen la misma succión (0.1 MPa), pero diferentes contenidos de humedad: 17.62 % y 13.74 %, respectivamente. Nuevamente, se comprueba que las muestras se encuentran en un estado de rigidez hidráulica en que les es difícil cambiar su contenido de humedad. La recuperación de una parte de la deformación experimentada durante el proceso de secado y el poco incremento en el contenido de humedad propician una disminución del grado de saturación (figura 6.9 (c)).

Una vez iniciada la carga isotrópica –a partir del punto C–, ambas muestras presentan prácticamente la misma deformación volumétrica (figuras 6.9 (a) y 6.10 (a)). En estas mismas figuras, se observa que la muestra ensayada a humedad constante (WDWH) llega a la saturación antes del fin de la carga y expulsa agua por las salidas del cabezal situado en la muestra debido al aumento de la tensión neta. La muestra cargada a succión constante expulsa agua para mantener la succión de 0.1 MPa, razón por la que exhibe una rigidez ligeramente mayor al final del ensayo. Terminada la carga, la diferencia en el contenido de agua entre ambas muestras es del 0.98 %. Como se puede ver en las figuras 6.9 (c) y 6.10 (c), la muestra cargada a humedad constante alcanza la saturación manteniendo un valor de succión de 0.049 MPa y conserva un valor de succión de 0.039 MPa finalizada la carga. La evolución de la succión durante la carga isotrópica sobre las muestras WDWH y WDWS puede comprobarse en la figura 6.10 (d).

Al igual que con las muestras compactadas del lado seco, fue posible conocer cinco puntos de la superficie de fluencia (LC) correspondientes a la tensión de preconsolidación (figura 6.11). La presión de preconsolidación en condiciones saturadas determinada mediante el ensayo W_{sat} corresponde al punto de la curva LC en la condición de succión igual a cero ($S_r = 1$). Los puntos se establecieron utilizando el método de Casagrande y suponiendo las pendientes rectas en el plano de deformación volumétrica (ϵ_v) vs tensión neta ($p - u_a$). La figura 6.11 exhibe las curvas de fluencia obtenidas para los lados húmedo y seco del óptimo de compactación. Las presiones máximas de compactación ($\sigma_{v \text{ máx}}$) y las curvas LC, determinadas por Baptista (2013) en muestras elaboradas del lado seco de la arcilla de baja plasticidad de Barcelona, se colocaron como referencia. Tales curvas constan solamente de dos puntos: la presión máxima de compactación y la presión de preconsolidación en condiciones saturadas, determinada esta última en ensayos edométricos convencionales.

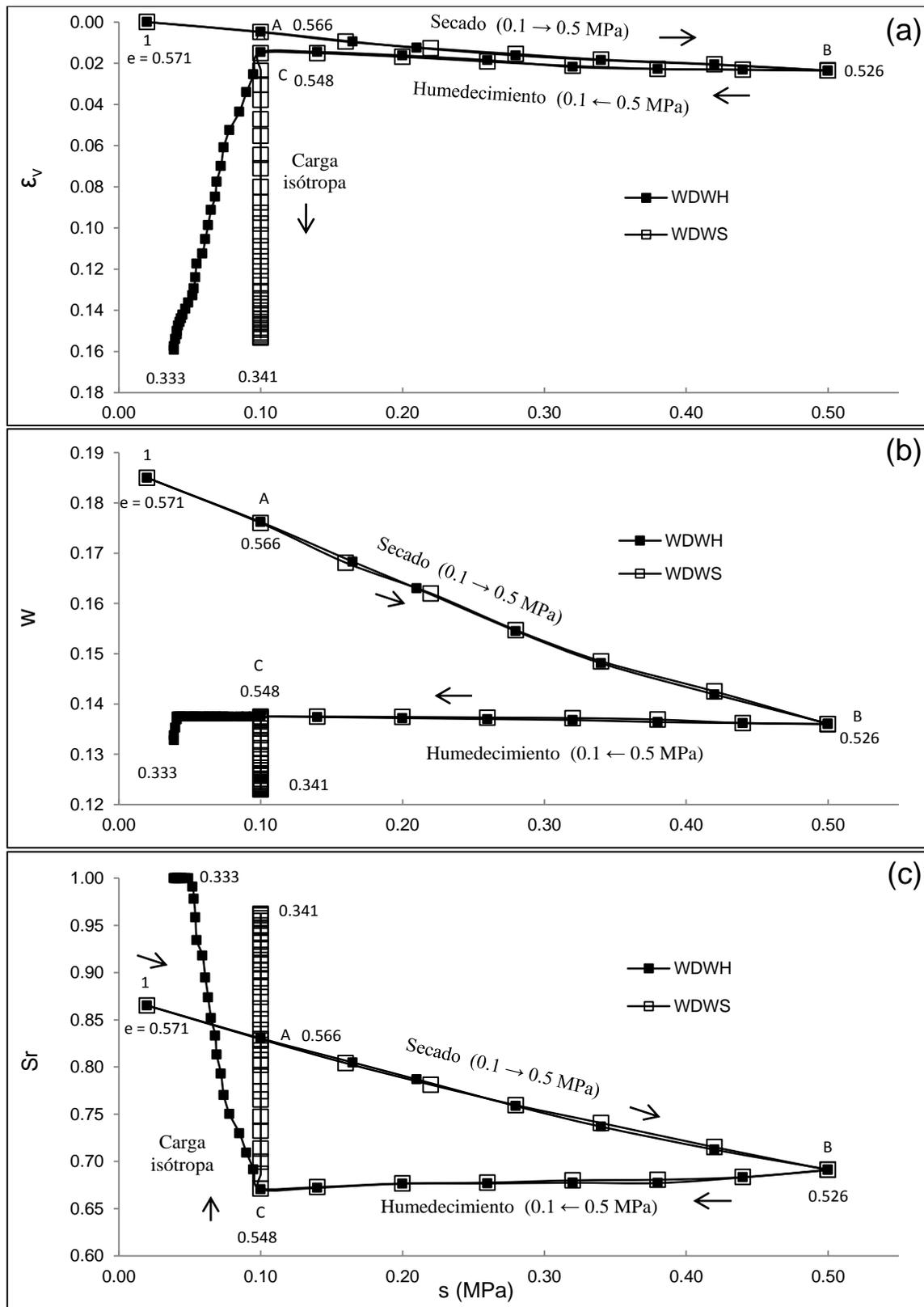


Figura 6.9. Variación de la deformación volumétrica, contenido de humedad y grado de saturación en relación con los cambios de succión observados en los ensayos de compresión isotrópica WDWH y WDWS.

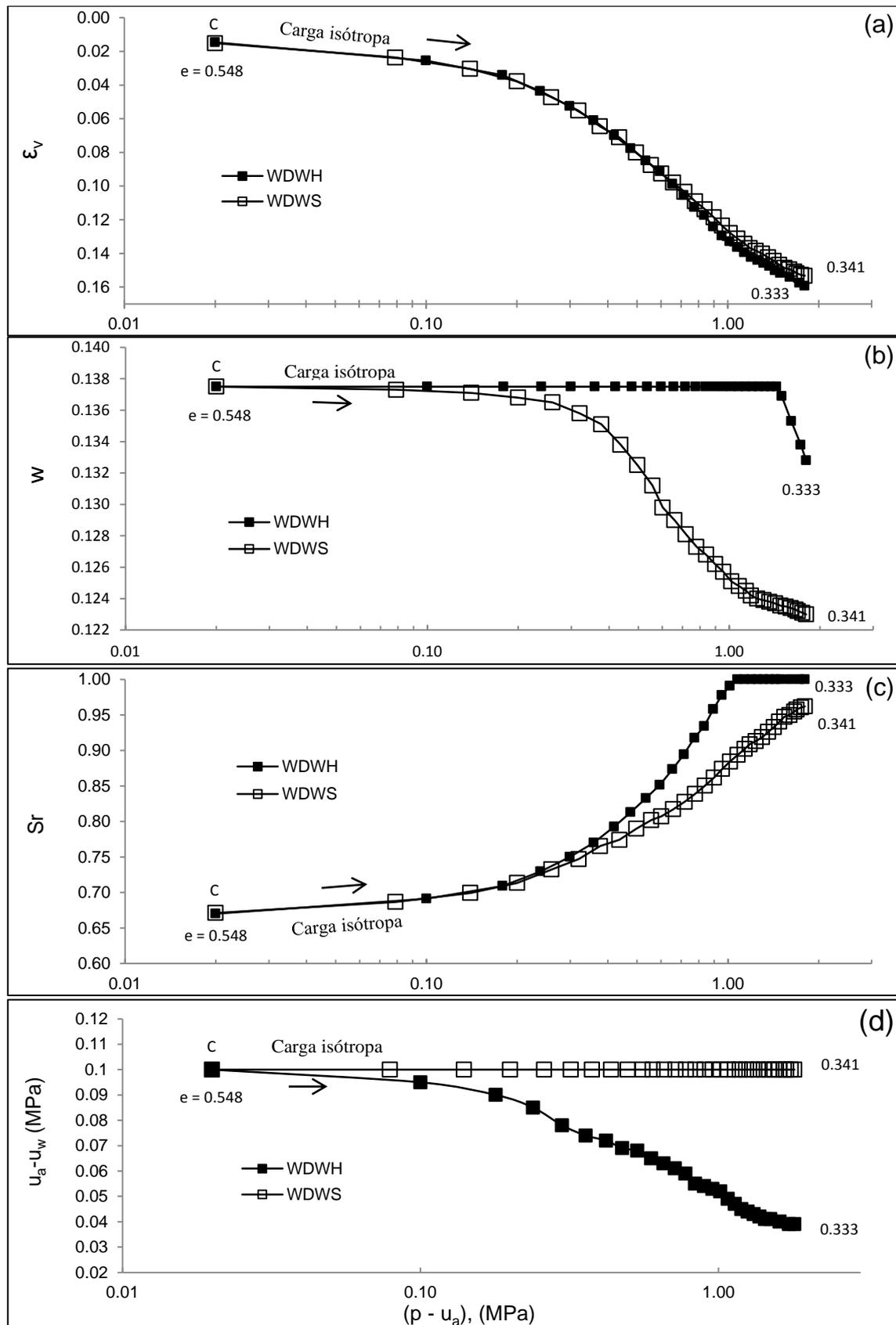


Figura 6.10. Evolución de la deformación volumétrica, del contenido de humedad, grado de saturación y de la succión en relación con la tensión neta aplicada durante los ensayos de compresión isotrópica WDWH y WDWS.

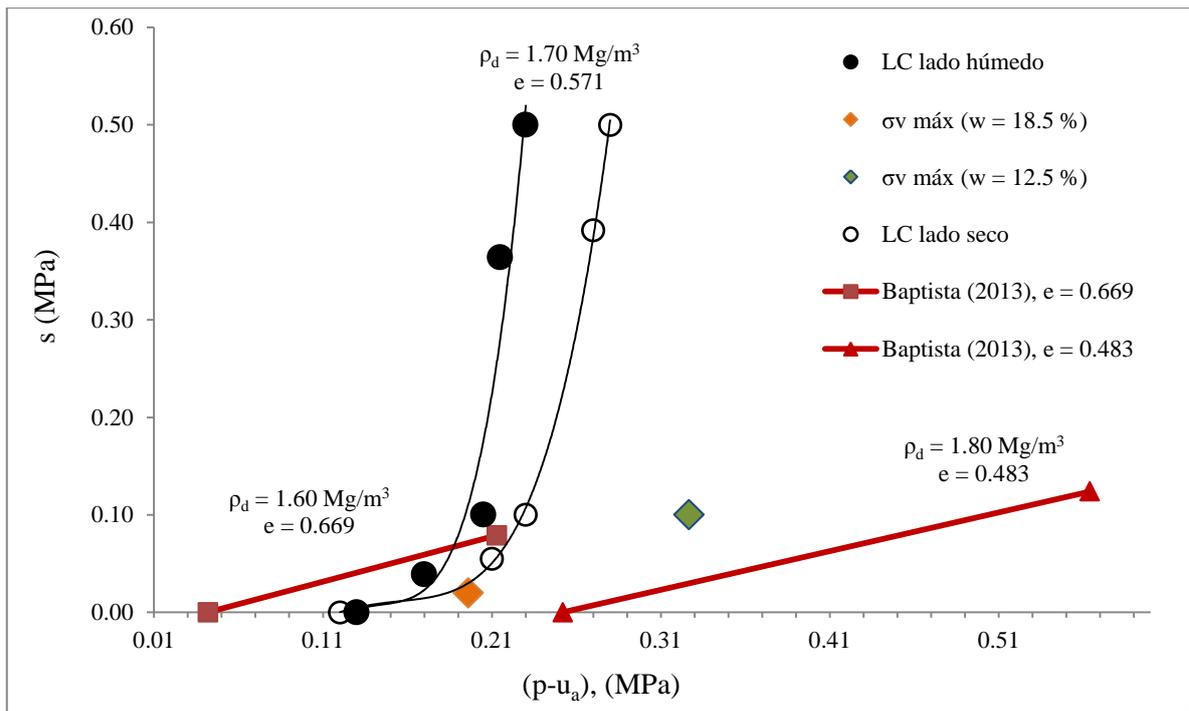


Figura 6.11. Superficie LC para muestras compactadas del lado húmedo ($w = 18.5\%$) y del lado seco del óptimo ($w = 12.5\%$).

Las curvas de fluencia (LC) para ambos estados de compactación de la figura 6.11 son distintas, lo que se debe a la influencia de la microestructura sobre el comportamiento volumétrico del suelo. Además, las muestras compactadas del lado húmedo presentan una región elástica menor que las compactadas por del lado seco.

Los datos experimentales obtenidos a partir de las muestras WDWS y WDWL nuevamente evidencian –al igual que con las muestras compactadas del lado seco– no solamente la presencia de un comportamiento de histéresis durante el proceso de humedecimiento (B→C en la figura 6.9), sino también que dichas muestras se encuentran en un estado en el que no absorben agua fácilmente en el rango de succiones de 0.5-0.1 MPa. Este comportamiento no se observó durante el proceso de secado en dos fases. Una vez alcanzado el equilibrio en el punto C (figura 6.10 (a)), no existe diferencia alguna entre cargar las muestras a humedad o succión constantes en términos de compresibilidad.

La nueva célula isotrópica desarrollada en esta investigación (capítulo 3) ha tenido un desempeño excelente en la determinación de las deformaciones volumétricas experimentadas por las muestras, así como también en la aplicación de la succión mediante la técnica de traslación de ejes y en la monitorización de las variaciones de la succión en ensayos a humedad constante. El tamaño de las muestras (38 mm x 39 mm), por otra parte, ha contribuido a reducir los tiempos de equilibrio de las presiones intersticiales y la utilización de un controlador digital de presión y volumen de agua (GDS) ha posibilitado evitar la pérdida de humedad por evaporación además de monitorizar las variaciones de agua

dentro de la muestra de un modo bastante preciso. Estos valores han sido corroborados midiendo la humedad de las muestras mediante su secado en el horno una vez terminado el ensayo, lo que confirma que el sistema de medición empleado es el idóneo para evaluar los cambios de humedad dentro de la muestra durante los ensayos isotrópicos (Tarantino *et al.*, 2011; Baptista, 2013; Heitor *et al.*, 2014).

Los resultados experimentales han evidenciado que las muestras compactadas del lado seco se encuentran en un estado en el que experimentan cierta resistencia a expulsar agua al ser secadas a una succión de 0.5 MPa (A→B en la figura 6.2 (b)). Este comportamiento se intensifica durante el humedecimiento hasta una succión de 0.1 MPa (B→C en la figura 6.4 (b)), por lo que se tienen dos estados con una misma succión (A y C) al final, pero con diferentes contenido de humedad y grado de saturación. Sucede lo mismo en las muestras compactadas del lado húmedo del óptimo, pero no de forma tan marcada como en las del seco. Es interesante observar que, durante el secado a 0.1 MPa (1→A en la figura 6.9 (b)), la resistencia a cambiar el contenido de humedad es leve y desaparece por completo durante el secado a 0.5 MPa (A→B en la figura 6.9 (b)) para volver a evidenciarse durante el humedecimiento a 0.1 MPa de succión (B→C en la figura 6.9 (b)). Lo anterior parece indicar que existe una zona en la cual la muestra se encuentra en un estado tal que su contenido de humedad no cambia fácilmente.

Por lo que se refiere a la compresibilidad, en los resultados de las cargas isotrópicas sobre las muestras compactadas del lado seco y del lado húmedo del óptimo se observa que los suelos compactados del lado seco se comportan de manera más rígida y, por tanto, sufren menos deformaciones que los compactados del lado húmedo. Por ello, a igual succión, la tensión de fluencia es mayor para el suelo compactado del lado seco.

6.3 Caracterización microestructural del material

El estudio de la microestructura se ha convertido en una herramienta indispensable en el análisis del comportamiento de los suelos compactados debido a su correlación con algunas propiedades macroestructurales de los mismos (Romero *et al.*, 2011; Della Vecchia *et al.*, 2013; Romero, 2013). Para examinar la evolución de la microestructura inducida por compactación durante las trayectorias hidromecánicas seguidas, se realizaron porosimetrías por intrusión de mercurio (MIP) al final de cada una de las etapas de secado, humedecimiento y carga.

De cada muestra, se extraen cuidadosamente especímenes cúbicos de aproximadamente 1 cm^3 , que posteriormente se secan por sublimación para eliminar el agua contenida en los poros. Este proceso de secado utiliza temperaturas y presiones suficientes para eliminar las fuerzas producto de la tensión superficial causada por las interfaces agua-aire, y la estructura de los mismos no se altera debido a que no ocurre retracción por secado. El método consiste en un congelamiento rápido del espécimen a temperaturas inferiores a -130 °C para evitar la formación de cristales de hielo. Por lo general, los

especímenes se sumergen en nitrógeno líquido y, a continuación, se secan mediante sublimación. Los detalles de este procedimiento de sublimación se detallan en Mitchell (1993), Delage *et al.* (1996) y Cui *et al.* (1998).

Las porosimetrías obtenidas en todos los puntos marcados en las trayectorias tensionales contempladas en el capítulo 5 se presentan seguidamente. Los resultados se indican en gráficos que relacionan el tamaño aparente de los poros con la distribución de tamaños de los mismos y con el volumen intruido y extruido de mercurio en valores acumulados. Los hallazgos obtenidos mediante los ensayos MIP realizados sobre las muestras en las condiciones iniciales de compactación (D y W), en muestras saturadas a volumen constante (DW y WW) y en muestras sometidas a cargas en condiciones saturadas (D_{sat} y W_{sat}) se exponen en las figuras 6.12 y 6.13. Estos resultados proporcionan información de gran importancia para comparar los cambios microestructurales experimentados por las muestras durante las trayectorias tensionales seguidas.

Los resultados de los ensayos MIP sobre las muestras en condiciones iniciales de compactación (D y W) ya se expusieron en el capítulo 4. Con el objeto de determinar los cambios en la estructura de las muestras inducidos por la saturación, después de fabricados, los especímenes se saturaron en la nueva célula isótropa bajo una tensión de confinamiento de 0.02 MPa y con una carga piezométrica de 1 m considerando un peso unitario del agua de 10 kN/m³. Se utilizó el juego de pedestal y cabezal de solo filtros descrito en el capítulo 3. La presión de agua se aplicó en la base de la muestra mediante un controlador digital GDS. Las conexiones del cabezal se dejaron abiertas a presión atmosférica. Una vez conseguido el flujo de agua en la muestra, se mantuvo durante 24 horas para asegurar la completa saturación. Tras este período de tiempo, la muestra se desmontó cuidadosamente de la célula isótropa y posteriormente, se extrajo el espécimen cúbico de aproximadamente 1 cm³ para, a continuación, someterlo al secado por sublimación antes descrito y, finalmente, realizar el ensayo MIP.

En el caso de las muestras sometidas a cargas en condiciones saturadas (D_{sat} y W_{sat}), se extrajeron del molde tras fabricarse y fueron saturadas en la nueva célula isótropa siguiendo el procedimiento explicado anteriormente. Hecho esto y con las conexiones del cabezal abiertas, la carga isótropa se inició hasta 2 MPa de tensión neta y a una velocidad de 1 kPa/min. Completada dicha carga, se mantuvo por espacio de 24 horas. No se registraron deformaciones por consolidación durante este período de tiempo.

Como se mencionó en el capítulo 4, el criterio de separación de las zonas de microporos y macroporos es el diámetro de 5 μm, ya que es un criterio natural debido a que el valle de transición entre los picos de microporos y macroporos se encuentra en este tamaño.

En la figura 6.12 (a), se observa que la muestra compactada del lado seco del óptimo en condiciones iniciales (D) exhibe una distribución de poros bimodal. Por otro lado, presenta una significativa proporción de macroporos con un tamaño dominante de 40 μm y menos microporos, los cuales tienen un tamaño dominante de 500 nm.

Ya se indicó en el capítulo 5 que las denominaciones WW y DW se refieren a muestras compactadas del lado húmedo y del lado seco, respectivamente, saturadas a volumen constante. En la figura 6.12 (a), puede verse que el proceso de saturación en la muestra D produce una significativa reducción de la macroestructura, que pasa a ser prácticamente inexistente, y eso obedece a una pequeña expansión del suelo. La microestructura, por su parte, experimenta un aumento y presenta un tamaño dominante de 800 nm. Se observa que el efecto de la carga isótropa sobre la muestra saturada no es solo la disminución de la macroporosidad existente, sino que la microporosidad también se ve afectada, aunque en menor proporción. Esta reducción del volumen de la microporosidad provoca que el tamaño dominante sea de 700 nm. Es posible comprobar que todavía queda macroporosidad sin colapsar a pesar de que la carga sea lo suficientemente grande como para reducir el volumen de los microporos.

Como se puede ver en la figura 6.13 (a), la muestra compactada del lado húmedo (W) posee una distribución de poros contraria a la del lado seco (D), en la que los microporos están más desarrollados y presentan un tamaño dominante de 1 μm , mientras que este es de 30 a 50 μm en el caso de los macroporos, que aparecen en menor proporción. La saturación en la muestra W produce el mismo efecto que en la D: los macroporos disminuyen y se produce un aumento de la microporosidad conservando prácticamente el mismo tamaño dominante (1 μm). El efecto de la carga isótropa sobre la muestra saturada consiste en la disminución de la macro y microporosidad existentes (figura 6.13 (a)), aunque en este caso el volumen de microporos se reduce considerablemente más que la macroporosidad; una vez más, quedan macroporos sin colapsar. Las porosimetrías de las muestras D_{sat} y W_{sat} exhiben valores muy similares de macroporosidad, lo que es consistente con la similitud de deformación volumétrica registrada entre ambas muestras al final de la carga isótropa (sección 6.2.1).

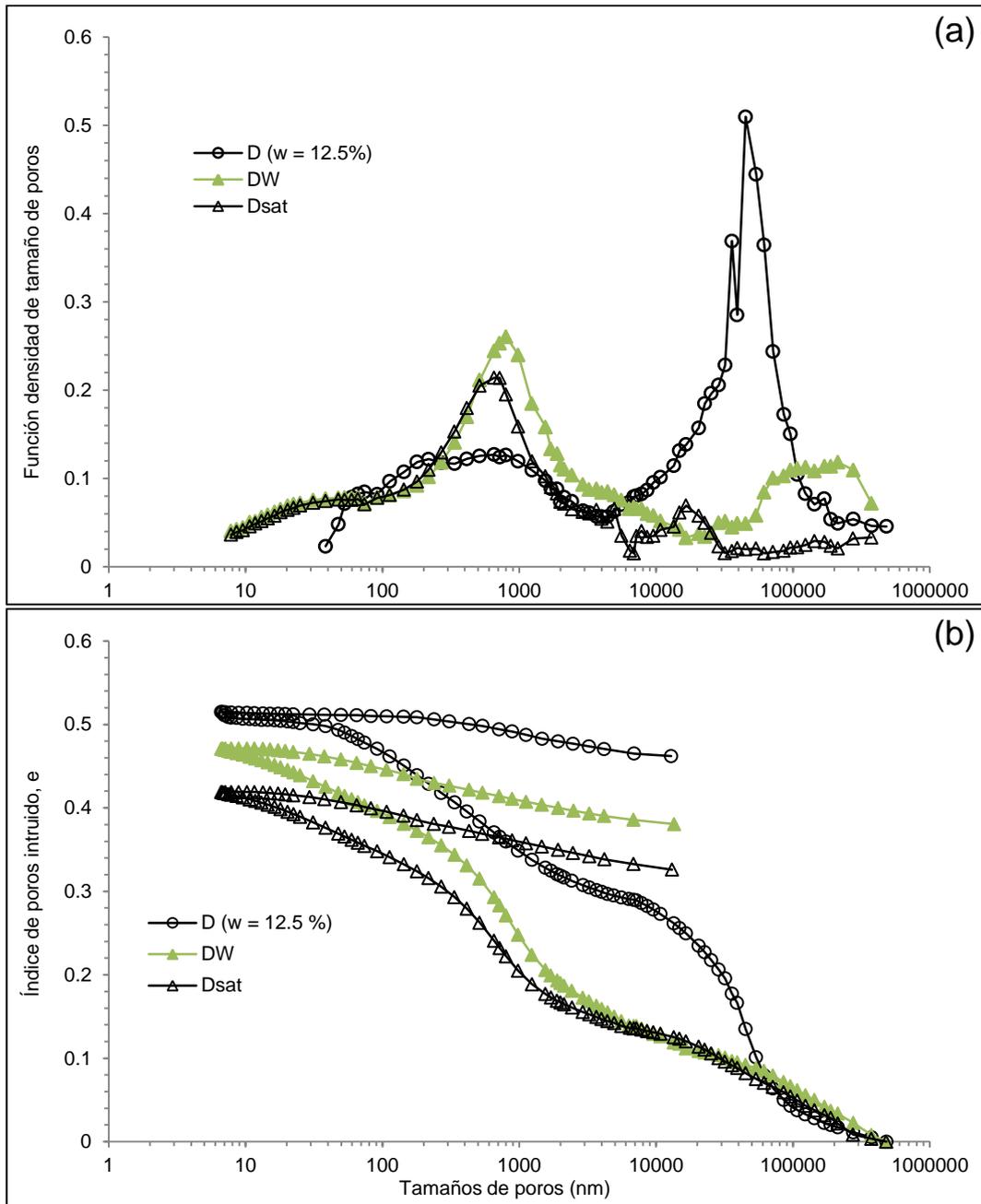


Figura 6.12. Resultados de los ensayos MIP de las muestras D, DW y Dsat.

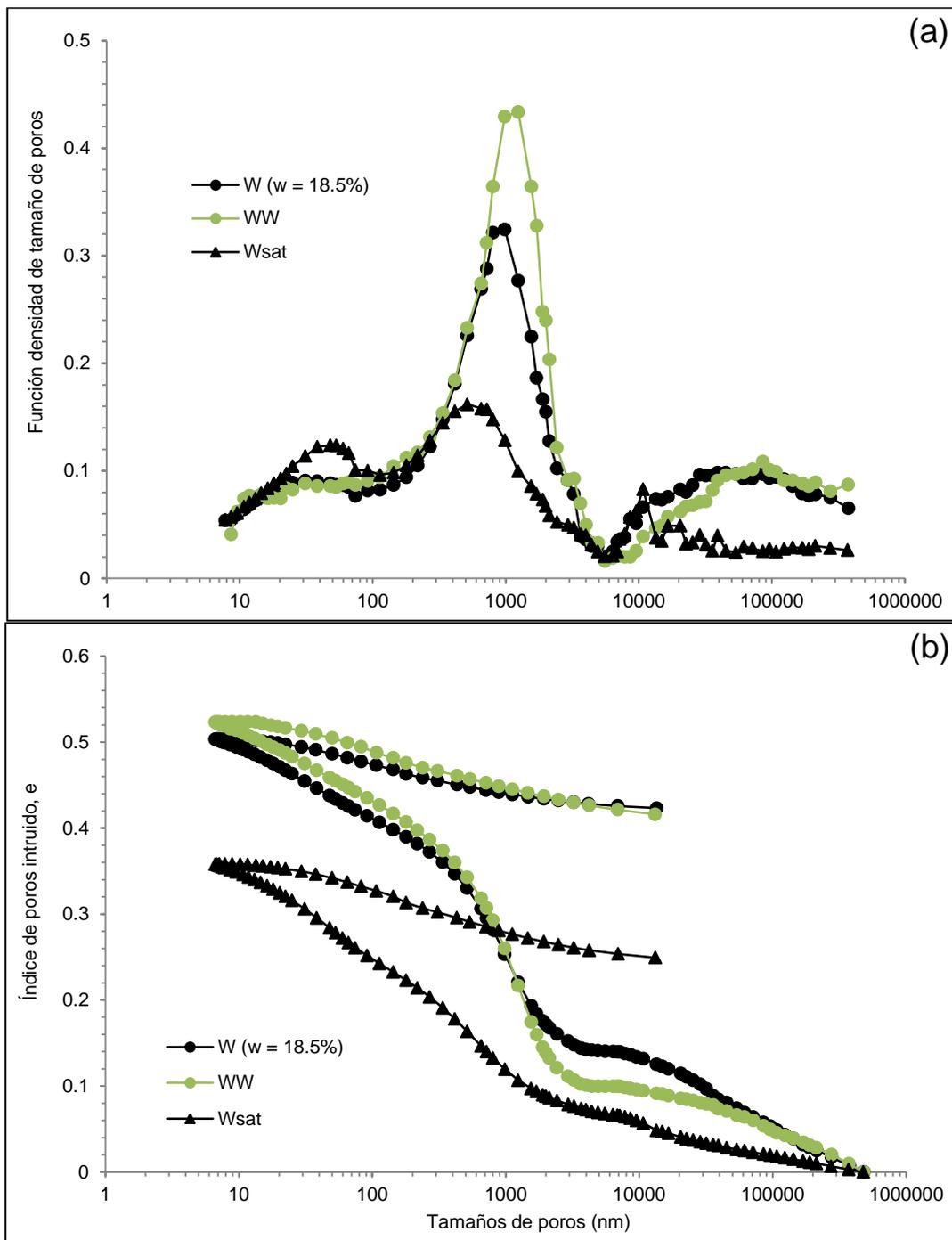


Figura 6.13. Resultados de los ensayos MIP de las muestras W, WW y Wsat.

La figura 6.14 muestra las porosimetrías de los puntos de equilibrio durante el secado en dos fases hasta 0.5 MPa de succión y en el humedecimiento a 0.1 MPa de succión en las muestras compactadas del lado seco del óptimo. Debido a que la succión impuesta en la primera etapa de secado (A) coincide con la de fabricación de las muestras elaboradas del lado seco y a que no se observó cambio alguno en las condiciones de las mismas durante esta etapa, solo se incluye la porosimetría del estado inicial de compactación (D). Se observa que la macro y la microporosidad experimentan cambios muy leves –en los que se puede resaltar el pequeño incremento de la microestructura ocasionado por la etapa de humedecimiento (C)– y que los macroporos no colapsan, como en el caso de las muestras D_{sat} o DW (figura 6.12). Lo anterior indica que para este caso los procesos de secado y humedecimiento afectan muy poco a la distribución de tamaños de poros en las muestras elaboradas del lado seco del óptimo.

Las porosimetrías realizadas sobre las muestras elaboradas del lado seco del óptimo y cargadas isotrópamente a humedad y succión constantes partiendo de las succiones iniciales 0.5 MPa (DDS y DDH) y 0.1 MPa (DDWS y DDWH) se presentan en la figura 6.15. Como referencia, los ensayos MIP se colocan en condiciones iniciales (D) y de carga saturada (D_{sat}). En comparación con la muestra en condiciones iniciales, los cuatro especímenes no muestran ningún incremento de la microporosidad –de hecho, se reduce un poco–, pero prácticamente conservan el mismo tamaño dominante (400 nm). Asimismo, la carga a que las muestras fueron sometidas es lo suficientemente grande para afectar a la microestructura aun cuando todavía existe un importante valor de macroporosidad.

Se puede comprobar que las muestras exhiben una distribución bimodal con la macroporosidad más desarrollada, y que aquellas que fueron cargadas a succión constante (DDS y DDWS) conservan más macroporosidad debido a que han expulsado agua y aumentado su rigidez durante el ensayo. Por lo que se refiere a las muestras que se cargaron isotrópamente a partir de la succión de 0.5 MPa (DDS y DDH), tienen un tamaño dominante de la parte macro de alrededor de 20 μm , mientras que este es de 10 μm en el caso de las cargadas a partir de la succión de 0.1 MPa (DDWS y DDWH).

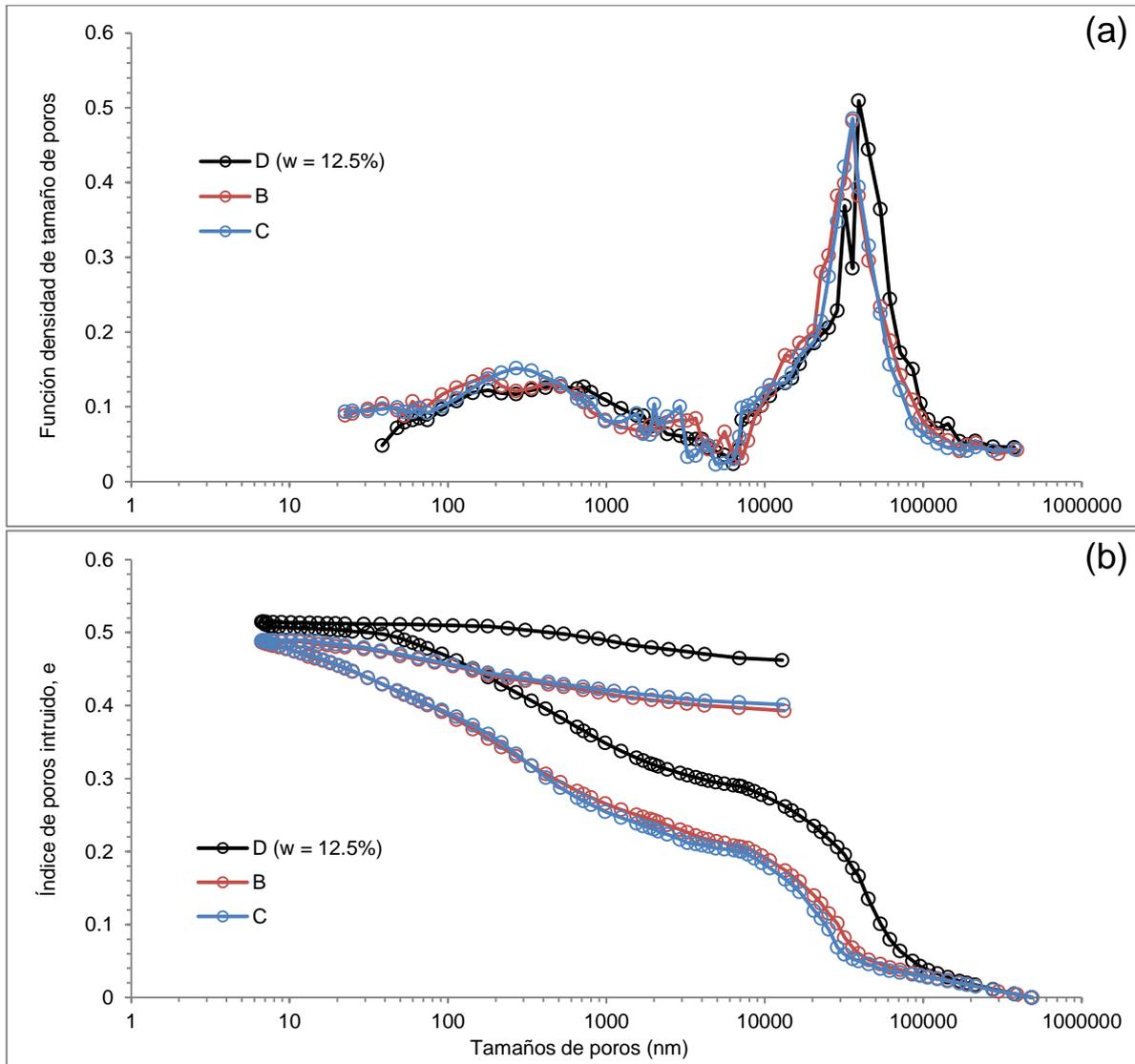


Figura 6.14. Porosimetrías sobre los puntos de equilibrio de succión en las muestras compactadas del lado seco del óptimo ($\rho_d = 1.70 \text{ Mg/m}^3$, $w = 12.5 \%$).

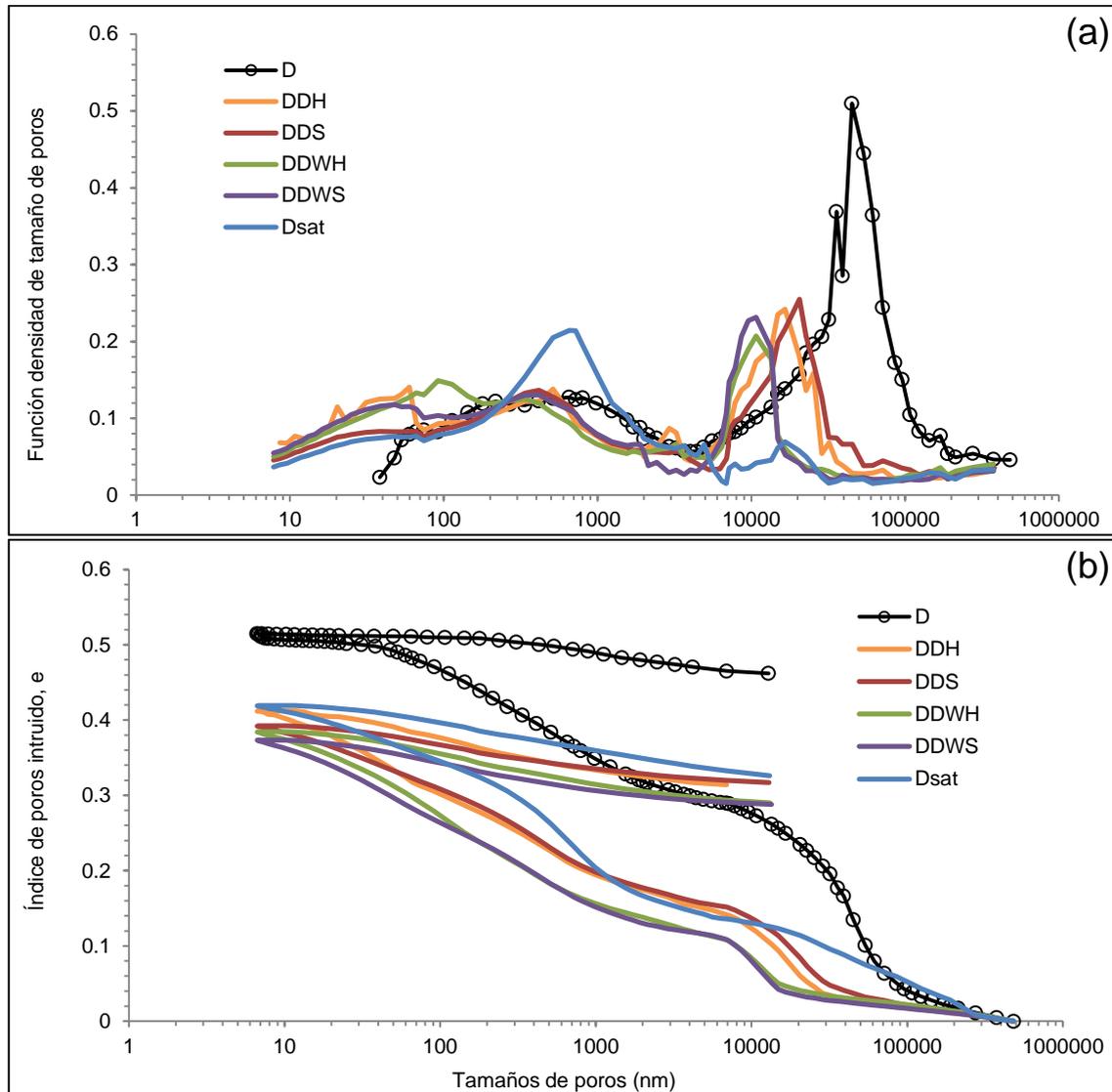


Figura 6.15. Resultados de los ensayos MIP sobre las muestras compactadas del lado seco del óptimo ($\rho_d = 1.70 \text{ Mg/m}^3$, $w = 12.5 \%$).

La figura 6.16 muestra las porosimetrías de los puntos de equilibrio durante el secado en dos fases hasta 0.5 MPa de succión y en el humedecimiento a 0.1 MPa de succión en las muestras compactadas del lado húmedo del óptimo. La porosimetría del estado inicial W se incluye a modo de comparación. Se observa que las muestras tienen una microporosidad muy desarrollada, pero no son totalmente monomodales. Durante el proceso de secado a 0.1 MPa de succión (curva A en figura 6.16 (a)), la microestructura se reduce levemente y su tamaño dominante cambia a 700 nm. El secado a 0.5 MPa de succión (curva B en figura 6.16 (a)) provoca una mayor reducción de la microporosidad, lo que se refleja en una disminución del tamaño dominante (400 nm). Como se esperaba, el humedecimiento a 0.1 MPa de

succión (curva C en la figura 6.16 (a)) genera una recuperación de la microestructura perdida durante el secado, con lo que prácticamente regresa al valor que tenía en la etapa A. Esto se debe a que los puntos A (secado a 0.1 MPa) y C (humedecimiento a 0.1 MPa) poseen el mismo valor de succión y a que las deformaciones volumétricas registradas durante estas etapas únicamente afectan a la macroporosidad (figura 6.16 (a)).

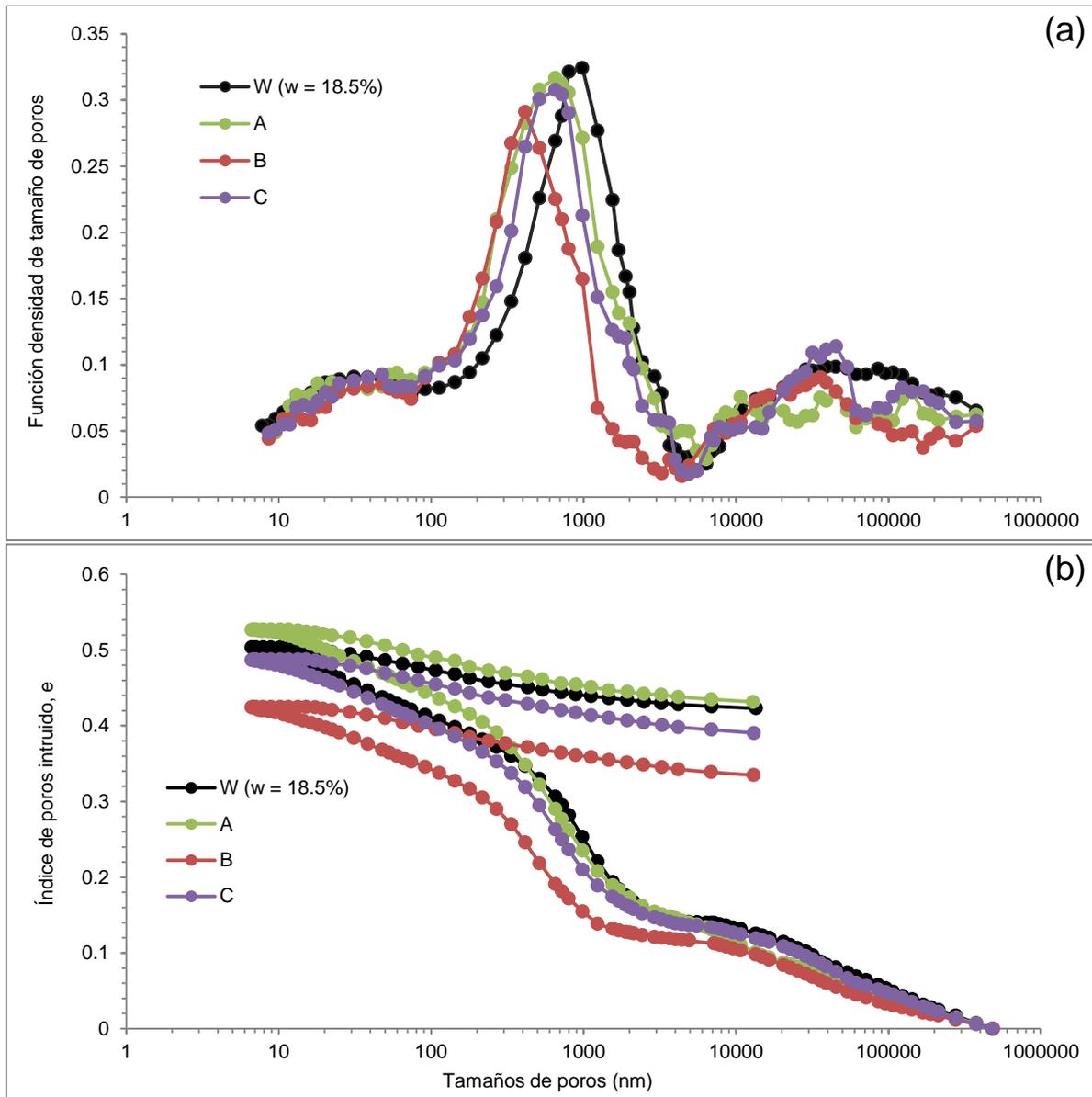


Figura 6.16. Porosimetrías sobre los puntos de equilibrio de succión en las muestras compactadas del lado húmedo del óptimo ($\rho_d = 1.70 \text{ Mg/m}^3$, $w = 18.5\%$).

A continuación (figura 6.17), se presentan las porosimetrías realizadas sobre las muestras elaboradas del lado húmedo del óptimo y cargadas isotrópamente a humedad y succión constantes partiendo de las succiones iniciales a 0.5 MPa (WDS y WDH) y 0.1 MPa (WDWS y WDWH). Como

referencia, se han colocado las porosimetrías en condiciones iniciales (W) y de carga saturada (Wsat). Se observa que la carga isotrópica produjo una reducción importante de la microporosidad en las cuatro muestras. Las muestras ensayadas a humedad constante (WDH y WDWH) exhiben una mayor microporosidad con un tamaño dominante de 200 nm. Lo anterior puede deberse a que estas muestras llegaron a la saturación durante el proceso de carga. Mientras que la macroporosidad es casi inexistente en ellas, se observan pequeños valores remanentes de macroporosidad en las muestras ensayadas a succión constante (WDS y WDWS). Por lo que se refiere a la microporosidad, ambas muestras exhiben un valor muy similar al de la sometida a carga saturada (Wsat), con un tamaño dominante alrededor de 500 nm.

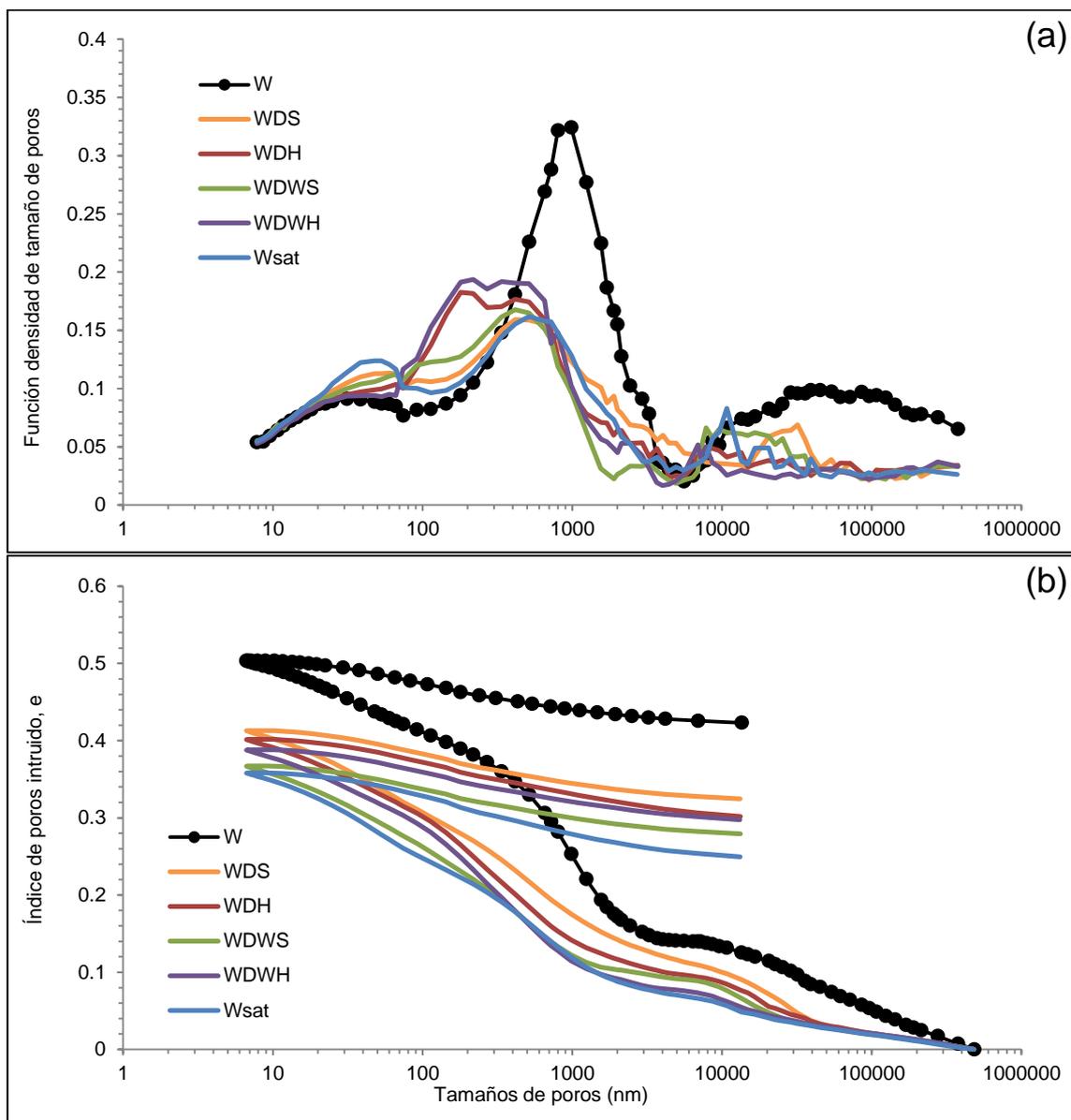


Figura 6.17. Resultados de los ensayos MIP sobre las muestras compactadas del húmedo del óptimo ($\rho_d = 1.70 \text{ Mg/m}^3$, $w = 18.5 \%$).

Los resultados de las porosimetrías realizadas sobre las muestras compactadas del lado seco y del lado húmedo del óptimo señalan que la microestructura también se ve afectada cuando la muestra es sometida a tensiones altas y que, pese a ello, no todos los macroporos colapsan. Estas observaciones confirman los resultados obtenidos sobre la arcilla de Champlain que Delage y Lefebvre (1984) presentaron. Tanaka y Locat (1999) concluyeron que, en el comportamiento macroscópico y microestructural de la diatomita natural, la microporosidad se mantiene prácticamente inalterada antes de alcanzar la fluencia, pero se ve considerablemente afectada al aproximarse a la tensión de preconsolidación.

6.3.1. Cuantificación de la microestructura

Para determinar cuantitativamente la microestructura en todos los puntos de análisis señalados en las trayectorias tensionales seguidas (capítulo 5), se empleó un criterio basado en la utilización de los resultados de los ensayos de intrusión-extrusión de mercurio de cada muestra. Con el fin de conocer el índice de poros microestructural (e_{micro}), se trazó en todos los gráficos MIP una recta desde el tamaño de poros de $5 \mu\text{m}$ hasta cortar con la curva de intrusión (figura 6.18), lo que permite conocer el valor del índice de poros $e_{5\mu\text{m}}$. La microestructura queda definida como la diferencia entre el índice de poros intruido y el índice de poros $e_{5\mu\text{m}}$. El tamaño de poro de $5 \mu\text{m}$ fue el empleado debido a que, como se comentó anteriormente, el valle de transición entre los picos de la zona de microporos y de macroporos se encuentra en este diámetro.

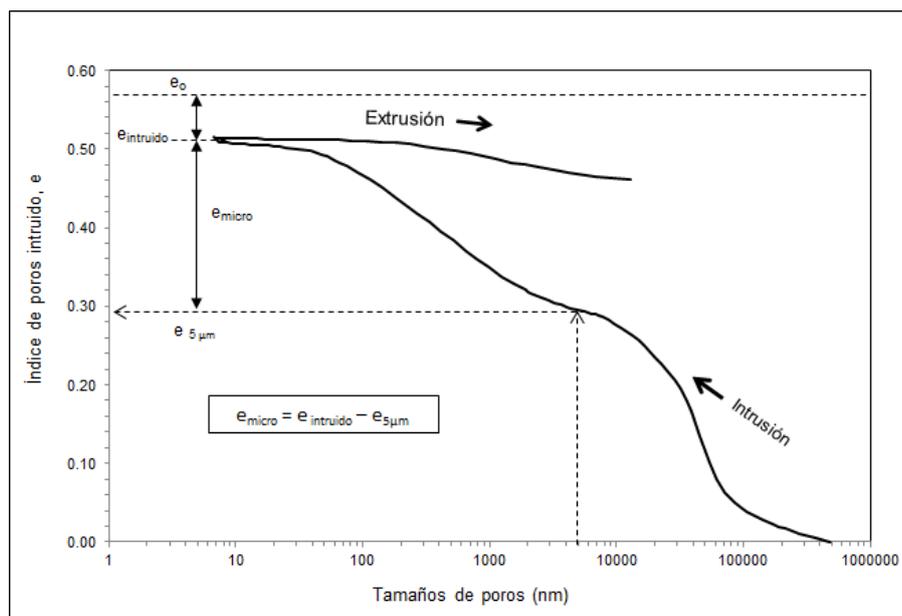


Figura 6.18. Método para la cuantificación de la microporosidad (e_m).

Con el propósito de realizar una comparación, se ha determinado el índice de poros microestructural utilizando el método de Delage y Lefebvre (1984). Partiendo de los datos de intrusión y extrusión de mercurio, en este método se considera que una muestra puede dividirse en una microporosidad (reversible) y una macroporosidad (restringida). Los mencionados autores propusieron que la combinación entre porosidad extruida y no intruida representa el valor de los microporos, y asumieron que la macroporosidad se corresponde con la porosidad ocluida.

Las tablas 6.6 y 6.7 recogen los resultados del cálculo del e_{micro} y de una variable de estado microestructural definida por Alonso *et al.* (2013) como la relación entre el índice de poros microestructural entre el índice de poros inicial ($\xi = e_{\text{micro}}/e_o$) para las muestras elaboradas del lado seco y del lado húmedo, respectivamente. Las figuras 6.19 y 6.20, por su parte, muestran la ubicación de cada uno de los puntos en los que se determinaron las porosimetrías en las trayectorias tensionales.

Tabla 6.6. Cálculo de e_{micro} y ξ para muestras elaboradas del lado seco.

TRAYECTORIA	e_o	w (%)	Método $e_{5\ \mu\text{m}}$		Delage y Lefebvre, 1984	
			e_{micro}	ξ (e_{micro}/e_o)	e_{micro}	ξ (e_{micro}/e_o)
(1) D	0.571	12.50	*0.250	0.438	0.109	0.191
(2) DW	0.571	21.37	*0.353	0.618	0.191	0.335
(3) Dsat	0.332	12.43	0.287	0.864	0.006	0.018
(4) B	0.570	12.24	*0.282	0.495	0.177	0.311
(5) C	0.571	12.35	*0.282	0.494	0.170	0.298
(6) DDS	0.424	12.16	*0.269	0.634	0.107	0.252
(7) DDH	0.392	12.24	0.267	0.681	0.078	0.199
(8) DDWS	0.373	12.22	0.263	0.705	0.085	0.228
(9) DDWH	0.369	12.35	0.274	0.743	0.079	0.214

*Puntos corregidos.

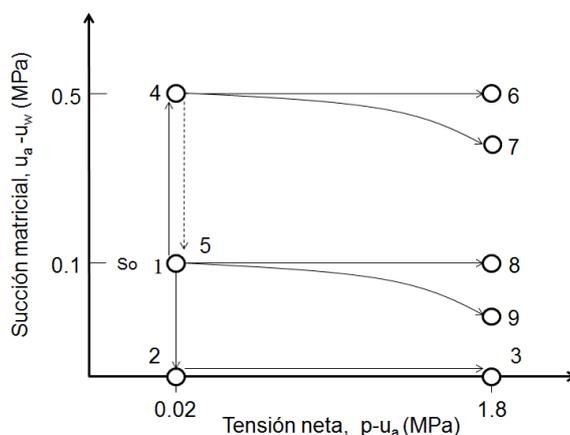


Figura 6.19. Puntos de ensayos MIP para muestras elaboradas del lado seco.

Tabla 6.7. Cálculo de e_{micro} y ξ para muestras elaboradas del lado húmedo.

TRAYECTORIA	e	w (%)	Método $e_{5\ \mu\text{m}}$		Delage y Lefebvre 1984	
			e_{micro}	ξ (e_{micro}/e)	e_{micro}	ξ (e_{micro}/e)
(1) W	0.571	18.50	*0.365	0.639	0.148	0.259
(2) WW	0.571	21.37	*0.455	0.797	0.155	0.271
(3) Wsat	0.332	12.43	0.288	0.867	0.083	0.250
(4) A	0.566	17.62	*0.387	0.684	0.134	0.237
(5) B	0.526	13.60	*0.304	0.578	0.191	0.363
(6) C	0.548	13.74	*0.347	0.633	0.158	0.288
(7) WDS	0.386	12.66	0.300	0.777	0.061	0.158
(8) WDH	0.340	13.60	0.301	0.885	0.038	0.112
(9) WDWS	0.341	12.30	0.277	0.812	0.062	0.182
(10) WDWH	0.333	13.28	0.315	0.946	0.036	0.108

*Puntos corregidos.

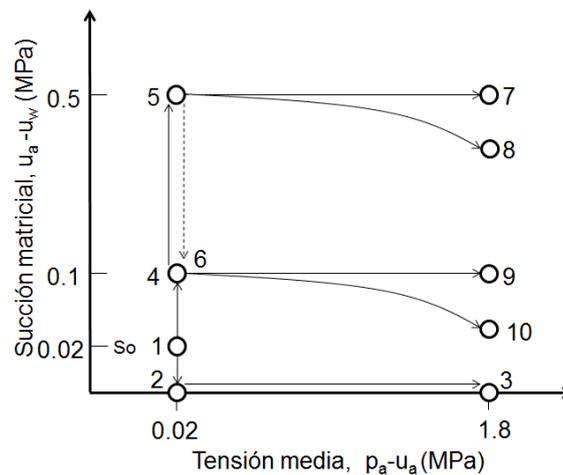


Figura 6.20. Puntos de ensayos MIP para muestras elaboradas del lado húmedo.

Existen dos componentes inciertos en los gráficos de los ensayos MIP: los índices de poros no intruido (e_{ni}) y no detectado (e_{nd}). Para cuantificar la microestructura de manera adecuada, es necesario realizar algunas correcciones a los valores. Debido a las características del equipo, existe un tamaño de poros a partir del cual no es posible intruir, así como un volumen de poros que no se detecta. En consecuencia, los valores de e intruido se están sobreestimando.

La tabla 6.8 contiene un resumen de los datos de las porosimetrías, y es posible observar en ella que el volumen intruido es mayor que la relación de vacíos inicial en algunas muestras. Esta contradicción posiblemente se deba a fisuras originadas en el proceso de labrado de las muestras de suelo

de 1 cm³. El hecho de que tales muestras no presenten este problema en condiciones iniciales (D y W) refuerza a la hipótesis anterior.

Tabla 6.8. Correcciones del e_{micro} para muestras elaboradas del lado seco y del lado húmedo.

Trayectoria	e_o	e_{intruido}	Δe	$e_{\text{micro original}}$	$\Delta e_{\text{no intruido}}$	$\Delta e_{\text{no detectado}}$	$e_{\text{micro corregido}}$
D	0.571	0.515	0.056	0.218	0.032	0.024	0.250
DW	0.571	0.471	0.100	0.321	0.032	0.068	0.353
Dsat	0.332	0.420	-0.088	0.287		-0.088	0.287
B	0.570	0.480	0.090	0.250	0.032	0.058	0.282
C	0.571	0.480	0.091	0.250	0.032	0.059	0.282
DDS	0.424	0.392	0.032	0.237	0.032	0.000	0.269
DDH	0.392	0.412	-0.020	0.267		-0.020	0.267
DDWS	0.373	0.373	0.000	0.263		0.000	0.263
DDWH	0.369	0.384	-0.015	0.274		-0.015	0.274
W	0.571	0.503	0.068	0.333	0.032	0.036	0.365
WW	0.571	0.523	0.048	0.423	0.032	0.016	0.455
Wsat	0.332	0.358	-0.026	0.288		-0.026	0.288
A	0.566	0.527	0.039	0.387	0.032	0.007	0.387
B	0.526	0.424	0.102	0.304	0.032	0.070	0.304
C	0.548	0.487	0.061	0.347	0.032	0.029	0.347
WDS	0.386	0.413	-0.027	0.300		-0.027	0.300
WDH	0.340	0.401	-0.061	0.301		-0.061	0.301
WDWS	0.341	0.367	-0.026	0.277		-0.026	0.277
WDWH	0.333	0.388	-0.055	0.315		-0.055	0.315

Debido a que no es posible cuantificar de manera exacta el volumen de poros no detectado, se tomó el valor de Δe de la trayectoria DDS (dado que la macroporosidad ha sido más reducida en ella, por lo que se asume que este valor es mínimo), que es el menor de todos, y los valores de todas las demás trayectorias se normalizaron con posterioridad. Este procedimiento permite reducir los errores en los valores e_{micro} y se utiliza como corrección mínima para todos los datos.

El problema es que los gráficos que relacionan el índice de poros con el tamaño de estos comienzan desde cero, y no es posible saber si realmente el valor macro es, asimismo, cero o si existe algún valor de inicio.

Todos los poros con tamaños mayores a 500 μm –y hasta incluso 400 μm en algunas ocasiones– no son detectados, mientras que no es posible intruir a los poros menores de 6 nm (Romero y Simms, 2008). No obstante, el valor de la relación de vacíos (e) inicial se conoce con bastante seguridad. En muestras

como estas –en las que existe una cierta proporción de arena–, existen tamaños de poro de tales dimensiones.

La diferencia entre el e inicial y el e intruido está compuesta por dos factores: el e no intruido debido a tamaños pequeños y el e no detectado compuesto por poros grandes; de ese modo, para conocer el e_{micro} , se tiene:

$$e_{\text{micro}} \text{ corregida} = e_{\text{micro}} \text{ en } 5\mu + \Delta e \text{ no intruido}$$

No se ha conseguido corregir todas las trayectorias debido a las fisuras que se generan en el labrado del espécimen de 1 cm^3 , lo cual hace muy difícil detectar el e no intruido y el e no detectado, solo se ha corregido en algunos estados considerando un valor mínimo del no intruido de 0.032, que es consistente con el estado de compactación inicial, que puede contener material no detectado. No vale la pena pensar que todo el error es micro, porque es posible que no sea así, y posiblemente se trate de fisuras.

Se observa que, en los valores del Δe no intruido, los valores mayores (mayor cantidad de poros grandes) son para las muestras D, DW, B, C y DDS para las muestras elaboradas del lado seco y W, WW, A, B y C para las elaboradas del lado húmedo. Esto es razonable, ya que esas muestras experimentaron menos deformación.

Las tablas 6.6 y 6.7 indican que los valores de e_{micro} obtenidos con el método de Delage y Lefebvre (1984) no se corresponden con los calculados mediante el método propuesto. En general, los hallados por Delage y Lefebvre (1984) son más pequeños debido a que la curva de extrusión experimenta pocos cambios con respecto a su origen. Este método suele proporcionar resultados bastante consistentes en suelos arcillosos, pero no tiene buena resolución en el suelo empleado en esta investigación. Por el contrario, el método propuesto en esta investigación refleja claramente la evolución de los microporos por efecto del cambio de la relación de vacíos y por humedecimiento.

Como complemento al estudio microestructural realizado con los ensayos de porosimetría (MIP), se hicieron microfotografías FESEM. Las tomadas a las muestras DDWH y WDWH se presentan en la figura 6.21. La relación de vacíos de dichas muestras es 0.369 y 0.333, respectivamente.

Mediante inspección visual, fue posible confirmar una importante disminución de la macroporosidad en ambas muestras por efecto de la carga isótropa aplicada. Sin embargo, también se observa que los macroporos no fueron eliminados por completo en ninguno de los dos casos. Por otra parte, todavía se observan poros de diversos tamaños –algunos incluso de alrededor de $10 \mu\text{m}$ – en la muestra elaborada de lado seco del óptimo (figura 6.21 (a) DDWH). En cuanto a la muestra elaborada del lado húmedo (WDWH), el número de macroporos es considerablemente menor que en la del lado seco; sin embargo, el tamaño de los poros existentes oscila entre $3 \mu\text{m}$ y $7 \mu\text{m}$. Estas observaciones confirman los resultados de las porosimetrías por intrusión de mercurio.

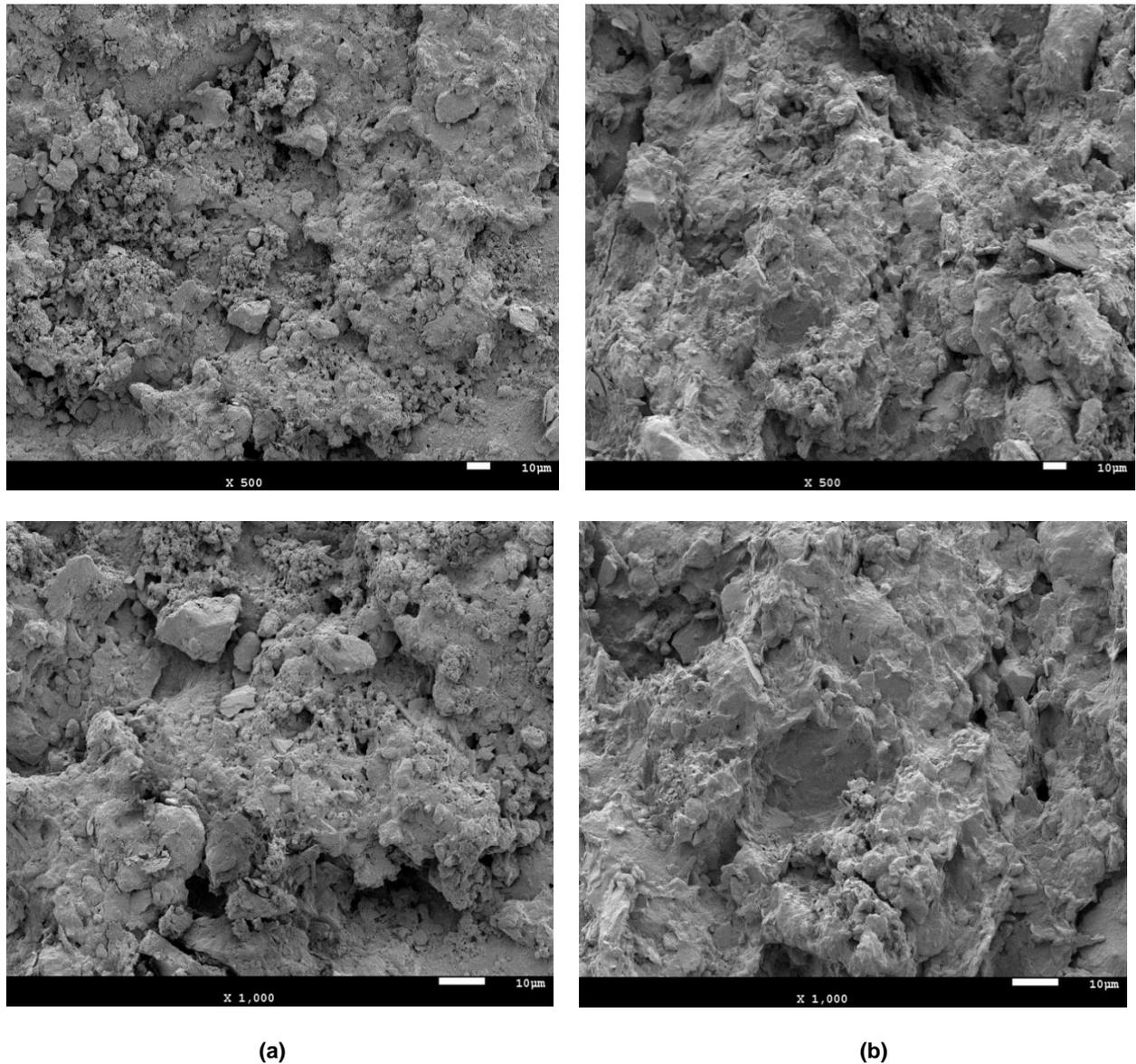


Figura 6.21. Imágenes FESEM de las muestras (a) DDWH y (b) WDWH.

6.4 Ensayos de permeabilidad saturada

Un aspecto en el que se evidencian las diferencias microestructurales de las muestras compactadas a diferentes contenidos de humedad es la permeabilidad al agua y al aire (Lapierre *et al.*, 1990; Delage *et al.*, 1996; Olivella y Gens, 2000; Watabe *et al.*, 2000; Villar y Lloret, 2001). Diversos investigadores han estudiado la influencia de las características microestructurales de los suelos en la permeabilidad saturada y en otras propiedades hidráulicas (Romero *et al.*, 1999; Watabe *et al.*, 2000; Simms y Yanful, 2002; Chapuis *et al.*, 2006; Romero *et al.*, 2011; Jamei *et al.*, 2011; Li *et al.*, 2011; Romero, 2013).

Watabe *et al.* (2000) definen la permeabilidad hidráulica en condiciones saturadas como un parámetro muy importante que ayuda a definir la distribución de tamaños de poros del material.

Con el objetivo de determinar las variaciones en la permeabilidad saturada producto de los cambios en la microestructura de las muestras, se realizaron ensayos de permeabilidad en todos los puntos de análisis señalados sobre las trayectorias de carga (capítulo 5) siguiendo el procedimiento descrito en el capítulo 3.

La tabla 6.9 muestra los valores obtenidos de permeabilidad saturada (k_w) en todos los mencionados puntos de análisis marcados sobre las trayectorias de carga (capítulo 5) en las muestras elaboradas del lado seco y húmedo del óptimo de compactación. Estos resultados se representan en la figura 6.22 en función del índice de poros.

Tabla 6.9. Permeabilidad saturada en muestras elaboradas del lado seco y del lado húmedo.

Muestra	w (%)	Sr (%)	e	k_w (m/s)
D	12.50	58.45	0.571	3.77E-08
Dsat	12.43	100	0.332	2.52E-09
B	12.24	57.33	0.570	3.69E-08
C	12.35	57.75	0.571	4.97E-08
DDS	12.16	76.57	0.424	6.03E-09
DDH	12.24	83.37	0.392	5.77E-09
DDWS	12.22	87.47	0.373	5.98E-09
DDWH	12.35	89.36	0.369	5.89E-09
W	18.50	86.51	0.571	6.21E-09
Wsat	12.43	100	0.332	2.26E-09
A	17.62	83.12	0.566	5.87E-09
B	13.60	69.03	0.526	3.94E-09
C	13.74	66.94	0.548	5.42E-09
WDS	12.66	87.57	0.386	2.41E-09
WDH	13.60	100	0.340	2.56E-09
WDWS	12.30	96.31	0.341	2.29E-09
WDWH	13.28	100	0.333	2.31E-09

A partir de estos datos, puede observarse que las muestras elaboradas del lado seco son más permeables, validando las observaciones realizadas por otros investigadores (Delage *et al.*, 1996; González, 2012; Baptista, 2013). Con la ayuda de los resultados proporcionados por los ensayos de porosimetría (MIP) que se realizaron en estos mismos puntos de análisis, se confirma que las muestras del lado seco poseen valores de macroporosidad mayores que las fabricadas del lado húmedo. Esta variación de la permeabilidad pone en evidencia el efecto de la microestructura sobre las propiedades hidráulicas de las muestras.

En la figura 6.22, se aprecia que existe una considerable diferencia de permeabilidad entre las muestras del lado seco y del húmedo en las condiciones iniciales de compactación ($e = 0.571$), y esta diferencia va disminuyendo a medida que el índice de poros se reduce. Al final de la carga isotropa, los índices de poros y la permeabilidad prácticamente se han igualado.

Semejante comportamiento indica que la conductividad hidráulica depende principalmente de la macroporosidad, la cual se reduce progresivamente por efecto del incremento de la tensión neta.

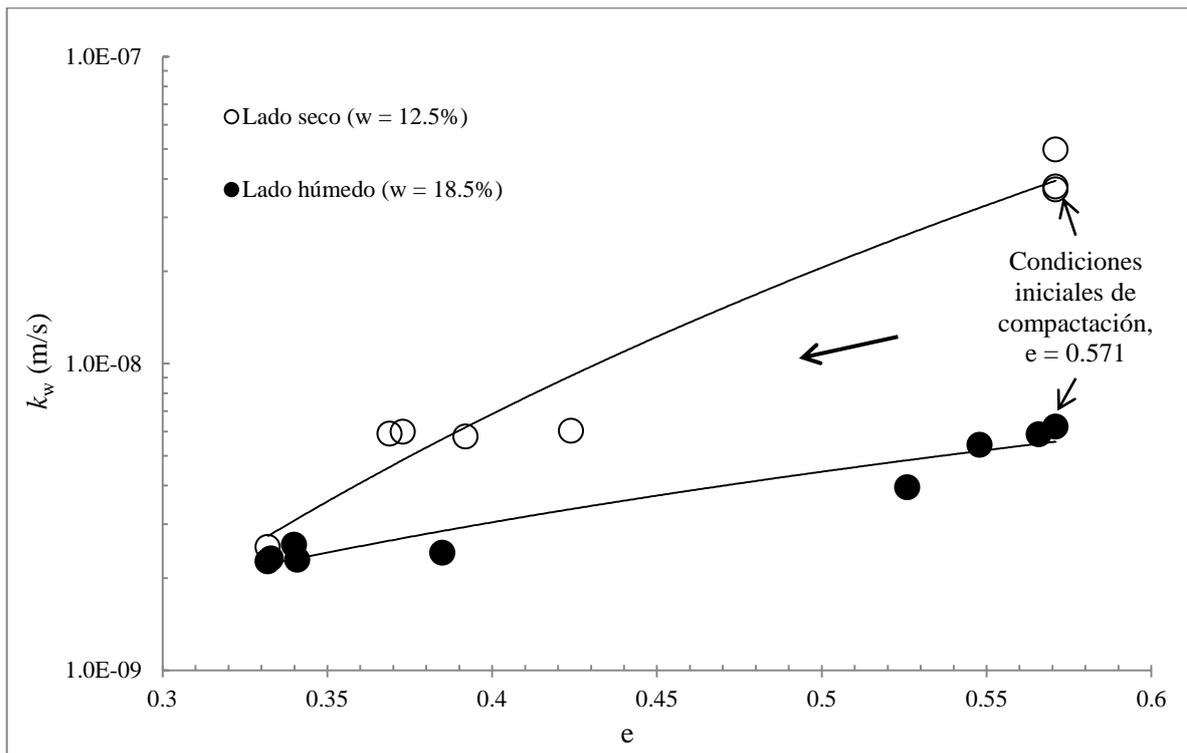


Figura 6.22. Permeabilidad saturada para diferentes índices de poros.

6.5 Módulo de corte a pequeñas deformaciones

Los resultados arrojados por los ensayos *bender elements* para determinar la rigidez a pequeñas deformaciones realizados en los puntos de análisis marcados en las trayectorias tensionales (capítulo 5) se presentan a continuación. El objetivo es determinar la velocidad de las ondas de corte (V_s) que atraviesan a la muestra y conocer el valor del módulo de corte asociado a esa velocidad.

Como ya se mencionó en el capítulo 3 de la presente investigación, se utilizará la configuración clásica del ensayo (Yamashida *et al.*, 2009; Arroyo *et al.*, 2010; Pineda, 2012; Chan, 2010; 2012; Gu *et al.*, 2013), en la que el dispositivo receptor se conecta en serie y el emisor en paralelo. El dispositivo *bender element* emisor se alojó en el cabezal, mientras que el dispositivo receptor se colocó en el pedestal. Ambas piezas se describen en la sección 3.5.3.

El ensayo consiste en insertar los dispositivos en ambos extremos de la muestra cilíndrica e instalarla en la célula isótropa. Cuando la muestra se encuentra en el estado tensional deseado, se envía una señal eléctrica de excitación al *bender* emisor –situado en el cabezal– mediante un generador de funciones. Eso hace que dicho *bender* se flexione generando una onda de corte que viaja a través de la muestra hasta llegar al *bender* receptor, que produce una señal eléctrica de salida. Con la ayuda de un osciloscopio, ambas señales eléctricas (de excitación y de salida) se observan y almacenan con un registro del tiempo en el que se desarrollan. Por medio de un puerto USB situado en el osciloscopio, es posible extraer la información almacenada durante la prueba para su posterior análisis.

La elección del método utilizado para insertar los dispositivos *bender elements* en las muestras obedeció principalmente a la rigidez de éstas. En general, para las elaboradas del lado seco y para todas las cargadas hasta 1.8 MPa de tensión neta, fue necesario realizar ranuras (4 mm de profundidad, 1.2 mm de ancho y 12 mm de largo) en sus extremos con la ayuda del taladro en miniatura descrito en el capítulo 3. Los dispositivos *bender elements* se insertaron directamente en el resto de muestras. En todos los casos, el portamuestras descrito en el antes mencionado capítulo se usó para asegurarse de que los dispositivos estuvieran correctamente alineados.

La diferencia de tiempo transcurrido entre la emisión de la onda de corte y su posterior recepción es el tiempo de propagación de la onda (t). La distancia entre las puntas de dispositivos *bender elements* representa la longitud de viaje de la onda de corte (L). Con esta información, es posible calcular la velocidad de la onda de corte (V_s) mediante la ecuación 3.4 (capítulo 3), y también lo es determinar el módulo de corte a pequeñas deformaciones ($G_{\text{máx}}$) con la ecuación 3.5 (capítulo 3) siempre que se conozca la densidad de la muestra (ρ).

$$V_s = \frac{L}{t} \quad 3.4$$

$$G_{\text{máx}} = \rho V_s^2 \quad 3.5$$

Para establecer la velocidad de las ondas de corte, se utilizó la longitud efectiva de arribo, que se define como la distancia existente entre los extremos del emisor y del receptor una vez que están anclados en la muestra (*tip-to-tip distance*). Este criterio ha sido utilizado por distintos investigadores proporcionando buenos resultados (Viggiani y Atkinson, 1995; Brignoli *et al.*, 1996; Lee y Santamarina, 2005; Pineda, 2012; Chan, 2010; 2012; Gu *et al.*, 2013).

El método del primer arribo, por su parte, fue usado para determinar el instante en que las ondas de corte llegan al *bender* receptor, debido a que –según los resultados de la calibración de los dispositivos (capítulo 3)– este momento se produce muy cerca de la primera perturbación en la señal recibida. Los

estudios experimentales llevados a cabo por Chan (2012) demostraron que este método es tan bueno como los demás, pero más simple y rápido, y proporciona datos confiables sin necesidad de implementar programas informáticos de análisis o equipos especiales que representarían un mayor coste económico y tiempo. Prueba de ello es que diversos investigadores lo han utilizado con éxito en la determinación del tiempo de arribo de las ondas de corte en el ensayo *bender elements* (p. ej., Viana da Fonseca *et al.*, 2009; Camacho-Tauta *et al.*, 2012; Pineda, 2012; Chan, 2012; Gu *et al.*, 2013).

Según se desprende de las calibraciones realizadas en el capítulo 3, es necesario descontar $2 \mu\text{s}$ del tiempo de arribo obtenido en el ensayo debido al tiempo de retardo del propio sistema.

La onda sinusoidal fue emitida como señal de excitación en todos los ensayos *bender elements* efectuados en esta investigación ya que ofrece menos ambigüedad en la interpretación de la señal recibida (Leong *et al.* 2005; Jovičić *et al.* 1996), razón por la que es el tipo de señal más utilizado entre investigadores (p. ej., Hird y Chan, 2008; Ezaoui y Benedetto, 2009; Leong *et al.*, 2009; Yamashida *et al.*, 2009; Arroyo *et al.*, 2012; Chan, 2012; Gu *et al.*, 2013). En el presente estudio, los mejores resultados se obtuvieron con las frecuencias de onda 15, 20 y 30 kHz (figura 6.23), motivo por el que se eligieron para realizar todos los ensayos *bender elements*. Por lo que concierne a las frecuencias menores, se observó un aumento del ruido en la traza seguramente causado por aspectos tales como el tamaño de la muestra o el efecto «near field». Es deseable que la frecuencia de excitación sea lo más alta posible y así evitar distorsiones en dicha traza, pero el valor de 75 kHz no se debe sobrepasar en estos dispositivos (piezocerámica tipo PZT5A) debido a que el modo de vibración del transductor se altera y se producen discontinuidades en la traza de la señal recibida (capítulo 3) a partir de dicho valor. La amplitud de las ondas de excitación fue de 20 Vpp en todos los casos.

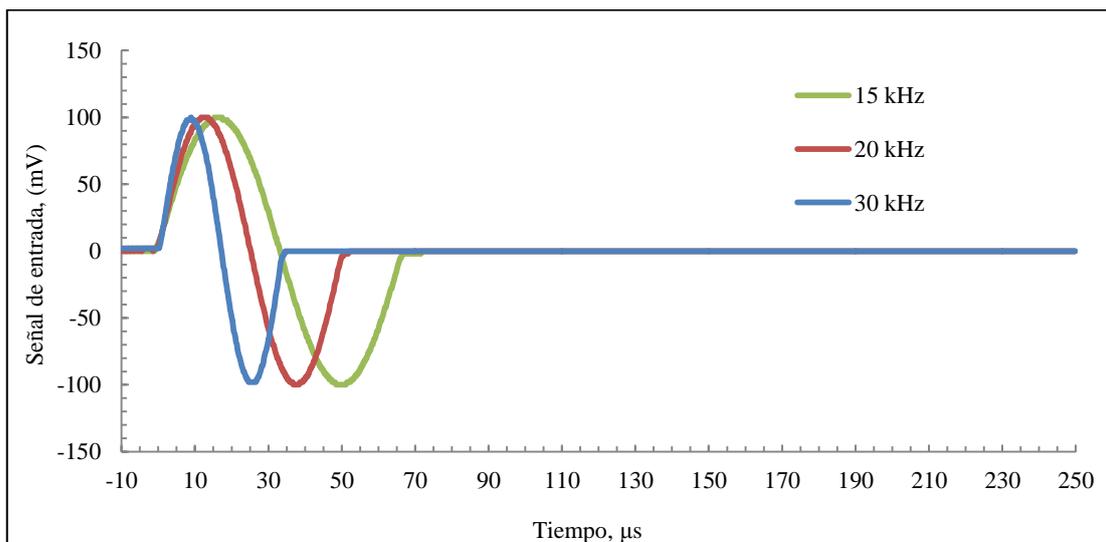


Figura 6.23. Frecuencias de excitación utilizadas en los ensayos *bender elements*.

Para reducir el efecto «near field» –que se manifiesta como un bulto de polaridad contraria a la de la señal de entrada–, diversos investigadores (Sánchez-Salineró *et al.*, 1986; Arulnathan *et al.*, 1998; Arroyo *et al.*, 2003; Gajo *et al.*, 1997; Pennington *et al.*, 1991; Wang *et al.*, 2007) recomiendan que la relación entre la distancia de viaje de las ondas de corte (L) y la longitud de onda (λ) cumpla el siguiente criterio $2 < \frac{L}{\lambda} < 9$; donde $\lambda = \frac{v_s}{f_{in}}$. En esta expresión, f_{in} es la frecuencia de excitación.

La distancia de viaje normalizada en las muestras ensayadas con una frecuencia de 30 kHz varía entre 2 y 7, mientras que en las ensayadas con frecuencias de 15 y 20 kHz lo hace entre 1 y 5; por eso, el mencionado efecto «near field» es variable. Sin embargo, el valor de este no fue lo suficiente para obstaculizar la determinación del tiempo de arribo de la onda de corte.

Con el fin de reducir al mínimo posible los ruidos en la traza de la señal recibida en todas las mediciones realizadas, se programó el osciloscopio para que adquiriera los datos con el muestreo promedio. En este modo, el aparato almacena los datos en forma de onda y, posteriormente, promedia el número de formas de onda que se haya seleccionado; en la presente investigación, dicho número fue el máximo: 128.

Se realizaron ensayos *bender elements* en las muestras compactadas del lado seco y del lado húmedo en sus condiciones iniciales de compactación (D y W) y en condiciones de carga saturada (Dsat y Wsat) de modo que fuera posible tener un marco de referencia y analizar la evolución del módulo de corte a pequeñas deformaciones ($G_{m\acute{a}x}$) durante las trayectorias de carga. Las trazas de las señales recibidas con las frecuencias de excitación de 15, 20 y 30 kHz para los estados iniciales de las muestras compactadas del lado seco (D) y del húmedo (W) se indican en la figura 6.24. La tensión de confinamiento fue de 0.020 MPa. La figura 6.25, por su parte, exhibe las señales recibidas para las frecuencias de excitación de 20 y 30 kHz en las muestras en condiciones de carga saturada. En esta ocasión, la tensión de confinamiento fue de 1.8 MPa. El tiempo de arribo de las ondas de corte se marca con una línea punteada en todos los casos. En ninguna de las figuras anteriores aparecen ruidos importantes en las trazas de las señales recibidas que puedan obstaculizar la determinación del tiempo de arribo de las ondas de corte.

Como se puede apreciar en la figura 6.24, el tiempo de propagación de las ondas de corte es menor en la muestra elaborada del lado seco que en la compactada del lado húmedo, lo que se traduce en un mayor módulo de corte. Esto pone de manifiesto las diferencias estructurales existentes entre ambas muestras.

En los ensayos realizados sobre las muestras Dsat y Wsat (figura 6.25), se observa que los tiempos de arribo de las ondas de corte son similares; sin embargo, la muestra elaborada del lado seco del óptimo sigue exhibiendo un tiempo menor. Estas diferencias se deben principalmente a las características microestructurales de cada muestra, ya que como se demostró en secciones anteriores, la mayoría de los macroporos desaparece por efecto de la carga isotrópica.

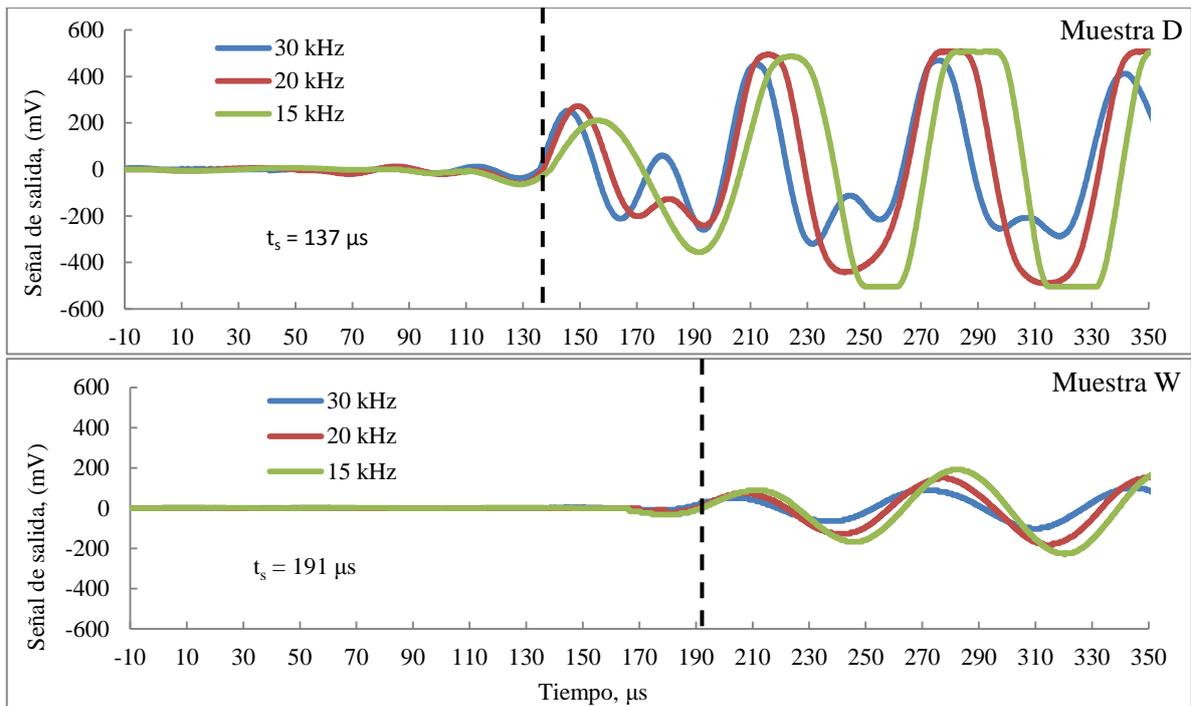


Figura 6.24. Señales recibidas para los estados iniciales de las muestras elaboradas del lado seco (D) y húmedo (W) usando frecuencias de excitación de 15, 20 y 30 kHz. $\sigma_3 = 0.020$ MPa.

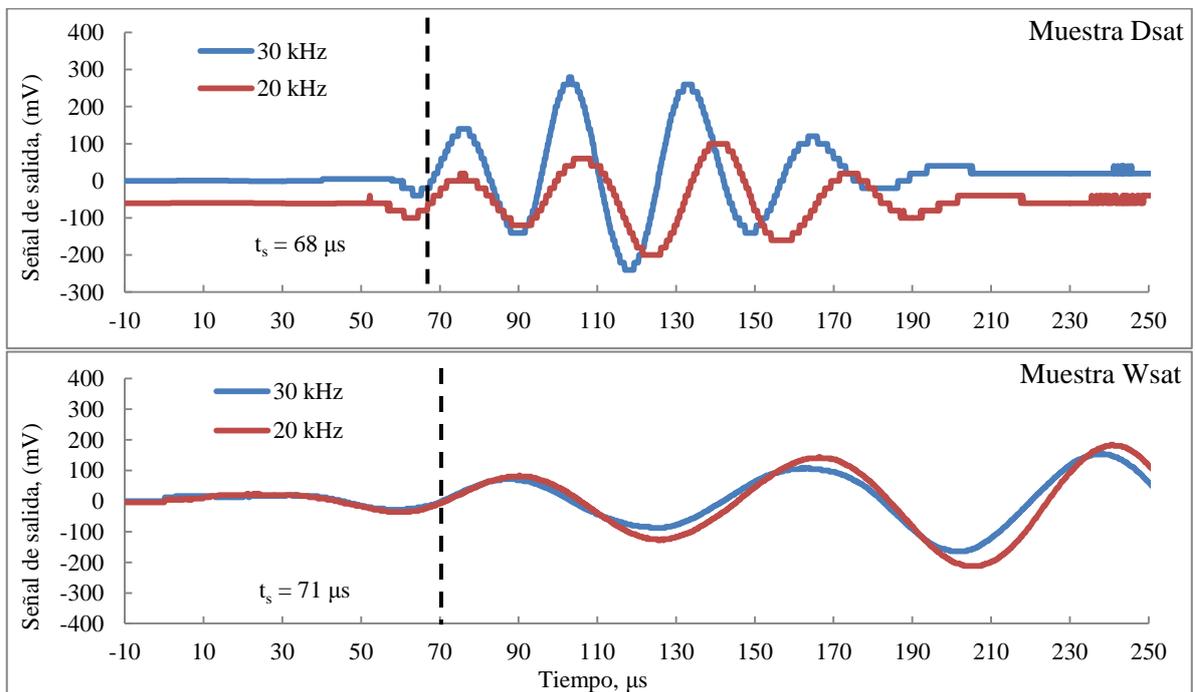


Figura 6.25. Señales recibidas para las muestras Dsat y Wsat usando frecuencias de excitación de 20 y 30 kHz. $\sigma_3 = 1.8$ MPa.

Se intentó determinar el módulo de corte de las muestras saturadas a volumen constante partiendo de las condiciones iniciales de compactación durante la ejecución de estos ensayos. Empero, no fue

posible dado que solo se distinguía ruido en las trazas de las señales recibidas. Eso pudiera deberse a que gran parte del contacto de los dispositivos con el suelo se pierde durante el proceso de saturación, lo que posiblemente obedezca, a su vez, a la formación de una película de agua entre el *bender* y la muestra.

La tabla 6.10 contiene los resultados obtenidos del ensayo *bender elements* en los puntos de análisis de las trayectorias tensionales sobre las muestras elaboradas del lado seco. Las figuras 6.26 y 6.27 muestran la evolución temporal de las señales recibidas durante los ensayos.

Tabla 6.10. Determinación del módulo $G_{\text{máx}}$ en muestras elaboradas del lado seco del óptimo.

Muestra	σ_3 (MPa)	e	Altura (mm)	w (%)	Sr (%)	ρ (Mg/m ³)	Distancia (mm)	* t_s (μ s)	Vs (m/s)	$G_{\text{Máx}}$ (MPa)
D (condiciones iniciales)	0.020	0.571	39.00	12.50	58.45	1.91	31.00	135	230	100.8
B	0.020	0.570	39.00	12.24	57.33	1.91	31.00	131	237	106.8
C	0.020	0.571	39.00	12.35	57.75	1.91	31.00	133	233	103.7
DDS	1.8	0.424	38.18	12.16	76.57	2.05	30.18	53	569	663.6
DDH	1.8	0.392	38.09	12.24	83.37	2.07	30.09	54	557	643.8
DDWS	1.8	0.373	38.06	12.22	87.47	2.08	30.06	56	537	598.1
DDWH	1.8	0.369	38.06	12.35	89.36	2.08	30.06	57	527	578.9
Dsat	1.8	0.332	37.43	12.43	100	2.12	29.43	66	446	420.8

*Tiempo corregido con el tiempo de retardo del equipo (-2 μ s).

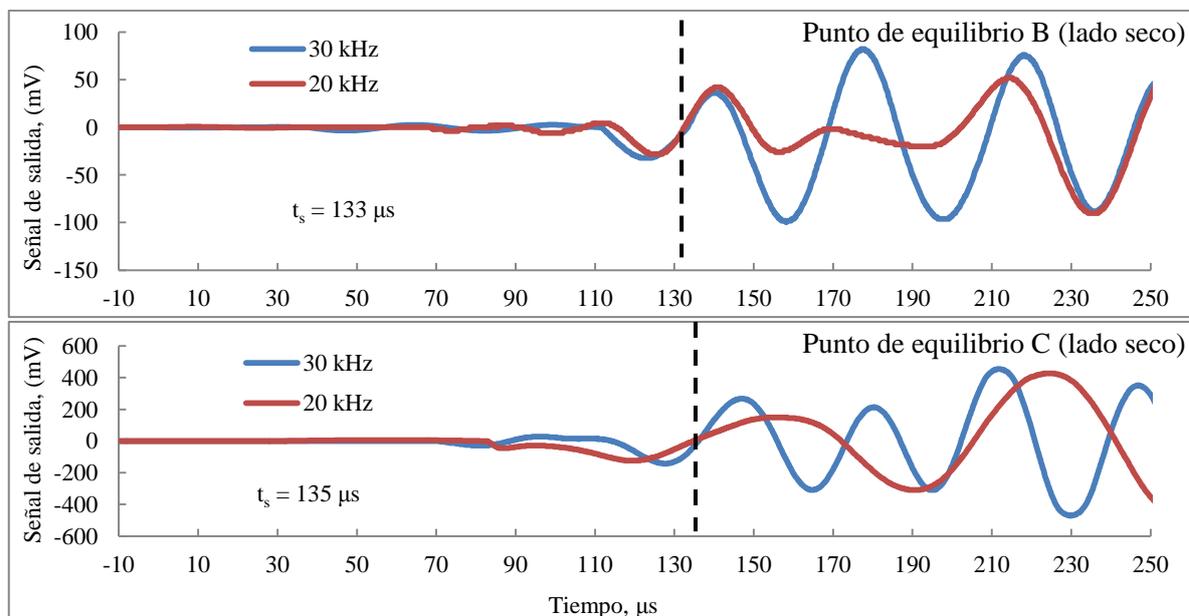


Figura 6.26. Señales recibidas para los estados de equilibrio B y C en las muestras compactadas del lado seco. $\sigma_3 = 0.020$ MPa.

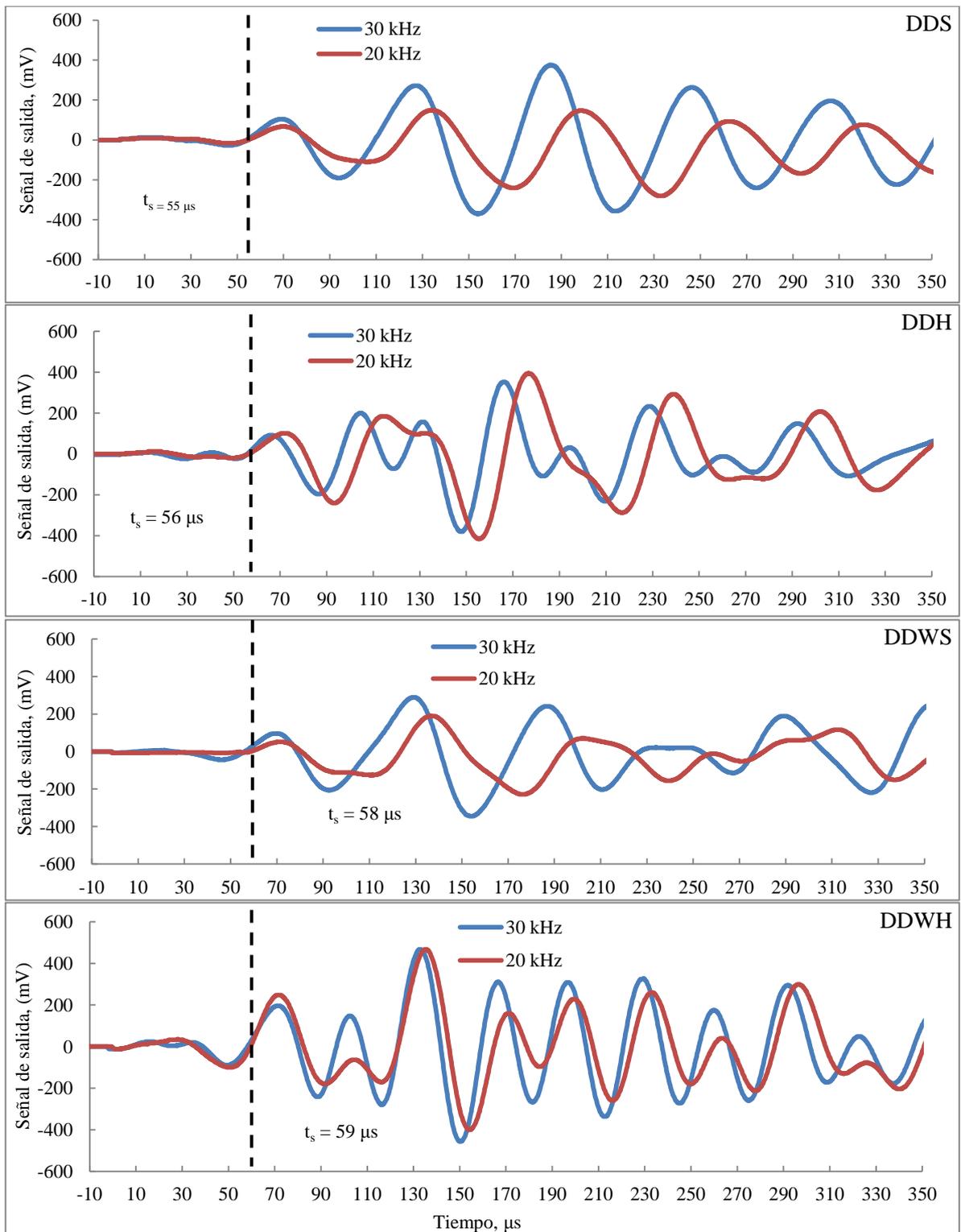


Figura 6.27. Señales de salida obtenidas para las muestras DDS, DDH, DDWS y DDWH utilizando las frecuencias de excitación de 20 y 30 kHz. $\sigma_3 = 1.8$ MPa.

Los resultados obtenidos del ensayo *bender elements* en los puntos de análisis de las trayectorias tensionales sobre las muestras elaboradas del lado húmedo se exponen en la tabla 6.11. Las figuras 6.28 y 6.29 muestran la evolución temporal de las señales recibidas durante los ensayos.

Tabla 6.11. Determinación del módulo $G_{\text{máx}}$ en muestras elaboradas del lado húmedo del óptimo.

Muestra	σ_3 (MPa)	e	Altura (mm)	w (%)	Sr (%)	ρ (Mg/m ³)	Distancia (mm)	* t_s (μ s)	V_s (m/s)	$G_{\text{Máx}}$ (MPa)
W (condiciones iniciales)	0.020	0.571	39	18.50	86.51	2.01	31	189	164	54.2
A	0.020	0.566	38.98	17.62	83.12	2.01	30.98	163	190	72.5
B	0.020	0.526	38.92	13.60	69.03	1.95	30.92	147	210	86.2
C	0.020	0.548	38.94	13.74	66.94	1.95	30.94	153	202	79.7
WDS	1.8	0.386	38.12	12.66	87.57	2.06	30.12	62	486	486.2
WDH	1.8	0.340	38.07	13.60	100	2.11	30.07	67	449	425.6
WDWS	1.8	0.341	37.84	12.30	96.31	2.09	29.84	64	466	455.4
WDWH	1.8	0.333	37.79	13.28	100	2.12	29.79	66	451	432.0
Wsat	1.8	0.332	37.68	12.43	100	2.11	29.68	69	430	390.1

*Tiempo corregido con el tiempo de retardo del equipo (-2 μ s).

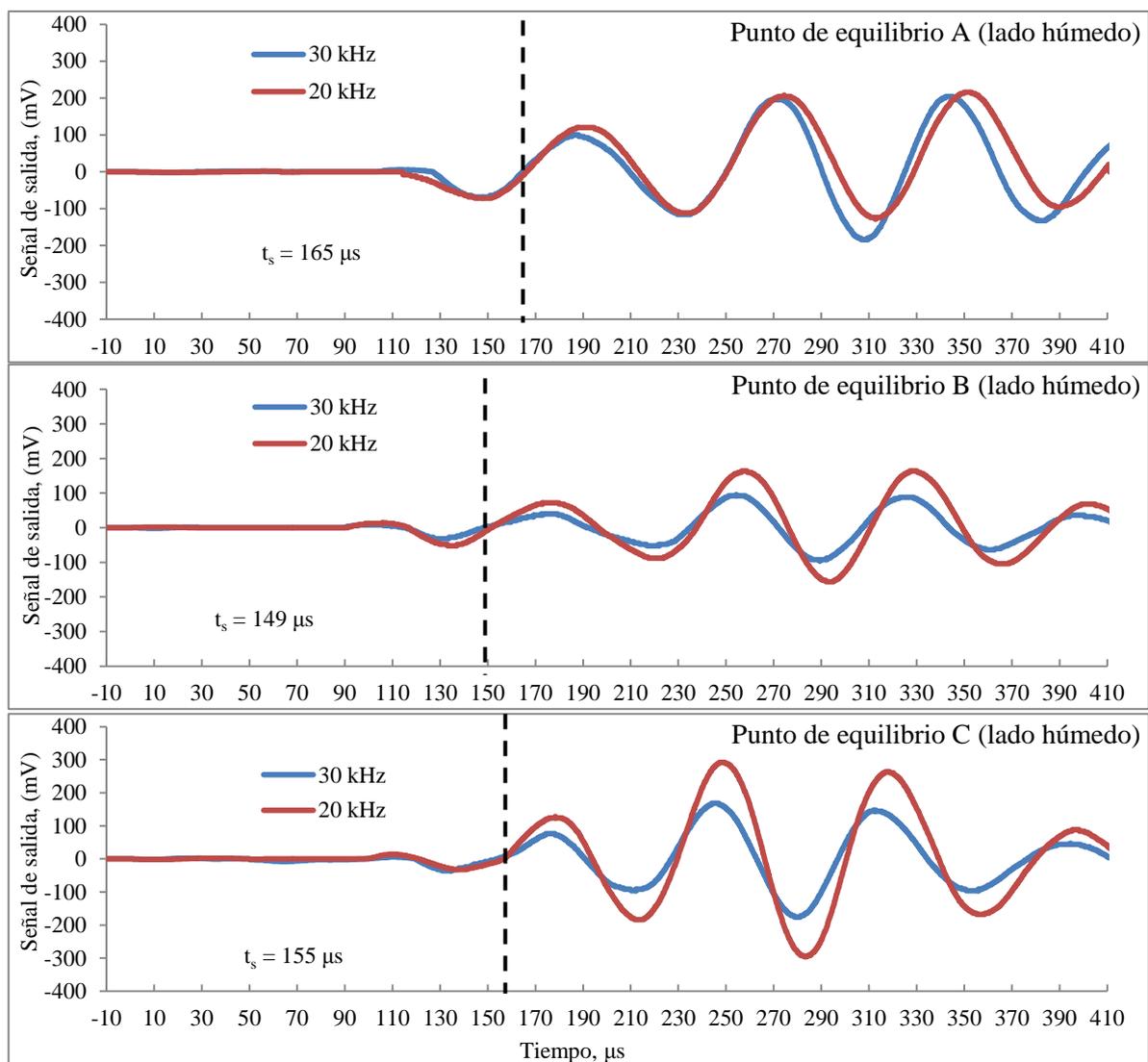


Figura 6.28. Señales recibidas para los estados de equilibrio A, B y C en las muestras compactadas del lado húmedo. $\sigma_3 = 0.020$ MPa.

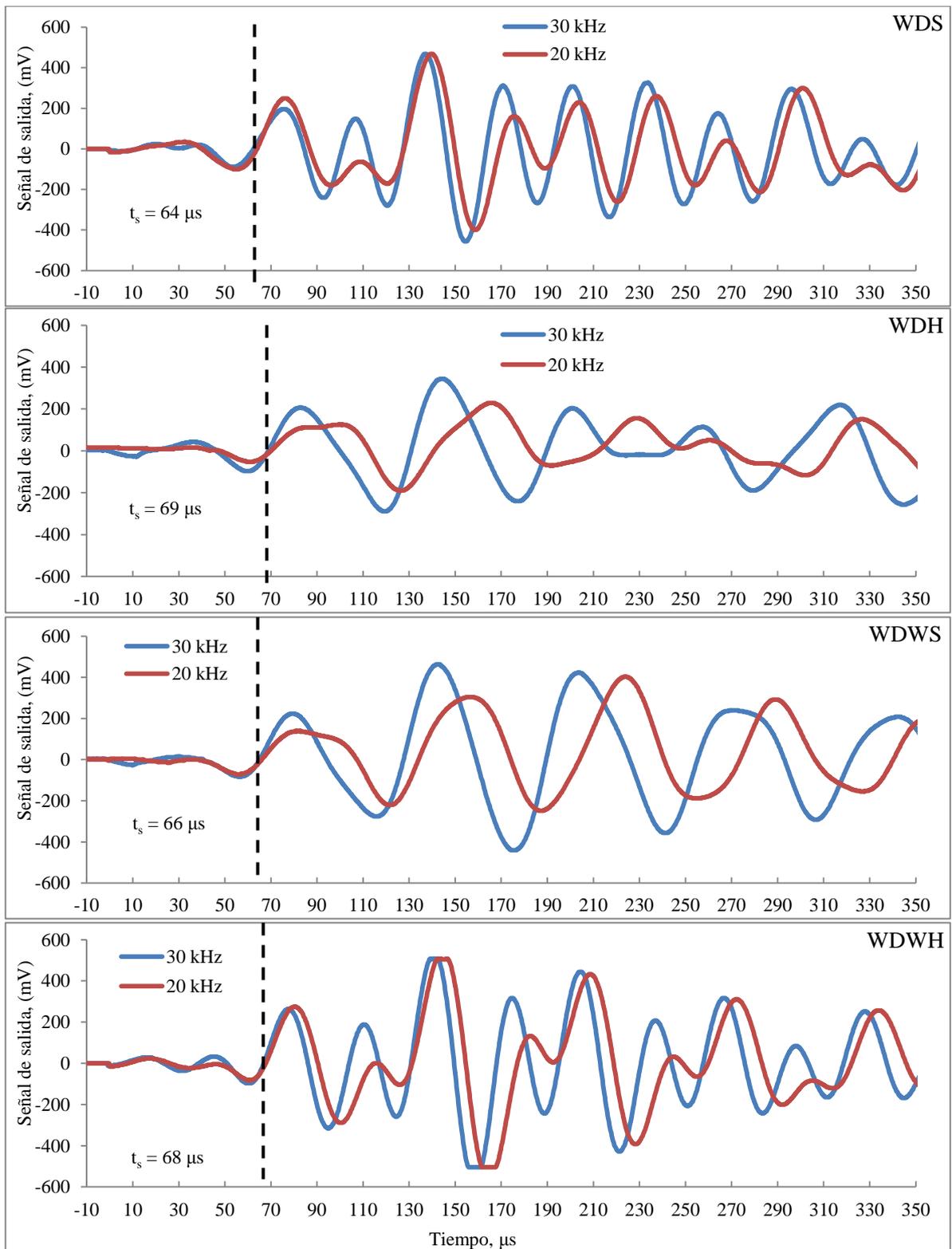


Figura 6.29. Señales de salida obtenidas para las muestras WDS, WDH, WDWS y WDWH utilizando frecuencias de excitación de 20 y 30 kHz. $\sigma_3 = 1.8 \text{ MPa}$.

Puede verse que en ningún ensayo se observan ruidos importantes en las trazas de las señales recibidas que puedan obstaculizar la determinación del tiempo de arribo de las ondas de corte, por lo que

el método del primer arribo fue muy efectivo. Por otro lado, los tiempos de arribo de las ondas de corte en las muestras compactadas del lado seco variaron entre 53 y 57 μs al final de las cargas isotropas hasta 1.8 MPa de tensión neta, mientras que esas cifras fueron de 62-67 μs en las muestras elaboradas del lado húmedo.

La aparente presencia del efecto «near field» como un bulto de polaridad contraria a la de la señal de entrada se debe a la distancia de propagación de la onda de corte. Rio (2006) demostró que los mejores resultados se obtienen cuando la muestra tiene una relación de esbeltez mayor de 2.

Los valores del módulo de corte son más parecidos entre sí en las trayectorias finales de las muestras elaboradas del lado húmedo (WDS, WDH, WDWS y WDWL) que en las del lado seco (DDS, DDH, DDWS y DDWL). Esto se debe a que las del lado húmedo se deformaron más durante la carga isotropa llegando a valores del índice de poros muy similares y a elevados grados de saturación. Eso indica que la compresión influye más sobre la rigidez del suelo que cualquier otro de los factores que afectan al módulo de corte, ya que el $G_{\text{máx}}$ aumenta con la disminución de los macroporos.

En lo referente a las etapas de equilibrio del lado seco (B y C), se observa que el índice de poros permanece prácticamente constante, que el grado de saturación disminuye poco con respecto a la condición inicial y que el módulo $G_{\text{máx}}$ aumenta muy poco. Lo anterior obedece al hecho de que el suelo es más rígido al disminuir el agua contenida en la muestra, por lo que los contactos entre los granos transmiten las ondas de corte con mayor eficiencia.

Por lo que respecta a las etapas de equilibrio de las muestras compactadas del lado húmedo, el índice de poros se reduce durante el secado a 0.1 y a 0.5 MPa de succión –puntos A y B, respectivamente– debido a la deformación sufrida por la muestra, y el grado de saturación disminuye; esto se traduce en un aumento del módulo de corte. Dicho aumento, por su parte, está motivado por un efecto combinado de la disminución de agua en la muestra y el incremento de su densidad ocasionado por la deformación volumétrica experimentada.

Las variaciones del módulo de corte en función del índice de poros (e), grado de saturación (S_r) y contenido de humedad (w) se presentan en las figuras 6.30, 6.31 y 6.32, respectivamente. Es posible comprobar que la humedad a la que las muestras se compactan induce diferencias importantes en la variación del módulo de corte a pequeñas deformaciones $G_{\text{máx}}$. El aumento de la humedad de compactación produce una disminución del mencionado módulo de corte, ya que las muestras compactadas del lado seco ($w = 12.5\%$) exhiben mayor valor de $G_{\text{máx}}$ que las del lado húmedo ($w = 18.5\%$), lo que también se puede ver en las figuras 6.30, 6.31 y 6.32. En las dos primeras figuras, además, es posible comprobar que el módulo $G_{\text{máx}}$ aumenta conforme el índice de poros se reduce, mientras que el grado de saturación se eleva producto de la compresión isotropa. Sin embargo, tal incremento no es lineal y se produce un pico máximo al alcanzar un $e = 0.42$ y un $S_r = 77\%$ para muestras del lado seco en tanto

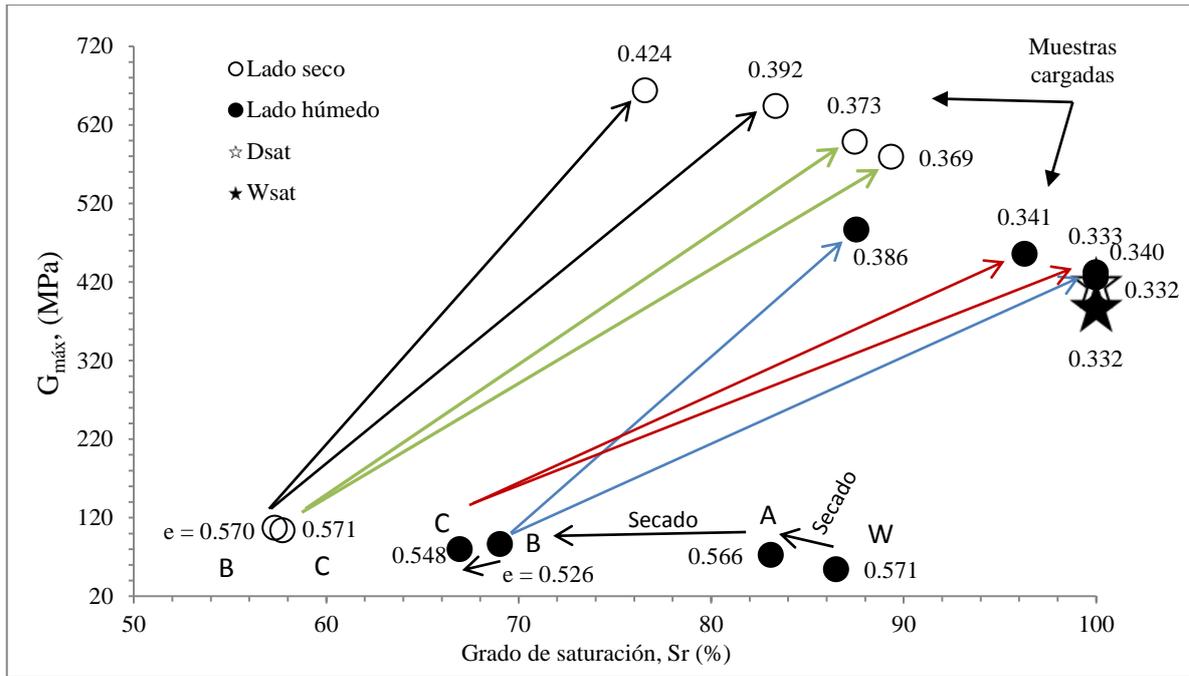


Figura 6.31. Evolución del módulo de corte en función del grado de saturación.

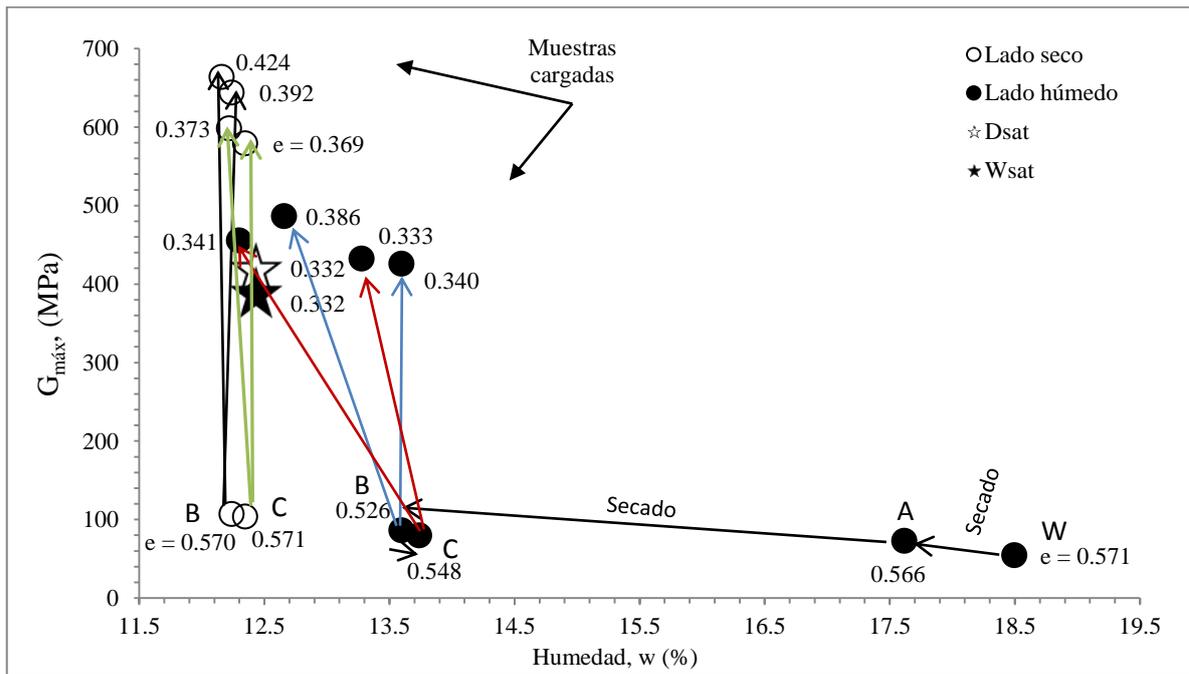


Figura 6.32. Evolución del módulo de corte en función del contenido de humedad.

Los resultados de los ensayos del módulo de corte sobre los puntos de análisis marcados en las trayectorias tensionales para muestras elaboradas del lado seco y del lado húmedo se presentan en el plano de compactación en las figuras 6.33 y 6.34.

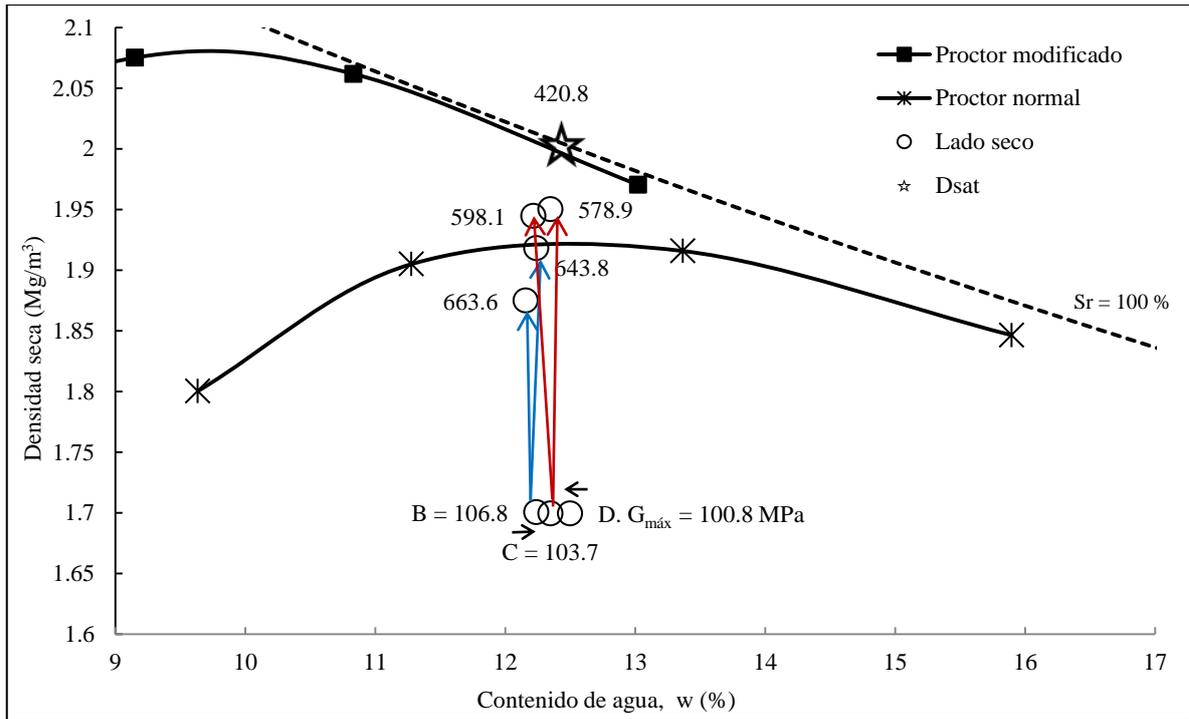


Figura 6.33. Trayectorias tensionales del lado seco en el plano de compactación.

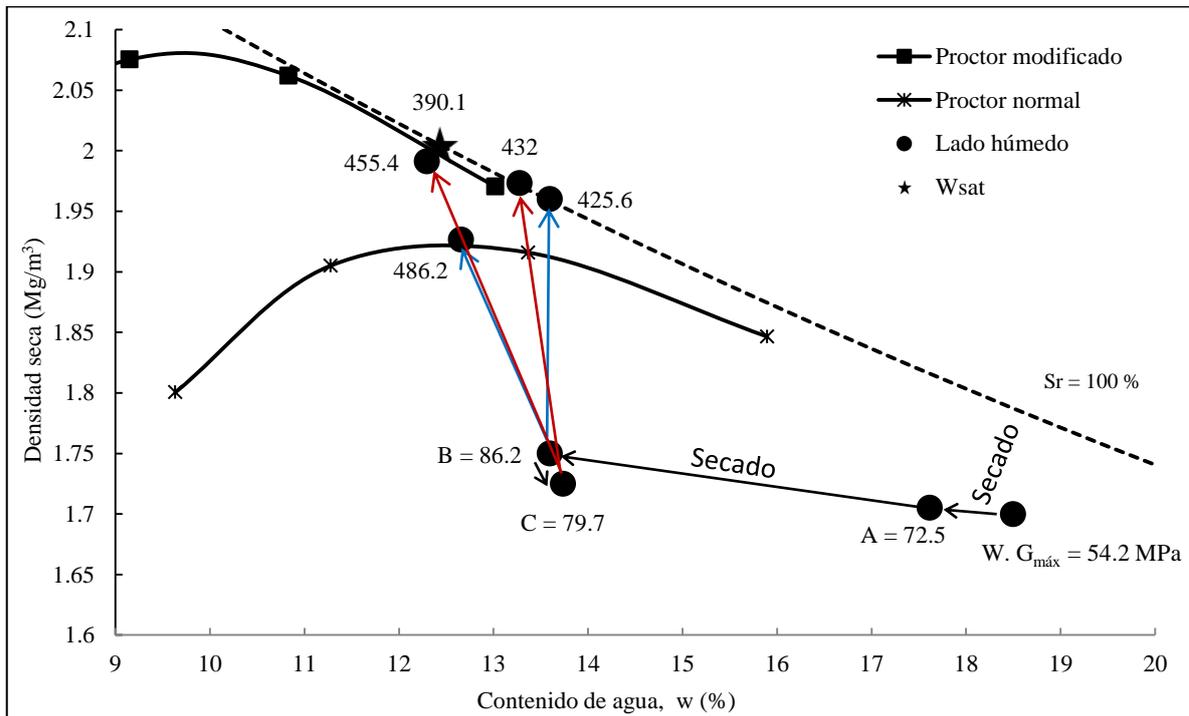


Figura 6.34. Trayectorias tensionales del lado húmedo en el plano de compactación.

De manera complementaria, se llevaron a cabo ensayos de carga isotrópica a humedad constante hasta una tensión neta de 1.8 MPa partiendo de las condiciones iniciales de compactación en las muestras elaboradas del lado seco y húmedo (D y W). Para ello, se utilizó el juego de pedestal y cabezal diseñados

para alojar a los dispositivos *bender elements* (sección 3.5.3). Con las muestras elaboradas en sus respectivas condiciones de compactación (D y W) y siguiendo el procedimiento descrito en el capítulo 3, se instalaron en la célula isótropa. Posteriormente, se aplicó una tensión de confinamiento de 0.020 MPa para asegurar el correcto ajuste de todas las piezas del sistema. Enseguida, la carga isótropa a humedad constante se inició a una velocidad de 1 kPa por minuto hasta alcanzar una tensión neta de 1.8 MPa. Durante dicha carga, se midió la evolución del módulo de corte a pequeñas deformaciones. Las tablas 6.12 y 6.13 reflejan los resultados de la evaluación del módulo $G_{m\acute{a}x}$ obtenidos durante las cargas isótropas en las muestras elaboradas del lado seco y del lado húmedo, respectivamente. La variación de $G_{m\acute{a}x}$ en función del índice de poros y del grado de saturación durante las cargas isótropas a humedad constante en las muestras elaboradas del lado seco y del lado húmedo puede verse en las figuras 6.35 y 6.36. Las trazas de las señales recibidas durante los ensayos se muestran en el anexo E.

Tabla 6.12. Evolución del módulo $G_{m\acute{a}x}$ durante el ensayo de compresión isótropa a humedad constante en una muestra elaborada del lado seco del óptimo.

σ_3 (MPa)	e	Altura (mm)	Sr (%)	ρ (Mg/m ³)	Distancia (mm)	* t_s (μ s)	Vs (m/s)	$G_{m\acute{a}x}$ (MPa)
0.100	0.550	38.98	60.68	1.94	30.98	106	292	165.3
0.200	0.533	38.93	62.62	1.95	30.93	95	326	206.5
0.300	0.518	38.89	64.43	1.96	30.89	84	368	264.5
0.400	0.503	38.84	66.35	1.97	30.84	80	385	292.8
0.600	0.472	38.75	70.71	1.99	30.75	72	427	363.5
0.800	0.444	38.60	75.17	2.02	30.60	68	450	408.3
1.000	0.414	38.48	80.62	2.04	30.48	65	469	448.3
1.800	0.369	38.06	90.45	2.08	30.06	58	518	559.9

*Tiempo corregido con el tiempo de retardo del equipo (-2 μ s).

Tabla 6.13. Evolución del módulo $G_{m\acute{a}x}$ durante el ensayo de compresión isótropa a humedad constante en una muestra elaborada del lado húmedo del óptimo.

σ_3 (MPa)	e	Altura (mm)	Sr (%)	ρ (Mg/m ³)	Distancia (mm)	* t_s (μ s)	Vs (m/s)	$G_{m\acute{a}x}$ (MPa)
0.100	0.554	38.93	89.16	2.04	30.93	138	224	102.6
0.200	0.535	38.85	92.33	2.06	30.85	125	247	125.2
0.300	0.512	38.79	96.47	2.07	30.79	119	259	138.8
0.400	0.491	38.72	100	2.09	30.72	106	290	175.8
0.600	0.454	38.55	100	2.12	30.55	95	322	219.4
0.800	0.420	38.35	100	2.16	30.35	82	370	295.1
1.000	0.393	38.20	100	2.18	30.20	77	392	334.9
1.800	0.355	37.79	100	2.22	29.79	68	438	425.8

*Tiempo corregido con el tiempo de retardo del equipo (-2 μ s).

Estos ensayos demuestran que el valor del módulo de corte depende en gran medida de la tensión de confinamiento, ya que el incremento de ésta hace que el módulo $G_{\text{máx}}$ también aumente. La muestra compactada del lado seco exhibe un mayor valor del módulo de corte en todos los casos, lo que pone de manifiesto las diferencias estructurales entre ambas muestras. Como se puede comprobar en la figura 6.36, el valor del módulo sigue incrementándose a pesar de que la muestra elaborada del lado húmedo se sature alrededor de una tensión confinante de 0.350 MPa. Esto obedece a que el agua se ve forzada a salir hacia el cabezal debido a la compresión de la muestra, por lo que esta puede disminuir su macroporosidad, lo que finalmente se traduce en un aumento de la densidad y, por consiguiente, del módulo $G_{\text{máx}}$.

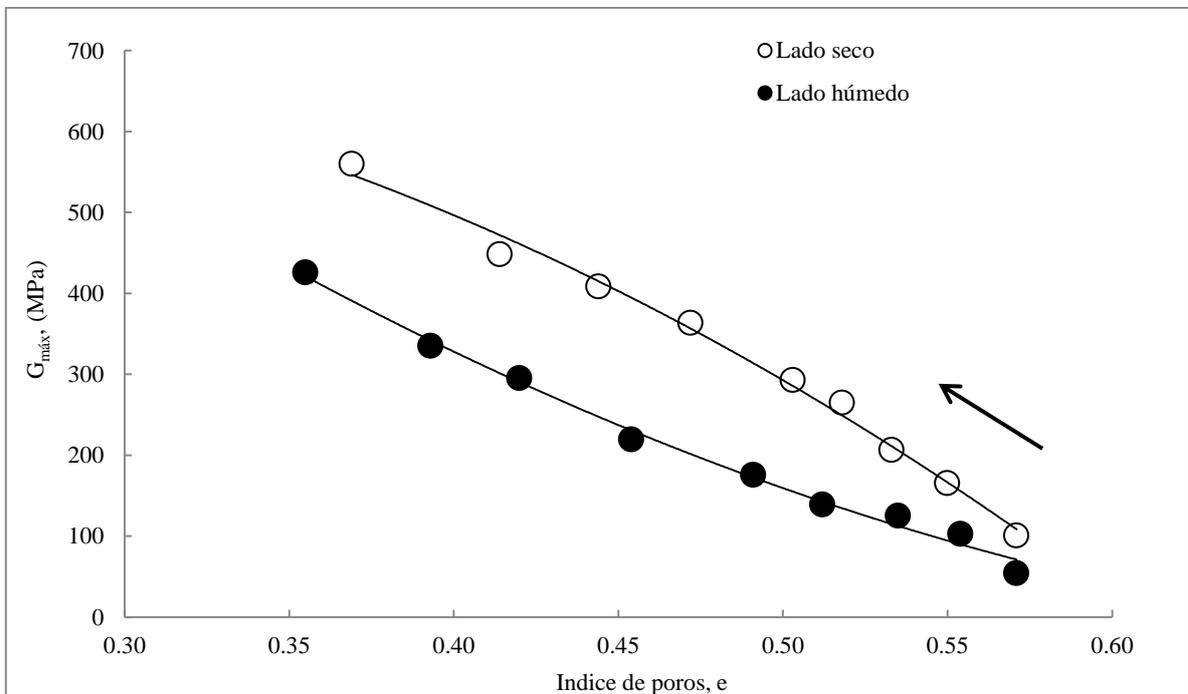


Figura 6.35. Variación del módulo $G_{\text{máx}}$ en función del índice de poros en ensayos de compresión isotrópica a humedad constante partiendo de las condiciones iniciales de compactación de los lados seco y húmedo.

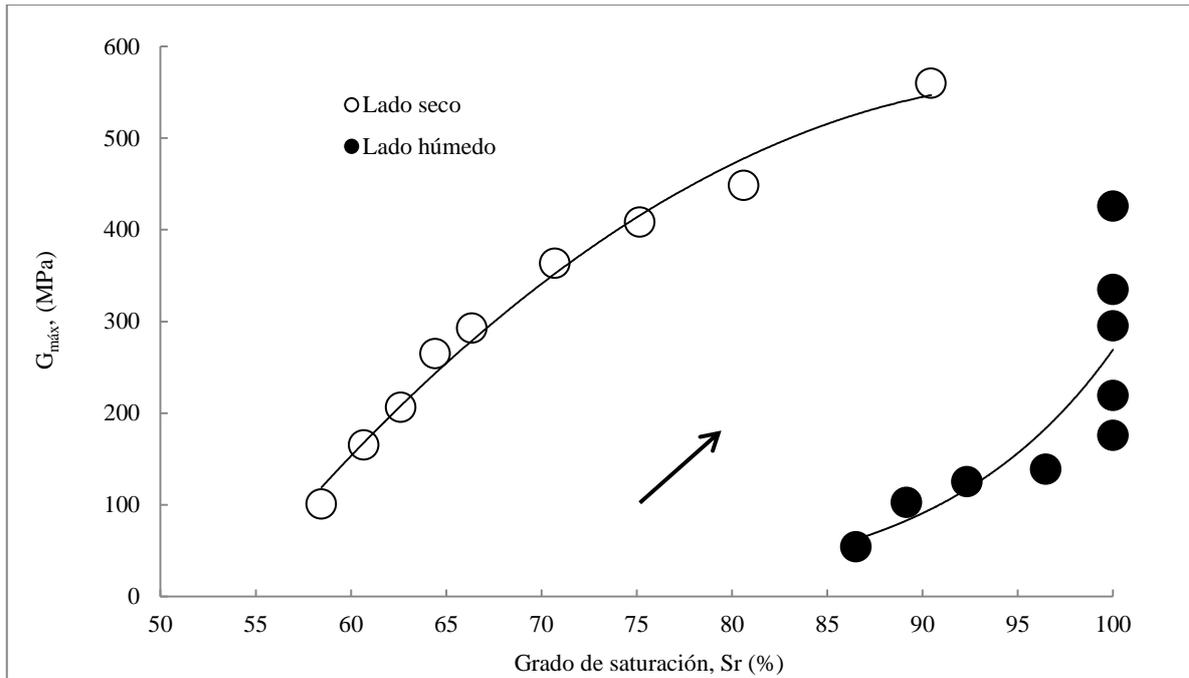


Figura 6.36. Evolución del módulo $G_{máx}$ en función del grado de saturación en ensayos de compresión isótropa a humedad constante partiendo de las condiciones iniciales de compactación de los lados seco y húmedo.

CAPÍTULO 7. INTERPRETACIÓN Y MODELACIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

7.1 Introducción

En este capítulo, se analizan e interpretan los resultados experimentales obtenidos durante la ejecución del plan de ensayos propuesto en el capítulo 5.

En primer lugar, se exploran los cambios en la microestructura creada durante el proceso de compactación ocasionados por variaciones en su estado tensional, contenido de humedad y de succión, y también se analiza la repercusión de estos cambios en el comportamiento del suelo. Con la ayuda de un parámetro microestructural propuesto por Alonso *et al.* (2013), se explora el comportamiento de las muestras en el plano de compactación.

En segundo lugar, basándose en la curva de retención obtenida experimentalmente y complementada con datos de los ensayos MIP, se implementa un modelo de la curva de retención basado en el propuesto por Dieudonne *et al.* (2013) que incorpora la evolución de la estructura de los suelos arcillosos a través de trayectorias hidromecánicas. Los mecanismos de retención de agua micro y macroestructurales son descritos por separado en este modelo utilizando una expresión del tipo van Genuchten (1980). Las modelaciones de la curva de retención para distintos valores del índice de poros ayudan a interpretar el comportamiento hidráulico de las muestras durante las trayectorias hidromecánicas.

En tercer lugar, se examina el comportamiento volumétrico del suelo a partir de los resultados obtenidos en los ensayos de compresión isotropa. El modelo empleado tiene en cuenta los cambios microestructurales que la muestra experimenta a través del grado de saturación.

En cuarto lugar, mediante un modelo constitutivo elastoplástico propuesto por Romero y Jommi (2008), se estudia la anisotropía inducida al suelo durante el proceso de compactación unidimensional. Dicho modelo incorpora la tensión promedio actuante en el esqueleto sólido del suelo y leyes generalizadas de endurecimiento isotropo y rotacional dependientes de las deformaciones plásticas y del grado de saturación para reproducir la evolución de la anisotropía en el suelo. Por último, se analiza la evolución del módulo de corte a pequeñas deformaciones ($G_{m\acute{a}x}$) durante las trayectorias hidromecánicas. Los resultados de los ensayos con *bender elements* son interpretados mediante un marco conceptual que toma en consideración la evolución de la microestructura. El plano de compactación se utiliza para visualizar las variaciones del módulo $G_{m\acute{a}x}$ en función del contenido de humedad.

7.2 Análisis e interpretación de los cambios microestructurales

El análisis de la microestructura consistió en un estudio de los resultados de los ensayos de Porosimetría por Intrusión de Mercurio (MIP) llevados a cabo al final de las etapas de secado, humedecimiento y carga isótropa, así como también en los estados iniciales de compactación. En esta investigación, se diferenció entre la microestructura creada durante el proceso de compactación y la generada durante la aplicación de las trayectorias hidromecánicas a las muestras. Se utilizó el plano Proctor de compactación para representar los valores microestructurales de las muestras en condiciones iniciales empleando, además, un modelo propuesto por Romero *et al.* (2011) para trazar contornos de igual microestructura. Posteriormente, se analizó la evolución de la microestructura en las muestras desde las condiciones iniciales de compactación hasta las obtenidas en cada etapa de las trayectorias hidromecánicas seguidas.

7.2.1 Microestructura generada durante el proceso de compactación

Las características microestructurales correspondientes a las condiciones iniciales de compactación de las muestras elaboradas del lado seco (D) y del lado húmedo (W) son piezas clave para el análisis e interpretación de la evolución de la microestructura, ya que representan los puntos de partida de las trayectorias hidromecánicas seguidas. Se utilizó el plano Proctor de compactación para representar estas características microestructurales iniciales (figura 7.1). Como complemento, se colocan datos microestructurales obtenidos por otros investigadores con el mismo suelo (González, 2012; Baptista, 2013). Debido a que ambos autores emplearon diferentes métodos para determinar el índice de poros microestructural (e_m), fue necesario reinterpretar los resultados de las porosimetrías obtenidas en cada caso siguiendo el procedimiento utilizado en esta investigación, lo que permitió realizar una comparación adecuada entre todos los datos. La caracterización del suelo utilizado por estos investigadores se describe en el capítulo 4.

La figura 7.1 muestra que el índice de poros microestructural (e_m) disminuye a medida que la densidad seca se incrementa para una misma humedad de compactación, mientras que la variable de estado microestructural (ξ) –propuesta por Alonso *et al.* (2013) como una manera de normalizar el valor del e_m con respecto a la densidad seca– aumenta. Lo anterior responde a que se produce una reducción de los macroporos conforme aumenta la energía de compactación.

Para una misma densidad seca (igual índice de poros), el índice de poros microestructural (e_m) se incrementa a medida que lo hace la humedad a la que el suelo se compacta. Esto obedece a que una estructura bimodal muy bien definida se genera al compactar las muestras del lado seco del óptimo, por lo que existe un índice de poros micro y un índice de poros macro. Por el contrario, se cuenta con una estructura prácticamente monomodal en las muestras compactadas del lado húmedo del óptimo, y la porosidad dominante es la microporosidad.

La evolución del índice de poros micro y de la variable de estado microestructural después de la saturación a volumen constante de las muestras D y W puede observarse en las figuras 7.2 y 7.3.

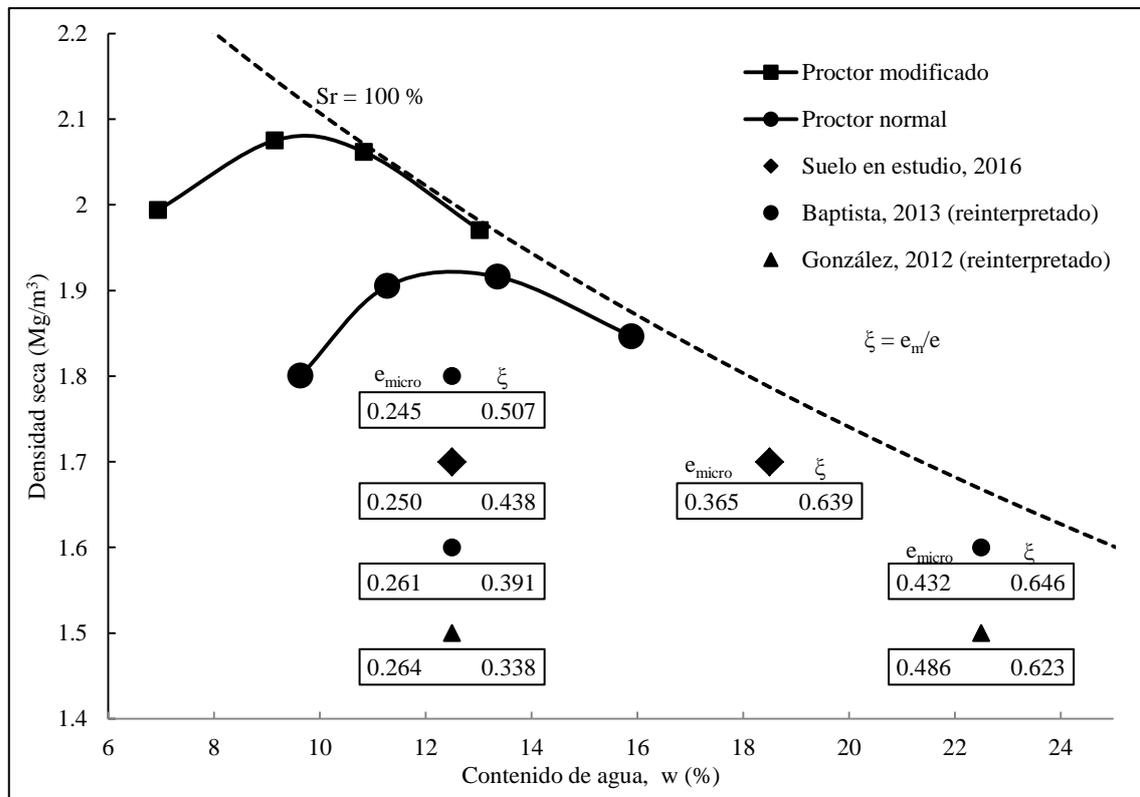


Figura 7.1. Variación del índice de poros micro (e_m) y de la variable de estado microestructural (ξ) en el plano de compactación.

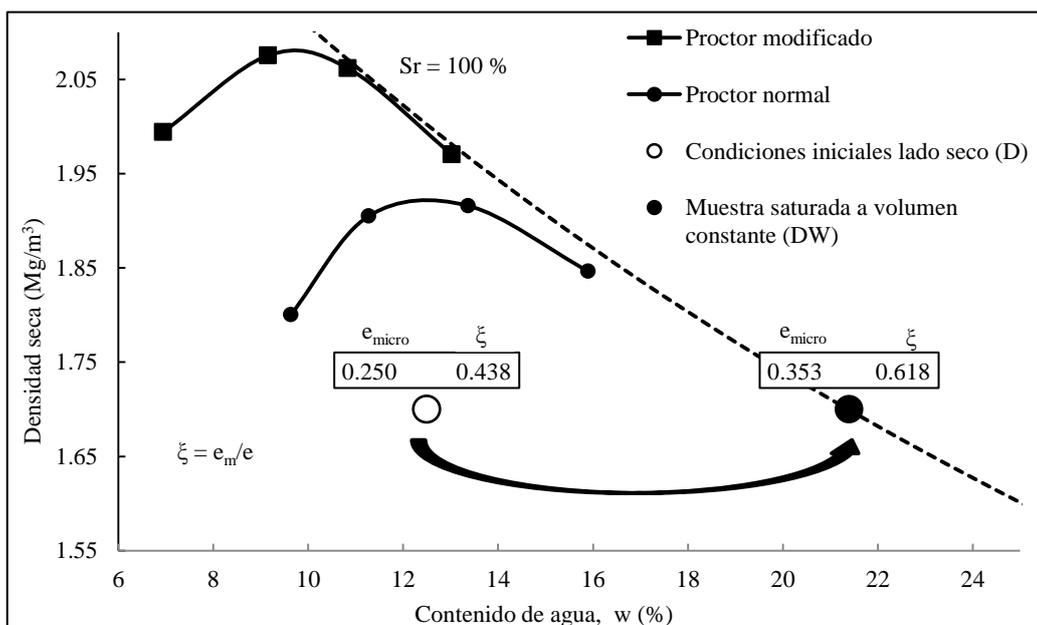


Figura 7.2. Evolución del e_m y de la variable de estado microestructural (ξ) del lado seco al saturarse a volumen constante.

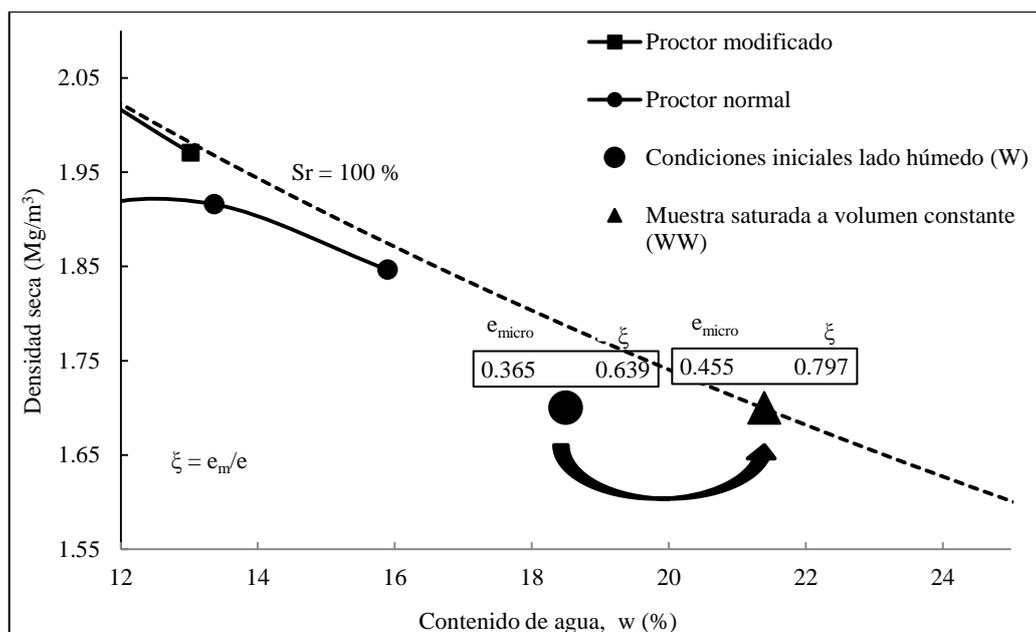


Figura 7.3. Variación del e_m y de la variable de estado microestructural (ξ) del lado húmedo al saturarse a volumen constante.

Puede comprobarse que el índice de poros microestructural y la variable de estado (ξ) incrementan su valor al saturar ambas muestras a volumen constante partiendo desde la condición de compactación inicial ($D \rightarrow DW$ y $W \rightarrow WW$). Esto se debe a que los agregados de arcilla se expanden al aumentar el contenido de humedad, por lo que los poros situados entre ellos (macroporos) se reducen, mientras que la porosidad en el interior de los agregados (microporos) aumenta, según pudo comprobar Romero (2013). Sin embargo, también puede verse que la variable de estado microestructural no llega a su máximo valor ($\xi = 1$) a pesar de que el suelo esté saturado ya que todavía existe un valor de macroporosidad en ambas muestras.

7.2.2 Microestructura en el plano Proctor de compactación

Como se ha podido observar en los ensayos de Porosimetría por Intrusión de Mercurio (MIP) realizados y que se presentan en el capítulo 6, la microestructura creada durante el proceso de compactación depende en gran medida del contenido de humedad al que se elabora la muestra, ya que al serlo del lado seco ($w = 12.5\%$) desarrollan una estructura claramente bimodal con una micro y macroporosidad bien definidas, mientras que presentan una estructura prácticamente monomodal, con dominio claro de la microporosidad, cuando son fabricadas del lado húmedo ($w = 18.5\%$). Mediante un modelo microestructural desarrollado por Romero *et al.* (2011), se analiza la variación de la microestructura en el plano Proctor de compactación según la densidad seca y el contenido de humedad a la que se fabrican las muestras.

Ese modelo microestructural utilizado para la interpretación de los resultados fue propuesto por el mencionado autor con el fin de considerar aspectos microestructurales en las curvas de retención. Posteriormente, en Romero (2013) y Della Vecchia *et al.* (2013), se empleó con el objetivo de analizar el efecto de las características microestructurales de suelos arcillosos con una distribución de tamaños de poros bimodal sobre las propiedades de retención de agua. El modelo introduce la dependencia del volumen de microporos (e_m) del contenido de agua.

Romero (2013) observó que, durante los procesos de secado y humedecimiento, el volumen de macroporos se ve afectado como consecuencia de dos fenómenos: la interacción multifase que existe entre los estados mecánicos e hidráulicos (p. ej., colapso debido al humedecimiento) y el acoplamiento multiescala originado a partir de la interacción entre diferentes niveles de estructura. Sobre esto último, se comprobó mediante ensayos de Porosimetría por Intrusión de Mercurio (MIP) que el volumen de macroporos se reduce en la fase de humedecimiento y se recupera durante el proceso de secado. Lo anterior se debe a que los agregados formados por partículas de arcilla se expanden y contraen según el contenido de humedad. Al presentarse la expansión de los agregados durante el humedecimiento, estos ocupan los vacíos entre ellos (macroporos), y la contracción de dichos agregados devuelve el volumen de macroporos a su estado inicial al someter a las muestras a secado, algo que lo convierte en un proceso cuasi-reversible. Este proceso de expansión/contracción de los agregados saturados se describió utilizando la expresión 7.1 presentada en Romero *et al.* (2011), la cual contiene dos parámetros microestructurales (e_m^* y β):

$$e_m = e_m^* + \beta(e_w - e_m^*) \quad (7.1)$$

En esta expresión, β cuantifica la tendencia de los agregados a expandirse, e_w es el contenido de humedad definido como contenido de agua por volumen de sólidos (w_p) y e_m^* representa un estado límite en que los microporos están saturados y los macroporos vacíos.

Los resultados obtenidos en los ensayos de Porosimetría por Intrusión de Mercurio sobre las muestras compactadas por el lado húmedo (W) y por el lado seco (D) se grafican en el plano Proctor de compactación junto a los datos obtenidos por otros investigadores sobre el mismo suelo (González, 2012; Baptista, 2013). Estos últimos fueron reinterpretados siguiendo el procedimiento propuesto en la presente investigación. La figura 7.4 muestra el conjunto de datos microestructurales en función del contenido de humedad, expresado como e_w . De acuerdo con el análisis realizado por Romero (2013), existe una línea de retracción del material para un estado totalmente saturado con una inclinación inicial de 1:1 para e_w altos. La pendiente de esta línea se reduce conforme las deformaciones de contracción disminuyen y el material se somete a la desaturación. Para este material, el punto en el que ocurre dicho cambio de pendiente se supone en $e_w = 0.23$. Una tendencia similar a la línea de contracción se observa para los

datos microestructurales del lado seco y del lado húmedo: el índice de microporos se reduce linealmente según decrece el contenido de humedad siguiendo una línea cuya pendiente es menor a uno ($\beta < 1$) hasta que alcanza a la línea de contracción en el punto donde esta se corta con e_m^* .

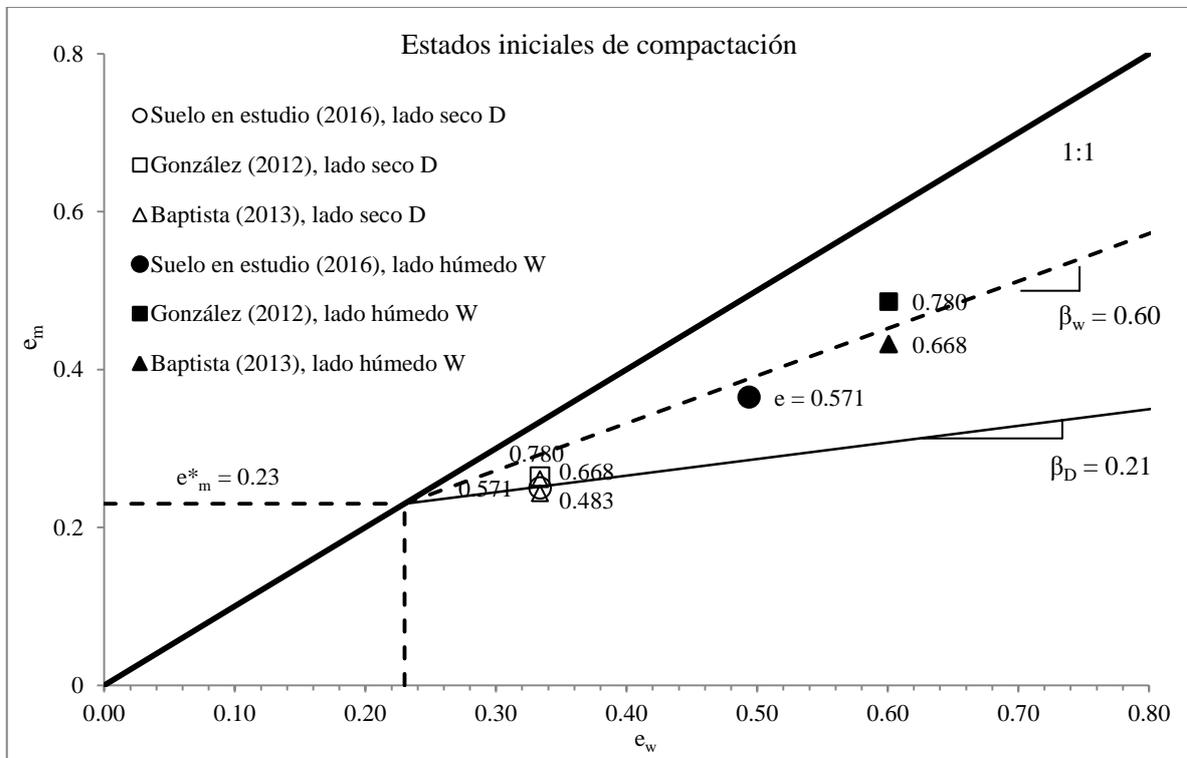


Figura 7.4. Evolución del índice de poros microestructural en función del contenido de agua (e_w) en condiciones iniciales de compactación.

En el punto de intersección con e_m^* , el contenido de humedad (e_w) es suficiente para saturar a los microporos (porosidad dentro de los agregados de arcilla), pero manteniendo a los macroporos (espacios entre agregados) vacíos. Para contenidos de agua menores a e_m^* , se produce la desaturación de la microporosidad. De esta manera, cuando la succión es cero, el e_m alcanza un valor máximo \hat{e}_m , mientras que el valor de e_m se aproxima al de e_m^* en el momento en que el suelo está seco.

Se observa claramente que las muestras elaboradas del lado seco y del húmedo poseen líneas de tendencia con pendientes β diferentes -0.21 y 0.60 , respectivamente, como se ve en la figura 7.4, lo que pone de manifiesto sus diferencias microestructurales. Los datos microestructurales presentados en dicha figura 7.4 pertenecientes a las condiciones iniciales de compactación indican que el valor de e_m^* es 0.23 (para $e_w \geq e_m^*$) para este tipo de suelo.

Considerando la humedad y la densidad seca de compactación, el modelo propuesto por Romero *et al.* (2011) (ecuación 7.1) se utilizó para elaborar contornos de igual e_m/e en el plano Proctor de

compactación. Las figuras 7.5 y 7.6 exhiben estos contornos en diferentes niveles para las muestras elaboradas del lado seco y del lado húmedo, respectivamente.

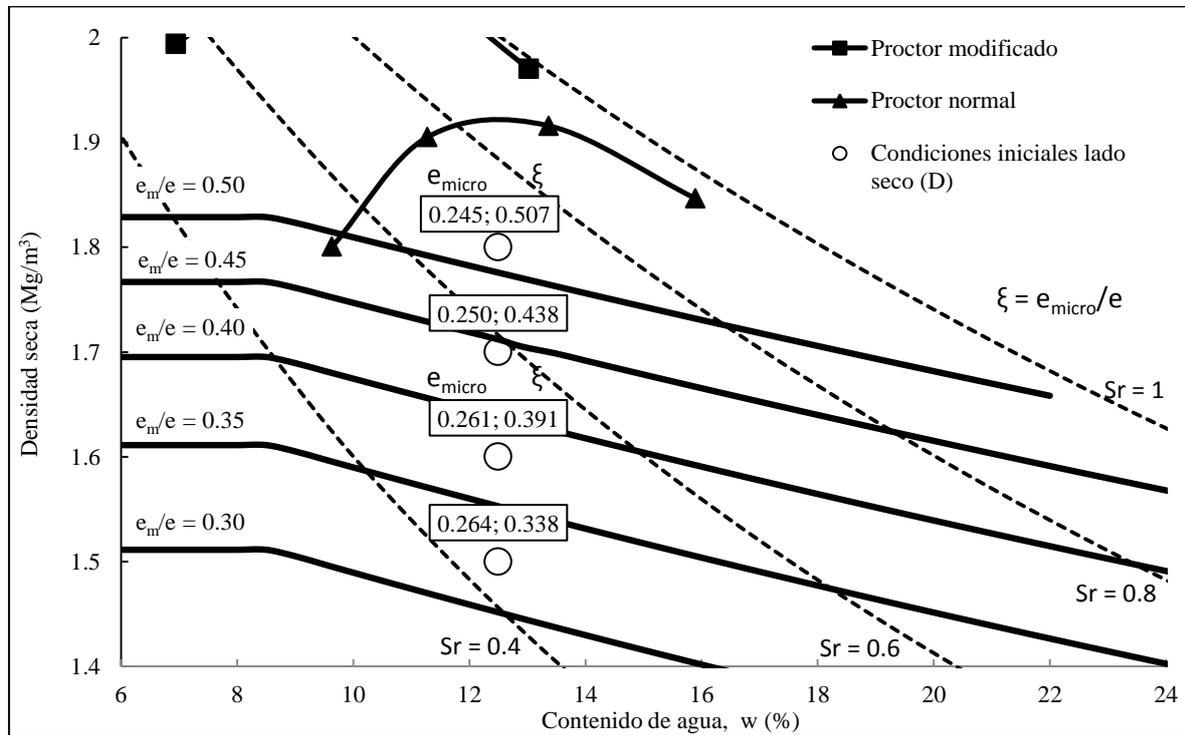


Figura 7.5. Contornos de igual e_m/e para muestras compactadas del lado seco en condiciones iniciales.

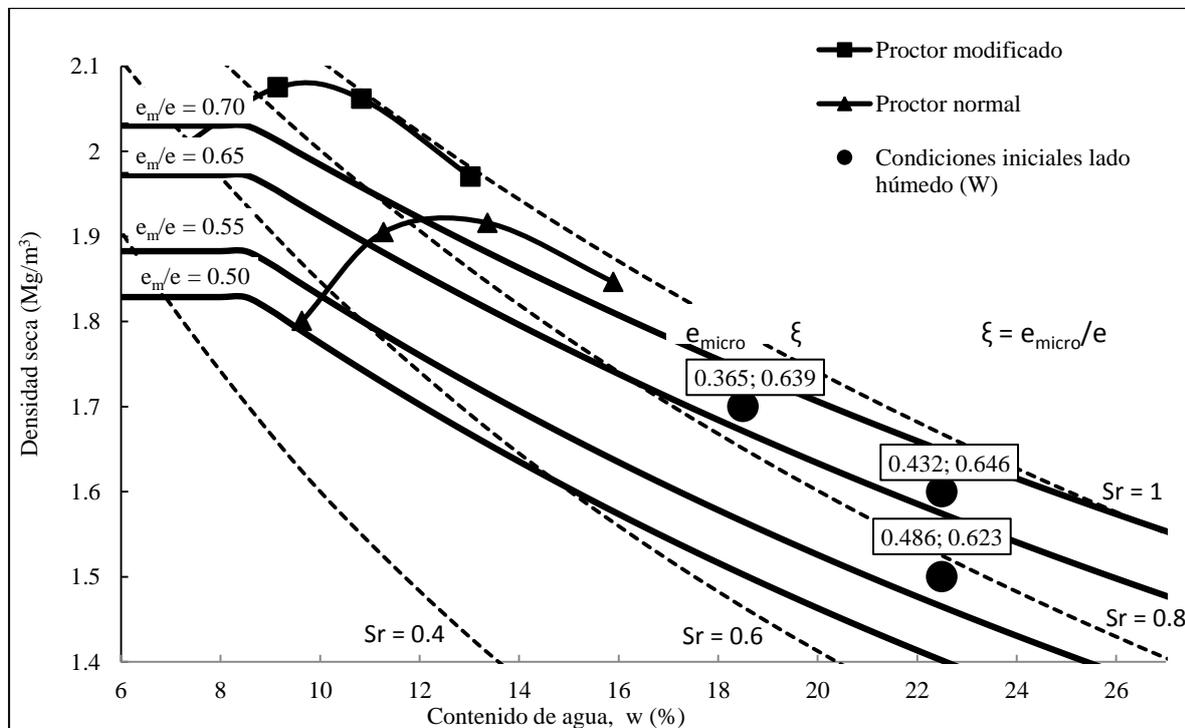


Figura 7.6. Contornos de igual e_m/e para muestras compactadas del lado húmedo en condiciones iniciales.

Tales contornos tienen en consideración que el efecto del contenido de agua sobre la microestructura es mayor que el ejercido por la densidad seca. El índice de poros microestructural (e_m) se reduce a medida que aumenta la densidad seca de compactación en las muestras elaboradas a una misma humedad, mientras que la variable de estado microestructural ($\xi = e_m/e$) se incrementa.

Estos resultados indican que la energía de compactación juega un importante papel en la formación de agregados de arcilla. Se observa en ambos gráficos que las muestras elaboradas a densidades bajas y con la mayor cantidad de humedad son las que poseen los índices e_m más altos.

7.2.3 Evolución de la microestructura durante las trayectorias de carga isótropa

Los datos microestructurales obtenidos en las trayectorias tensionales seguidas en las muestras compactadas del lado seco y del lado húmedo se evaluaron bajo este mismo marco conceptual. Dichos datos se obtuvieron con ensayos de Porosimetría por Intrusión de Mercurio en todos los puntos de análisis marcados en las trayectorias tensionales descritas en el capítulo 5. Como se puede comprobar en la figura 7.7 –al igual que en las muestras en condiciones iniciales de compactación–, el parámetro microestructural β es diferente para las muestras elaboradas del lado seco y del lado húmedo. El valor del e_m^* en ambos estados es de 0.25, y el de β es de 0.25 y 0.52 para las muestras del lado seco y del húmedo, respectivamente.

Las diferencias entre las muestras compactadas del lado seco y lado húmedo son mayores para valores altos de e_w . Sin embargo, a medida que el contenido de humedad decrece, el índice de poros microestructurales tiende a igualarse en ambos tipos de muestras, de tal manera que los e_m del lado seco y del húmedo prácticamente son los mismos alrededor de un valor del contenido de humedad de 0.33.

Las figuras 7.8 y 7.9 muestran los incrementos del e_m y de la variable de estado microestructural ($\xi = e_m/e$) en las trayectorias tensionales seguidas en las muestras elaboradas del lado seco y del lado húmedo. Por lo que respecta a las trayectorias del lado seco (figura 7.8), se observa un pequeño incremento en el índice de poros microestructural durante la etapa de secado a una succión de 0.5 MPa (punto B). Puede verse que la posterior etapa de humedecimiento a 0.1 MPa de succión (B→C) no produce cambio alguno en los parámetros microestructurales obtenidos en la etapa anterior (punto B). Eso se debe a que, como se detalla en el capítulo 6, estas muestras presentan una respuesta rígida ante el secado y humedecimiento, por lo que se encuentran en un estado en que les es difícil expulsar o absorber agua a pesar de verse sometidas a diferencias de succión considerables, así el agua absorbida durante esta etapa es tan pequeña que no ocasiona cambios en el e_m . El pequeño incremento del índice de poros microestructural (e_m) en la etapa de secado (A→B) puede obedecer a la incorporación de los macroporos que fueron reducidos durante esta etapa al volumen de microporos provocando un ligero aumento en el e_m .

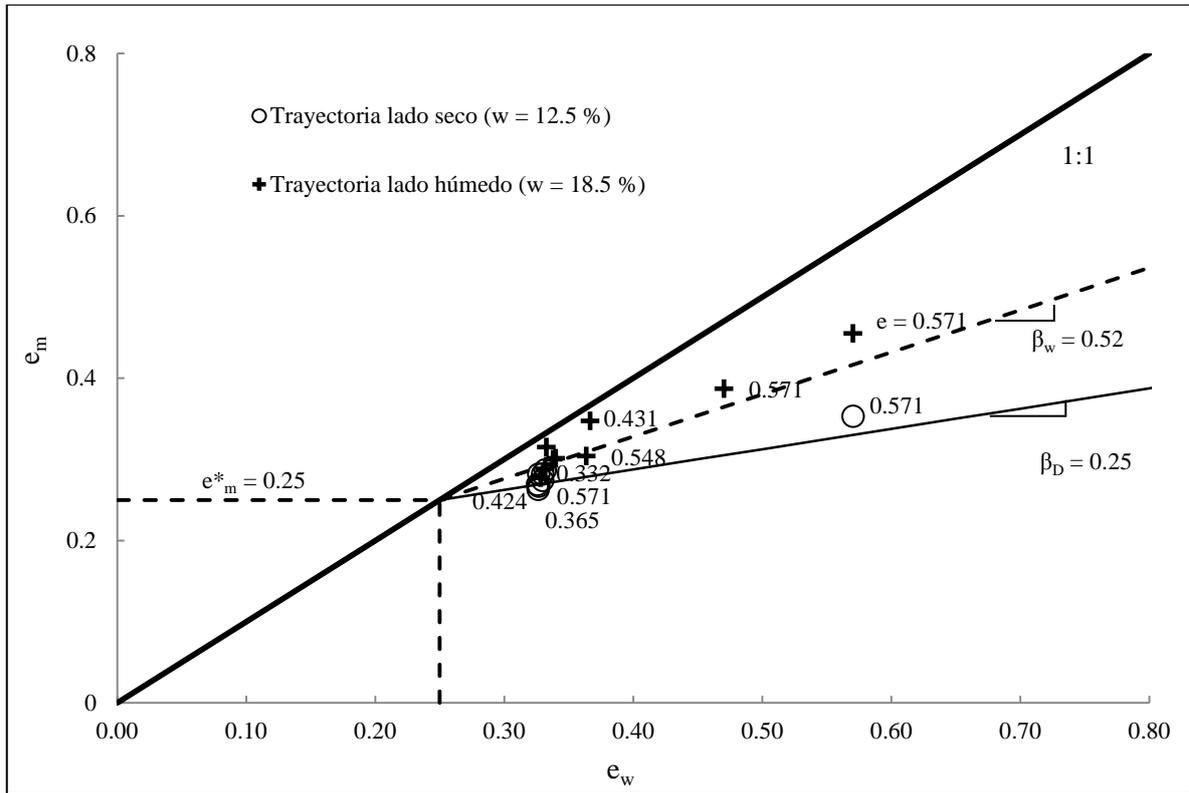


Figura 7.7. Evolución del índice de poros microestructural en función del contenido de agua (e_w) en las trayectorias tensionales de los lados seco y húmedo.

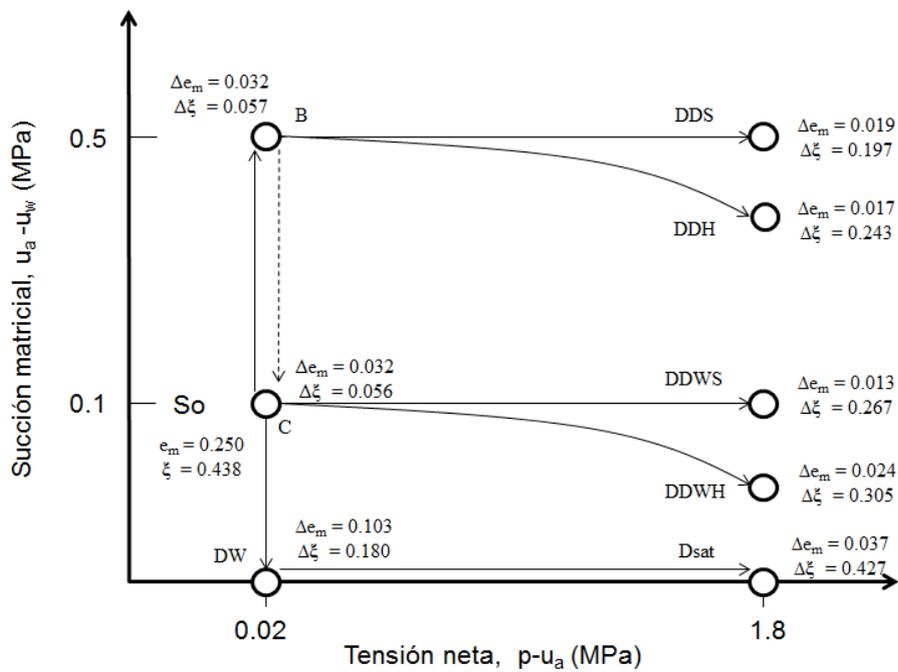


Figura 7.8. Evolución del e_m y de la variable de estado microestructural (ξ) durante las trayectorias tensionales seguidas en las muestras elaboradas del lado seco (S_o = succión inicial).

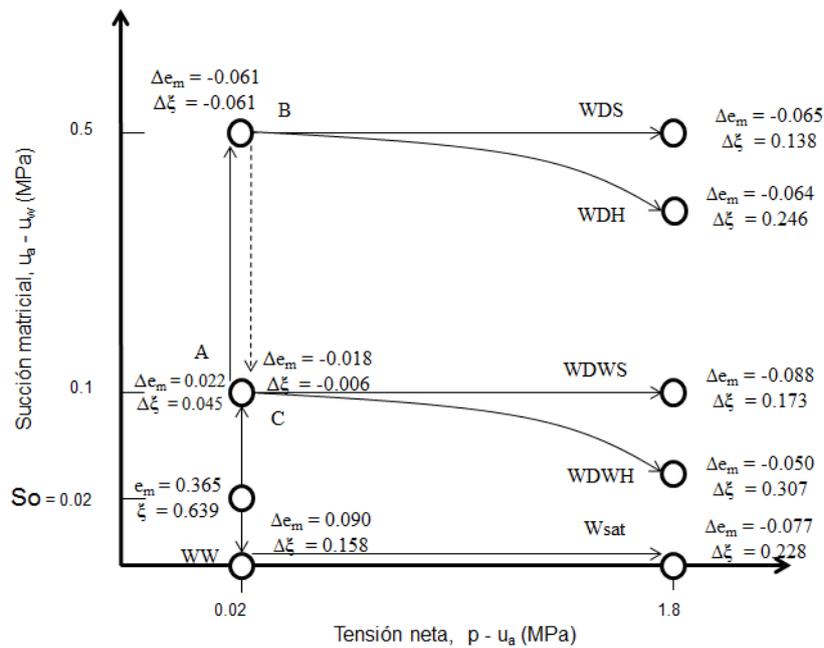


Figura 7.9. Evolución del e_m y de la variable de estado microestructural (ξ) durante las trayectorias tensionales seguidas en las muestras elaboradas del lado húmedo (S_o = succión inicial).

Durante la etapa de secado a 0.1 MPa (punto A) en las trayectorias seguidas en las muestras del lado húmedo (figura 7.9), se presenta un ligero aumento del e_m ocasionado por la combinación de dos factores: el estado de rigidez hidráulica en que se encuentra la muestra –que le dificulta expulsar agua– y la disminución del volumen de los macroporos como consecuencia de la deformación volumétrica experimentada por las muestras. Sin embargo, en la etapa de secado a 0.5 MPa de succión (A→B), puede comprobarse que el índice de poros microestructural (e_m) ha disminuido. Esta disminución se debe a que, durante esta etapa –como se explica en el capítulo 6–, las muestras ya no presentan la rigidez hidráulica de la anterior, por lo que su contenido de humedad disminuye considerablemente al alcanzar el equilibrio en el punto B. La salida de agua de la muestra propicia una contracción de los agregados de arcilla, por lo que los espacios entre ellos (macroporos) aumentan y los poros en el interior de los agregados (microporos) disminuyen (Romero 2013). Sin embargo, esta disminución de e_m no es tan evidente debido a que, durante esta etapa, la muestra experimenta deformaciones volumétricas que reducen el volumen de los macroporos e incrementan el de los microporos.

Por lo que respecta a la etapa de humedecimiento (B→C en la figura 7.9) en las muestras compactadas del lado húmedo, se observa que el índice de poros microestructural (e_m) aumenta como consecuencia del incremento del contenido de humedad, el cual propicia la expansión de los agregados de arcilla y, como consecuencia, la reducción del espacio entre ellos (macroporos) y el aumento de los poros dentro de los agregados (microporos). No obstante, puede verse que tal aumento de la microporosidad es pequeño debido principalmente a dos razones: en primer lugar y como se detalla en el capítulo 6, la

muestra vuelve a presentar cierta resistencia a modificar su contenido de humedad durante esta etapa (B→C) siendo mínima la cantidad de agua absorbida, por lo que la expansión de los agregados es limitada. En segundo, también en esta etapa, se registró una recuperación parcial de la deformación volumétrica experimentada en las muestras durante las fases de secado, lo que propició un aumento de la macroporosidad y una disminución de la microporosidad.

Las figuras 7.8 y 7.9 indican que el índice de poros microestructural se incrementa en las muestras saturadas a volumen constante (DW y WW), ya que, como se comentó anteriormente, los agregados de arcilla se expanden al aumentar el contenido de humedad, por lo que los poros entre ellos (macroporos) se reducen mientras que el volumen de la porosidad dentro de los agregados (microporos) se incrementa (Romero 2013).

Al final de las cargas isotrópicas en las muestras compactadas del lado seco (Dsat, DDS, DDH, DDWS Y DDWH), se observa que el índice de poros microestructural disminuye en relación con su respectivo punto de partida (punto DW para la muestra Dsat; punto B para DDS y DDH, y punto C para DDWS Y DDWH) a pesar del aumento de la densidad seca y del grado de saturación. Lo anterior se debe a que la carga isotrópica reduce tanto a la macroporosidad como a la microporosidad. El mismo comportamiento se registra para las muestras compactadas del lado húmedo (figura 7.9), con la particularidad de que la disminución con respecto a su origen (WW para la muestra Dsat; B para WDS y WDH, y C para WDWS y WDWH) del índice de poros microestructural al final de las cargas isotrópicas es mayor que en las muestras del lado seco. Lo anterior se debe a que, como se explica en el capítulo 6, los puntos de origen de las trayectorias de carga de las muestras del lado húmedo (WW, B y C) poseen una distribución de tamaños de poros prácticamente monomodal con un dominio claro de la microporosidad, razón por la cual este tamaño de poros se ve más afectado por la carga isotrópica. Todo esto permite concluir que la carga isotrópica hasta 1.8 MPa de tensión neta es un factor dominante en la distribución del volumen de microporos de las muestras.

En lo referente a la variable de estado microestructural ($\xi = e_m/e$), incrementa su valor durante las etapas de secado y humedecimiento (puntos B y C) en las muestras compactadas del lado seco (figura 7.8) debido al aumento del e_m y a que el índice de poros total (e) se mantiene prácticamente constante. Dicho valor aumenta aún más al final de las trayectorias de carga dado que el índice de poros disminuye en mucha mayor medida que el índice de poros microestructural. Para las muestras elaboradas del lado húmedo de compactación (figura 7.9), puede comprobarse que la variable de estado microestructural (ξ) aumenta su valor en la etapa de secado a 0.1 MPa de succión (A) gracias a una disminución del índice de poros total. Durante el secado a 0.5 MPa de succión (A→B), el ξ disminuye su valor debido a la mayor reducción del e_m con respecto a la e total. En la etapa de humedecimiento (B→C), se registra un ligero incremento del ξ con respecto a la etapa anterior producto del pequeño aumento de la microporosidad discutido en párrafos anteriores. También anteriormente se comentó que una reducción de la micro y de la macroporosidad –siendo esta última la más afectada– se observa al final de las cargas isotrópicas sobre las

muestras del lado húmedo. Como consecuencia de ello, aumenta el valor de la variable de estado microestructural al final de todas las trayectorias de carga.

La microestructura también puede expresarse como una función de la succión. La ecuación 7.2 se propuso como segunda opción para analizar los datos microestructurales conseguidos durante las trayectorias de carga isotrópica.

$$e_m = \hat{e}_m \left[(1-\alpha)e^{-\bar{\beta}s} + \alpha \right] \tag{7.2}$$

Donde \hat{e}_m es una aproximación al valor máximo que puede alcanzar e_m , que es cuando el suelo tiene una succión igual a cero ($S_r = 1$), α y $\bar{\beta}$ son constantes del modelo y s es la succión matricial.

Si la succión crece, el valor de e_m tiende a un valor $e_m\alpha$ que da idea del valor mínimo que se puede alcanzar. La constante $\bar{\beta}$ regula la caída del valor máximo al mínimo con el incremento de la succión.

En la figura 7.10, se presenta el conjunto de datos microestructurales en función de la succión matricial junto con las modelaciones realizadas con la ecuación 7.2. El valor de la constante α es de 0.837 para ambos tipos de muestras, mientras que la constante $\bar{\beta}$ es 21.43 y 30 1/MPa para las muestras elaboradas del lado seco y del húmedo, respectivamente.

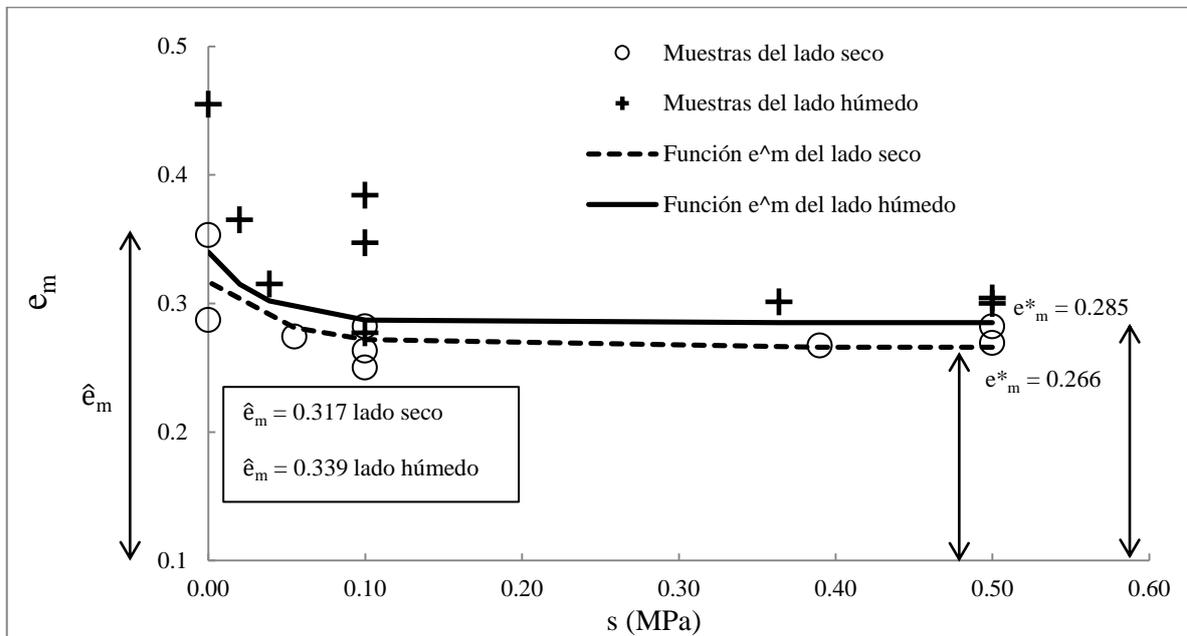


Figura 7.10. Evolución del índice de poros microestructural en función de la succión (s) en las trayectorias tensionales de los lados seco y húmedo.

Se observa que el valor máximo de e_m (\hat{e}_m) es de 0.317 para el lado seco y 0.339 para el húmedo cuando ambas muestras están saturadas ($s = 0$). También que, al llegar a un valor de alrededor de 0.1 MPa durante el aumento de la succión, el e_m deja de descender y se mantiene prácticamente constante. El valor mínimo de e_m (e_m^*) alcanzado es de 0.266 para las muestras elaboradas del lado seco y de 0.285 para las del húmedo.

No se consigue un buen ajuste de los datos de las muestras obtenidas del lado húmedo con el modelo que hace depender a la e_m de la succión. Por otro lado, el propuesto por Romero *et al.* (2011) –que hace depender a la evolución del índice de poros microestructural de la humedad– se ajusta mejor al conjunto de datos, es más flexible y utiliza un parámetro menos que la función 7.2.

Como otra alternativa para interpretar los datos microestructurales, se intentó elaborar una ley en que la evolución del e_m dependiera de la tensión (σ). Lamentablemente, no fue posible lograr un mejor ajuste que el alcanzado con la función 7.2.

7.2.4 Influencia de la microestructura en la permeabilidad saturada

La variación de la permeabilidad saturada (k_w) en muestras de suelo elaboradas a diferentes contenidos de humedad es un ejemplo del efecto de la microestructura creada durante la compactación en las propiedades hidráulicas de los suelos arcillosos. Watabe *et al.* (2000) consideran a la conductividad hidráulica en condiciones saturadas como un parámetro muy importante que ayuda a definir la distribución de tamaños de poros del material.

Siguiendo el plan de ensayos propuesto en el capítulo 5 para determinar los cambios en este determinante parámetro, se realizaron ensayos de permeabilidad saturada en los puntos de análisis marcados en las trayectorias tensionales para las muestras elaboradas del lado húmedo y del lado seco. Los resultados de estos ensayos –presentados en el capítulo 6– indican que las muestras elaboradas del lado húmedo de compactación poseen valores de permeabilidad saturada menores que los registrados en las compactadas del lado seco, confirmando así las observaciones realizadas por otros investigadores (Watabe *et al.*, 2000; Romero *et al.*, 2011; Li *et al.*, 2011; Baptista, 2013; Romero, 2013). Estas diferencias de permeabilidad saturada en muestras compactadas a una misma densidad seca –pero con diferentes contenidos de humedad– se atribuyen a la cantidad y tamaño de los agregados de arcilla creados durante el proceso de compactación. El hecho de que las muestras elaboradas del lado seco exhiban una permeabilidad mayor se debe a que poseen una macroporosidad más desarrollada que las del lado húmedo. Lo anterior pudo comprobarse con los resultados de los ensayos de Porosimetría por Intrusión de Mercurio sobre las muestras en condiciones iniciales de compactación (D y W) mostrados en el capítulo 6.

Como fue posible ratificar con los resultados de los ensayos MIP, la microestructura generada en el proceso de compactación experimenta cambios durante el desarrollo de las trayectorias hidromecánicas. En los ensayos de permeabilidad saturada, por otro lado, pudo verse que la gran diferencia entre las muestras elaboradas del lado seco y del húmedo en condiciones iniciales de compactación ($e = 0.571$) se reduce a medida que la tensión neta aumenta y el índice de poros (e) disminuye. De esta manera, se observa que tanto los valores de permeabilidad saturada como los del índice de poros ($e \approx 0.332$) son similares ($k_w \approx 2.5 \times 10^{-9}$ m/s) al final de las cargas isotropas. Este comportamiento indica que la conductividad hidráulica de las muestras se reduce a medida que el volumen de macroporos (e_M) también disminuye por efecto del incremento de la tensión neta.

La figura 7.11 muestra la evolución de la permeabilidad saturada en función del volumen de macroporos (e_M), y es posible comprobar que los datos experimentales de permeabilidad se ajustan de manera bastante razonable, por lo que se puede estimar la permeabilidad saturada de la muestra conociendo su volumen de macroporos ($e_M = e - e_m$).

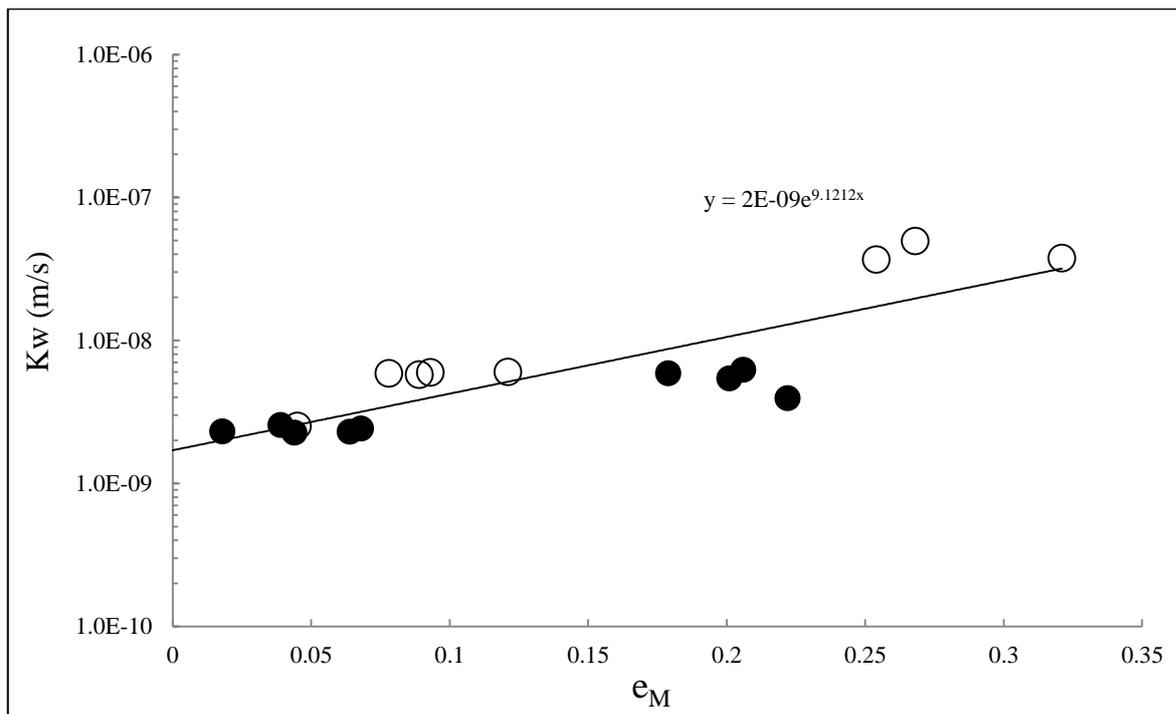


Figura 7.11. Evolución de la permeabilidad saturada (k_w) en función del volumen de macroporos (e_M).

Los resultados que se presentan en el capítulo 6 permiten concluir que la permeabilidad saturada está principalmente relacionada con la macroporosidad, por lo que es muy sensible a la magnitud y frecuencia de los macroporos. Cualquier factor que modifique esta parte de la distribución de tamaños de poros induce cambios apreciables en la permeabilidad de las muestras.

7.3 Análisis del comportamiento hidráulico del suelo mediante las curvas de retención de agua

7.3.1 Introducción

Es sabido que incluir los efectos de la microestructura creada durante la compactación en el análisis y modelación del comportamiento de los suelos sometidos a trayectorias hidromecánicas es un aspecto fundamental, ya que las características microestructurales de las muestras tienen un gran impacto en su deformabilidad, en la permeabilidad saturada y en las características de retención de agua. Sin embargo, solo algunos modelos de la curva de retención tienen en cuenta de forma explícita este importante factor.

Como se pudo constatar en los capítulos anteriores de la presente investigación, la microestructura creada durante el proceso de compactación no es única, ya que varía según el contenido de agua con que se elabora la muestra y con la trayectoria hidromecánica seguida. Conocer la microestructura de las muestras en condiciones iniciales de compactación –así como su evolución a lo largo de las trayectorias hidromecánicas– representa una pieza clave para la modelación del comportamiento de retención de agua de los suelos compactados.

En los últimos años, diversos investigadores han desarrollado modelos de la curva de retención basados directamente en el vínculo existente entre la distribución de tamaños de poros y las propiedades de retención de agua (Romero y Vaunat, 2000; Simms y Yanful, 2002, 2004; Romero y Simms, 2008; Romero *et al.*, 2011; Della Vecchia *et al.*, 2013).

Partiendo de las curvas de retención obtenidas en el capítulo 4, se utilizó un modelo para simular la evolución de las ramas principales de secado por efecto de la carga isótropa. El modelo empleado se basa en el propuesto por Dieudonne *et al.* (2013), que toma en consideración la evolución de la microestructura de suelos arcillosos a través de trayectorias hidromecánicas. Los resultados de dichas modelaciones se presentan en esta sección. Posteriormente, se utilizan los gráficos de la curva de retención obtenidos con el fin de analizar el comportamiento hidráulico de las muestras elaboradas del lado seco y del lado húmedo de compactación durante las trayectorias hidromecánicas seguidas.

7.3.2 Modelo de la curva de retención

Para tener en cuenta el efecto de la estructura del suelo creada durante el proceso de compactación, Dieudonne *et al.* (2013) propusieron un modelo de la curva de retención escrito como la superposición de dos curvas elementales describiendo las características de retención de agua de la macro y microestructura por separado mediante una expresión del tipo propuesto por van Genuchten (1980):

$$e_w(s) = e_{wm} + e_{wM} = e_m \left[1 + \left(\frac{s}{s_0^{(m)}} \right)^n \right]^{-m^{(m)}} + (e - e_m) \left[1 + \left(\frac{s}{s_0^{(M)}} \right)^n \right]^{-m^{(M)}} \quad (7.3)$$

Donde s representa la succión matricial, e_{wm} y e_{wM} son el contenido de humedad asociado con la micro y macroestructura, respectivamente; e y e_m son los índices de poros total y microestructural, también respectivamente. El parámetro s_0 se encuentra relacionado con el *Air-entry pressure*; n y m son parámetros del modelo. El parámetro n está asociado con la tasa de desaturación de la muestra. A su vez, m está ligado a la curvatura de la curva de retención en la zona de succiones altas.

7.3.3 Calibración del modelo de la curva de retención

Las curvas de retención determinadas en el capítulo 4 se utilizaron para calibrar el modelo. Estas curvas fueron construidas con datos experimentales y con los resultados obtenidos de los ensayos MIP sobre muestras en condiciones iniciales de compactación ($e = 0.571$) para el lado seco y para el lado húmedo. Con el fin de interpretar los datos MIP, se siguió el procedimiento descrito por Romero (1999), exitosamente empleado por distintos investigadores (Aung *et al.*, 2001; Simms y Yanful, 2002, 2005; Sanderson, 2011; González, 2012; Arroyo *et al.*, 2013; Baptista, 2013; Mokni *et al.*, 2014).

La ley propuesta por Romero *et al.* (2011) muestra una buena correlación entre el índice de poros microestructural (e_m) y el contenido de humedad (e_w):

$$e_m = e_m^* + \beta \langle e_w - e_m^* \rangle \quad (7.1)$$

Donde β cuantifica la tendencia de los agregados a expandirse, e_w es el contenido de humedad definido como contenido de agua por volumen de sólidos ($w\rho_s$) y e_m^* representa un estado límite en el que los microporos están saturados y los macroporos secos. Los valores de estos parámetros se obtuvieron durante el análisis de la evolución de la microestructura en la sección 7.2.3 de este mismo capítulo y se presentan en la tabla 7.1. Estos valores se mantienen constantes en todas las simulaciones dado que no dependen del índice de poros (e).

Tabla 7.1. Valor de los parámetros microestructurales del modelo propuesto por Romero *et al.* (2011).

	Lado seco	Lado húmedo
e_m^*	0.25	0.25
β	0.25	0.52

El valor de los parámetros $s_0^{(m)}$ y $s_0^{(M)}$ evoluciona exponencialmente con el índice de poros microestructural (e_m) y con la relación $\frac{e-e_m^*}{e}$:

$$s_0^{(m)} = \alpha_1^{(m)} \exp(-\alpha_2^{(m)} e_m) \quad (7.4)$$

$$s_0^{(M)} = \alpha_1^{(M)} \exp\left(-\alpha_2^{(M)} \frac{e-e_m^*}{e}\right) \quad (7.5)$$

Donde e_m se obtiene con la ecuación 7.1. $\alpha_1^{(m)}$, $\alpha_2^{(m)}$, $\alpha_1^{(M)}$ y $\alpha_2^{(M)}$ son parámetros del modelo. La letra m hace referencia a la microestructura, mientras que la letra M hace lo propio con la macroestructura.

En el modelo propuesto por Dieudonne *et al.* (2013), la función 7.5 depende de e_m , por lo que básicamente lo hace de la humedad, ya que, al humedecer el suelo, el e_w se incrementa, el e_m crece y con la exponencial negativa (ecuaciones 7.4 y 7.5) el $s_0^{(m)}$ baja y el $s_0^{(M)}$ sube, y los dos tratan de co-fluir (figura 7.12 (a)). Al principio, el $s_0^{(m)}$ y el $s_0^{(M)}$ son muy diferentes, pero tienden a unirse a medida que el contenido de humedad se incrementa. En esta investigación, el $s_0^{(M)}$ se ha hecho depender del índice de poros (e), no del e_m . Es decir, cuando la curva perteneciente a la microestructura se mueva, su intrusión en la zona de la macroestructura no provoca una reducción del AEV y la distancia entre los picos A y B (figura 7.12 (b)) no se incrementa.

La parte macro cambia cuando el e se modifica, ya que su volumen se reduce por efecto de la carga, pero no se mueve (hacia la izquierda). Se colocó el e_m^* en la función 7.5 porque los picos de las curvas micro y macroestructural están separados, y se cree que la parte correspondiente a la microestructura se expande levemente cuando un proceso de humedecimiento se presenta dado que es un suelo poco activo. Esta expansión resulta tan pequeña que no altera a la parte macroestructural (siempre que no haya cambios en e).

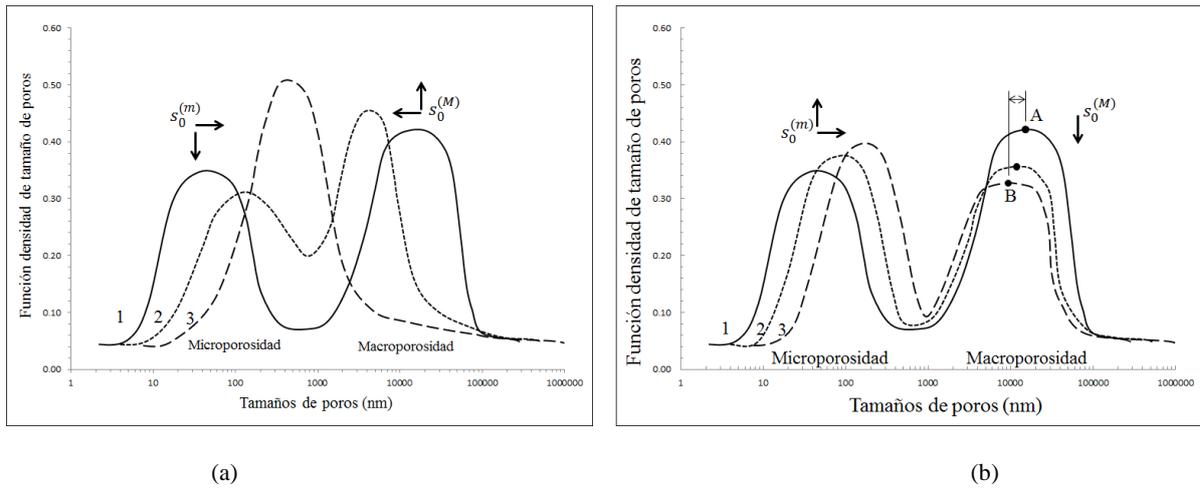


Figura 7.12. Cambios estructurales de muestras de suelo sometidas a humedecimiento (a) según el modelo de Dieudonne *et al.* (2013), (b) modelo propuesto.

Debido a que la succión macroestructural es equivalente al *Air-Entry Value (AEV)*, se utilizaron los gráficos AEV frente a índice de poros (e) de las muestras elaboradas del lado seco y del lado húmedo para determinar los valores de los parámetros $\alpha_1^{(M)}$ y $\alpha_2^{(M)}$ (figura 7.13). El resto de los parámetros del modelo se obtuvo mediante el ajuste a las curvas de retención obtenidas experimentalmente. Los valores de los parámetros del modelo se presentan en la tabla 7.2.

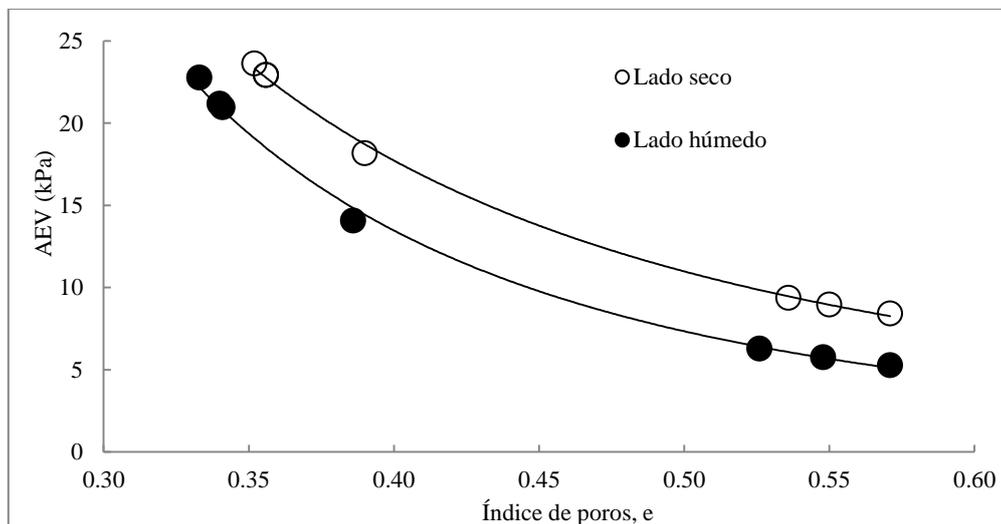


Figura 7.13. Determinación de los parámetros $\alpha_1^{(M)}$ y $\alpha_2^{(M)}$ para las muestras elaboradas del lado seco y del lado húmedo de compactación.

Tabla 7.2. Valor de los parámetros del modelo de la curva de retención.

	Parámetros microestructurales				Parámetros macroestructurales			
	$n^{(m)}$	$m^{(m)}$	$\alpha_1^{(m)}$	$\alpha_2^{(m)}$	$n^{(M)}$	$m^{(M)}$	$\alpha_1^{(M)}$	$\alpha_2^{(M)}$
Lado seco (rama principal de secado)	6.49	0.057	3.68 MPa	1.91	0.801	0.664	0.071 MPa	3.8
Lado húmedo (rama principal de secado)	1.58	0.388	2.72	0	1.198	0.183	0.073 MPa	4.67

La figura 7.13 muestra los resultados de la calibración de los parámetros del modelo.

En ambos casos, las simulaciones se ajustan bastante bien a los datos obtenidos experimentalmente (WP4 y tensiómetro). Sin embargo, el nivel de ajuste no es el mismo para los datos obtenidos con el MIP. Esto resulta particularmente evidente en la simulación de la curva de retención del lado seco, donde existe una zona situada entre las humedades de 12.5 % y 19 % en que la simulación se separa de la curva.

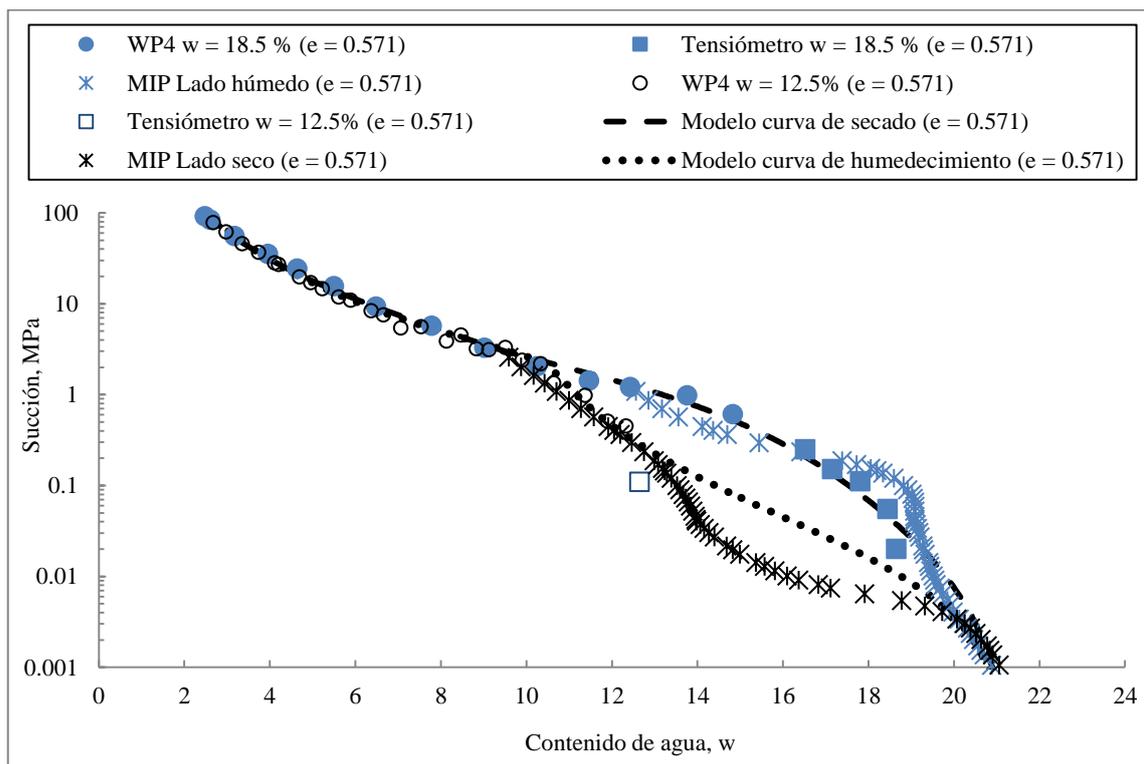


Figura 7.14. Simulaciones de las ramas principales de secado de la curva de retención obtenidas para muestras elaboradas del lado seco y húmedo.

En uno de los análisis probados, las simulaciones reproducían perfectamente la forma de las curvas de retención obtenidas con los datos MIP. No obstante, se decidió abandonar este análisis debido a dos factores:

- 1) Se requería cambiar muchos parámetros, incluido el e_m , para lograr el ajuste.
- 2) Las simulaciones fallaban cuando por efecto de la compresión el índice de poros (e) se acercaba al valor del e_m . El e_m^* se colocó en la ecuación 7.5 por este motivo, ya que es un valor mínimo del e_m .

Aunque las simulaciones no se ajustan perfectamente con los datos del MIP, sí lo hacen con los datos experimentales y con las trayectorias de carga seguidas, ya que se tienen valores reales del parámetro α dado que se calibraron con las curvas AEV frente a e . Se decidió dar prioridad a los datos físicos, ya que suponemos que las curvas de retención cambian con las modificaciones del AEV. El índice de poros se reduce y el AEV (*Air-Entry Value*) se incrementa y se vuelve más dominante en el comportamiento del suelo (Gallipoli *et al.*, 2003; Tarantino, 2009) a medida que este aumenta su densidad.

Se pudo implementar que el e_m dependiera de la succión, pero las leyes que teníamos de cálculos anteriores se ajustaron mejor.

7.3.4 Predicciones teóricas del modelo y análisis del comportamiento hidráulico del suelo

La figura 7.15 muestra la simulación de la curva de retención a un índice de poros de 0.571 así como las predicciones teóricas del modelo para distintos e de la rama principal de secado.

Las curvas de retención modeladas a un índice de poros de 0.571 corresponden a las características estructurales iniciales de compactación. Puede verse en las predicciones realizadas por el modelo que la posición de la curva de retención se modifica a medida que el índice de poros (e) disminuye. Las alteraciones en dicho índice también afectan al valor de entrada de aire (*AEV*), y este aumenta según el índice de poros disminuye. Como se puede observar en la figura 7.15, las curvas de retención son sensibles a los cambios en el índice de poros (e) para el rango de succiones bajas. El contenido de agua para una succión igual a cero depende del índice de poros, razón por la que las curvas se separan en la condición de saturación.

Como se comentó en párrafos anteriores, en uno de los análisis probados, fue posible ajustar las simulaciones de la curva de retención a los datos obtenidos con el MIP y aunque este análisis fue desechado por las razones anteriormente expuestas, a manera de comparación se realizaron predicciones de la evolución de las curvas de retención con los parámetros producto de este ajuste, los cuales desde el principio —es importante resaltar— resultaron con valores no físicos. Durante este ejercicio, las curvas de

retención simuladas mostraron un comportamiento contrario al esperado – al disminuir el índice de poros, el AEV disminuía en lugar de aumentar.

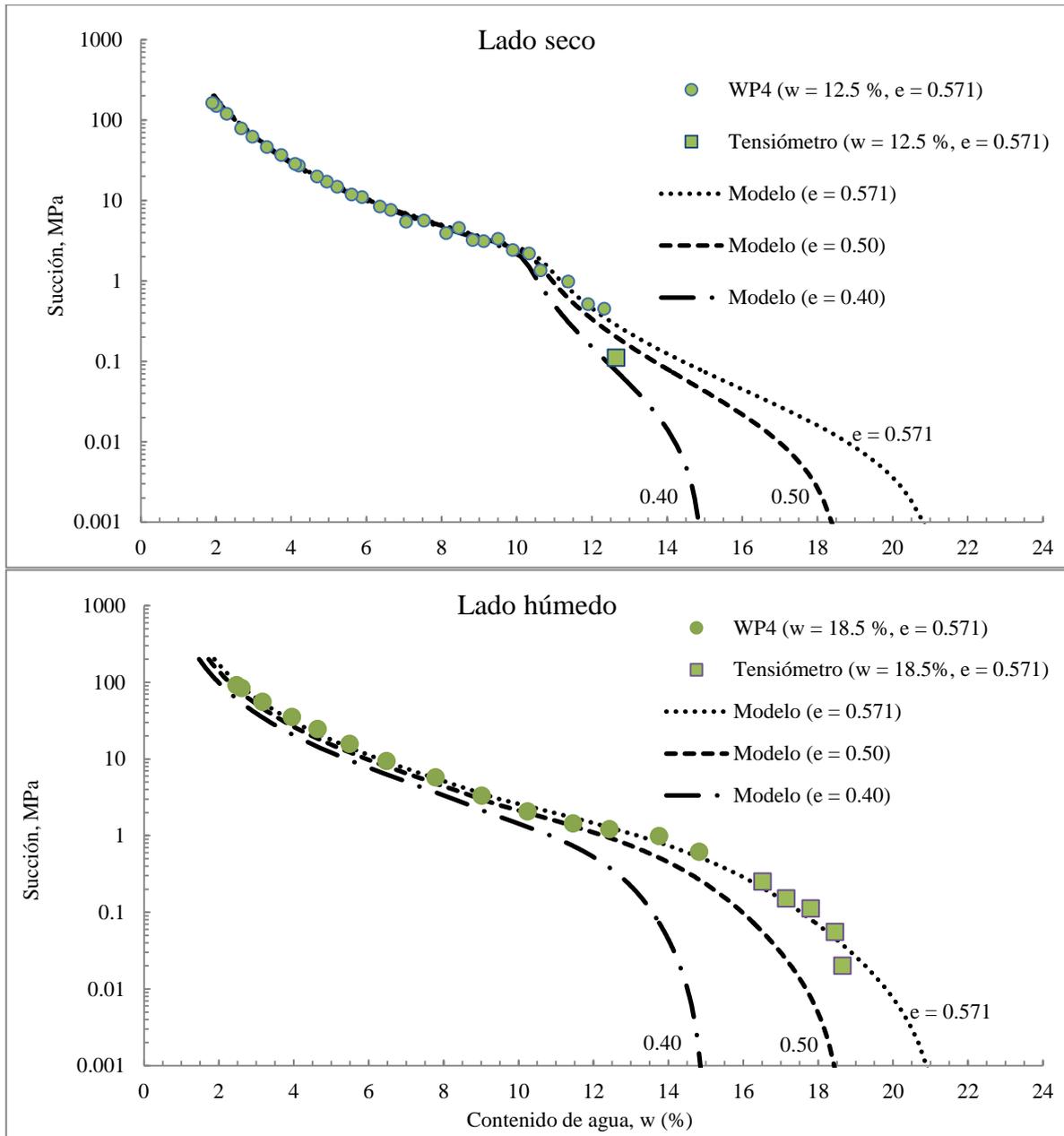


Figura 7.15. Comparación entre datos experimentales de la curva de retención y predicciones del modelo para diferentes índices de poros en las ramas principales de secado.

Siguiendo el plan de ensayos propuesto en el capítulo 5, se realizó un precondicionamiento de las muestras para dar a todas ellas una misma historia tensional y de succión que permitiera comparar sus comportamientos durante la ejecución de las trayectorias de carga. Para conseguirlo, fueron sometidas a un proceso de secado en dos fases después de su elaboración. Dos succiones diferentes se aplicaron

Como se mencionó en el capítulo 5, la primera letra del nombre de las trayectorias en la nomenclatura utilizada en esta investigación hace referencia a la condición de compactación de la muestra; en este caso, ambos especímenes fueron elaborados del lado húmedo del óptimo de compactación (W). El preacondicionamiento dado a todas las muestras queda indicado con la letra D en segundo lugar. La letra W, en el tercero, señala el humedecimiento hasta una succión de 0.1 MPa desde la succión de 0.5 MPa (B→C en la figura 7.16). En la última posición, la letra H representa la carga isotropa a humedad constante.

El punto 1 en las figuras 7.17 y 7.18 señala las condiciones iniciales de las muestras compactadas del lado húmedo ($e = 0.571$, $w = 18.5\%$, $S_r = 86.56\%$, $s = 0.020$ MPa). Se observa que los especímenes no se encuentran sobre la curva de retención principal correspondiente a su índice de poros ($e = 0.571$) al elaborarlos, sino debajo de ella, sobre una *scanning curve*. El comportamiento hidráulico ya comentado –la muestra no cambia fácilmente su contenido de agua– se presenta al realizar el secado hasta 0.1 MPa de succión (1→A). Este comportamiento queda reflejado en una pequeña reducción del contenido de humedad (0.88 %) a pesar de un aumento del 500 % en la succión. Es posible comprobar que la muestra se mueve desde su punto inicial (1) hacia la parte superior siguiendo una *scanning curve* lineal hasta situarse sobre la curva de retención principal que posee el mismo índice de poros (punto A). Por otro lado, se observa una salida masiva de agua al reducirse la succión a partir del punto A, situado sobre la curva principal de secado; esto demuestra que a partir de dicho punto la restricción a expulsar agua desaparece. De esa manera, durante el secado a 0.5 MPa de succión (A→B) la humedad ya ha disminuido un 2.22 % con respecto al punto A ($s = 0.1$ MPa) al alcanzar un valor de succión de 0.3 MPa y desciende un 4.01 % para el final del secado (punto B). Este descenso en el contenido de humedad se ve reflejado en una disminución del grado de saturación (figura 7.18).

Durante el secado en dos fases, la muestra experimenta deformaciones volumétricas ocasionadas por la salida masiva de agua reduciendo el índice de poros desde 0.571 hasta 0.526. Tales cambios en la estructura de la muestra provocan que la curva de retención principal se mueva. Su nueva posición queda definida con las simulaciones presentadas en las figuras 7.17 y 7.18. Resulta interesante observar que la muestra se mantiene sobre la curva de retención principal de secado desde el punto A hasta el punto B, y que cuando esta cambia su posición –debido a la disminución de e – la muestra también lo hace, pues no puede estar sobre la curva dado que ese es un estado físicamente imposible.

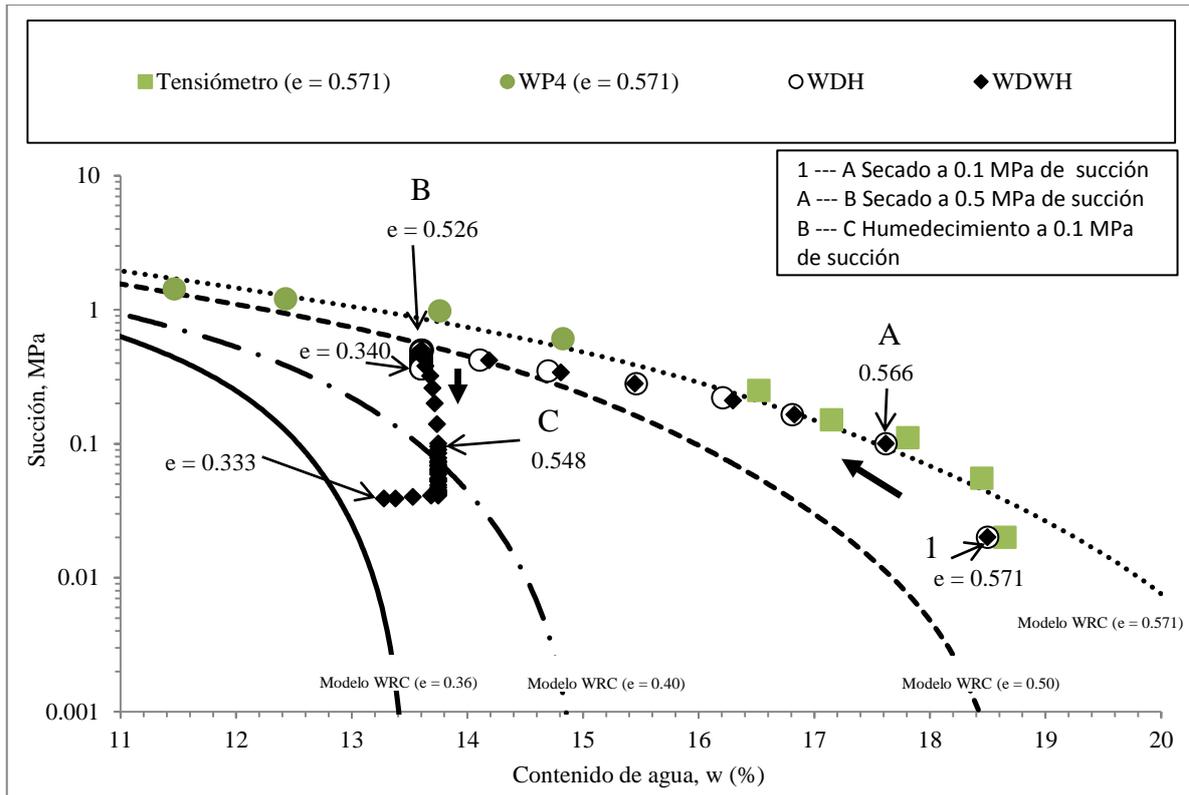


Figura 7.17. «Zoom» sobre las simulaciones de la curva principal de secado a diferentes e en función del contenido de humedad (w) para observar la evolución de las trayectorias WDH y WDWH.

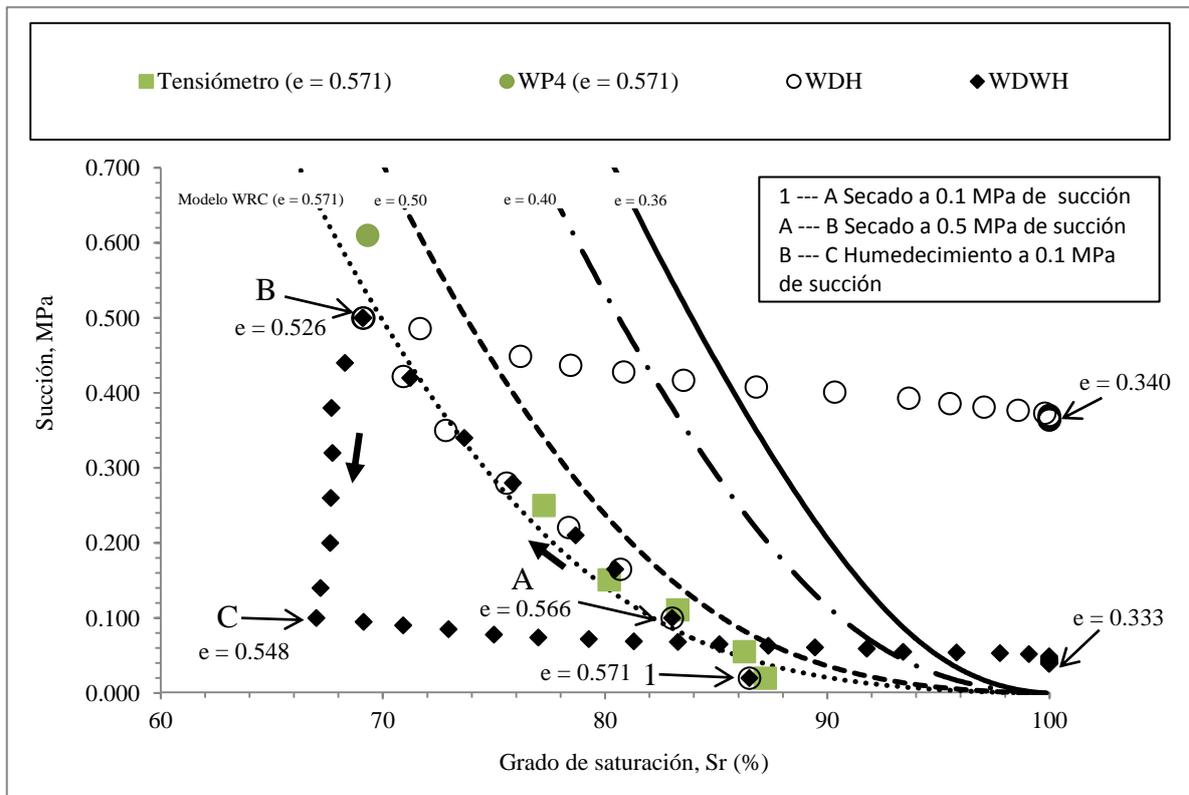


Figura 7.18. «Zoom» sobre las simulaciones de la curva principal de secado a diferentes e en función del grado de saturación (Sr) para observar la evolución de las trayectorias WDH y WDWH.

Con la finalidad de explicar este comportamiento, la simulación de la curva de retención en secado para un índice de poros de 1.43 –que corresponde a la condición del suelo en polvo pero con la humedad de compactación (w_o)– se muestra en la figura 7.19. También se representa la curva de retención para el suelo compactado a las condiciones iniciales (s_o y w_o). Compactando el suelo a una densidad seca (ρ_d) y a un contenido de humedad (w) determinados, se le da una estructura definida y su índice de poros disminuye, por lo que la curva de retención cambia su forma y posición (figura 7.19). Las muestras (lado seco y lado húmedo) no se encuentran sobre la curva de retención principal correspondiente a su índice de poros (e inicial) al elaborarlas, sino por debajo de ella (punto 1 en la figura 7.19). Si se aumenta la succión en la muestra en condiciones iniciales de compactación, el contenido de humedad no disminuye fácilmente debido a que la misma se encuentra sobre una *scanning curve*. Conforme el secado progresa, la muestra se dirige hacia la curva de retención que posee el mismo índice de poros; en este caso, $e_{inicial}$. La restricción para cambiar de humedad desaparece al tocar a la misma (punto 2 en la figura 7.19) y proseguir el secado, y esto se evidencia en un incremento del agua expulsada. Si el secado continúa, la muestra se moverá desde ese punto (2) sobre la curva de retención. Esta permanecerá constante mientras el índice de poros no cambie.

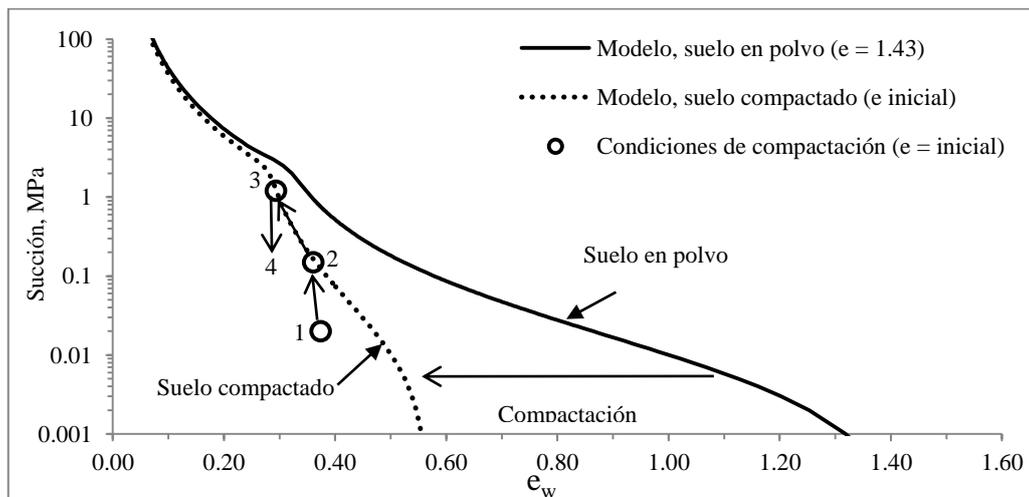


Figura 7.19. Curvas de retención en secado del suelo en polvo ($e = 1.43$) y compactado ($e = \text{inicial}$).

Si el secado se detiene (punto 3 en la figura 7.19) y se realiza un humedecimiento en un momento determinado, la muestra no regresa por la curva de retención, sino que toma otra *scanning curve* (3→4), por lo que la rigidez hidráulica vuelve a presentarse en la muestra y no expulsa agua fácilmente. Nuevamente, este comportamiento desaparecerá cuando dicha muestra toque a la curva de retención en humedecimiento que posea su mismo índice de poros (e inicial), momento en el que absorberá agua con mayor facilidad. Ese fenómeno de histéresis puede observarse en las figuras 7.17 y 7.18 durante el humedecimiento a 0.1 MPa de succión (B→C). En este caso, cuando la muestra regresa por la *scanning*

curve de humedecimiento –que es prácticamente una línea vertical–, la resistencia a cambiar de humedad es mayor que durante *la scanning curve* de secado (1→A), reflejándose en una mayor pendiente de la *scanning curve* de humedecimiento.

El grado de saturación disminuye durante la etapa de humedecimiento a una succión de 0.1 MPa (B→C) (figura 7.18), comportamiento que se debe a la combinación de dos factores:

- 1) Una recuperación parcial de la deformación volumétrica sufrida durante el secado en dos fases (1→A→B) se produce durante esta etapa (como se vio en el capítulo 6).
- 2) La muestra se encuentra en una *scanning curve* lineal que le impide absorber agua (figura 7.17) en la fase de humedecimiento (B→C).

Cuando las muestras han alcanzado el equilibrio bajo sus respectivas succiones iniciales (0.5 MPa para la muestra WDH y 0.1 MPa para la WDW), la carga isotrópica se inicia a humedad constante. El desarrollo de estas trayectorias se presenta en las figuras 7.17 y 7.18 en función del contenido de humedad (w) y del grado de saturación (S_r), respectivamente. Debido a la compresión, se produce una disminución del índice de poros y un aumento progresivo del grado de saturación. Como se desarrolla en el capítulo 6, las muestras elaboradas del lado húmedo de compactación llegan a la saturación durante la carga isotrópica a humedad constante antes de que esta finalice y se registra una expulsión de agua por las salidas del cabezal utilizado debido al aumento de la tensión neta. Puede verse que las muestras han cambiado su posición dentro del plano de las curvas de retención debido a una disminución del índice de poros al final de la carga isotrópica. Estas buscan a la curva de retención con su mismo e ; sin embargo, no logran coincidir perfectamente al haber sido desplazadas por una disminución de e y no por una *scanning curve*.

Las muestras WDS y WDWS en el plano de las curvas de retención en función del contenido de humedad (w) y del grado de saturación (S_r), respectivamente, se presentan en las figuras 7.20 y 7.21. Según la nomenclatura utilizada en esta investigación, la letra S al final del nombre de la muestra hace referencia a una carga isotrópica a succión constante. Al igual que las ensayadas a humedad constante, estas muestras también fueron precondicionadas con un secado en dos fases (1→A→B). De la misma forma, las muestras se ensayaron partiendo de dos succiones distintas (0.5 MPa para WDS y 0.1 MPa para WDWS).

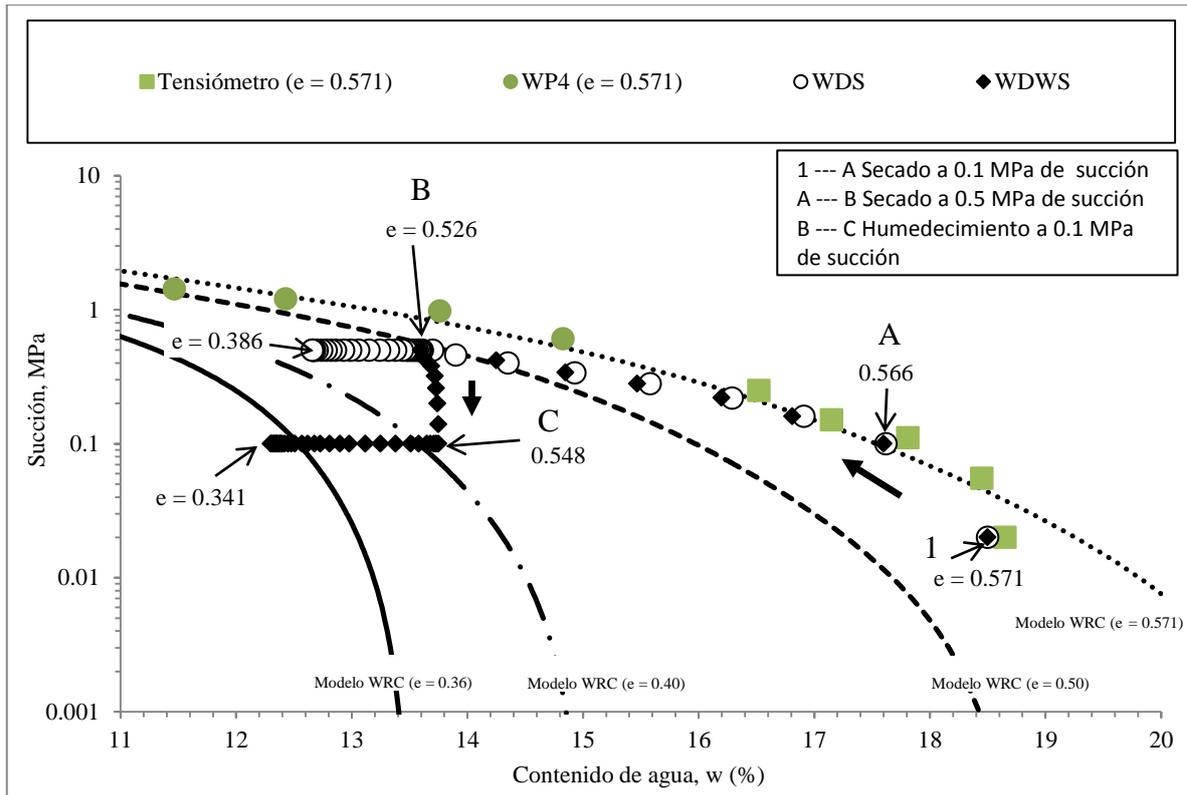


Figura 7.20. «Zoom» sobre las simulaciones de la curva principal de secado a diferentes e en función del contenido de humedad (w) para observar la evolución de las trayectorias WDS y WDWS.

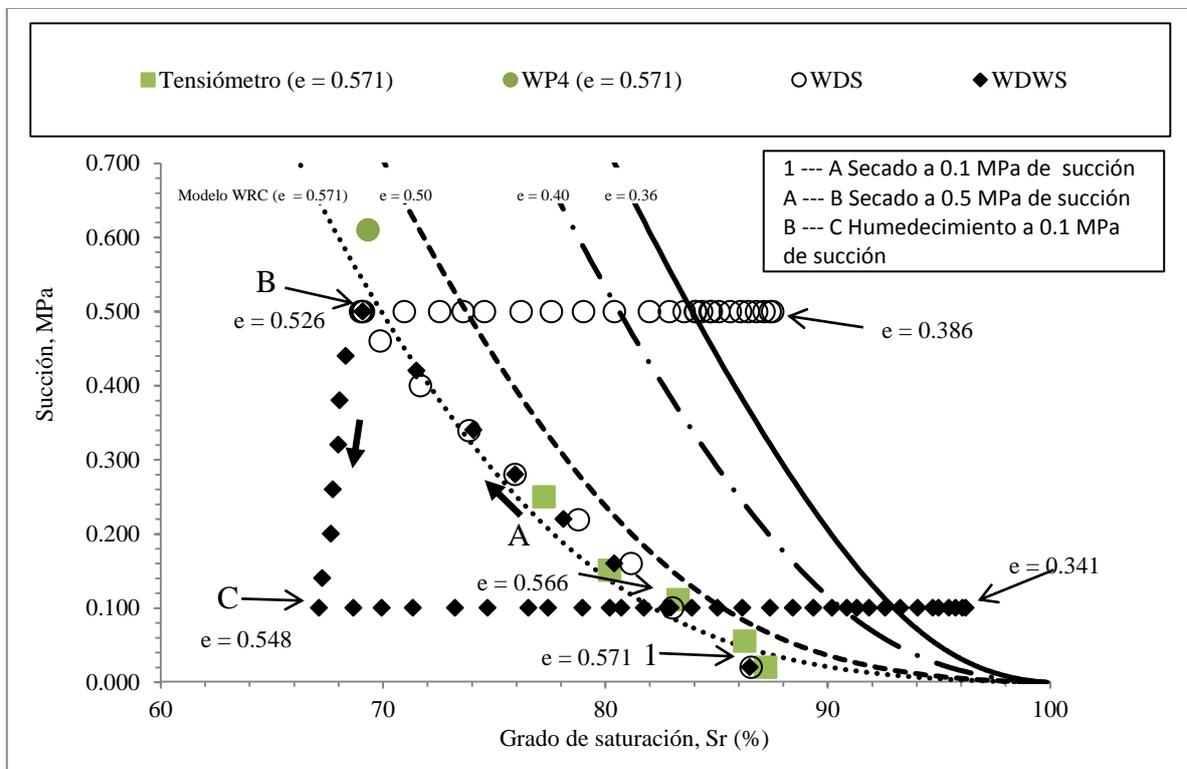


Figura 7.21. «Zoom» sobre las simulaciones de la curva principal de secado a diferentes e en función del grado de saturación (Sr) para observar la evolución de las trayectorias WDS y WDWS.

El mismo comportamiento hidráulico observado en las muestras ensayadas a humedad constante se presenta durante las fases de secado ($1 \rightarrow A \rightarrow B$) y humedecimiento ($B \rightarrow C$):

- En condiciones iniciales de compactación, la muestra se encuentra debajo de la curva de retención principal de secado.
- La muestra se mueve sobre una *scanning curve* lineal en dirección a la curva de retención que posee el mismo índice de poros ($e = 0.571$) durante el secado a 0.1 MPa de succión ($1 \rightarrow A$). La rigidez hidráulica caracterizada por impedir que la muestra expulse agua a pesar de imponérsele el secado puede observarse en este proceso.
- La muestra ha alcanzado a la curva de retención con el mismo índice de poros (punto A en las figuras 7.20 y 7.21) al final del secado a 0.1 MPa de succión, razón por la que la rigidez hidráulica desaparece y la muestra expulsa gran cantidad de agua al imponer el secado a 0.5 MPa de succión ($A \rightarrow B$). Durante dicho secado, la muestra se mueve sobre la curva de retención que posee su mismo e . Sin embargo, esta curva se ve obligada a cambiar su posición debido a una reducción en el índice de poros ocasionada por la salida masiva de agua. Al moverse la curva de retención, la muestra también se ve obligada a hacerlo debido a que no puede estar sobre ella físicamente.
- Un comportamiento de histéresis en el que la muestra vuelve a estar sobre una *scanning curve* y exhibe nuevamente la rigidez hidráulica que le impide absorber agua se evidencia al comenzar el humedecimiento a 0.1 MPa de succión ($B \rightarrow C$).

La carga isotrópica a succión constante se inicia cuando las muestras han alcanzado el equilibrio bajo sus respectivas succiones iniciales (0.5 MPa para la WDS y 0.1 MPa para la WDWS). Las figuras 7.20 y 7.21 exhiben la evolución de las trayectorias de carga en función del contenido de humedad (w) y del grado de saturación (S_r), respectivamente. Como se indica en el capítulo 6, las muestras ensayadas a succión constante expulsan agua durante la carga para mantener el valor de succión impuesto (0.5 MPa para WDS y 0.1 MPa para WDWS). Por eso, tales muestras tienen un índice de poros un poco mayor que las equivalentes a humedad constante (WDH y WDWH). Las muestras se mueven en el plano de las curvas de retención por una disminución del índice de poros ocasionada por la carga isotrópica y se dirigen hacia la curva de retención que posee su mismo e . Sin embargo, no logran coincidir perfectamente al haber sido desplazadas por una disminución de e y no por una *scanning curve*.

A continuación, las trayectorias seguidas por las muestras elaboradas del lado seco del óptimo de compactación (DDH, DDS, DDWH y DDWS) se representan en el plano de las curvas de retención. Como ya se ha comentado, la primera letra del nombre de las muestras hace referencia a su condición de compactación; en este caso, elaboradas del lado seco (D). La letra D, en segundo lugar, indica el preacondicionamiento dado a todas las muestras mediante un secado en dos fases. En el tercer puesto la letra W indica humedecimiento hasta una succión de 0.1 MPa desde la succión de 0.5 MPa ($B \rightarrow C$ en la

figura 7.16). Por último, las letras H y S al final del nombre de las muestras indican una carga isótropa a humedad y succión constantes, respectivamente.

Las figuras 7.22 y 7.23 revelan un «zoom» sobre las simulaciones de la curva de retención en secado a diferentes índices de poros en función del contenido de humedad (w) y del grado de saturación (S_r), respectivamente, en el que se observa la evolución de las trayectorias realizadas sobre las muestras DDH y DDWH. Puede verse que, al igual que las del lado húmedo, las muestras elaboradas del lado seco no se encuentran sobre la curva de retención principal correspondiente a su índice de poros, sino debajo de esta, sobre una *scanning curve*.

Como sucedió con las elaboradas del lado húmedo, se impuso un preacondicionamiento a todas las muestras mediante dos fases de secado. Se comentó anteriormente que la succión inicial de las muestras elaboradas del lado seco coincide con la succión aplicada en la primera fase de secado (punto A = 0.1 MPa), razón por la que no ocurre cambio alguno en el contenido de humedad de las muestras durante esta etapa. Sin embargo, al imponer la segunda etapa de secado (A→B) hasta una succión de 0.5 MPa, puede verse que la muestra se desplaza sobre una *scanning curve* lineal muy vertical y se dirige hacia la curva de retención principal con el mismo índice de poros ($e = 0.571$). Producto de lo anterior, la rigidez hidráulica que dificulta que las muestras expulsen agua aparece durante esta fase de secado. Esto último se evidencia al registrarse una disminución del contenido de humedad de solo el 0.26 % durante toda dicha fase de secado.

Teóricamente, la muestra no puede estar por encima de la curva de retención principal de secado. Sin embargo, como se puede observar en la figura 7.22, la muestra que se mueve en este caso por la *scanning curve* cruza la curva y se sitúa sobre ella al llegar a 0.5 MPa de succión (punto B). Lo anterior puede deberse a que el índice de poros (e) disminuye un poco durante esta etapa de secado, y eso provocó que la curva de retención cambiara. No obstante, la tendencia de la trayectoria de la muestra cambia al aproximarse a los datos experimentales obtenidos con WP4. Una vez alcanzado el equilibrio bajo la succión de 0.5 MPa (punto B), se realizó la carga isótropa de la muestra DDH.

Para alcanzar la succión inicial a la que se ensaya la muestra DDWH, se lleva a cabo un humedecimiento mediante la técnica de traslación de ejes desde el punto B (0.5 MPa) hasta el punto C (0.1 MPa). Un comportamiento de histéresis se observa en la figura 7.22, en el cual la muestra vuelve a estar sobre una *scanning curve* lineal (B→C) presentándose nuevamente la rigidez hidráulica que dificulta una fácil absorción de agua. Cuando se alcanza el equilibrio en el punto C (succión de 0.1 MPa), se evidencia que la muestra no alcanzó el contenido de agua que tenía en el punto A; por ello, se tienen dos puntos con el mismo índice de poros ($e = 0.571$) y la misma succión ($s = 0.1$ MPa), pero distinta humedad. La carga isótropa de la muestra DDWH se inicia a partir de las condiciones alcanzadas en el punto C.

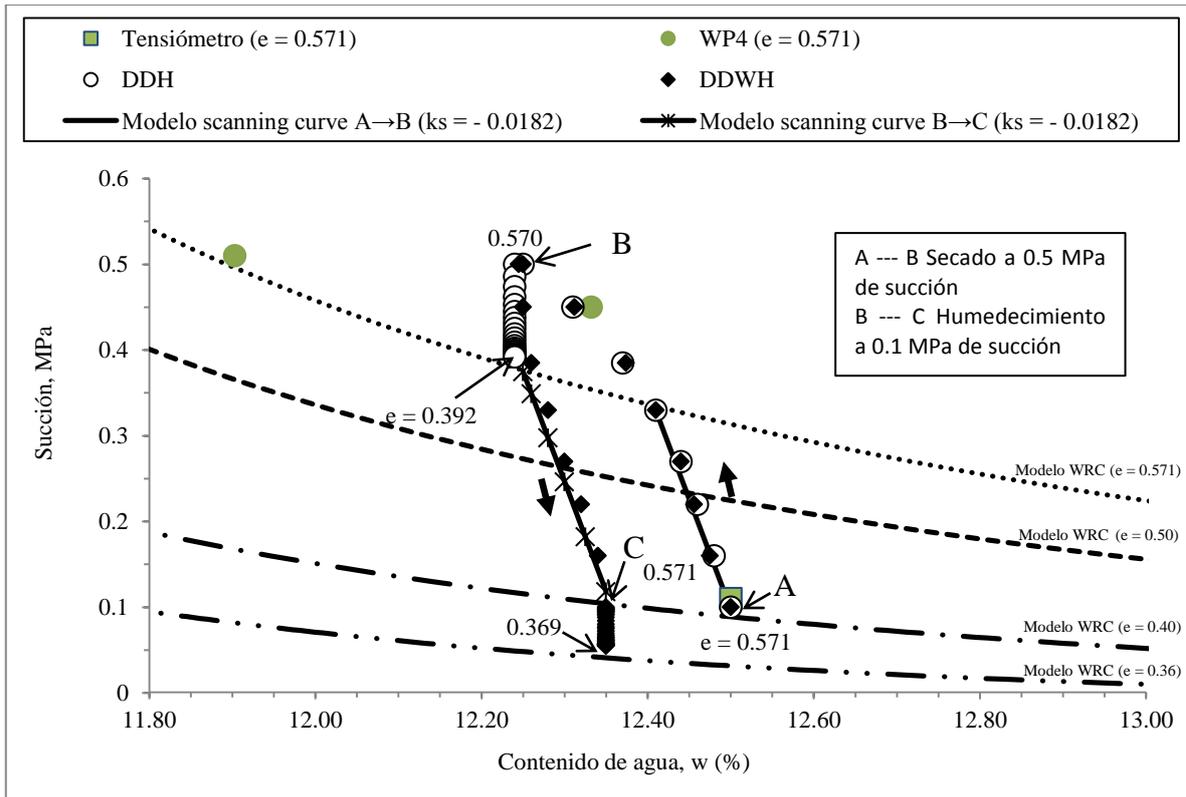


Figura 7.22. «Zoom» sobre las simulaciones de la curva principal de secado a diferentes e en función del contenido de humedad (w) para observar la evolución de las trayectorias DDH y DDWH.

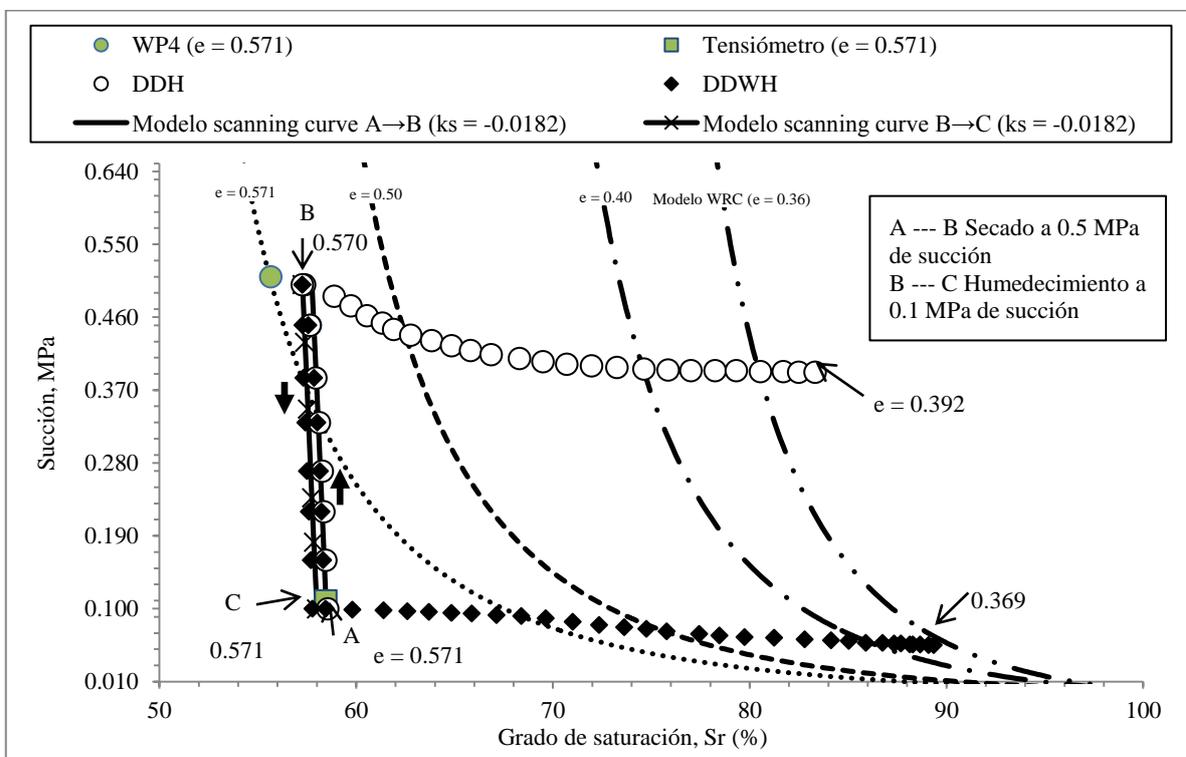


Figura 7.23. «Zoom» sobre las simulaciones de la curva principal de secado a diferentes e en función del grado de saturación (S_r) para observar la evolución de las trayectorias DDH y DDWH.

En las figuras 7.24 y 7.25, se presenta un «zoom» realizado sobre las simulaciones de la curva de retención en secado a diferentes índices de poros en función del contenido de humedad (w) y del grado de saturación (S_r), respectivamente, en el que se observa la evolución de las trayectorias realizadas sobre las muestras DDS y DDWS. Según la nomenclatura adoptada, la letra S al final del nombre de éstas indica una carga isotrópica a succión constante. Como se esperaba, ambos especímenes exhiben el mismo comportamiento observado en las muestras ensayadas a humedad constante (DDH y DDWH): las muestras en condiciones iniciales de compactación no se encuentran sobre la curva de retención principal, sino por debajo de ella. Al someterlas a etapas de secado y humedecimiento, dichas muestras se mueven sobre una *scanning curve* en dirección a la curva de retención principal de secado con el mismo índice de poros. El hecho de estar sobre una *scanning curve* provoca que las muestras no puedan cambiar su contenido de humedad a pesar de que se les impongan importantes diferencias de succión.

Una vez alcanzado el equilibrio en los puntos B ($s = 0.5$ MPa) y C ($s = 0.1$ MPa), se realizaron cargas isotrópicas sobre las muestras DDS y DDWS, respectivamente. Como en casos anteriores, estas se mueven en el plano de las curvas de retención durante la carga por una disminución del índice de poros ocasionada por la carga isotrópica, y se dirigen hacia la curva de retención que posee su mismo e . El comportamiento exhibido por las muestras debajo de la curva principal de secado (conocido como *scanning behaviour*) puede describirse como una relación lineal entre los incrementos de la succión y del grado de saturación con el modelo propuesto por Romero *et al.* (2011):

$$dS_r = -k_s ds \quad 7.6$$

Donde k_s es una constante del modelo que describe la pendiente de las trayectorias hidráulicas. La función anterior se puede escribir en términos del contenido de humedad suponiendo un índice de poros constante:

$$\frac{dw}{ds} = -k_s * e \frac{\rho_w}{G_s} \quad 7.7$$

Donde ρ_w y G_s son la densidad del agua (1.0 Mg/m^3) y la densidad de sólidos (2.67 Mg/m^3), respectivamente.

Conociendo los incrementos de succión y de humedad del ensayo realizado sobre la muestra DDH y con la ayuda de la ecuación 7.7, fue posible establecer el valor de la constante k_s en -0.0182 . En las figuras 7.22 a 7.25, se presentan las simulaciones de las *scanning curves* realizadas con el modelo propuesto por Romero *et al.* (2011). Puede verse que existe muy buena aproximación entre los datos experimentales y las simulaciones realizadas por el modelo.

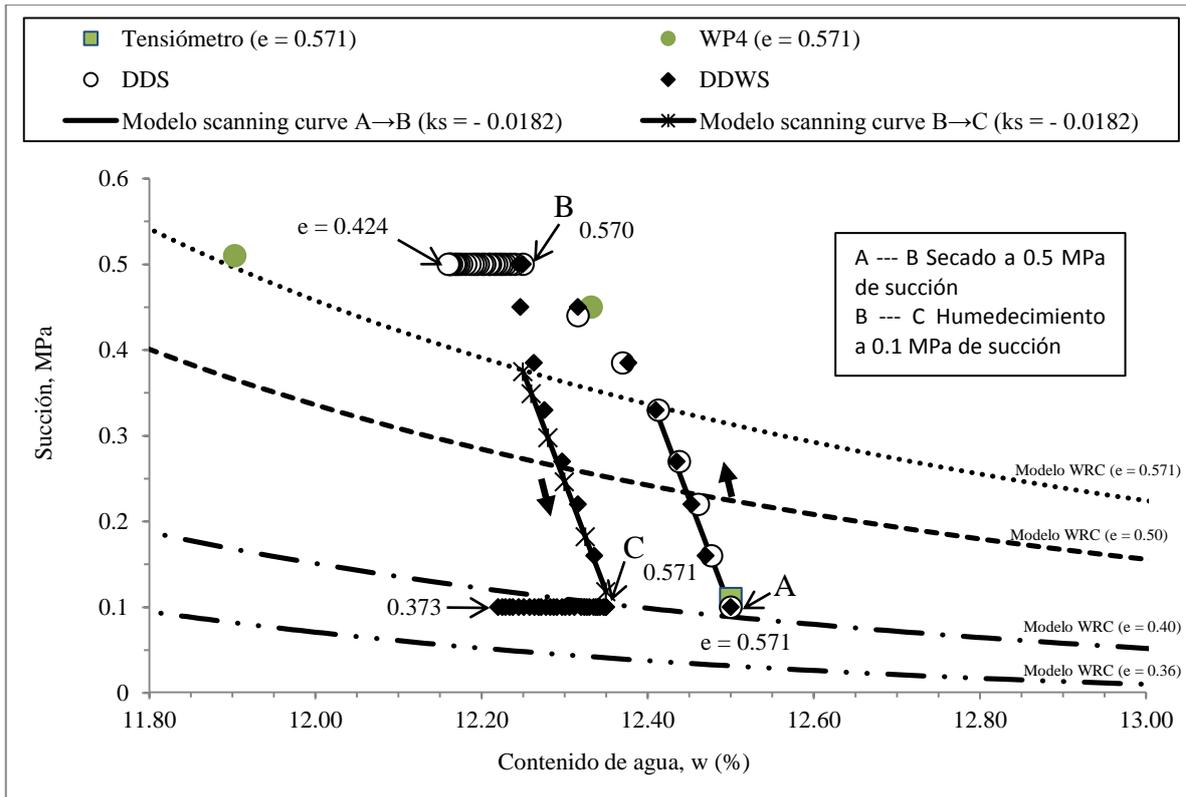


Figura 7.24. «Zoom» sobre las simulaciones de la curva principal de secado a diferentes e en función del contenido de humedad (w) para observar la evolución de las trayectorias DDS y DDWS.

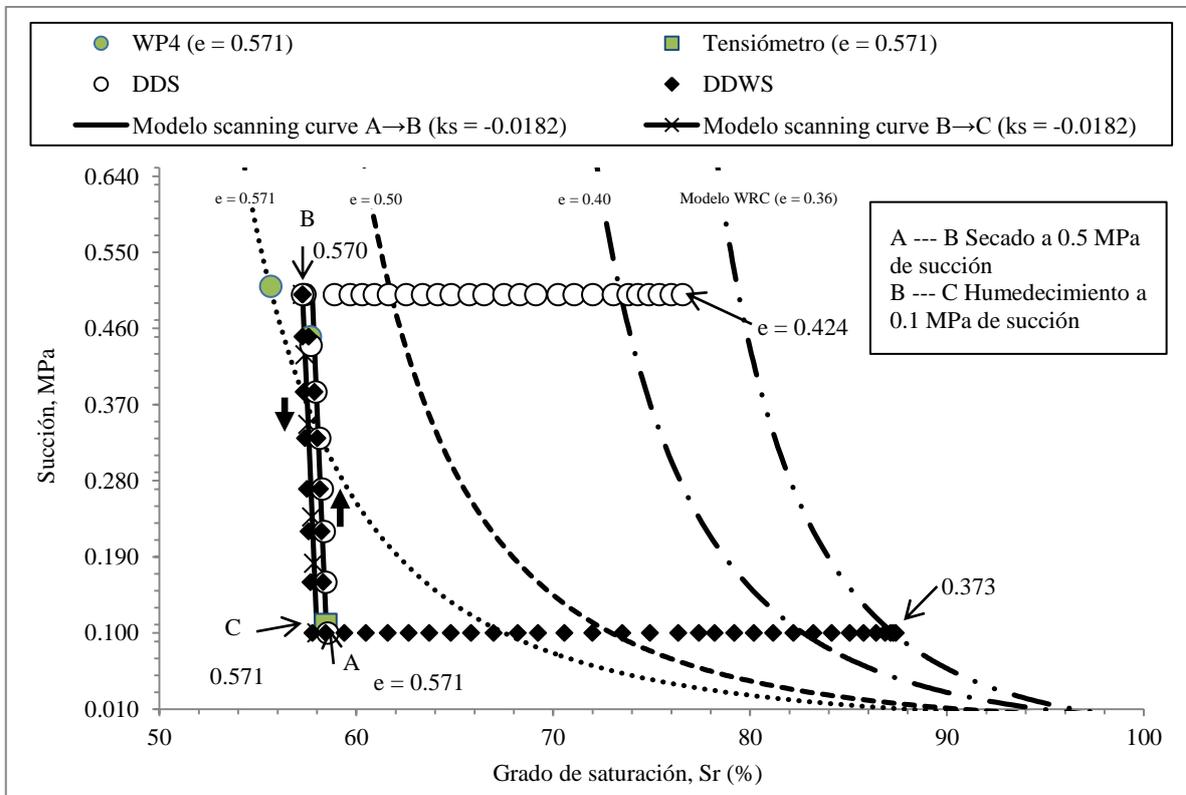


Figura 7.25. «Zoom» sobre las simulaciones de la curva principal de secado a diferentes e en función del grado de saturación (S_r) para observar la evolución de las trayectorias DDS y DDWS.

Debido a que el punto inicial de compactación en el lado húmedo (punto 1 en la figura 7.17) se encuentra muy cerca de la curva principal de secado, el modelo para la simulación de las *scanning curve* desarrollado por Romero *et al.* (2011) no se aprecia con claridad, razón por la cual se omite en estos gráficos.

Mediante el análisis de la respuesta hidráulica de las muestras durante el secado y el humedecimiento realizado en esta sección, fue posible determinar que dichas muestras se encuentran en la llamada zona de retención principal, la cual está delimitada en la parte superior por la curva de retención principal de secado y por la curva de retención principal de humedecimiento en la inferior. El hecho de que las muestras se encuentren en esta zona dificulta que cambien su contenido de humedad a pesar de ser sometidas a diferencias importantes de succión (500 %). Pudo verse que la respuesta hidráulica de tales muestras durante las etapas de secado y humedecimiento fue diferente en ambos tipos (lado seco y lado húmedo). Estas diferencias tienen su origen en las características microestructurales adquiridas durante la compactación.

El comportamiento hidráulico del suelo en la zona de retención principal fue reproducido con éxito en las muestras elaboradas del lado seco con la ayuda de un modelo propuesto por Romero *et al.* (2011). Este predice que si se espera un cambio de succión de 0.5 MPa a 0.1 MPa ($\Delta 0.4$), el grado de saturación cambia 0.73 %, valor apenas visible. Esto coincide con lo observado en los ensayos. Tal comportamiento explica por qué se pueden medir succiones iniciales que van desde 0.07 MPa hasta 0.15 MPa para una humedad del 12.5 %. Es decir, basta que la muestra disminuya un poco su contenido de humedad para conseguir importantes variaciones en la succión.

Los resultados del análisis proporcionan una visión clara de la respuesta hidromecánica del suelo, en la que se observa nítidamente que las trayectorias hidromecánicas afectan a la forma de la curva de retención y, en consecuencia, a la respuesta hidráulica del suelo.

7.4 Análisis y simulación del comportamiento volumétrico

En esta sección se analizan los resultados experimentales obtenidos durante la ejecución de las trayectorias de carga saturada y a succión constante sobre las muestras elaboradas del lado seco y del lado húmedo de compactación.

Como se indicó en el capítulo 5, se le dió a todas las muestras un mismo estado tensional y una misma historia previa de succión por medio de un proceso de secado en dos fases, imponiendo mediante la técnica de traslación de ejes dos succiones diferentes, 0.1 MPa y 0.5 MPa, respectivamente. Este preacondicionamiento queda indicado con la letra “D” en segundo lugar en el nombre de las muestras. Las muestras DDS y WDS se cargaron a succión constante una vez se alcanzó el equilibrio bajo la succión de 0.5 MPa. Para en el caso de las muestras DDWS y WDWS –ensayadas partiendo de la succión de 0.1 MPa–, fue necesario realizar un humedecimiento con la técnica de traslación de ejes desde la succión de 0.5 MPa hasta alcanzar la succión de inicio. En todos los ensayos durante la carga isotrópica se registró la variación del contenido de humedad, del grado de saturación y del índice de poros en función de la tensión neta. Dichos datos se presentaron en el capítulo 6.

La idea inicial era analizar el comportamiento volumétrico de las muestras bajo el marco conceptual desarrollado por Alonso *et al.*, (2013), pero ello conllevó muchos problemas, ya que básicamente se concluyó que la compresibilidad no dependía en esencia de la succión efectiva (\bar{s}) ni del grado de saturación efectivo (\bar{S}_r). Se esperaba que a igualdad de succión, un aumento del grado de saturación (S_r) –esto no implica más meniscos ya que su curvatura es constante– provocaría mayor succión efectiva y eso nos llevaría a una rigidización del suelo. Por el contrario, se observa que cuanto más cantidad de agua más deformable es la muestra.

La modelización de las curvas LC tampoco funcionó bien, porque el grado de saturación del lado húmedo para una misma succión es mayor que en las muestras del lado seco.

Al graficar las curvas de retención experimentales pudo verse que para la succión de 0.5 MPa, éstas se comportan consistentemente con lo esperado –histéresis bajo el mismo índice de poros–. Esto nos lleva a que para un modelo en el que la compresibilidad es función del grado de saturación – $\lambda(S_r)$ –, la compresibilidad de las muestras elaboradas del lado húmedo (λ_w) es mayor que las del lado seco (λ_D), lo que es coherente con los datos experimentales presentados en el capítulo 6.

Por otro lado, al hacer dependientes las curvas LC de la succión efectiva (\bar{s}) –debido a que la succión matricial es la misma– nos queda que la \bar{s} del lado húmedo es mayor que la del lado seco. Debido a que el grado de saturación es mayor en las muestras del lado húmedo este planteamiento ya no se puede aplicar en este caso, porque implicaría que en las curvas de configuración, las muestras del lado húmedo (W) están por el lado derecho de las muestras del lado seco (D), lo que va en contra de lo registrado experimentalmente.

Un resultado similar a lo anterior se observa al hacer la microestructura (e_m) constante. Como pudo observarse en secciones anteriores, en las muestras elaboradas del lado húmedo hay más microestructura. La microestructura ayuda cuando en el contexto de la \bar{s} , el grado de saturación es más o menos el mismo para ambos tipos de muestras, es decir, cuando el contenido de agua es el mismo, pero se distribuye diferente. En este caso, lo anterior no se cumple porque el grado de saturación no es el mismo en ambos tipos de muestras (D y W). Si la succión es la misma, las muestras del lado húmedo tienen más \bar{S}_r . Lo que implica –contrario a lo que se esperaba– que las muestras del lado seco sean más deformables. Por esta razón, se decidió hacer depender la compresibilidad del grado de saturación $-\lambda(S_r)$, entonces las muestras del lado seco tienen menos agua efectiva por lo que son más rígidas.

Si consideramos que las curvas de retención son las mismas para ambos tipos de muestras (independientes del índice de poros y de la microestructura), las dificultades desaparecen y podemos aplicar el modelo –Alonso *et al.*, (2013) –, pero para este caso no es verdad. Al mismo índice de poros las curvas de retención del lado húmedo y del lado seco tienen la suficiente diferencia para eliminar el efecto de la variable de estado microestructural ξ (e_m/e).

En este material no existe el gran contraste observado en materiales como la Boom Clay. A la misma succión el grado de saturación cambia mucho con el índice de poros. Teniendo en consideración el modelo de Alonso *et al.*, (2013) siempre se partió de que el índice de poros microestructural (e_m) iba a ser constante y que el ξ cambiaba –por efecto de la e – durante las trayectorias de carga.

Desde este punto las bases del modelo descrito en Alonso *et al.*, (2013) ya no estaban claras. El modelo propuesto en esta investigación está en función del grado de saturación, es decir $\lambda(S_r)$ y $LC(S_r)$. El S_r que se utiliza es que se midió en el laboratorio durante las trayectorias de carga.

Un objetivo es que para un punto cualquiera –el cual tiene asociado un valor de p y e – de las trayectorias de carga, el modelo pudiera calcular un grado de saturación. En el código lo que se impone es la succión y el grado de saturación se calcula según la WRC (*water retention curve*) del modelo. Debido a los problemas con el grado de saturación –cada tipo de muestra posee diferente S_r para una misma succión–, esto se tuvo que poner *ad hoc*. El efecto de la estructura aparece en la curva de retención de agua, pero el modelo no es capaz de introducirlo de manera natural, por lo que se hizo lo siguiente:

Se graficaron en el plano de las curvas de retención ($s - S_r$) las trayectorias de carga a succión constante (WDS, DDS, WDWS Y DDWS). Debido a que para cada punto de las trayectorias se encuentra asociado un valor de tensión (p) y del índice de poros (e), se buscaron funciones de la curva de retención que fueran función del P_0 van Genuchten (ecuación 7.8) tal que, estas curvas pasaran por los puntos medidos experimentalmente en cada una de las trayectorias –puntos 1 al 5 en la figura 7.26–, producto de lo cual, cada punto posee un valor de p , e , S_r y s . En estas curvas de retención el P_0 depende del índice de poros ($WRC = f(P_0(e))$).

$$\frac{S_r - S_{r\min}}{S_{r\max} - S_{r\min}} = \left[1 + \left(\frac{s}{P_0} \right)^{\frac{1}{1-\lambda}} \right]^{-\lambda} \quad 7.8$$

Los valores de $\lambda = 0.25$, del $S_{r\min} = 0$ y $S_{r\max} = 1$ son iguales para las muestras elaboradas del lado seco y del lado húmedo, lo único que varía es el valor de P_0 , el cual se va modificando para que las curvas coincidan con los puntos experimentales. Solo se ocupó la parte baja de la curva, que está más ligada al AEV (*Air Entry Value*). El valor de λ fue el que mostró mejor ajuste a los datos experimentales.

La figura 7.26 muestra las curvas de retención obtenidas para la muestra DDWS. Estas curvas están asociadas a valores de P_0 que fueron seleccionados para hacerlas coincidir con los puntos de las trayectorias.

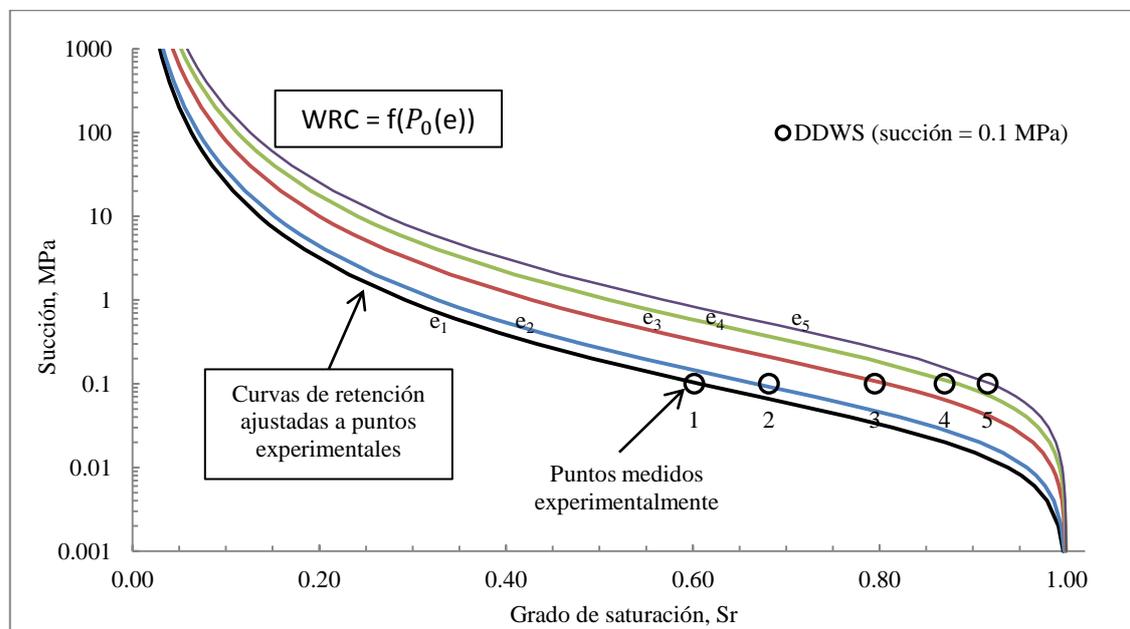


Figura 7.26. Ajuste de las curvas de retención tipo van Genuchten (1980) a los puntos medidos experimentalmente en la trayectoria DDWS.

Debido a que las curvas de retención son muy dinámicas –cambian su posición debido a variaciones en el índice de poros– se ajustaron para cada caso, razón por la cual las WRC de la muestra elaborada del lado húmedo a una succión de 0.1 MPa son diferentes de las curvas obtenidas en el mismo tipo de muestra pero a la succión de 0.5 MPa. Si las muestras en ambas succiones –0.1 MPa y 0.5 MPa– no coinciden en sus propiedades es debido a que el precondicionamiento dado mediante el proceso de secado en dos fases después de su elaboración –descrito en el capítulo 5– las ha cambiado mucho. Lo anterior se debe a que este precondicionamiento –como quedó patente en la sección 7.3– lleva a las muestras a una zona de *scanning curves*, en la cual –por mucho que suba la succión– existe cierto grado

de restricción a cambiar el contenido de humedad. Dicha restricción desaparece hasta que la muestra llega a la curva de retención en humedecimiento con el mismo índice de poros. Por esta razón tenemos dos succiones con la misma humedad.

La figura 7.27 muestra los puntos iniciales de las trayectorias DDS y DDWS. Para ambas muestras, los índices de poros son los mismos porque están bajo la misma tensión neta. Como se observa es imposible determinar una sola curva de retención que pase por ambos puntos. A dos succiones distintas se tiene aproximadamente el mismo grado de saturación (S_r), el mismo índice de poros (e) y el mismo contenido de humedad (w), por lo tanto, si se produce una variación en la succión no se manifiesta en grandes cambios del S_r .

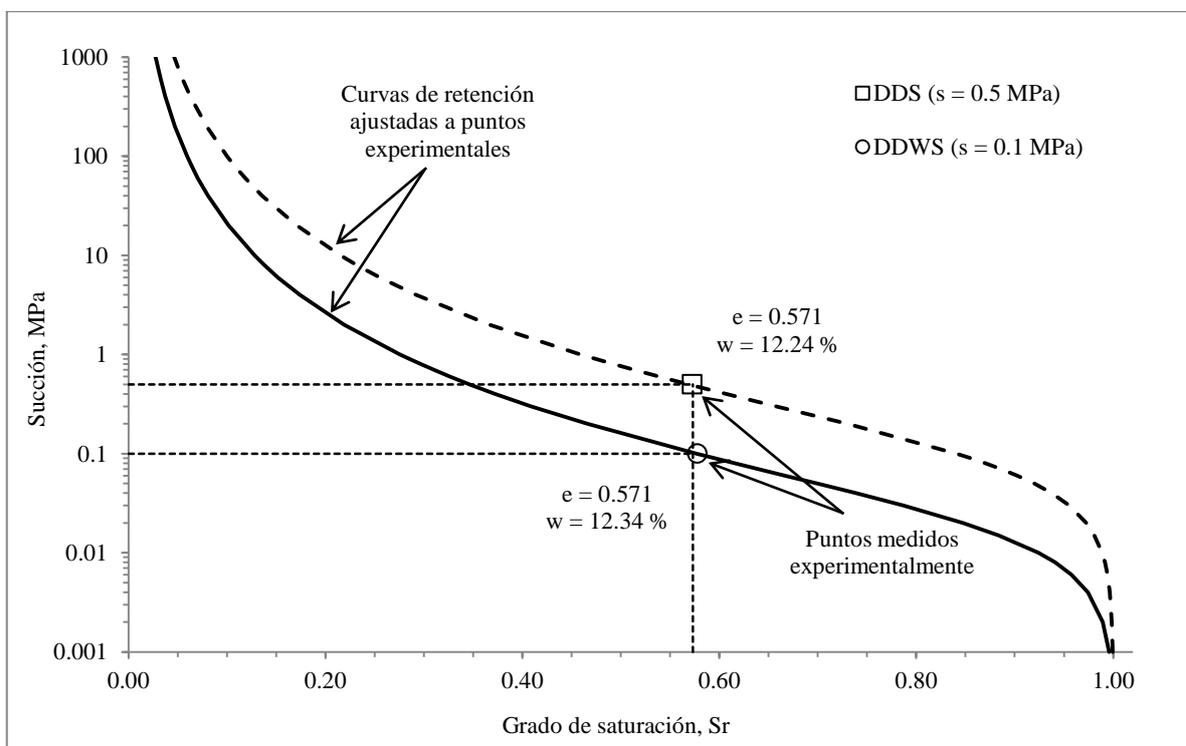


Figura 7.27. Puntos iniciales de las trayectorias DDS y DDWS en el plano de la curva de retención (s - S_r).

La figura 7.28 muestra la variación del P_0 obtenido con el ajuste de las curvas de retención van Genuchten con el índice de poros total (e) para cada una de las muestras analizadas. Se observa que cada muestra exhibe un comportamiento diferente debido a que poseen estructuras distintas, por lo que para analizarlas con el modelo propuesto fue necesario elaborar diferentes leyes de comportamiento para cada una de ellas. Estas leyes (curvas que interpolan los valores) son del tipo:

$$P_0^{vG} = a^{vG} \cdot e^{b^{vG}}$$

7.9

Donde e es el índice de poros total, a^{vG} y b^{vG} son parámetros del modelo. La calibración de estos últimos se muestra en la figura 7.28. El modelo distingue las muestras elaboradas del lado seco de las del lado húmedo porque se le asignan diferentes valores de a^{vG} y b^{vG} de van Genuchten a cada curva, lo que permite ajustar bien. La idea original consistía en que ambos parámetros fueran iguales y se usara el índice de poros macroestructural (e_M) en lugar del índice de poros (e), pero funciona poco, las diferencias son tan notables para que las tendencias vayan mal.

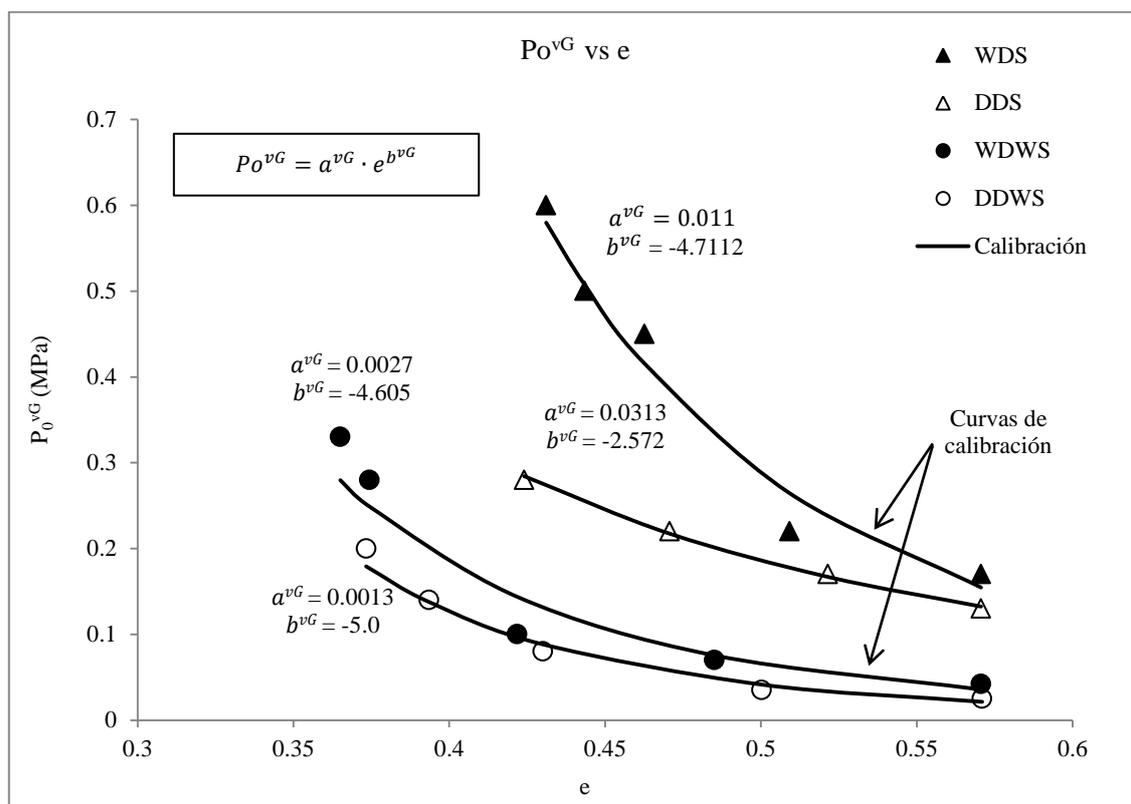


Figura 7.28. Calibración de los parámetros a^{vG} y b^{vG} para cada trayectoria (ecuación 7.9).

Se intentó colocar una sola curva que –en la medida de lo posible– se ajustara a todos los datos, pero no funcionó. Aunque las muestras tienen índices de poros muy parecidos poseen P_0 van Genuchten (P_0^{vG}) muy distintos, por lo que si se les coloca el mismo P_0^{vG} , tendrían el mismo grado de saturación, lo cual es contrario al comportamiento registrado.

Se hizo que el modelo funcionara con la tensión de Bishop ($P_{Bishop} = p'' + Sr \cdot s$), por lo que cuando se trata de simular un ensayo de carga aumentando la tensión neta (p''), el modelo calcula la tensión de Bishop (P_{Bishop}) a partir de un valor del grado de saturación (Sr) y de la succión (s). El valor de esta última ya se conoce debido a que es constante en las trayectorias analizadas. El grado de saturación lo toma de la curva de retención que está previamente calibrada.

Cambios en la tensión neta producen deformaciones elásticas y elastoplásticas, respectivamente, según las siguientes leyes exponenciales (Alonso *et al.*, 2013):

$$de^e = -k \frac{dp}{p} \quad 7.10$$

$$de^{ep} = -\lambda \frac{dp}{p} \quad 7.11$$

Cuando se relaciona la tensión de Bishop con el índice de poros, se tiene que la compresibilidad λ es función del grado de saturación ($\Delta e = \lambda (Sr) \Delta P_{\text{Bishop}}$). La microestructura se ha introducido aquí, porque cuando se tienen unas curvas para las muestras elaboradas del lado seco (D) y del lado húmedo (W) se tienen diferentes valores, incluso a la misma succión. Esta variación es debida a la microestructura, ya que todos los demás valores son constantes.

El λ está en función del grado de saturación total según una ley potencia propuesta por Zhou *et al.*, (2012):

$$\lambda = \lambda_o - (\lambda_o - \lambda_D) \cdot (1 - S_r)^{a_1} \quad 7.12$$

Donde a_1 es un parámetro del modelo, λ_o y λ_D son los índices de compresibilidad para el estado saturado y para grados de saturación muy bajos (máxima rigidez), respectivamente.

La curva LC se definió según una exponencial independiente del λ :

$$p'_0 = p_0^* [1 + \beta (1 - e^{-\alpha(1-s_r)})] \quad 7.13$$

Donde α y β son parámetros del modelo. Sus valores son los mismos para ambos tipos de muestras (D y W). Expresar la LC en función de λ siguiendo el procedimiento del BBM (*Barcelona Basic Model*) restringe mucho y cuesta simular a la vez la caída de la compresibilidad y la variación del P_0 con el grado de saturación. Las curvas LC son las mismas tanto para las muestras ensayadas a 0.5 MPa de succión como para las de 0.1 MPa. Los dos parámetros de la exponencial que definen la LC se calibran con la tensión de preconsolidación de las trayectorias realizadas sobre las muestras compactadas del lado seco y del lado húmedo.

De cada tipo de muestra (lado seco y lado húmedo) se obtuvieron cinco P_0 –correspondientes a cada una de las trayectorias–, los cuales hicieron posible conocer la forma y posición de las superficies de fluencia (LC) experimentales (figura 6.11). Estos P_0 fueron determinados utilizando el método de Casagrande suponiendo las pendientes rectas en el plano deformación volumétrica (ϵ_v) – tensión neta ($p - u_a$). En la tabla 7.3 se presentan los parámetros utilizados en el modelo, los cuales a excepción de los que definen la curva de retención $-a^{vG}$ y $e^{b^{vG}}$ – son los mismos para los dos estados. La tabla 7.4 exhibe las condiciones iniciales de las muestras analizadas.

Tabla 7.3. Parámetros del modelo utilizado para la simulación.

Parámetro	Definición	Valor
k	Compresibilidad elástica	0.02
$\lambda(0)$	Compresibilidad elástica para succión cero ($S_r = 1$)	0.08
p_c (MPa)	Tensión de referencia	0.022
λ_0	Índice de compresibilidad para el estado saturado	0.08
λ_D	Índice de compresibilidad para estados muy secos	0.03
p_0^* (MPa)	Presión de preconsolidación a succión cero ($S_r = 1$)	0.12
n_{smooth}	Parámetro que define el grado de suavizado en la ecuación xx	10
a_1	Parámetros del modelo	1.8
β		15
α		0.3
Curva de retención modelo van Genuchten		
λ	$\frac{S_r - S_{rmin}}{S_{rmax} - S_{rmin}} = \left[1 + \left(\frac{S}{P_0} \right)^{\frac{1}{1-\lambda}} \right]^{-\lambda}$	0.25
S_{rmin}		0
S_{rmax}		1
p_0^W	p_0 inicial de las muestras elaboradas del lado húmedo	0.038
p_0^D	p_0 inicial de las muestras elaboradas del lado seco	0.025

Para fines de modelación se supuso que el índice de poros ($e = 0.571$) se mantuvo constante durante los procesos de secado y humedecimiento en todos los casos.

Tabla 7.4. Valores iniciales de las muestras analizadas.

Valores iniciales	Definición	Muestra					
		DDS	WDS	DDWS	WDWS	Dsat	Wsat
Sr (%)	Grado de saturación	57.27	69.07	57.79	67.12	1	1
s (MPa)	Succión	0.5	0.5	0.1	0.1	0	0
w (%)	Contenido de humedad	12.24	13.61	12.35	13.74	12.43	12.43
e	Índice de poros	0.571	0.571	0.571	0.571	0.571	0.571

La figura 7.29 muestra los datos experimentales para la determinación de las curvas LC para el lado seco y húmedo de compactación, así como las modelaciones realizadas. Se colocaron como referencia las presiones máximas de compactación ($\sigma_{v \text{ máx}}$) de ambos tipos de muestras y las curvas LC determinadas por Baptista (2013) en muestras elaboradas del lado seco de la arcilla de baja plasticidad de Barcelona a dos densidades secas (1.60 Mg/m^3 y 1.80 Mg/m^3). Las curvas determinadas por Baptista (2013) constan de solo dos puntos: la tensión máxima de compactación y la tensión de preconsolidación en condiciones saturadas determinada en ensayos edométricos convencionales. Se observa que las curvas de fluencia para ambos estados de compactación son distintas, esto se debe a la influencia de la microestructura sobre el comportamiento volumétrico del suelo. Puede verse que las muestras compactadas del lado húmedo presentan una región elástica menor que muestras compactadas por el lado seco.

A continuación, se presentan las comparaciones de las modelaciones de las trayectorias de carga a succión constante (0.1 MPa y 0.5 MPa) realizadas sobre las muestras elaboradas del lado seco (DDS y DDWS) y húmedo (WDS y WDWS) con los datos experimentales presentados en el capítulo 6. De la misma forma se presentan las curvas de compresión experimentales y las simulaciones del estado saturado (Dsat y Wsat).

En las figuras 7.30 y 7.32 se presentan las simulaciones realizadas de la variación del grado de saturación con respecto al incremento de la tensión neta durante las cargas isotrópicas a succión constante. Se observa que el modelo se ajusta bastante bien a los datos experimentales.

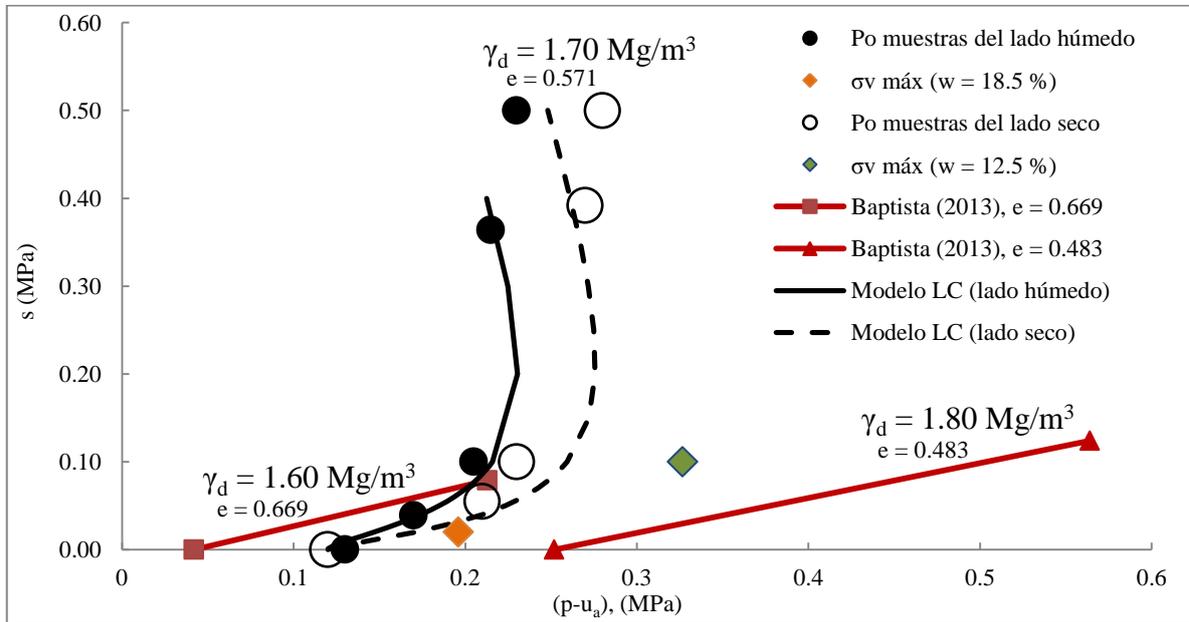


Figura 7.29. Modelado de las superficies de fluencia para las muestras elaboradas del lado seco y húmedo de compactación.

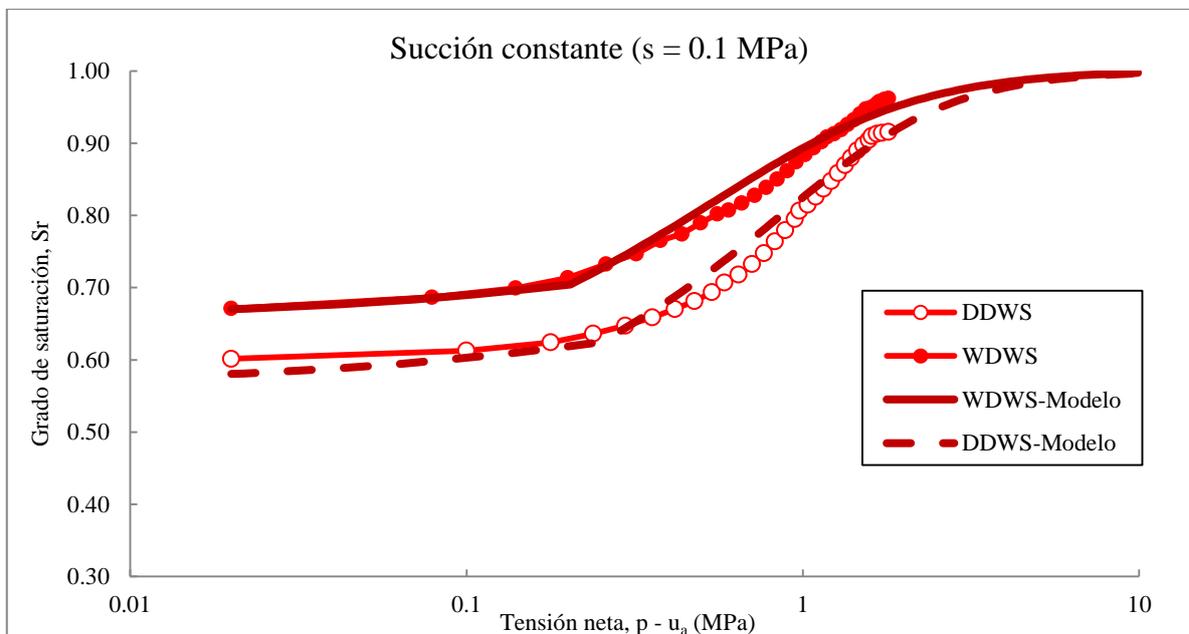


Figura 7.30. Simulación de la evolución del grado de saturación con respecto al incremento de la tensión neta en los ensayos de compresión isotrópica a succión constante DDWS y WDWS.

El modelo reproduce satisfactoriamente la reducción del índice de poros (e) con el incremento de la tensión neta (figura 7.31 y 7.33) en las trayectorias de carga saturada y a succión constante. Se observa que las muestras ensayadas a succión constante de 0.5 MPa son más rígidas por lo que exhiben una compresibilidad menor.

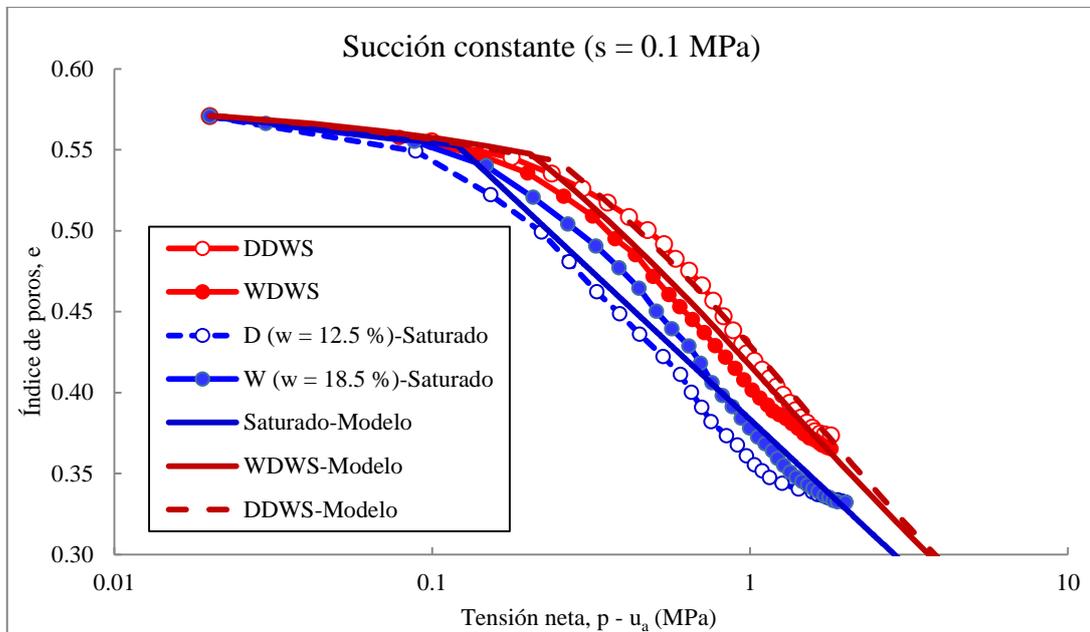


Figura 7.31. Simulación de las trayectorias de carga saturada y a succión constante de 0.1 MPa sobre las muestras elaboradas del lado seco (DDWS) y del lado húmedo (WDWS).

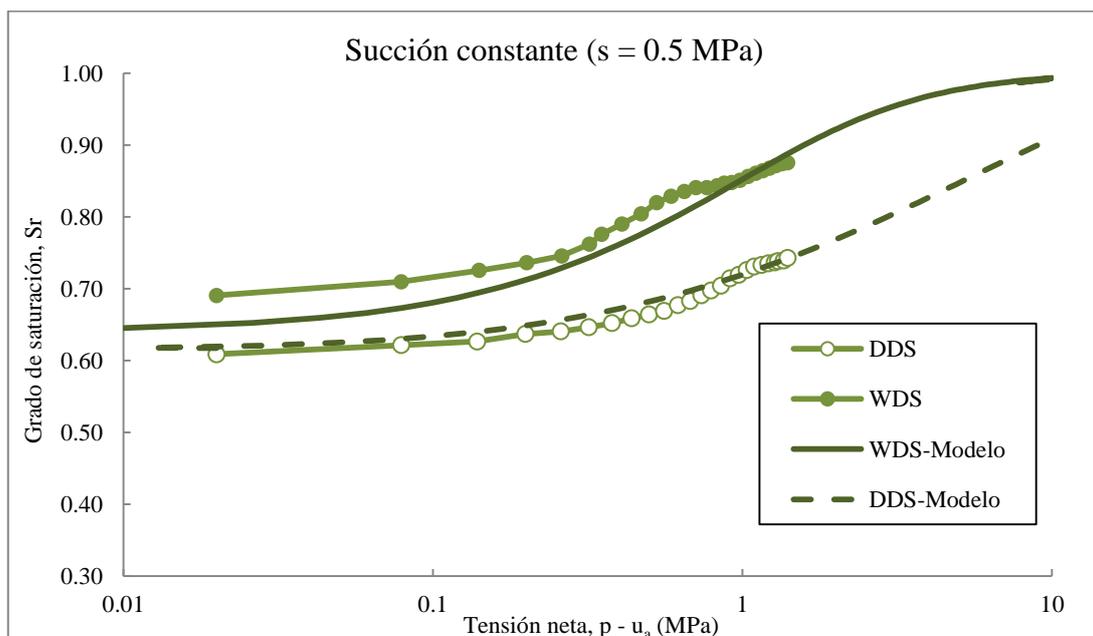


Figura 7.32. Simulación de la evolución del grado de saturación con respecto al incremento de la tensión neta en los ensayos de compresión isotrópica a succión constante DDS y WDS.

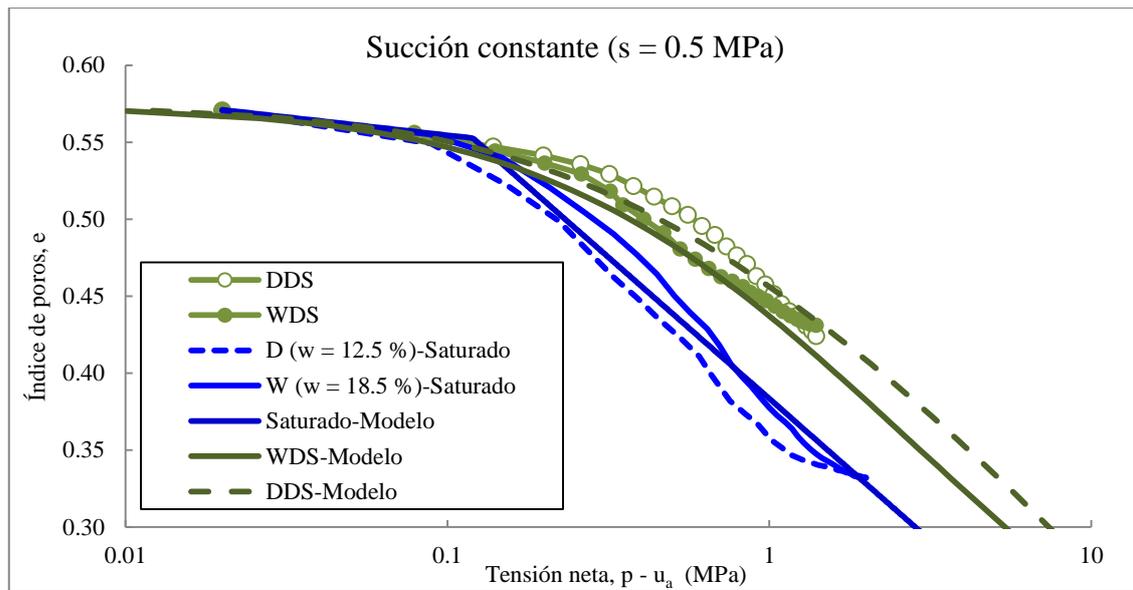


Figura 7.33. Simulación de las trayectorias de carga saturada y a succión constante de 0.5 MPa sobre las muestras elaboradas del lado seco (DDS) y del lado húmedo (WDS).

El modelo propuesto está en función del grado de saturación, es decir λ (Sr) y LC (Sr). Pero se le introduce el Sr que se mide en el laboratorio durante las trayectorias de carga. A excepción de los dos parámetros utilizados para calibrar las P_0^{vG} (figura 7.28), todos los parámetros del modelo propuesto son iguales para ambos tipos de muestras (D y W).

En base al análisis realizado en esta sección, es posible concluir que el comportamiento mecánico de las muestras no depende únicamente de la succión, si no que depende en gran medida del grado de saturación (Sr). Las muestras elaboradas del lado seco y del lado húmedo tienen diferentes Sr porque su estructura tiene una diferente capacidad de retención de agua, lo que afecta a la parte mecánica del modelo de Alonso *et al.*, (2013). Si somos capaces de simular muy bien el grado de saturación es posible reproducir muy bien el comportamiento de las muestras.

Según el marco conceptual propuesto por Alonso *et al.*, (2013) manteniendo la misma curvatura de los meniscos de agua en los poros, a más cantidad de agua tendría que haber más meniscos y la rigidez de la muestra aumentaría. Sin embargo en este caso lo anterior no se cumple. A succión constante no se puede cambiar mucho el almacenamiento dentro del menisco.

Algo que no se ha tomado en cuenta en modelos constitutivos es la rigidez del agregado en los cambios de succión, ya que éste se vuelve más deformable, lo cual no tiene nada que ver con que exista un menisco, esto es una propiedad interna que lo hace más deformable, por lo cual frente a cargas exteriores se deforma más.

7.5 Modelación de la anisotropía.

En esta sección se analiza la anisotropía inducida en las muestras durante el proceso de compactación unidimensional. Esta anisotropía queda patente al realizar ensayos de compresión isotrópica que producen deformaciones anisótropas en la muestra (Romero 1999). Para determinar la evolución de la anisotropía inicial y su efecto en las propiedades mecánicas del suelo se utiliza un modelo elastoplástico que incorpora leyes de endurecimiento gobernadas por las deformaciones plásticas y por el grado de saturación (Romero y Jommi 2008).

Las muestras que se analizaron fueron las elaboradas del lado seco del óptimo de compactación ya que para su fabricación a la densidad seca establecida (1.70 Mg/m^3) requirieron una carga mayor, lo que se traduce en un grado de anisotropía mayor, además, son las que exhibieron mayor rigidez durante la carga isotrópica. (Jommi *et al.*, 2008; Della Vecchia *et al.*, 2011; Della Vecchia *et al.*, 2013).

7.5.1 Evidencia experimental de la anisotropía inducida por compactación

Las figuras 7.34 y 7.35 muestran la evolución de las deformaciones axial, radial y de corte durante las trayectorias de carga isotrópica aplicadas en muestras compactadas del lado seco del óptimo.

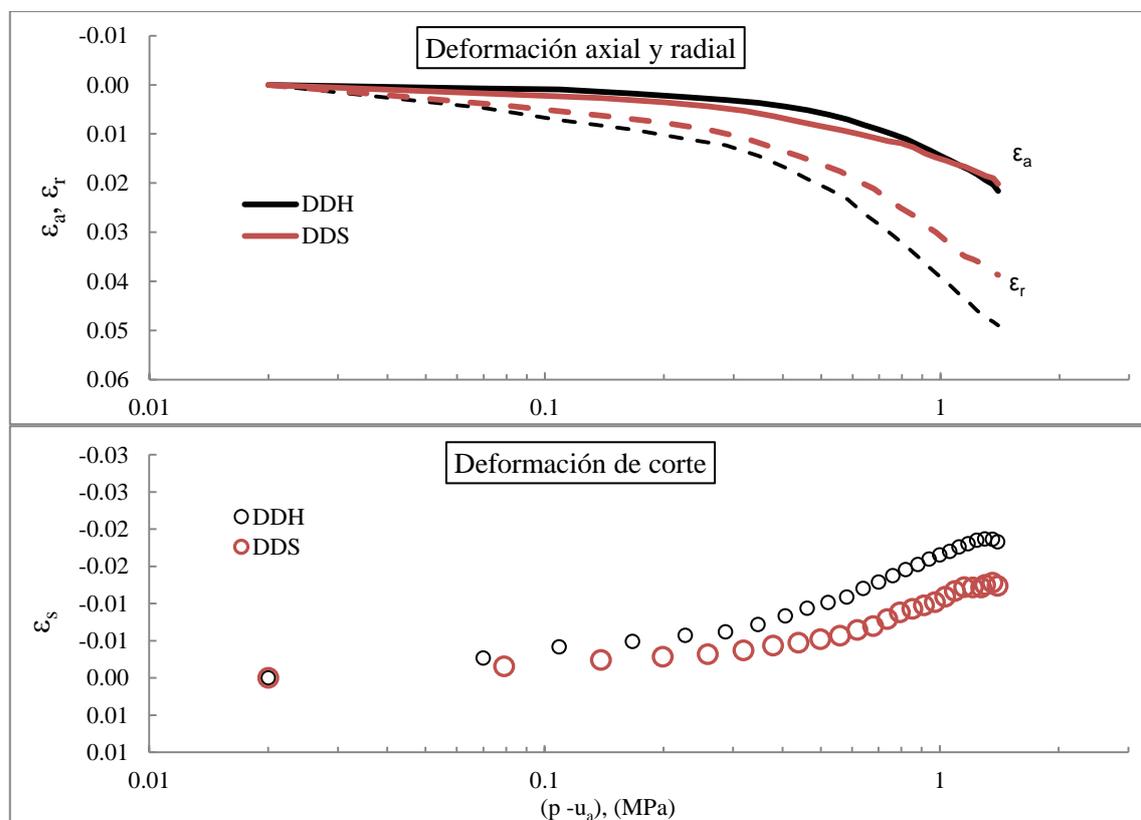


Figura 7.34. Evolución de las deformaciones axial, radial y de corte en función de la tensión neta aplicada durante los ensayos de compresión isotrópica DDH y DDS.

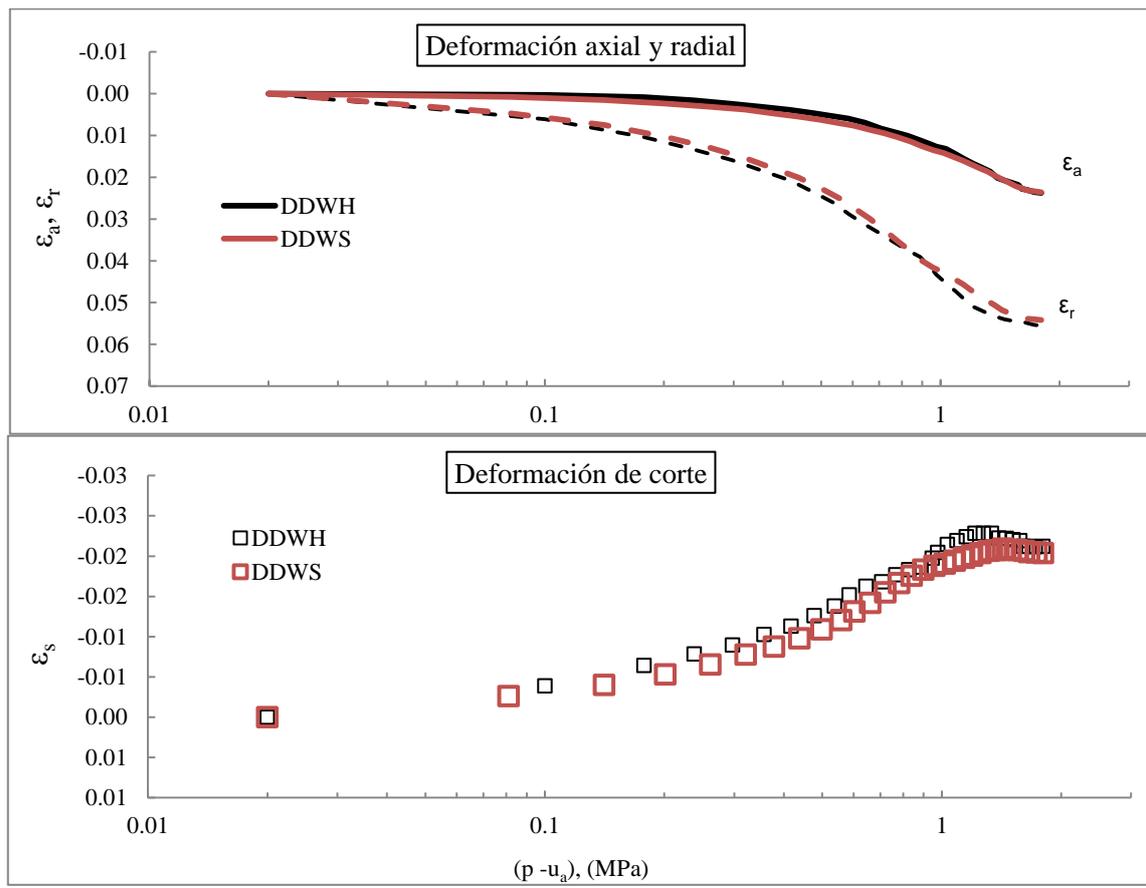


Figura 7.35. Evolución de las deformaciones axial, radial y de corte en función de la tensión neta aplicada durante los ensayos de compresión isotrópica DDWH y DDWS.

En las figuras anteriores se puede observar que a pesar de que se realizó una trayectoria de carga isotrópica, las deformaciones radial y axial no son iguales. Puede verse que la deformación radial es mayor que la deformación axial, lo que refleja la mayor rigidez de la muestra en esta dirección. Lo anterior es evidencia de la existencia de anisotropía transversal en la muestra. Esta anisotropía es inducida por el proceso de compactación unidimensional, en el cual se produce una orientación preferente de las partículas del suelo, dando lugar a una mayor resistencia a la deformación en la dirección axial como consecuencia de haber experimentado mayor desplazamiento durante la compactación (Romero 1999; Kuwano *et al.*, 2000; Pennington *et al.*, 2001; Hoque y Tatsuoka 2004; Estabragh y Javadi 2006; Romero y Jommi 2008; Della Vecchia *et al.*, 2013), así, al aplicar las cargas de compresión isotrópicas se registran deformaciones anisótropas, lo que confirma que la historia de las tensiones anisótropas que se generan en la compactación estática tiene influencia sobre el comportamiento mecánico del suelo.

Diversos investigadores han estudiado los cambios de esta anisotropía inicial durante distintas trayectorias de carga (Zakaria *et al.*, 1995; Cui y Delage 1996; Barrera *et al.*, 2000; Romero *et al.*, 2003; Wheeler *et al.*, 2003; Jommi y Romero 2008; Jommi *et al.*, 2008; Della Vecchia *et al.*, 2013).

En las siguientes secciones se analiza la evolución de la anisotropía inicial en las muestras durante las trayectorias de carga a humedad y succión constantes con el modelo constitutivo elastoplástico presentado por Romero y Jommi (2008).

7.5.2 Descripción del modelo utilizado

Este modelo fue concebido siguiendo los criterios descritos por Jommi y di Prisco (1994), quienes a partir de un modelo elastoplástico inicialmente elaborado para arenas saturadas (di Prisco 1992; di Prisco *et al.*, 1993) desarrollaron una extensión para suelos en condiciones no saturadas con endurecimiento generalizado isótropo y rotacional, controlado por las deformaciones plásticas y por el grado de saturación. Esta extensión se realizó mediante la sustitución de la tensión efectiva saturada en la ecuación constitutiva original por la tensión actuante en el esqueleto del suelo. Esto permitió tomar en consideración el incremento de la tensión media actuante en el esqueleto del suelo por efecto de la succión. Adicionalmente, el efecto de cohesión provocado en la macroestructura por los meniscos de agua en las uniones de las partículas puede ser tomado en cuenta mediante la generalización de las reglas de endurecimiento a través de la inserción de una dependencia adecuada de los parámetros de endurecimiento de la succión o del grado de saturación.

El modelo utilizado en esta investigación utiliza leyes generalizadas de endurecimiento isótropo y rotacional dependientes de las deformaciones plásticas y del grado de saturación para reproducir la evolución de la estructura del suelo. Las expresiones analíticas de la superficie de fluencia, del potencial plástico, las leyes de endurecimiento y todos los parámetros se mantuvieron lo más simple posible. Se utilizó el modelo Cam Clay modificado con potencial de flujo asociado en lugar del no asociado del modelo original de di Prisco (1992) como referencia para la condición saturada. En cuanto a la formulación de la condición no saturada se utiliza una extensión de los trabajos realizados por Tamagnini (2004), cuyo modelo fue construido basándose en la investigación de Jommi (2000). El modelo mecánico requiere sólo un parámetro constitutivo adicional además de los cuatro básicos utilizados para la condición saturada. Al igual que en el modelo propuesto por Jommi y di Prisco (1994), la superficie de fluencia y el potencial plástico para las condiciones no saturadas son funciones analíticas de la tensión actuante en el esqueleto del suelo. Para completar la descripción del comportamiento del suelo, se introduce el modelo de histéresis para la curva de retención propuesto por Romero y Vaunat (2000) en el modelo hidromecánico acoplado y se formula como una ley constitutiva adicional. Esto permite reproducir adecuadamente trayectorias de humedecimiento y secado (Tamagnini 2004).

7.5.3 Variables de tensión y deformación

Siguiendo la notación de Tamagnini *et al.*, (2002), la teoría de plasticidad con endurecimiento generalizado se basa en el principio de que el estado mecánico del material se describe completamente

por el tensor de tensión (efectiva) σ' y por un vector de variables internas q , el cual describe los efectos de la historia de las deformaciones y de las variables hidráulicas acopladas, en la respuesta del material. Es posible incorporar al grado de saturación u otra variable que describa la cantidad de agua en el suelo (Della Vecchia *et al.*, 2013).

Teniendo en consideración las condiciones axisimétricas de los ensayos, el tensor de tensiones está completamente definido por los componentes de las tensiones principales axial (σ_a) y radial (σ_r). El estado de tensiones totales esta descrito por la tensión media (ecuación 7.14), la tensión desviadora (ecuación 7.15) y la succión (ecuación 7.16).

$$p = (\sigma_a + 2\sigma_r)/3 \quad 7.14$$

$$q = \sigma_a - \sigma_r \quad 7.15$$

$$s = u_a - u_w \quad 7.16$$

Las variables de deformación que se utilizan son la deformación volumétrica (ecuación 7.17) y la deformación de corte (ecuación 7.18).

$$\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad 7.17$$

$$\varepsilon_s = 2(\varepsilon_a - \varepsilon_r)/3 \quad 7.18$$

Durante las trayectorias de carga isotropa la presión de aire se mantuvo constante, por lo que la tensión neta (7.19) es la mejor opción para representar los datos obtenidos.

$$p'' = \frac{\sigma_a + 2\sigma_r}{3} - u_a \quad 7.19$$

El proceso de secado inducido por un incremento en la succión puede producir una reducción del volumen de la muestra de suelo que está asociada con una disminución de tamaño de los agregados de la muestra y con un incremento en la tensión que actúa en el esqueleto del suelo. Las deformaciones y las fallas que experimentan los suelos están condicionadas por el valor de las tensiones actuantes en el esqueleto del suelo (Daizo y Kawai 2001). La tensión media actuante en el esqueleto del suelo (\hat{p}), que se define como la diferencia entre la tensión total y la tensión equivalente del fluido, más el grado de saturación (S_r) como un parámetro de peso, se puede adoptar ventajosamente en el desarrollo de modelos

constitutivos (ver p.ej. Sheng *et al.*, 2004), ya que permite introducir de manera natural dentro de la formulación constitutiva algunos aspectos del comportamiento hidráulico del material, siendo el más importante la histéresis de los mecanismos de retención de agua (Jommi 2000; Nuth y Laloui, 2008; Romero y Jommi 2008). Por lo anterior, este modelo utiliza la tensión media actuante en el esqueleto del suelo (ecuación 7.20) como tensión constitutiva junto con la tensión desviadora.

$$\hat{p} = [(p - u_a) + S_r s] = p'' + S_r s \quad 7.20$$

7.5.4 Ecuaciones del modelo mecánico utilizado

La modelización se centró primordialmente en la determinación de la evolución del potencial plástico. Se asume que la superficie de fluencia coincide con el potencial plástico. Debido a que las deformaciones elásticas son pequeñas con respecto a las plásticas y a que no afectan de manera relevante al desarrollo de la deformación, se introducirá una ley isotrópica elástica, lo cual es un procedimiento muy común en la modelación constitutiva de suelos anisótropos (di Prisco *et al.*, 1993; Wheeler *et al.*, 2003; Dafalias *et al.*, 2006).

Con la sustitución de la ecuación de la tensión efectiva saturada por la tensión actuante en el esqueleto del suelo en la forma original del Cam Clay modificado se obtiene la siguiente función de fluencia isótropa para suelos arcillosos (Romero y Jommi 2008):

$$f = q^2 - M^2 \hat{p}(\hat{p}_o - \hat{p}) = 0 \quad 7.21$$

Donde \hat{p}_o es la presión de preconsolidación en condiciones no saturadas y M es un parámetro que describe la inclinación de la línea de estado crítico y que se considera independiente de la succión (Wheeler *et al.*, 2003; Nuth y Laloui 2008).

Para determinar la respuesta anisótropa de las muestras de suelo se introduce la rotación del eje de la superficie de fluencia y se asume una regla de flujo asociado. Por lo que para condiciones axisimétricas la expresión propuesta por Dafalias (1986) para la superficie de fluencia (f) y su potencial plástico (g), se expresa de la siguiente forma:

$$g = f = (q - M_\alpha \hat{p})^2 - (M^2 - M_\alpha^2) \hat{p}(\hat{p}_o - \hat{p}) = 0 \quad 7.22$$

Donde M_α representa la inclinación de la actual superficie de fluencia rotada con respecto al eje \hat{p} . Con los parámetros \hat{p}_0 y M_α se controla el endurecimiento isotrópico y rotacional, respectivamente. Estos parámetros juegan el papel de variables internas del modelo (q), por lo que describen el efecto de la historia de cargas del suelo. La evolución de los términos internos de la ecuación 7.22 es controlada por las deformaciones plásticas y por el grado de saturación.

La inclinación de la línea de estado crítico (M) se puede definir mediante ensayos triaxiales a compresión M_c y a extensión M_e (Dafalias *et al.*, 2006). La dependencia de M con el ángulo de Lode (θ) en el espacio de tensiones multiaxial se puede introducir mediante la interpolación de M_c y M_e de acuerdo con lo propuesto por Argyris *et al.*, (1974). El M utilizado en esta investigación es el de compresión.

La presión de preconsolidación para condiciones no saturadas (\hat{p}_0) se define como el producto de la presión de preconsolidación para condiciones saturadas (p_0^*) –que depende únicamente de las deformaciones volumétricas plásticas–, y de un término que depende del grado de saturación y que es controlado por los parámetros del modelo b_1 y b_2 (ecuación 7.23).

$$\hat{p}_0 = p_0^* \{1 + b_1 [\exp[b_2(1 - Sr)] - 1]\} = p_0^* \varphi(Sr) \quad 7.23$$

Para una superficie de fluencia inclinada la ley de flujo resulta:

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{2(\hat{\eta} - M\alpha)}{M^2 - \hat{\eta}^2} \quad 7.24$$

Donde $\hat{\eta}$ es el ángulo de oblicuidad definido como $\hat{\eta} = q/\hat{p}$. Para ensayos isótropos ($q = 0$) se tiene:

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{2(M\alpha)}{M^2} \quad 7.25$$

La ley de endurecimiento isotrópico se puede dividir en dos componentes, uno dependiente y otro independiente de la deformación plástica:

$$\hat{p}_0 = \varphi(S_r) \dot{p}_0^* + p_0^* \varphi(S_r) = \varphi(S_r) \dot{p}_0^* + p_0^* \left(\frac{d\varphi}{dS_r} \right) \dot{S}_r \quad 7.26$$

Para la variación de p_0^* se adopta la clásica ley de evolución del estado crítico:

$$dp_0^* = \frac{(1+e)p_0^*}{\lambda-k} d\varepsilon_v^p \quad 7.27$$

Donde e es el índice de poros y $d\varepsilon_v^p$ es el incremento de deformación volumétrica plástica.

Siguiendo lo expuesto por Dafalias (1986), se asume que el endurecimiento rotacional es controlado por el ángulo actual de oblicuidad, $\hat{\eta} = q/\hat{p}$ y por la inclinación actual de la superficie de fluencia (M_α):

$$dM_\alpha = c |d\varepsilon_v^p| (\hat{\eta} - \xi^* M_\alpha) \quad 7.28$$

Donde c es una constante del modelo que controla la velocidad de la evolución de M_α , mientras que ξ^* controla el valor objetivo de M_α para una oblicuidad dada.

Para ensayos isótropos ($q = 0$) se tiene:

$$dM_\alpha = c |d\varepsilon_v^p| (\xi^* M_\alpha) \quad 7.29$$

$$\int_{M_{\alpha 0}}^{M_\alpha} \frac{dM_\alpha}{M_\alpha} = c \int_{\varepsilon_v^p=0}^{\varepsilon_v^p} |d\varepsilon_v^p| (\xi^*) \quad 7.30$$

$$\ln M_\alpha |_{M_{\alpha 0}}^{M_\alpha} = c \xi^* \varepsilon_v^p \quad 7.31$$

$$\frac{M_\alpha}{M_{\alpha 0}} = c \xi^* \varepsilon_v^p \quad 7.32$$

$$M_\alpha = M_{\alpha 0} e^{-c \xi^* \varepsilon_v^p} \quad 7.33$$

Al no existir deformaciones volumétricas plásticas $M_\alpha = 0$.

Se introducen las leyes elásticas no lineales utilizadas en los modelos de estado crítico descritos por los módulos de compresibilidad elástica (k) y un módulo de corte constante (G). En principio el parámetro c , que controla la velocidad de endurecimiento rotacional, se puede determinar de ensayos de laboratorio en muestras saturadas. El parámetro ξ^* , se puede calibrar a partir de los datos de la compactación, suponiendo que al final de ésta, la dirección del incremento de deformación plástica no vuelve a sufrir ningún cambio. Los valores iniciales de los parámetros de endurecimiento (\hat{p}_0 y M_a) también se pueden determinar a partir de los datos de compactación. Para la calibración de los parámetros b_1 y b_2 que están estrictamente relacionados con la evolución de la presión de preconsolidación debido a cambios en el grado de saturación, se necesitan datos experimentales obtenidos de ensayos en condiciones no saturadas.

Para determinar las deformaciones elásticas, se consideran las clásicas leyes hiperelásticas no lineales:

$$d\varepsilon_v^e = k \frac{d\hat{p}}{\hat{p}} \quad 7.34$$

$$d\varepsilon_s^e = \frac{dq}{3G} \quad 7.35$$

En esta investigación no se consideró la anisotropía elástica por lo que la ecuación 7.35 es igual a cero ($d\varepsilon_s^e = 0$). Debido a los altos niveles de tensión aplicados a la muestra, las deformaciones plásticas producen variaciones importantes de la anisotropía inducida durante la compactación y dominan la respuesta volumétrica del suelo. La anisotropía que se pretendió modelar fue la parte que va menguando durante la plasticidad ya que en este caso la parte elástica es muy pequeña y todos los cambios ocurren en plasticidad. Investigadores como Hassan y Wheeler (2014) y Della Vecchia *et al.*, (2011) analizaron la anisotropía elástica debido a que una gran parte de las trayectorias hidromecánicas se realizaron dentro del dominio elástico, por lo que las deformaciones elásticas juegan un papel relevante, caso contrario al presentado en esta investigación.

7.5.5 Ecuaciones del modelo hidráulico

Para la correcta interpretación y modelación del comportamiento hidromecánico de los suelos no saturados se requiere conocer las propiedades de la curva de retención de agua, ya que permite no sólo describir los cambios en el contenido de agua si no también es necesaria para completar la descripción de su actual estado tensional (Jommi *et al.*, 2008; Romero 2008; Nuth y Laloui, 2008). A pesar de que es sabido que las características de retención de agua del suelo se ven alteradas por las deformaciones irreversibles producidas durante trayectorias hidromecánicas (Sheng *et al.*, 2004; Tarantino y Tombolato, 2005; Nuth y Laloui, 2008), se asumirá que la capacidad de retención de agua de la muestra se puede

describir con una única curva de retención ubicada en el plano succión – grado de saturación según lo propuesto por Romero y Jommi (2008).

Los datos de la curva de retención se ajustan a la clásica expresión de van Genuchten (1980) para el grado de saturación (S_r), como función de la succión (s):

$$S_r = \left[1 + \left(\frac{s}{p_0} \right)^{\frac{1}{1-\lambda^*}} \right]^{-\lambda^*} \quad 7.36$$

$$S_r = S_{r_0} - \lambda_{0.5MPa}^* (s - s_0) \quad 7.37$$

Donde p_0 y λ^* son los parámetros originales de van Genuchten. S_{r_0} y s_0 son el grado de saturación y la succión iniciales, respectivamente. Al extrapolar la ecuación de van Genuchten (7.36) a los datos de las muestras ensayadas partiendo de la succión de 0.5 MPa, se observó que no era adecuada para ajustar los datos experimentales, por esta razón se utilizó una ecuación propuesta por Romero *et al.*, (2011) (ecuación 7.37) en la que existe una relación lineal entre la succión y el grado de saturación que mostró mejores resultados. Esta ecuación utiliza un parámetro $\lambda_{0.5MPa}^*$.

7.5.6 Calibración del modelo

Como se mencionó en el capítulo 4, el valor del coeficiente de empuje en reposo ($K_0 = 0.48$) se tomó de ensayos realizados por Buenfil (2007) con un edómetro con medida de tensión lateral sobre la arcilla de baja plasticidad de Barcelona. El valor del K_0 en condiciones saturadas (K_{0sat}) es 0.609.

Para las condiciones saturadas los valores de los parámetros k y λ que se adoptaron, se determinaron a partir de datos experimentales en suelos compactados. Así se obtuvieron los siguientes valores $k = 0.018$ y $\lambda = 0.08$.

Para determinar el valor de la pendiente de la línea de estado crítico se utilizó la ecuación 7.38 para triaxiales a compresión M_c ($\theta = 0$) considerando un ángulo de fricción para este material de $\phi = 23^\circ$ (Barrera 2002).

$$M_c = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{3 - \operatorname{sen} \phi'} \quad 7.38$$

Se utilizó una envolvente con una pendiente de $M_c = 0.898$, el cual es un valor representativo del comportamiento del suelo utilizado en la investigación en el estado crítico.

Para determinar el valor del parámetro ξ^* , se utilizaron los datos experimentales obtenidos durante la compactación unidimensional siguiendo el procedimiento descrito por Wheeler *et al.*, (2003). Una vez terminada la compactación se conocen los valores iniciales de succión, grado de saturación y la tensión máxima de compactación. A partir de estos datos experimentales se pudo determinar el ángulo de oblicuidad $\hat{\eta} = q/\hat{p}$ al final de la compactación en el plano ($\hat{p} - q$). El valor obtenido fue de $\hat{\eta} = 0.694$

Al final de la compactación el incremento de la deformación plástica se asimila al incremento total de deformación, por lo que el valor inicial del parámetro M_α que controla el endurecimiento rotacional, se puede determinar de la ley de dilatancia - tensión que se obtiene con la derivación del potencial plástico (ecuación 7.22) y teniendo en consideración que bajo condiciones edométricas la razón entre el incremento de las deformaciones volumétricas y de corte es igual a 3/2.

$$\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_s} = \frac{3}{2} |_{oed} \cong \frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} = \frac{M^2 - \hat{\eta}_0^2}{2(\hat{\eta}_0 - M_{\alpha 0})} \quad 7.39$$

El valor determinado fue $M_{\alpha 0} = 0.585$. Considerando que al final de la etapa de compactación la superficie de fluencia no rota más, $dM_\alpha = 0$, el valor de ξ^* se puede determinar con $\xi^* = \frac{\hat{\eta}}{M_{\alpha 0}} = 1.186$.

Para la calibración de los parámetros b_1 y b_2 que están relacionados con la evolución de la presión de preconsolidación con el grado de saturación se requieren datos experimentales obtenidos de ensayos en condiciones no saturadas. Para determinar los posibles rangos de los valores de estos parámetros se utilizaron los ensayos realizados sobre las cuatro muestras elaboradas del lado seco del óptimo. Posteriormente, fueron optimizados mediante la simulación numérica. Los valores que se obtuvieron fueron: $b_1 = 1$ y $b_2 = 3.51$.

La constante del modelo que controla la velocidad de endurecimiento, c , se calibró en base a los resultados obtenidos durante la trayectoria de carga isótropa DDWS, teniendo como objetivo la minimización de las diferencias entre lo observado durante los ensayos isótropos y las deformaciones de corte simuladas (figura 7.36). El valor obtenido fue de $c = 50$.

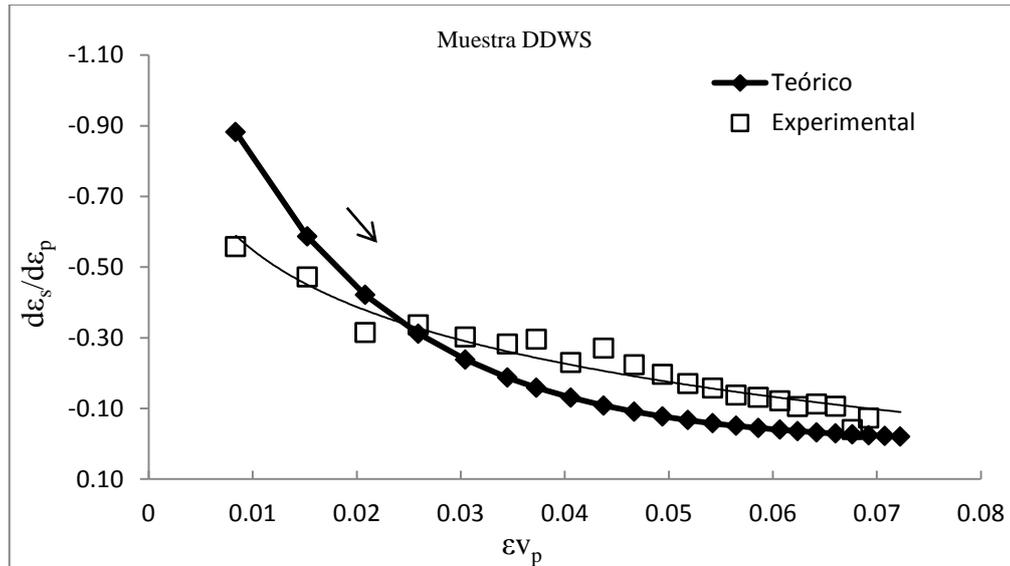


Figura 7.36. Dirección de flujo teórico y experimental para muestra DDWS.

Una vez obtenidos los parámetros del modelo y con los datos experimentales de la trayectoria DDWS se puede dibujar la superficie de fluencia inicial que mejor se ajusta a los datos (figura 7.37). En la figura 7.37 se observa que al terminar la compactación la muestra se encuentra en el punto A. Al realizar la descarga la muestra sigue la trayectoria A-0, volviendo al punto de partida. Se considera que al final de la etapa de compactación la superficie de fluencia no rota más. Al iniciar la carga isótropa ($q = 0$) la muestra se mueve dentro del dominio elástico hasta llegar al punto B, que es el lugar en donde la muestra plastifica. La figura 7.38 muestra la evolución de la superficie de fluencia de la muestra DDWS variando el $M\alpha$ y manteniendo el \hat{p}_0 constante.

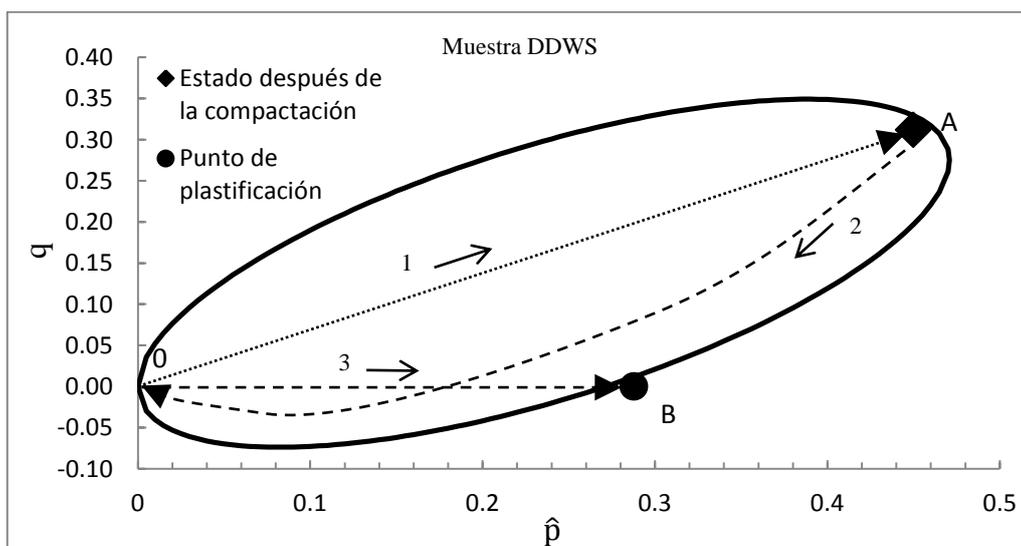


Figura 7.37. Superficie de fluencia rotada en el plano $q - \hat{p}$.

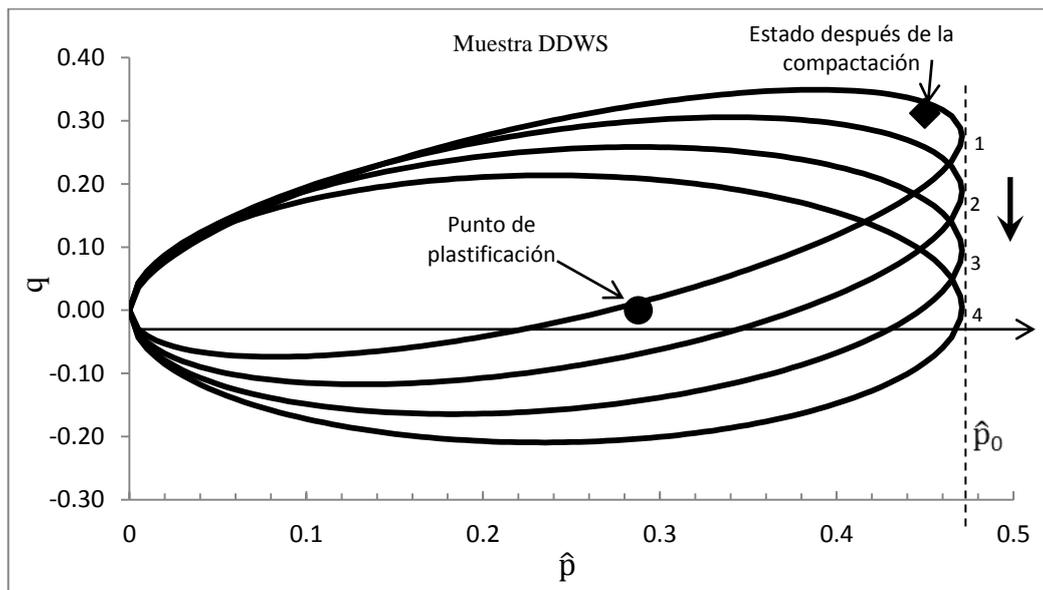


Figura 7.38. Variación de $M\alpha$ con \hat{p}_0 constante.

En la figura 7.38 se observa que a medida que el valor de $M\alpha$ disminuye la inclinación de la superficie de fluencia se va reduciendo hasta quedar prácticamente horizontal, lo que representa una disminución importante de la anisotropía inducida durante la compactación.

Para la calibración de las ecuaciones del modelo hidráulico, se utilizaron los datos experimentales de la trayectoria de carga DDWS para ajustar la ecuación de van Genuchten (1980) y los datos de la trayectoria DDS para calibrar la ecuación de Romero *et al.*, (2011). Esto se debe a que la ecuación de van Genuchten (1980) demostró ajustarse muy bien en las trayectorias ensayadas partiendo de la succión de 0.1 MPa, pero para las trayectorias realizadas en el rango medio y alto de succiones la ecuación de Romero *et al.*, (2011) mostró mejores resultados (figura 7.39).

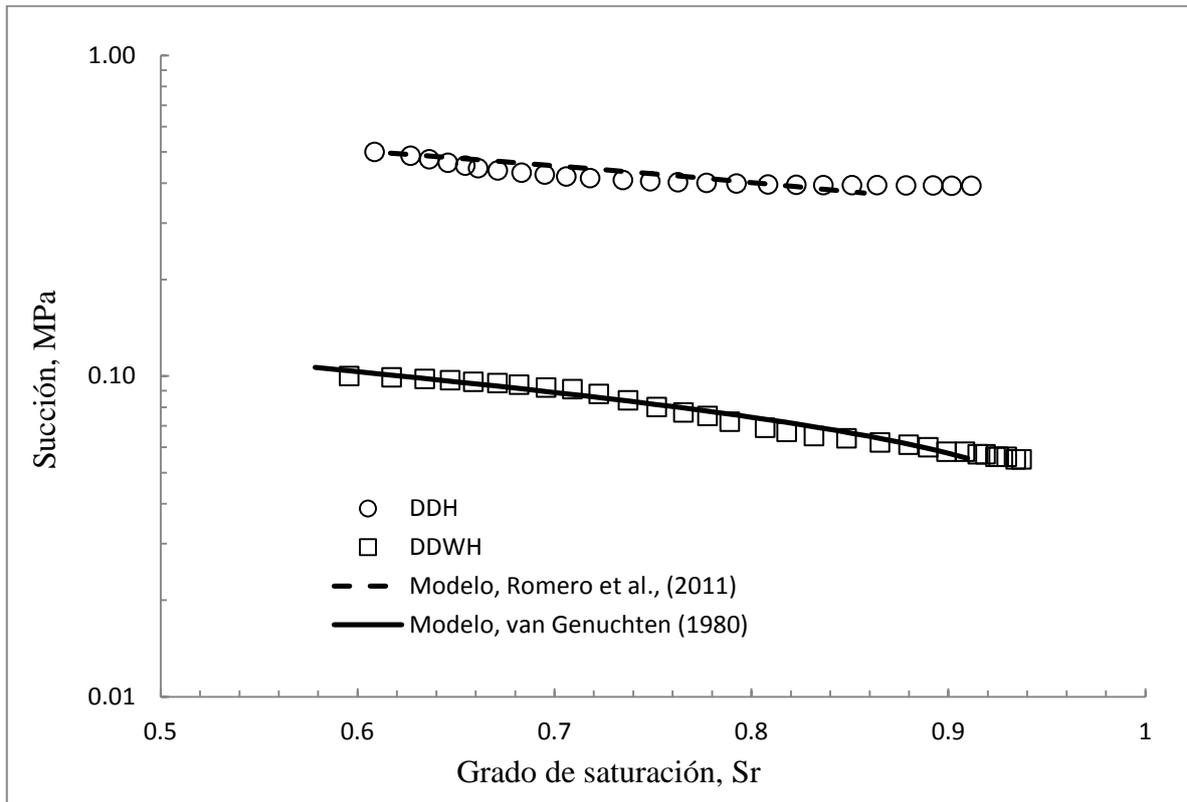


Figura 7.39. Ajuste de los parámetros hidráulicos para las muestras DDWH y DDH.

Las condiciones iniciales de cada muestra se presentan en la tabla 7.5. Los valores de los parámetros utilizados por el modelo se muestran en la tabla 7.6. Estos valores son únicos para todas las simulaciones.

Tabla 7.5. Valores de inicio mecánicos e hidráulicos de las muestras elaboradas del lado seco.

	e	s (MPa)	Sr (%)	W (%)
DDS y DDH	0.570	0.500	57.27	12.24
DDWS y DDWH	0.571	0.100	57.79	12.35

Tabla 7.6. Parámetros mecánicos e hidráulicos del modelo anisótropo.

Parámetro	Definición	Valor
Parámetros Mecánicos		
k_0	Coefficiente de empuje en reposo	0.480
k_{osat}	Coefficiente de empuje en reposo en condiciones saturadas	0.609
M_c	Inclinación de la línea de estado crítico	0.898
$\hat{\eta}$	Ángulo de oblicuidad	0.694
$M\alpha_0$	Inclinación actual de la superficie de fluencia	0.585
C	Constante que controla la velocidad de la evolución de $M\alpha$	50
ξ^*	Parámetro que controla el valor objetivo de $M\alpha$	1.186
\hat{p}_0 (MPa)	Presión de preconsolidación en condiciones no saturadas	0.471
Parámetros hidráulicos		
P_0	Parámetros originales de van Genuchten	100.37
λ^*		0.690
$\lambda^*_{(0.5 \text{ MPa})}$		0.00195

7.5.7 Simulación numérica

Debido al procedimiento de compactación unidimensional adoptado para elaborar las muestras, los especímenes desarrollaron una estructura anisótropa, la cual se pone de manifiesto registrando mayor deformación radial que axial durante ensayos de compresión isotrópica.

La simulación se realizó reproduciendo la carga isotrópica hasta una tensión neta de 1.8 MPa a humedad y succión constante. Las pequeñas deformaciones ocurridas durante los procesos de secado y humedecimiento son reversibles, lo que indica que las muestras se encuentran dentro del dominio elástico.

Para las muestras ensayadas a succión constante, debido a que no se cuenta con una curva de retención que cambie durante la carga y a que como se vio en los resultados experimentales (capítulo 6) el

contenido de agua varió muy poco, ésta se tomó como constante. Para los cálculos no se tomó el Sr experimental, si no el que predice el modelo para poder calcular el \hat{p} .

$$Sr = G_s \left(\frac{w}{e_{teórico}} \right) \quad 7.40$$

$$e_{teórico} = e - \varepsilon_v(1 + e) \quad 7.41$$

Para las muestras ensayadas a humedad constante, la succión utilizada fue la que predice el modelo de van Genuchten (1980) antes descrito.

Primero se analizan las muestras cargadas partiendo de la succión 0.1 MPa, es decir, las muestras sometidas a un secado en dos fases hasta 0.5 MPa de succión y posteriormente humedecidas a 0.1 MPa (DDWS y DDWH). En la figura (7.40) se muestran las predicciones de las deformaciones volumétricas y de corte comparadas con los datos experimentales de la muestra DDWS. Las predicciones numéricas del modelo se ajustan bastante bien al comportamiento observado durante los ensayos de laboratorio.

Durante la carga isótropa a succión constante (DDWS), el modelo predice la plastificación cuando se alcanzan los 0.270 MPa de tensión neta. La dirección inicial del vector de incremento de deformación plástica se obtuvo con el cociente de los incrementos de las deformaciones plásticas de corte y volumétrica $d\varepsilon_s^p/d\varepsilon_v^p = -0.558$.

La figura 7.41 muestra la evolución de la superficie de fluencia para la muestra DDWS. Se observa una clara rotación de la superficie de fluencia ocasionada por las deformaciones plásticas inducidas por el aumento de la tensión neta. Al inicio, esta rotación es lenta, pero progresivamente aumenta su velocidad. Esta predicción de la rotación del potencial plástico y de la superficie de fluencia fue posible gracias a la ley de endurecimiento adoptada por el modelo (M_α).

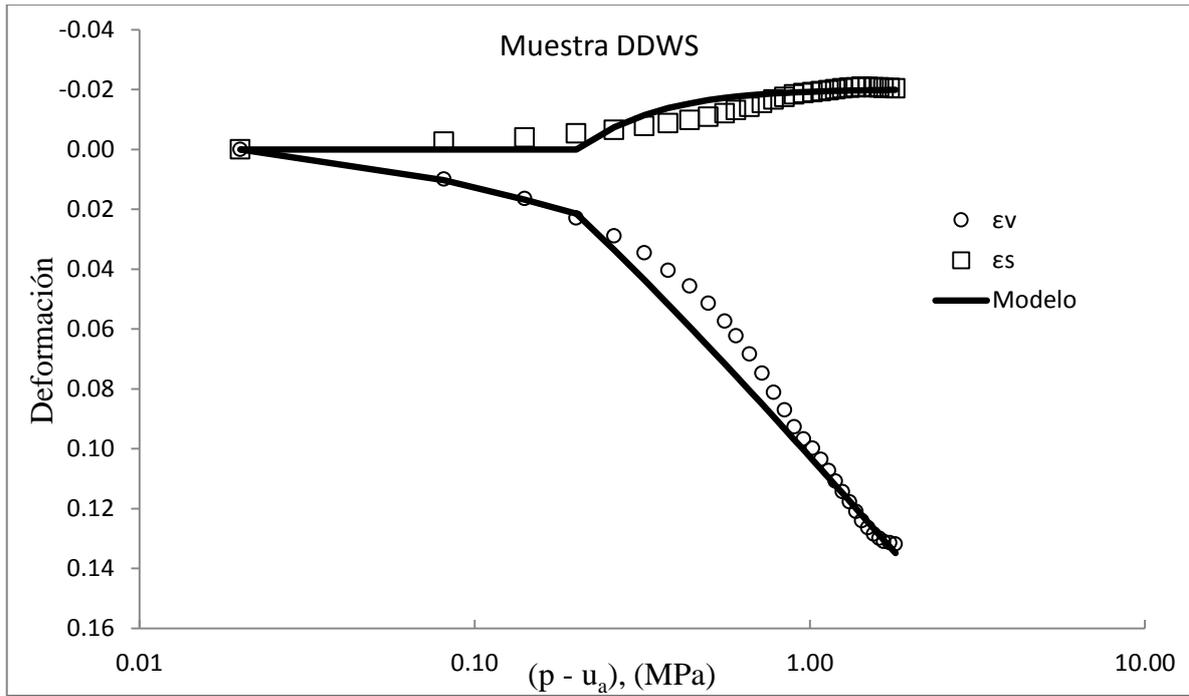


Figura 7.40. Comparación entre los datos experimentales y las simulaciones de ensayos isótopos en términos de la deformación volumétrica (ϵ_v) y de corte (ϵ_s) en la muestra DDWS.

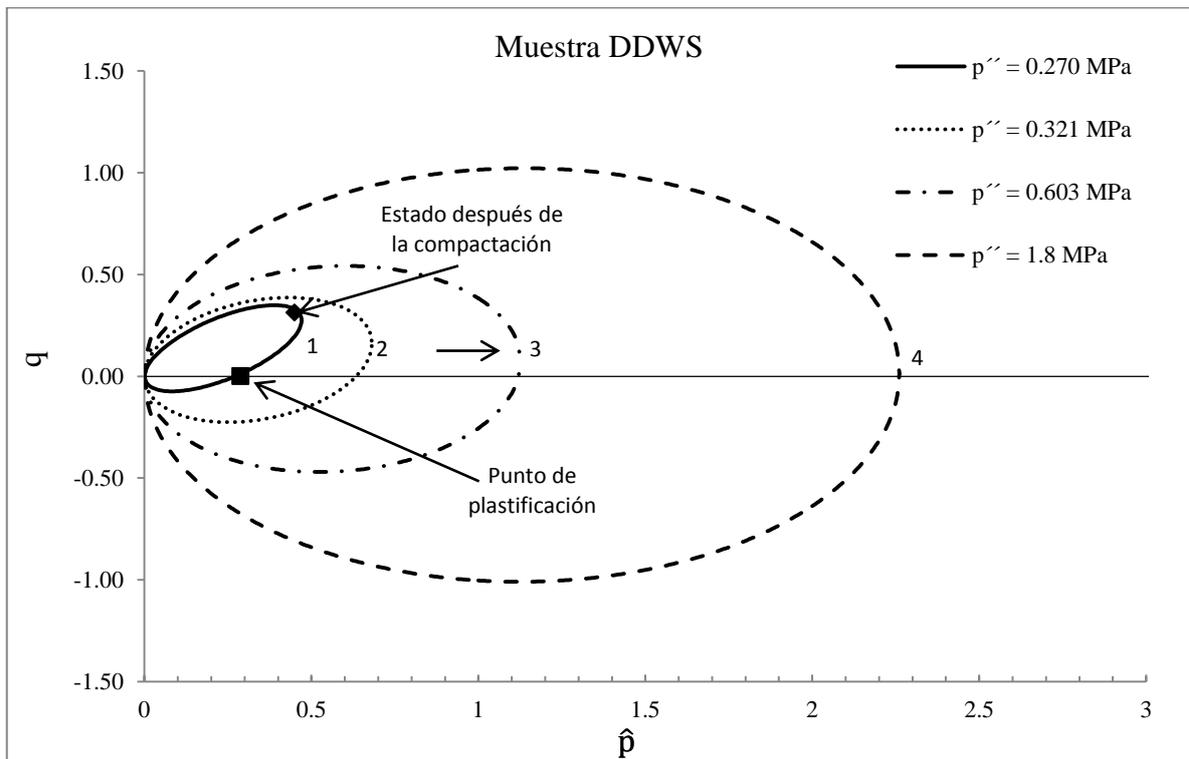


Figura 7.41. Evolución de la superficie de fluencia debido al incremento de la tensión neta en la muestra DDWS.

La figura 7.42 muestra cómo se ajustan los datos experimentales de la muestra DDWH al flujo calculado con el parámetro $c = 50$. En la figura 7.43 pueden verse las simulaciones de las deformaciones volumétricas y de corte comparadas con los resultados experimentales. Se observa que al igual que en el caso anterior existe un muy buen ajuste entre los resultados experimentales y los simulados. Durante la carga isótropa a humedad constante (DDWH), el modelo predice la plastificación cuando se alcanzan los 0.260 MPa de tensión neta. En esta simulación el valor de la succión fue calculado.

A continuación, se analizan las muestras cargadas isótopamente partiendo de la succión de 0.5 MPa (DDS y DDH). En la figura 7.44 se observa cómo ajustan los datos experimentales con el flujo calculado con $c = 50$.

En la figura 7.45 se muestran las predicciones de las deformaciones volumétricas y de corte comparadas con los resultados experimentales de las muestras DDS y DDH. El patrón de deformaciones volumétricas registradas demuestra que los especímenes ensayados partiendo de la succión de 0.5 MPa de succión, entran en plastificación desde el inicio de la carga isótropa.

Las simulaciones realizadas demuestran que el comportamiento deformacional de las muestras sometidas a carga isótropa puede ser reproducido con bastante aproximación con este modelo elastoplástico. Aunque las muestras fueron cargadas isótopamente su respuesta deformacional fue claramente anisótropa. Al aumentar la carga isótropa el grado de anisotropía de las muestras va disminuyendo progresivamente, lo que se corrobora en los gráficos de deformación vs tensión neta (figuras 7.40, 7.43 y 7.45), en los que las trayectorias de corte (ϵ_s) se vuelven más horizontales a medida que la tensión se hace mayor. En los gráficos que muestran la evolución del flujo teórico y experimental (figura 7.36, 7.42 y 7.44), se observa que al ir cargando a la muestra, el flujo llega a valores muy próximos a cero. Lo anterior implica que los vectores de incremento de deformación plástica están muy inclinados en un principio y al final adquieren una posición horizontal, es decir, que la anisotropía se va borrando a medida que aumenta la carga.

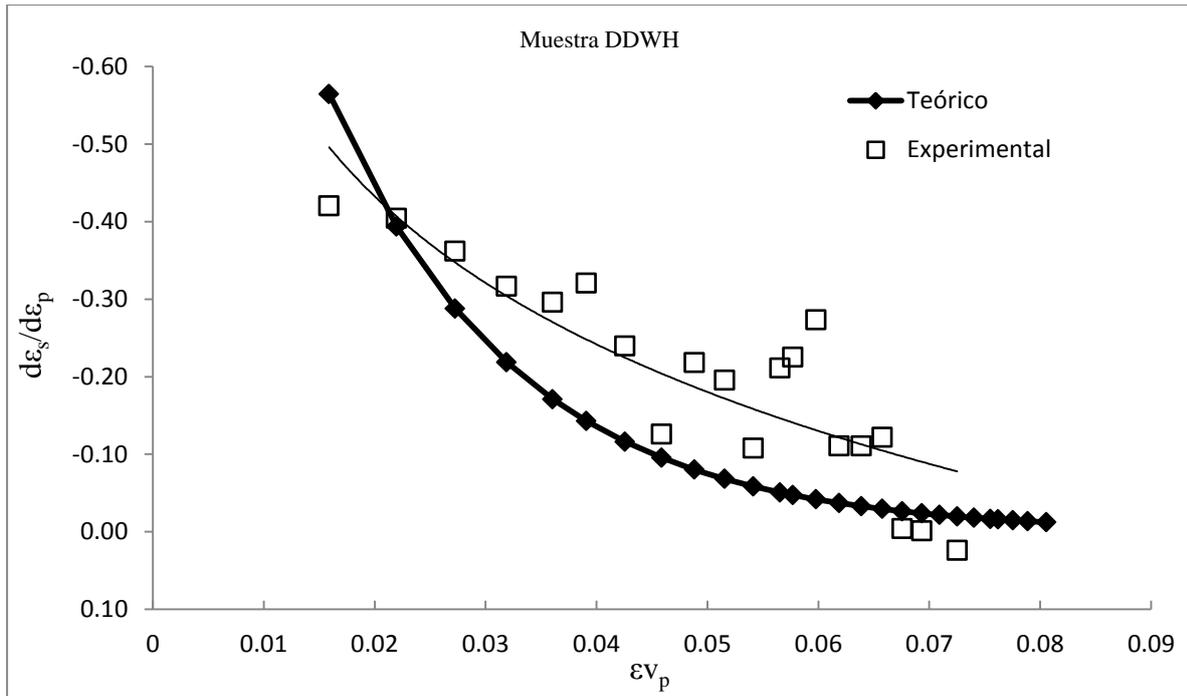


Figura 7.42. Dirección de flujo teórico y experimental para muestra DDWH.

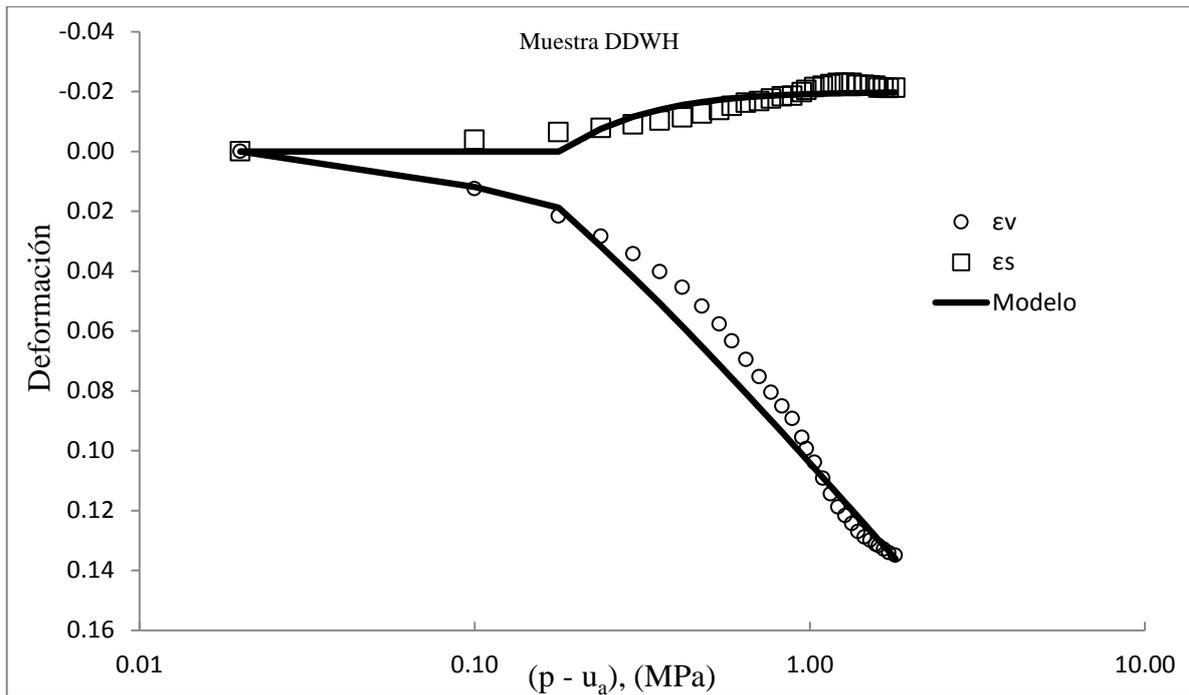


Figura 7.43. Comparación entre los datos experimentales y las simulaciones de ensayos isótopos en términos de la deformación volumétrica (ϵ_v) y de corte (ϵ_s) en la muestra DDWH.

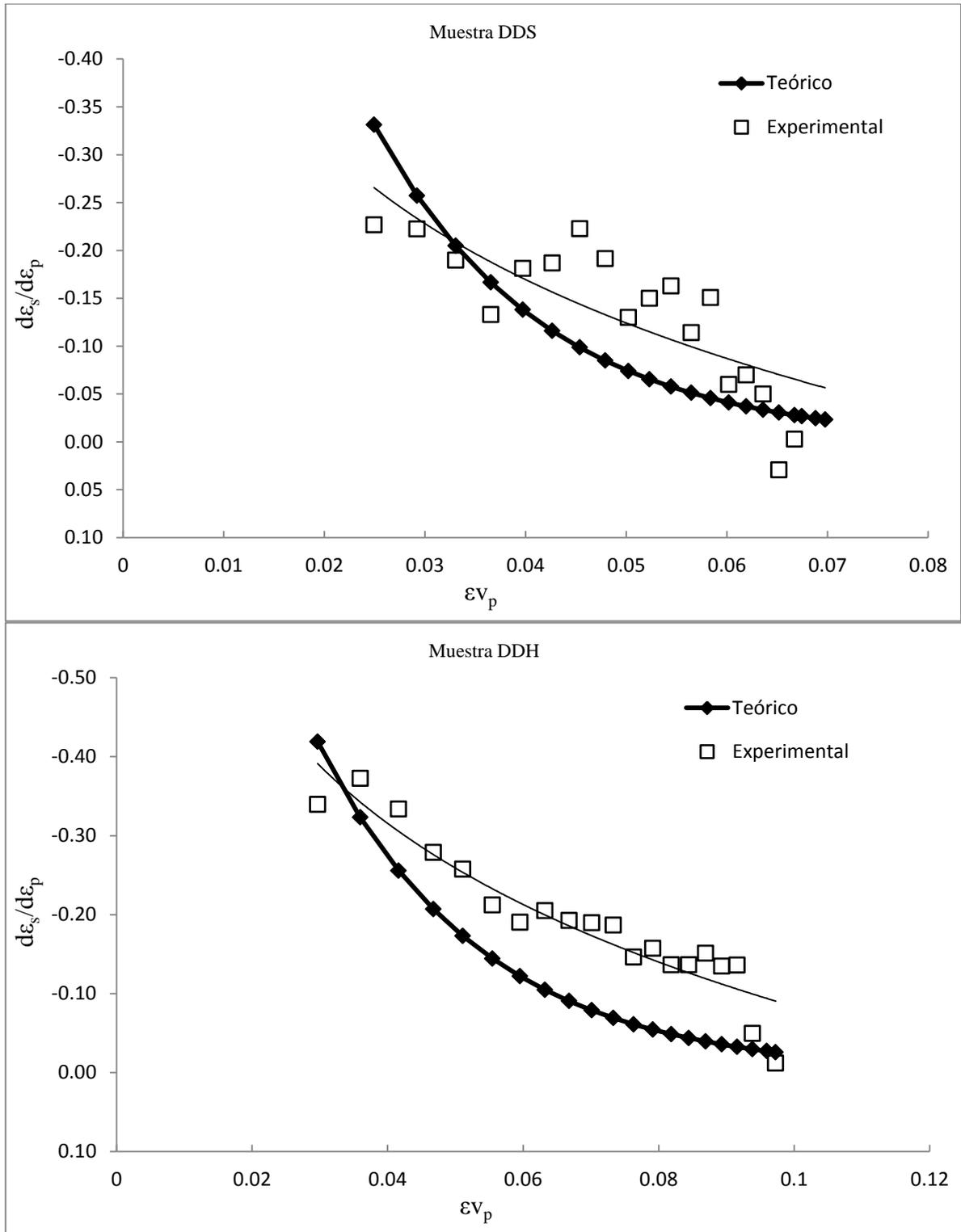


Figura 7.44. Dirección de flujo teórico y experimental para las muestras DDS y DDH.

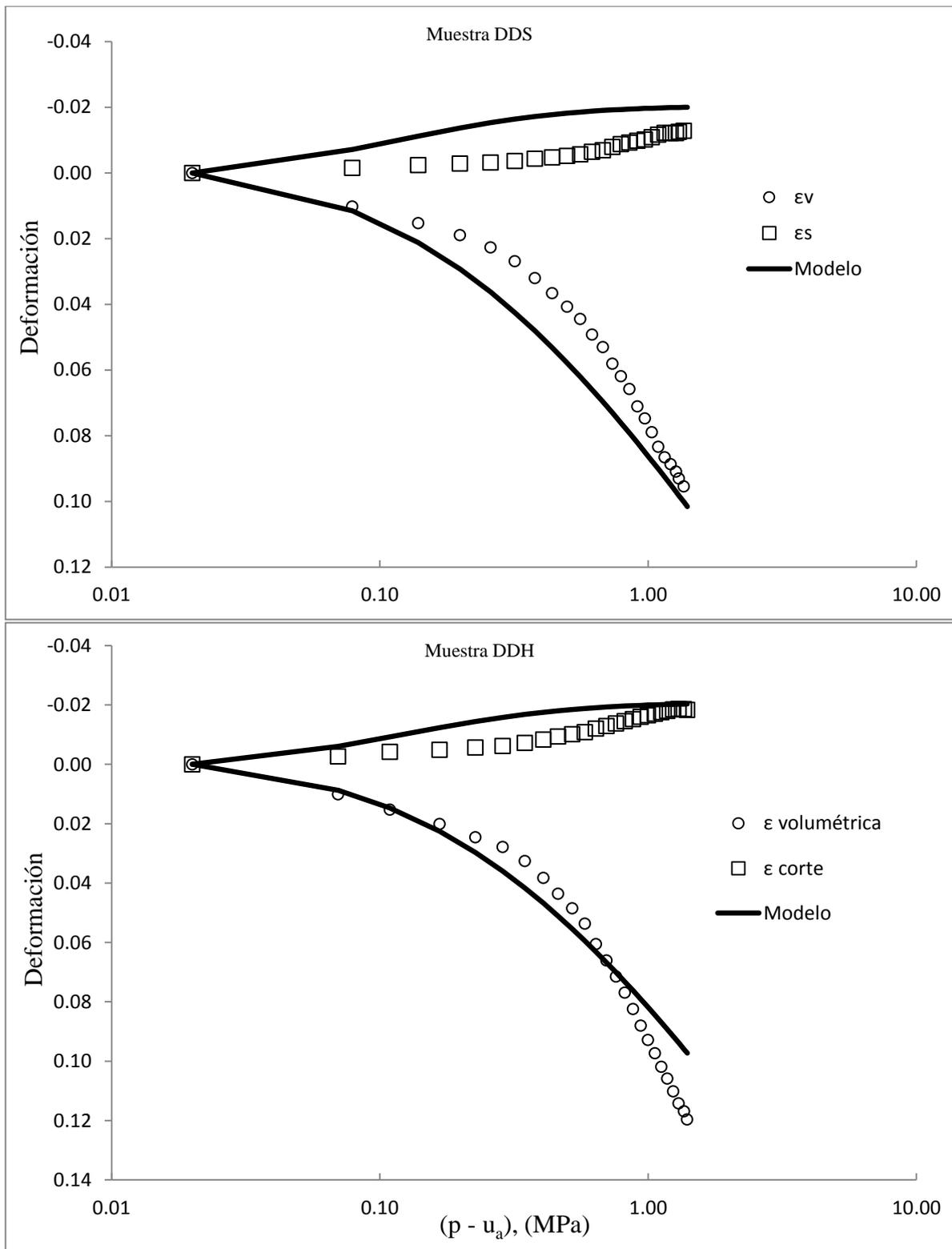


Figura 7.45. Comparación entre los datos experimentales y las simulaciones de ensayos isótopos en términos de la deformación volumétrica (ϵ_v) y de corte (ϵ_s) en las muestras DDS y DDH.

7.6 Análisis del módulo de corte a pequeñas deformaciones

En esta sección se analizan los resultados experimentales –presentados en el capítulo 6– de la determinación de la rigidez a pequeñas deformaciones ($G_{m\acute{a}x}$) sobre muestras de la arcilla de baja plasticidad de Barcelona elaboradas del lado seco y del lado húmedo de compactación.

La determinación del módulo $G_{m\acute{a}x}$ se realizó con los dispositivos *bender elements* construidos en esta investigación –descritos en el capítulo 3–, usando la configuración clásica del ensayo, en la cual la sonda emisora de las ondas de corte se coloca en la parte superior de la muestra y la sonda receptora se sitúa en la parte inferior. El objetivo de este ensayo fue determinar la velocidad de las ondas de corte que atraviesan la muestra de suelo y conocer la magnitud del módulo $G_{m\acute{a}x}$ que se encuentra asociado a esta velocidad.

Para conocer la evolución de este importante parámetro a lo largo de las trayectorias hidromecánicas realizadas, se realizaron ensayos *bender elements* en las muestras en condiciones iniciales de compactación así como en cada uno de los puntos marcados sobre las trayectorias tensionales descritas en el capítulo 5. De manera adicional se realizaron ensayos a humedad constante partiendo de las condiciones iniciales de compactación en las muestras elaboradas del lado seco y del lado húmedo hasta alcanzar una tensión confinante de 1.8 MPa. Se realizaron mediciones del $G_{m\acute{a}x}$ en diferentes etapas de cada ensayo.

La información recabada de todos los ensayos *bender elements* fue interpretada bajo un marco conceptual –basado en el trabajo de Suriol *et al.*, (2014)–, que considera las características microestructurales de las muestras y su evolución a lo largo de las trayectorias hidromecánicas, así como información de las curvas de retención analizadas en la sección 7.3. Se utilizó el plano Proctor de compactación para trazar contornos de igual $G_{m\acute{a}x}$.

7.6.1 Descripción y calibración del modelo

De acuerdo con lo expuesto por Hardin y Black (1969) y utilizando la tensión constitutiva (\bar{p}) propuesta por Alonso *et al.*, (2013), el módulo de corte a pequeñas deformaciones ($G_{m\acute{a}x}$) se puede obtener para condiciones isotrópicas mediante la siguiente expresión empírica:

$$G_{m\acute{a}x} = A f(e) \left(\frac{\bar{p}}{p_{ref}} \right)^n p_{ref} OCR^k \quad 7.42$$

$$f(e) = \frac{(2.975 - e)^2}{1 + e} \quad 7.43$$

Donde A y n son constantes adimensionales del material, p_{ref} es una tensión de referencia, $f(e)$ es una función del índice de poros y el OCR es la relación de sobreconsolidación. Hardin y Black (1968) – citados por Mitchell y Soga (2005) – encontraron que el parámetro k es función del índice de plasticidad. Viggiani y Atkinson (1995b) reportaron un valor de k de 0.3 para muestras de kaolin reconstituidas y de 0.35 para muestras inalteradas y reconstituidas de la arcilla de Londres.

Se sabe que a medida que el índice de poros disminuye, el contacto entre partículas se incrementa, por lo que el módulo de corte a pequeñas deformaciones aumenta. Este efecto es tomado en consideración por el factor $f(e)$.

En la ecuación 7.43 se decidió utilizar el índice de poros (e) en lugar de e_M –utilizado por Suriol *et al.*, (2014) –, porque en las muestras del lado húmedo, determinar un valor e_M no es fácil, mientras que el e es más claro y proporciona muy buenos resultados.

La tensión constitutiva (Alonso *et al.*, 2013) es de la forma:

$$\bar{p} = p'' + \bar{S}_r s \tag{7.44}$$

Donde p'' es la tensión neta ($p - u_a$), s es la succión matricial y \bar{S}_r es el grado de saturación efectivo de acuerdo con Alonso *et al.*, (2013) (ecuación 7.45).

$$\bar{S}_r = \frac{S_r - \xi}{1 - \xi} + \frac{1}{n_s} \ln \left[1 + \exp \left(-n_s \frac{S_r - \xi}{1 - \xi} \right) \right] \tag{7.45}$$

Donde ξ es la variable de estado microestructural (e_m/e) y n_s es un parámetro del modelo que define el grado de suavizado de la ecuación 7.45 para cuando $S_r = \xi$ (figura 7.46). El valor adoptado en esta investigación es $n_s = 0.3$ para todos los casos.

El módulo de corte a pequeñas deformaciones depende del estado actual de tensiones, de su índice de poros y de la historia de tensiones del suelo. Las relaciones de los parámetros de la ecuación 7.42 han sido estudiadas por diversos investigadores para ajustarse a datos experimentales de diferentes tipos de suelo. En la tabla 7.7 se presenta un resumen de la información recabada por Mitchell y Soga (2005) de la relación empírica de las constantes de la ecuación 7.42 determinadas por algunos investigadores.

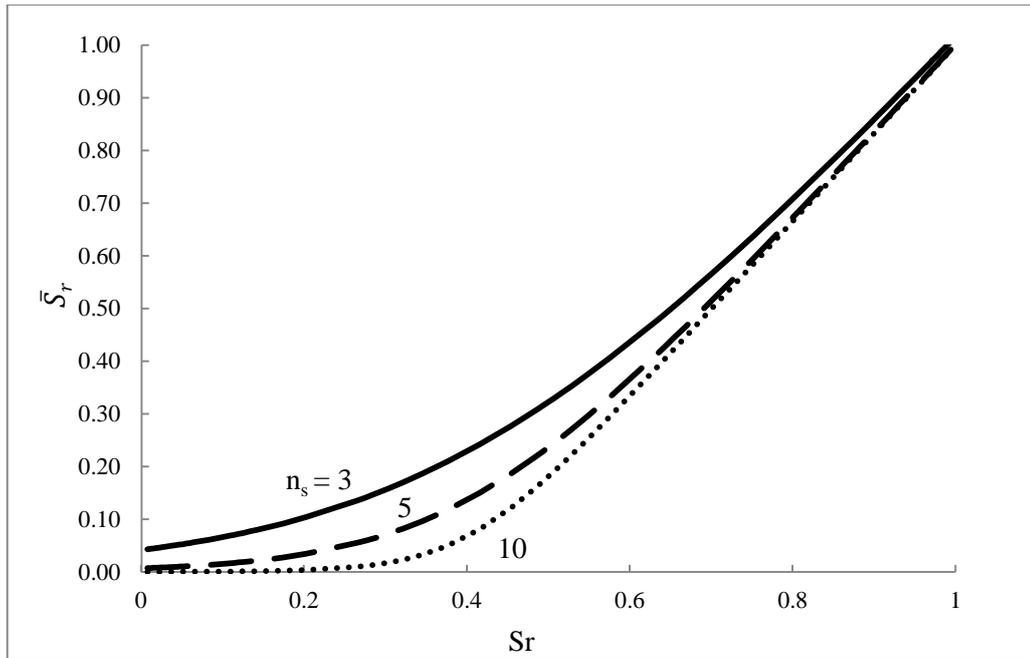


Figura 7.46. Efecto del parámetro n_s en el grado de saturación efectiva.

Tabla 7.7. Coeficientes usados en la ecuación 7.42 (Mitchell y Soga 2005).

Tipo de suelo	A	$f(e)$	n	Rango de índice de poros	Método de prueba ^a	Referencia
Arena Ottawa de grano redondo	6,900	$\frac{(2.174 - e)^2}{1 + e}$	0.5	0.3 - 0.8	RC	Hardin y Richart (1963)
Arena angular de grano molido	3,270	$\frac{(2.973 - e)^2}{1 + e}$	0.5	0.6 - 1.3	RC	Hardin y Richart (1963)
Varias arenas	9,000	$\frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$	0.4	0.6 - 0.9	RC	Iwasaki <i>et al.</i> , (1978)
Arena Toyoura	8,000	$\frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$	0.5	0.6 - 0.8	TX cíclico	Kokusho (1980)
Arena Ticino	7,100	$\frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$	0.43	0.6 - 0.9	RC y TS	Lo Presi <i>et al.</i> , (1993)
Kaolinita NC reconstituida	3,270	$\frac{(2.973 - e)^2}{1 + e}$	0.5	0.5 - 1.5	RC	Hardin y Black (1968)
Varias arcillas NC inalteradas	3,270	$\frac{(2.973 - e)^2}{1 + e}$	0.5	0.5 - 1.7	RC	Hardin y Black (1968)

Bentonita NC reconstituída	4,50	$\frac{(4.4 - e)^2}{1 + e}$	0.5	1.6 – 2.5	RC	Marcuson y Wahls (1972)
Varios limos y arcillas inalteradas	8,93-1,726	$\frac{(2.973 - e)^2}{1 + e}$	0.46 - 0.61	0.4 – 1.1	RC	Kim y Novak (1981)
Arcillas italianas inalteradas	4,400 – 8,100	$e^{-1.3}$ (rango promedio e^{-x} : x 1.11 a 1.43)	0.40 – 0.58	0.6 1.8	RC y BE	Jamiolkowski <i>et al.</i> , (1995)b
Varias arcillas blandas	5,000	$e^{-1.5}$	0.5	1 - 5	SCPT	Shibuya y Tanaka (1996)c
Varias arcillas blanda	18,000 – 30,000	$\frac{1}{(1 + e)^{2.4}}$	0.5	1 - 6	SCPT	Shibuya <i>et al.</i> , (1997)c

^aRC: columna resonante, TX: ensayo triaxial, TS: ensayo de corte torsional, SCPT: ensayo de cono sísmico.

^bDesde condiciones de tensión anisótropa.

^cEmpleando σ'_v en lugar de p' .

En la tabla 7.7 puede verse que el valor del parámetro n varía entre 0.4 y 0.61.

Las ecuaciones anteriores están compatibilizadas con las curvas de retención que se tienen de las simulaciones realizadas en la sección 7.3. Así para un determinado S_r , los valores de la succión, del índice de poros y de la microestructura (e_m) corresponden a los de las curvas de retención del lado seco y del lado húmedo, según corresponda.

Para calibrar el modelo se incluyeron los datos del módulo de corte obtenidos por Baptista (2013) con equipo de columna resonante (RC) sobre la arcilla de baja plasticidad de Barcelona en muestras elaboradas del lado seco y del lado húmedo del óptimo de compactación para una tensión de confinamiento de 0.1 MPa. Las características del material utilizado por Baptista (2013) se detallan en el capítulo 4. En la tabla 7.8 se exhiben los resultados del módulo de corte a pequeñas deformaciones obtenidos por este investigador sobre muestras elaboradas del lado seco y del lado húmedo en condiciones iniciales de compactación.

A pesar de estar en el rango bajo de deformaciones, los ensayos con columna resonante (RC) tienen tendencia a reportar valores más bajos que los *bender elements* (BE) (Souto et al., 1994; Youn *et al.*, 2008), lo anterior posiblemente esté asociado al nivel de deformación. Youn *et al.*, (2008) comprobaron que estas diferencias se acentúan para grados de saturación elevados. Por lo tanto, para poder realizar una correcta comparación de los datos del módulo de corte determinados en esta investigación con los obtenidos por Baptista (2013), se aumentó 30 % el valor del módulo $G_{m\acute{a}x}$ obtenido por columna resonante en muestras compactadas del lado seco y 50 % en las muestras elaboradas del lado húmedo. Estos porcentajes se determinaron en base a los resultados obtenidos por Lima (2011).

Tabla 7.8. Resultados del ensayo de columna resonante sobre muestras en condiciones iniciales de compactación elaboradas del lado seco (D) y del lado húmedo (W) (Baptista, 2013).

ρ_d (Mg/m ³)	w (%)	Sr	e	$G_{m\acute{a}x}$ (MPa)*
1.60 (D)	12.5	0.50	0.669	111
1.60 (W)	18	0.73	0.669	80
1.80 (D)	12.5	0.70	0.483	198
1.80 (W)	18	1	0.483	100

*Valor aumentado 30 % y 50 % para las muestras del lado seco y del lado húmedo, respectivamente.

La tabla 7.9 muestra los valores de los parámetros introducidos al modelo de $G_{m\acute{a}x}$, los cuales son únicos para ambos tipos de muestras –lado seco y lado húmedo–. Los valores obtenidos fueron los que mejor se ajustaron a los datos experimentales presentados en el capítulo 6. En la figura 7.47 se observa el ajuste del modelo a dichos datos.

Tabla 7.9. Parámetros del modelo del módulo de corte a pequeñas deformaciones.

Parámetro	Definición	Valor
A (MPa)	Constantes del material	65.66
n		0.41
k	Parámetro que depende de la plasticidad del suelo	0
p_{ref} (MPa)	Tensión de referencia	0.1
n_s	Parámetro que define el grado de suavizado en la ecuación del grado de saturación efectivo.	0.3
$p_{m\acute{a}x}$ lado seco (MPa)	Tensión	0.270
$p_{m\acute{a}x}$ lado húmedo (MPa)		0.230

Se tomó en consideración el OCR pero el mejor ajuste del modelo a los datos experimentales indicó que el valor de parámetro k es cero.

Merchán (2011) ha estudiado la variación del módulo de corte a pequeñas deformaciones en la arcilla Boom mediante una expresión general para materiales no saturados de doble porosidad. En su investigación demostró que el parámetro A se podía variar con datos microestructurales. En la expresión propuesta, A es un parámetro de forma de doble estructura que depende del arreglo de las partículas a nivel macro y microestructural, así como del valor de la rigidez de las partículas sólidas.

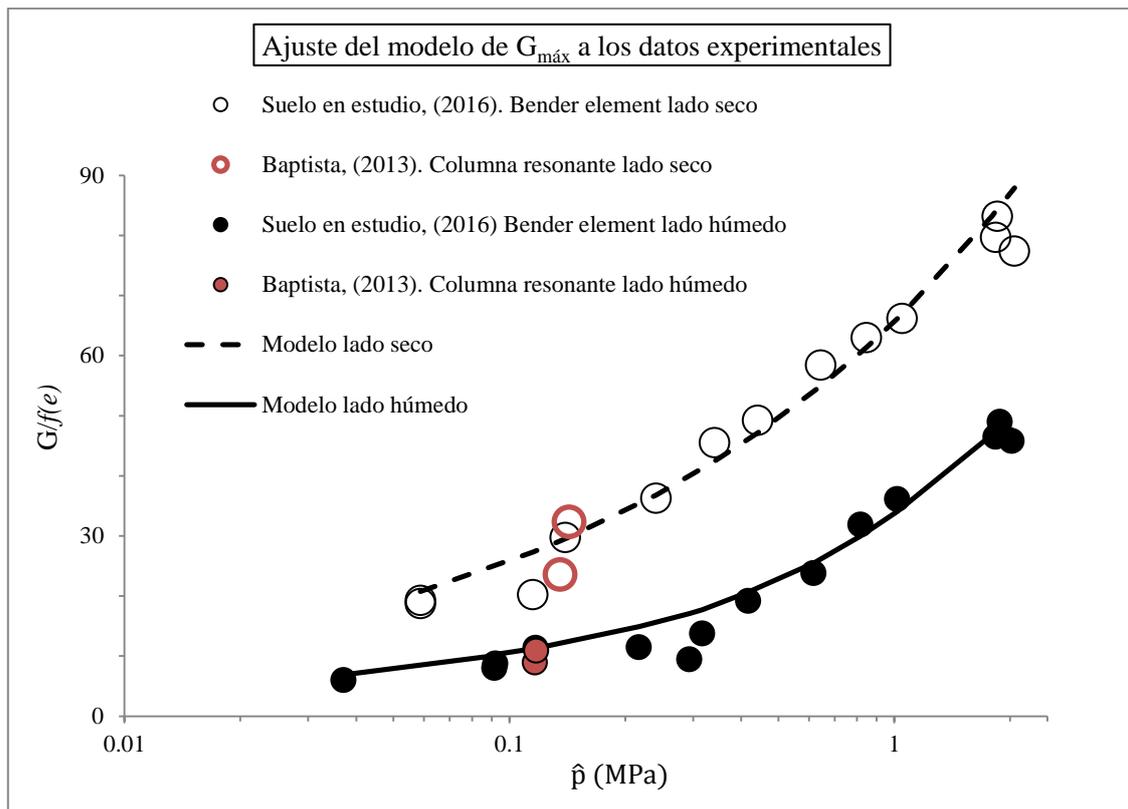


Figura 7.47. Ajuste del modelo de G_{\max} a los valores medidos experimentalmente en muestras elaboradas de lado seco y del lado húmedo de compactación.

7.6.2 Predicciones del modelo

A continuación, se presentan las comparaciones de las predicciones realizadas por el modelo de G_{\max} con los datos experimentales obtenidos mediante el ensayo *bender elements*. Un resumen de las características de cada muestra ensayada se presentó en el capítulo 6. En las tablas 6.10 y 6.12 se encuentra información de las muestras elaboradas del lado seco, mientras que para las elaboradas del lado húmedo se encuentra en las tablas 6.11 y 6.13.

También se graficaron los datos obtenidos por Baptista (2013) con columna resonante en muestras elaboradas del lado seco y del lado húmedo del mismo suelo. Las características de dichas muestras se exponen en la tabla 7.8.

Debido a que –además de los datos de Baptista (2013) – sólo se cuenta con una par de valores de $G_{\text{máx}}$ de muestras en condiciones iniciales de compactación –los correspondientes a las muestras D y W–, se determinó mediante el ensayo *bender elements* el módulo de corte a pequeñas deformaciones en muestras en condiciones iniciales de compactación –“*as-compacted*”– elaboradas a distintas humedades y densidades secas. A cada muestra se le sometió a dos tensiones confinantes –0.1 MPa y 0.2 MPa–. Las trazas de las señales recibidas durante los ensayos se muestran en el anexo E. Las tablas 7.10 y 7.11 muestran las características de dichas muestras.

Tabla 7.10. Módulo $G_{\text{máx}}$ en muestras elaboradas del lado seco a diferentes humedades, densidades secas y tensiones confinantes.

ρ_d (Mg/m ³)	w (%)	Sr (%)	e	$G_{\text{máx}}$ (MPa) $\sigma_3 = 0.1$ MPa	$G_{\text{máx}}$ (MPa) $\sigma_3 = 0.2$ MPa
1.50	10	34.23	0.780	217	237
1.60	12	47.89	0.669	151	189
1.80	11	60.81	0.483	236	252
1.72	12.5	60.24	0.554	165	207

Tabla 7.11. Módulo $G_{\text{máx}}$ en muestras elaboradas del lado húmedo a diferentes humedades, densidades secas y tensiones confinantes.

ρ_d (Mg/m ³)	w (%)	Sr (%)	e	$G_{\text{máx}}$ (MPa) $\sigma_3 = 0.1$ MPa	$G_{\text{máx}}$ (MPa) $\sigma_3 = 0.2$ MPa
1.60	15	59.87	0.669	166	189
1.70	16	74.82	0.571	152	163
1.80	17	93.98	0.483	111	151
1.72	18.5	89.16	0.554	103	125

En la figura 7.48, se comparan las predicciones del modelo de $G_{\text{máx}}$ para distintos valores del índice de poros con los valores medidos experimentalmente para muestras elaboradas del lado seco a diferentes humedades y densidades secas. Todas las muestras están en condiciones iniciales compactación y

sometidas a una tensión confinante de 0.1 MPa. Los resultados se muestran en función del grado de saturación.

En la figura 7.49 se muestra la misma comparación pero esta vez para todo el conjunto de datos experimentales del lado seco expuesto en el capítulo 6 –muestras *as-compacted*, muestra cargada a humedad constante desde las condiciones iniciales de compactación y las muestras DDS, DDH, DDWS y DDWH–. En este caso, las predicciones realizadas por el modelo abarcan distintos índices de poros y tensiones confinantes.

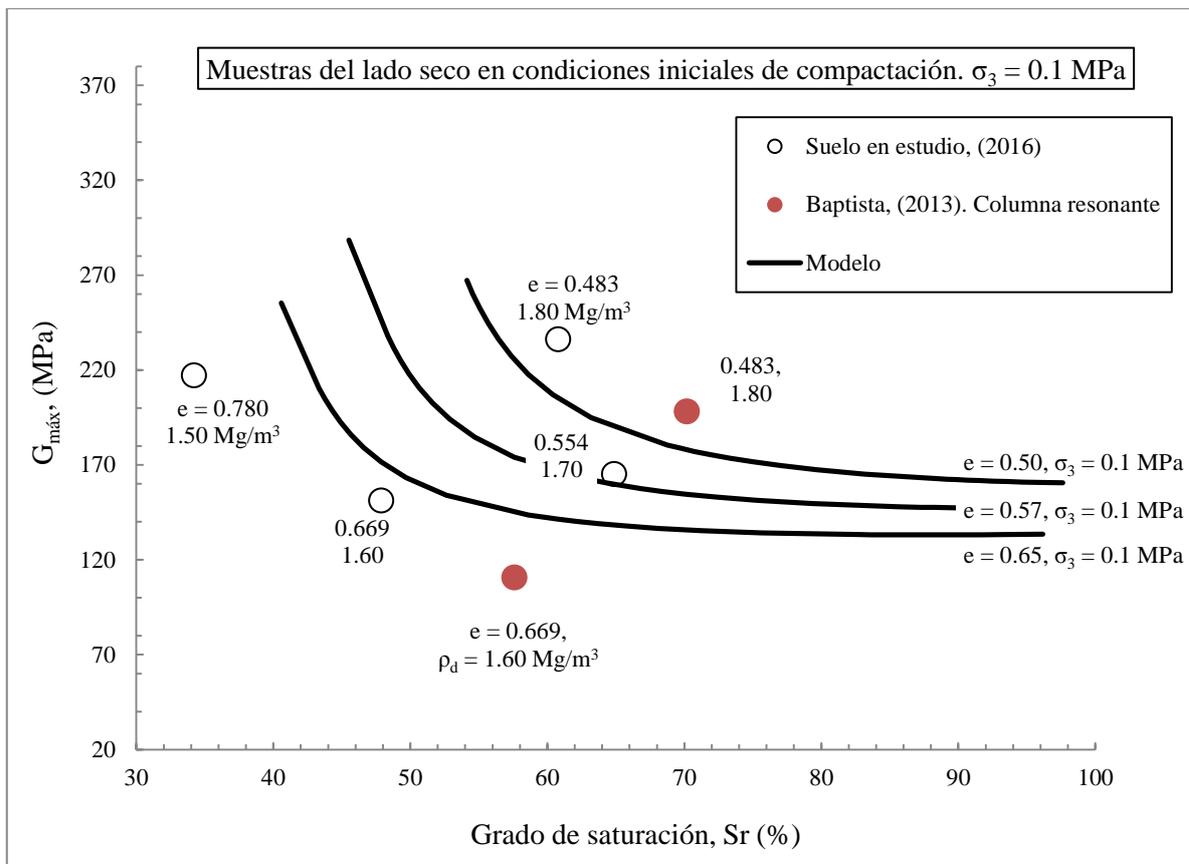


Figura 7.48. Comparación entre los resultados experimentales y las predicciones del modelo a distintos índices de poros y un mismo confinante para las muestras elaboradas del lado seco.

En la figura 7.48 puede verse el efecto de la densidad seca y el grado de saturación sobre el valor del módulo $G_{máx}$. Se observa que a medida que el índice de poros disminuye, el módulo $G_{máx}$ aumenta. Lo anterior se debe a que a medida que se reduce el índice de poros, el contacto entre las partículas se incrementa, aumentando la rigidez del suelo. Sin embargo, la muestra compactada a menor densidad seca, es decir, 1.5 Mg/m³, exhibe el segundo valor más alto de $G_{máx}$. Esto es un efecto directo del grado de saturación, ya que la muestra posee un valor muy bajo del Sr. Todo lo anterior parece indicar que para Sr

< 40 % la que la densidad seca deja de ser el principal factor que condiciona el valor de $G_{\text{máx}}$ y lo que rige el valor del módulo de corte es el grado de saturación.

La influencia del grado de saturación se hace más evidente en muestras que exhiben la misma densidad seca pero distinto S_r . Tal es el caso de las muestras compactadas a 1.60 y a 1.80 Mg/m^3 . De ambas densidades secas existen dos muestras con diferentes grados de saturación. En los dos casos se observa que la muestra que exhibe el módulo $G_{\text{máx}}$ mayor es la que posee el S_r más bajo. Lo anterior se debe a que a grados de saturación bajos las ondas de corte se transmiten con mayor eficiencia entre la partículas. El modelo fue capaz de reproducir este comportamiento con buena aproximación a los datos experimentales.

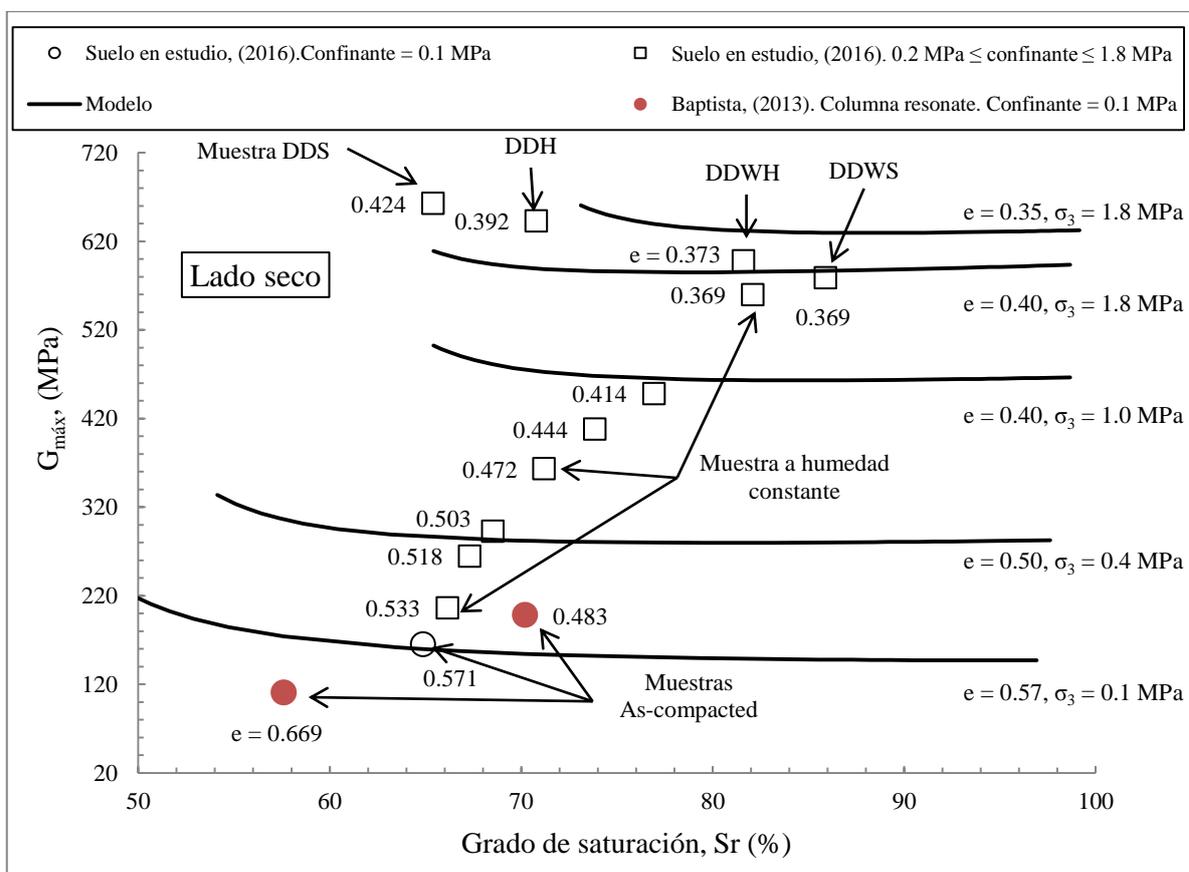


Figura 7.49. Comparación entre los resultados experimentales y las predicciones del modelo a distintos confinantes e índices de poros para las muestras elaboradas del lado seco.

En el capítulo 6 –tabla 6.12– se mostró la evolución del módulo $G_{\text{máx}}$ en una muestra elaborada del lado seco cargada a humedad constante desde las condiciones iniciales de compactación ($w = 12.5\%$, $\rho_d = 1.70 \text{ Mg}/\text{m}^3$). La figura 7.49 muestra dicha evolución en función del grado de saturación comparada con las predicciones del modelo para distintos valores confinantes y del índice de poros. Además se grafican los valores del módulo de corte a pequeñas deformaciones obtenido en las muestras DDH, DDS, DDWH

y DDWS. Al igual que el caso de las muestras en condiciones iniciales de compactación –figura 7.48– se observa que el modelo tiene buen ajuste con los datos experimentales. La variación del módulo $G_{\text{máx}}$ en la muestra cargada a humedad constante evidencia que a medida que aumenta el S_r –por efecto de una disminución del índice de poros– aumenta el valor del módulo de corte a pequeñas deformaciones.

En este tipo de muestras –elaboradas del lado seco–, el modelo predice que a partir de grados de saturación mayores a 80 %, cualquier incremento en el S_r de las muestras produce muy pocos cambios en el valor del módulo de corte a pequeñas deformaciones (figuras 7.48 y 7.49). Esto se debe a que los contornos de igual $G_{\text{máx}}$ predichos para este tipo muestra, en general exhiben un comportamiento casi lineal, teniendo su parte curva para grados de saturación menores a 80 %.

Se utilizó el plano Proctor de compactación para elaborar contornos de igual $G_{\text{máx}}$ en las muestras elaboradas del lado seco. Las figuras 7.50 y 7.51 muestran dichos contornos elaborados para tensiones confinantes de 0.1 MPa y 0.2 MPa, respectivamente. En ambas figuras puede verse que la variación del módulo de corte a pequeñas deformaciones se debe simultáneamente a los cambios en la densidad seca y en el contenido de humedad de las muestras.

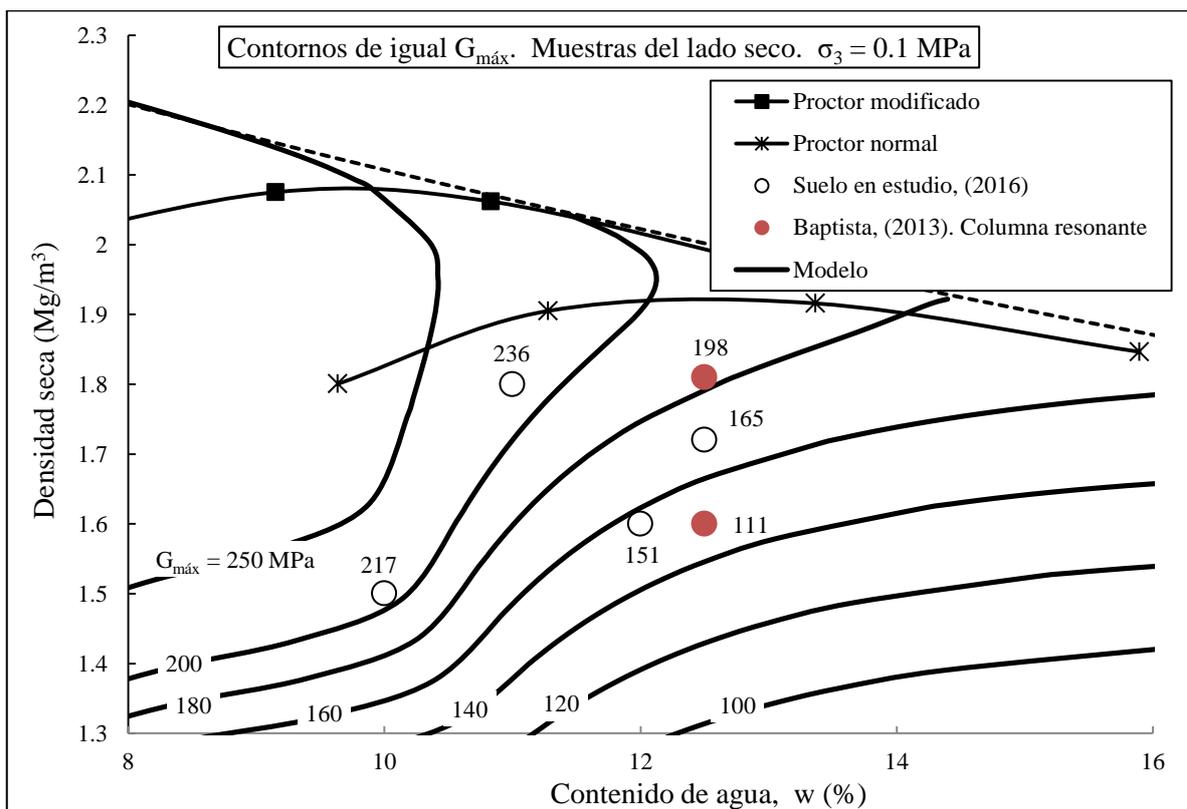


Figura 7.50. Contornos de igual $G_{\text{máx}}$ para variaciones del contenido de humedad y densidad seca en muestras elaboradas del lado seco y ensayadas a una tensión confinante de 0.1 MPa.

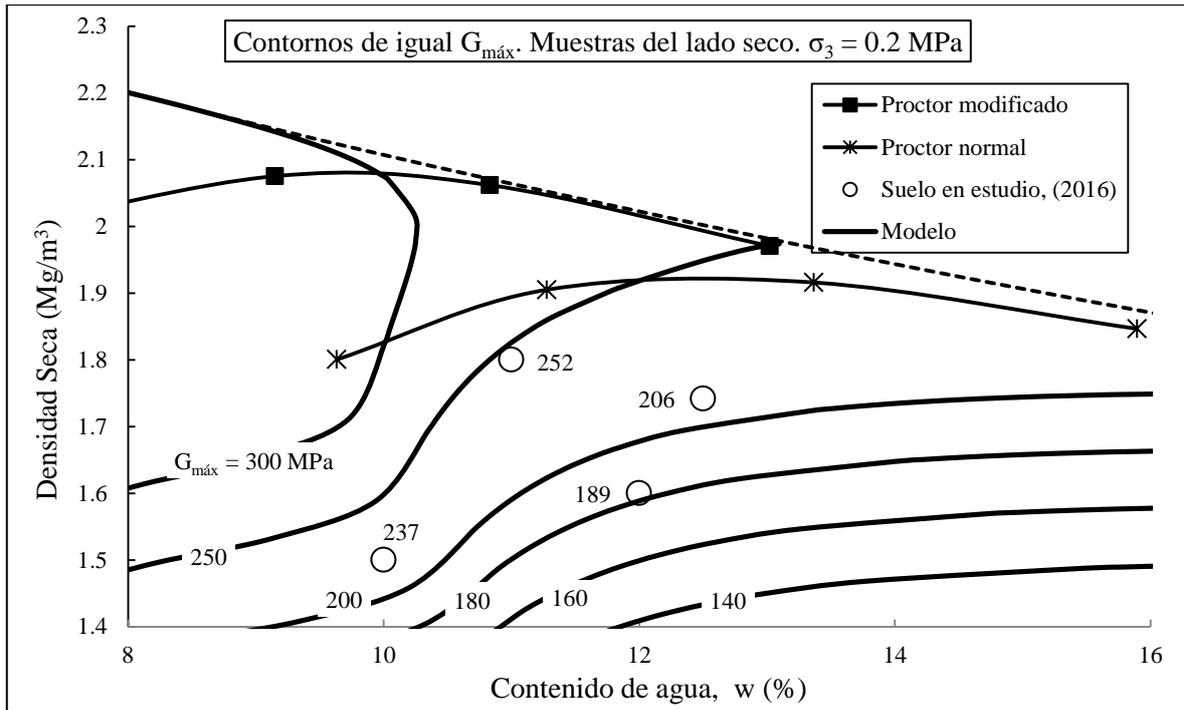


Figura 7.51. Contornos de igual $G_{máx}$ para variaciones del contenido de humedad y densidad seca en muestras elaboradas del lado seco y ensayadas a una tensión confinante de 0.2 MPa.

Los resultados mostrados anteriormente evidencian que las predicciones de las curvas de igual $G_{máx}$ realizadas por el modelo, se ajustan bastante bien para los datos experimentales de las muestras elaboradas del lado seco.

En la figura 7.52 se muestra la comparación de los valores de $G_{máx}$ medidos experimentalmente sobre las muestras elaboradas del lado húmedo con las predicciones del modelo para distintos valores del índice de poros. Las muestras están fabricadas del lado húmedo a diferentes contenidos de humedad y densidades secas. En la tabla 7.11 se muestra un resumen de sus características. Se incluyen también los valores determinados por Baptista (2013) con equipo de columna resonante –tabla 7.8–. Todas las muestras están en condiciones iniciales de compactación y sometidas a una tensión confinante de 0.1 MPa.

Por su parte, la figura 7.53 exhibe la misma comparación para todo el conjunto de datos experimentales del lado húmedo. Las predicciones realizadas por el modelo se realizaron bajo distintos valores del índice de poros y de tensiones confinantes. Los resultados se muestran en función del S_r .

Un comportamiento similar al observado en las muestras del lado seco (D) se observa en las compactadas del lado húmedo (W): la variación del módulo $G_{máx}$ depende simultáneamente de los cambios en el índice de poros y del grado de saturación.

En las figuras 7.52 y 7.53 puede verse que los contornos de igual $G_{\text{máx}}$ predichos por el modelo para las muestras W poseen una mayor curvatura que los predichos para las muestras del lado seco, siendo particularmente evidente en la figura 7.52.

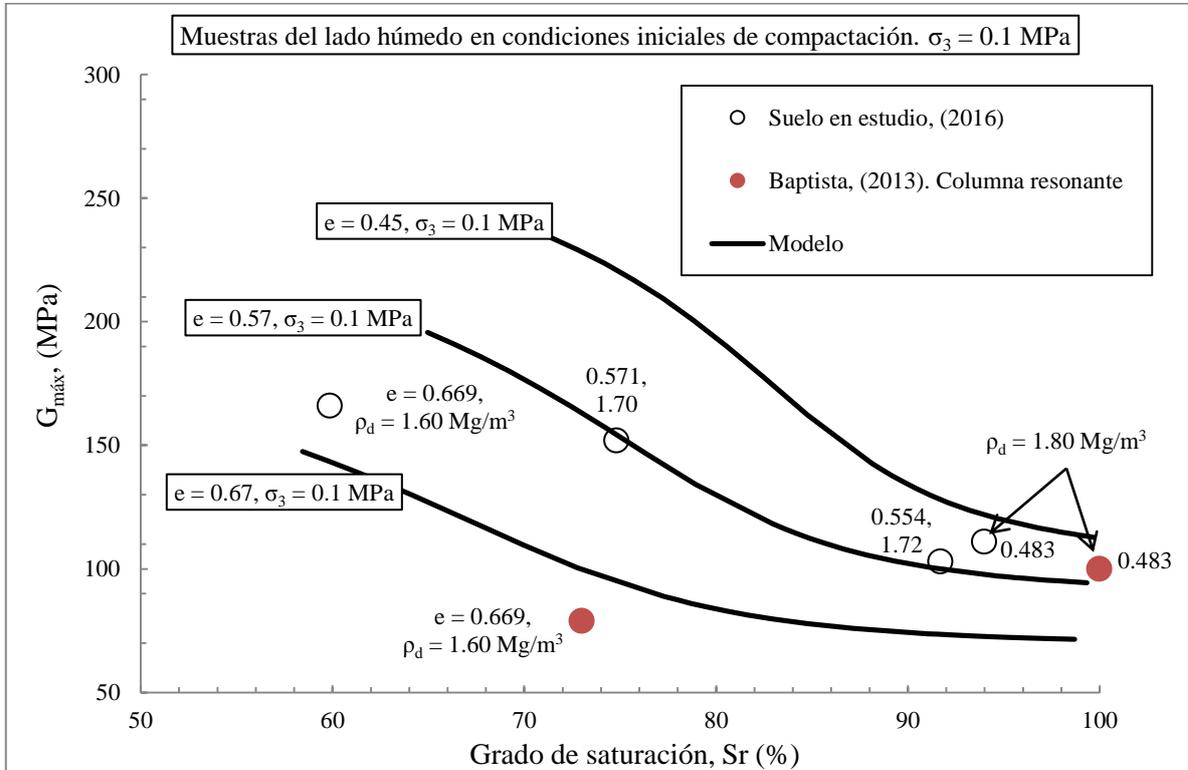


Figura 7.52. Comparación entre los resultados experimentales y las predicciones del modelo a distintos índices de poros y un mismo confinante para las muestras elaboradas del lado húmedo.

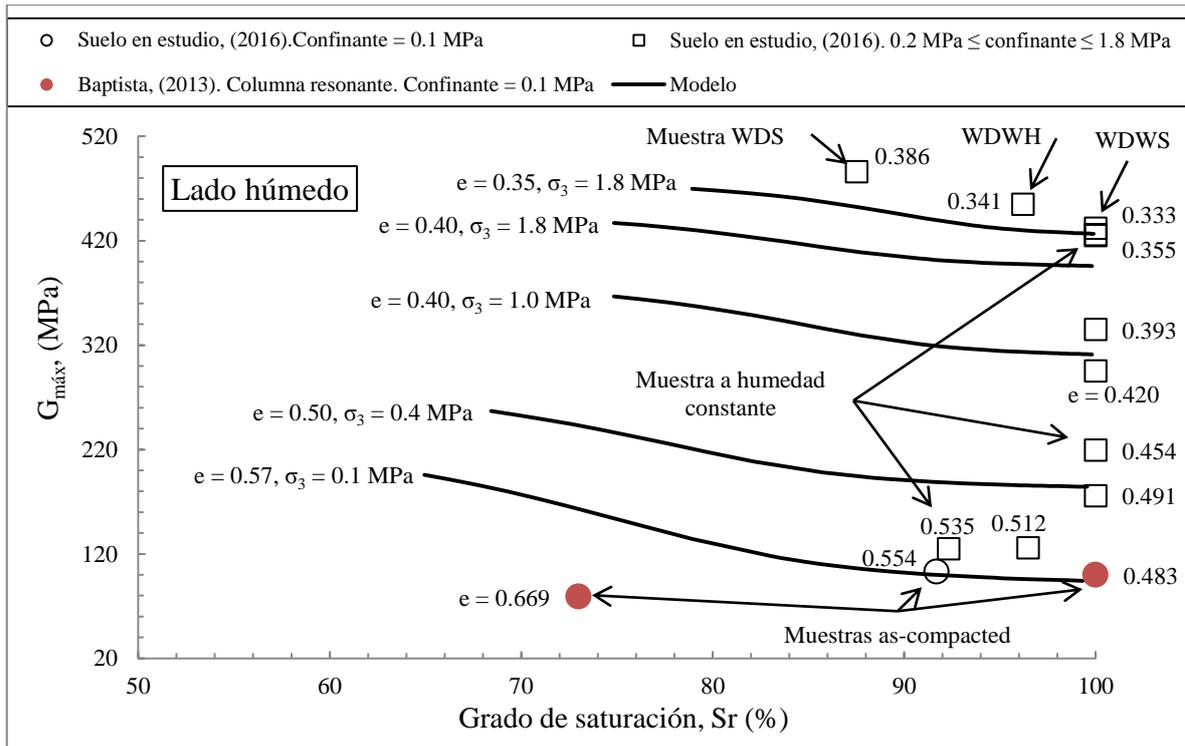


Figura 7.53. Comparación entre los resultados experimentales y las predicciones del modelo a distintos confinantes e índices de poros para las muestras elaboradas del lado seco.

En la figura 7.52 se observa que a partir de grados de saturación mayores a 90 % las variaciones del Sr no producen cambios importantes en el valor del módulo $G_{máx}$. Por el contrario, en las muestras con valores del Sr menores a 90 % las variaciones del grado de saturación representan cambios considerables en el valor del módulo $G_{máx}$. Puede verse que existen tres muestras que superan el 90 % de Sr y otras tres que están por debajo de este valor. Se hace evidente que las primeras exhiben valores similares de $G_{máx}$, mientras que en las muestras con un Sr menor a 90 % las diferencias son mayores. En ambos grupos existen muestras con el mismo índice de poros -0.483 para el grupo con $Sr > 90 \%$ y 0.669 para el grupo con $Sr < 90 \%$. En todos los casos se observa que la muestra con mayor módulo de corte a pequeñas deformaciones es la que posee menor Sr. Lo anterior pone en evidencia la influencia del grado de saturación en la variación del módulo $G_{máx}$ en las muestras elaboradas del lado húmedo. Al igual que en el caso de las muestras del lado seco el modelo fue capaz de reproducir este comportamiento con buena aproximación a lo registrado experimentalmente.

Al igual que en las muestras elaboradas del lado seco, se utilizó el plano Proctor de compactación para trazar contornos de igual $G_{máx}$. Las figuras 7.54 y 7.55 muestran dichos contornos elaborados para tensiones confinantes de 0.1 MPa y 0.2 MPa, respectivamente.

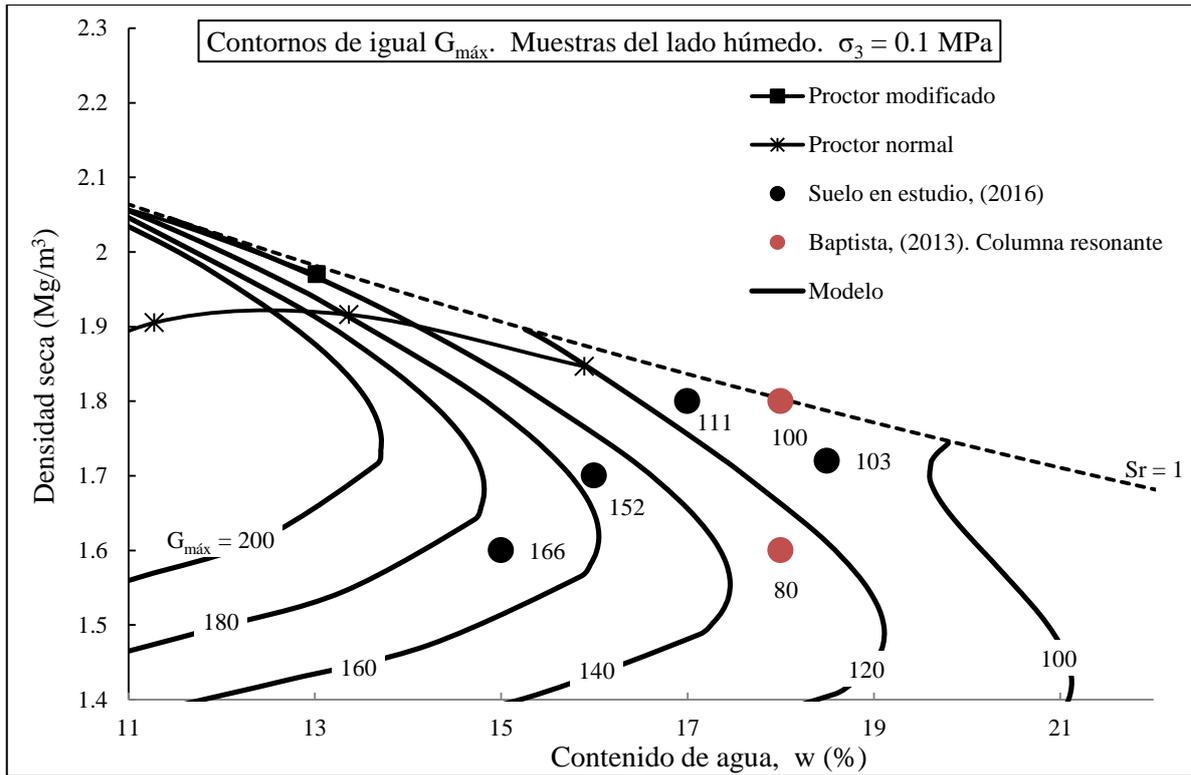


Figura 7.54. Contornos de igual $G_{m\acute{a}x}$ para variaciones del contenido de humedad y densidad seca en muestras elaboradas del lado húmedo y ensayadas a una tensión confinante de 0.1 MPa.

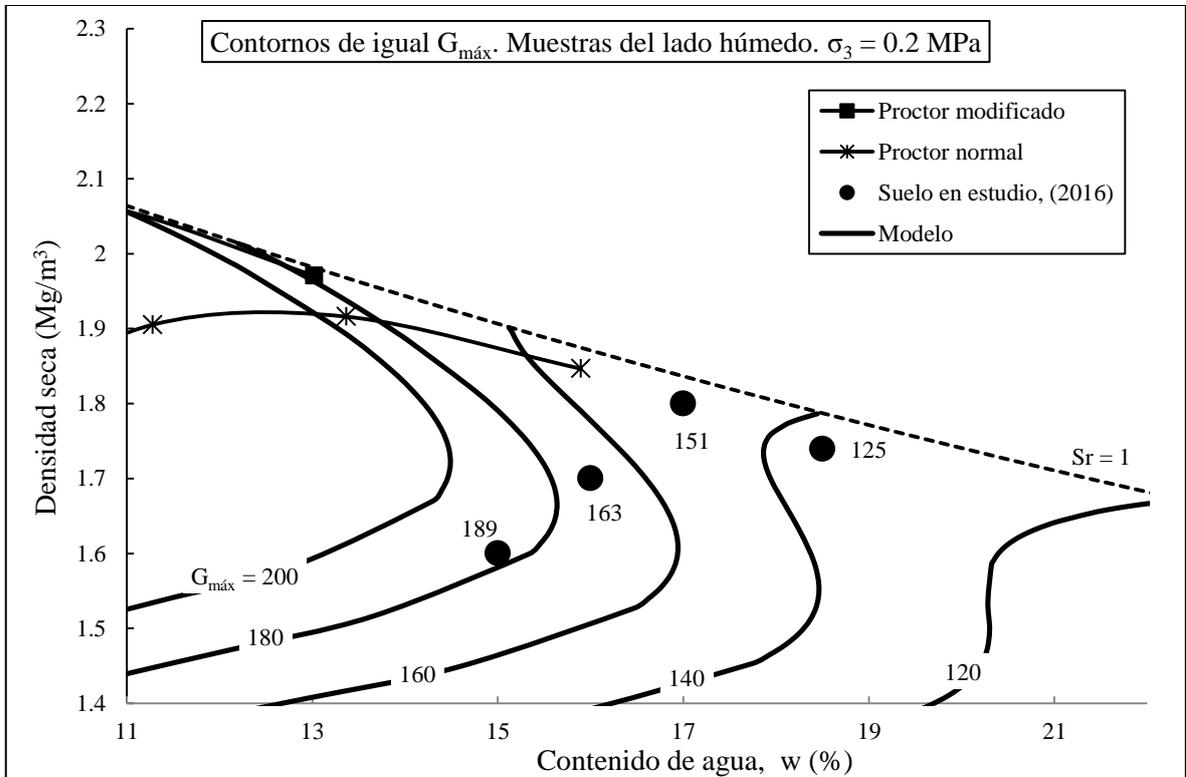


Figura 7.55. Contornos de igual $G_{m\acute{a}x}$ para variaciones del contenido de humedad y densidad seca en muestras elaboradas del lado húmedo y ensayadas a una tensión confinante de 0.2 MPa.

En ambas figuras puede verse que el valor de $G_{\text{máx}}$ depende en gran medida de la tensión confinante a la que la muestra está sometida, así como del contenido de humedad con el que se elabora la muestra. Este comportamiento sugiere que la variación del del módulo de corte a pequeñas deformaciones se debe a la densificación y desaturación de las muestras.

El modelo fue capaz de reproducir exitosamente la variación del módulo $G_{\text{máx}}$ en muestras en condiciones iniciales de compactación tanto del lado seco como del lado húmedo. Lo anterior se corrobora mediante los contornos de igual $G_{\text{máx}}$ representados en el plano Proctor de compactación, los cuales exhiben buen ajuste a los datos experimentales.

CAPÍTULO 8. RESUMEN, CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

8.1 Conclusiones

8.1.1 Resumen de la investigación realizada

En esta investigación se ha seguido una metodología principalmente experimental con la finalidad de estudiar la influencia de la microestructura en el comportamiento hidráulico y mecánico de un suelo (arcilla de baja plasticidad) estáticamente compactado, así como seguir la evolución de la microestructura inducida por la compactación a lo largo de diferentes trayectorias tensionales. La microestructura, entendida como la distribución del tamaño de poros, se ha estudiado principalmente mediante porosimetría por intrusión de mercurio.

El comportamiento hidráulico se ha centrado en el estudio de la curva de retención y la permeabilidad saturada a distintos índices de vacíos y a diferentes distribuciones del tamaño de poros (microestructura). Por otra parte, el comportamiento mecánico se ha enfocado hacia el estudio de la compresibilidad ante carga/descarga y secado/humedecimiento, así como de la superficie de fluencia en el plano succión : tensión neta media. Se ha partido de dos humedades diferentes (identificadas como W y D) a una misma densidad seca del material (inferior a la densidad máxima del Proctor normal). De esta manera se generaron dos microestructuras iniciales diferenciadas en el material, básicamente asociadas al desarrollo de los tamaños de los agregados con la humedad.

La etapa inicial de la investigación ha involucrado el desarrollo, puesta a punto y calibración de sensores de una nueva célula isótropa con control y medida de la succión matricial, que incluye cabezales con *bender elements* para seguir la evolución de la rigidez al corte a pequeñas deformaciones. Igualmente se definió un programa de ensayos muy específico, que involucró cambios de succión a tensiones netas medias constantes, así como cargas/descargas a humedad constante (con medida de la succión) y a succión constante (con medida de los cambios de humedad).

A continuación, se presentan las conclusiones derivadas de las diferentes etapas desarrolladas, que se han dividido en los siguientes apartados:

- a) Caracterización del material utilizado y estados iniciales tras la compactación.
- b) Desarrollo de la nueva célula isótropa con medida local de la deformación, con control y medida de succión, y con *bender elements*.
- c) Resultados experimentales y su interpretación a través de modelos constitutivos avanzados.

8.1.2 Caracterización del suelo utilizado y estados iniciales tras la compactación

El material utilizado fue una arcilla limosa roja de la ciudad de Barcelona (España) de baja plasticidad CL (límite líquido de 30.5 % y límite plástico de 19.5 %). La densidad de las partículas sólidas del suelo fue de 2.67 Mg/m³.

Se ha compactado estáticamente a dos humedades contrastantes (D a 12.5% y W a 18.5%) y a una misma densidad seca de 1.70 Mg/m³ (inferior a la densidad máxima del Proctor normal de 1.92 Mg/m³). Los grados de saturación son 58% para D y 87% para W. De esta manera se logran crear dos estados diferenciados de microestructura, a partir de los cuales se han seguido trayectorias de secado, humedecimiento y de carga/descarga isótropa. La tensión vertical máxima de compactación aplicada durante la elaboración de las muestras D fue de 0.600 MPa a una succión matricial de 0.10 MPa, mientras que para las elaboradas W fue de 0.350 MPa (succión matricial de 20 kPa).

Para conocer la distribución de tamaños de poros de las muestras se utilizó la porosimetría por intrusión de mercurio (MIP) y el microscopio electrónico de barrido de emisión de campo (FESEM). Se observó que las muestras del lado seco D exhiben una distribución de tamaños de poros bimodal, con una proporción significativa de macroporos (poros entre agregados) con un tamaño dominante de 40 µm y una microporosidad (poros dentro de agregados) menos desarrollada cuyo tamaño dominante es de 500 nm. Por su parte, en las muestras elaboradas del lado húmedo W se presenta una microporosidad más desarrollada (agregados más grandes). El tamaño dominante de esta microestructura es de 1 µm. Para la macroporosidad –la cual aparece en menor proporción–, el tamaño dominante es de 30 a 50 µm. Las observaciones al microscopio también corroboraron la disminución del volumen de macroporos.

Como parte de la caracterización básica del material se determinaron las curvas de retención de agua a lo largo de trayectorias de secado para los dos estados de compactación (D y W). Para ello, se emplearon los resultados del ensayo de porosimetría por intrusión de mercurio (MIP) siguiendo el procedimiento descrito por Romero (1999) y complementando con lecturas de un psicrómetro de punto de rocío WP4 y de un mini-tensiómetro de precisión T5x-5 (UMS). Las diferencias observadas en las curvas de retención para los dos estados de compactación (D y W) se deben a las características microestructurales de cada una. Se observa un incremento en el valor de entrada de aire de la muestra W como consecuencia de la disminución del volumen de macroporos.

8.1.3 Desarrollo de la nueva célula isótropa con medida local de la deformación, con control y medida de succión, y con *bender elements*

Como parte de la investigación se desarrolló una célula isótropa que incorpora la medida local de la deformación axial y radial, además de poder medir la succión matricial y aplicarla mediante la técnica de traslación de ejes. Con la implementación de dispositivos *bender elements* en ambos cabezales fue posible determinar del módulo de rigidez al corte a pequeñas deformaciones. Está pensado para ensayar muestras

cilíndricas de 38 mm x 39 mm. El tamaño reducido de la muestra permitió que los tiempos de equilibrado de las presiones de agua se redujeran considerablemente. Se diseñaron juegos de cabezal y pedestal, que permiten controlar la succión matricial en la muestra mediante la técnica de traslación de ejes en las trayectorias a succión constante, así como conocer la evolución de la succión matricial durante trayectorias a humedad constante mediante un transductor de presión miniatura.

El sistema implementado para la medición de las deformaciones locales es totalmente novedoso. Está constituido por un palpador axial y cuatro radiales. Estos últimos se encuentran dispuestos de manera ortogonal entre sí para medir los cambios en el diámetro de la muestra. En el extremo exterior (fuera de la cámara) de cada palpador se encuentran instalados dispositivos LVDT que registran los desplazamientos. El principio de operación de los palpadores (extremo interior) está basado en que éstos siempre estén en contacto directo con la muestra. Se deben realizar calibraciones para ajustar el sistema de apriete con resortes y garantizar el contacto con la muestra. Esto es particularmente importante cuando se desarrollan mediciones a lo largo de trayectorias con presión de cámara variable. El sistema de medida local de la deformación mediante palpadores es preciso y fiable, como se demostró durante las trayectorias de carga isótropa realizadas en esta investigación. Son fáciles de instalar, influyen muy poco en la deformación de la muestra y sus lecturas son estables en ensayos de larga duración (el LVDT externo no está afectado por variaciones de la presión de cámara).

El diseño del sistema para el control de la succión matricial utiliza la técnica de traslación de ejes: piedra cerámica, rodeada de anillos metálicos concéntricos que hacen la función de filtro. La particularidad de estas piezas es que pueden albergar –debajo de la piedra cerámica– un transductor de presión miniatura con resolución de 1 kPa. Así pues, para determinar la evolución de la succión matricial en las muestras, se mide la presión de agua en rango positivo (trasladada mediante la aplicación de presión de aire) debajo de la piedra cerámica. El sistema de presión de aire cuenta con un sistema de entrada y salida, que permite eliminar el aire disuelto que puede migrar a través de la cerámica saturada. Las variaciones de la succión en la muestra se evidencian en un cambio de la presión de agua en la pequeña cámara situada bajo la piedra cerámica. Mediante este sistema de medida de la succión matricial, es posible registrar de manera muy precisa su evolución en trayectorias a humedad constante. El diseño del juego de pedestal y cabezal, también permite controlar la succión, lo que es de gran ayuda en trayectorias que requieran imponer una succión previa al suelo antes de cargarlo a humedad constante. Se realizaron calibraciones para determinar la mejor velocidad de carga isótropa y así minimizar los efectos del aire disuelto en la cámara de medida de presión de agua.

Otro de los principales sistemas de medida de la nueva célula isótropa es el sistema *bender elements* para la determinación del módulo de corte a pequeñas deformaciones. Los dispositivos fueron diseñados y construidos en el laboratorio. La determinación del módulo $G_{\text{máx}}$ en la nueva célula isótropa se realizó mediante el diseño de un pedestal y un cabezal para alojar a los dispositivos piezoeléctricos dentro de la célula isótropa.

La nueva célula isótropa desarrollada en esta investigación tuvo un desempeño excelente durante la campaña de ensayos. Permitió conocer en cualquier punto de las trayectorias tensionales seguidas el valor del índice de poros (e), el grado de saturación (S_r), el módulo de corte G_{\max} y la succión matricial (s). El registro continuo de las deformaciones y de los cambios en el contenido de humedad de las muestras mediante un controlador digital de presión de agua, proporcionó un registro constante de la respuesta hidromecánica de las muestras durante el seguimiento de las trayectorias tensionales.

La nueva célula isótropa en su conjunto constituye un equipo de laboratorio potente, versátil e idóneo para proporcionar datos de gran calidad que ayuden a una correcta evaluación del comportamiento hidro-mecánico de los suelos compactados.

8.1.4 Resultados experimentales y su interpretación a través de modelos constitutivos avanzados

8.1.4.1 Programa experimental

El programa experimental implementado en esta investigación tuvo como objetivo reproducir el comportamiento hidro-mecánico –ocasionado por los cambios en la succión matricial y la tensión– de muestras compactadas a dos diferentes estados, con estructuras iniciales claramente distintas. El programa también se definió teniendo en cuenta las características de la célula isótropa desarrollada. Tal como se indicó anteriormente, el programa se enfocó únicamente en dos estados iniciales contrastantes (D y W). A partir de estas condiciones, se siguieron trayectorias que involucran el secado y humedecimiento de las muestras, así como cargas isótropas a humedad y succión constantes. Estas condiciones de compactación contrastantes permitieron evaluar el efecto de la microestructura en la compresibilidad del suelo, así como en la curva de retención, ante los cambios tensionales y de succión experimentados.

Para poder comparar la compactación del lado seco y del lado húmedo, se generó sobre todas las muestras un mismo estado tensional y una misma historia previa de succión mediante un secado en dos fases (0.1 MPa y 0.5 MPa) a un nivel de tensión vertical muy reducido. Al aplicar este valor máximo se pretendía que las dos muestras estuvieran históricamente sometidas a la misma succión máxima y que los cambios del índice de poros al aplicar la succión inicial no influyeran mucho sobre la superficie de fluencia LC (y así entender mejor los efectos de la microestructura). Igualmente es importante señalar que en ambos casos en las muestras D y W no se originaron cambios importantes del índice de poros al aplicar la succión máxima histórica, y que dicha deformación se recuperaba en una trayectoria de humedecimiento posterior. Es decir, no se inducía ninguna deformación plástica sobre el material que indujera algún cambio sobre la LC inicial. Una vez que las muestras D y W se encontraron en idéntico estado tensional (tensión neta media y succión matricial), se realizaron cargas isótropas a succión y humedad constantes partiendo de dos succiones distintas (0.1 MPa y 0.5 MPa). Igualmente, se contempló

el estudio del comportamiento ante carga isotrópica de las muestras D y W en condiciones totalmente saturadas.

Con el objetivo de seguir la evolución de la microestructura y de conocer su comportamiento, se realizaron ensayos de porosimetría por intrusión-extrusión de mercurio, permeabilidad saturada, retención al agua (secado/humedecimiento) y del módulo $G_{\text{máx}}$ en todas las etapas de las trayectorias tensionales seguidas.

8.1.4.2 Determinación de la microestructura. Cambios observados en la microestructura

Se realizaron ensayos de distribución de los tamaños de poros mediante porosimetría por intrusión de mercurio (MIP) al final de cada una de las etapas de secado, humedecimiento y de carga isotrópica. También se tomaron microfotografías con microscopio electrónico de emisión de campo (FESEM) de los estados iniciales de compactación (D y W), así como también a algunas muestras correspondientes a diferentes estados de carga. Estos ensayos se realizaron sobre muestras descargadas después de alcanzar el punto de estudio. Ello obligaba a repetir la trayectoria tensional para cada punto analizado.

Para describir la microestructura inicial y su evolución, se consideraron dos tipos de poros: macroporos (inter-agregados o poros entre agregados) y microporos (intra-agregados o poros dentro de agregados). En este trabajo el criterio de separación entre ambos fue el diámetro de poro de $5 \mu\text{m}$, ya que en este diámetro se encuentra consistentemente el valle de transición entre los picos dominantes de micro y macroporos de las curvas de frecuencia. Por comparación también se utilizó el criterio de intrusión / extrusión de mercurio (en este criterio la extrusión se asocia al volumen de microporos). Sin embargo, este último criterio no dio resultados consistentes de volumen de microporos con el incremento de la humedad. Es importante diferenciar la microestructura asociada al proceso de compactación, que le imprime una condición inicial muy importante, de los cambios generados a lo largo de las trayectorias hidromecánicas.

De las porosimetrías realizadas en las muestras en condiciones iniciales de compactación se desprende que las muestras D y W poseen una distribución de poros bimodal. La muestra compactada del lado seco (D) presenta una significativa proporción de macroporos, mientras que los microporos están menos desarrollados. Por su parte, la muestra compactada del lado húmedo (W) posee una distribución de poros con una microporosidad muy desarrollada, mientras que los macroporos están presentes en menor proporción.

Se pudo comprobar que en todos los casos, los procesos de humedecimiento y secado en el rango de succiones utilizado ($0.1 - 0.5 \text{ MPa}$) producen una leve variación del valor de la microporosidad. El proceso de saturación a volumen constante ocasiona en ambos tipos de muestras D y W, que la microporosidad aumente (los agregados expanden) y consecuentemente los macroporos disminuyan.

El principal efecto de la carga isotrópica sobre todas las muestras ensayadas fue una reducción masiva de la macroporosidad existente. Se observó que a la tensión neta máxima (2 MPa) se afecta también a parte de la microestructura, cuando todavía existe cierta macroporosidad. En el caso de las muestras compactadas W se observó que el volumen de microporos –porosidad dominante en estas muestras– se reduce considerablemente durante la carga y más que la macroporosidad. Lo anterior puede deberse a que cierta macroporosidad esté encerrada (ocluida) entre agregados.

Los cambios de la microestructura se han evaluado utilizando el índice de poros microestructural e_{micro} (volumen de microporos referido al volumen de sólidos). El índice de poros microestructural es muy sensible a la humedad (Romero, 2013) y está menos afectado por los cambios de porosidad. También puede asociarse a la succión (usualmente la máxima histórica) y a la tensión media neta (usualmente la máxima histórica), así como a la tensión efectiva máxima histórica. Este índice de microporos también se suele normalizar con respecto al índice de poros (variable de estado microestructural $\xi = e_{\text{micro}}/e$, Alonso *et al.*, 2013). Se utilizó el plano Proctor de compactación para representar los valores microestructurales de las muestras en condiciones iniciales. Se consideró el modelo propuesto por Romero *et al.*, (2011) y Romero (2013) para trazar contornos de igual microestructura. Posteriormente, se analizó la evolución de la microestructura en las muestras desde las condiciones iniciales de compactación hasta las obtenidas en cada etapa de las trayectorias hidromecánicas seguidas.

Durante el proceso de saturación a volumen constante desde las condiciones iniciales de compactación en ambos tipos de muestras D y W, se pudo comprobar que tanto el índice de poros microestructural como la variable de estado (ξ) incrementan su valor. Aunque las muestras están saturadas, se observa que debido a que todavía existe un valor de macroporosidad la variable de estado no llega a su máximo valor ($\xi = 1$).

Los contornos de igual microestructura elaborados con el modelo de Romero *et al.*, (2011) tienen en consideración que el efecto del contenido de agua sobre la microestructura es mayor que el ejercido por la densidad seca (el índice de poros no afecta al índice de poros microestructural, al menos en los rangos señalados por Romero (2013)). Es decir, la variable de estado microestructural (ξ) aumenta únicamente por la reducción del índice de poros. Consistentemente en este estudio se observó que para una misma densidad seca, el índice de poros microestructural se incrementa a medida que lo hace la humedad a la que el suelo se compacta. Sin embargo, también se detectó que el índice de poros microestructural disminuye a medida que la densidad seca se incrementa para una misma humedad de compactación. Estos resultados indican que el contenido de humedad y la energía de compactación juegan un importante papel en la formación y desarrollo de los agregados de arcilla. En general se puede decir, que el índice de poros microestructural se ve afectado por la densidad del suelo pero está esencialmente controlado por la humedad inicial de compactación.

Utilizando el mismo marco conceptual empleado en las muestras en condiciones iniciales de compactación, se evaluaron los datos microestructurales obtenidos a lo largo de las trayectorias tensionales seguidas. En lo que respecta a las muestras elaboradas del lado seco, se observó que durante el aumento de la densidad seca y del grado de saturación –producto de la carga isotrópica–, el índice de poros microestructural disminuye en relación con las condiciones inmediatas antes de la carga. Lo anterior se debe a que la carga isotrópica reduce tanto a la macroporosidad como a la microporosidad, debido al importante cambio inducido en el índice de poros a lo largo de la trayectoria de carga. En las muestras elaboradas del lado húmedo pudo comprobarse que asimismo existe una disminución del e_{micro} con respecto a las condiciones antes de la carga. Sin embargo, en este caso, la disminución fue mucho mayor. Esto parece obedecer a que en las muestras del lado húmedo la microporosidad está mucho más desarrollada que la macroporosidad, razón por la cual se espera que los microporos se vean más afectados por la carga isotrópica.

Al comparar ambos tipos de muestras en el plano que relaciona al índice de poros microestructural (e_{micro}) con el contenido de humedad (e_w) –este último definido como el volumen de agua referido al volumen de sólidos–, se observa que las diferencias en e_{micro} se hacen más importantes para valores altos de e_w . Esto se nota particularmente al comparar los datos de e_{micro} a lo largo de las trayectorias realizadas. Según el contenido de humedad decrece, el índice de poros microestructural tiende a parecerse en ambos tipos de muestras, de tal manera que los e_{micro} del lado seco y del húmedo prácticamente son los mismos alrededor de un valor del contenido de humedad de $e_w = 0.25$.

En esta investigación se ha comprobado que la microestructura creada durante el proceso de compactación depende en gran medida de la humedad, pero también de la densidad seca de compactación. En un mismo suelo, los cambios en estas condiciones dan origen a diferentes microestructuras, y por lo tanto, a respuestas diferenciadas del mismo suelo frente a acciones mecánicas e hidráulicas.

8.1.4.3 Comportamiento hidráulico. Permeabilidad saturada y curvas de retención

Un parámetro que pone en evidencia las diferencias microestructurales en los suelos compactados es la permeabilidad saturada que se obtiene después de la compactación. Esto se debe esencialmente a la presencia de los macroporos conectados más conductivos.

Las diferencias en términos de permeabilidad saturada entre las muestras D y W fueron más evidentes para las condiciones iniciales de compactación. Se espera que estas diferencias disminuyan por la entrada de agua a la microestructura. Las muestras D fueron las que exhibieron mayor permeabilidad debido a la presencia de una mayor macroporosidad mejor conectada. Sin embargo, estas diferencias en la permeabilidad saturada van disminuyendo a medida que el índice de poros total se reduce. De esta manera, al final de la carga isotrópica, los índices de poros en ambos tipos de muestra son muy similares, al

igual que los valores de permeabilidad saturada. Los resultados de las muestras D y W pudieron representarse en función del índice de poros de la macroporosidad, donde se observó que todavía las muestras D presentaron una mayor permeabilidad. Este comportamiento evidencia que la permeabilidad saturada es muy sensible a la magnitud de la macroporosidad, pero también al tamaño dominante de la macroporosidad y de cómo los macroporos se conectan.

Se estudiaron las curvas de retención (ramas principales) tras los estados iniciales de compactación, y se utilizó un modelo de la curva de retención para simular la evolución de las ramas principales de secado y humedecimiento durante la etapa de carga isótropa. El modelo utilizado toma en cuenta la variación del índice de poros, así como la evolución de la microestructura a través de las trayectorias hidromecánicas seguidas mediante la expresión propuesta por Romero *et al.*, (2011), que vincula el índice de poros microestructural (e_{micro}) y el contenido de humedad (e_w). Ello permite modificar el valor de entrada de aire no solo por cambios del índice de poros (aumenta el valor de entrada de aire cuando el índice de poros disminuye), sino también por cambios en e_{micro} (aumenta cuando e_{micro} se incrementa).

Se observó que las predicciones del modelo se ajustan adecuadamente con los datos experimentales a lo largo de las trayectorias hidromecánicas seguidas, principalmente durante las etapas de carga que involucran cambios importantes en el índice de poros. La microestructura de las muestras en condiciones iniciales de compactación, así como su evolución a lo largo de las trayectorias hidromecánicas seguidas, son piezas igualmente clave para el estudio del comportamiento de retención de agua de los suelos compactados.

Un aspecto que es importante resaltar es que los estados hidráulicos de las muestras en condiciones iniciales de compactación no se encuentran sobre la curva de retención principal (de secado) correspondiente a su índice de poros ($e = 0.571$), sino por debajo de ella y sobre una *scanning curve*. Ello se debe a que durante el mojado inicial hasta la humedad de compactación se sigue una trayectoria de humedecimiento principal, pero durante la compactación –que involucra cambios del índice de poros– las curvas principales se modifican y el estado inicial se sitúa entre las curvas principales de secado y humedecimiento. Este aspecto ya fue resaltado por Romero y Vaunat (2000) y Vaunat *et al.*, (2000) sobre muestras más arcillosas. Como consecuencia de lo anterior, durante las trayectorias de secado y de humedecimiento, las muestras compactadas D experimentan cierta ‘rigidez hidráulica’. Dichas muestras no cambian fácilmente su contenido de humedad, a pesar de estar sometidas a cambios importantes en la succión matricial. En el caso de las muestras W, la primera etapa de secado hasta una succión de 0.1 MPa muestra cierta ‘rigidez’ siguiendo una *scanning curve* hasta situarse sobre una curva principal de secado (*main drying curve*) con un índice de poros similar al de compactación ($e = 0.571$). Al aumentar la succión hasta 0.5 MPa sobre estas muestras W se pierde mucho más humedad, pues la trayectoria sigue sobre curvas principales de secado. Es conveniente resaltar que durante esta pérdida importante de humedad, las muestras retraen ($e = 0.571$ a 0.526), por lo que la trayectoria de secado sigue una secuencia de curvas principales de retención con diferentes índices de poros (el estado está siempre situado sobre

dichas curvas principales). Durante el humedecimiento posterior de las muestras W, las trayectorias siguen sobre una *scanning curve* más rígida hidráulicamente, que hace que las muestras recuperen muy poca humedad. Esta rigidez desaparecerá cuando la trayectoria alcance a la curva principal en humedecimiento (*main wetting curve*) que tenga su mismo índice de poros.

8.1.4.4 Comportamiento de cambio de volumen del suelo durante la carga

Los resultados de los ensayos de carga isotrópica sobre muestras D y W a succión constante (0.1 y 0.5 MPa) y humedad constante permitieron evaluar las propiedades de compresibilidad, así como la forma y posición de las superficies de fluencia LC para ambos estados de compactación. Las superficies de fluencia LC (para igual índice de poros) de las muestras D son ligeramente más extendidas en el plano succión : tensión media neta abarcando un dominio elástico mayor en dicho plano. Este hecho resalta la importancia de la microestructura sobre la superficie de fluencia y el efecto que puede tener durante los procesos de colapso durante humedecimiento.

En cuanto al comportamiento volumétrico de las muestras con el incremento de tensión neta, en general se observó que las muestras D presentan mayor rigidez que aquéllas elaboradas del lado húmedo. A su vez, las muestras ensayadas a succión constante experimentaron menos deformaciones volumétricas de compresión (comparadas con las de humedad constante que partieron del mismo estado inicial), debido a que para mantener el valor de succión que les fue impuesto, expulsaron agua, con lo que aumentaron su rigidez.

Inicialmente se consideró analizar el comportamiento volumétrico de las muestras bajo el marco conceptual desarrollado por Alonso *et al.*, (2013). Después de varios análisis, se concluyó que la compresibilidad no dependía en esencia de la succión efectiva (\bar{s}) ni del grado de saturación efectivo (\bar{S}_r). Tampoco fue apropiado hacer depender la curva LC de la succión efectiva (\bar{s}). Finalmente, para analizar el comportamiento volumétrico de las muestras sometidas a carga saturada y a succión constante se utilizó un modelo en el que muchos de los parámetros están en función del grado de saturación; por ejemplo, la compresibilidad *post-yield* $\lambda(S_r)$ y la superficie de fluencia LC(S_r). De este modo, la compresibilidad de las muestras elaboradas del lado húmedo es mayor que las del lado seco, lo que es coherente con los datos experimentales. El modelo utiliza la tensión constitutiva de Bishop, por lo que para simular un ensayo de carga aumentando la tensión media neta (p'), se considera asimismo el grado de saturación (S_r) y la succión (s). Se consideraron curvas de retención diferentes (asociadas a las diferentes microestructuras) en las que el valor de entrada de aire variaba con el índice de vacíos. El modelo simuló satisfactoriamente la magnitud de la reducción del índice de poros con el incremento de la tensión neta para las diferentes trayectorias analizadas. Asimismo, el modelo pudo reproducir adecuadamente la posición y la forma de la superficie de fluencia y así evidenciar los efectos de la microestructura.

8.1.4.5 Anisotropía inducida por compactación en muestras D

El análisis de las deformaciones experimentadas por las muestras, evidenció que a pesar de que se realizaron trayectorias de carga isótropa, se observó un comportamiento anisótropo. En todas las muestras ensayadas la deformación axial resultó menor que la deformación radial, lo que refleja la mayor rigidez de la muestra en la dirección axial. Esta anisotropía transversal se induce durante el proceso de compactación unidimensional, lo que da lugar a una mayor rigidez en la dirección axial como consecuencia de haber experimentado mayor desplazamiento durante la compactación.

Para analizar la evolución de la anisotropía inducida por compactación y su efecto en las propiedades mecánicas del suelo, se utilizó un modelo elastoplástico que incorpora leyes de endurecimiento gobernadas por las deformaciones plásticas volumétricas y afectadas por el grado de saturación (Romero y Jommi, 2008). Las muestras analizadas fueron las elaboradas del lado seco, debido a que durante su compactación requirieron una tensión mayor, lo que se traduce en un grado de anisotropía mayor. Se logró reproducir correctamente los cambios de dirección de los vectores de deformación plástica durante las trayectorias de carga, que tienden a una deformación isótropa a tensiones elevadas (la anisotropía se reduce con las deformaciones plásticas acumuladas).

8.1.4.6 Módulo de rigidez al corte a pequeñas deformaciones

Para interpretar los resultados experimentales de los ensayos *bender elements* realizados en las muestras D y W, se utilizó un modelo para la rigidez al corte a pequeñas deformaciones $G_{m\acute{a}x}$ (Suriol *et al.*, 2014), que incorpora las características microestructurales de las muestras y su evolución a lo largo de las trayectorias hidromecánicas. Además del efecto del índice de poros, el modelo utiliza los conceptos de grado de saturación efectivo (\bar{S}_r), tensión constitutiva (\bar{p}) (Alonso *et al.*, 2013) e información de las curvas de retención (afectadas por cambios de índice de poros y por la microestructura).

El modelo utilizado permitió estudiar la evolución de $G_{m\acute{a}x}$ con el grado de saturación, así como trazar los contornos de igual $G_{m\acute{a}x}$ para las muestras D y W en el plano Proctor de compactación. Las muestras que exhibieron los valores más altos del módulo $G_{m\acute{a}x}$ fueron aquellas con densidades secas más altas y contenidos de humedad más bajos. Se observó que el $G_{m\acute{a}x}$ se incrementa monótonicamente con la disminución del grado de saturación (para valor del índice de poros constante). En las muestras W, a partir de grados de saturación mayores a 90 % las variaciones de S_r no producen cambios importantes en el valor del módulo $G_{m\acute{a}x}$. En el caso de las muestras D, este valor es del 80 %. También se detectó claramente el efecto de la tensión de confinamiento ($G_{m\acute{a}x}$ aumenta con la tensión de confinamiento). El modelo utilizado reprodujo adecuadamente los datos experimentales.

8.2 Líneas futuras de investigación

En esta investigación se evaluó el efecto de la microestructura asociada a dos estados de humedad contrastantes únicamente para una densidad seca. Sería importante estudiar estos efectos microestructurales a otras densidades secas y humedades para completar la información en el plano de compactación. Ello permitiría definir mejor la variación de la microestructura originada por la compactación y su alteración al seguir trayectorias hidromecánicas. Igualmente sería bueno comparar la microestructura generada cuando se utilizan diferentes métodos de compactación (compactación estática comparada con la dinámica).

Es conveniente seguir estudiando otras posibilidades de modelos microestructurales (índice de poros de la microestructura), que incorporen el efecto de la humedad y del índice de poros, o que alternativamente se puedan formular en términos de la succión máxima histórica, la tensión neta máxima o la tensión efectiva (máxima histórica). En este sentido sería bueno considerar otros tipos de materiales con mayor límite líquido y plasticidad.

Con respecto a las curvas de retención, es importante seguir analizando los efectos de la microestructura y el índice de poros en el valor de entrada de aire, así como las *scanning curves* que se alcanzan tras un proceso de compactación. Esto es importante pues la mayoría de los modelos incorporan el grado de saturación en la variable tensional constitutiva. Si se cuenta con un modelo capaz de simular muy bien la evolución del grado de saturación es posible reproducir mejor el comportamiento mecánico del suelo compactado.

Extender los modelos hidromecánicos con microestructura a estados más generales de tensión, particularmente a la resistencia al corte y a la rigidez frente a cambios de la tensión desviadora. En este último aspecto sería interesante incluir la rigidez de los agregados que se modifica por cambios de succión y cambios del grado de saturación. Igualmente sería interesante explorar los efectos de la microestructura, succión y grado de saturación en la anisotropía elástica y en el parámetro que regula la velocidad de la evolución de la inclinación de la superficie de fluencia.

En lo que se refiere al equipo de laboratorio, una mejora importante de la nueva célula isótropa sería automatizar el sistema de medida de deformaciones locales mediante palpadores para así garantizar en forma automática el adecuado contacto con la muestra a medida que se modifica la presión de cámara o se aplica tensión desviadora. Igualmente sería interesante extender estos sistemas de medidas de deformación locales a otras células (triaxial con control de succión y cilindro hueco).

REFERENCIAS

- Abbiss, C.P. (1981). Shear Wave Measurements of the Elasticity of the Ground. *Géotechnique*, Vol. 31, No. 1, pp. 721–726.
- Agus S.S., y Schanz, T. (2005). Effect of shrinking and swelling on microstructures and fabric of a compacted bentonite-sand mixture. In: H. Bilsel, Z. Nalbantoglu (eds) *Proceedings of International Conference on Problematic Soils GEOPROB 2005*, Famagusta, vol 2. Eastern Mediterranean University Press, Famagusta, pp 543–550, 25–27 May 2005.
- Airò Farulla, C. (2004). Comportamento idraulico e meccanico dell'argilla a scaglie compattata del nucleo delle dighe Scanzano e Rossella. *Proc. of the XXII Geotechnical National Conference*, Palermo, Italy, 445-452.
- Airò Farulla, C. y Ferrari, A. (2005). Controlled suction oedometric tests: analysis of some experimental aspects. *Proceedings of an international symposium on advanced experimental unsaturated soil mechanics (EXPERUS)*, Trento, Italy, pp. 43–48. Rotterdam: Balkema.
- Airò Farulla, C. y Jommi, C. (2005). Suction Controlled Wetting-Drying Cycles on a Compacted Scaly Clay. *Proceedings of International Conference on Problematic Soils*. Eastern Mediterranean University, Famagusta, N. Cyprus.
- Airò Farulla, C., Ferrari, A. y Romero, E. (2007). Mechanical behaviour of compacted scaly clay during cyclic controlled-suction testing. In T. Schanz (ed), *Experimental Unsaturated Soils Mechanics*: 345-354. Berlin. Springer.
- Alonso, E. E. (2004). Suelos Compactados en la Teoría y en la Práctica. *Revista Carreteras*.
- Alonso, E. E., Gens, A. y Hight, D.W. (1987). Special problem soils. General report. In *proceedings of the 9th european conference on soil mechanics and foundation engineering*, Dublin, 3: 1087-1146.
- Alonso, E. E., Gens, A. y Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique* 40, No. 3: 405-430.
- Alonso, E. E., Josa, A. y Gens, A. (1992). Modelling the behavior of compacted soils upon wetting. In Raul J. Marsal Volume, pp. 207–223. Mexico City, Mexico: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS).
- Alonso, E. E., Pinyol, N. M. y Gens, A. (2013). Compacted soil behaviour: Initial state, structure and constitutive modelling. *Géotechnique*. 63, No. 6, 463–478 [<http://dx.doi.org/10.1680/geot.11.P.134>].
- Alonso, E.E. y Navarro, V. (2005). Microstructural model for delayed deformation of clay: loading history effects. *Canadian Geotechnical Journal*. 42: 381–392.

Alonso, E.E. y Pinyol, N.M. (2008). Unsaturated soil mechanics in earth and rockfill dam engineering. Unsaturated soils. Advances in Geo-Engineering. Proceedings of the First European Conference on Unsaturated Soils. Durham, UK. Toll et al. (eds): 3-32.

Alonso, E.E., Pereira J.M., Vaunat, J. y Olivella, S. (2010). A microstructurally based effective stress for unsaturated soils. *Géotechnique* 60, No. 12: 913-925.

Alonso, E.E., Vaunat, J. y Gens, A. (1999). Modelling the mechanical behaviour of expansive clays. *Engineering Geology* 54, No. 1: 173–183.

Al-Rawas A.A. y McGown, A. (1999). Microstructure of Omani expansive soils. *Canadian Geotechnical Journal*. 36:272–290.

Alvarado, G. (2007). Influence of Late Cementation on the Behaviour of Reservoir Sands. Ph.D. thesis, Imperial College, University of London, London.

Alvarado, G. y Coop, M.R. (2007). Influence of stress level in bender element performance for triaxial tests. Proc. 4th Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki, Paper 1419, 1–11.

Alvarado, G. y Coop, M.R. (2012). On the performance of bender elements in triaxial tests. *Géotechnique* 62, No. 1, 1–17 [<http://dx.doi.org/10.1680/geot.7.00086>].

Amaral, M.F. (2012). Modeling and characterization of the dynamic and cyclic behavior of soil-cement admixtures to apply in transport infrastructures. Ph.D. thesis, University of Porto.

Arenas-Lago, D., Vegaa, F.A., Silvab, L.F.O. y Andradea, M.L. (2013). Soil interaction and fractionation of added cadmium in some Galician soils. *Microchemical Journal*. Volume 110. Pages 681–690.

Argyris, J., Faust G., Szimmat, J., Warkne, P. y William, K. (1974). Recent developments in finite element analysis of prestressed concrete reactor vessels. *Nuclear Engineering and Design*. 28:42–75.

Arroyo, M., Amaral, M.F., Romero E. y Viana da Fonseca, A. (2013). Isotropic yielding of unsaturated cemented silty sand. *Canadian Geotechnical Journal*. 50: 807–819 (2013) dx.doi.org/10.1139/cgj-2012-0216.

Arroyo, M., Medina, L. y Muir Wood, D. (2002). Numerical modelling of scale effects in bender-based pulse tests, NUMOG VIII, Pande, G.N. and Pietruszczak, S. (eds), pp. 589-594.

Arroyo, M., Muir Wood, D. y Greening, P. D. (2003). Source near-field effects and pulse tests in soils samples, *Géotechnique*, 53, pp. 337-345.

Arroyo, M., Muir Wood, D., Greening, P., Medina, L., y Rio, J. (2006). Effects of Sample Size on Bender-Based Axial G_0 Measurements. *Géotechnique*, Vol. 56, No. 1, pp. 39–52.

Arroyo, M., Pineda, J.A. y Romero, E. (2010). Shear Wave Measurements Using Bender Elements in Argillaceous Rocks. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 33, No. 6. Paper ID GTJ102872.

Arulnathan, R., Boulanger, R.W. y Riemer, M. F. (1998). Analysis of bender element tests, *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 21, pp. 120-131.

Atkinson, J. (2000). 40th Rankine Lecture. Non – Linear Soil Stiffness in Routine Design. *Géotechnique*, 50(5), 487-508.

Atkinson, J.H., Coop, M.R., Stallebrass, S.E. y Viggiani, G. (1993). Measurement of stiffness of soils and weak rocks in laboratory tests. In *Proc. 26th Conference Engineering Group.*, pages 21–27.

Auckpath, S. (2012). Wave Propagation Methods for Determining Stiffness of Geomaterials, *Wave Processes in Classical and New Solids*, Prof. Pasquale Giovine (Ed.), ISBN: 978-953-51-0821-4, InTech, DOI: 10.5772/48562.

Aung, K.K., Rahardjo, H., Leong, E.C. y Toll, D.G. (2001). Relationship between porosimetry measurement and soil-water characteristic curve for an unsaturated residual soil. *Geotech Geol Eng* 19:401–416.

Bahmania, S.H., Huata, B.B.K. y Asadib, A. (2014). Stabilization of residual soil using SiO₂ nanoparticles and cement. *Construction and Building Materials*. Volume 64. Pages 350–359.

Balmaceda, A.R. (1991). Suelos compactados. Un estudio teórico y experimental. Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya. España.

Baptista, E. (2013). Efecto de la microestructura en la permeabilidad, la compresibilidad ante carga y el módulo de corte de un limo arcilloso compactado. Universitat Politècnica de Catalunya. Tesina de Master. Barcelona, España.

Barbour, S.L. (1998). Nineteenth Canadian Geotechnical Colloquium: The soil-water characteristic curve: a historical perspective. *Canadian Geotechnical Journal*, 35: 873–894.

Barrera, M. (2002). Estudio experimental del comportamiento hidromecánico de suelos colapsables. Tesis doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya. España.

Barrera, M., Romero, E., Lloret, A. y Gens, A. (2000). Collapse test on isotropic and anisotropic compacted soils. *Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils* (A. Tarantino and C. Mancuso eds.), Balkema, Rotterdam, pp. 33–45.

Beckett, C.T. y Augarde, C.E. (2013). Prediction of soil water retention properties using pore-size distribution and porosity. *Canadian Geotechnical Journal*; 50(4):435-450.

Ben R.H., Tessier, D., Pons, CH. y Amara, BH. (1998). Evolution of the microstructure of interstratified Ca-saturated clays during dehydration: SAXS and HRTEM analysis. *Clay Miner* 33:619–628.

Benz, Thomas. (2007). Small-Strain Stiffness of soils and its numerical Consequences. Tesis doctoral. Universidad de Stuttgart, Alemania.

Biot, M.A. (1956). Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid. I. Low frequency range. *Journal of the Acoustical Society of America*, 28(2): 168–178. doi:10.1121/1.1908239.

Bishopp, K. E. (1959). Forced torsional vibration of systems with distributed mass and internal and external damping. *Transactions of the ASME*: 8-12.

Blewett, J., Blewett, I.J. y Woodward, P.K. (1999). Measurement of shear-wave velocity using phase-sensitive detection techniques. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 36, pp. 934-939.

Blewett, J., Blewett, I.J. y Woodward, P.K. (2000). Phase and amplitude responses associated with the measurement of shear-wave velocity in sand by bender elements. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 37, pp. 1348-1357.

Bocking, K.A. y Fredlund, D.G. (1980). Limitations of the axis translation technique. *Proceedings of 4th International Conference on Expansive Soils*, Denver, Colorado, Vol. 1: 117-135.

Bolzon, G., Schrefler, B.A. y Zienkiewicz, O.C. (1996). Elastoplastic soil constitutive laws generalized to partially saturated states. *Géotechnique*, 46: 279–289.

Bray, J.D., Riemer, M.F. y Gookin, W.B. (2003). On the dynamic characterization of soils, *Proceedings of the Second International Conference Earthquake Geotechnical Engineering*, Lisbon, 2003.

Brignoli, E.G., Gotti, M. y Stokoe, K.H.I. (1996). Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers, *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 19, pp. 384-397.

Brocanelli, D. y Rinaldi, V. (1998). Measurement of low-strain material damping and wave velocity with bender elements in the frequency domain, *Canadian Geotechnical Journal*, 35, pp. 1032-1040.

Buenfil, C.M. (2007). Caracterización experimental del comportamiento hidromecánico de una arcilla compactada. Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya. España.

Buenfil, C.M., Romero, E., Lloret, A., Gens, A. (2005). Experimental study on the hydro-mechanical behaviour of a silty clay. *Unsaturated soils, advances in testing, modeling and engineering applications*. Taylor and Francis Group, London. ISBN 04 1536 742 5.

Camacho-Tauta, J.F. (2011). Evaluation of the small-strain stiffness of soil by non- conventional dynamic testing methods, Ph.D. Thesis, Universidad Técnica de Lisboa.

Camacho-Tauta, J.F. (2012). Hacia la obtención de un modelo unificado de curvas de reducción del módulo cortante. Propuesta proyecto de investigación, Ingeniería Civil, Universidad Militar Nueva Granada, Grupo de Geotecnia, Bogotá.

Camacho-Tauta, J.F., Reyes-Ortiz, O.J. y Santos, J.A. (2012). Evaluation of the frequency effects on the shear wave velocity of saturated sands . 15WCEE LISBOA.

Camacho-Tauta, J.F., Cascante, G., Santos J. A. y Viana da Fonseca, A. (2011). Measurements of shear wave velocity by resonant column test, bender element test and miniature accelerometers. Geotechnical conference, Pan-Am CGS.

Camacho-Tauta, J.F., Jiménez, J. D. y Reyes-Ortiz, O. J. (2012). A Procedure to Calibrate and Perform Bender Element Test, *Revista Dyna*, 79, Nro. 176. pp. 10-18, 2012. ISSN 0012-7353.

Camacho-Tauta, J.F., Molina-Gómez, F.Á. y Reyes-Ortiz, O. J. (2013). Efecto de la consolidación secundaria en el módulo cortante a bajas deformaciones. III Seminario Internacional de Ingeniería Sísmica y Geotécnica. Paipa-Boyacá, Colombia.

Camacho-Tauta, J.F., Santos J. A., Ferreira, C. y Viana da Fonseca A. (2008). Moving windows algorithm to reduce uncertainties in bender element testing, XI Portuguese National Congress of Geotechnics, Coimbra, 1, 149-56.

Cases, J.M, Beraend, I., Besson, G., Francois, M., Uriot, J.P., Thomas, F. y Poirer, J.E. (1992). Mechanism of adsorption and desorption of water vapor by homoionic montmorillonite I. The sodium exchanged form. *Langmuir* 8:2730–2739.

Casini, F., Vaunat, J., Romero, E. y Desideri, A. (2012). Consequences on water retention properties of double-porosity features in a compacted silt. *Acta Geotechnica* 7 (2), 139–150.

Catana, M.C., Vanapalli, S.K., y Garga, V.K. (2006). The water retention characteristics of compacted clays. In *Proceedings of the 4th International Conference on Unsaturated Soils*, Carefree, Ariz., 2–6 April 2006. Geotechnical Special Publication No. 147. Edited by G.A. Miller, C.E. Zapata, S.L. Houston, and D.G. Fredlund. American Society of Civil Engineers, Reston, Va. Vol. 2, pp. 1348–1359.

Cepeda Gómez, D.I. (2010). Caracterización dinámica de suelos; estado del arte e implementación del laboratorio. Tesis de grado. Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga, Colombia.

Chan, Chee-Ming. (2010). Bender Element Test in Soil Specimens: Identifying the Shear Wave Arrival Time. *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 15.

Chan, Chee-Ming. (2012). Variations of Shear Wave Arrival Time in Unconfined Soil Specimens Measured with Bender Elements. *Geotech Geol Eng.* 30:461–468. DOI 10.1007/s10706-011-9480-3.

Chan, K. H., Boonyatee, T. y Mitachi, T. (2010). Effect of bender element installation in clay samples. *Géotechnique* 60, No. 4, 287–291 [doi: 10.1680/geot.7.00135].

Chapuis, R.P., Mbonimpa, M., Dagenais, A.M. y Aubertin, M. (2006). A linear graphical method to predict the effect of compactation on the hydraulic conductivity of clay liners and covers. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 65, 93–98. <http://dx.doi.org/10.1007/s10064-005-0031-0>.

Chin, K.B., Leong, E.C. y Rahardjo, H. (2010). A simplified method to estimate the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal* 47: 1382–1400. doi:10.1139/T10-033.

Chiu, C.F. y Ng, C.W.W. (2003). A state-dependent elasto-plastic model for saturated and unsaturated soils. *Géotechnique*, 53:809–829.

Ciu, Y.J. (1993). Etude du comportement d' un limon compacté non saturé et de sa modelisation dans un cadre elasto-plastique. These de doctorat. École Nationale des Ponts et Chaussées. Paris.

Clayton, C.R., Theron, M. y Best, A. (2004). The measurement of vertical shear-wave velocity using side-mounted bender elements in the triaxial apparatus. *Géotechnique* 54(7):495–498.

Clayton, C.R.I. (2011). Stiffness at small strain: research and practice. *Géotechnique* 61, No. 1, 5–38, <http://dx.doi.org/10.1680/geot.2011.61.1.5>.

Collins, K. (1985). Towards characterization of tropical soil microstructure. In: International conference on geomechanics in tropical lateritic and saprolitic soils, proceedings, vol 1. ABMS, Brasilia, pp 85–96.

Coulon E. y Bruand, A. (1989). Effects of compaction on the pore space geometry in sandy soils. *Soil Tillage Res* 15:137–152.

Cuccovillo, T. y Coop, M. R. (1997). The measurement of local axial strains in triaxial tests using LVDTs. *Géotechnique*, 47(1):167–171.

Cui, Y.G., Delage, P. y Alzoghbi, P. (1998). Microstructure and collapse behaviour of a loess from Northern France. Proc. 2nd Int. Conf. on Unsaturated soils, Beijing, International Academic Publishers, 1: 31-36.

Cui, Y.J., Delage, P. y Sultan, N. (1995). An elasto-plastic model for compacted soils. *Unsaturated soils*, (Alonso & Delage, eds.), Rotterdam: Balkema, 2, 703–709.

Cui, Y.J., Loiseau, C. y Delage, P. (2002). Microstructure changes of a confined swelling soil due to suction controlled hydration. Proceedings of 3rd International Conference on Unsaturated Soils, Recife, Brazil,. In: Juca' JFT, de Campos TMP, Marinho FAM (eds) *Unsaturated Soils*, vol 2. A.A. Balkema Publishers, Lisse, pp 593–598, 10–13.

Cuisinier, O. y Laloui, L. (2004). Fabric evolution during hydromechanical loading of a compacted silt. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 28 (6), 483–499.

Cuisinier, O. y Masrouri, F. (2005). Compressibility and fabric of an unsaturated compacted swelling soil. Proceedings of International Symposium on Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics, Trento, Italy, 27–29 June 2005. In: Tarantino A, Romero E, Cui YJ (eds). *Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics*. Taylor, Francis Group, London, pp 411–417.

Cuisinier, O., Auriol, J.C., Le Borgne, T. y Deneele, D. (2011). Microstructure and hydraulic conductivity of a compacted lime-treated soil. *Engineering Geology* 123, 187–193.

da Fonseca Ferreira, C.M. (2008). The Use of Seismic Wave Velocities in the Measurement of Stiffness of a Residual Soil. Doctor in Civil Engineering . University of Porto.

Dafalias, Y. F. (1986). An anisotropic critical state soil plasticity model, *Mech. Res. Commun.* 13(6), 341–347.

Dafalias, Y. F., Manzari, M. T. y Papadimitriou, A. G. (2006). SANICLAY: Simple anisotropic clay plasticity model, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomechanics*, 30, 1231–1257.

Dangla, P., Malinsky, L. y Coussy, O. (1997). Plasticity and imbibition-drainage curves for unsaturated soils: a unified approach. In *Numerical models in geomechanics (NUMOG VI)*. Edited by S. Pietruszczak and G.N. Pande. Balkema, Rotterdam, the Netherlands. pp. 141-146.

Dano, C., Hareb, H. y Hicher, P.Y. (2003) Characterization of Loire river sand in the small strain domain using new bender/extender elements. In: 16th ASCE engineering mechanics conference, University of Washington, Seattle, 16–18 July.

de Billy, M. (1980). A New Simple Method for Measuring the Velocities of Sound in Isotropic, Nondispersive Solids. *J. Phys. D: Appl. Phys.*, Vol. 13, pp. 767–771.

De Saedeleer, K. (2001). Grondparameters uit lokale vervormingsmetingen. Tesis de Máster. Ghent University.

Decagon Devices, Inc. (2003). WP4 Water Dewpoint Potentiometer. Operator's Manual Version 2.2. Decagon Devices, Inc., Pullman, USA (www.decagon.com).

Delage, P. y Graham, J. (1995). Understanding the behaviour of unsaturated soils requires reliable conceptual models. State-of-art report, section 1, soil properties. In *Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils*, Paris. Edited by E.E. Alonso and P. Delage. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands. Vol. 3, pp. 1223–1256.

Delage, P. y Graham, J. (1996). Mechanical behaviour of unsaturated soils: understanding the behaviour of unsaturated soils requires reliable conceptual models. In: Alonso EE, Delage P (eds) *Proceedings of 1st International Conference on Unsaturated Soils*, Paris vol 3. Balkema, Presses des Ponts et Chaussées, pp 1223–1256.

Delage, P. y Lefebvre, G. (1984). Study of the structure of a sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation. *Canadian Geotechnical Journal* 21:21–35.

Delage, P., (2006). Some microstructure effects on the behaviour of compacted swelling clays used for engineered barriers. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering* 25 (4), 721–732.

Delage, P., Audigier, M., Cui, Y.-J. y Howat, M.D. (1996). Microstructure of a compacted silt. *Canadian Geotechnical Journal*, 33: 150-158.

Delage, P., Marcial, D., Cui, Y. J. y Ruiz, X. (2006). Ageing effects in a compacted bentonite: a microstructure approach. *Géotechnique* 56, No. 5, 291–304, doi: 10.1680/geot.2006.56.5.291.

Delage, P., Romero, E. y Tarantino, A. (2008). Keynote lecture: Recent developments in the techniques of controlling and measuring suction. Proc. 1st Eur. Conf. Unsaturated Soils, Durham, UK 1, 33–52.

Della Vecchia, G., C. Jommi, E. Romero. (2013). A fully coupled elastic-plastic hydro-mechanical model for compacted soils accounting for clay activity. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 37 (5), 503-535. DOI: 10.1002/nag.1116.

Della Vecchia, G., Dieudonné, A.C., Jommi, C. y Charlier, R. (2014). Accounting for evolving pore size distribution in water retention models for compacted clays. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* DOI: 10.1002/nag.2326.

Della Vecchia, G., Jommi, C., Lima, A y Romero, E. (2011). Some remarks on the hydro-mechanical constitutive modelling of natural and compacted Boom clay. *Unsaturated Soils – Alonso & Gens (eds).* © 2011 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-60428-4.

Di Mariano A., Airò Farulla C. y Valore, C. (2000). Retention curves and 1-D behaviour of a compacted tectonised unsaturated clay. *Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils*, Tarantino and Mancuso (eds), Balkema, Rotterdam, 47-63.

di Prisco, C. (1992). Experimental study and mathematical modelling of anisotropic behaviour of sands (in Italian), doctoral thesis in geotechnical engineering, Politecnico di Milano, Italy.

di Prisco, C., Nova, R. y Lanier, J. (1993). A mixed isotropic kinematic hardening constitutive law for sand, in *Modern Approach to Plasticity*, edited by D. Kolymbas, pp. 83 – 124, A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands.

Díaz-Hernández, J.L., Sanchez-Navas, A. y Reyes, E. (2013). Isotopic evidence for dolomite formation in soils. *Chemical Geology*. Volume 347. Pages 20–33.

Díaz-Rodríguez, J.A. (1971). Resultados experimentales en modelos de cortinas de enrocamiento. *Memorias del II Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Vol. 2, Acapulco, Gro.

Díaz-Rodríguez, J.A. (2013). Caracterización dinámica de los suelos - Ensayos de campo y laboratorio. III Seminario Internacional de Ingeniería Sísmica y Geotécnica. Paipa-Boyacá, Colombia.

Dieudonne, A., Levasseur, S., Charlier, R., Della Vecchia, G. y Jommi, C. (2013). A water retention model for compacted clayey soils. In S. Pietruszczack and G. Pande (Eds.), *Computational Geomechanics*, pp. 23–31.

Djeran-Maigre, I., Tessier, D., Grundberger, D., Velde, B. y Vasseur, G. (1998). Evolution of microstructure and of macroscopic properties of some clays during experimental compaction. *Mar Petrol Geol.* 15:109–128.

Drnevich, V.P., Hardin, B. O. y Shippy, D. J. (1978). Modulus and damping of soils by the resonant-column method. *Dynamic Geotechnical Testing*, ASTM, STP 654: 91-125.

Dyvik, R. y Madshus, C. (1985). Lab Measurements of Gmax Using Bender Elements. *Proceedings ASCE Annual Convention: Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions*, Detroit, Michigan, pp. 186–197.

Dyvik, R. y Olsen, T.S. (1989). Gmax measured in oedometer and DSS tests using bender elements. Proceedings of the Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 39-42.

Echeverri Ramírez, Ó. (2005). Efecto de la microestructura en los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de algunos suelos provenientes de rocas ígneas presentes en Medellín. Tesis de maestría en ingeniería geotécnica. Escuela de ingeniería civil universidad nacional de Colombia. Medellín, Colombia.

Estabragh, A.R. y Javadi, A.A. (2006). Yielding of unsaturated compacted silty soil under anisotropic conditions, in Proc. 4th Int. Conf. on Unsaturated Soils. Unsaturated Soils 2006, vol. 1, edited by G. A. Miller et al., pp. 1259– 1266, Geotech. Special Publ. No. 147, ASCE, Va.

Ezaoui, A. y Benedetto, H. Di. (2009). Experimental measurements of the global anisotropic elastic behavior of dry Hostun sand during triaxial tests, and effect of sample preparation. Géotechnique 59, No. 7, 621–635 [doi: 10.1680/geot.7.00042].

Fam, M. y Santamarina, C. (1995). Study of geoprocesses with complementary mechanical and electromagnetic wave measurements in an oedometer, Geotechnical Testing Journal, ASTM. Vol.18, No. 3, pp. 307-314.

Feng, M. y Fredlund, D.G. (1999). Hysteretic influence associated with thermal conductivity sensor measurements. In Proceedings from Theory to the Practice of Unsaturated Soil Mechanics in Association with the 52nd Canadian Geotechnical Conference and the Unsaturated Soil Group, Regina, Sask., 23–24 October 1999. pp. 14:2:14–14:2:20.

Fernández, A.L. y Santamarina, J.C. (2001). Effect of cementation on the small-strain parameters of sands. Canadian Geotechnical Journal., 38:191-199.

Ferreira, C. (2003). Bender element test measurements using time and frequency domain techniques, Proceedings of the Workshop on current practices of the use of bender element technique, Lyon, France.

Ferreira, C. (2008). The use of seismic wave velocities in the measurement of stiffness of a residual soil. Tesis de doctorado. Porto: University of Porto.

Ferreira, C., Viana da Fonseca, A. y Santos. J.A. (2006). Comparison of simultaneous bender element test and resonant column tests on Porto residual soils, In: Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis A Collection of Papers of the Geotechnical Symposium in Rome, March pp. 16–17, 2006 (Ling, H. I., Callisto L., Leshchinsky D. and Koseki J., eds.). Springer, 523-36.

Fioravante, V. y Capoferri, R. (2001). On the use of multi-directional piezoelectric transducers in triaxial testing. ASTM Geotech Test J 24(3):243–255.

Foster, J., Chittleborough, D. J., y Barovich, K. (2004). Genesis of a Terra Rossa soil over marble and the influence of a neighbouring texture contrast soil at Delamere, South Australia. SuperSoil 2004: 3rd Australian New Zealand Soils Conference, 5 – 9 December 2004, University of Sydney, Australia.

Fredlund, D.G. y Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley and Sons Inc., New York.

Fredlund, D.G., Xing, A., Fredlund, M.D. y Barbour, S.L. (1996). The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(3): 440–448.

Gajo, A., Fedel, A. y Mongiovi, L. (1997). Experimental analysis of the effects of fluid-solid coupling on the velocity of elastic waves in saturated porous media, *Géotechnique*, 47, pp. 993-1008.

Gallipoli, D., Gens, A., Sharma, R., y Vaunat, J. (2003a). An elastoplastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behaviour. *Géotechnique*, 53(1): 123-135. doi:10.1680/geot.2003.53.1.123.

Gallipoli, D., Wheeler, S.J. y Karstunen, M. (2003b). Modelling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil, *Géotechnique*, 53(1), 105– 112.

Gan, J.K.M., Fredlund, D.G., Rahardjo, H. (1988). Determination of the shear strength parameters of an unsaturated soil using the direct shear test. *Canadian geotechnical journal*, 25(3): 500-510, 10.1139/t88-055.

Garcia-Bengochea, I., Lovell, W. y Altshaeffl, A.G. (1979). Pore distribution and permeability of silty clays. *J. Geotech Eng ASCE* 105(7):839–856.

Gens, A. (1995). Constitutive modelling. Application to compacted soils. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils (Paris, France).

Gens, A. (2010). Soil-environment interaction in geotechnical engineering. *Géotechnique* 15(1), 3-74.

Gens, A. y Alonso, E.E. (1992). A framework for the behavior of unsaturated expansive clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(6): 1013–1032.

Gens, A., Alonso, E.E., Suriol, J. y Lloret, A. (1995). Effect of structure on volumetric behavior of compacted soil. *Proceedings of the first international conference on unsaturated soils*. Paris, France.

Georgiannou, V.N., Rampello, S. y Silvestri, F. (1991). Static and dynamic measurements of undrained stiffness on natural over consolidated clays. In *Proc. 10th ECSMFE*, volume 1, pages 91-95, Florence.

Gohl, W.B. y Finn, W.D.L. (1991). Use of piezoceramic bender elements in soil dynamics testing, *Proceedings of ASCE National Convention, Recent Advances in Instrumentation, Data Acquisition and Testing in Soil Dynamics*, Florida, Geotechnical Special Publication, 29, pp. 118-133.

González, A.F., Cesari, R.M y Vicioli, R.O. (2009). *Materiales piezoeléctricos y efecto piezoeléctrico*. Catedra de Tecnología Electrónica. Departamento de Electrónica. Universidad Tecnológica Nacional. Facultad Regional Mendoza. República Argentina.

- González, L. (2012). La microestructura en el comportamiento volumétrico de un suelo compactado. Universitat Politècnica de Catalunya. Tesina de Master. Barcelona, España.
- Greening, P.D. y Nash, D.F.T. (2004). Frequency domain determination of G_0 using bender elements, *ASTM Geotechnical Testing Journal*, 27, 3, 1-7.
- Greening, P.D., Nash, D.F.T., Benahmed, N., Ferreira C. y Viana da Fonseca, A. (2003). Comparison of shear wave velocity measurements in different materials using time and frequency domain, *Proceedings of the 3rd International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, IS-Lyon '03, Lyon, France. 22-24 September Balkema*, pp. 381-386.
- Griffiths, F.J. y Joshi, R.C. (1989). Changes in pore size distribution due to consolidation of clays. *Géotechnique* 39(1):159–167.
- Gu., X., Yang, J. y Huang, M. (2013). Laboratory measurements of small strain properties of dry sands by bender elements. *Soils and Foundations. The Japanese Geotechnical Society*. 53(5):735-745.
- Guan, Y. y Fredlund, D. G. (1997). Use of the tensile strength of water for the direct measurement of high soil suction. *Canadian Geotechnical Journal*. 34, 604–614.
- Hanrahan, E.T., Orr, T.L.L. y Widdis, T.F., eds., (1987). Ninth European Conference, special lectures, international society for soil mechanics and foundation engineering, Dublin, Ireland.
- Hardin, B.O. (1965). The nature of damping in sands. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 91 (SM1):63-97.
- Hardin, B.O. (1978). The nature of stress-strain behavior for soils. *Proc. ASCE Geotech. Engrg. Div. Specialty Conf. on Earthquake Engineering and Soil Dynamic*, Vol. 1, 3-90.
- Hardin, B.O. y Black, W.L. (1968). Vibration modulus of normally consolidated clays. *Proc. ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 94 (SM2):353-369.
- Hardin, B.O. y Drnevich, V.P. (1972). Shear modulus and damping in soils: Measurement and parameter effects. *Proc. ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 98 (SM6):603-624.
- Hardin, B.O. y Richart, F.E., Jr. (1963). Elastic Wave Velocities in Granular Soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE*, 89(1), 33-65.
- Hartmann, B. y Jarzynski, J. (1974). Immersion Apparatus for Ultrasonic Measurements in Polymers. *J. Acoust. Soc. Am.*, Vol. 56, No. 5, pp. 1469–1477.
- Hassan, A.M. y Wheeler, S.J. (2014). Influence of compaction procedure on elastic anisotropy. *Unsaturated soils: Research y applications*. Khalili, Russell y Khoshghalb (Eds). Taylor y Francis Group, London, ISBN 978-1-138-00150-3.

Heitor, A., Indraratna, B. y Rujikiatkamjorn, C. (2013). Laboratory study of small-strain behavior of a compacted silty sand. *Canadian Geotechnical Journal*. 50: 179–188.

Heitor, A., Indraratna, B. y Rujikiatkamjorn, C. (2014). Aspects related to the small strain shear modulus behaviour of compacted soils subjected to wetting and drying. *Geo-congress Technical Papers: Geo-characterization and Modelling for Sustainability* (pp. 1433-1442). United States: American Society of Civil Engineers.

Hetzel, F., Tessier, D., Jaunet A.M. y Doner, H. (1994). The microstructure of three Na⁺ Smectites: The importance of particle geometry on dehydration and rehydration. *Clays Clay Miner* 42(1):242–248.

Hicher, P.Y. (1996). Elastic properties of soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(8):641-648.

Hilf, J.W. (1956). An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils. Tesis de doctorado. Technical Memo No. 654, United States Bureau of Reclamation, Denver.

Hird, C. y Chan, C.M. (2008). One-Dimensional Compression Tests on Stabilized Clays Incorporating Shear Wave Velocity Measurements. *Geotech. Test. J.*, Vol. 31, No. 2, pp. 1–9.

Hogarth, W.L., Hopmans, J., Parlange, J.Y. y Haverkamp, R. (1988). Application of a simple soil–water hysteresis model. *Journal of Hydrology*, 98: 21–29.

Hong, Z., Tateishi, Y. y Han, J. (2006). Experimental study of macro and microbehavior of natural diatomite. *J. Geotech. Geoenviron. Engng ASCE* 132, No. 5, 603–610.

Hong, Z., Yin, J. y Cui, Y. (2010). Compression behaviour of reconstituted soils at high initial water contents. *Géotechnique* 60, No. 9, 691–700, <http://dx.doi.org/10.1680/geot.09.P.059>.

Hoque, E. y Tatsuoka, F. (2004). Effects of stress ratio on small-strain stiffness during triaxial shearing. *Géotechnique*, 54(7):429-439.

Houston, W.N., Dye, H.B., Zapata, C.E., Perera, Y.Y., y Harraz, A. (2006). Determination of SWCC using one point measurement and standard curves. In *Proceedings of the 4th International Conference on Unsaturated Soils*, Carefree, Ariz., 2–6 April 2006. Geotechnical Special Publication No. 147. Edited by G.A. Miller, C.E. Zapata, S.L. Houston, and D.G. Fredlund. American Society of Civil Engineers, Reston, Va. Vol. 2, pp. 1482–1493.

Hoyos, L.R., Laikram, A. y Puppala, A.J. (2008a). A novel suction-controlled true triaxial apparatus for unsaturated soils. *Unsaturated soils: advances in Geo-Engineering*.

Hoyos, L.R., Laloui, L. y Vassallo, R. (2008). Mechanical testing in unsaturated soils. *Geotech Geol Eng.* 26:675–689.

Hu, R., Chen, Y.F., Liu, H.H. y Zhou, C.B. (2013). A water retention curve and unsaturated hydraulic conductivity model for deformable soils: consideration of the change in pore-size distribution. *Géotechnique*. 63(16):1389-1405.

Ishibashi, I. (1992). Discussion to effect of soil plasticity on cyclic response. by M. Vucetic and R. Dobry, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 5, pp. 830-832.

Ishihara, I. (1996). *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*, Oxford University, Oxford. New York, N.Y. No. of pages: 350, ISBN 0-19-856224-1.

Ishimoto, M. y Iida, K. (1937). Determination of elastic constants of soils by means of vibration methods. *Bull. Earthquake Research Institute*, Vol. 15: 67.

Ismail, M.A. y Rammah, K.I. (2005). Shear-plate transducers as a possible alternative to bender elements for measuring G_{max} . *Géotechnique* 55, No. 5, 403–407.

Iwasaki, T. y Tatsuoka, F. (1977). Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands. *Soils and foundations*, 17(3):19-35.

Iwasaki, T., Tatsuoka, F. y Takagi, Y. (1978). Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading. *Soils and Foundations*, 18(1): 39–56.

Jamei, M., Guiras, H., Chtourou, Y., Kallel, A., Romero, E. y Georgopoulos, I. (2011). Water retention properties of perlite as a material with crushable soft particles. *Engineering Geology* 122 (3–4), 261–271.

Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. y Lo Presti, D.C.F. (1995). Remarks on the Stiffness at Small Strains of Six Italian Clays. *Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Shibuya, Mitachi, and Miura, Eds., Balkema, Rotterdam, pp. 817–836.

Jardine, R.J., Symes, M.J. y Burland, J.B. (1984). The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus. *Géotechnique*, 34(3):323-340.

Jommi, C. (2000). Remarks on the constitutive modelling of unsaturated soils, in *Proc. Int. Workshop on Unsaturated Soils: Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils*, edited by A. Tarantino and C. Mancuso, pp. 139–153, A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands.

Jommi, C. y di Prisco, C. (1994). A simple theoretical approach to model the mechanical behaviour of partially saturated granular soils (in Italian), 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.), Italy.

Jommi, C. y Romero, E. (2008). Mixed isotropic-rotational hardening to model the deformational response of unsaturated compacted soils. *Unsaturated Soils: Advances in Geo-Engineering – Toll et al. (eds)*. Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-47692-8.

Jommi, C., Cattaneo, F y Romero, E. (2008). Anisotropic deformational behaviour of collapsible compacted soils: experimental evidence and modeling. *Deformational Characteristics of Geomaterials*, Burns, Mayne and Santamarina (eds). ISBN 978-1-58603-908-0.

Jovičić, V. (2003). Conditions for rigorous bender element test in triaxial cell, Proceedings of the workshop on current practices of the use of bender element technique, Lyon, France.

Jovičić, V. (2004). Rigorous bender element testing. Workshop on Bender Element Testing of Soils, UCL, London.

Jovičić, V. y Coop, M.R. (1998). The measurement of stiffness anisotropy in clays with bender element tests in the triaxial apparatus. *Geotechnical Testing Journal*, 21(1):3-10.

Jovičić, V., Coop, M.R. y Simic, M. (1996). Objective criteria or determining G_{max} from bender element test. *Géotechnique* 46(2):357-362.

Juang, C.H. y Holtz, R.D. (1986). Fabric, pore size distribution and permeability of Sandy soils. *Jnl. Of Geotech. Engng. ASCE*, 112 (GT9), 855-869.

Karube, D. y Kawai, K. (2001). The role of pore water in the mechanical behavior of unsaturated soils. *Geotechnical and Geological Engineering, Special Issue on Unsaturated Soils*, 19:211–241. DOI 10.1007/978-94-015-9775-3-2.

Kassim, K.A., Eisazadeh, A. y Nur, A. (2010). Micro-structural characteristics of a phosphoric acid stabilized soil. *Extended Abstracts – 21 st. Australian Clay Minerals Conference – Brisbane, August 2010*.

Katti DR, y Shanmugasundaram, V. (2001). Influence of swelling on the microstructure of expansive clays. *Canadian Geotechnical Journal*. 38:175–182.

Kawai, K., Kato, S. y Karube, D. (2000). The model of water retention curve considering effects of void ratio. In *Unsaturated soils for Asia* (eds H. Rahardjo, D. G. Toll and E. G. Leong). Proceedings of the Asian conference on unsaturated soils. UNSAT-ASIA 2000. Singapore, pp. 329–334. Rotterdam: AA Balkema.

Khan, Z.H., Cascante, G., El Naggar, M.H. y Lai, C.G. (2008). Measurement of Frequency-Dependent Dynamic Properties of Soils Using the Resonant-Column Device. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 134(9), 1319-1326.

Kim, D.S. (1991). Deformational characteristics of soils at small to intermediate strains from cyclic tests. Tesis doctoral. The University of Texas at Austin, Austin, Tex.

Klein, C. y Hurlbut, C. (1997). *Manual de Mineralogía de Dana*. Reverté, 4ta ed., Tomo I (1996) y Tomo II.

Kohgo, Y. (2008). A hysteresis model of soil water retention curves based on bounding surface concept. *Soils Found.* 48, No. 5, 633–640.

Kokusho, T. (1980). Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range, *Soils and Foundations*, vol. 20(2), pp. 45-60.

Koliji, A., Vulliet, L y Laloui, L. (2008). New basis for the constitutive modelling of aggregated soils. *Acta geotechnical*. Vol. 3, pp.61–69. DOI: 10.1007/s11440-007-0052-x

- Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical Earthquake engineering*. Prentice-Hall.
- Kramer, S.L., von Laun, F.Y. y Sivaneswaran, N. (1992). Strain-Controlled, Variable Frequency Cyclic Loading System for Soft Soils. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 15(3), 264-270.
- Kumar, J. y Clayton, C.R.I. (2007). Effect of sample torsional stiffness on resonant column test results. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 44.
- Kumar, J. y Madhusudhan, B. N. (2010). Effect of relative density and confining pressure on Poisson ratio from bender and extender elements tests. *Géotechnique* 60, No. 7, 561–567. doi: 10.1680/geot.9.T.003.
- Kuwano, R.T., Connolly, M. y Jardine, R.J. (2000). Anisotropic stiffness measurements in a stress-path triaxial cell. *Geotechnical Testing Journal* 23(2), 141–157.
- Kuwano, R. y Jardine, R.J. (2002). On the application of cross-anisotropy elasticity to granular materials at very small strains. *Géotechnique* 52, No. 10, pp. 727-749.
- Lade, P.V. y Abelev, V. (2005). Characterization of cross-anisotropic soil deposits from isotropic compression test. *Soils and foundations*, 45(5):89-102.
- Lagny, C. (1996). *Comportement mécanique des sols fins sous fortes contraintes et fortes pressions negatives*. Tesis doctoral. École Centrale Paris.
- Lambe, T.W. (1958). The structure of compacted clay. *Jnl. of the Soil Mech. and Foundn. Div. ASCE*, 84 (SM2), 10-34.
- Lapierre, C., Leroueil, S. y Locat, J. (1990). Mercury intrusion and permeability of Louisville clay. *Canadian Geotechnical Journal* 27:761–773.
- Lawrence, F.V. (1963). Propagation of ultrasonic waves through sand. Research report R63-8. Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA.
- Lazcano, Salvador. (2007). Caracterización de suelos arenosos mediante análisis de ondas de superficie. Academia de ingeniería A.C. México. Conferencia magistral. III Coloquio de ingreso. México D.F.
- Lee, J.S. and Santamarina, J.C. (2005). Bender Elements: Performance and Signal Interpretation. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, Vol. 131, No. 9, pp. 1063–1070.
- Leong, E.C., Cahyadi, J. y Rahardjo, H. (2009). Measuring shear and compression wave velocities of soil using bender-extender elements. *Canadian Geotechnical Test Journal* 46:792–812. doi:10.1139/T09-026.
- Leong, E.C., Yeo, S.H., y Rahardjo, H. (2005). Measuring Shear Wave Velocity Using Bender Elements. *Geotech. Test. J.*, Vol. 28, No. 5, pp. 488–498.
- Li, J.H., Zhang, L.M. y Li, X. (2011). Soil-water characteristic curve and permeability function for unsaturated cracked soil. *Canadian Geotechnical Journal* 48, 1010–1031. <http://dx.doi.org/10.1139/T11-027>.

- Li, Q., Ng, C.W.W. y Liu, G.B. (2012). Determination of small-strain stiffness of Shanghai clay on prismatic soil specimen. *Canadian Geotechnical Journal*. 49: 986-993.
- Li, X. y Zhang, L.M. (2008). Characterization of dual-structure pore-size distribution of soil. *Canadian Geotechnical Journal*. 46: 129-141 (2009) doi:10.1139/T08-110.
- Li, X.S. (2007). Thermodynamics-based constitutive framework for unsaturated soils. 2: a basic triaxial model. *Géotechnique*, 57(5): 423-435. doi:10.1680/geot.2007.57.5.423.
- Lima, A. (2009). Thermo-hydro-mechanical behaviour of natural Boom clay: an experimental study. Tesis doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya, España.
- Ling, F.N., Kassim, K.A. y Karim, A.T.A. (2013). Reaction Products of Lime Zeolite Stabilized Kaolin Humic Acid. *Applied Mechanics and Materials Vol. 3 72*. pp 88-96. doi: 10.4028/www.scientific.net/LAM3M7 2.88.
- Lings, M.L. y Greening, P.D. (2001). A novel bender/extender element for soil testing. *Géotechnique*, Vol. 51, No. 8, pp. 713-717.
- Lloret, A., Villar, M.V., Sánchez, M., Gens, A., Pintado, X. y Alonso, E.E. (2003). Mechanical behavior of heavily compacted bentonite under high suction changes. *Géotechnique* 53 (1), 27-40.
- Lo Presti, D.C.F., Pallara, O. y Cavallaro, A. (1997). Damping Ratio of Soils from Laboratory and in Situ Tests. Proceedings of discussion especial technical session on earthquake geotechnical engineering during fourteenth international conference on soil mechanics and foundation engineering, Sêco e Pinto, P., ed., Balkema, Hamburg, Germany, 391-400.
- Loret, B. y Khalili, N. (2000). A three phase model for unsaturated soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 24, 983-927. <http://dx.doi.org/10.1002/1096-9853> (200009) 24:11b893::AID-NAG105N3.0.CO;2-V.
- Lourenço, S., Gallipoli, D., Toll, D., Augarde, C.E., Evans, F.D. y Medero, G. (2008). Calibrations of a high-suction tensiometer. *Géotechnique* 58, No. 8, 659-668 [doi: 10.1680/geot.2008.58.8.659]
- Lourenço, S., Gallipoli, D., Toll, D. y Evans, F. (2006). Development of a commercial tensiometer for triaxial testing of unsaturated soils. *Proc. 4th Int. Conf. on Unsaturated Soils, Carefree, AZ 2*, 1875-1886.
- Lourenço, S., Gallipoli, D., Toll, D., Evans, F. y Medero, G. (2007). Determination of the soil water retention curve with tensiometers. In *Experimental unsaturated soil mechanics* (ed. T. Schanz), pp. 95-102. Weimar: Springer.
- Macini, P., Mesini, E. y Viola, R. (2007). Aquifer protection: a combined study of microstructure and transport properties in clay – sand moisture. *Aquifer System Management: Darcy's legacy in a world of impending water shortage*. Laurence Chery, Ghislain de Marsily (eds). Chapter 32. International Association of hydrogeologists selected papers.

Mancuso, C., Vassallo, R. y d'Onofrio, A. (2002). Small strain behaviour of a silty sand in controlled suction resonant column torsional shear tests. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 39(1): 22-32.

Marinho, E., Chandler, R., y Crilly, M. (1995). Stiffness Measurements on an Unsaturated High Plasticity Clay Using Bender Elements. *Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils*, 2, págs. 535-539. Paris.

Martínez, G.S.S., Flores, J.A.A. y Queiroz de Carvalho, J.B. (2005). Chemical and mineralogical properties of residual tropical soils and their relationships with selected geotechnical properties. *Proceedings of International Symposium on advanced experimental unsaturated soil mechanics*, Trento, Italy. In: Tarantino A, Romero E, Cui YJ (eds) Taylor & Francis Group, London, ISBN 0 415 38337 4.

Matesic, L. y Vucetic, M. (2003). Strain-rate effect on soil secant shear modulus at small cyclic strains. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(6):536-549.

Matthews M.C., Hope V.S. y Clayton C.R.I. (1996). The use of surface waves in the determination of ground stiffness profiles. *Proc. Institute of Civil Engineers, Geotechnical Engineering*, London, 119: 84-95.

Meilani, I., Rahardjo, H. y Leong, E. (2005). Pore-water pressure and water volume change of an unsaturated soil under infiltration conditions. *Canadian Geotechnical Journal*.42: 1509–1531.

Meilaninge, I., Rahardjo, H., Leong, E. y Fredlund, D. (2002). Mini suction probe for matric suction measurements. *Canadian Geotechnical Journal*. 39: 1427–1432.

Merchán, V. (2011). Small strain stiffness and residual strength of unsaturated boom clay: a micro-structural insight. Tesis doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, España.

Miller, G.A., Khoury, C.N., Muraleetharan, K.K., Liu, C. y Kibbey, T.C.G. (2008). Effects of soil skeleton deformations on hysteretic soil water characteristic curves: Experiments and simulations. *Water Resources Res.* 44, No. W00C06, 1–10, doi: 10.1029/2007WR006492.

Mitchell, J.K. y Soga, Kenichi. (2005). *Fundamentals of soil behavior*. John Wiley & Sons Ltd., New York 3er ed. ISBN: 978-0-471-46302-3

Mokni, N., Romero, E. y Olivella, S. (2014). Chemo-hydro-mechanical behaviour of compacted Boom Clay: joint effects of osmotic and matric suctions. *Géotechnique* 64, No. 9, 681–693 [<http://dx.doi.org/10.1680/geot.13.P.130>].

Monroy, R., Zdravkovic, L. y Ridley, A. (2010). Evolution of microstructure in compacted London Clay during wetting and loading. *Géotechnique* 60 (2), 105–119. [http:// dx.doi.org/10.1680/geot.8.P.125](http://dx.doi.org/10.1680/geot.8.P.125).

Montes-H, G., Duplay, J., Martínez, L. y Mendoza, C. (2003). Swelling-shrinkage kinetics of MX80 bentonite. *Applied Clay Science* 22:279–293.

- Montes-H, G., Duplay, J., Martínez, L., Escoffier, S. y Rousset, D. (2004). Structural modifications of Callovo-Oxfordian argillite under hydration/dehydration conditions. *Applied Clay Science* 25:187–194.
- Mualem, Y. (1976). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resources Research*, 12(3): 513–522. doi:10.1029/WR012i003p00513.
- Mualem, Y. 1977. Extension of the similarity hypothesis used for modeling the soil water characteristics. *Water Resources Research*, 13: 773–780.
- Mualem, Y. 1984. Prediction of the soil boundary wetting curve. *Journal of Soil Science*, 137: 379–390.
- Nazarian, S. y Stokoe, K.H. (1984). In situ shear wave velocities from spectral analysis of surface waves. 8th World Conference on Earthquake Engineering, pp. 31–38.
- Ng, C.W.W. y Pang, Y.W. (2000). Influence of stress state on soil-water characteristics and slope stability. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(2): 157-166.
- Ng, C.W.W. y Xu, J. (2012). Effects of current suction ratio and recent suction history on small-strain behaviour of an unsaturated soil. *Canadian Geotechnical Journal* Vol. 49(2): 226-243.
- Ng, C.W.W. y Yung, S.Y. (2008). Determination of the anisotropic shear stiffness of an unsaturated decomposed soil. *Géotechnique*, 58(1): 23-35. doi:10.1680/geot.2008.58.1.23.
- Ng, C.W.W., Xu, J. y Yung, S.Y. (2009). Effects of wetting-drying and stress ratio on anisotropic stiffness of an unsaturated soil at very small strains. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(9): 1062-1076. doi:10.1139/T09-043.
- Nimmo, J.R. (1992). Semi-empirical model of soil water hysteresis. *Soil Science Society of America Journal*, 56: 1723–1730.v.
- Noguchi, T. (2009). Comparison of major suction Measurement techniques used to determine the soil water retention curves. Meng dissertation, Durham University, Durham, UK.
- Nuth, M. y Laloui, L. (2008). Advances in modelling hysteretic water retention curve in deformable soils. *Computers and Geotechnics* 35, No. 6, 835–844.
- Olivares Tello, A. (2011). Estudio de la tixotropía de los sedimentos lacustres de la ciudad de México. Tesis de maestría en ciencias. Escuela superior de ingeniería y arquitectura. Instituto politécnico nacional. México D.F.
- Olivella, S. y Gens, A. (2000). Vapour transport in low permeability unsaturated soils with capillary effects. *Transport in Porous Media* 40, 219–241.
- Olson, R.E. y Langfelder, L.J. (1965). Pore-water pressures in unsaturated soils. *ASCE. Journal of Soil Mechanics and Foundation Divition.*, 91(4):127-160.
- Ortiz-Pulido, M., Gaitán-Serrano, J.F. y Camacho-Tauta, J.F. (2014). Modelo unificado de curvas de degradación del módulo cortante en arenas del río Guayuriba. *DYNA* 81 (184), pp. 77-84.

- Patel, A.R., Singh, D.N. y Singh, K.K. (2010). Performance Analysis of Piezo-Ceramic Elements in Soils. *Geotechnical and Geological Engineering*. 28(5):681–694. DOI 10.1007/s10706-010-9328-2
- Pennington, D. S., Nash, D.F.T. y Lings, M. (2001). Horizontally-mounted bender elements for measuring anisotropic shear moduli in triaxial clay specimens, *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 24, No. 2, pp. 133-44.
- Pennington, D.S. (1999). The Anisotropic Small Strain Stiffness of Cambridge Gault Clay. Tesis de doctorado. University of Bristol, UK.
- Pennington, D.S., Nash, D.F.T. y Lings, M.L. (1997). Anisotropy of G_0 shear stiffness in Gault Clay. *Géotechnique*, Vol. 47, No. 3, pp. 391-398.
- Pham, H.Q., Fredlund, D.G. y Barbour, S.L. (2005). A study of hysteresis models for soil-water characteristic curves. *Canadian Geotechnical Journal*. 42: 1548–1568. doi: 10.1139/T05-071.
- Pham, Q.H., Fredlund, D.G., y Barbour, S.L. (2003). A practical hysteresis model for the soil-water characteristic curve for soils with negligible volume change. *Géotechnique*, 53: 293–298.
- Pietruszczak, S. (1999). On inelastic behaviour of anisotropic frictional materials. *J. Mech. Cohesive-Frictional Mater.* 4, No. 3, 281–293.
- Pineda, J.A. (2012). Swelling and Degradation of Argillaceous Rocks. Tesis de doctorado. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.
- Piriyakul, K. (2006). Anisotropic Stress-Strain Behaviour of Belgian Boom Clay in the Small Strain Region. Tesis doctoral. Universidad de Ghent. Belgica.
- Pusch, R. y Schomburg, J. (1999). Impact of microstructure on the hydraulic conductivity of undisturbed and artificially prepared smectite clay. *Eng Geol* 54:167–172.
- Qi, Y., Al-Mukthar, M., Alcover, J.F. y Bergaya, F. (1996) Coupling analysis of macroscopic and microscopic behaviour in highly consolidated Na-laponite clays. *Applied Clay Science* 11:185–197.
- Qiu, T. y Fox, P.J. (2008). Effective Soil Density for Propagation of Small Strain Shear Waves in Saturated Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 134(12), 1815-1819.
- Quian, X., Gray, D., y Woods, R. (1993). Voids and Granulometry: Effects on Shear Modulus of Unsaturated Sands. (ASCE, Ed.) *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(2), 295-314.
- Rampello, S., Viggiani, G.M.B. y Amorosi, A. (1997). Small-strain stiffness of reconstituted clay compressed along constant triaxial effective stress ratio paths. *Géotechnique* 47 (3), 475–489.
- Rampino, C., Mancuso, C. y Vinale, F. (1999). Laboratory testing on unsaturated soil: equipment, procedures and first experimental results. *Canadian Geotechnical Journal*, 36:1-12.

Richart, F.E., Hall, J.R. y Woods, R.D. (1970). *Vibrations of Soils and Foundations*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs.

Ridley, A.M. y Burland, J.B. (1995). A pore pressure probe for the in situ measurement of soil suction. *Proceedings of conference on advances in site investigation practice*, London.

Ridley, A.M., Dineen K., Burland, J.B. y Vaughn, N.P. R. (2003). Soil matrix suction: some examples of its measurement and application in geotechnical engineering. *Géotechnique* 53, No. 2, 241–253.

Ridley, A.M., Patel, A.R. y Marsland, F. (1998). Tensiometers: their design and use for civil engineering purposes. In *Geotechnical site characterization*, pp. 851–856. Rotterdam: Balkema.

Rio, J. (2006). *Advances in Laboratory Geophysics Using Bender Elements*. Ph.D. thesis, University College of London, United Kingdom.

Rio, J., Greening, P. y Medina, L. (2003). Influence of sample geometry on shear wave propagation using bender elements. *Deformation Characteristics of Geomaterials*, Lyon, pp. 963-967.

Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D. y Rice, A. (1986). Seismic cpt to measure in-situ shear wave velocity. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(8):791-803.

Rodríguez Cúpich, M. y Elizondo Garza, F.J. (2000). Actuadores piezoeléctricos. *Ingenierías*. Volumen III, No. 6.

Rodríguez Segurado, M. (2005). *Caracterización de la Respuesta Sísmica de los Suelos. Aplicación a la ciudad de Barcelona*. Tesina. Universitat Politècnica de Catalunya, España.

Roesler, S.K. (1977). Correlation methods in soil dynamics. *Proceedings, DMSR 77*, Karlsruhe, Germany, Vol. 1, pp. 309-334.

Rohe, A., Gareau, L.F. y Molenkamp, F. (2009). Lateral oedometer testing of anisotropic clay as affected by surface roughness. *Géotechnique* 59, No. 8, 703–715 [doi: 10.1680/geot.7.00158].

Romero, E. (1999). *Characterisation and THM behaviour of unsaturated Boom clay*. Universitat Politècnica de Catalunya. Tesis doctoral. Barcelona, España.

Romero, E. (2001). Controlled-suction techniques. *Proc. 48 Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados N° SAT 2001* (eds W. Y. Y. Gehling and F. Schnaid), PortoAlegre, Brazil 1, 535–542.

Romero, E. (2013). A microstructural insight into compacted clayey soils and their hydraulic properties, *Engineering Geology*. No165: 3–19.

Romero, E. y Jommi, C. (2008). An insight into the role of hydraulic history on the volume changes of anisotropic clayey soils, *Water Resources Research*, 44, W12412, doi:10.1029/2007WR006558.

Romero, E. y Vaunat, J. (2000). Retention curves of deformable clays. *International Workshop On Unsaturated Soils: Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils* (Trento, Italy). A.A. Balkema, Rotterdam: 91-106.

Romero, E., Della Vecchia, G. y Jommi, C. (2011). An insight into the water retention properties of compacted clayey soils. *Géotechnique* 61 (4), 313-328. [doi: 10.1680/geot.2011.61.4.313].

Romero, E., Gens, A. y Lloret, A. (1999). Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated boom clay. *Engineering geology*, 54: 117:127.

Romero, E., Gens, A., Lloret, A. y Barrera, M. (2003). Deformation behaviour of anisotropic and isotropic compacted soils due to wetting. *Proc. 3rd Int. Symp. On Deformation Characteristics of Geomaterials*, Lyon, France, September 22–24, 2003 (H. Di Benedetto, T. Doanh, H. Geoffroy and C. Sauz_eat eds.), *Deformation Characteristics of Geomaterials*, A.A. Balkema Publishers, Lisse, pp.743–749.

Romero, E., Hoffmann, C., Castellanos, E., Suriol, J. y Lloret, A. (2005). Microstructural changes of compacted bentonite induced by hydro-mechanical actions. In *Advances in understanding engineered clay barriers* (eds E. E. Alonso and A. Ledesma), *Proceedings of an international symposium on large scale field tests in granite*, Sitges, Spain, pp. 193–202. Leiden: AA Balkema.

Romero, E., y Simms, P.H. (2008). Microstructure investigation in unsaturated soils: A review with special attention to contribution of mercury intrusion porosimetry and environmental scanning electron microscopy. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26: 705-727. doi:10.1007/s10706-008-9204-5.

Romo, M. P. y Jaime, A. (1986). Dynamic characteristics of some clays of the Mexico Valley and seismic response of the ground. *Technical Report, Apr.*, Institute de Ingenieria, Mexico City, Mexico.

Ross, R. B. 1980. *Metallic materials specification handbook*, Spon, London.

Sánchez, M., Gens, A., Guimarães, L. y Olivella, S. (2005). A double structure generalized plasticity model for expansive materials. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 29, 751–787.

Sánchez-Salineró, I., Roesset, J. M. y Stokoe, K.H.I. (1986). Analytical studies of body wave propagation and attenuation [Report GR 86-15], Austin: University of Texas.

Sanderson, Vita. (2011). Microstructure and its effects on compaction in Barcelona silty-clays. *Tesina de especialidad*. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

Santamarina, J.C., Klein, K.A. y Fam, M.A. (2001). *Soils and waves – Particulate materials behavior, characterization and process monitoring*. John Wiley & Sons, New York.

Santos, J. A., Camacho-Tauta, J., Parodi, M., Viana da Fonseca, A. y Ferreira, C. (2007). Use of random vibrations to measure stiffness of soils, *Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures (EVACES'07)*, Porto, 1169-78.

Santos, J. A., Gomes Correia, A. y Rodríguez, Fialho, L. (1999). Comparison of Laboratory and Field Shear Modulus of Sta Iria De Azóia Clay. Proceedings of the XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Foz de Iguaçu, 173-178.

Sawangsurriya, A., Edil, T.B. y Bosscher, P. (2008). Modulus-suction-moisture relationship for compacted soils. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 45: 973-983.

Sayao, A.S.F. y Vaid, Y.P. (1989). Deformation due principal stress rotation. Proceedings 12th International Conference on Soils Mechanics and Foundations Engineering. Rio de Janeiro, Brazil. Vol. 1, pp.107-110.

Seed, H.B. y Chan, A.M. (1959). Structure and strength characteristics of compacted clays. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, A.S.C.E., Vol. 85, SM5: 87-128.

Seed, H.B. y Idriss, I.M. (1970). Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses. UCB/EERC-70/10, University of California, Berkeley.

Sharma, S. y Bukkapatnam, A. (2008). An Investigation of Unsaturated Soil Stiffness. The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG). P: 2042-2048. Goa, India.

Sheng, D. y Zhou, A.N. (2011). Coupling hydraulic with mechanical models for unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal 48(5): 826-840.

Sheng, D., Fredlund, D.G. y Gens, A. (2008). A new modelling approach for unsaturated soils using independent stress variables. Canadian Geotechnical Journal, 45(4): 511 -534. doi:10.1139/T07-112.

Sheng, D., Sloan, S.W. y Gens, A. (2004). A constitutive model for unsaturated soils: thermomechanical and computational aspects. Computational Mechanics, Vol. 33, pp. 453–465.

Shibuya, S., Mitachi, T., Fukuda, F. y Degoshi, T. (1995). Strain Rate Effects on Shear Modulus and Damping of Normally Consolidated Clay. Geotechnical Testing Journal, ASTM, 18(3), 365-375.

Shirley, D. J. y Hampton, L. D. (1978). Shear-Wave Measurements in Laboratory Sediments. J. Acoustical Society of America, Vol. 63, No. 2, pp. 607–613.

Shirley, D.J. y Hampton, L.D. (1978). Shear wave measurements in laboratory sediments. Journal of the Acoustical Society of America, Vol. 63, No. 2, pp. 607-613.

Simms, P. H. y Yanful, E.K. (2005). A pore-network model for hydromechanical coupling in unsaturated compacted clayey soils. Canadian Geotechnical Journal. 42, No. 2, 499–514.

Simms, P.H y Murray, G. (2009). Direct measurement of matric suction in triaxial tests on early-age cemented paste backfill. Canadian Geotechnical Journal. 46: 93–101. doi:10.1139/T08-098.

Simms, P.H. y Yanful, E.K. (2002). Predicting soil-water characteristic curves of compacted plastic soils from measured pore-size distributions. *Géotechnique* 52, No. 4, 269–278, doi: 10.1680/geot.2002.52.4.269.

Simms, P.H. y Yanful, E.K. (2004). Estimation of soil-water characteristic curve of clayey till using measured pore-size distribution. *J. Environ. Engng* 130, No. 8, 847–854.

Sivakumar, V. (1993). A critical state framework for unsaturated soil. Ph.D. thesis, University of Sheffield, Sheffield, UK.

Souto, A., Hartikainen, J. y Özüdoğru, K. (1994). Measurement of dynamic parameter of road pavement materials by the bender element and resonant column test. *Géotechnique* 44, No.3, 519-526.

Stokoe K.H. II, Rix G.J. y Nazarias S. (1989). In-Situ seismic testing with surface waves. Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. Fond. Engr., Río de Janeiro, Brasil, 1: 331-334.

Stokoe K.H. y Woods, R.D. (1972). In situ shear wave velocity by cross-hole method. Proc. ASCE: Journal of the Soil Mechanics and foundations Division, 98(SM5):443-460.

Stokoe, K.H., Darendeli, M.B., Andrus, R.D. y Brown, L.T. (1999). Dynamic soil properties: laboratory, field and correlation studies. In Proc. 2nd Int. Conf. on Earthquake Geotech. Eng., volume 3, pages 811-845. A.A. Balkema.

Stokoe, K.H., Darendeli, M.B., Gilbert, R.B., Menq, F.Y. y Choi, W.K. (2004). Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. In International Workshop on Uncertainties in Nonlinear Soil Properties and their Impact on Modeling Dynamics Soil Response, UC Berkeley, CA.

Stokoe, K.H., Wright, S.G., James, A.B. y Jose, M.R. (1994). Geophysical characterization of sites, chapter Characterization of geotechnical sites by SASW method, pages 15-25. Balkema, A.A., Rotterdam.

Sun, D.A., Sheng, D., Cui, H.B. y Sloan, S.W. (2007). A density dependent elastoplastic hydro-mechanical model for unsaturated compacted soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 31(11): 1257-1279. doi:10.1002/nag.579.

Suriol, J. (1993). Medida de la deformabilidad de suelos mediante el equipo de columna resonante. *Revista de Obras Públicas*, 140(3319), 55-66.

Suriol, J. y Lloret, A. (2007). Cambios en la estructura de suelos compactados frente a humedecimiento y secado. *Ingeniería Civil*, 147.

Symes, M.J., Gens, A. y Hight, D.W. (1988). Drained Principal stress rotation in saturated sand. *Géotechnique*, Vol. 38, No.1, pp. 59-81.

Take, W. A. y Bolton, M. D. (2003). Tensiometer saturation and the reliable measurement of soil suction. *Géotechnique* 53, No. 2, 159–172.

Tamagnini, C., Castellanza, R. y 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* 2002; 26:963-1004.

Tamagnini, R. (2004). An extended Cam-clay model for unsaturated soils with hydraulic hysteresis. *Géotechnique*, Vol. 54, No(3): 223–228.

Tanaka, H. y Locat, J. (1999). A microstructural investigation of Osaka Bay clay: the impact of microfossils on its mechanical behaviour. *Canadian Geotechnical Journal*. 36, No. 3, 493–508.

Tang, G.X. y Graham, J. (2002). A possible elastic–plastic framework for unsaturated soils with high-plasticity. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(4): 894–907.

Tarantino, A. (2009). A water retention model for deformable soils. *Géotechnique* 59, No. 9, 751–762, doi: 10.1680/geot.7.00118.

Tarantino, A. y Mongiovì, L. (2001). Experimental procedures and cavitation mechanisms in tensiometer measurements. *Geotechnical and Geological Engineering* 19, 189–210.

Tarantino, A. y Mongiovi, L. (2003). Calibration of tensiometer for direct measurement of matric suction. *Géotechnique* 53, No. 1, 137–141.

Tarantino, A. y Mongiovi, L. (2002). Design and construction of a tensiometer for direct measurement of matric suction. *Proc. 3rd Int. Conf. Unsaturated Soils* (eds J. F. T. Juca, T. M. P. de Campos and F. A. M. Marinho) 1, 319–324.

Tarantino, A. y Tombolato, S. (2005). Coupling of hydraulic and mechanical behaviour in unsaturated compacted clay. *Géotechnique* 55, No.4, 307-317.

Tarantino, A., Gallipoli, D., Augarde, C.E., de Gennaro, V., Gómez, R., Laloui, L., Mancuso, C., El Mountassir, G., Munoz, J.J., Pereira, J-M., Peron, H., Pisoni, G., Romero, E., Raveendraraj, A., Rojas, J.C., Toll, D.G., Tombolato, S. y Wheeler, S. (2011). Benchmark of experimental techniques for measuring and controlling suction. *Géotechnique* 61, No. 4, 303–312 [doi: 10.1680/geot.2011.61.4.303].

Tatsuoka, F. y Shibuya, S. (1992). Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests. *Report of the Institute of Industrial Science, University of Tokyo*, Vol. 37, No. 1, pp. 1-136.

Tatsuoka, F., Lo Presti, D.C.F. y Kohata, Y. (1995). Deformation Characteristics of Soils and Soft Rocks under Monotonic and Cyclic Loads and Their Relationships. *Proceedings of the third international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics*, Prakash, S., ed., University of Missouri, Rolla, Missouri, 851-879.

Teachavorasinskun, S. y Lukkanaprasit, P. (2008). Stress induced inherent anisotropy on elastic stiffness of soft clays. *Soil Found* 48(7):127–132.

Tessier, D., Lajudi, A. y Petit, J.C. (1992) Relation between the macroscopic behaviour of clays and their microstructural properties. *Applied Geochemistry* 1(Suppl):151–161.

Theron, M., Clayton, C.R.I. y Best, A.I. (2003). Interpretation of side-mounted bender element results using phase shift and group velocity. *IS Lyon'03: International symposium on deformation behaviour of geomaterials* (eds H. Di Benedetto, T. Doanh, H. Geoffroy and C. Sauzeat), pp. 127–132. Balkema, Rotterdam.

Thu Minh, T., Rahardjo, H. y Leong, E. (2007). Elastoplastic model for unsaturated soil with incorporation of the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*. 44: 67–77.

Toll, D.G., Lourenço, S. y Mendes, J. (2013). Advances in suction measurements using high suction tensiometers. *Engineering Geology* 165 (2013) 29–37. doi:10.1016/j.enggeo.2012.04.013.

Truong, Q. H., Lee, C., Kim, Y.U. y Lee, J.S. (2012). Small strain stiffness of salt-cemented granular media under low confinement *Géotechnique* 62, No. 10, 949–953 [<http://dx.doi.org/10.1680/geot.10.T.004>].

Valle-Molina, C. y Stokoe II, K.H. (2012). Seismic measurements in sand specimens with varying degrees of saturation using piezoelectric transducers. *Canadian Geotechnical Journal*. 49: 671–685 (2012) doi:10.1139/T2012-033.

van Genuchten, M. Th. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 44, 892–898.

Vanapalli, S.K., Fredlund, D.G., Pufahl, D.E. y Clifton, A.W. (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(3): 379–392. doi:10.1139/t96-060.

Vanapalli, S.K., y Catana, M.C. (2005). Estimation of the soil-water characteristic curve if coarse-grained soils using one point measurement and simple properties. In *Proceedings of the International Symposium on Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics*, Trento, Italy, 27–29 June 2005. Edited by A. Tarantino, E. Romero, and Y.J. Cui. Taylor & Francis, London. pp. 401–407.

Vargas-Meleza y Valle-Molina, C. (2012). Avances y aplicaciones en física de rocas para exploración de hidrocarburos. *Ingeniería Investigación y Tecnología*, volumen XIII (número 4), octubre-diciembre 2012: 439-450 ISSN 1405-7743 FI-UNAM.

Vassallo, R., Mancuso, C. y Vinale, F. (2007). Effects of net stress and suction history on the small strain stiffness of a compacted clayey silt. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(4): 447–462. doi:10.1139/t06-129.

Vaunat, J., Romero, E. y Jommi, C. (2000). An elastoplastic hydro-mechanical model for unsaturated soils. *International Workshop On Unsaturated Soils: Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils* (Trento, Italy). A.A. Balkema: 21-138.

Ventayol, A., Palau, J. y Roca, A. (2002). El Contexto Geotécnico de la Ciudad de Barcelona. *Ingeniería del Terreno. IngeoTer* 1. U.D. Proyectos. E.T.S.I. Minas. U.P.M. Madrid.

- Viana da Fonseca, A., Ferreira, C. y Fahey, M. (2009). A Framework Interpreting Bender Element Tests, Combining Time- Domain and Frequency-Domain Methods. *Geotech. Test. J.*, Vol. 32, No. 2, pp. 1–17.
- Viggiani, G. y Atkinson, J. H. (1995a). Interpretation of bender element tests, *Géotechnique*, 45, pp. 149-154.
- Viggiani, G. y Atkinson, J.H. (1995b). Stiffness of fine-grained soil at very small strains. *Géotechnique* 45, No. 2, 249-265.
- Villar, M.V. y Lloret, A. (2001). Variation of the intrinsic permeability of expansive clays upon saturation. In: Adachi, K., Fukue, M. (Eds.), *Clay Science for Engineering*. A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 259–266.
- Viola, R., Tuller, M., Or, D. y Drasdis, J. (2005). Microstructure of clay-sand mixtures at different hydration states. *Proceedings of International Symposium on Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics*, Trento, Italy,. In: Tarantino A, Romero E, Cui YJ (eds) *Advanced experimental unsaturated soil mechanics*. Taylor, Francis Group, London, pp 437–442, 27–29 June 2005.
- Vucetic, M. (1988). Normalized behavior of offshore clay under uniform cyclic loading. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 25, No. 1, pp. 33-42.
- Vucetic, M. (1994). Cyclic threshold shear strain in soils, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 120(12), pp. 89-107.
- Vucetic, M. y Dobry, R. (1988). Degradation of marine clays under cyclic loading. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 114(2), pp. 133-149.
- Vucetic, M. y Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 117, No. 1, pp. 89-107.
- Vucetic, M. y Tabata, K. (2003). Influence of soil type on the effect of strain rate on small-strain cyclic shear modulus. *Soils and Foundations*, 43(5):161-173.
- Vucetic, M., Lanzo, G. y Doroudian, M. (1998). Damping at Small Strains in Cyclic Simple Shear Test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 124(7), 585-594.
- Wan, A.W.L. (1996). The use of thermocouple psychrometers to measure “in situ” suction and water contents in compacted clays. PhD Dissertation. University of Manitoba, Canada.
- Wang, Y.H., Lo, K.F., Yan, W.M. y Dong, X. B. (2007). Measurement biases in the bender element test, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 133, pp. 564-574.
- Watabe, Y., Leroueil, S. y Le Bihan, J.P. (2000). Influence of compaction conditions on pore-size distribution and saturated hydraulic conductivity of a glacial till. *Canadian Geotechnical Journal* 37 (6), 1184–1194. <http://dx.doi.org/10.1139/t00-053>.
- Wheeler, S.J. (1996). Inclusion of specific water volume within an elasto-plastic model for unsaturated soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(1): 42–57.

Wheeler, S.J. y Karube, D. (1995). State of the art report: constitutive modeling. In Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils, Paris. Edited by E.E. Alonso and P. Delage. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands. Vol. 3, pp. 1323–1356.

Wheeler, S.J. y Sivakumar, V. (1993). Development and application of a critical state model for unsaturated soil. In Predictive Soil Mechanics: Proceedings of the Wroth Memorial Symposium, Oxford, 27–29 July 1992. Edited by G.T. Houlsby and A.N. Schofield. Thomas Telford, London, UK. pp. 709–728.

Wheeler, S.J. y Sivakumar, V. (1995). An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil. *Géotechnique*, 45: 35–53.

Wheeler, S.J., Näätänen, A., Karstunen, M. y Lojander, M. (2003). An anisotropic model for soft clays, *Canadian Geotechnical Journal*, 40, 403–418.

Wheeler, S.J., Sharma, R.S. y Buisson, M.S.R. (2003). Coupling of hydraulic hysteresis and stress-strain behaviour in unsaturated soils. *Géotechnique*, 53(1): 41–54. doi:10.1680/geot.2003.53.1.41.

Whitman, R.V. (1957). The behavior of soils under transient loadings. In Proc. 4th Int. Conf. SMFE, volume 1, pages 207-210, London, 1957.

Wichtmann, T. y Triantafyllidis, T. (2004). Influence of cyclic and dynamic loading history on dynamic properties of dry sand, Part 1: cyclic and dynamic torsional prestraining. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(2):127-147.

Wong, R.K.S., y Arthur J.R.F. (1986). Sand shear by stresses with cyclic variations in direction. *Geotechnique*, Vol. 36. No. 2, pp. 215-226.

Woods, R.D. (1978). Measurement of dynamic soil properties. In Proc. Earthquake Engineering and Soil Dynamics, volume 1, pages 91-78, Pasadena, CA. ASCE, New York.

Wu, S., Gray, D. y Richart, F. (1984). Capillary Effects on Dynamic Modulus of Sand and Silts. (ASCE, Ed.) *Journal of Geotechnical Engineering*, 110(9), 1188-1203.

Yamashita, S., Kawaguchi, T., Nakata, Y., Mikami, T., Fujiwara, T. y Shibuya, S. (2009). Interpretation of international parallel test on measurement of G_{max} using bender elements, *Soils and Foundations*, 49, pp. 631-650.

Yang, J. y Gu, X.Q. (2013). Shear stiffness of granular material at small strains: does it depend on grain size? *Géotechnique* 63, No. 2, 165–179 [<http://dx.doi.org/10.1680/geot.11.P.083>].

Youn, J.U., Choo, Y.W. y Kim, D.S. (2008). Measurement of small-strain shear modulus G_{max} of dry and saturated sands by bender element, resonant column, and torsional shear tests. *Canadian Geotechnical Journal*. 45: 1426–1438 (2008).

Yuk, W.Y. (1994). Suelos expansivos: Estudio experimental y aplicación de un modelo teórico. Tesis doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya. España.

Zakaria, I., Wheeler, S.J. y Anderson, W.F. (1995). Yielding of unsaturated compacted kaolin. *Unsaturated Soils* (E.E. Alonso and P. Delage eds.), Balkema, Rotterdam, Vol. 1, pp. 223–228.

Zambelli C., Arroyo, M. y Castellanza, R. (2003). Bender element tests on Toyoura sand (TC29 international parallel test report). Department of Structural Engineering, Milan University of Technology (Politecnico di Milano), Italy.

Zeng, X. y Grolewski, B. (2005). Measurement of G_{max} and estimation of K_0 of saturated clay using bender elements in an oedometer, *Geotechnical Testing Journal*, ASTM. Vol.28, N° 3, pp. 264-274.

Zeng, X.W. y Ni, B.X. (1998). Application of bender elements in measuring $g_{(max)}$ of sand under $k=0$ condition. *Geotechnical Testing Journal* 21(3), 251–263.

Zhang, G., Germaine, J.T. y Whittle, A.J. (2005). Drying induced alteration to the microstructure of a tropical soil. *Proceedings of International Symposium on advanced experimental unsaturated soil mechanics*, Trento, Italy. In: Tarantino A, Romero E, Cui YJ (eds) *Advanced experimental unsaturated soil mechanics*. Taylor & Francis Group, London, pp 443–449, 27–29 June 2005.

Zhou, A.N, Sheng, D, S.W., Sloan, S.W. y Gens, A. (2012). Interpretation of unsaturated soil behaviour in the stress saturation space, I: Volume change and water retention behaviour. *Computers and Geotechnics* 43, 178-187.

ANEXOS

ANEXO A. Calibración de los dispositivos LVDT

Para la calibración de los dispositivos LVDT utilizados en la investigación, se utilizó un comparador y el módulo de adquisición de datos DEWE43 descrito en el capítulo 3 de esta investigación.

Por medio de una conexión USB 2.0, el DEWE43 se conecta al ordenador y mediante su propio *software* (DS-7-PROF) es posible calibrar los instrumentos de medida que se han de conectar, de manera que los datos obtenidos por todos los sensores pueden visualizarse en la pantalla del ordenador en tiempo real y en sus respectivas unidades de medida, en este caso mm. Esto se consigue mediante factores de calibración que transforman el voltaje de salida de los sensores en esas unidades.

Los transductores de desplazamiento LVDT utilizados fueron del modelo DG 2.5 Solartron, con un rango de medición de ± 2.5 mm.

El primer paso fue colocar firmemente al dispositivo LVDT en un soporte en el cual se instala el comparador. La punta de contacto del comparador se coloca en la parte superior de un vástago. El sistema se muestra en la figura A1.

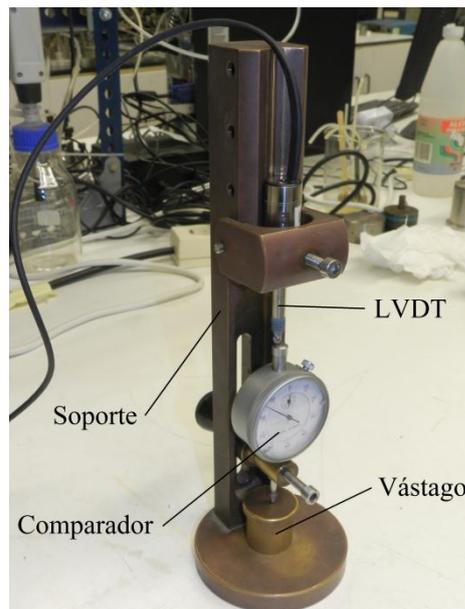


Figura A1. Sistema para la calibración del transductor de desplazamientos LVDT

Posteriormente, se conecta el dispositivo LVDT al módulo de adquisición de datos. Con todo el sistema colocado, se pone en cero al comparador y se asegura que el LVDT esté en contacto con el capuchón del comparador.

El *software* DS-7-PROF posee una opción para calibrar a los instrumentos de medida que se conectan al DEWE43. Una vez que se ha abierto esta opción se colocan los datos del instrumento de medida (figura A2).

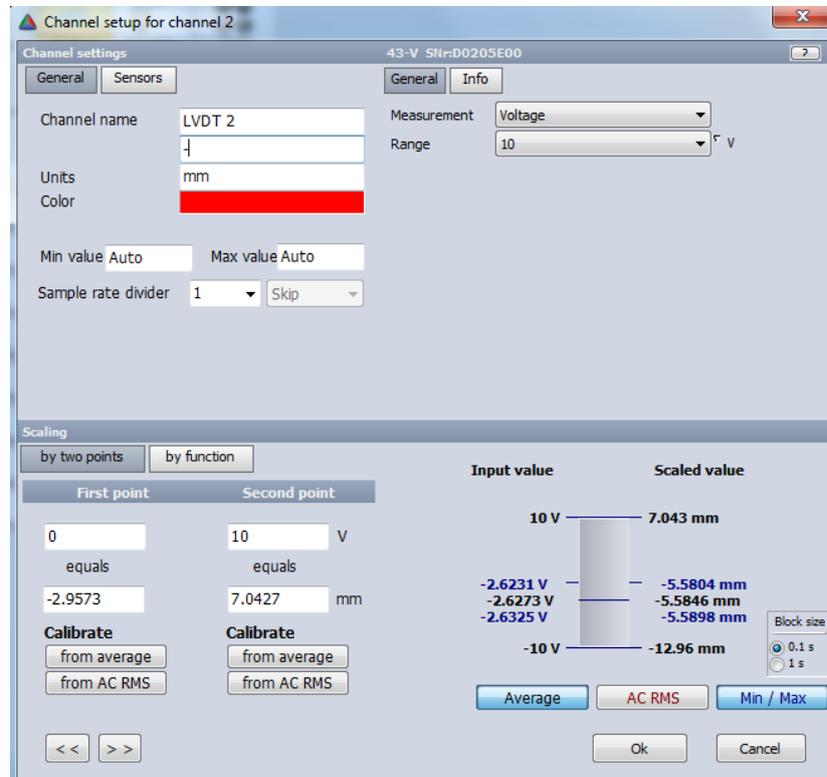


Figura A2. Interfaz del *software* DS-7-PROF para calibrar los instrumentos de medida.

El *software* permite calibrar los instrumentos mediante dos opciones: con una función y con dos puntos. Debido a que el rango de medida de los transductores es pequeño (± 2.5 mm), la calibración con dos puntos fue la que se utilizó en esta investigación.

Para poder realizar las mediciones correctamente, el módulo de adquisición de datos necesita establecer un rango de medida, para lo cual se establecen dos puntos. El primer punto es el que corresponde a la condición inicial, es decir, cuando no existe desplazamiento. Este estado es el que se tiene al poner en contacto el LVDT con el comparador (figura A1).

El segundo punto es el valor máximo de medida que se va a realizar. En este caso 1.5 mm. Para llegar a este punto, se hace girar la parte superior del vástago del soporte (figura A1), por lo cual, el vástago va incrementando progresivamente su altura. Debido a que la base del vástago, el comparador y el LVDT están en contacto, el incremento de la altura del vástago hace que el LVDT registre este desplazamiento, el cual es monitoreado por el comparador. Al llegar al desplazamiento deseado (1.5 mm) se deja fijo al vástago y se le indica al *software* que el estado actual es el segundo punto.

Para verificar la calibración, se sometió al LVDT a una serie de desplazamientos de forma indirecta a través del comparador. Los resultados se muestran en la figura A3.

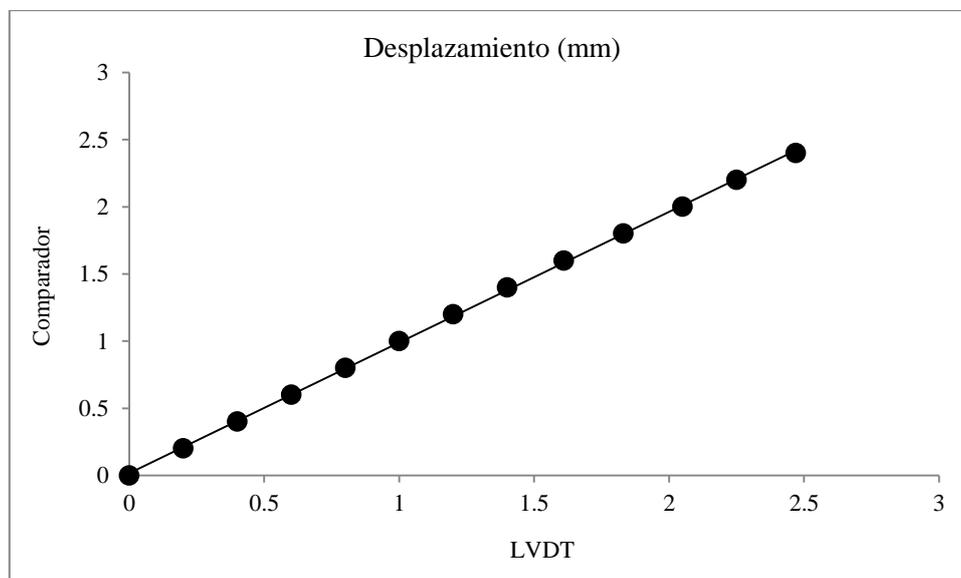


Figura A3. Verificación de la calibración del dispositivo LVDT

Una vez que el módulo de adquisición de datos DEWE43 tiene fijados los dos puntos, es posible realizar mediciones de los desplazamientos con gran precisión, siempre que se esté dentro del rango especificado.

Siempre que no se desconecten a los transductores de desplazamientos LVDT del módulo de adquisición de datos, no es necesario re-calibrarlos.

ANEXO B. Calibración del sensor de presión en miniatura

El sensor de presión en miniatura utilizado es del modelo EPX-N1 del fabricante *Measurement Specialties*. Posee un rango de medida de -1 a 7 bares, es capaz de medir los cambios de presión positiva del agua con una resolución de 0.001 MPa. Para su calibración se utilizó el módulo de adquisición de datos DEWE43, la nueva célula isótropa y el pedestal diseñado para monitorear la evolución de la succión en los ensayos a humedad constante, todos descritos en el capítulo 3 de esta investigación.

Por medio de una conexión USB 2.0, el DEWE43 se conecta al ordenador y mediante su propio *software* (DS-7-PROF) es posible calibrar los instrumentos de medida que se han de conectar, de manera que los datos obtenidos por todos los sensores pueden visualizarse en la pantalla del ordenador en tiempo real y en sus respectivas unidades de medida, en este caso kPa. Esto se consigue mediante factores de calibración que transforman el voltaje de salida de los sensores en esas unidades.

Para iniciar la calibración se instaló el sensor de presión en miniatura en el pedestal diseñado para el monitoreo de la succión y éste en la nueva célula isótropa siguiendo el procedimiento descrito en el capítulo 3. Posteriormente se saturó la piedra cerámica y todas las líneas de presión debajo de ella.

Una vez instalado todo el sistema, se conectó el sensor de presión en miniatura al módulo de adquisición de datos DEWE43. El *software* DS-7-PROF posee una opción para calibrar a los instrumentos de medida que se conectan al DEWE43. Una vez que se ha abierto esta opción se colocan los datos del instrumento de medida. La interfaz del *software* se muestra en la figura A2.

El *software* permite calibrar los instrumentos mediante dos opciones: con una función y con dos puntos. Ésta última fue la que se utilizó para la calibración del sensor de presión en miniatura.

Para realizar la calibración del sensor, el módulo de adquisición de datos necesita establecer un rango de medida, para lo cual se establecen dos puntos. El primer punto es el que corresponde a la condición inicial, es decir, a presión atmosférica. El segundo punto es el valor máximo de medida que se va a realizar, para esta investigación fue de 500 kPa. Para alcanzar este punto, se aplica progresivamente debajo y sobre la piedra cerámica un incremento de presión hasta alcanzar 500 kPa. Sobre la piedra cerámica se aplicó presión de aire con la ayuda de un regulador de presión y se monitoreo con un transductor de presión (capítulo 3). Debajo de la piedra cerámica se aplicó presión de agua mediante un controlador digital de presión de agua GDS, el cual posee una resolución de medida de 0.001 MPa

Cuando todo el sistema está bajo esta presión objetivo, se le indica al *software* que las condiciones de presión actuales corresponden al segundo punto.

Para verificar la calibración, se llevó al sistema a presión atmosférica y a partir de allí se aplicó un incremento de presión (debajo y sobre la piedra cerámica) de 2 kPa por minuto hasta llegar 500 kPa. La presión de la cámara donde está colocado el sensor de presión en miniatura (debajo de la piedra cerámica)

fue monitoreada con el controlador digital de presión GDS. La figura B1 muestra la comparación de las lecturas realizadas con el sensor EPX-N1 y las hechas con el GDS durante el incremento de presión.

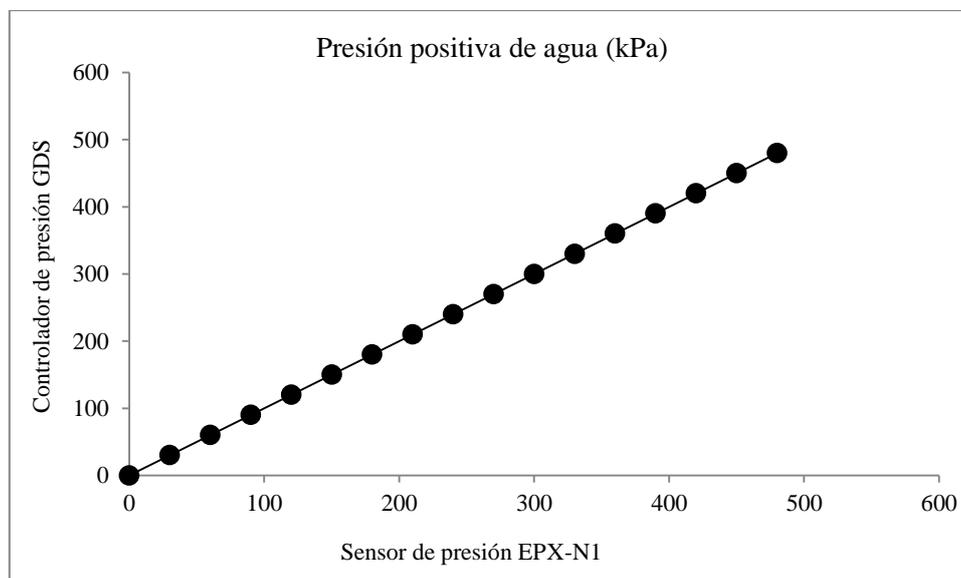


Figura B1. Comparación de las lecturas realizadas por el sensor EPX-N1 y el controlador digital de presión GDS.

Se observa que en el rango especificado (0 – 500 kPa) las mediciones realizadas con el sensor de presión en miniatura se corresponden por completo con las realizadas por el GDS. Es importante destacar que el rango de medida (dos puntos) puede ser reajustado en cualquier momento, además de que siempre que no se desconecte el sensor EPX-N1 del módulo de adquisición de datos, no es necesario re-calibrarlo. El cable que comunica al sensor con el módulo adquisición de datos está eléctricamente aislado y protegido por una capa de teflón, por lo que sus lecturas no se ven afectadas por otras señales.

ANEXO C. Características de la piezocerámica

Primary Materials

Material		Units	PZT401	PZT402	PZT5A1	PZT5A3	PZT802	PZT807		PZT5J1	PZT5H1	PZT5H2
Designation			Hard PZT	Hard PZT	Soft PZT	Soft PZT	Hard PZT	Hard PZT		Soft PZT	Soft PZT	Soft PZT
Navy Type			I	I	II	II	III	III		V	VI	VI
EN 50324-I			100	100	200	200	100	100		600	600	600
Thermal Properties												
Curie Temperature	T_c	°C	330	325	370	350	300	300		250	195	195
Max Operating Temperature	T_{max}	°C	165	160	185	175	150	150		125	95	95
Mechanical Properties												
Density	ρ	kg/m ³	7600	7720	7750	7910	7500	7650		7780	7400	7600
Poisson's ratio	σ	-	0.31	0.31		0.31				0.31		0.31
Compliances	S_{33}^E	$\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{N}$	15.60	15.57	17.20	17.69	13.50	15.65		17.65	20.80	18.42
	S_{11}^E	$\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{N}$	12.70	12.30	16.70	14.73	11.50	10.90		15.54	16.40	16.93
	S_{33}^D	$\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{N}$	7.76	7.94	9.40	8.77		8.20		7.72	9.00	8.06
	S_{11}^D	$\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{N}$	11.10	10.89	15.00	12.79	10.10	9.90		13.29	14.10	14.24
	Y_{33}^E	$\times 10^{10} \text{ N/m}^2$	6.41	6.42	5.81	5.65	7.41	6.39		5.67	5.43	5.43
	Y_{11}^E	$\times 10^{10} \text{ N/m}^2$	7.87	8.19	5.99	6.80	8.70	9.17		6.44	5.91	5.91
	Y_{33}^D	$\times 10^{10} \text{ N/m}^2$	12.89	12.59	10.64	11.40		12.20		12.95	12.41	12.41
	Y_{11}^D	$\times 10^{10} \text{ N/m}^2$	9.01	9.18	6.67	7.83	9.90	10.10		7.53	7.03	7.03
Electrical Properties												
Dielectric Constant	K_{33}^T	-	1395	1320	1800	1936	1150	1105		2750	3400	3311
	K_{11}^T	-		1303		1616	1290	1190		2062		2872
Dielectric Loss	$\tan \delta$	-	0.20%	0.22%	2.00%	1.35%	0.30%	0.16%		1.61%	2.50%	1.70%
Coercive Field	E_c	kV/mm		1.50		1.44				1.14		0.80
Piezoelectric Properties												
Coupling Factors	k_p	-	0.58	0.56	0.62	0.62	0.54	0.55		0.65	0.60	0.68
	k_{31}	-	0.35	0.33	0.34	0.36	0.30	0.29		0.38	0.35	0.40
	k_{33}	-	0.67	0.70	0.67	0.71	0.64	0.69		0.75	0.72	0.75
	k_t	-		0.42	0.45	0.35		0.47		0.37	0.50	0.32
	k_{15}	-	0.70	0.71	0.69	0.69	0.55		0.63			0.68
Charge or Strain Constants	d_{33}	pC/N or pm/V	315	307	409	425	250	260		554	620	685
	d_{31}	pC/N or pm/V	132	125	176	183	97	93		234	250	240
	d_{15}	pC/N or pm/V	511	495		585	300	294		670		741
Voltage or Stress Constants	g_{33}	$\times 10^{-3} \text{ V m/N}$	26.8	26.3	25.7	24.8	24.6	25.1		22.7	21.9	23.4
	g_{31}	$\times 10^{-3} \text{ V m/N}$	12.0	10.7	11.0	10.6	10.9	10.1		9.3	8.7	9.6
	g_{15}	$\times 10^{-3} \text{ V m/N}$		38.0		36.2	28.9	28.8		32.5		25.8
Frequency Constants	N_p	Hz-m	2190	2235	2000	2012	2285	2320		1974	1975	1920
	N_1	Hz-m	1636	1650	1370	1400	1700		1450	1375	1420	
	N_{3t}	Hz-m		2000	1940	1880	2070	2030		2020	1895	2000
	N_5	Hz-m	1800	1944	1465	1750				1717	1430	1670
	Mechanical Quality Factor	Q_m	-	600	575	60	90	1000	1200		70	65
Time Stability												
Aging Rate - Dielectric	α	per decade	-4.6%	-4.8%	-1.6%	-1.1%	-4.0%	-3.5%		-2.1%	-1.5%	-1.7%
Aging Rate - d constants	α	per decade		-5.3%		-0.6%	-6.3%			-1.7%		-1.6%
Aging Rate - Coupling	α	per decade	-1.7%	-1.9%	-0.4%	0.0%	-1.5%	-1.5%		-0.2%	-0.2%	-0.2%
Aging Rate - Frequency	α	per decade	1.0%	1.2%	0.2%	0.2%	0.9%	0.8%		0.4%	0.3%	0.4%

Custom Materials

	PZT403	PZT404	PZT406	PZT407	PZT801	
Designation	Hard PZT	Hard PZT	Hard PZT	Custom	Hard PZT	
Navy Type	I	I	I	Custom	III	
EN 50324-I	100	100	100	Custom	100	
Thermal Properties						
Curie Temperature	320	320	325	315	350	
Max Operating Temperature	160	160	160	155	175	
Mechanical Properties						
Density	7600	7650	7800	7900	7750	
Poisson's ratio	0.31	0.31	0.30	0.30	0.31	
Compliances	S_{33}^E	16.80	16.98	15.00	15.00	12.50
	S_{11}^E	13.30	13.23	13.00	12.00	11.49
	S_{33}^D		8.42			7.38
	S_{11}^D	11.80	11.49			10.33
	Y_{33}^E	5.95	5.89	6.67	6.67	8.00
	Y_{11}^E	7.52	7.56	7.69	8.33	8.70
	Y_{33}^D		11.88			13.55
	Y_{11}^D	8.47	8.70			9.69
Electrical Properties						
Dielectric Constant	K_{33}^T	1350	1650	1325	1225	1110
	K_{11}^T		1331		1400	1142
Dielectric Loss	$\tan \delta$	0.30%	0.30%	0.35%	2.50%	0.17%
Coercive Field	E_c		1.50			1.60
Piezoelectric Properties						
Coupling Factors	k_p	0.58	0.62	0.61	0.64	0.54
	k_{31}	0.33	0.36	0.34	0.38	0.32
	k_{33}	0.68	0.71	0.70	0.74	0.64
	k_t		0.35			0.34
	k_{15}	0.60	0.72		0.70	0.55
Charge or Strain Constants	d_{33}	315	372	315	325	275
	d_{31}	135	159	130	150	107
	d_{15}		515		480	330
Voltage or Stress Constants	g_{33}	26.4	25.5	27.0	30.0	28.1
	g_{31}	10.5	10.9	11.0	12.0	10.9
	g_{15}		38.7		39.0	28.9
Frequency Constants	N_p	2120	2158	2190	2175	2304
	N_1	1515	1515		1620	1700
	N_{3t}	2000	1950	2015	2000	2070
	N_5		1877			2004
	Mechanical Quality Factor	Q_m	600	457	750	1200
Time Stability						
Aging Rate - Dielectric	α	-4.6%	-5.2%	-6.0%	-1.0%	-5.6%
Aging Rate - d constants	α	-3.4%	-5.3%			-5.6%
Aging Rate - Coupling	α	-2.1%	-1.6%	-2.5%	-1.5%	-2.0%
Aging Rate - Frequency	α	1.2%	1.2%	0.5%	0.5%	1.1%

Typical Values measured at 20°C ± 1°C are provided for design information only. Standard tolerances are approximately ±20% of these values.

Material properties are measured according to standard IEEE and DOD definitions and measuring techniques.

Custom Materials

Material		Units	PZT806	PZT5A2	PZT5A4	PZT501	PZT502	PZT503		PZT504	PZT505	PZT507	PZT508	PZT5K1	PZT5K2	PZT5K4	PZT701	PZT702	PZT703
Designation			Hard PZT	Soft PZT		Soft PZT	Custom	Custom	Custom										
Navy Type			III	II	II	II	II	Custom		Custom	Custom	Custom	Custom						
EN 50324-I			100	200	200	200	200	Custom		Custom	Custom	Custom	Custom						
Thermal Properties																			
Curie Temperature	T_c	°C	300	374	360	330	350	285		270	285	165	215	160	150	150	350	325	270
Max Operating Temperature	T_{max}	°C	150	185	180	165	175	140		135	140	80	105	80	75	75	175	160	135
Mechanical Properties																			
Density	ρ	kg/m ³	7600	7500	7900	7890	7910	7800		7800	7800	7800	7900	8200	8300	8300	7800	7750	7800
Poisson's ratio	σ	-			0.35	0.31	0.31	0.30		0.30			0.31		0.31	0.31	0.31	0.31	0.30
Compliances	S_{33}^E	$\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{N}$	14.70	18.80	18.00	18.82	18.07	18.00		19.00		20.00	21.04	18.40	20.03	20.03	12.92	14.42	
	S_{11}^E	$\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{N}$	11.70	16.40	16.00	14.83	15.30	15.00		15.00	16.50	16.00	16.30	15.10	15.74	15.55	10.70	12.00	15.00
	S_{33}^D	$\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{N}$	7.40	9.40		8.79	8.96						7.91	8.00	7.53	7.53	7.12	7.75	
	S_{11}^D	$\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{N}$	10.80	14.40		12.62	13.14						13.46	12.70	13.01	12.92	9.75	10.83	
	Y_{33}^E	$\times 10^{10} \text{ N/m}^2$	6.80	5.32	5.56	5.31	5.53	5.56		5.26		5.00	4.75	4.99	4.99	4.99	7.74	6.93	
	Y_{11}^E	$\times 10^{10} \text{ N/m}^2$	8.55	6.10	6.25	6.75	6.54	6.67		6.67	6.06	6.25	6.14	6.37	6.37	6.43	9.35	8.34	6.67
	Y_{33}^D	$\times 10^{10} \text{ N/m}^2$	13.51	10.64		11.38	11.16						12.64	13.28	13.28	13.28	14.04	12.90	
Y_{11}^D	$\times 10^{10} \text{ N/m}^2$	9.26	6.94		7.93	7.62						7.43	7.70	7.70	7.74	10.26	9.24		
Electrical Properties																			
Dielectric Constant	K_{33}^T	-	1250	1800	1850	2243	2003	2100		2000	2600	4400	3910	6200	5986	7066	411	1345	1100
	K_{11}^T	-		1730	1650	1640	1653	1800				3300	4048		5588	6129	720	978	
Dielectric Loss	$\tan \delta$	-	0.30%	2.00%	1.70%	1.42%	1.48%	2.00%		1.50%	1.90%	1.60%	1.16%	2.00%	1.88%	1.96%	1.38%	0.43%	2.90%
Coercive Field	E_c	kV/mm				1.27	1.31						0.91		0.56	0.42	1.28	1.61	
Piezoelectric Properties																			
Coupling Factors	k_p	-	0.55	0.60	0.66	0.66	0.64	0.68		0.64	0.72	0.75	0.71	0.77	0.71	0.70	0.51	0.53	0.63
	k_{31}	-	0.31	0.34	0.37	0.39	0.38	0.38		0.37		0.39	0.42	0.40	0.42	0.41	0.30	0.31	0.37
	k_{33}	-	0.71	0.71	0.72	0.73	0.71	0.75		0.74		0.80	0.79	0.75	0.79	0.79	0.67	0.68	0.73
	k_t	-	0.45			0.31	0.31						0.35	0.48	0.35	0.37	0.43	0.43	
	k_{15}	-		0.69	0.68	0.63	0.62	0.66					0.71	0.63	0.71	0.71	0.68	0.68	0.68
Charge or Strain Constants	d_{33}	pC/N or pm/V	280	374	460	493	463	500		450	610	820	744	870	871	926	166	288	340
	d_{31}	pC/N or pm/V	104	171	195	209	196	215		200	270	360	313	370	381	407	59	116	150
	d_{15}	pC/N or pm/V		585	550	564	585	515					850	684	950	950	360	450	500
Voltage or Stress Constants	g_{33}	$\times 10^{-3} \text{ V m/N}$	26.4	24.8	28.0	24.9	26.1	24.0		25.0		20.0	21.5	15.8	16.5	14.8	45.7	24.2	30.0
	g_{31}	$\times 10^{-3} \text{ V m/N}$	10.9	11.4	13.0	10.5	11.0	10.0		12.0		10.0	9.1	6.8	6.9	6.5	16.2	9.8	10.0
	g_{15}	$\times 10^{-3} \text{ V m/N}$		38.2	37.0	34.4	35.4	33.0					21.0	20.1	17.0	15.5	50.0	46.0	33.0
Frequency Constants	N_p	Hz-m	2155	1960	1970	2007	1973	1975		2000	1900	1925	1916	1935	1903	1911	2377	2252	2100
	N_1	Hz-m	1660	1400	1400	1420	1400	1450				1400	1420	1420	1410	1410	1720	1700	1500
	N_{3t}	Hz-m	2060	1880	2060	1880	1860	1850		1900		1800	1980	2100	1980	1980	2100	2020	
	N_5	Hz-m	1780			1746	1717						1667		1656	1663	2068	1959	
Mechanical Quality Factor	Q_m	-	1200	75	80	85	88	75		75	60	80	59	65	69	63	570	535	80
Time Stability																			
Aging Rate - Dielectric	α	per decade	-4.1%	-0.9%	-2.0%	-1.3%	-0.9%	-1.0%		-2.0%		-1.0%	-3.5%	-0.5%	-1.6%	-1.4%	0.2%	-0.4%	-0.5%
Aging Rate - d constants	α	per decade		-2.9%		-0.9%	-1.0%						-3.1%		-0.9%	-0.9%	0.1%	-0.8%	
Aging Rate - Coupling	α	per decade	-2.1%	-0.1%	-0.1%	-0.1%	-0.1%	-0.5%		-1.5%		-0.6%	-0.6%	-0.5%	-0.1%	-0.3%	-0.1%	0.1%	-0.5%
Aging Rate - Frequency	α	per decade	1.1%		0.1%	0.2%	0.1%	0.5%		0.5%		0.3%	0.8%		0.2%	0.3%	-0.0%	0.1%	0.5%

Typical Values measured at 20°C ± 1°C are provided for design information only. Standard tolerances are approximately ±20% of these values.

ANEXO D. Equipos complementarios para la medida de succión

En la determinación de la curva de retención se emplearon dos equipos de medida de succión para así poder abarcar un amplio rango de valores. A continuación, se describen estos dispositivos.

Psicrómetro de punto de rocío

Para medir la succión en rangos altos se utilizó un psicrómetro de punto de rocío WP4-T o psicrómetro de espejo, del fabricante Decagon Devices (figura D1). Este equipo puede medir la succión total en un rango de 1 a 100 MPa. Se basa en la técnica de punto de rocío para medir el potencial de agua, es decir, se mide el estado de la energía del agua presente dentro del suelo. El WP4-T determina el potencial del agua dentro de la muestra equilibrando el potencial del agua en el aire de la cámara con el del agua en la muestra. En el equilibrio de la temperatura, la humedad relativa es una medida directa del potencial de agua.

El suelo se introduce en un recipiente de 4 cm de diámetro y 1 cm de alto, que tiene una capacidad de 15 ml (Figura D2). El fabricante recomienda que solo se llene hasta la mitad para proteger el sensor de la contaminación. El recipiente se coloca en el WP4-T y se introduce en una pequeña cámara.



Figura D1. Psicrómetro de punto de rocío WP4-T.

La cámara se sella y la temperatura de la muestra se controla con un termómetro de infrarrojos y la temperatura del aire en la cámara con un sensor de punto de rocío (termoeléctrico Peltier) colocado sobre un espejo. La cámara cuenta con un pequeño ventilador que tiene la función de acelerar el equilibrado. Una célula fotoeléctrica detecta la condensación

en el espejo, mediante el envío de un haz de luz hacia el espejo registrando cualquier cambio en el haz reflejado. Cuando la condensación aparece por primera vez en el espejo, la presión del agua en el aire es apenas suficiente para saturarlo, este es el punto de rocío (<http://www.decagon.com>). Una vez que el potencial del agua de la muestra y el del aire de la cámara se encuentran en equilibrio obtenemos el potencial del agua de la muestra.

El WP4-T puede ser calibrado usando soluciones salinas saturadas de cloruro potásico (KCl) y de cloruro sódico (NaCl).



Figura D2. Recipientes para ensayo en WP4-T (<http://www.decagon.com>).

Tensiómetro

El tensiómetro es un instrumento diseñado para mediciones de succión puntuales como por ejemplo en probetas de suelo a una humedad determinada. En esta investigación, se utilizó un mini tensiómetro de precisión T5x-5 fabricado por UMS (figura D3). Posee un rango de medida de +100 kPa a -250 kPa con una tolerancia de +/- 0.5 kPa. Tiene una superficie activa de 0.5 cm² y un diámetro de 0.5 cm de la punta de cerámica. Estas dimensiones permiten realizar mediciones de succión en suelos de manera rápida y con una alteración pequeña. Entre los accesorios que requiere el tensiómetro se encuentra una mini barrena para hacer los orificios en donde se introducirá el sensor así como instrumentos para desgasificar y saturar el tensiómetro, también se incluye el INFIELD7, que es un dispositivo al cual se conecta el transductor de presión y en el que se visualizan los datos recogidos por éste.

El dispositivo consiste en un transductor de presión con un tubo de vidrio acrílico roscado, el cual en su extremo posee una punta de cerámica porosa. Esta cerámica se satura y se introduce en un orificio de la muestra de suelo creado por una mini barrena con el mismo diámetro del tubo de vidrio acrílico. El agua del suelo y el agua del tensiómetro tienen contacto a través de la cerámica porosa. Esta cerámica porosa saturada crea una interfaz ideal poro / agua. La tensión del agua del suelo es conducida directamente al transductor de presión que

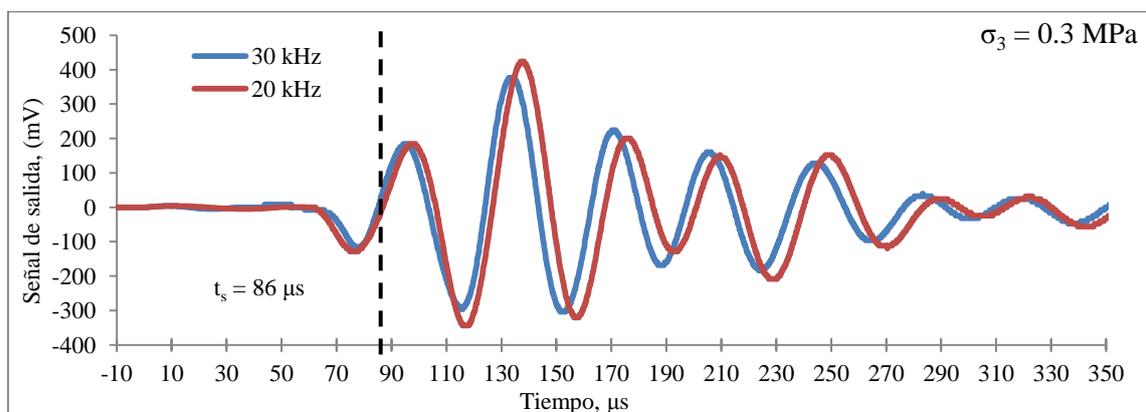
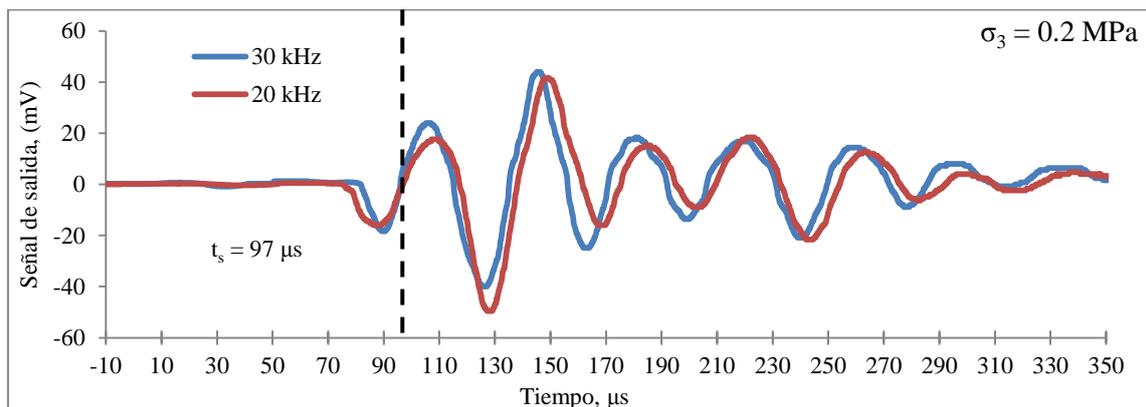
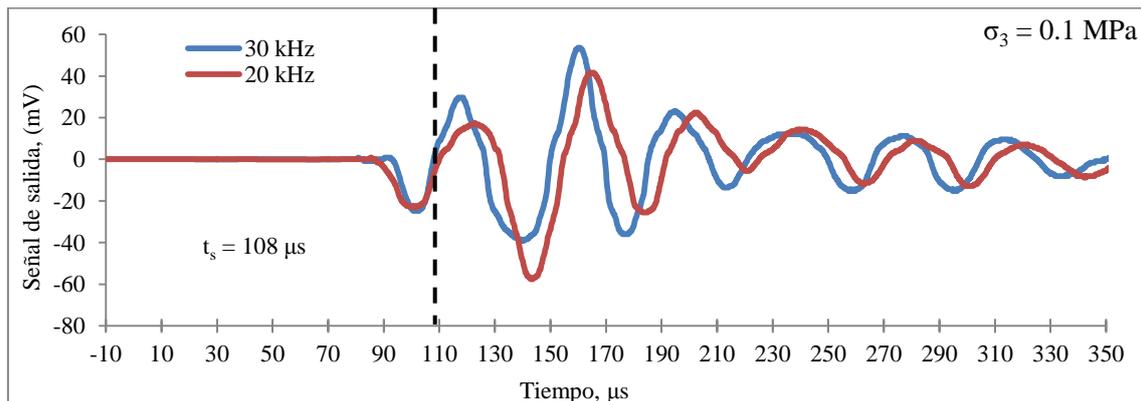
ofrece una señal continua. Los datos se visualizan en el INFIELD7. La presión atmosférica de referencia se proporciona a través de una membrana en el cable.

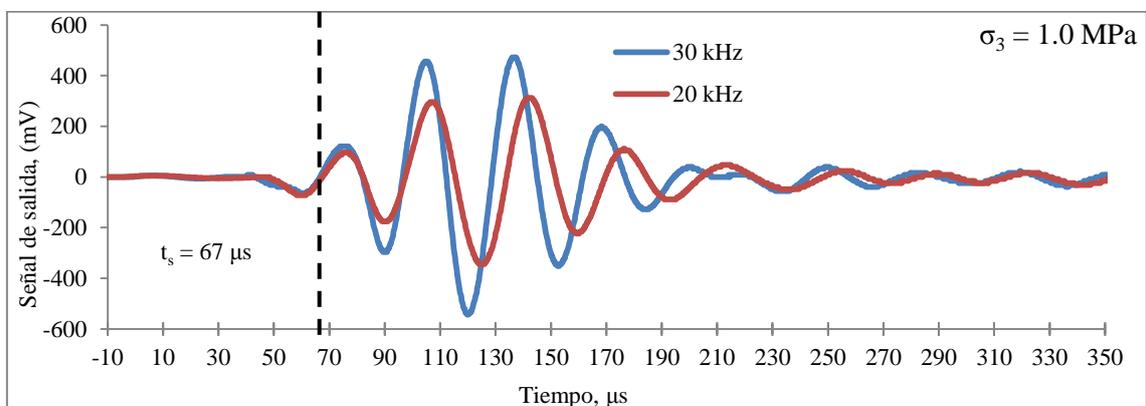
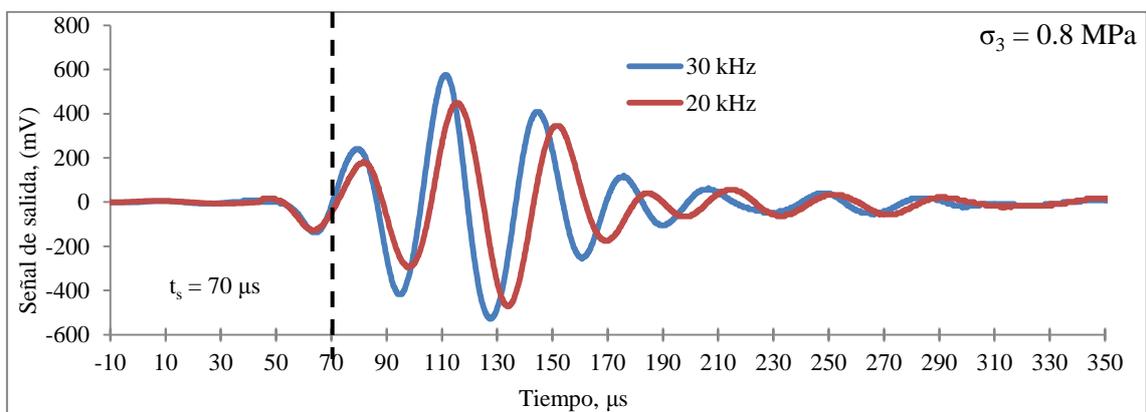
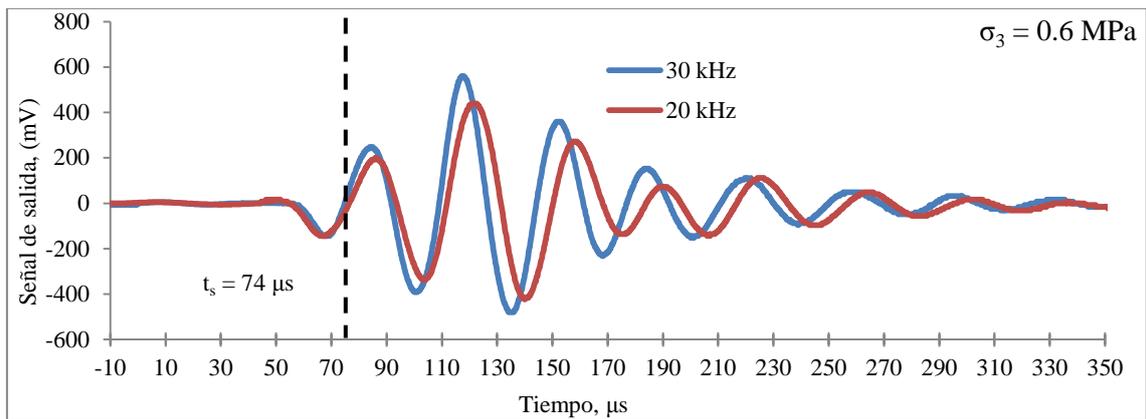
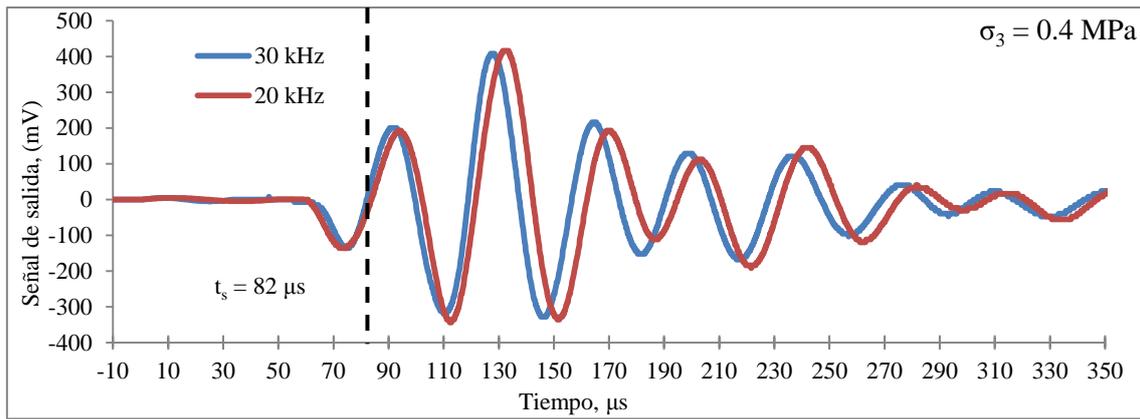


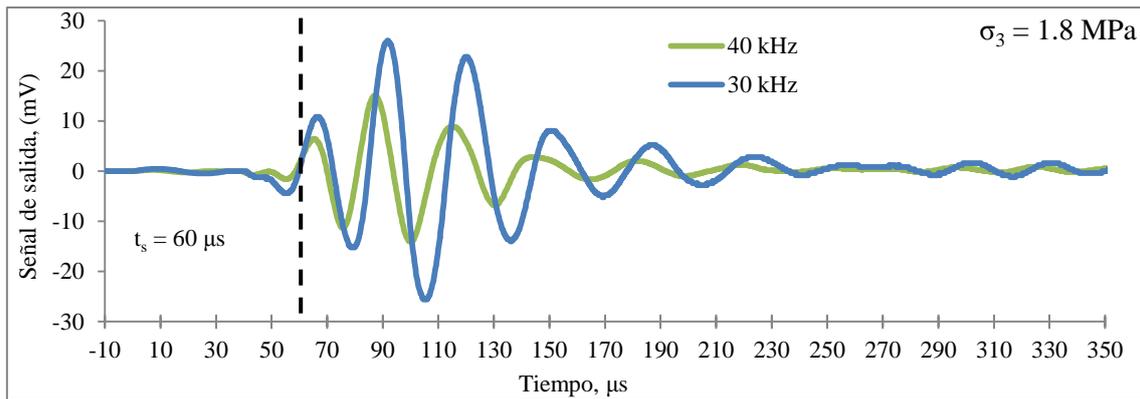
Figura D3. Tensiómetro T5x-5.

ANEXO E. Trazas de las señales recibidas durante la determinación del módulo $G_{m\acute{a}x}$ en ensayos de compresión isotrópica a humedad constante.

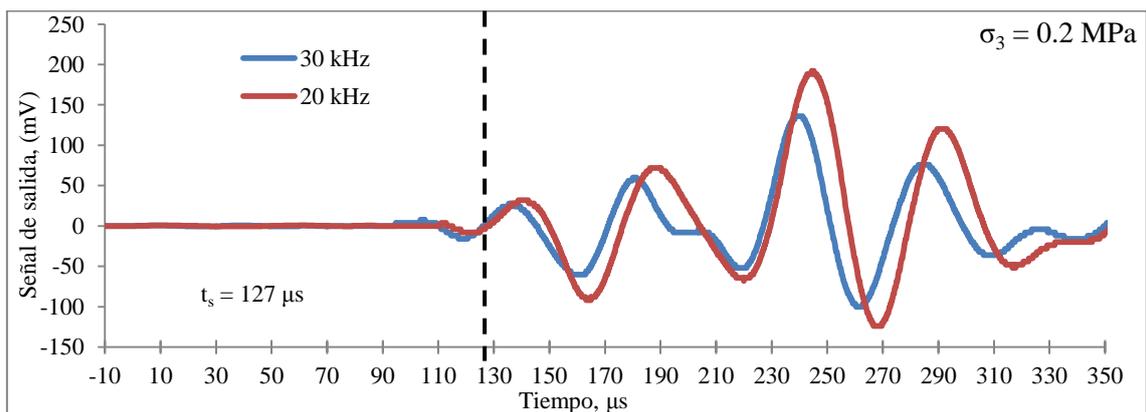
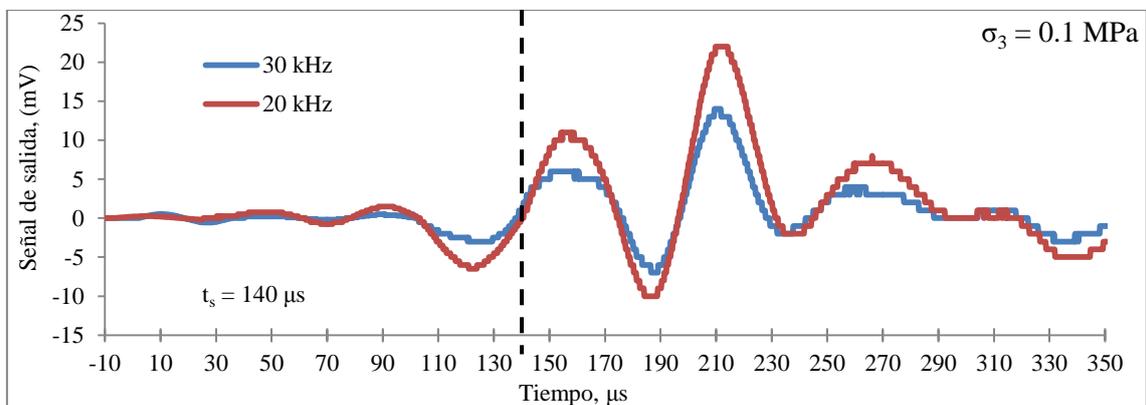
*Muestras elaboradas del lado seco del óptimo de compactación ($w = 12.5\%$ $\rho_d = 1.70$ Mg/m³).

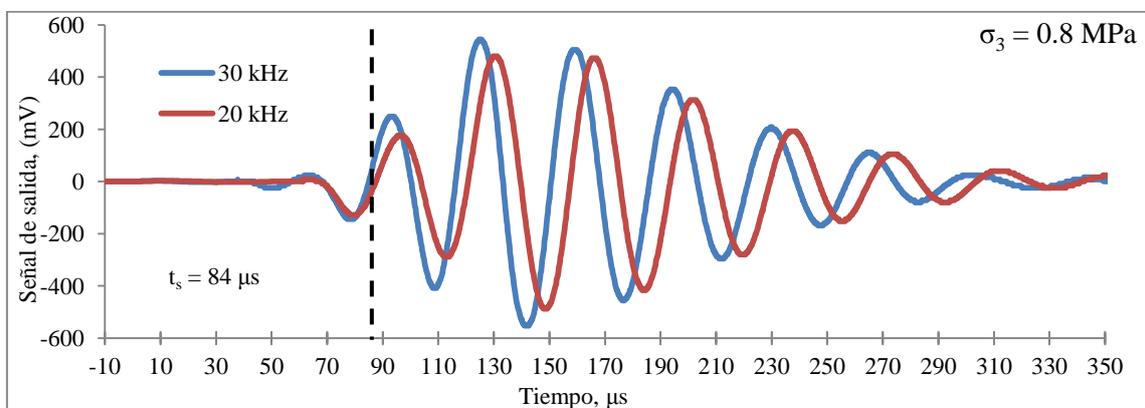
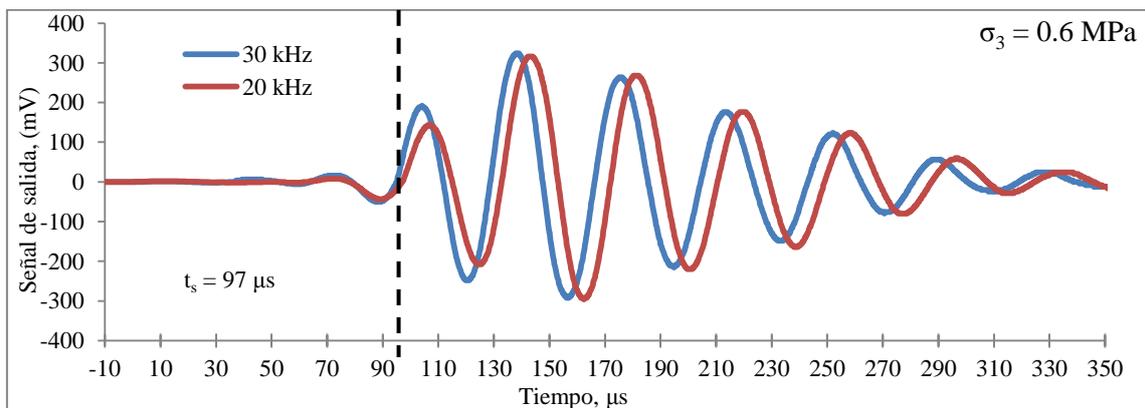
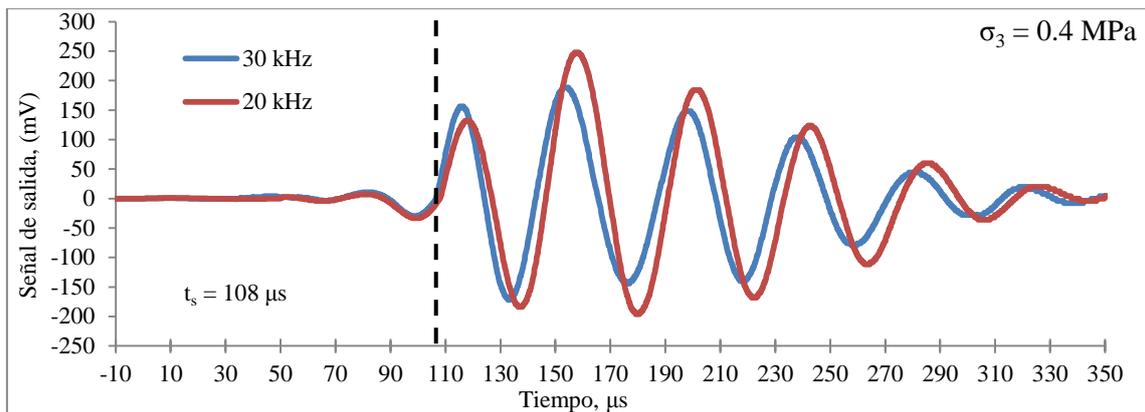
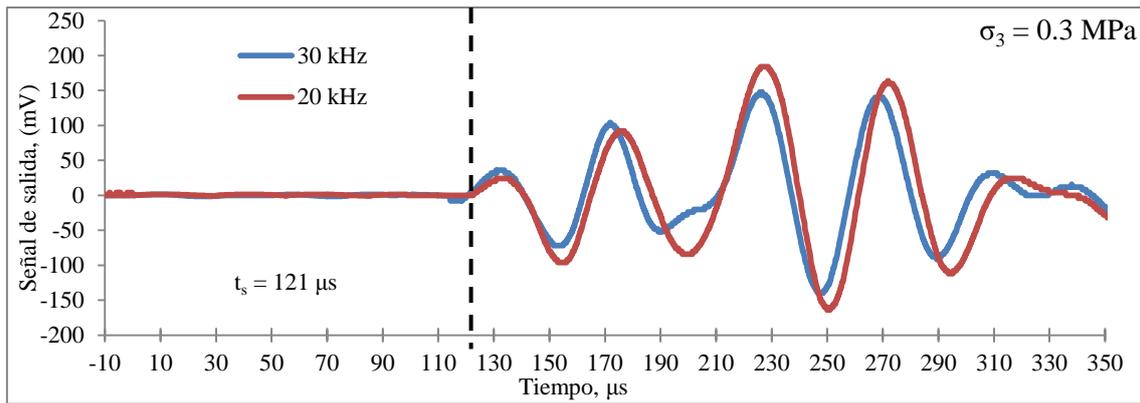


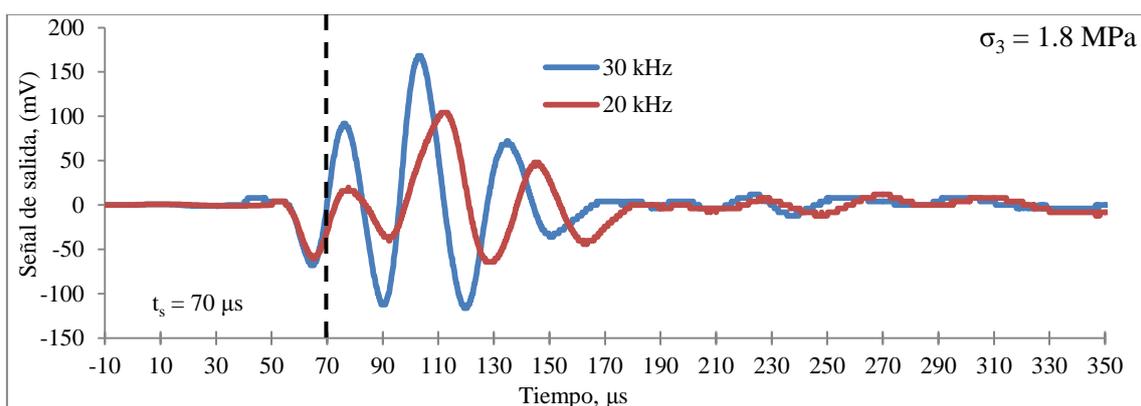
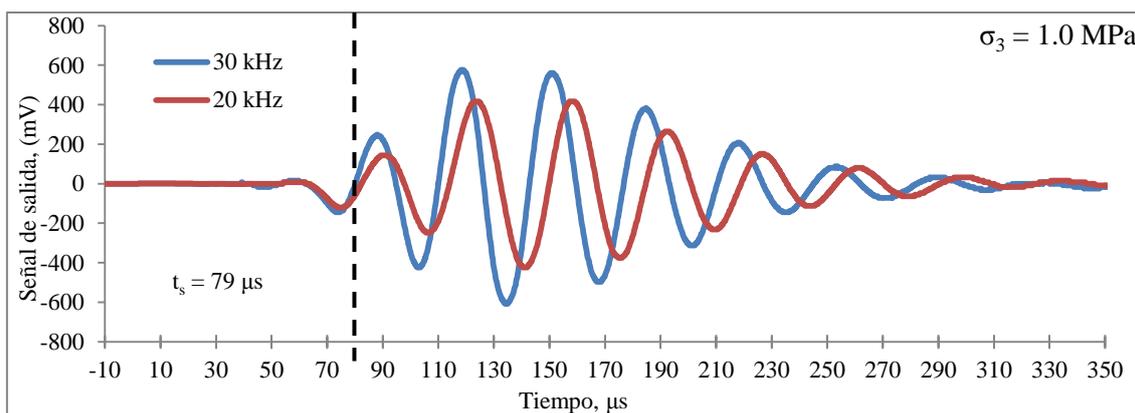




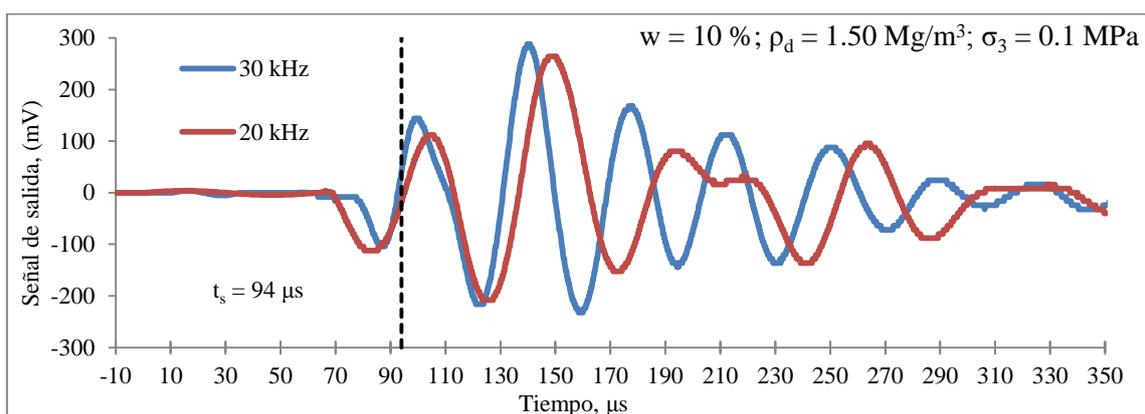
*Muestras elaboradas del lado húmedo del óptimo de compactación ($w = 18.5 \% \rho_d = 1.70 \text{ Mg/m}^3$).

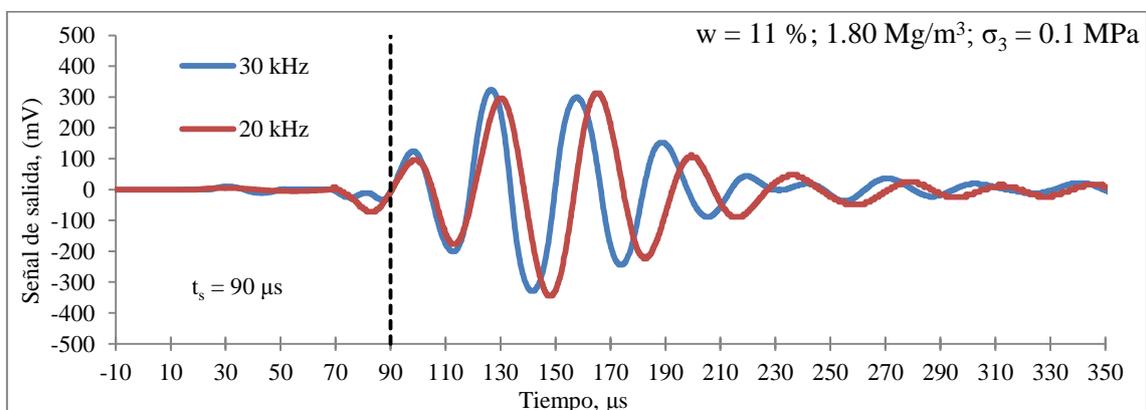
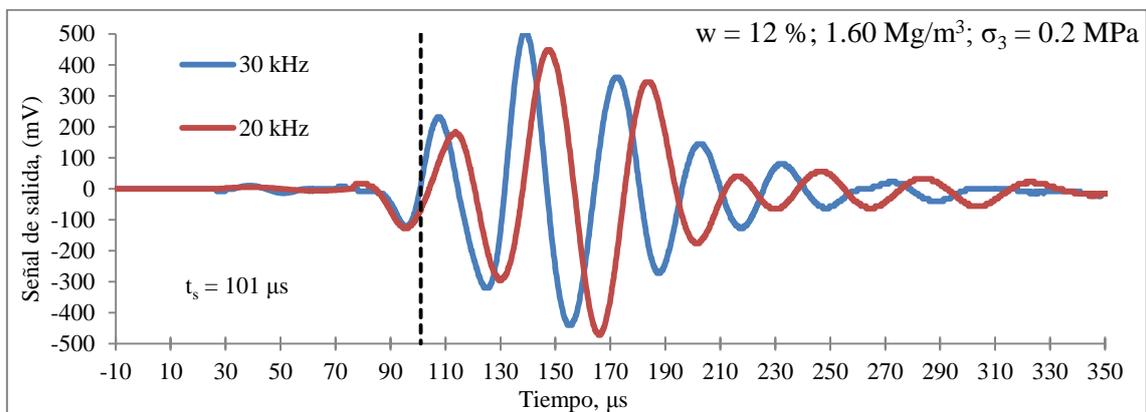
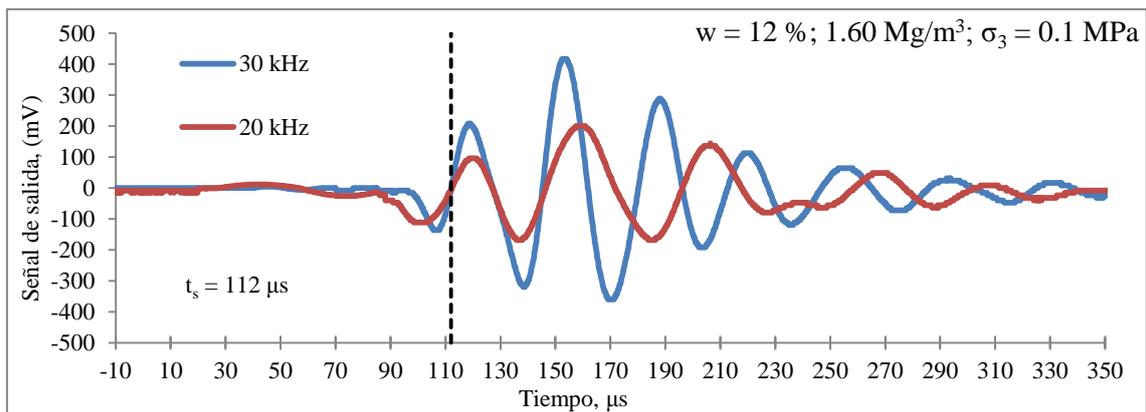
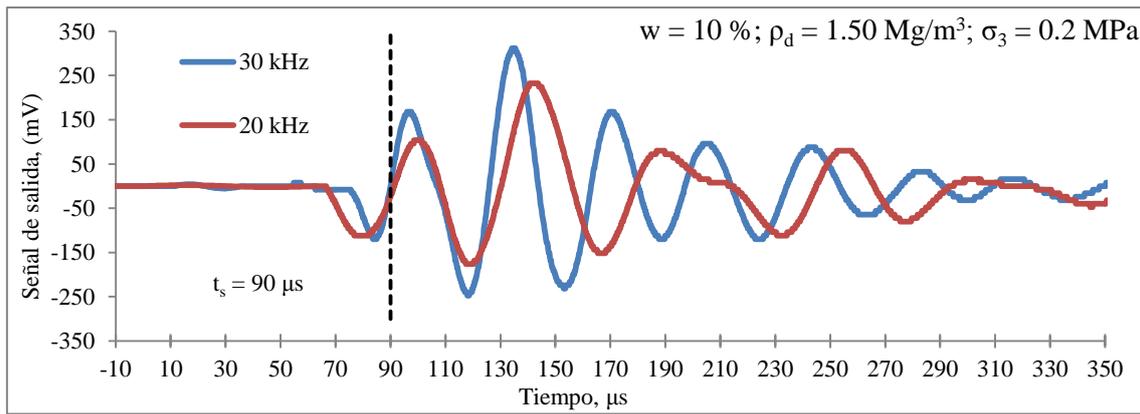


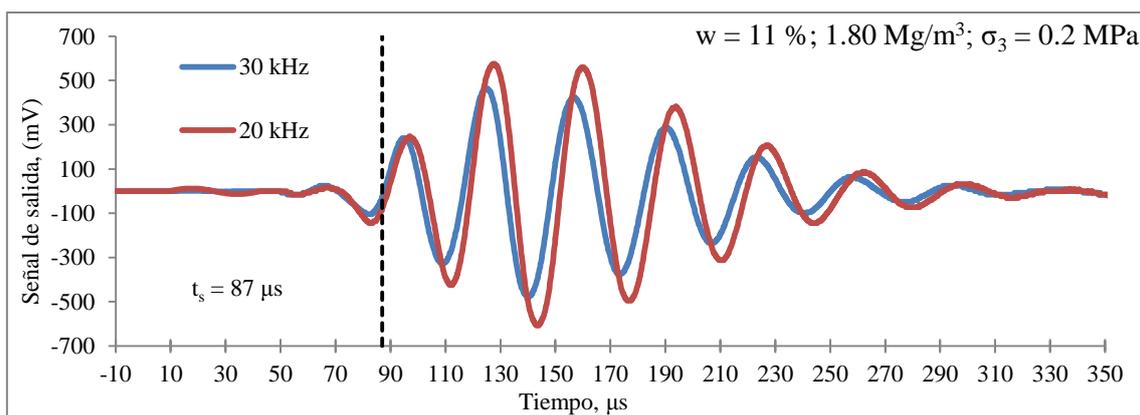




*Muestras elaboradas del lado seco a diferentes condiciones de compactación, ensayadas a dos tensiones confinantes ($\sigma_3 = 0.1$ y 0.2 MPa).







*Muestras elaboradas del lado húmedo a diferentes condiciones de compactación, ensayadas a dos tensiones confinantes ($\sigma_3 = 0.1$ y 0.2 MPa).

