



Universidad  
Nacional  
de Córdoba



FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, FÍSICAS Y NATURALES

# Doctorado en Ciencias de la Ingeniería

## Tesis Doctoral

### **COMPORTAMIENTO HIDRO-MECÁNICO DE SUELOS LOÉSSICOS EN PRESENCIA DE AGUA E HIDROCARBURO**

Autor: **Ing. Ignacio Giomi**

Director: **Dr. Franco Matías Francisca**

Julio 2023

# COMPORTAMIENTO HIDRO-MECÁNICO DE SUELOS LOÉSSICOS EN PRESENCIA DE AGUA E HIDROCARBURO

por Ing. Ignacio Giomi

Director

Dr. Franco M. Francisca- FCEFyN, UNC

Comisión Asesora

Dr. Marcos A. Montoro - FCEFyN, UNC

Dr. Héctor Di Rado - UNNE

Esta Tesis fue enviada a la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba como requisito parcial para la obtención del grado académico de Doctor en Ciencias de la Ingeniería.

Córdoba, Argentina  
Julio, 2023



Universidad  
Nacional  
de Córdoba





**ACTA DE EXAMEN**

Libro: E2023 Acta: 00088 Hoja 01/01  
LLAMADO: Llamado del Turno P10-(T209)\_TESIS 04/07/2023  
CATEDRA - MESA: 04-07-23 GIOMI Ignacio

(P10-DI002) TESIS DOCTORADO EN CIENCIAS DE LA INGENIERIA

NÚMERO	APELLIDO Y NOMBRE	DOCUMENTO	INGR.	COND.	NOTA	FIRMA
36987113	GIOMI, IGNACIO	DNI 36987113	2017		A (Aprobado)	

ZEBALLOS, MARCELO ESTEBAN - MANZANAL, Diego - MROGINSKI, JAVIER LUIS - Arrua, Pedro -

Observaciones:

Córdoba, \_\_\_/\_\_\_/\_\_\_\_-.

Certifico que la/s firma/s que ha/n sido puesta/s en la presente Acta pertenece/n a: \_\_\_\_\_

1	0	1	0	1
Inscriptos	Ausentes	Examinados	Reprobados (0-3)	Aprobados (4-10)

04/07/2023 16.31.21

Libro/Acta: E202300088

Hoja 01/01

## **AGRADECIMIENTOS**

A mi familia, mis padres y hermanos.

A Franco, mi director de Tesis, por el tiempo, el acompañamiento y el empeño de muchos años, que permitieron concretar este trabajo. Por los consejos y la guía, tanto académicamente como personalmente.

A Sebastián, mi compañero, por el amor y el apoyo en esta etapa.

A Sofía, por el acompañamiento de muchos años.

A mis amichis, por el amor y el apoyo incondicional.

A mi abuela Pochola y mi abuelo Ernesto.

A Eugenia, por el inconsciente.

A mis compañeros y compañeras de trabajo del ICYTAC, por los innumerables almuerzos y desayunos de todos estos años. Por los consejos y la amistad.

Al grupo de investigación IMPAS, por las recomendaciones y guía en este proceso, que fueron indispensables.

A mis compañeros y compañeras de Geotecnia I y II.

A los miembros de mi comisión asesora, el Dr. Ariel Di Rado y Dr. Marcos Montoro, por el acompañamiento y la guía durante mi doctorado.

A la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba y al Instituto Superior de Estudios Ambientales, ISEA (SECYT-UNC), por el espacio físico en el cual se desarrollaron parte de las investigaciones.

A la Secretaría de Ciencia y Tecnología de la Universidad Nacional de Córdoba (SECYT) y al Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET) por el financiamiento parcial de las investigaciones.

Al Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET) y al Estado argentino por la beca de doctorado otorgada, sin la cual nada de esto hubiese sido posible.

# **COMPORTAMIENTO HIDRO-MECÁNICO DE SUELOS LOÉSSICOS EN PRESENCIA DE AGUA E HIDROCARBURO.**

## **RESUMEN**

Entender el comportamiento de suelos colapsables y poder predecir la respuesta de los mismos viene siendo una temática de interés para la geotécnica desde hace más de 60 años. Los cambios volumétricos que se producen en los loess, generan asentamientos importantes, y por consiguiente daños sobre las estructuras. A su vez, es habitual en la industria petrolera que ocurran derrames de hidrocarburos, ocasionando, además de graves consecuencias ambientales, cambios en los parámetros geotécnicos del suelo, debido a las interacciones fluido-partícula. El objetivo principal de esta Tesis consistió en generar nuevos conocimientos sobre el comportamiento de suelos loéssicos, buscando metodologías simplificadas para modelar la respuesta tenso-deformacional en presencia de agua y querosén, empleando ensayos de laboratorio. Se desarrollaron modelos mecánicos para la condición de desplazamiento nulo y modelos hidro-mecánicos acomodados, a través de elementos finitos, mediante el empleo del programa Comsol Multiphysics. Fue posible determinar los cambios que se producen en el suelo producto de las distintas condiciones de saturación y fluidos permeantes. Cuantificar las variaciones en los parámetros resistentes, estudiar los fenómenos responsables que tienen lugar en el suelo por la presencia de contaminantes orgánicos y agua. Predecir la respuesta y los asentamientos en el tiempo en fundaciones superficiales ubicadas en suelos colapsables.

# **HIDRO-MECHANICAL BEHAVIOR OF LOESS SOIL BY WATER AND HYDROCARBON WETTING.**

## **ABSTRACT**

For the last 60 years, to understand and to predict the behavior of collapsible soils has been a really interesting topic for the international geotechnical community. Loess presents a collapsible behavior and suffers significant settlements that can seriously affect the structures supported in it. In addition, leakage from fuel tanks and fuel transport pipelines are common accidents that affect the environment and geotechnical properties of geomaterials due the soil-fluid interaction. The main goal of this Thesis was to advance in the current understanding of collapsible soils behavior, using simplified methodologies to model the strain-stress response in water and hydrocarbon presence, employing experimental tests. Mechanical numerical models under zero-lateral displacement condition and hydro-mechanical models have been developed, using the finite element method, implemented in Comsol Multiphysics software. It was possible to define the changes that occurs in the soil caused by different saturations degree and fluid conditions. Changes in mechanical parameters have been quantified, as well, the mechanism that occurs in the soil by water and organic fluid presence. Settlements induced by wetting have been defined and predicted in shallow foundations located in collapsible soils.

# ÍNDICE

<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	<b>2</b>
<b>RESUMEN</b> .....	<b>3</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>4</b>
<b>ÍNDICE</b> .....	<b>5</b>
<b>CAPÍTULO 1</b> .....	<b>8</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>8</b>
1.1 ANTECEDENTES .....	8
1.2 MOTIVACIÓN E HIPÓTESIS .....	11
1.3 OBJETIVOS GENERALES Y ESPECÍFICOS .....	12
1.4 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS .....	14
<b>CAPÍTULO 2</b> .....	<b>17</b>
<b>LOESS CONTAMINADOS CON HIDROCARBURO: ENFOQUE EXPERIMENTAL</b> .....	<b>17</b>
2.1 INTRODUCCIÓN.....	17
2.2 ESTADO DEL ARTE .....	19
2.2.1 Comportamiento mecánico de los loess de Córdoba.....	19
2.2.2 Microestructura de suelos loésicos .....	21
2.2.3 Comportamiento mecánico de suelos contaminados con hidrocarburos.....	23
2.3 MATERIALES Y MÉTODOS.....	32
2.3.1 Suelo empleado .....	32
2.3.2 Ensayos triple edométricos.....	33
2.3.3 “Jar Slake test” .....	35
2.3.4 “Scanning Electron Microscop (SEM)” .....	36
2. 4 RESULTADOS .....	37
2.5 ANÁLISIS .....	47
2.6 CONCLUSIONES.....	54

<b>CAPÍTULO 3.....</b>	<b>57</b>
<b>LOESS COLAPSABLE INUNDADO CON AGUA: ENFOQUE NUMÉRICO....</b>	<b>57</b>
3.1 INTRODUCCIÓN.....	57
3.2 ESTADO DEL ARTE .....	58
3.2.1 Comportamiento de loess colapsables.....	58
3.2.2 Modelos aplicados a la mecánica de suelos no saturados .....	60
3.2.3 Comportamiento mecánico del suelo: Modelos constitutivos.....	61
3.2.3 Modelos de curvas características suelo-agua .....	63
3.3 MATERIALES Y MÉTODOS.....	65
3.3.1 Suelo empleado .....	65
3.3.2 Medición de succión a través de la técnica de papel de filtro. ....	65
3.3.3 Ensayos doble edométricos .....	66
3.3.3 Modelo numérico.....	67
3.4 RESULTADOS .....	68
3.5 ANÁLISIS .....	75
3.5 CONCLUSIONES.....	85
<b>CAPÍTULO 4.....</b>	<b>88</b>
<b>LOESS COLAPSABLE INUNDADO CON HIDROCARBURO: ENFOQUE NUMÉRICO .....</b>	<b>88</b>
4.1 INTRODUCCIÓN.....	88
4.2 ESTADO DEL ARTE .....	89
4.2.1 Comportamiento edométrico de suelos contaminados con hidrocarburo.....	89
4.2.2 Modelo constitutivo.....	90
4.2.3 Predicción de la curva característica hidrocarburo-agua.....	91
4.3 MATERIALES Y MÉTODOS.....	93
4.3.1 Suelo ensayado .....	93
4.3.2 Ensayos edométricos .....	94

4.3.3 Medición de succión a través de la técnica de papel de filtro .....	94
4.3.4 Modelo numérico.....	94
4.4 RESULTADOS .....	95
4.5 ANÁLISIS.....	101
4.6 CONCLUSIONES.....	112
<b>CAPÍTULO 5.....</b>	<b>115</b>
<b>ASENTAMIENTOS INUDUCIDOS EN FUNDACIONES SUPERFICIALES EN LOESS COLPASABLES.....</b>	<b>115</b>
5.1 INTRODUCCIÓN.....	115
5.2 ESTADO DEL ARTE .....	117
5.2.1 Modelos hidro-mecánicos .....	117
5.2.2 Formulación modelo hidro-mecánico.....	119
5.2.3 Análisis de sensibilidad .....	121
5.3 MATERIALES Y MÉTODOS.....	123
5.4 RESULTADOS Y ANÁLISIS .....	129
5.5 CONCLUSIONES.....	146
<b>CAPÍTULO 6.....</b>	<b>149</b>
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>149</b>
6.1 CONCLUSIONES.....	149
6.2 RECOMENDACIONES PARA FUTURAS INVESTIGACIONES.....	154
<b>APÉNDICE A .....</b>	<b>156</b>
<b>APÉNDICE B.....</b>	<b>158</b>
<b>APÉNDICE C: LISTA DE FIGURAS .....</b>	<b>161</b>
<b>APÉNDICE D: LISTA DE TABLAS .....</b>	<b>165</b>
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>166</b>
<b>PUBLICACIONES.....</b>	<b>183</b>

# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCIÓN

### 1.1 ANTECEDENTES

En la industria petrolera comúnmente se producen accidentes vinculados a derrames de hidrocarburos, y el área central de Argentina no está exenta de esta problemática. En nuestro país, sucesivos eventos se han reportados en los últimos años, tales como los derrames de 2011 en General Roca y Aguada Toledo en la Provincia de Neuquén; 2013 en la misma provincia, en Chihuidos y en La Plata, Provincia de Buenos Aires; en 2014 en Malargüe, Provincia de Menodoza y junio de 2022 en Medanitos, Provincia de Río Negro, entre otros. Chang y Lin (2006) reportaron más de 200 casos vinculados a accidentes en tanques de almacenamiento, siendo  $\frac{3}{4}$  partes asociados a refinerías, estaciones de petróleo o durante el almacenamiento. Además, se le suman pérdidas por roturas de tuberías, y accidentes durante el transporte terrestre. La presencia de contaminantes orgánicos, constituye un riesgo para la salud y el medio ambiente, como consecuencia de la contaminación del suelo y de las aguas subterráneas (Pinedo et al., 2014). Además, afecta las propiedades hidro-mecánicas del suelo, condicionando su respuesta frente a distintos escenarios de carga y humedecimiento.

El estudio del efecto de contaminantes orgánicos sobre las propiedades del suelo se viene desarrollando de manera sostenida desde la década del noventa, con una fuerte base experimental, buscando conocer como impactan la respuesta mecánica e hidráulica. La interacción fluido partícula es una componente fundamental para comprender los mecanismos involucrados, por este motivo, los resultados reportados en la bibliografía difieren considerablemente de acuerdo al tipo de suelo y el tipo de contaminante (Khodary et al., 2018). En suelos granulares, los efectos físicos predominan la respuesta hidro-mecánica, mientras que, en materiales finos, las interacciones físico-químicas controlan los cambios en el comportamiento (Singh et al., 2009).

En suelos gruesos la contaminación genera un incremento en la compresibilidad y una reducción en los módulos de deformación (Al-Sanad., 1995; Puri, 2000; Singh, 2009). Se le atribuye principalmente al efecto de lubricación de las partículas, generando además la disminución del ángulo de fricción interna (Abousina, 2015). El cambio en las propiedades físicas del suelo afecta a la capacidad portante en fundaciones, y consecuentemente los asentamientos aumentan (Shin et al., 1999; Nasr, 2009).

Por otro lado, los suelos finos desarrollan cambios importantes por la presencia de hidrocarburo, principalmente por el efecto sobre la doble capa difusa. La fábrica del suelo tiende a producir arreglos floculados (Kaya y Fang, 2000; Nasehi et al., 2016; Francisca y Montoro, 2021), el límite líquido disminuye y la conductividad hidráulica aumenta (Khamechiyan et al, 2007; Montoro y Francisca 2010). El efecto de la contaminación con fluidos orgánicos sobre las propiedades mecánicas del suelo (rigidez y cambios volumétricos) se manifiesta en cambios en los índices de compresión y los coeficientes de consolidación (Meegoda y Ratnaweera, 1994; Chen et al., 2000; Kamechiyan et al., 2007; Singh et al., 2008; Di Matteo et al., 2011; Khorsavi et al., 2013; Estrabragh et al., 2016; Nasehy et al., 2016). Aún hoy, se desconoce en profundidad el efecto sobre las características geotécnicas en suelos colapsables y los antecedentes disponibles son limitados. Francisca et al. (2015) estudiaron el efecto del querosén en loess, así como Nokande et al. (2020) empujando gasoil y aceite para lámparas.

Entender y predecir el comportamiento de suelos con características colapsables ha sido y sigue siendo uno de los tópicos de la geotecnia más estudiados por distintos motivos. Por un lado, existen grandes extensiones territoriales alrededor del mundo con depósitos loésicos, por otro, la complejidad de la respuesta tenso-deformacional del suelo frente a distintas condiciones de flujo, y finalmente, por los daños y consecuencias económicas que se generan sobre las estructuras a partir del colapso del suelo. A lo largo del tiempo, los enfoques y las metodologías empleadas para comprender el fenómeno de colapso han ido mutando, partiendo de análisis macroscópicos, siguiendo por el estudio de la microestructura, hasta los estudios más recientes centrados en la aplicación de distintos modelos constitutivos y modelos hidro-mecánicos (Li et al., 2016).

Las investigaciones vinculadas a la geotecnia en la Universidad Nacional de Córdoba, están fuertemente orientada al estudio de este tipo de suelo. Los primeros aportes remontan a finales de los años sesenta y principio de la década del setenta (Terzariol, 2009). El interés asociado al loess se debe principalmente a que los mayores depósitos se

encuentran en nuestra provincia, llegando a abarcar un área de aproximadamente 600.000 km<sup>2</sup> a lo largo de la llanura Chaco-Pampeana (Zárate, 2003). En concordancia con los lineamientos y tendencias internacionales, los primeros estudios sobre el comportamiento macroscópico del suelo fueron llevados a cabo por Reginatto (1970) y Reginatto y Ferrero (1973), en los cuales se analizaron los índices de colapso empleando metodologías clásicas como el ensayo doble edométrico (Knight, 1957). Se estableció que los loess de características colapsables presentan una estructura abierta, cuyo comportamiento es metaestable para diferentes combinaciones de carga y humedecimiento, atribuyéndole a los materiales de unión de las partículas de limo y arena el desencadenamiento del proceso de colapso. El estudio regional de los loess, pasó desde el análisis sobre fundaciones profundas (Moll et al., 1982, 1988), empleo de modelos elasto-plásticos (Zeballos et al., 1999), caracterización de la rigidez a bajas deformaciones (Rinaldi y Clariá, 1999), modelación del suelo en la interacción con tuberías enterradas (Francisca et al., 2002), estimación de asentamientos a partir de ensayos in situ (Rocca et al., 2005) y correlación de propiedades índices con ensayos de campo (Rinaldi et al., 1998; Francisca, 2007).

Los últimos enfoques a nivel internacional para entender y predecir el fenómeno de colapso estuvieron centrados en la aplicación de modelos constitutivos de la mecánica de suelos no saturada (Li et al., 2016). Modelos como el modelo Básico de Barcelona (BBM) han sido capaces de predecir las deformaciones por compresión inducidas por humedecimiento (Alonso et al., 1990; Gens et al., 2006). A partir del BBM, distintos autores desarrollaron modelos extendidos a la condición de saturación parcial (Wheeler and Sivakumar, 1995; Jommi, 2000; Gallipoli et al., 2003; Sun et al., 2007; Sheng et al., 2008; Manzanal et al., 2011, Casini, 2012; Ghorbani et al., 2016). Se han hecho grandes esfuerzos para generar modelos hidro-mecánicos (H-M), capaces de predecir el comportamiento tenso-deformacional del suelo, para distintas tipologías de fundaciones y para distintos tipos de flujos. A partir de modelos H-M se ha podido comprender la respuesta de los suelos parcialmente saturados por procesos de humedecimiento (Costa et al., 2008; Casini, 2012; Wang et al., 2013; Rotisciani et al., 2015; Kim et al., 2017; Tang et al., 2017; Xu et al., 2018; Haeri et al., 2019; Rodriguez et al., 2021). Además, se han empleado para entender el comportamiento en fundaciones superficiales y profundas (Noor et al., 2013; Mashhour et al., 2016; Ashour et al., 2021; Lalicata et al., 2020; Rotisciani et al., 2020).

El empleo de modelos estadísticos, análisis de sensibilidad global y análisis inversos son fundamentales para poder predecir de manera correcta la respuesta hidro-mecánica del suelo (Miro et al., 2014; Müthing et al., 2017). De esta manera es posible ponderar los parámetros que tienen más incidencia sobre el comportamiento del suelo, permitiendo reducir el costo computacional y obtener resultados con un alto grado de confianza, sin necesidad de ajustes a ciegas.

A pesar del gran número de antecedentes existentes, por un lado, vinculado al colapso en suelos loésicos y, por otro lado, sobre el estudio de suelos contaminados con hidrocarburos, la información existente sobre el efecto de contaminantes orgánicos en las propiedades geotécnicas del loess y sobre cómo debe modelarse es muy limitada. Además, lograr predecir asentamientos inducidos por humedecimiento en fundaciones superficiales en este tipo de suelos, sigue siendo un gran desafío para la geotecnia. Por lo tanto, en esta Tesis se busca estudiar, en primer lugar, el efecto de los fluidos no polares sobre el loess, cómo afecta las propiedades mecánicas y el colapso y, en segundo lugar, modelar el comportamiento del loess, a partir de ensayos experimentales, a través de modelos hidro-mecánicos para la predicción de asentamientos por humedecimiento en fundaciones superficiales. A partir de los resultados obtenidos se busca compararlos con registros de ensayos in-situ a escala real existentes en la bibliografía.

## **1.2 MOTIVACIÓN E HIPÓTESIS**

Frente a los numerosos eventos de contaminación que se generan en la industria petrolera, es de fundamental importancia comprender cómo afecta el contaminante orgánico las propiedades geotécnicas del suelo y cómo este cambio debe tenerse en cuenta para predecir la respuesta tenso-deformacional del suelo. Los estudios relacionados a la interacción fluido partícula son numerosos, pero aún hoy, existen discrepancias de cómo los hidrocarburos afectan el comportamiento del suelo. Y en particular, los estudios asociados a suelos de características colapsables son prácticamente inexistentes, para los cuales no se conocen los cambios en los parámetros resistentes, ni se ha logrado cuantificar el efecto de la contaminación en la rigidez del suelo.

El empleo de modelos hidro-mecánicos permite el planteo de nuevos enfoques en la determinación y comprensión de la respuesta del suelo frente a escenarios de humedecimiento con agua e hidrocarburo. El empleo de modelos constitutivos con un gran número de parámetros y con ensayos muy sofisticados, hace que la implementación

en la práctica geotécnica habitual se vea fuertemente condicionada. Por lo que, la implementación de herramientas estadísticas, de sensibilidad y de análisis inverso, son de suma importancia para valorar y establecer criterios para la modelación que se ajusten a las necesidades concretas de cada problema.

Las hipótesis principales que se plantearon en esta Tesis son las siguientes:

- La presencia de hidrocarburo genera un incremento de la compresibilidad del suelo, comparado a su estado de humedad natural.
- Los coeficientes de colapso en muestras contaminadas con hidrocarburo van a ser menores a aquellos obtenidos en muestras saturadas con agua.
- La contaminación con querosén no genera un cambio en la microestructura del suelo, al ser un fluido no polar no se produce la disolución de sales precipitadas y expansión de puentes de arcilla, responsables de los mayores cambios volumétricos del loess.
- La implementación de modelos constitutivos de la mecánica de suelos no saturados permite recrear y predecir la respuesta del suelo en estado de humedad natural y de saturación con agua e hidrocarburo.
- El comportamiento tenso-deformacional puede ser modelado con precisión calibrando modelos numéricos con resultados de ensayos edométricos a succión no controlada.
- La implementación de modelos hidro-mecánicos acoplados permiten estimar los asentamientos por humedecimiento en fundaciones superficiales en suelos colapsables, empleando para la calibración ensayos experimentales a succión no controlada.

### **1.3 OBJETIVOS GENERALES Y ESPECÍFICOS**

En esta Tesis se plantean los siguientes objetivos generales:

- Caracterizar la respuesta mecánica de suelos loésicos de la Provincia de Córdoba contaminados con hidrocarburo, partiendo desde un enfoque experimental sobre los parámetros afectados. Se busca cuantificar los cambios en las propiedades mecánicas, y a través de análisis numéricos analizar la respuesta tenso-deformacional del suelo frente a distintas condiciones de saturación y fluidos permeantes.

- Desarrollar un modelo hidro-mecánico acoplado, calibrado a partir de ensayos experimentales, para evaluar la capacidad del mismo en predecir asentamientos inducidos por humedecimiento en fundaciones superficiales.

Los objetivos específicos considerados para el desarrollo de esta investigación fueron:

- Analizar el efecto del querosén sobre la presión de fluencia, el coeficiente de compresión, el coeficiente de recarga y el índice de colapso en muestras inalteradas de limos loésicos en ensayos en condición de desplazamiento lateral nulo. Con el fin de estudiar los efectos de interacción fluido-partícula en muestras contaminadas.
- Evaluar la capacidad del modelo de Cam Clay modificado en simular el comportamiento del suelo en estado saturado para la condición edométrica.
- Determinar la factibilidad de la implementación del modelo Básico de Barcelona Extendido (EBB) en reproducir el comportamiento tenso-deformacional de los limos a humedad natural y saturados con agua y querosén, de manera simultánea a través del empleo de ensayos a succión no controlada.
- Evaluar la capacidad del EBB de reproducir la respuesta mecánica y el mecanismo de colapso en la condición edométrica de muestras a humedad natural, inundados con agua y querosén, de manera simultánea. En consecuencia, evaluar el efecto que genera la presencia de hidrocarburos sobre la microestructura del loess en la condición de saturación y su relación sobre el colapso relativo.
- Establecer la evolución en los asentamientos a largo plazo en suelo colapsables sobre fundaciones superficiales afectadas por pérdidas en tuberías de agua, a partir de un modelo H-M en condición de saturación parcial.
- Predecir asentamientos finales a partir de estimación de parámetros, empleando simulación de Montecarlo y compararlos con registros in-situ reportados en la bibliografía local.
- Establecer a partir de análisis de sensibilidad local los parámetros mecánicos que más influyen en la respuesta hidro-mecánica en fundaciones superficiales loess y cuantificar mediante análisis inverso los parámetros que optimizan la predicción de asentamientos por humedecimiento.

## **1.4 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS**

En esta Tesis, se busca comprender y modelar el comportamiento de los loess bajo distintas condiciones de flujo y carga. Para ello, se trabaja de manera simultánea con el comportamiento del loess en escenarios de inundación con agua e hidrocarburo. En cada uno de los capítulos, se realiza una breve introducción al tema; se desarrollan los aspectos más importantes vinculados al estado del arte teniendo en cuenta la temática específica que permita comprender los temas abordados; se presentan los materiales y métodos; resultados obtenidos, el análisis de resultados y por últimos las conclusiones.

El Capítulo 2 aborda el comportamiento del loess contaminado con querosén, desde un enfoque netamente experimental. El Capítulo 3 muestra la modelación del comportamiento del suelo en la condición edométrica a humedad natural y saturado con agua. En el Capítulo 4 se presenta la modelación del comportamiento del suelo en presencia de contaminante. El Capítulo 5 aborda los asentamientos inducidos por humedecimiento en fundaciones superficiales a través de la implementación de un modelo hidro-mecánico. Por último, en el Capítulo 6, se plasman los principales aportes alcanzados y los lineamientos para futuras investigaciones. El contenido particular de cada capítulo se desarrolla a continuación:

En el Capítulo 2 se busca plasmar los principales aportes encontrados en la bibliografía internacional sobre el efecto de distintos contaminantes orgánicos en las propiedades geotécnicas del loess. Se presenta las principales propiedades de los limos loésicos empleados en esta Tesis y los ensayos experimentales llevados a cabo para determinar los parámetros mecánicos del suelo. En particular se analiza a nivel experimental el comportamiento de los loess producto de la saturación con querosén comparado con la presencia de agua mediante ensayos triple edométricos. Se estudian los cambios que se producen en el suelo a partir de las modificaciones en los índices de compresión, índices de recarga y presión de fluencia. Por último, se determinan las curvas de colapso relativo para la condición de saturación con agua y querosén y se establecen los rangos de presiones para los cuales el suelo es considerado colapsable para las distintas condiciones de saturación.

En el Capítulo 3 se recapitulan los principales aportes realizados sobre loess de características colapsables, referidos a la bibliografía local e internacional y los diversos modelos constitutivos utilizados para este tipo de suelos. Luego, se presenta un modelo

numérico mecánico realizado en Comsol Multiphysics, empujando como modelos constitutivos Cam-Clay modificado (MCC) para la condición saturada y el modelo Básico de Barcelona Extendido (EBB) para la condición de saturación parcial. Como resultados se obtuvieron las curvas de compresibilidad, donde los parámetros mecánicos fueron calibrados a partir de ensayos doble-edométricos. Se presenta un método simplificado para la obtención de los parámetros del modelo, se analiza el efecto de las propiedades sobre la respuesta mecánica, comparando además las succiones obtenidas con las reportadas en la bibliografía internacional. Por último, se estudian los índices de colapso, los grados de colapsabilidad y la relación con propiedades geotécnicas de los limos estudiados.

En el Capítulo 4 se plantean los cambios que se pueden encontrar en las propiedades del suelo frente a escenarios de contaminación con hidrocarburo y las formas en las que se ha modelado su comportamiento. Se implementa un modelo mecánico en elementos finitos empleando como modelo constitutivo al EBB, que recrea el comportamiento del suelo para la condición de humedad natural, saturación con agua y saturación con querosén de manera simultánea. La calibración de los parámetros se obtiene de los ensayos reportados en el Capítulo 2 y se adicionan mediciones de succión en suelos loésicos. El resultado se plasma a través de curvas de compresibilidad, se analiza la correlación entre parámetros geotécnicos del suelo, y se comparan los valores de los parámetros usados en el modelo y aquellos definidos de manera teórica. Se discute el fenómeno de colapso de acuerdo al fluido permeante y se definen las presiones a las cuales se desencadena este proceso.

En el Capítulo 5 se presentan los principales avances vinculados a modelos H-M en distintos tipos de suelo, incluidos aquellos de características colapsables. Se presentan las ecuaciones empleadas para la generación de un modelo hidro-mecánico acoplado mediante Comsol Multiphysics, usando el modelo EBB como modelo constitutivo y la ecuación de Richards como modelo hidráulico para simular el proceso de humedecimiento en el suelo. Se explicitan los ensayos geotécnicos empleados para la calibración y se plasman las mediciones in-situ de deformaciones por humedecimiento en prototipos de fundaciones superficiales reportados en la bibliografía local. Se estudian deformaciones a largo plazo a partir de calibraciones propias y datos reportados en la bibliografía, empleando un análisis probabilístico a través de simulación Montecarlo. Se analizaron los parámetros más influyentes a través de análisis de sensibilidad global y se

determinaron los parámetros óptimos para la predicción de asentamientos a través de análisis inverso.

Finalmente, en el Capítulo 6 se resumen los principales aportes al conocimiento alcanzados en esta Tesis y se presentan recomendaciones para futuras investigaciones y limitaciones de los desarrollos realizados.

## **CAPÍTULO 2**

### **LOESS CONTAMINADOS CON HIDROCARBURO: ENFOQUE EXPERIMENTAL**

#### **2.1 INTRODUCCIÓN**

Los suelos loésicos han sido ampliamente estudiados en las últimas seis décadas por numerosos investigadores alrededor del mundo. El estudio de los loess ha ganado gran relevancia, en primer lugar, debido al comportamiento particular asociado a los cambios volumétricos al ser humedecidos y además por la gran extensión territorial que cubren estos suelos alrededor del mundo. Se estima que aproximadamente el 10% de las áreas continentales están recubiertas por loess; países como Estados Unidos, Argentina, Rusia, China, Francia, Alemania y Nueva Zelanda tienen importantes extensiones territoriales de depósitos loésicos (Rogers et al., 1994; Li et al., 2016). En el caso particular de Argentina, el loess se encuentra en la planicie Chaco-Pampeana (Iriondo, 1997, Zárate, 2003) y los procesos de formación de los loess están asociados principalmente a fenómenos eólicos y fluviales (Zárate, 2003; Torre et al., 2013).

Los loess de la zona central de Argentina presentan cambios volumétricos que dependen fuertemente de las variaciones en el contenido de humedad. Las cargas externas e incrementos en el contenido de humedad generan una reducción importante de su volumen. (Reginatto y Ferrero, 1973; Rinaldi et al., 1998).

Francisca (2007) caracterizó el comportamiento mecánico típico de los loess a través de ensayos edométricos y ensayos de penetración estándar (SPT). Se apreciaron diferencias considerables en la respuesta tenso-deformacional de las muestras cementadas en relación a las no cementadas. Los loess no cementados presentan un comportamiento metaestable, caracterizado por una alta relación de vacíos. Están constituidos por partículas de arena y limo, unidos mediante puentes de arcilla y sales precipitadas, conformando poros de gran tamaño (Reginatto et al., 1973; Rinaldi et al., 1998). El incremento del contenido de agua reduce la succión matricial, debilita los puentes de arcilla y disuelve las sales precipitadas. Como consecuencia de estos tres factores, la estructura del suelo se debilita, generando

importantes cambios volumétricos al ser cargados (Fedá 1988; Rinaldi et al., 2007; Francisca, 2007). Por otro lado, en muestras de loess cementadas no hay cambios significativos en la curva tensión deformación como consecuencia del humedecimiento (Francisca, 2007).

El cambio en el comportamiento mecánico y las propiedades físicas de loess puede sufrir modificaciones por variaciones en el contenido de agua, y también por la presencia eventual de líquidos contaminantes. La interacción fluido partícula y la succión en el suelo tienen un impacto importante en el comportamiento de fundaciones superficiales, profundas, así como también en el desempeño de tanques de almacenamiento de combustible, tuberías de transporte, canales revestidos, caminos y cimentaciones de líneas de energía, entre otros (Shin y Das, 1999; Nasr, 2009; Joukar y Bousherian, 2020; Mohammadi, 2020).

En las últimas dos décadas, distintos autores analizaron el efecto de la contaminación con hidrocarburo sobre las propiedades mecánicas y físicas en los suelos. Los cambios en las propiedades del suelo pueden atribuirse a la interacciones físicas y físico/químicas entre partículas y contaminante (Khodary et al., 2018). El comportamiento mecánico depende por un lado del tipo de suelo y por otro de las propiedades del contaminante. En el caso de contaminantes orgánicos las propiedades más relevantes son la viscosidad y la densidad del fluido, mientras que en el caso de contaminantes inorgánicos son la concentración iónica y la valencia (Montoro y Francisca, 2019; Francisca y Montoro, 2021). La interacción fluido-partícula está controlada inicialmente por la presencia de cargas eléctricas no balanceadas en las partículas finas de alta superficie específica en el caso de minerales arcillosos. En consecuencia, la proporción de partículas finas en una muestra de suelos es determinante en la magnitud de los fenómenos de interacción fluido-partícula (Montoro y Francisca, 2010). En el caso de suelos granulares predominan procesos físicos, mientras que en suelos finos aquellas de carácter físico-químicas (Singh et al., 2009; Jang y Santamarina, 2016).

Los mecanismos responsables del colapso de la estructura de los loess han sido ampliamente estudiados por diferentes autores. Aun así, existe información limitada sobre los cambios volumétricos que se producen en suelos colapsables como consecuencia de la contaminación con fluidos no polares. Los pozos de producción de hidrocarburo, las granjas de tanques y tuberías de transporte constituyen los principales focos de posible contaminación con fluidos orgánicos. Este Capítulo presenta un análisis experimental

sobre los cambios volumétricos en la condición de desplazamiento lateral nulo para los loess primarios de la ciudad de Córdoba y zonas aledañas, a humedad natural y luego de ser inundados con querosén. Se presenta el análisis sobre muestras cementadas y no cementadas; y el resultado de ensayos edométricos, en condición de humedad natural, inundadas con agua y un fluido no polar. Los resultados muestran una nueva perspectiva sobre los mecanismos responsables del colapso del suelo.

## **2.2 ESTADO DEL ARTE**

### **2.2.1 Comportamiento mecánico de los loess de Córdoba**

Las principales características mecánicas de los loess de Argentina han sido estudiadas en las últimas cuatro décadas (Moll y Rocca, 1991; Terzariol y Abbona, 1999; Clariá y Rinaldi, 2007; Rinaldi et al., 2007). Los loess primarios son aquellos en los cuales las partículas de arcilla, limo y arena fueron depositadas por el viento, mientras que los loess secundarios se originaron a partir de la nieve y procesos gravitacionales que disturbaron y transportaron las partículas del suelo (Rocca, 2006). Además, diferentes procesos de diagénesis tales como la hidratación, disolución de sales solubles y formación de yeso, son también responsables de la transformación de los loess primarios en secundarios (Zárate, 2003).

Reginatto y Ferrero (1973) identificaron como loess colapsables a aquellos que presentan una estructura macroporosa y una relación de vacíos alta, una granulometría predominantemente fina (limos y arcillas) y una estructura mal acomodada. Las partículas más gruesas forman un esqueleto rígido responsable de la transferencia de cargas. Un pequeño porcentaje de las partículas comparten y transfieren la mayor parte de la carga. Además, el efecto combinado de fuerzas de atracción, succión y eventualmente una leve cementación confieren al loess una resistencia al corte relativamente alta que se traduce en una rigidez importante del esqueleto granular y la capacidad de soportar cargas medianas en condiciones de bajos contenidos de humedad. Cuando el contenido de agua aumenta, los materiales de unión, presentes en los contactos entre partículas de arena y limo, se debilitan, generando el colapso de la estructura, incluso antes de llegar a la saturación (Rinaldi et al., 1998).

Los loess de Córdoba están conformados por arena (1,5 -10%), limo (40-80), arcilla (20-35) y  $\text{CO}_3\text{Ca}$  (5-10%). La presencia de carbonatos de calcio forma nódulo o precipitados

en los contactos de partículas (Rinaldi y Francisca, 1999, Rinaldi et al., 2007). Estudios recientes realizados por Adami y Rinaldi (2017) analizaron diferencias en el comportamiento de muestras de loess con una elevada resistencia a la penetración (el número de golpes de un ensayo SPT mayor a 30) y otras con una baja resistencia a la penetración (número de golpes menor a 5). La composición mineralógica de las primeras era de un 62,53% de SiO<sub>2</sub>, 19,90% de Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, 7,55% de FeO<sub>3</sub> y 1,40% de CaO. En cambio, las muestras con baja resistencia a la penetración estaban compuestas por 40,58% de SiO<sub>2</sub>, 10,94% de Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, 5,39% de FeO<sub>3</sub> y 16,11% de CaO. La principal diferencia en las muestras analizadas se debió a la presencia de sílice amorfa en las muestras con una alta resistencia a la penetración, en las que se observó una alta actividad puzolánica. Determinaron que los loess en que en su proceso de formación tenían presencia de sílice amorfa y fueron saturadas generaron una estructura rígida, con alta resistencia a la penetración. La cementación silíceica es un proceso dependiente del tiempo, el cual es estable frente a escenarios de humedecimiento. La presencia de alumina y sílice amorfa en el proceso de formación del loess favorece la generación de cementantes estables, no dependientes del contenido de humedad del suelo. Solamente en el caso de muestras cementadas, donde las partículas sufren cementación por la precipitación de carbonato de calcio y silicatos, no se observa colapso y el suelo presenta un comportamiento que se puede asemejar al de una roca muy débil, comúnmente denominada tosca.

En el caso de muestras no cementadas, es posible diferenciar a través de la presión de fluencia en estado saturado entre: a) Loess potencialmente colapsables, cuando la presión de tapada es menor a la presión de fluencia; b) Loess auto-colapsables, cuando la presión de fluencia es menor a la presión de tapada, y el suelo colapsa por peso propio (Rocca et al., 2006). Francisca (2007) identificó dos repuestas mecánicas muy distintas a partir de ensayos doble edométricos realizados sobre muestras cementadas y no cementadas. En primer lugar, curvas de compresibilidad sobre muestras cementadas, ensayadas a humedad natural e inundadas con agua, evidenciaron que el nivel de deformación es prácticamente el mismo a igual valor de presión vertical aplicada. En consecuencia, este tipo de loess no colapsa. Por otro lado, las muestras no cementadas, presentan un comportamiento colapsable. En condición no saturadas las deformaciones verticales son considerablemente menores en comparación de aquellas saturadas, así como la presión de fluencia en condición saturada es significativamente menor que en estado natural (Redolfi, 1980). Rinaldi y Clariá (2001) definieron que el colapso masivo de la estructura

del loess se desencadena para valores de presiones cercanos a los de la presión de colapso. Concluyeron que la presión de colapso no es constante, sino que su valor decrece a medida que aumenta el contenido de agua.

### **2.2.2 Microestructura de suelos loésicos**

La naturaleza metaestable del loess debido a la estructura abierta y floculada que presenta ha sido vinculada a características de la microestructura y su importancia en el comportamiento mecánico del suelo ha sido evaluada gracias a los recientes avances en diversas técnicas y métodos, tales como las imágenes SEM, difracción de rayos X y porosimetría de intrusión con mercurio (Li et al., 2016).

Existen distintas clasificaciones de los poros en loess de acuerdo a diferentes autores. Gao et al. (1980, 1981) dividieron a los poros en macroporos, poros espaciados, poros intergranulares e intra-granulares de acuerdo al tamaño de poro y la relación con las partículas que conforman al poro. Los secundarios, por otra parte, incluyen agujeros producidos por gusanos, raíces, grietas, etc. (Yang, 1988). Wang y Bai (2006) distinguieron a los poros en función del tamaño, clasificándolos como super poros ( $>500 \mu\text{m}$ ), poros grandes ( $500-50 \mu\text{m}$ ), poros pequeños ( $50-5 \mu\text{m}$ ) y microporos ( $<5 \mu\text{m}$ ).

La microestructura de los loess de Córdoba ha sido reportada por Rinaldi y Clariá (2001), en la cual se muestra el ordenamiento de las partículas del loess alrededor de un macroporo. Se evidenció una estructura de doble porosidad, en la cual los minerales de arcilla y sales precipitadas se encuentran en la superficie de las partículas de limo y arena. Por otra parte, no se observó una clara evidencia sobre los puentes de arcilla conectando los poros de mayor tamaño. Romero et al. (2011) clasificaron a los poros que se encuentran dentro de los agregados como intra-granulares o microporos y los poros entre agregados como inter-agregados o macroporos. Jiang et al. (2014) observaron que la microestructura del loess sufre un decrecimiento en los poros inter-agregados sin modificar de manera significativa los poros intra-agregados, cuando son sometidos a cargas. Muños y Castelblanco identificaron en la microestructura del loess la presencia de partículas de limo limpias, grandes agregados de minerales arcillosos, agregados arcillosos cubriendo las partículas de limo y rellenando los vacíos inter-granos. Además, observaron puentes de arcillas en los contactos, poros inter-granulares y grandes poros inter-agregados.

Ocasionalmente en la microestructura del loess se encuentran partículas de limo limpias, siendo la mayor parte de las partículas de limo recubiertas por minerales arcillosos que conforman agregados híbridos de mezclas limo-arcilla. La cementación con calcita y partículas de arcilla actúan conectando las partículas de limo y los agregados arcillosos (Liu et al., 2016). Ng et al. (2016) identificaron poros inter-agregados e intra-agregados en la microestructura. La existencia de abundantes poros de gran tamaño se identificó a ojo desnudo, dado que el diámetro de los mismos es mayor a los 0,5 mm. Li et al. (2019) analizaron la evolución de la microestructura producto de procesos de carga y humedecimiento. Bajo estas condiciones, las partículas se reacomodan y se producen movimientos como consecuencia de la desintegración de agregados de minerales arcillosos y la rotura cementaciones carbonatadas. Los poros inter-agregados de gran tamaño se transforman en pequeños poros intra-agregados, por lo que el número total de poros aumenta, manteniéndose la naturaleza bimodal de la distribución, siendo imposible eliminarla a bajas presiones. Los loess presentan una estructura abierta con agregados de partículas, puentes arcillosos, sales precipitadas, poros inter-agregados e intra-agregados, que conforman una estructura característica con una alta relación de vacíos. Las sales precipitadas se disuelven y los puentes de arcilla expanden cuando el agua entra en contacto con los poros intra-agregados (Ni et al., 2020).

Yang et al. (2022) emplearon imágenes SEM en suelos loésicos para definir de manera cualitativa y cuantitativa los cambios en la microestructura antes y después de ensayos edométricos, buscando reproducir el proceso de colapso. Distinguieron en la microestructura poros primarios (espaciados, inter-granular, intra-granular e intra-agregados) y poros secundarios (producto de raíces, roedores y grietas). Se pudieron identificar tres fases en las que se produce el colapso: (1) loess en estado natural con una estructura metaestable (2) estado no saturado con una estructura compacta (3) estado saturado con una estructura colapsada. Las conexiones débiles o inestables y la distribución vertical de partículas de los loess conforman una estructura débil en estos suelos. Bajo condiciones de carga y humedecimiento, el contacto entre partículas cambia, los poros grandes y medianos se comprimen, y la estructura se transforma en una estructura compacta no saturada previo a la presión de fluencia. Cuando se alcanza la fluencia, el suelo evidencia una estructura colapsada en estado saturado, con una reducción de volumen de poros. Además, se pudo definir que no había cambios

significativos en la relación de vacíos en suelos no saturados, cuando la presión aplicada es inferior a los 400 kPa.

### **2.2.3 Comportamiento mecánico de suelos contaminados con hidrocarburos.**

En el caso de suelos granulares contaminados con petróleo el efecto de lubricación de las partículas produce cambios en la compresibilidad, módulos de deformación y ángulo de fricción interna (Al-Sanad et al., 1995; Puri, 2000; Kamehchiyan and Tajik, 2007; Singh et al., 2009; Albousina et al., 2015; Joukar and Bousherian, 2020). A su vez, esto se traduce en incrementos en los asentamientos en fundaciones sujetas a escenarios de contaminación (Shin et al., 1999; Nasr, 2009).

El contacto de hidrocarburos con partículas de suelos finos genera cambios importantes que se asocian en primer lugar a los efectos sobre la doble capa difusa (Mitchel, 2005). El espesor de la doble capa decrece cuando fluidos orgánicos están en contacto con las partículas de arcilla. Esta disminución es producto principalmente de los valores de permitividad dieléctrica bajos. En consecuencia, prevalecen las fuerzas de atracción respecto de las de repulsión y se tiende a la formación de una estructura floculada (Kaya y Fang, 2000; Nasehi et al., 2016; Francisca et al., 2003), el límite líquido se reduce y la conductividad hidráulica aumenta (Fernández, et al., 1985; Jarsjö et al., 1997; Khamehchiyan et al., 2007; Montoro y Francisca, 2010). La presencia de NAPLs (“non-aqueous phase liquids”, por su sigla en inglés) en suelos finos también afecta a las propiedades mecánicas, tales como la resistencia y la compresibilidad. Singh et al. (2009) observaron que el índice de compresión aumentaba y el coeficiente de consolidación disminuía debido a la presencia de fluidos orgánicos el caso de suelos arcillosos. Similares tendencias fueron obtenidas por numerosos autores (Meegoda y Ratnaweera, 1994; Jarsjö et al., 1997; Chen et al., 2000; Singh et al., 2008; Singh et al., 2009; Di Matteo et al., 2011; Khosravi et al., 2013). Por el contrario, diversos autores obtuvieron tendencias opuestas contradiciendo la teoría de la doble capa difusa (Chen et al., 2000; Estrabragh et al., 2016).

#### ***2.2.3.1 Comportamiento mecánico de suelos granulares contaminadas***

El comportamiento mecánico e hidráulico de los suelos contaminados está condicionando por el tipo de suelo y el tipo de contaminante presente en los poros. Resultados obtenidos a partir de ensayos triaxiales y de consolidación sobre muestras de arena mezcladas con

6% de petróleo crudo sobre peso seco mostraron incrementos significativos de la compresibilidad y una reducción del módulo de elasticidad (Al-Sanad,1995).

Shin y Das (1999) analizaron a partir de un modelo a escala el comportamiento mecánico de arenas en presencia de petróleo crudo, variando el contenido de 0 al 4,2%. Emplearon por un lado el ensayo de corte directo y por el otro, determinaron la capacidad portante a través de un modelo de fundación superficial realizado a través de una placa de aluminio. Por debajo del modelo colocaron arena limpia húmeda y con distintos contenidos de crudo, compactadas en capas de 20 mm. Estos autores pudieron evidenciar un decrecimiento en el ángulo de fricción interna y de la presión de falla.

Puri (2000) presentó los resultados obtenidos de ensayos de compactación, corte directo y compresión unidimensional para distintos porcentajes de crudo en arenas (SP). Se detectó una reducción entre el 20 y el 25% del ángulo de fricción interna comparado con muestras secas y una disminución del módulo edométrico. El ensayo de compactación fue realizado en primer lugar sobre muestras con distintos contenidos de crudo y en segundo lugar empelando agua. No se obtuvieron cambios significativos, siendo el valor de peso unitario seco ligeramente superior para la muestra contaminada.

Kamehchian y Tajik (2007) trabajaron con arenas pobremente graduadas ensayadas con distintos porcentajes de petróleo crudo. Las muestras fueron previamente secadas en estufa a 105°C, luego mezcladas con 2, 4, 8, 12 y 16% de crudo y dejadas reposar en un recipiente hermético durante 30 días. Los parámetros de compactación y de permeabilidad fueron obtenidos a través de la adición y saturación con agua, respectivamente. Se observaron decrecimientos en la resistencia al corte, permeabilidad, densidad seca máxima y contenido de humedad óptimo.

Similarmente, la contaminación con aceite de motor sobre muestras de arenas pobremente graduadas genera una disminución del ángulo de fricción interna y de la cohesión efectiva, reduciendo la capacidad portante y la resistencia al corte (Singh et al., 2009).

El estudio de fundaciones superficiales localizadas en zonas contaminadas con hidrocarburo, evidenciaron la reducción significativa de la capacidad portante y el incremento de los asentamientos verticales. Se detectó que el aceite de motor pesado afecta en mayor medida el comportamiento mecánico en comparación con el gasoil ligero. El aceite de motor pesado produce una mayor reducción del valor de la capacidad portante, atribuyéndole al hecho de que este tipo de combustible facilita el mayor

deslizamiento entre partículas, lo que se traducen en mayor compresibilidad con un incremento en la viscosidad (Nasr, 2009).

La presencia de querosén y de gasoil en zapatas corridas sobre arenas en cercanías de un talud, reduce la capacidad portante hasta un 30% debido al querosén y hasta un 40% cuando está contaminada con gasoil comparado con la capacidad portante en arenas limpias (Joukar y Boushehrian, 2020).

Análisis llevados a cabo sobre arenas pobremente graduadas con contenidos gasoil, petróleo crudo y aceite de motor usado entre un 2% y 8 % del peso seco, mostraron una disminución de la capacidad portante de punta y de fuste en pilotes, a medida que el contenido de contaminante aumenta. A mayor viscosidad cinemática, mayor es la reducción en la capacidad portante (Mohammadi et al., 2020). En la Tabla 2.1 se presenta a modo de resumen los principales resultados arribados sobre suelos granulares.

### ***2.2.3.2 Comportamiento mecánico de suelos finos contaminados***

El comportamiento de los suelos granulares gruesos contaminados con hidrocarburos está controlado principalmente por fenómenos físicos, mientras que para el caso de suelos finos los fenómenos físico-químicos tienen mayor relevancia (Khodary et al., 2018).

Gnanapragasam et al. (1995) investigaron el efecto de anilina en bentonita y en mezclas de bentonita con arena a través de ensayos “batch”, de conductividad hidráulica, imágenes SEM, difracción de rayos X y porosimetría de mercurio. Fue posible detectar a partir de los resultados obtenidos que la exposición al contaminante no generó cambios en mineralogía del suelo, pero si cambios en la microestructura, distribución de partículas y morfología. Los ensayos realizados en mezclas mostraron que los especímenes con una mayor fracción de finos manifestaron menores valores de conductividad hidráulica por la presencia de la anilina. Los autores atribuyeron el cambio en el comportamiento a la presencia de dos fluidos no miscibles.

Meegoda y Ratnaweera (1994) estudiaron muestras de arcillas con propanol, glicerina y agua. Emplearon muestras de caolinita y mezclas caolinita-montmorillonitas con distintas proporciones de propanol-agua y glicerina-agua. Los resultados mostraron un incremento en la compresibilidad a medida que la concentración de contaminante aumentaba. Los autores adjudicaron este comportamiento a la viscosidad, que facilita la lubricación entre las partículas y aumenta la compresibilidad. Por otro lado, las mezclas caolinita-

montmorillonita sufrieron una disminución de los índices de compresión como consecuencia del incremento del contenido de contaminante. A mayor contenido de glicerina o propanol, los valores de constante dieléctrica son menores, provocando que la arcilla se comporte como un material granular y más rígido.

Kaya y Fang (2000) analizaron el efecto de un fluido orgánico sobre las propiedades físicas de un suelo fino. Mostraron que una disminución en la constante dieléctrica produce una reducción de las fuerzas de repulsión y atracción; pero al ser mayor la reducción en las fuerzas de repulsión comparadas con las de atracción, las partículas de suelo tienden a formar una estructura floculada.

Chen et al. (2000) determinaron la influencia de las propiedades de fluidos orgánicos en la compresibilidad de muestras de caolinitas. Para fluidos no polares, observaron índices de compresión mayores comparados con el de muestras saturadas con agua; mientras que para el caso de fluidos polares con valores de constantes dieléctricas intermedias los índices fueron menores. En el caso de fluidos con constantes dieléctricas muy grandes (mayores a 50), la compresibilidad de las muestras no sufrió cambios significativos. Los índices de expansión crecieron drásticamente con la constante dieléctrica para fluidos no polares. Para valores de constante dieléctrica mayores a 6,  $C_s$  aumentó con la constante, pero a una tasa significativamente más baja. Los índices de compresibilidad encontrados por los autores, contradicen la teoría de la doble capa difusa. Además, en presencia de fluidos no polares, el desarrollo de la doble capa es limitado, por lo que, la compresibilidad de la muestra es muy sensible a cambios en la constante dieléctrica.

Khamehchiyan et al., 2007 detectaron que la adición de distintos porcentajes de petróleo crudo en suelos arcillosos generaba una reducción de los parámetros resistentes, y además afectaba los límites de consistencia, principalmente por cambios en la viscosidad del fluido. Los fluidos presentes con constantes dieléctricas bajas hacen que la arcilla se comporte como un material granular

En arcillas de alta y baja plasticidad, se analizó el efecto del aceite de motor, diésel, nafta y querosén. El índice de compresión aumentaba a medida que el contenido de contaminante crece, excepto para el caso del querosén. Los autores adjudicaron este comportamiento a la no polaridad de este fluido (Singh et al., 2008). De manera similar, ensayos realizados sobre arcillas de baja plasticidad (CL) y de alta plasticidad (CH) con distintos contenidos de aceite de motor, evidenciaron un incremento en el índice de

compresión y una disminución del coeficiente de consolidación. Las muestras empleadas fueron inicialmente secadas, luego mezcladas con 3, 6 y 9% de contaminante y dejadas reposar durante una semana, hasta alcanzar el equilibrio. Se obtuvo un incremento leve en la conductividad hidráulica, y muy importante en los índices de compresibilidad (Singh et al., 2009).

Di Matteo et al. (2011) trabajaron sobre la compresibilidad de muestras de caolinita, pero empleando mezclas etanol-gasolina. Las muestras fueron preparadas con un grado de saturación cercano al 100% y a partir de ensayos de consolidación, se observó que el índice de compresión más bajo correspondía a las muestras saturadas con agua. Este comportamiento fue adjudicado a cambios en la constante dieléctrica para las distintas mezclas etanol-gasolina. A medida que la constante dieléctrica decrece, el espesor de la doble capa disminuye, y la estructura del suelo se vuelve más floculada, generando una disminución en el límite líquido.

Otros autores, como Kermani y Ebadi (2012), al trabajar con suelos finos contaminados con crudo observaron un incremento de la compresibilidad de las muestras en ensayos de consolidación. Los autores atribuyeron este comportamiento al hecho de que las partículas del suelo al ser rodeadas por el hidrocarburo, poseen una menor área superficial, siendo la capacidad de intercambio catiónico menor, y al efecto de lubricación que el petróleo ocasiona reduciendo en el ángulo de fricción interna. Existen numerosos aportes sobre el efecto de los hidrocarburos en el comportamiento edométrico de suelos finos, aunque las tendencias obtenidas varían según los distintos autores.

En el caso de caolinitas en presencia de gasoil, Khosravi et al. (2013) encontraron una reducción en el índice de compresión a medida que el contenido del contaminante aumentaba, mientras que el índice de expansión permanecía prácticamente inalterado. El agua y el gasoil coexisten como dos fases prácticamente inmiscibles. Por lo que la gran tensión superficial en la interfaz impide que el agua drene. Las muestras con presencia únicamente de agua presentaron mayores vacíos lo que resultó en mayores asentamientos y mayores índices de compresión.

Estabragh et al., 2016 mostraron que el índice de compresión de caolinitas saturadas con agua, glicerol y etanol, en condición de desplazamiento lateral nulo aumentaba a medida que la concentración en el fluido aumentaba. A mayor concentración del fluido contaminante, se reduce la constante dieléctrica, por lo que los resultados reportados en

este caso son opuestos a la teórica de doble capa difusa. Por esta razón, los autores, consideraron que probablemente el deslizamiento entre las partículas haya sido el mecanismo predominante, causando el incremento en la compresibilidad. En la Tabla 2.2 se plasman los principales aportes realizados sobre suelos finos contaminados con hidrocarburo.

### ***2.2.3.3 Comportamiento mecánico de suelos loésicos contaminados***

Actualmente, existe información muy limitada sobre el efecto que tiene la presencia de hidrocarburo en las propiedades geomecánicas de los suelos colapsables. Francisca et al. (2015) analizaron la respuesta de muestras de loess en contacto con querosén en la condición de desplazamiento lateral nulo. Se concluyó que las muestras de loess estudiadas desarrollan un colapso reducido en presencia de querosén comparado con los cambios volumétricos producidos al ser inundado con agua.

Nokande et al. (2020) determinaron la colapsabilidad de muestras de loess de Irán a partir de muestras inalteradas y alteradas al ser saturadas con agua, gasoil y aceite de parafina. Los ensayos de colapso indicaron que el suelo sufría una reducción brusca de volumen al ser saturados con agua, siendo menor en el caso de las muestras alteradas, pero no se evidenció potencial de colapso para las muestras ensayadas con los fluidos orgánicos. Por otro lado, analizaron muestras parcialmente contaminadas con distintos porcentajes de gasoil y aceite, y luego saturadas con agua a una presión de 200 kPa. Obtuvieron que, a mayor contenido de contaminante, mayor fue el colapso obtenido, debido al efecto de lubricación.

Nokande et al. (2022) estudiaron el efecto del aceite de lámpara y gasolina en muestras de loess, evidenciando que se producía una reducción de la cohesión debido a la disminución de la plasticidad del suelo y a los efectos de doble capa difusa. Además, debido a la lubricación de las partículas observaron una reducción en el ángulo de fricción interna. Por último, a partir del análisis de imágenes SEM identificaron que el hidrocarburo recubría las partículas del suelo, generando una estructura dispersa.

Tabla 2.1: Propiedades de suelos gruesos contaminados con hidrocarburos

Referencia	Tipo de suelo	Contaminante	Ensayos Principales	Resultados Principales	Mecanismos
Al-Sanad, 1995	SP	4%-6% de crudo	Ensayos triaxiales y consolidación	Incrementos de $C_c$ , reducción de la rigidez y permeabilidad	-
Shin y Das, 1999	SP	0-4,2% de crudo	Ensayos de corte directo, modelo a escala de fundación superficial	Reducción en el ángulo de fricción interna y de la capacidad portante	Efecto de lubricación de las partículas
Puri, 2000	SP	0-12% de crudo	Ensayos de compactación, corte directo y compresión uniaxial	Reducción de $\varphi$ (20-25%) y disminución del módulo edométrico	-
Kamehchiyan y Tajik, 2007	SM, SP	2,4,8,12 y 16% de crudo	Ensayos de compactación, corte directo, compresión uniaxial y permeabilidad	Reducción en la resistencia al corte y en la permeabilidad	Ablandamiento del comportamiento tenso-deformacional por el cambio de la viscosidad del fluido
Singh et al., 2009	SP	3, 6 y 9% del peso seco con aceite de motor	Ensayos de compactación, corte directo	Reducción de $\varphi'$ y $c'$ , de la capacidad portante y resistencia al corte	Mecanismos físicos, por cambios en la viscosidad del fluido
Nasr, 2009	SP	0-5% del peso seco con aceite de motor y gasoil ligero	Prototipos de fundaciones superficiales (Experimental y numérico)	Reducción de capacidad portante e incremento de asentamientos verticales	Deslizamiento de partículas por cambios en la viscosidad
Joukar y Boushehrian, 2020	SW	Querosén y gasoil	Prototipo de fundaciones superficiales	Reducción de la capacidad porte, 30% con querosén y 40% con gasoil	-
Mohammadi et al., 2020	SP	2, 4, 6 y 8% del peso seco con gasoil, crudo y aceite de motor usado	Corte directo y prototipos de fundaciones profundas	Reducción de la capacidad de punta y de fuste a mayor contenido de orgánico	Incremento de las deformaciones a medida que aumenta la viscosidad cinemática

Tabla 2.2: Propiedades de suelos finos contaminados con hidrocarburos

Referencia	Tipo de suelo	Contaminante	Ensayos Principales	Resultados Principales	Mecanismos
Gnanapragasam et al., 1995	Bentonita y mezclas bentonita-arena	Anilina	Ensayos "batch", permeabilidad e imágenes SEM	Cambios en la microestructura y morfología de la bentonita, y reducción en la conductividad hidráulica	Efecto por la presencia de dos fluidos no miscibles
Meegoda and Ratnaweera, 1994	Caolinitas y mezclas caolinitas-montmorillonitas	Combinaciones de propanol, glicerina y agua	Propiedades índices y ensayos de consolidación	$C_c$ aumenta en caolinitas, mientras que en mezclas disminuye con el aumento del contaminante	Efectos de lubricación y cambios en la constante dieléctrica.
Kaya y Fang, 2000	Caolinitas y bentonitas	Fluidos orgánicos con un amplio rango de constantes dieléctricas	Límites de Atterberg, capacidad de intercambio catiónico, porosimetría con mercurio	Al disminuir la constante dieléctrica, las partículas tienden a formar una estructura más floculada	Efectos de la constante dieléctrica sobre espesor de la doble capa difusa
Chen et al., 2000	Caolinitas	Fluidos orgánicos polares y no polares	Ensayos de consolidación	$C_c$ mayores para fluidos no polares que con agua, $C_c$ menores para constantes dieléctricas intermedias	Cambios en los índices de compresión y cambios en la constante dieléctrica, contrarios a la teoría de doble capa difusa
Khamehchiyan et al., 2007	CL	2,4,8,12 y 16% de crudo	Ensayos de compactación, corte directo, compresión uniaxial y permeabilidad	Incremento de $\phi$ y reducción en $c$ con el aumento de contaminante	Fluidos con constantes dieléctricas bajas hacen que el suelo se comporte como granular
Singh et al., 2008	CL,CH	Aceite motor, diésel, querosén y nafta	Propiedades índices y ensayos de consolidación	$C_c$ aumenta con el incremento del contaminante, excepto para el querosén	Efecto sobre la doble capa difusa al emplear fluidos no polares

Tabla 2.2: Continua

Referencia	Tipo de suelo	Contaminante	Ensayos Principales	Resultados Principales	Mecanismos
Singh et al., 2009	CL, CH	3, 6 y 9% del peso seco con aceite de motor	Ensayos de compactación, consolidación, corte directo y permeabilidad	Aumento el coeficiente $C_c$ y $C_s$ y reducción del coeficiente $C_v$	Cambios producto de variaciones en la constante dieléctrica y del espesor de la doble capa difusa
Di Matteo et al., 2011	Caolinitas	Mezclas etanol-gasolina	Ensayos edométricos	$C_c$ mínimo obtenido para muestras saturadas con agua	Cambios en la constante dieléctrica, a medida que disminuye, el espesor de la doble capa se reduce y la estructura se vuelve más floculada
Kermani y Ebadi, 2012	CL	0, 4, 8 y 12% de crudo	Ensayos de compactación, corte directo, consolidación	$C_c$ aumenta y $\phi$ disminuye con el aumento del porcentaje de crudo	La capacidad de intercambio catiónico disminuye al ser las partículas rodeadas por el hidrocarburo
Khosravi et al., 2013	Caolinitas	2, 4, 6, 12 y 16% de gasoil	Ensayos de corte directo y consolidación	Reducción de $C_c$ con el aumento del contenido de contaminante, $C_s$ sin cambios significativos	Efectos de tensión superficial gasoil-agua, impidiendo que el agua drene
Estrabragh et al., 2016	Caolinitas	Glicerol, etanol y agua	Ensayos edométricos	$C_c$ aumenta a medida que la concentración de contaminante aumenta	A medida que aumenta la concentración, se reduce la constante dieléctrica. Resultados opuestos a la teoría de doble capa
Nokande et al., 2020	CL	2, 4, 6 y 10% del peso seco con gasoil y aceite para lámparas	Ensayos de colapso	A mayor contenido de contaminante mayor fue el potencial de colapso de las muestras	Efecto de lubricación de las partículas
Nokande et al., 2022	CL	2, 4, 6 y 10% del peso seco con gasoil y aceite para lámparas	Límites de consistencia, corte directo, compresión simple, imágenes SEM	Reducción de la cohesión, ángulo de fricción interna y resistencia a la compresión simple	Efectos de doble capa difusa y lubricación de las partículas

A pesar de las investigaciones realizadas, existe información limitada sobre el efecto de NAPLs sobre los índices de expansión y re- compresión en suelos finos. En particular, se dispone de escasos datos sobre el efecto de hidrocarburos en el comportamiento de suelos colapsables. El objetivo principal de este trabajo es entender los mecanismos responsables de los cambios volumétricos que se producen en los loess como consecuencia de la contaminación con fluidos orgánicos. En particular se plantea analizar el efecto de la contaminación de estos suelos con querosén sobre muestras de loess cementadas y no cementadas, y comparar las variaciones que se obtengan en las propiedades de compresibilidad con las registradas en muestras de loess con comportamiento colapsable.

## 2.3 MATERIALES Y MÉTODOS

### 2.3.1 Suelo empleado

Se obtuvieron 24 muestras inalteradas de loess proveniente de 8 panes de suelos extraídos de calicatas ubicadas en la Provincia de Córdoba (3 muestras inalteradas por cada pan de suelo). Los panes fueron obtenidos de Ciudad Universitaria (designadas como muestras T1 a T4), Barrio Siete Soles (T5), Estancia San José en Unquillo (T6), Fincas del Sur II (T7) y Docta (T8), cuya ubicación puede observarse en la Fig. 2.1.

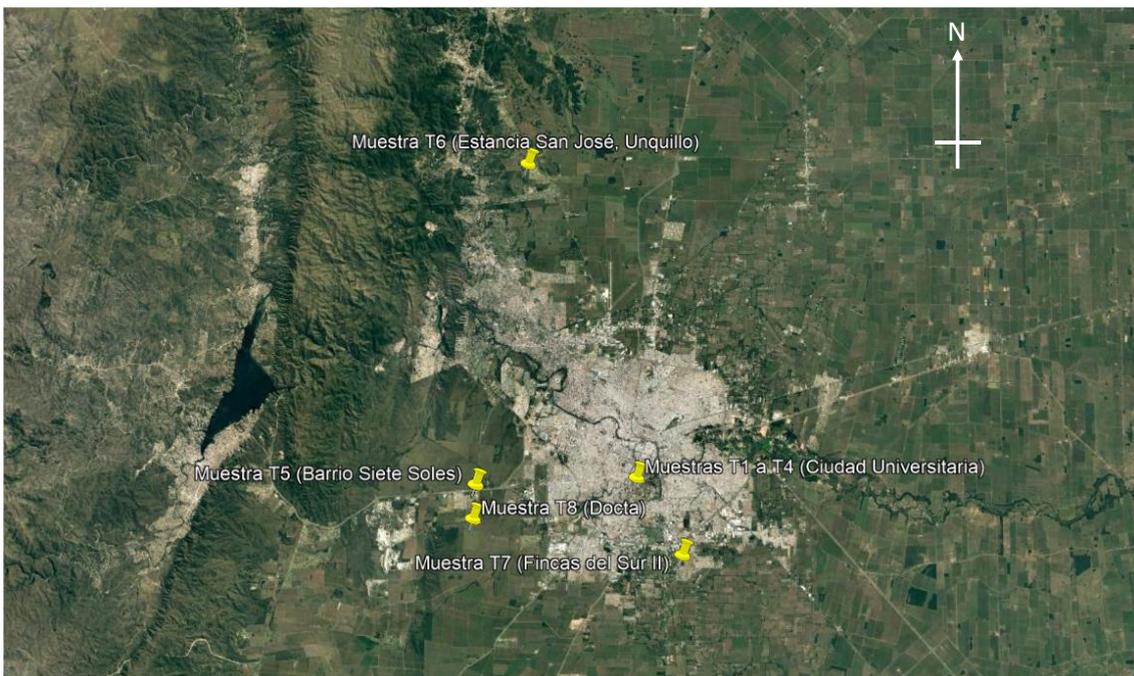


Figura 2.1: Ubicación de los sondeos realizados.

La recolección de las muestras se realizó a través de excavaciones a mano, a 1 metro de profundidad, obteniéndose panes de suelo de 25 cm de diámetro y 35 cm de alto. Las muestras fueron colocadas en bolsas herméticas, transportadas al Laboratorio de Geotecnia de la Universidad Nacional de Córdoba, y por último preservadas en la cámara húmeda hasta que se ensayaron. De manera adicional, en este trabajo se incorporan los resultados obtenidos de 3 muestras de loess cementadas talladas a partir de un único pan de suelo, extraídas con la misma metodología detallada anteriormente. En la Tabla 2.3 se resumen las propiedades principales de las muestras ensayadas, cuyos valores fueron reportados en el Anexo A.

Tabla 2.3: Propiedades mecánicas de muestras de loess.

Propiedades geotécnicas	Media	Desviación estándar	Norma
Peso unitario seco (kN/m <sup>3</sup> )	12,51	1,00	ASTM D4254
Límite líquido (%)	23,99	1,13	ASTM D4318
Límite plástico (%)	20,41	1,51	ASTM D4318
Índice de plasticidad (%)	3,58	1,15	ASTM D4318
Pasante tamiz No. 200 (%)	92,85	4,17	ASTM D422-63
Relación de vacíos inicial (-)	1,12	0,17	ASTM D2435
Humedad natural (%)	9,41	3,42	ASTM D2216
Gravedad específica (-)	2,65	0,00	ASTM D854

### 2.3.2 Ensayos triple edométricos

Se realizaron ensayos edométricos para analizar el comportamiento mecánico a humedad natural, inundado con agua e inundado con querosén, como puede observarse de manera esquemática en la Fig. 2.2. Por cada ensayo “triple edométrico”, se emplearon tres muestras con una relación de vacíos inicial, contenido de humedad inicial y presión geostática muy próximas. Las dispersiones que puedan encontrarse se deben principalmente a variaciones en la relación de vacíos inicial y/o en la variabilidad en la granulometría y plasticidad, propias de las heterogeneidades del medio. A partir de las 27 muestras

inalteradas, se llevaron a cabo 8 ensayos triple edométricos en muestras no cementadas y uno para muestras cementadas. Las probetas talladas tenían un diámetro de 63,3 mm y una altura de 25,3 mm y los ensayos en condición de desplazamiento lateral nulo fueron realizados de acuerdo a los lineamientos generales indicados en la norma ASTM 2435-03. Los sucesivos saltos de carga se mantuvieron constantes durante 24 horas, garantizando el fin de la consolidación primaria, partiendo de una carga de asiento de 0,1 kPa hasta una carga última de 400 kPa. La carga aplicada fue duplicada para cada uno de los saltos de carga. Las muestras inundadas con agua y aquellas inundadas con querosén, fueron previamente sumergidas durante 24 horas, buscando obtener valores de saturación cercanos al 100%.

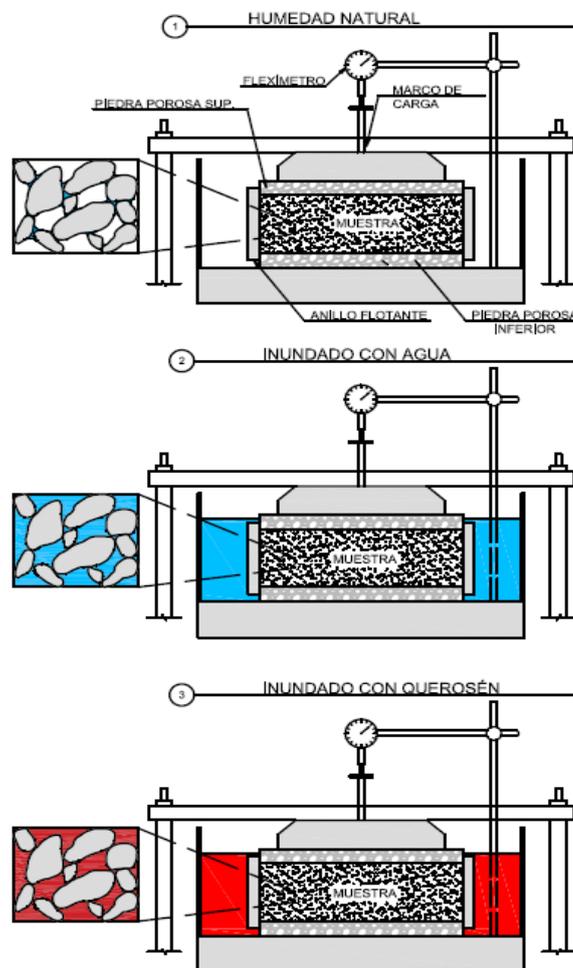


Figura 2.2: Configuración del ensayo triple edométrico.

Debido a las variaciones en el comportamiento y la disponibilidad de datos, este capítulo está centrando principalmente en el comportamiento de muestras no cementadas. Las

curvas de compresibilidad (en escala semi logarítmica) permitieron definir: la presión de fluencia ( $P_f$ ), los índices de compresión ( $C_c$ ) y re-compresión ( $C_r$ ). Los índices  $C_c$  y  $C_r$  se definen a partir de la siguiente relación:

$$C_c, C_r = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'} = \frac{e_2 - e_1}{\log \frac{(\sigma'_z)_2}{(\sigma'_z)_1}} \quad (2.1)$$

Siendo  $e$  la relación de vacíos y  $\sigma'_z$  la tensión vertical efectiva aplicada. Los sufijos 1 y 2 indican dos puntos arbitrariamente elegidos en la rama virgen para el caso de  $C_c$  y dos puntos arbitrarios en la rama de recompresión previo a la presión de fluencia para el caso de  $C_r$ . Además, se definió el colapso relativo para las muestras inundadas con agua ( $\delta_{a\_col}$ ) e inundadas con querosén ( $\delta_{q\_col}$ ) a partir de las siguientes expresiones:

$$\delta_{a\_col} = \varepsilon_{a\_sat} - \varepsilon_{nat} \quad (2.2)$$

$$\delta_{q\_col} = \varepsilon_{q\_sat} - \varepsilon_{nat} \quad (2.3)$$

Donde,  $\varepsilon_{nat}$ ,  $\varepsilon_{a\_sat}$  y  $\varepsilon_{q\_sat}$  son las deformaciones específicas verticales en estado de humedad natural, inundado con agua e inundado con querosén, respectivamente. Los niveles de deformación especificado en las Ec. 2.2 y 2.3 son dependientes de las tensiones, por lo que el colapso relativo también es dependiente de las tensiones aplicadas.

### 2.3.3 “Jar Slake test”

Se tallaron dos muestras gemelas inalteradas, provenientes del mismo pan de suelo, con las mismas dimensiones de las muestras empleadas en los ensayos edométricos. Se ensayaron las muestras a humedad natural luego de haber sido curadas en la cámara húmeda. Las muestras fueron sumergidas en vasos de precipitado de vidrio de 1000 cm<sup>3</sup>, de manera simultánea en agua destilada y querosén. Fueron suspendidas en la parte superior del vaso a través de una malla reticulada de nylon con una abertura de 3.73 mm (Fig. 2.3). Se observaron la interacción fluido-partícula a los tiempos 0, 1, 2, 5, 10, 15, 30, 60 y 90 minutos, en concordancia con la metodología empleada por Mohamad et al. (2011). Se optó por suspender las muestras por la alta susceptibilidad que presenta el loess a los cambios de contenido de agua y evitar rotura de las muestras al ser sumergidas.

A partir de los ensayos de durabilidad, es posible clasificar la alteración de acuerdo a seis índices distintos (Santi, 1998a,b), siendo:

- Índice de alteración 1: Lodo, la muestra se degrada a la consistencia de un lodo.

- Índice de alteración 2: Escamas, la muestra se reduce a escamas/copos. La forma original no se puede discernir.
- Índice de alteración 3: Virutas, trozos del material se desprenden de los laterales de la muestra. La muestra se fractura y la estructura original apenas se puede ver.
- Índice de alteración 4: Fracturas, la muestra se fractura en toda su extensión, creando una apariencia en trozos o bloques.
- Índice de alteración 5: Laminas, la muestra se fractura en superficies planares.
- Índice de alteración 6: No hay reacción, no se disciernen efectos.



Figura 2.3: “Jar slake test”: vasos de precipitado con agua y querosén.

### 2.3.4 “Scanning Electron Microscop (SEM)”

La microestructura de los loess estudiados fue analizada a través de imágenes SEM (*Scanning Electron Microscop*, por sus siglas en inglés). Las imágenes fueron tomadas para investigar los cambios a microescala que se pueden producir en la estructura del suelo debido a diferentes contenidos de agua o hidrocarburo. Se prepararon 3 muestras provenientes del mismo pan de suelo, las cuales fueron incrustadas en pastillas de resina para conservar la estructura original del suelo. La primera pastilla se preparó con el contenido de humedad natural ( $w=9,63\%$ ), la segunda fue inmersa previamente en querosén durante 48 horas ( $w=34,23\%$ ); y la última fue rociada y curada en la cámara húmeda hasta llegar a una humedad del  $26,38\%$ . Mayores contenidos de humedad no se pudieron alcanzar debido a que la microestructura del suelo sufría colapso. Las superficies

de las muestras analizadas fueron primeramente rociadas con oro y luego sometidas a vacío de alta presión. Se tomaron imágenes para las tres condiciones con distintos grados de magnificación para evaluar los cambios en la microestructura.

## 2.4 RESULTADOS

Las Fig. 2.4 a 2.12 presentan los comportamientos típicos que se observaron a partir de las curvas de compresibilidad, obtenidas mediante ensayos edométricos realizados en muestras inalteradas a humedad natural, saturadas con agua y con querosén. Se muestra la evolución de la relación de vacíos a medida que se incrementa la presión aplicada para muestras de loess no cementadas.

Los resultados presentados en las Fig. 2.4 a 2.7 muestran un incremento drástico en la compresibilidad al ser inundadas con agua, siendo este comportamiento típico de suelos loésicos en la Provincia de Córdoba. Resultados similares han sido reportado y estudiado por diferentes autores en el pasado (Reginatto y Ferrero, 1973; Feda 1988; Rinaldi et al., 1998; Rinaldi et al., 2007; Francisca, 2007).

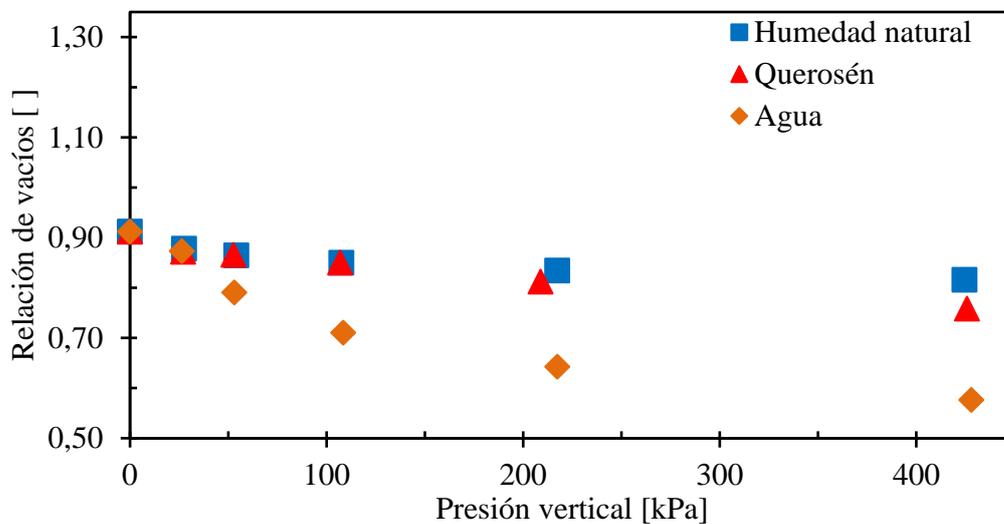


Figura 2.4: Curvas de compresibilidad para el loess T1.

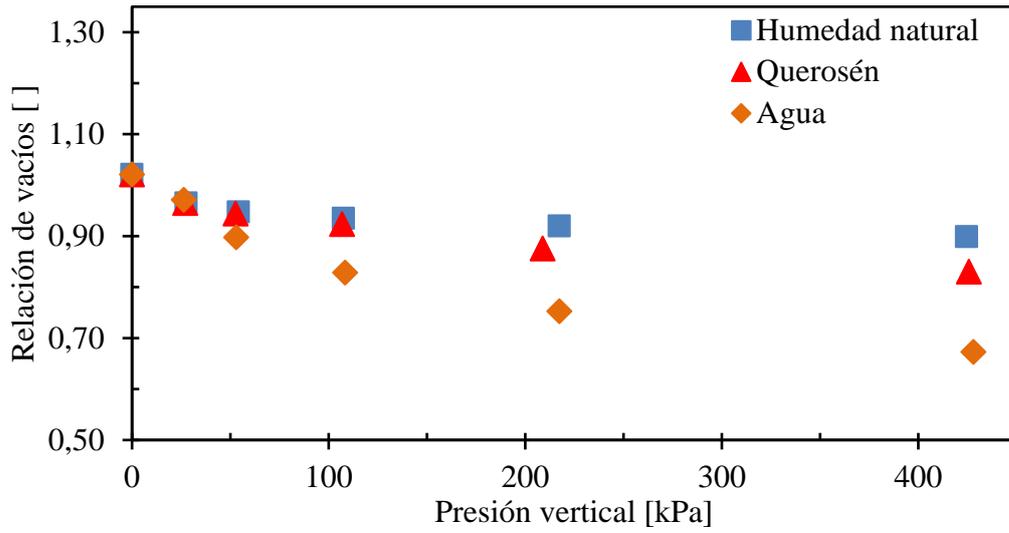


Figura 2.5: Curvas de compresibilidad para el loess T2.

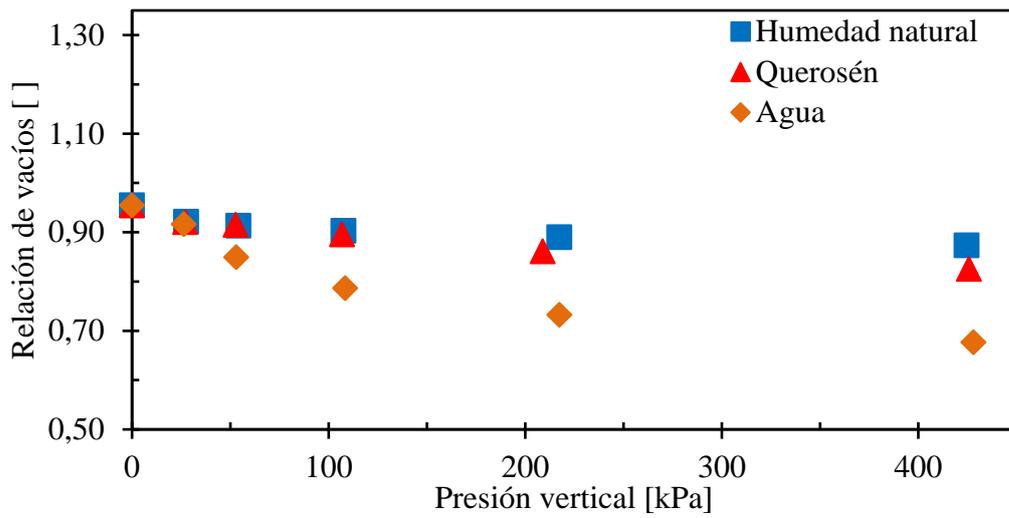


Figura 2.6: Curvas de compresibilidad para el loess T3.

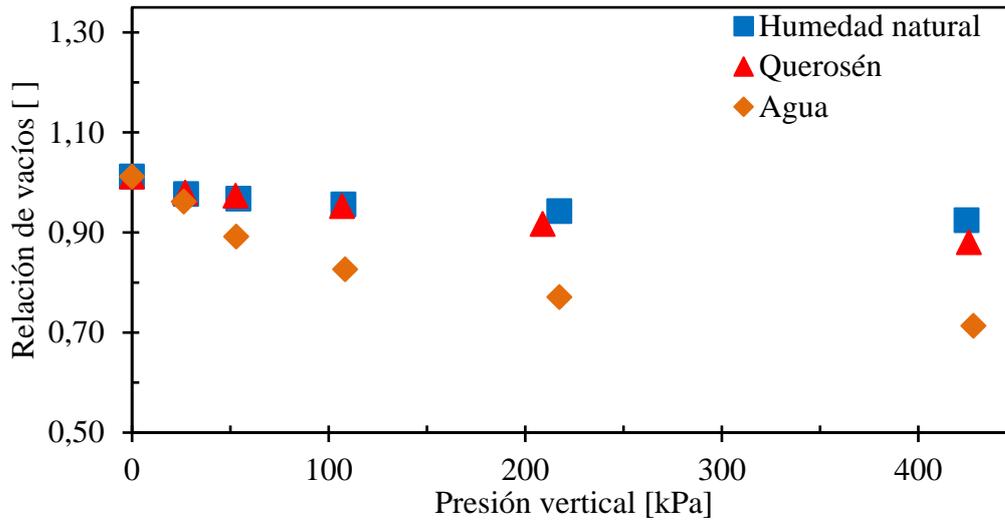


Figura 2.7: Curvas de compresibilidad para el loess T4.

Luego de ser saturadas con querosén sufren un leve incremento en la compresibilidad, siendo el efecto del agua claramente más significativo. Por lo tanto, se espera cambios en la curva tensión deformación por la presencia del hidrocarburo cuando se lo compara con el comportamiento de las muestras a humedad natural. Las muestras que presentaron este comportamiento tienen una relación de vacíos menor a 1,05 y un porcentaje de pasante tamiz #200 mayor al 90%. Por otro lado, en las Fig. 2.9 a 2.11 se puede ver que las diferencias en la curva tensión-deformación en estado de humedad natural e inundada con querosén son despreciables, siendo el colapso relativo para esta condición cercano a 0% (a excepción de la muestra T5). Este resultado permite inferir que el querosén, al ser un fluido no polar, no es capaz de modificar la microestructura del suelo, inclusive cuando se alcanza la saturación con dos fluidos no miscibles (agua y querosén). En todos los casos, la mayor compresibilidad corresponde al estado saturado con agua, seguido por la saturación con querosén y siendo menos compresible en estado de humedad. Por último, la Fig. 2.12 presenta la curva de compresibilidad correspondiente a un espécimen cementado, pudiendo observarse que los tres estados resultados similares con mínimas diferencias entre sí. En este caso, el efecto del fluido no tiene prácticamente incidencia sobre la respuesta tenso-deformacional, lo que se atribuye a la presencia de cementantes endebles que controlan el comportamiento no saturado del suelo. Las propiedades obtenidas de los ensayos triple edométricos en muestras no cementadas (T1 a T8) y cementada (T9) se encuentran plasmados en las Tablas 2.4, 2.5 y 2.6; en las cuáles se

especifican los índices de compresión ( $C_c$ ) y re-compresión ( $C_r$ ), la presión de fluencia ( $P_f$ ), la humedad inicial y final ( $H_0$  y  $H_f$ ), la relación de vacíos inicial ( $e_0$ ) y el peso unitario seco ( $\gamma_d$ ).

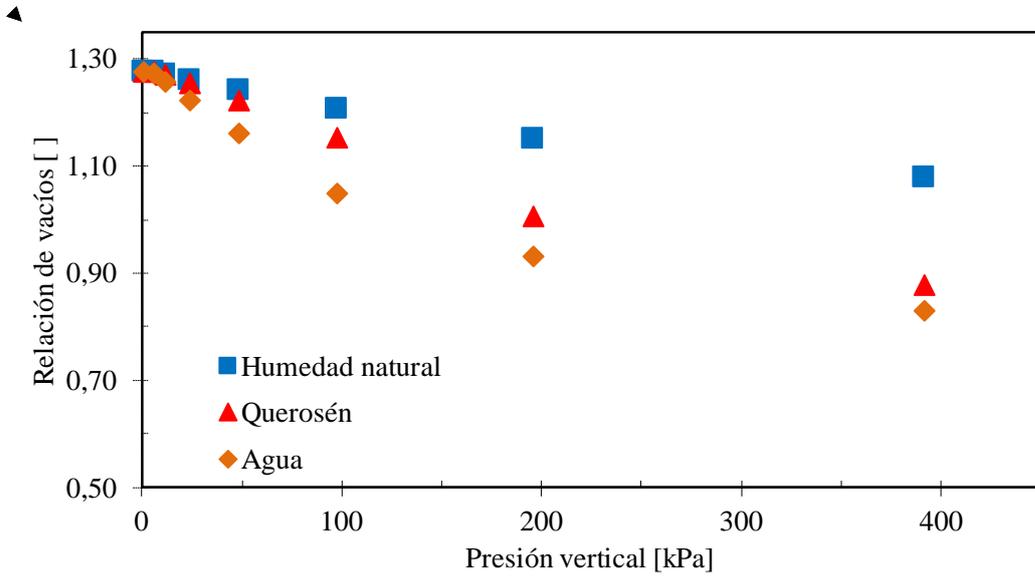


Figura 2.8: Curvas de compresibilidad para el loess T5.

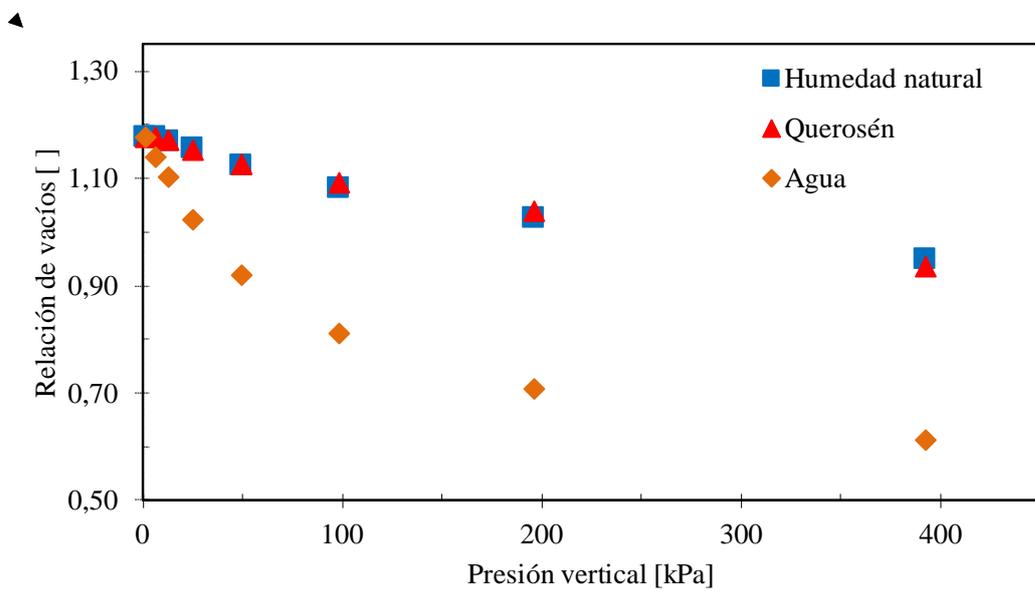


Figura 2.9: Curvas de compresibilidad para el loess T6.

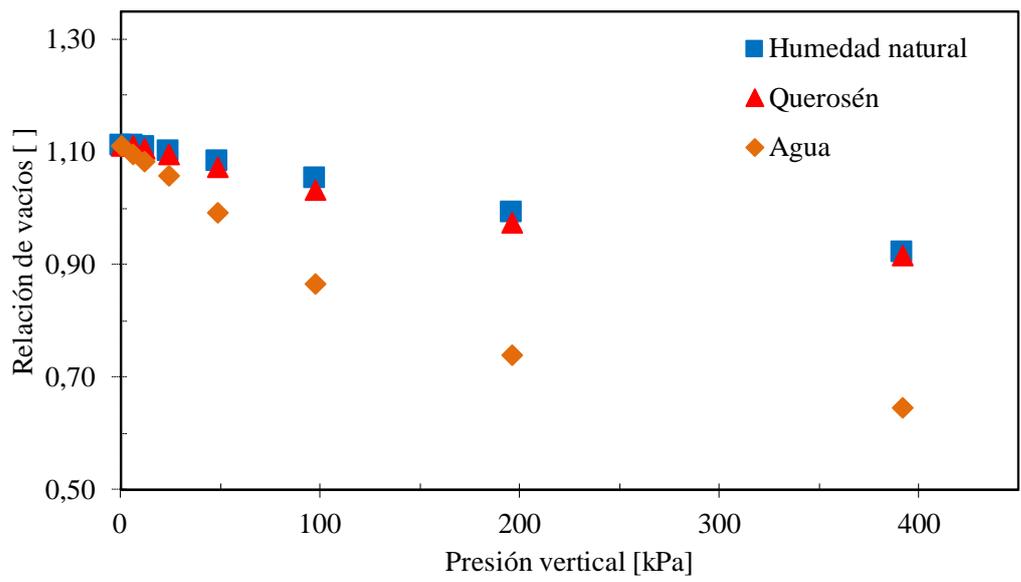


Figura 2.10: Curvas de compresibilidad para el loess T7

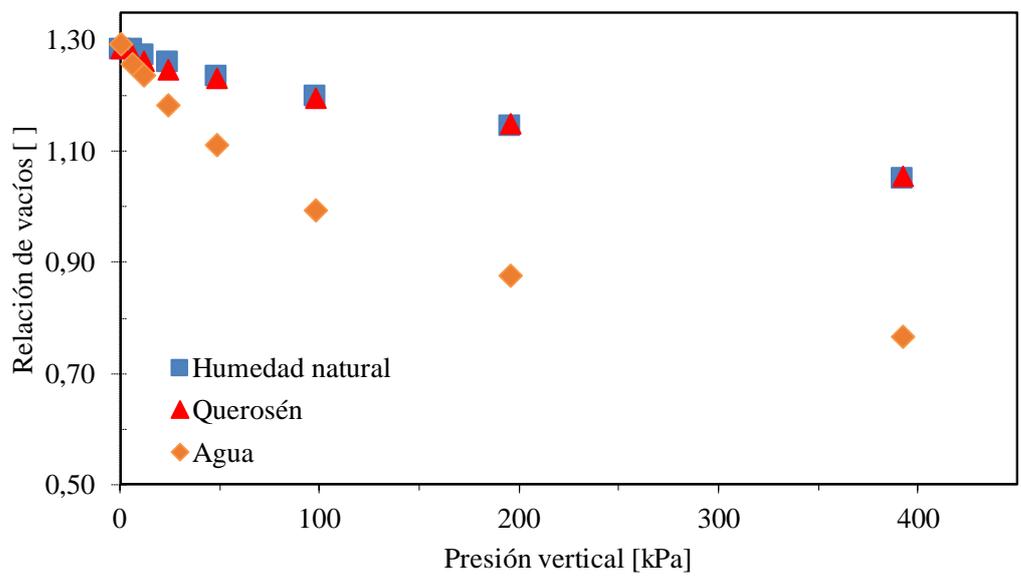


Figura 2.11: Curvas de compresibilidad para el loess T8.

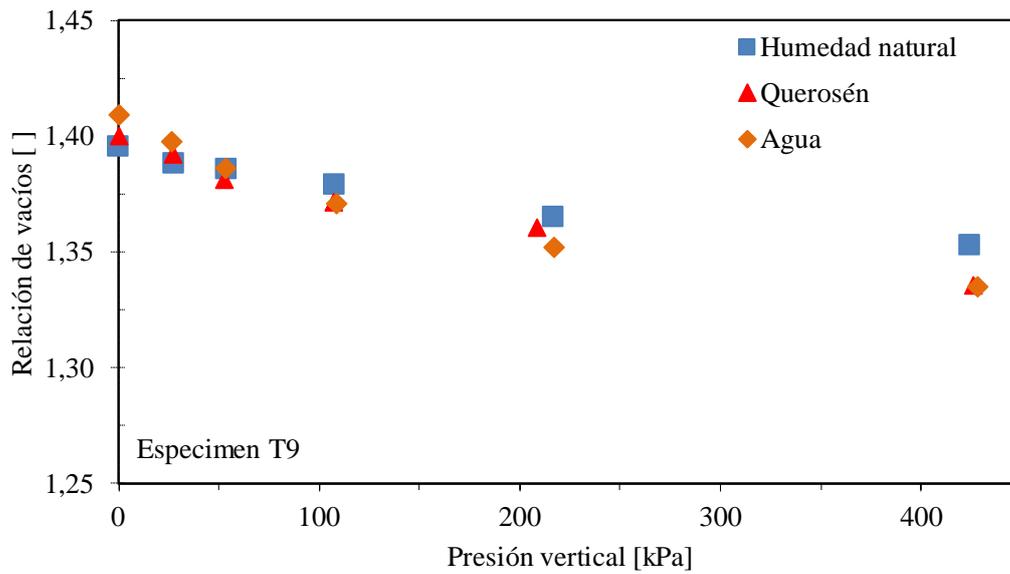


Figura 2.12: Curvas de compresibilidad para el loess T9.

Tabla 2.4: Propiedades mecánicas de muestras a humedad natural

Parámetros Muestras Humedad Natural							
Ensayo	$C_c$	$C_r$	$P_f$ [kPa]	$H_0$ [%]	$H_f$ [%]	$e_0$	$\gamma_d$ [kg/m <sup>3</sup> ]
T1.1	0,045	0,014	80	6,04	2,55	0,904	13,92
T2.1	0,060	0,023	85	11,00	8,92	1,013	13,17
T3.1	0,072	0,013	190	7,37	3,41	0,955	13,73
T4.1	0,082	0,016	190	8,56	3,09	1,004	13,23
T5.1	0,238	0,038	65	11,90	11,90	1,277	11,64
T6.1	0,219	0,047	80	9,82	9,82	1,169	12,22
T7.1	0,233	0,028	70	13,66	13,66	1,103	12,24
T8.1	0,315	0,066	110	13,67	13,67	1,283	11,61
T9.1	0,044	0,003	80	2,55	2,55	1,394	10,86

Tabla 2.5: Propiedades mecánicas muestras saturadas con agua

Parámetros Muestra Saturada con Agua							
Ensayo	C <sub>c</sub>	C <sub>r</sub>	P <sub>f</sub> [kPa]	H <sub>0</sub> [%]	H <sub>r</sub> [%]	e <sub>0</sub>	Y <sub>d</sub> [kg/m <sup>3</sup> ]
T1.2	0,225	0,016	28	3,93	19,26	0,912	13,86
T2.2	0,272	0,021	28	10,33	21,92	1,021	13,11
T3.2	0,190	0,016	27	6,71	21,19	0,931	13,56
T4.2	0,195	0,021	27	9,94	25,22	1,012	13,17
T5.2	0,397	0,082	35	12,11	27,64	1,277	11,74
T6.2	0,351	0,154	15	9,75	23,47	1,177	12,17
T7.2	0,421	0,063	37	11,27	27,81	1,111	12,56
T8.2	0,377	0,139	27	13,81	27,49	1,292	11,56
T9.1	0,061	0,005	40	2,55	35,83	1,409	10,79

Tabla 2.6: Propiedades mecánicas muestras saturada con querosén

Parámetros Muestra Contaminada							
Ensayo	C <sub>c</sub>	C <sub>r</sub>	P <sub>f</sub> [kPa]	H <sub>0</sub> [%]	H <sub>r</sub> [%]	e <sub>0</sub>	Y <sub>d</sub> [kg/m <sup>3</sup> ]
T1.3	0,167	0,016	105	4,46	16,09	0,896	13,73
T2.3	0,146	0,023	50	10,08	26,05	1,005	13,22
T3.3	0,114	0,014	78	8,02	17,95	0,931	13,72
T4.3	0,117	0,014	75	7,98	17,50	0,996	13,28
T5.3	0,432	0,053	70	11,10	26,76	1,277	11,52
T6.3	0,260	0,040	90	9,81	25,29	1,195	12,07
T7.3	0,189	0,039	55	10,53	25,63	1,089	12,68
T8.3	0,316	0,064	150	11,04	26,01	1,285	11,64
T9.1	0,060	0,003	27	16,09	36,75	1,400	10,83

En la Fig. 2.13 se presenta el resultado del “*jar slake test*” sobre las muestras de loess sumergidas en agua y en querosén, correspondiente a los tiempos de 1, 5, 30 y 60 minutos. La muestra sumergida en agua muestra una alteración en su estructura apenas es puesta en contacto con agua. Luego de 1 minuto en contacto con agua, se generan resquebrajamiento, la estructura se fractura, y hay restos de material que se desprende de los bordes, habiendo sido modificaciones importantes de la forma original. De acuerdo a la clasificación propuesta por Santi (1998a,b) corresponde a un índice de alteración de 4.

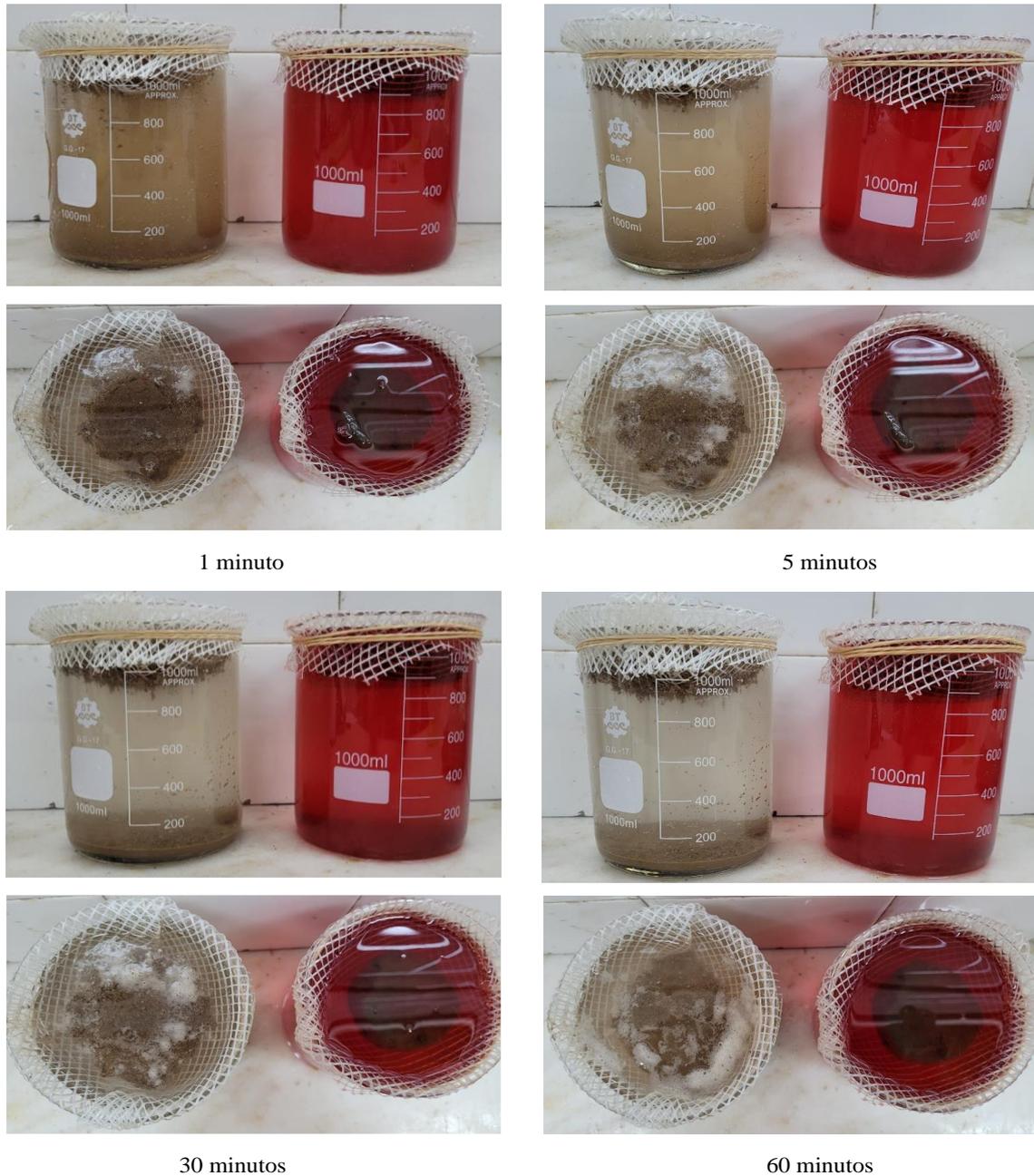


Figura 2.13: “*Jar slake test*” en muestras de loess no cementadas a 1, 5 30 y 60 minutos.

A los 5 minutos, el terrón de loess sumergido en agua no presenta ningún rasgo de la geometría original, y la estructura está reducida a material particulado, correspondiente a un índice de alteración 2. Luego de 30 minutos la muestra evidencia la consistencia de un lodo (índice de alteración 1), habiéndose producido la destrucción completa de la estructura del suelo. Por otra parte, cuando se analiza la respuesta de la muestra sumergida en querosén no se observan cambios en la estructura y en la textura con el paso del tiempo. No hay una reacción con la presencia del fluido orgánico y no es posible discernir efectos sobre el suelo, incluso luego de 60 minutos, obteniéndose un índice de alteración de 6, el máximo posible.

En la Fig. 2.14 se presenta la imagen SEM de las muestras de loess analizadas con una magnificación de 500x correspondiente a las muestras con un contenido de humedad del 9,63% (Fig. 2.14a), con un contenido de querosén del 34.23% (Fig. 2.14b) y de agua del 26,38% (Fig. 2.14c). En las tres muestras analizadas se observan agregados de partículas, poros espaciados, poros inter-granulares, intra-granulares y intra-agregados. La microestructura de los loess con un bajo contenido de humedad y sumergida en querosén presenta rasgos similares, con presencia de poros espaciados de mayor tamaño y fácilmente identificables, en relación a la muestra con un mayor contenido de humedad. Se pudo identificar, para los primeros dos especímenes (Fig. 2.14a, Fig. 2.14b, Fig. 2.15a y Fig. 2.15b), la variación del tamaño de los poros de manera clara, al igual que los resultados reportados por Yang et al. (2022). Por otra parte, la muestra de loess con un contenido de agua del 26,38% evidencia una estructura floculada, donde el tamaño de poros disminuyó drásticamente cuando se lo compara con las otras dos muestras, siendo particularmente evidente en la reducción de los poros espaciados. Este fenómeno se asocia principalmente a la disolución de las sales precipitadas y a la expansión de los puentes de arcilla que vinculan a las partículas de limo y arena. En consecuencia, la estructura del suelo se vuelve más densa, producto de la reducción volumétrica de los poros.

La muestra sumergida en querosén (Fig. 2.15b) no muestra cambios en la microestructura, siendo la distribución y tamaños de poros idéntica a la muestra a humedad natural (Fig. 2.15a). Se puede identificar que los materiales de unión alrededor de los poros espaciados siguen manteniendo una estructura abierta, siendo el querosén incapaz de disolver los cementantes leves, por lo tanto, la microestructura del suelo permanece inalterada cuando no hay cargas aplicadas, como pudo evidenciarse a partir del “*jar slake test*”.

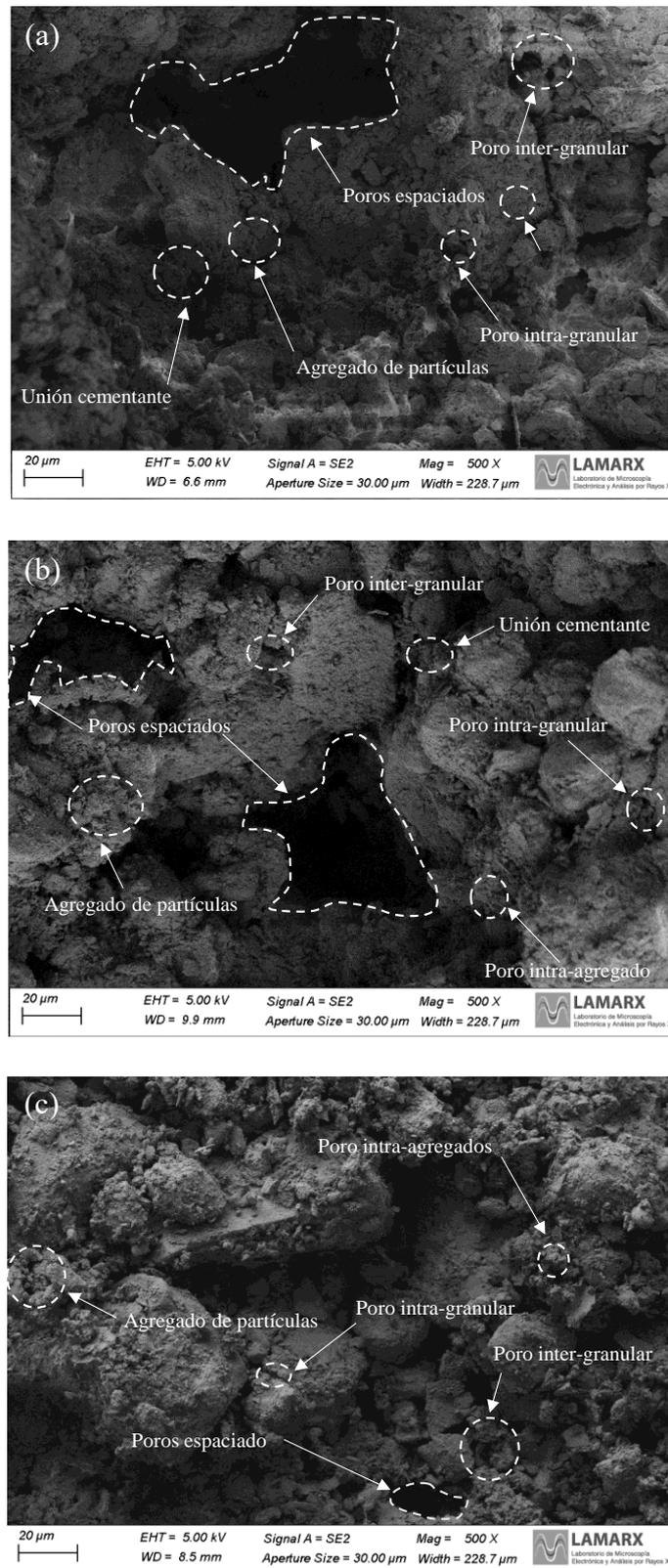
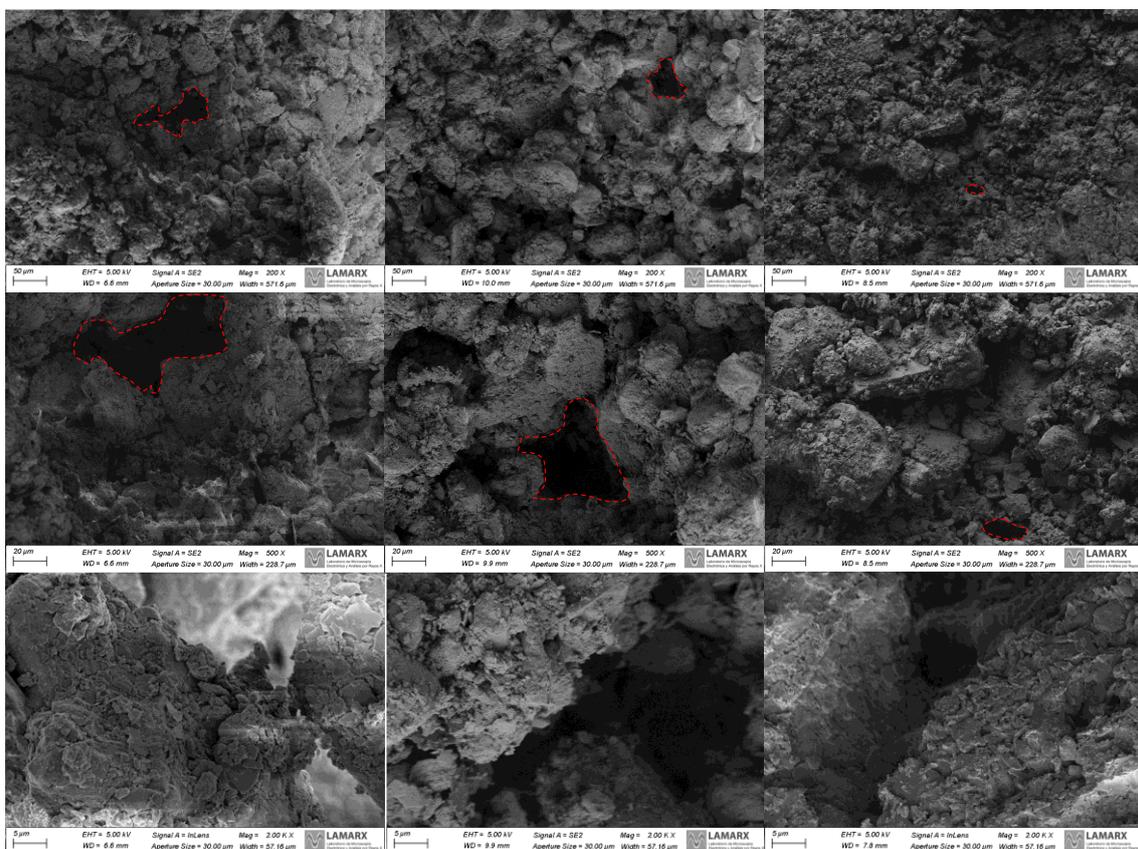


Figura 2.14: Clasificación de poros de acuerdo a su origen: (a) 9, 63 % de humedad (b) 34,23% de querosén y (c) 26,38% de humedad.

En todos los casos se observan minerales arcillosos en la superficie de las partículas de limo, existiendo de manera aislada partículas completamente limpias, al igual de los resultados reportados por Liu et al. (2016). Los agregados de partículas conformados por minerales arcillosos y mezclas limo-arcilla, junto a las sales precipitadas evidencian una estructura abierta y metaestable. Resulta dificultoso poder observar de manera directa a través de imágenes SEM las uniones producidas a partir de carbonatos (Liu et al. 2016). Los poros espaciados son los responsables de los cambios volumétricos repentinos producto del colapso de la estructura (Yang, 1988, Wang, 2006), coincidente con los cambios observados en la reducción de tamaño de poros representados en la Fig. 2.15.



(a)

(b)

(c)

Figura 2.15: Imágenes SEM de muestras de loess: (a) 9, 63 % de humedad (b) 34,23% de querosén y (c) 26,38% de humedad.

## 2.5 ANÁLISIS

A partir de los ensayos edométricos realizados sobre las muestras de loess (Fig. 2.4 a 2.12), se analizaron las variaciones en el índice de compresión, re-compresión y presión

de fluencia. La Fig. 2.16 muestra la relación entre el índice de compresión obtenidos a partir de los resultados de los ensayos en las muestras inundadas con agua, inundadas con querosén y a humedad natural. Además, se grafica la recta de  $45^\circ$  para tener una referencia visual de los índices para los tres estados. En general,  $C_c$  fue mayor para muestras ensayadas con agua, comparadas con aquellas inundadas con querosén y a humedad natural. Para estas dos últimas condiciones, se obtuvieron diferencias menores (los triángulos se encuentran más próximos a la línea a  $45^\circ$  en la Fig. 2.16). Los suelos loéssicos presentan una rigidez levemente mayor a humedad natural en relación a cuando hay presencia de querosén, y considerablemente más rígido cuando se lo compara con las muestras inundadas con agua.

Las tendencias reportadas en la Fig. 2.16 son contrarias a las obtenidas por Chen et al. (2000). Los resultados obtenidos en muestras no cementadas pueden explicarse a través de la micro y macro estructura del loess. Las muestras ensayadas tienen una estructura muy rígida cuando el contenido de humedad es bajo, pero, cuando se inundan con querosén se espera una reducción de la succión, como consecuencia de la presencia simultánea de agua y querosén en los poros. Esta reducción se produce debido a que las tensiones interfaciales agua-querosén ( $43,9 \text{ mN/m}$ ) son menores a las tensiones agua-aire ( $72 \text{ mN/m}$ ). Se disminuyen los efectos capilares en las muestras saturadas con dos fluidos no miscibles (Francisca et al., 2003; Rinaldi y Francisca, 2006; Khosravi et al., 2013), y también explica en parte la mayor compresibilidad de las muestras saturadas con agua (sin meniscos dentro de los poros) (Giomi y Francisca, 2022). Adicionalmente, la presencia de querosén genera una reducción del intercambio catiónico, por lo que, los puentes de arcilla presentes en la microestructura del suelo no expanden, ni desencadenan de esta forma el proceso de colapso. Por otra parte, el querosén es un fluido no polar, por lo tanto, incapaz de generar la disolución de las sales precipitadas, proceso que si ocurre en presencia de agua. Este comportamiento pudo observarse a través de la Fig. 2.13, donde se evidencia que la presencia de agua genera una disolución de los materiales de unión de las muestras de loess, produciendo la destrucción de la estructura del suelo, mientras que el suelo sumergido en querosén no presenta cambios discernibles en la macro estructura.

En la Fig. 2.16 se observa que las muestras cementadas no presentan un cambio apreciable en los índices de compresión para los tres estados ensayados. El fluido permeante no tiene una incidencia sobre la respuesta del suelo. La cementación presente en los nódulos, no

es soluble en agua, y tampoco en querosén. Los cambios que ocurren en las muestras cementadas (Fig. 2.12) por variaciones en la succión son despreciables para esta condición, siendo la cementación la componente principal que gobierna la respuesta tenso-deformacional. Este fenómeno puede además apreciarse en los valores reportados de índices de compresión. Los mismos son considerablemente más bajos que los obtenidos en muestras no cementadas, aunque a humedad natural el valor de  $C_c$  se aproxima a los valores de las muestras T1 a T4.

La Fig. 2.17 presenta la relación existente entre el índice de re-compresión  $C_r$  determinado para las muestras de loess testeadas a humedad natural e inundadas con agua y querosén. Se obtuvieron valores muy similares, con diferencias prácticamente despreciables, para los valores de  $C_r$  a humedad natural e inundados con querosén. En este caso, los valores obtenidos pueden atribuirse a que los cambios en la micro-estructura son pequeños y de características similares, considerando estados tensionales previos a la presión de fluencia.

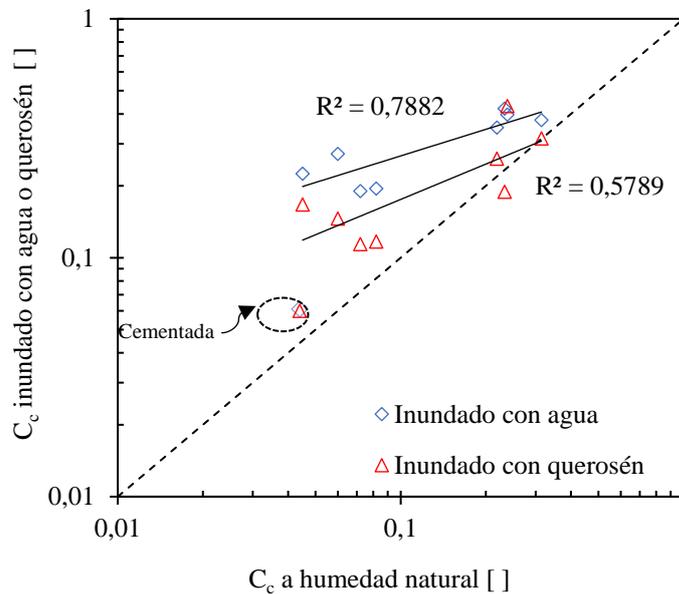


Figura 2.16: Relación entre índice de compresión para muestras no cementadas a humedad natural versus índices de compresión inundados con agua y querosén.

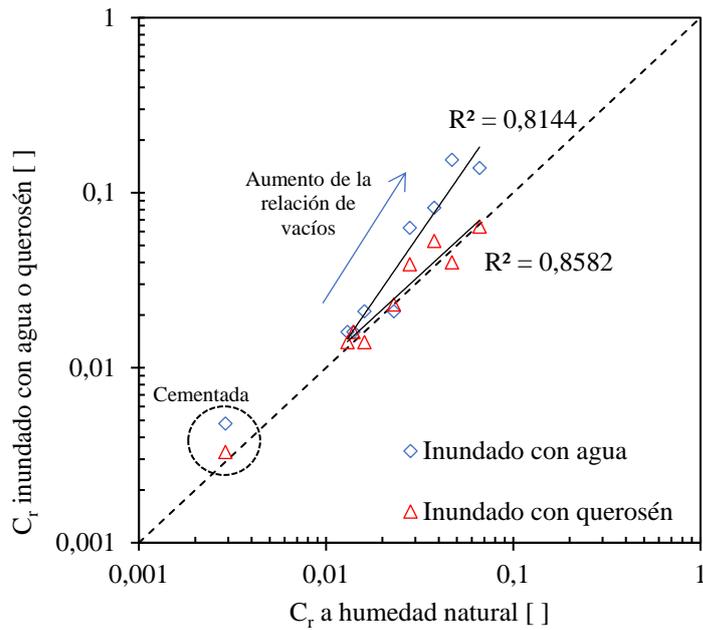


Figura 2.17: Relación entre índice de re-compresión para muestras no cementadas a humedad natural versus índices de re-compresión inundados con agua y querosén.

Por otro lado, las muestras no cementadas inundadas con agua muestran una variación considerable en el valor de  $C_r$  respecto a los valores a humedad natural, solamente cuando la relación de vacíos es muy alta (valores mayores a 1,05). Esto puede vincularse a un cambio permanente en la estructura del suelo, que tiene lugar cuando el suelo es inundado con agua, como consecuencia del colapso de la micro-estructura (Francisca, 2007; Li et al., 2016). Para todos los otros casos,  $C_r$  permanece prácticamente constante, independientemente del fluido y el grado de saturación. Estos resultados indican que los loess con alta relación de vacíos inicial son susceptibles de sufrir importantes cambios microestructurales que justificarían que  $C_r$  depende del tipo y contenido de líquido en los poros del suelo. Khosravi et al. (2013) obtuvo tendencias similares para muestras de kaolinita ensayadas con gasoil, donde no se evidenciaron cambios significativos en el valor de  $C_r$ , si habiendo obtenido una disminución de  $C_c$  con el aumento del contenido de contaminante. En el caso de las muestras cementadas,  $C_r$  tampoco presenta un cambio significativo cuando se comparan los resultados de las muestras ensayadas a humedad natural e inundados con agua y querosén. En este caso se obtuvieron valores considerablemente más bajos de  $C_r$  con valores un orden de magnitud inferiores que para

las muestras no cementadas. Esta tendencia corrobora que la presencia de cementante controla el comportamiento mecánico de la muestra T9.

La Fig. 2.18 presenta la relación entre la presión de fluencia ( $P_f$ ) determinada para las muestras a humedad natural y aquellas inundadas con agua y querosén. Los valores de presión de fluencia a humedad natural y saturados con querosén son cercanos, pudiéndose observar una relación aproximadamente lineal (triángulos rojos sobre la línea a 45° en la Fig. 2.18), sino se consideran las muestras con una muy alta presión de fluencia, correspondiente a las los ensayos T3.1 y T4.1, que no responden de manera clara a esta tendencia.

Por otro lado, el efecto de la saturación con agua, muestra que, en todos los casos la presión de fluencia para esta condición es siempre menor, como ha sido reportado por otros autores (Francisca, 2007; Rinaldi et al., 2007). En muestras cementadas no es posible establecer una correlación entre la presión de fluencia a humedad natural y saturada con querosén, aunque al igual que las muestras no cementadas, la presión para el estado de humedad natural es mayor.

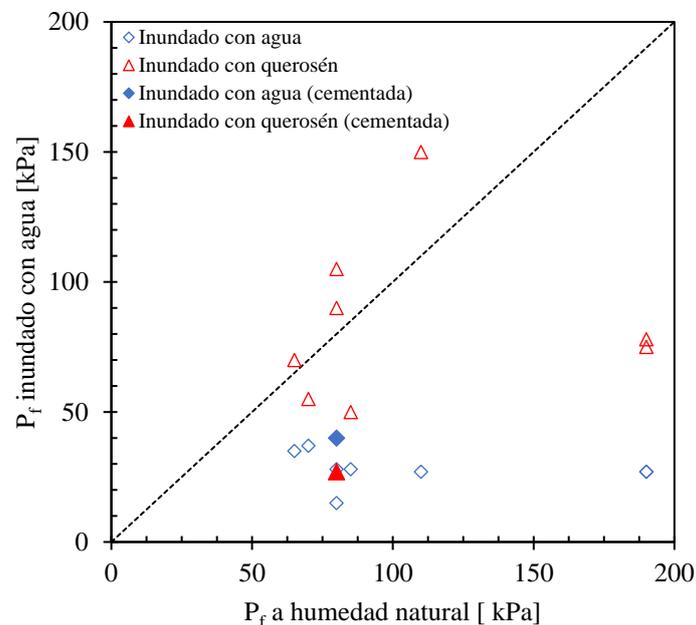


Figura 2.18: Relación entre la presión de fluencia en muestras no cementadas a humedad natural versus presión de fluencia en muestras inundados con agua y querosén.

En la Fig. 2.19 se muestran los valores obtenidos de colapso relativo en muestras de loess no cementadas para cada uno de los saltos de carga en la condición de inundación con agua y querosén (ecuaciones 2.2 y 2.3). Se asumió como presión de inicio de colapso a la presión capaz de producir un colapso relativo mayor al 1,5% (Criterio Chino), definido como el inicio de colapso de acuerdo a Zhao y Chen (1994). Se observa que cuando el fluido presente es agua, a presiones muy bajas se produce el desencadenamiento del colapso de la estructura del suelo. La totalidad de las muestras ensayadas exhiben un comportamiento colapsable, característico en los loess pampeanos del centro de Argentina. Por otro lado, cuando se inunda con querosén, a bajas presiones las muestras no presentan colapso, consistente con los valores reportados por Francisca et al. (2015) y Nokande et al. (2020). A presiones relativamente elevadas es posible detectar valores de colapso relativo mayores a 1,5% (en la mayoría de los casos por encima de los 100 kPa). Una única muestra evidenció una presión de inicio de colapso con querosén considerablemente menor, de 75 kPa. Este caso corresponde a una muestra con una muy alta relación de vacíos inicial. A su vez, la Fig. 2.20 presenta el índice de colapso para la cementada (T9), la cual resultó no colapsable y con un comportamiento independiente del fluido utilizado. La presión de inicio de colapso en agua es superior a los 400 kPa, pudiendo ser considerado como colapso leve para presiones muy elevadas; y en el caso del querosén el suelo no se comporta de manera colapsable, incluso a muy altas presiones.

Los resultados muestran que el comportamiento mecánico del suelo, cuando no está cementado, es modificado por la presencia de líquidos no polares, como es el caso del querosén empleado en esta investigación. Por lo que, los cambios volumétricos que se presentan en los suelos colapsables como consecuencia de la interacción con contaminantes orgánicos, deberían ser considerados en el diseño y análisis de fundaciones y tuberías de transporte. Por otra parte, en muestras cementadas, el agua y el querosén no tienen un efecto significativo sobre la respuesta tenso-deformacional. El comportamiento está gobernado por la presencia de cementante siendo estable frente a diferentes condiciones de flujo y fluido permeante.

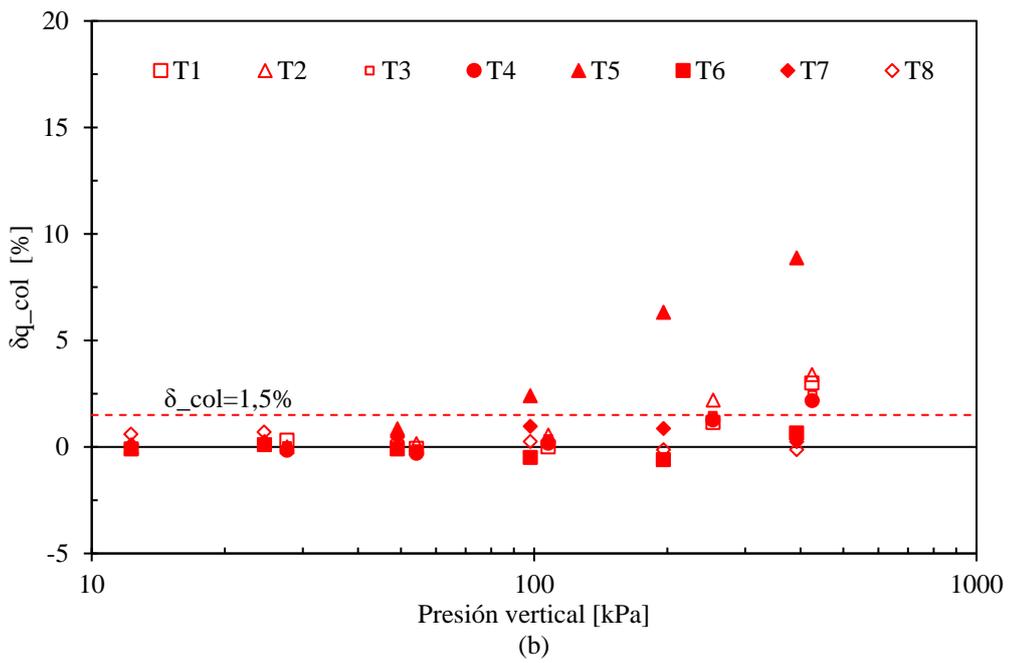
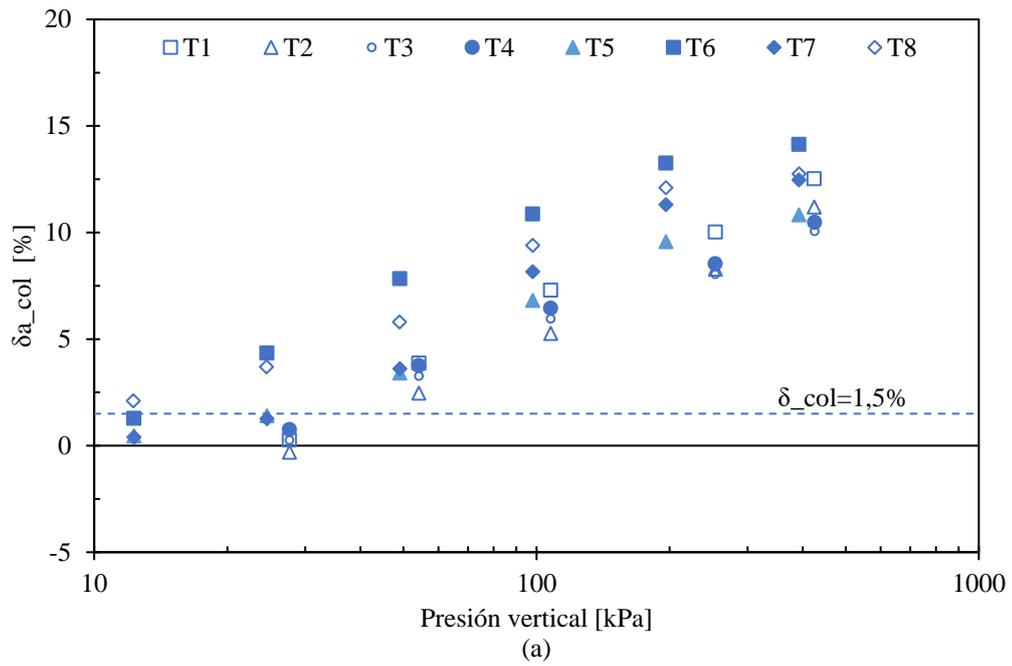


Figura 2.19: Colapso relativo en muestras de loess inundadas a) con agua b) con querosén.

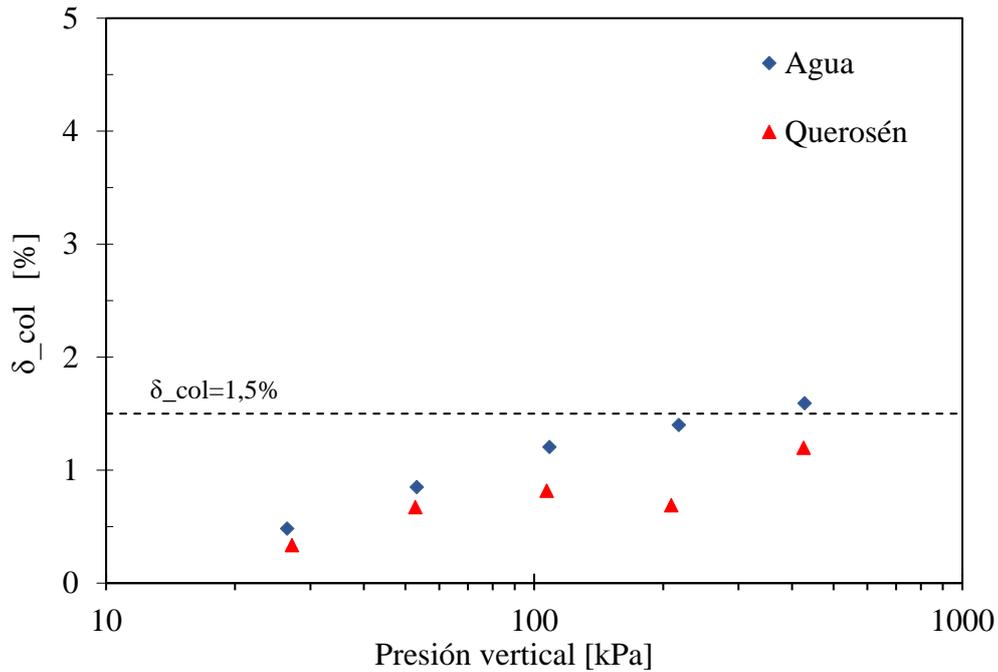


Figura 2.20: Colapso relativo en muestras de loess cementadas, saturadas con agua y con querosén.

## 2.6 CONCLUSIONES

En este Capítulo se presentan resultados experimentales de ensayos edométricos, de estabilidad de agregado e imágenes SEM realizados en muestras de loess obtenidas en la Provincia de Córdoba. Los ensayos fueron realizados sobre muestras a humedad natural, inundadas con agua e inundadas con querosén, en muestras cementadas y no cementadas. Las principales conclusiones obtenidas se resumen de la siguiente manera:

- Fue posible corroborar que las muestras no cementadas presentan un comportamiento colapsable y un incremento en la compresibilidad al ser inundados con agua, comportamiento esperable y ampliamente estudiado en la geotecnia local e internacional.
- La presencia de querosén no produce colapso de la estructura del loess para valores bajos de presiones aplicadas. Para presiones elevadas, superiores a los 100 kPa aumenta la compresibilidad del loess respecto de la determinada en muestras no cementadas en condición de humedad natural.

- Los ensayos de durabilidad permitieron observar la estabilidad de los loess frente a escenarios de humedecimiento con agua y querosén. La muestra sumergida en agua sufre una desintegración completa de la estructura original del suelo, obteniéndose un índice de alteración de 1. Por otro lado, la presencia del contaminante orgánico no produce cambios en la macroestructura, definiéndose un índice de alteración de 6.
- Por primera vez fue posible contrastar los cambios que se producen en la microestructura de los loess de Córdoba en presencia de agua y de un contaminante orgánico a través de imágenes SEM. La microestructura del suelo para bajos contenidos de agua y al ser sumergido en querosén presenta rasgos similares en su fábrica, evidenciando una estructura abierta típica de estos suelos. Por otro lado, cuando el contenido de agua aumenta, la estructura se vuelve más floculada y densa, siendo el tamaño y la frecuencia de los poros espaciados marcadamente menor.
- Los resultados experimentales permitieron cuantificar por primera vez los cambios que ocurren en los parámetros mecánicos en la condición de desplazamiento lateral nulo. Los índices de compresión y re-compresión en los loess no cementados están controlados por la saturación del fluido presente en los poros. Mientras que,  $C_c$  aumenta significativamente por la presencia de agua y en menor medida por la presencia del hidrocarburo,  $C_r$  es levemente afectado por la saturación con agua y no se esperan diferencias apreciables debido al querosén. Por otro lado, las muestras con una muy alta relación de vacíos desarrollan incrementos apreciables de  $C_r$  al ser inundadas con agua. Esta tendencia fue asociada a un cambio permanente en la microestructura del loess como consecuencia del aumento del contenido de agua y el desencadenamiento del proceso de colapso. Los valores de los índices de compresión y recompresión en suelos cementados son considerablemente más bajos, no presentando variaciones significativas para los tres estados ensayados, siendo los efectos de la succión muy poco significativos.
- Mediante la determinación de la presión de fluencia para las distintas condiciones de inundación se pudo observar que los loess saturados con querosén no muestran una reducción significativa en la presión de fluencia respecto de las determinadas para muestras ensayadas a humedad natural. Sin embargo, se observó un aumento

de la variabilidad de los resultados. Esto significa que pueden tener lugar otros mecanismos de interacción fluido-partícula relevantes. Además, la presión de fluencia se reduce significativamente por la saturación con agua, los valores reportados varían entre 15 kPa y 40 kPa, en comparación con la presión de fluencia a humedad natural, que varía entre 60 y 120 kPa para las muestras no cementadas.

- La cuantificación de los índices de colapso para los distintos niveles de presiones verticales aplicadas permitió determinar que el querosén produce un incremento de deformaciones leve y para valores de presiones por encima de los 100 kPa, el colapso relativo llega a superar el 1,5%, estableciéndose que el suelo presente un colapso leve cuando es saturado con querosén. Así mismo, la presencia de agua genera un incremento considerable de las deformaciones verticales obtenidas y por consecuencia, los valores de colapso relativo permiten clasificar a todas las muestras como colapsables. El suelo se comporta como no colapsable cuando se encuentra cementado, siendo indistinta la presencia de querosén o agua.

## CAPÍTULO 3

### LOESS COLAPSABLE INUNDADO CON AGUA: ENFOQUE NUMÉRICO

#### 3.1 INTRODUCCIÓN

En Argentina, el estudio de los loess comenzó a desarrollarse a principios de 1970 y continúa hasta el día de hoy, con una trayectoria de más de 50 años (Terzariol, 2009). El colapso de la macroestructura de estos suelos se produce debido a incrementos en el contenido de agua, generando una reducción considerable en el volumen de vacíos del suelo. Se le atribuye el fenómeno de colapso a dos mecanismos principales: en primer lugar, a la expansión de los puentes de arcilla y, en segundo lugar, a la disolución de las sales precipitadas que unen las partículas de limo y arena formando una estructura macroporosa (Reginatto y Ferrero, 1973; Rinaldi et al., 2007). El uso de ensayos doble edométricos está ampliamente difundido en la práctica geotécnica habitual para estimar el colapso relativo o el potencial de colapso (Capítulo 2).

El desarrollo del modelo Básico de Barcelona (Alonso et al., 1990) produjo un cambio rotundo en la conceptualización de la mecánica de suelos no saturados. Desde entonces, la implementación de distintos modelos constitutivos extendidos a la condición de saturación parcial ha buscado abordar, entender y predecir las variaciones volumétricas y el comportamiento tenso-deformacionales en el suelo, siendo de particular interés en la respuesta materiales con de características colapsables o comportamiento inestable.

El objetivo principal de capítulo es evaluar el comportamiento tenso-deformacional en condiciones de desplazamiento lateral nulo en muestras inalteradas ensayadas a humedad natural e inundadas con agua. Para tal fin, se desarrollaron modelos numéricos en elementos finitos a través del programa Comsol Multiphysics. Se implementaron dos modelos elasto-plásticos, por un lado, el modelo de Cam Clay Modificado (MCC) y por otro lado el modelo Básico de Barcelona Extendido (EBB). Los modelos numéricos fueron calibrados a través de los ensayos experimentales presentados en el Capítulo 2

utilizando la técnica de mínimos cuadrados. Los resultados obtenidos muestran las capacidades y las limitaciones de los modelos MMC y EBB para representar el comportamiento mecánico de los loess de Córdoba, antes y después de ser inundados con agua. Este Capítulo muestra el potencial del modelo EBB de predecir la respuesta del suelo, utilizando una cantidad limitada de datos proveniente de ensayos edométricos a succión no controlada.

## **3.2 ESTADO DEL ARTE**

### **3.2.1 Comportamiento de loess colapsables**

En todo el mundo existen numerosos depósitos de loess, aquellos más estudiados y de los más reconocidos son aquellos que se encuentran en China, Argentina, Estados Unidos, Alemania, Bulgaria y Nueva Zelanda (Smalley y Smalley, 1983; Li et al., 2019, Zhu et al., 2019). Los depósitos principales que podemos encontrar en Argentina son aquellos ubicados en la llanura Pampeana (Teruggi, 1957; Teruggi y Imbellone, 1992; Rinaldi y Francisca, 1999; Zárate, 2003). Aunque, la literatura publicada en revistas de alto impacto sobre el comportamiento mecánico de los loess de América del Sur es limitada (Rogers et. al, 1994).

Los loess presentes en nuestro territorio presentan una estructura inestable, formada por partículas de limo y arena, unidas a través de puentes de arcilla y sales precipitadas (Reginatto y Ferrero, 1973; Redolfi et al., 2006; Rinaldi et al., 2007). El comportamiento de loess con características similares al de Argentina ha sido ampliamente estudiado en diversas partes del mundo durante las últimas seis décadas (Terzariol, 2009; Li et al., 2016; Jing et al., 2020). Estos suelos colapsables tienen un comportamiento mecánico metaestable, dependiente fuertemente del contenido de agua presente y de las presiones a las que es sometido. El colapso de la micro estructura genera una reducción repentina del volumen de vacíos, habiendo sido analizado este comportamiento por muchas décadas a través de ensayos doble edométricos (Jennings y Knight, 1957). Francisca (2007) demostró que el grado de colapsabilidad máximo se puede asociar directamente con el número de golpes determinado a partir del ensayo de penetración estándar (SPT), y que los caminos de tensiones y humedecimiento son además factores limitantes que controlan el comportamiento a microescala del loess. Las estructuras enterradas, como el caso de tuberías, y aquellas fundadas sobre estos suelos, pueden ser afectadas significativamente

por los fenómenos de colapso, produciéndose grandes deformaciones (Redolfi, 1990; Francisca et al., 2002; Francisca y Redolfi, 2003; Jin et al., 2019).

Pereira y Fredlund (2002) definieron tres fases distintas para explicar el comportamiento de suelos con características colapsables. En la primera fase, denominada como fase de pre-colapso, el suelo está afectado por valores de succiones elevados, y solamente se producen pequeñas variaciones en las deformaciones volumétricas como respuesta a la disminución de la succión. En esta etapa, no se produce el colapso de la estructura, y tampoco el deslizamiento entre partículas del suelo. La fase de colapso se desencadena para valores de succiones intermedios, con variaciones significativas de las deformaciones volumétricas y al disminuir la succión, se genera la rotura de las uniones que vinculan a las partículas de mayor tamaño. Por último, en tercera fase, o fase de post-colapso, los valores que se observan de succión son muy bajos, y la estructura del suelo permanece prácticamente inalterada, con variaciones volumétricas que pueden ser despreciadas frente a cambios en el contenido de humedad. Esta última etapa se desarrolla cuando el grado de saturación es mayor al 80%.

Li et al. (2016) analizaron las principales investigaciones y aportes sobre los loess alrededor del mundo. Empleando un enfoque tradicional, para explicar los fenómenos causantes del colapso, se destacan como mecanismos principales del desencadenamiento: (1) la pérdida de tensión capilar, (2) la disolución de sales solubles, (3) presencia de minerales de arcilla, siempre y cuando el contenido sea menor al 10% (Rogers et al., 1994), (4) baja compactación o alta relación de vacíos, se atribuye a las características propias de la fábrica del loess (Houston et al., 1998). En segundo lugar, al analizar la microestructura del suelo, los principales factores son: (1) patrón de partículas, (2) relación de contactos, (3) forma de poros y (4) materiales de unión. La forma de los poros, así como los materiales de unión se consideran como los factores más influyentes. En cuanto a la forma de los poros, Zhao y Chen (1994) los vincularon con el coeficiente de colapso, determinados a partir de ensayos doble edométricos y calculados como la diferencia de altura de las muestras a humedad natural y saturadas con agua a una presión dada en relación a la altura original. Establecieron los distintos niveles de colapsabilidad (Tabla 3.1), definiendo que los índices de colapso mayores al 10%, corresponden a configuración de poros espaciados, conformando una estructura de doble porosidad, distribución de poros característica de los loess de Córdoba (Rinaldi et al., 2007).

Por otro lado, los puentes de arcilla y el carbonato de calcio deberían ser considerados como los materiales de unión claves que controlan el nivel de colapso (Reginatto y Ferrero 1973, Debyshire y Mellors, 1988; Smalley et al., 2001).

Por último, Li et al. (2016) enfatizaron que los enfoques vinculados a la mecánica de suelos no saturados (mediante la implementación de distintos modelos constitutivos pertinentes) posibilitan explicar el fenómeno de colapso a través de los cambios tensionales y predecir de una manera precisa los cambios volumétricos consecuencia del colapso. Así mismo, remarcaron que la aplicación de estos modelos en la práctica convencional geotécnica tiene limitaciones, debido a la determinación de un gran número de parámetros que consumen una gran cantidad de tiempo y recursos en ensayos experimentales.

Tabla 3.1: Clasificación del nivel de porosidad, modificado de Zhao y Chen (1994)

Nivel de colapsabilidad	Índice de Colapso
No colapsable	<0,015
Colapso débil	0,015-0,04
Colapso medio	0,04-0,07
Colapso fuerte	0,07-0,1
Colapso extremadamente fuerte	>0,1

### 3.2.2 Modelos aplicados a la mecánica de suelos no saturados

La mecánica de suelos no saturados explica el fenómeno de colapso a través de cambios en el estado tensional de las variables, siendo una forma precisa de predecir los cambios volumétricos a través de relaciones constitutivas convenientes (Alonso et al., 1990; Li et al., 2016). En las últimas dos décadas, ha habido numerosos avances en el desarrollo de modelos constitutivos en la mecánica de suelos no saturados, siendo actualmente un área de investigación muy activa (Gens et al., 2006; Riad et al., 2022). Distintos modelos constitutivos fueron desarrollados para caracterizar el comportamiento tenso-deformacional de suelos parcialmente saturados (Alonso et al., 1990; Koho et al., 1993; Sun et al., 2007; Jommi et al., 2000; Sheng et al., 2008; Manzanal et al., 2011; Casini, 2012; Ghorbani et al., 2016). Modelos constitutivos, como el modelo Básico de Barcelona, describen de manera satisfactoria el comportamiento tenso-deformacional de suelos no saturados (Alonso et al., 1990; Patiel et al., 2016, 2019). El modelo Básico de Barcelona Extendido (EBB) introduce modificaciones al modelo original, con el fin de

simplificar su implementación numérica y además permite simular el comportamiento elasto-plástico durante ciclos de carga y humedecimiento (Pedroso y Farias, 2011). La respuesta del modelo EBB es la misma que se obtiene para el modelo llamado Cam Clay “Modificado” (MCC), cuando el suelo se encuentra completamente saturado (Roscoe y Burland, 1968; Wood, 1992). En el último tiempo, un gran esfuerzo se ha realizado para definir el comportamiento mecánico de suelos colapsables. Li y Vanapalli (2018) presentaron un modelo simplificado para predecir el colapso del suelo debido a procesos de humedecimiento, a través de curvas características suelo-agua (SWCC, por sus siglas en inglés “soil water characteristic curve”). En la misma línea, Jiang et al. (2014) investigaron el efecto del contenido de agua y de la relación de vacíos en la compresión y en el fenómeno de colapso en loess, empleando modelos de elementos discretos (DEM, por sus siglas en inglés “discrete elements method”). Jiang et al. (2016) mostraron la influencia de las condiciones de tensiones biaxiales sobre el colapso del loess y Jiang et al. (2017) evidenciaron que el comportamiento macroscópico de los loess estructurados, en estado de saturación parcial, puede relacionarse con distribuciones de fuerzas en cadena y contactos orientados entre las partículas, a una escala microscópica. Por último, recientemente, la capacidad de modelos como el modelo Básico de Barcelona y el modelo BS (“bounding Surface” por sus siglas en inglés) han sido evaluados para analizar las deformaciones de endurecimiento y relajación en la respuesta de especímenes limo-arenosos.

### 3.2.3 Comportamiento mecánico del suelo: Modelos constitutivos

En esta sección se presentan los fundamentos del modelo MCC y del modelo EBB. El modelo MCC explica el comportamiento saturado del suelo, mientras que el modelo EBB se ha empleado para describir el comportamiento del suelo parcialmente saturado.

La evolución de la relación de vacíos a partir de los incrementos tensionales en el modelo de MCC se calcula de la siguiente manera (Roscoe y Burland, 1968):

$$e = e_{ref} - (\lambda - \kappa) \log \frac{p_c}{p_{c0}} - \kappa \log \frac{p}{p_{ref}} \quad (3.1)$$

donde,  $e_{ref}$  es la relación de vacíos de referencia,  $p$  es la presión no-lineal,  $p_{c0}$  es la presión inicial de consolidación,  $p_{ref}$  es la presión de referencia correspondiente a relación de vacíos inicial,  $\lambda$  es el índice de compresión, y  $\kappa$  es el índice de expansión.  $\lambda$  representa la pendiente de la curva de compresibilidad para presiones mayores a la presión

de pre-consolidación (rama virgen) y  $\kappa$  la pendiente para presiones menores a la presión de pre-consolidación (tramo elástico). En la Fig. 3.1 se presentan las variables involucradas en la resolución de la ecuación 3.1.

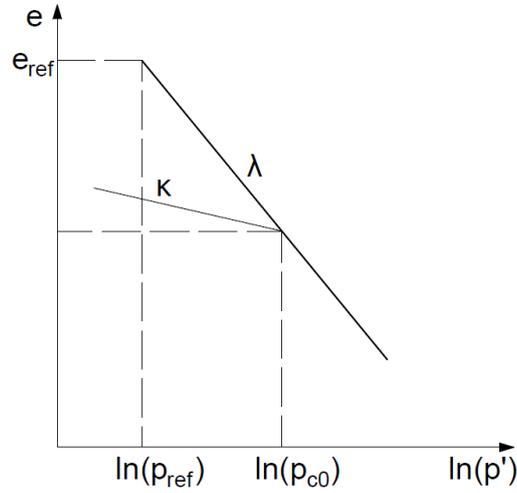


Figura 3.1: Representación esquemática de los parámetros involucrados en el modelo MCC.

La presión no-lineal se define de acuerdo a:

$$p = p_{ref} - \left(\frac{1+e_{ref}}{\kappa}\right) \varepsilon_p^p \quad (3.2)$$

siendo,  $\varepsilon_p^p$  las deformaciones plásticas volumétricas. Además, la evolución de la presión de consolidación se describe a través de la siguiente ecuación:

$$\delta p_c = \frac{1+e_{ref}}{\lambda-\kappa} p_c \delta \varepsilon_p^p \quad (3.3)$$

Y, finalmente, la función de fluencia para el modelo MCC es:

$$F_y = q^2 + M^2(p - p_c)p = 0 \quad (3.4)$$

donde,  $M$  es la pendiente de la línea de estado crítico y  $q$  la tensión desviadora. La forma de la función de fluencia está afectada por la evolución de la presión de consolidación y de las presiones no-lineales en la condición  $k_0$ , o de compresión confinada.

Por otra parte, el modelo EBB es una extensión del modelo Básico de Barcelona a una formulación de dos superficies. Garantizando de esta manera una transición suave entre el comportamiento elástico y el comportamiento elasto-plástico (Pedroso y Farias, 2011). En este modelo, los cambios que ocurren en la relación de vacíos están también

representados por el Ec. 3.1, pero considerando el efecto que tiene la succión sobre los índices de compresión. Para la condición de saturación, el modelo EBB colapsa en el modelo MCC. En la condición no saturada, la relación entre el índice de compresión a una succión dada ( $\lambda(s)$ ) y el índice de compresión para el estado saturado  $\lambda(0)$  se define de la siguiente manera (Alonso et al., 1990):

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left[ (1 - w) \exp\left(-\frac{s}{m}\right) + w \right] \quad (3.5)$$

siendo,  $w$  el parámetro de peso,  $m$  el parámetro de rigidez del suelo y  $s$  la succión. Además, para el modelo Básico de Barcelona, la curva carga-colapso (LC, por sus siglas en inglés “load-collapse”) se obtiene como:

$$\left( \frac{p_0}{p_{ref}} \right) = \left( \frac{p_0^*}{p_{ref}} \right)^{\frac{[\lambda(0)-\kappa]}{[\lambda(s)-\kappa]}} \quad (3.6)$$

Donde,  $p_0$  es la presión de consolidación para una succión dada,  $p_{ref}$  es la presión de referencia,  $p_0^*$  es la presión de fluencia en estado saturado,  $\lambda(0)$  es el índice de compresión a la saturación,  $\lambda(s)$  es el índice de compresión a una determinada succión, y  $\kappa$  es el índice de expansión. La presión no-lineal y la presión de consolidación están definidas para el modelo EBB de la misma manera que el modelo MCC, de acuerdo a las Ec. 3.2 y 3.3, respectivamente.

El propósito de este Capítulo es evaluar la capacidad de diferentes modelos constitutivos elasto-plásticos en predecir el comportamiento tenso-deformacional en loess de características colapsables. Los resultados experimentales obtenidos de ensayos doble-edométricos presentados en el Capítulo 2 fueron empleados para calibrar el modelo de Cam Clay Modificado (MCC) para muestras en estado saturado y el modelo EBB para los especímenes saturados y parcialmente saturados. El objetivo de las calibraciones es reproducir las curvas tensión-deformación del loess con un número limitado de variables, sin la necesidad de ejecutar ensayos edométricos a succión controlada. Este nuevo enfoque tiene como principal ventaja usar los datos disponibles en la mayoría de los laboratorios de geotecnia, ya sea en la industria, como en universidades.

### 3.2.3 Modelos de curvas características suelo-agua

Las ecuaciones de los diferentes modelos de curvas de retención o curva características pueden escribirse en términos de humedad volumétrica normalizada, de la siguiente manera (Fredlund et al., 2012):

$$\theta_n = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (3.7)$$

siendo  $\theta_r$  el contenido volumétrico de agua residual,  $\theta_s$  el contenido volumétrico de agua de saturación y  $\theta$  el contenido volumétrico de agua.

El modelo de Gardner (1958), uno de los primeros modelos empleados, correlaciona el contenido de humedad volumétrica y la succión a través de la siguiente ecuación:

$$\theta_n = \frac{1}{1 + as^n} \quad (3.8)$$

donde  $a$  y  $n$  son parámetros de ajuste,  $s$  la succión. Por otra parte, van Genuchten (1980) propuso la siguiente expresión:

$$\theta_n = \frac{1}{[1 + as^n]^{m_v}} \quad (3.9)$$

siendo  $a$ ,  $m_v$  y  $n$  los parámetros de ajuste del modelo. Mualem (1976) estableció que la relación entre los parámetros  $m_v$  y  $n$  puede expresarse como  $m = (n - 1)/n$ .

Fredlund y Xing (1994) expresaron que la relación entre succión y contenido volumétrico de agua puede escribirse como:

$$\theta_n = C(s) \frac{1}{\left\{ \ln \left[ e + \left( \frac{s}{a} \right)^n \right] \right\}^{m_v}} \quad (3.10)$$

donde  $a$ ,  $m_v$  y  $n$  los parámetros de ajuste del modelo,  $e$  es la base del logaritmo natural y  $C(s)$  es un factor de corrección que extiende el rango de succiones más allá de la succión residual ( $s_r$ ) a través de la siguiente ecuación:

$$C(s) = 1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{s}{s_r}\right)}{\ln\left[1 + \left(\frac{1000000}{s_r}\right)\right]} \quad (3.11)$$

### 3.3 MATERIALES Y MÉTODOS

#### 3.3.1 Suelo empleado

El suelo empleado en este Capítulo, corresponde a las muestras de loess no cementadas reportadas en el Capítulo 2, provenientes en su totalidad de la Ciudad de Córdoba. La metodología empleada para extracción de los panes de suelo fue ya descrita anteriormente. Se realizaron ensayos de humedad, límites de consistencia, granulometría, determinación de succión y ensayos doble edométricos. Las principales propiedades geotécnicas de los suelos analizados están reportadas en la Tabla 3.2. Las muestras inalteradas fueron talladas a partir de los panes de suelo con las dimensiones correspondientes a los anillos edométricos.

Tabla 3.2: Propiedades principales de los suelos ensayados

Propiedades geotécnicas	Media	Desviación estándar	Norma
Peso unitario seco (kN/m <sup>3</sup> )	11,97	3,19	ASTM D4254
Límite líquido (%)	24,15	1,09	ASTM D4318
Límite plástico (%)	20,60	1,48	ASTM D4318
Índice de plasticidad (%)	3,55	1,21	ASTM D4318
Pasante tamiz No. 200 (%)	93,13	4,35	ASTM D422-63
Relación de vacíos inicial (-)	1,09	0,14	ASTM D2435
Humedad natural (%)	9,99	2,88	ASTM D2216
Gravedad específica (-)	2,65	< 0,01	ASTM D854

#### 3.3.2 Medición de succión a través de la técnica de papel de filtro.

Se tallaron muestras inalteradas con las mismas dimensiones de las muestras empleadas en los ensayos edométricos (63,3 mm de diámetro y 25,3 de altura). La técnica de papel de filtro fue realizada con el fin de determinar la curva característica (SWCC, “*Soil Water Characteristic Curve*”, por sus siglas en inglés) de acuerdo a la norma ASTM 5298. La succión fue medida a través de papeles de filtro Whatman n° 42 y los valores de succión fueron determinados a través de la curva de calibración succión-contenido de humedad, para la rama húmeda en el tramo de humedecimiento. Los papeles de filtro fueron secados en estufa durante 24 horas. y luego colocados entre dos muestras inalteradas. Los papeles

de filtros se ubican apilados de a 3, siendo los exteriores de mayor diámetro para evitar la contaminación del papel de filtro intermedio. Las muestras fueron colocadas en recipientes sellados adentro de una conservadora aislante en la cámara húmeda para evitar variaciones de temperatura superiores a los 3°C. El tiempo de equilibrio entre los papeles de filtro y las muestras de suelo fue de 10 días. La curva característica fue elaborada a partir de muestras a diferentes contenidos de humedad. Las muestras a humedad natural fueron gradualmente rociadas para alcanzar mayores valores de humedad, de esta manera determinar las succiones más bajas. Por otro lado, para los valores de succión más elevados, las muestras fueron secadas y luego humedecidas con la misma técnica, para alcanzar el contenido de humedad deseado. Durante el período de rociado las muestras fueron conservadas en desecadores con diferentes sales con el fin de mantener la humedad relativa constante.

### **3.3.3 Ensayos doble edométricos**

Se llevaron a cabo ensayos doble edométricos a partir de ensayos de compresión confinada a desplazamiento lateral nulo. Por cada pan de suelo, se tallaron dos muestras inalteradas gemelas, que, al provenir del mismo lugar, tenían prácticamente la misma presión de tapada, la misma relación de vacíos inicial y el mismo contenido de humedad. Por cada dupla de muestras gemelas, una es ensayada a humedad natural y la otra inundada con agua. Los ensayos doble edométricos se ejecutaron a partir de la consolidación unidimensional, de acuerdo a lo establecido por la norma ASTM 2435-03, empleando el Método A, en muestras a humedad natural y saturadas (Fig. 3.2). Cada salto de carga se mantuvo constante durante un período de 24 horas y los incrementos de carga, comenzaron a partir de una carga de asiento de 0,1 KPa hasta los 400 kPa. Cada incremento de carga fue del doble en relación al incremento anterior. En todos los casos se observó el fin de la consolidación primaria. Aquellas muestras ensayadas en estado de saturación, fueron sumergidas en agua durante un período de 24 horas, antes del primer salto de carga. En todos los casos, las muestras llegaron a contenidos de agua cercanos a la saturación, aunque la completa saturación no pueda ser garantizada (Fase de Post-Colapso de acuerdo a Pereira y Fredlund, 2002). Los valores experimentales obtenidos de las curvas de compresibilidad han sido reportados en las Tablas 2.4 y 2.5 (T1 a T8), mientras que las curvas con resultados experimentales se presentaron en las Figuras 2.4 a 2.11.

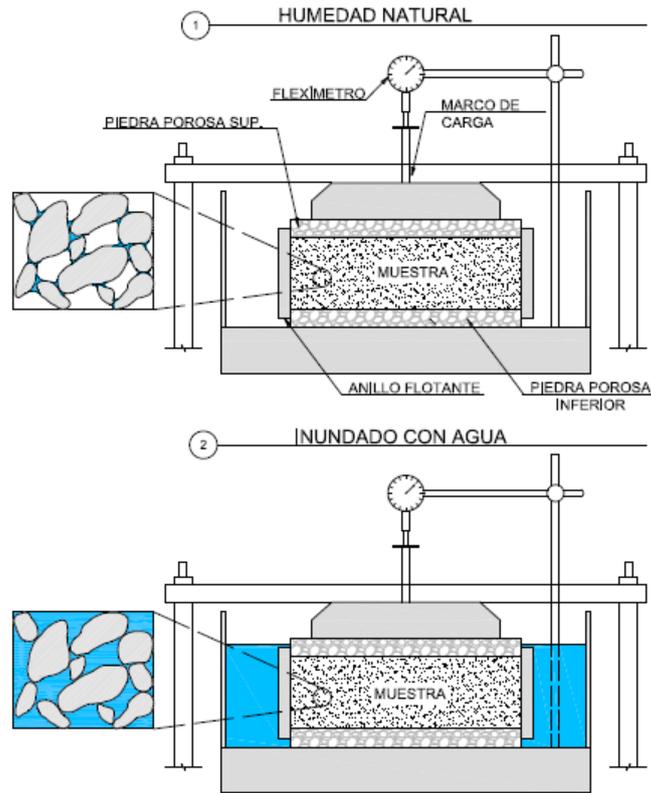


Figura 3.2: Configuración del ensayo doble edométrico

Los valores correspondientes al índice de compresión y al índice de expansión fueron calculados teóricamente a partir de los ensayos experimentales. Se pueden obtener de acuerdo a las ecuaciones (3.12) y (3.13) de la siguiente manera:

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln(10)} = \frac{C_c}{2.3} = 0.434C_c \quad (3.12)$$

$$\kappa = \frac{C_s}{\ln(10)} = \frac{C_s}{2.3} = 0.434C_s \quad (3.13)$$

siendo,  $C_c$  el coeficiente de compresión y  $C_s$  el coeficiente de carga/recarga o el coeficiente de recompresión ( $C_r$ ), ambos obtenidos de las curvas de compresibilidad, que relaciona la presión vertical efectiva (en escala logarítmica) y la relación de vacíos.

### 3.3.3 Modelo numérico

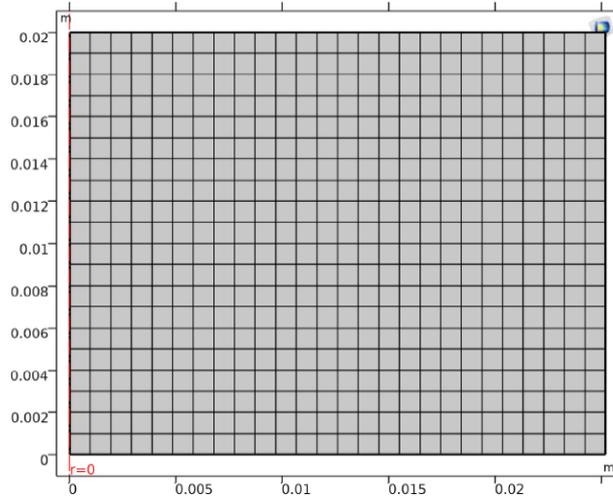
Los resultados experimentales fueron usados para desarrollar los modelos numéricos, buscando reproducir fehacientemente la curva tensión-deformación observada y el

colapso relativo. Dos modelos distintos fueron implementados, el modelo MMC para el estado saturado, y el modelo EBB para el estado no saturado. Los parámetros calibrados para el modelo MCC fueron: el índice de compresión  $\lambda_0^*$ , el índice de expansión  $\kappa_0^*$ , y la presión de pre-consolidación  $p_{0c}^*$ . Para el modelo EBB, los parámetros calibrados fueron:  $\lambda_0^*$ ,  $\kappa_0^*$ ,  $p_{0c}^*$ , el parámetro de peso ( $w$ ), el parámetro de rigidez del suelo ( $m$ ), el coeficiente adimensional de suavizado ( $b$ ), la presión de referencia ( $p_{ref}$ ), la succión equivalente a la saturación ( $S_0$ ) y la succión equivalente al estado de humedad natural ( $S_n$ ). Todas las simulaciones fueron hechas con el programa de elementos finitos Comsol Multiphysics 5.4.

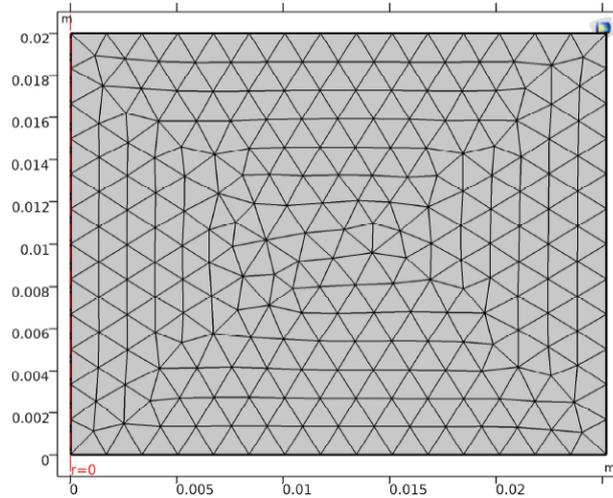
La geometría adoptada para todos los modelos representa un anillo edométrico con las mismas dimensiones de aquellos usados en los ensayos experimentales. La geometría usada es en 2D, con un eje axial-simétrico. Las condiciones de borde definidas fueron: (1) desplazamientos verticales (dirección  $y$ ) en la interfaz suelo-celda edométrica (2) desplazamientos en el fondo restringidos en ambas direcciones ( $x$ - $y$ ); (3) desplazamiento vertical prefijado en el borde superior, simulando los sucesivos incrementos de carga. Se adoptó una malla estructurada, con elementos cuadrados cuadráticos, el orden de integración de la formulación débil fue de 4 y los puntos de integración de Gauss de 3x3 (Fig. 3.3a). Se emplearon aproximadamente 2100 nodos y el máximo tamaño de elemento fue de 1 mm. No se observaron diferencias en las tendencias al adoptar distintas configuraciones de mallado (estructurado/no estructurado) como es el caso del mallado presentado en la Fig. 3.3b, o tipo de elementos (triangulares/rectangulares). El tensor de deformaciones fue determinado para grandes deformaciones de acuerdo a Green-Lagrange y el tensor de tensiones fue calculado a través del segundo tensor de Piola-Kirchhoff. En el Apéndice B se amplían las ecuaciones empleadas en la formulación débil del problema y las condiciones de borde adoptadas.

### 3.4 RESULTADOS

La Fig. 3.4 muestra el resultado de las mediciones de succión en limos loésicos a través de la técnica de papel de filtro y el ajuste de los modelos de curva retención de Gardener (1958), van Genuchten (1980) – Mualem (1976) y Fredlund y Xing (1994). Para las muestras ensayadas, los parámetros de ajustes fueron plasmados en la Tabla 3.3. Se puede observar que el grado de ajuste de los modelos es satisfactorio, no habiendo diferencias considerables entre los modelos adoptados.



(a)



(b)

Figure 3.3: Mallado empleado en el modelo numérico a) malla estructurada b) malla no estructurada.

En la Fig. 3.5 se presenta la relación entre la evolución de la relación de vacíos y la presión vertical para los 8 especímenes ensayados en la condición de desplazamiento lateral nulo (T1 a T8). Se muestra, por un lado, los resultados experimentales obtenidos para las muestras a humedad natural y saturados mediante los ensayos doble edométricos, y por otro, la respuesta del modelo MCC que mejor representa los datos experimentales para las muestras en estado saturado. Los resultados indican que las muestras saturadas evidencian un nivel mayor de deformaciones de aquellas no saturadas, como es de

esperarse en suelos colapsables, y siendo un ensayo que se diseñó para estudiar consolidación, se espera lo mismo para el caso de arcillas y suelos finos de baja conductividad hidráulica. Los valores de los índices de compresión, expansión y presión de pre-consolidación determinados a partir del modelo MCC en muestras inundadas con agua que mejor ajustan los resultados experimentales, están plasmados en la Tabla 3.4. La designación de los ensayos de T1 a T8 corresponde a los ensayos especificados en el Capítulo 2.

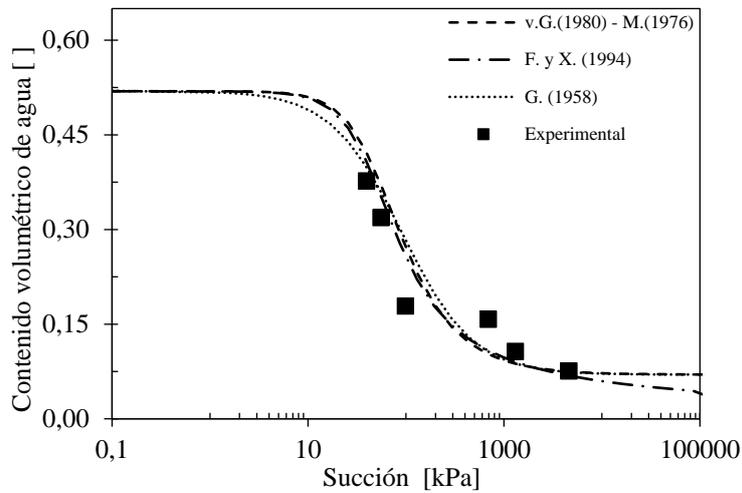


Figura 3.4: Curva característica de los loess de Córdoba

Tabla 3.3: Parámetros de ajustes de los modelos de curvas características

Modelo	a [kPa-1]	n	m	a [kPa]	$\theta_r$	$\theta_s$
v.G. (1980) M. (1976)	0,020	2	0,5	-		
F. y X, (1994)	-	2	0,9	40	0,07	0,52
G. (1958)	0,011	1,2	-	-		

Los parámetros  $\lambda$  y  $\kappa$  adoptados en el modelo numérico son muy similares a aquellos calculados de manera teórica a través de las ecuaciones (3.12) y (3.13), los cuales fueron identificados como valores experimentales en la Tabla 3.4. Las predicciones de los valores empleados en la modelación, correspondientes a  $\lambda$ ,  $\kappa$  y  $p_c$ , tuvieron un intervalo de confianza del 95%, con valores de  $R^2 = 0,963$ ,  $0,983$  y  $0,973$ , respectivamente. Se especificó además el error medio cuadrático (RMSE) para cada ensayo obtenido de la relación entre los datos experimentales y modelados.

Tabla 3.4: Índice de compresión  $\lambda$ , índice de expansión  $\kappa$ , y presión de pre-consolidación  $p_c$  determinados experimentalmente y aquellos que mejor ajustan al modelo MCC.

Ensayo	Humedad natural			Inundadas con agua						
	Experimental			Experimental			Mejor ajuste del modelo MCC			
	$\lambda_n$	$\kappa_n$	$p_{cn}$ [kPa]	$\lambda_0$	$\kappa_0$	$p_{c0}$ [kPa]	$\lambda_0^*$	$\kappa_0^*$	$p_{c^*}$ [kPa]	RMSE
T1	0,02	0,0061	80	0,098	0,0070	28	0,115	0,0085	28	6,59E-05
T2	0,026	0,0100	85	0,118	0,0091	28	0,110	0,0080	28	7,62E-05
T3	0,031	0,0057	190	0,083	0,0070	27	0,087	0,0070	27	4,71E-05
T4	0,036	0,0070	190	0,085	0,0091	27	0,090	0,0080	27	5,44E-05
T5	0,104	0,0164	65	0,173	0,0235	35	0,175	0,0500	35	1,28E-04
T6	0,095	0,0204	80	0,152	0,0830	15	0,152	0,0900	15	7,43E-05
T7	0,101	0,0122	70	0,183	0,0383	37	0,170	0,0500	34	6,13E-04
T8	0,137	0,0287	110	0,164	0,0602	27	0,175	0,0700	27	6,13E-04

Nota: el subíndice “n” representa el contenido de humedad natural, el subíndice “0” representa el estado saturado. Los valores experimentales de  $\lambda$  y  $\kappa$  fueron determinados con las ecuaciones (3.12) y (3.13), respectivamente, y  $p_c$  a través de la norma ASTM D2435.

Por otro lado, la Fig. 3.6 muestra la comparación entre los resultados experimentales y aquellos obtenidos con el modelo EBB para las ocho muestras a humedad natural e inundadas con agua. Los especímenes con relación de vacíos menor corresponden a los ensayos T1 a T4, mientras aquellas con una relación de vacíos mayor a los ensayos T5 a T8.

Los parámetros calibrados para el modelo EBB se presentan en la Tabla 3.5. Los valores experimentales se presentan a través símbolos y las líneas discontinuas el ajuste con el EBBM empleando un único valor de índice de expansión y para las muestras con una relación de vacíos mayor a 1,05 se emplearon distintos valores de índice de expansión para cada condición de ensayo (EBBM ( $\kappa$ )). Por este motivo, se determinó en la Tabla 3.5

el error cuadrático medio cuando se emplea un único índice (RMSE) o cuando se adoptan índices distintos (RMSE( $\kappa$ )).

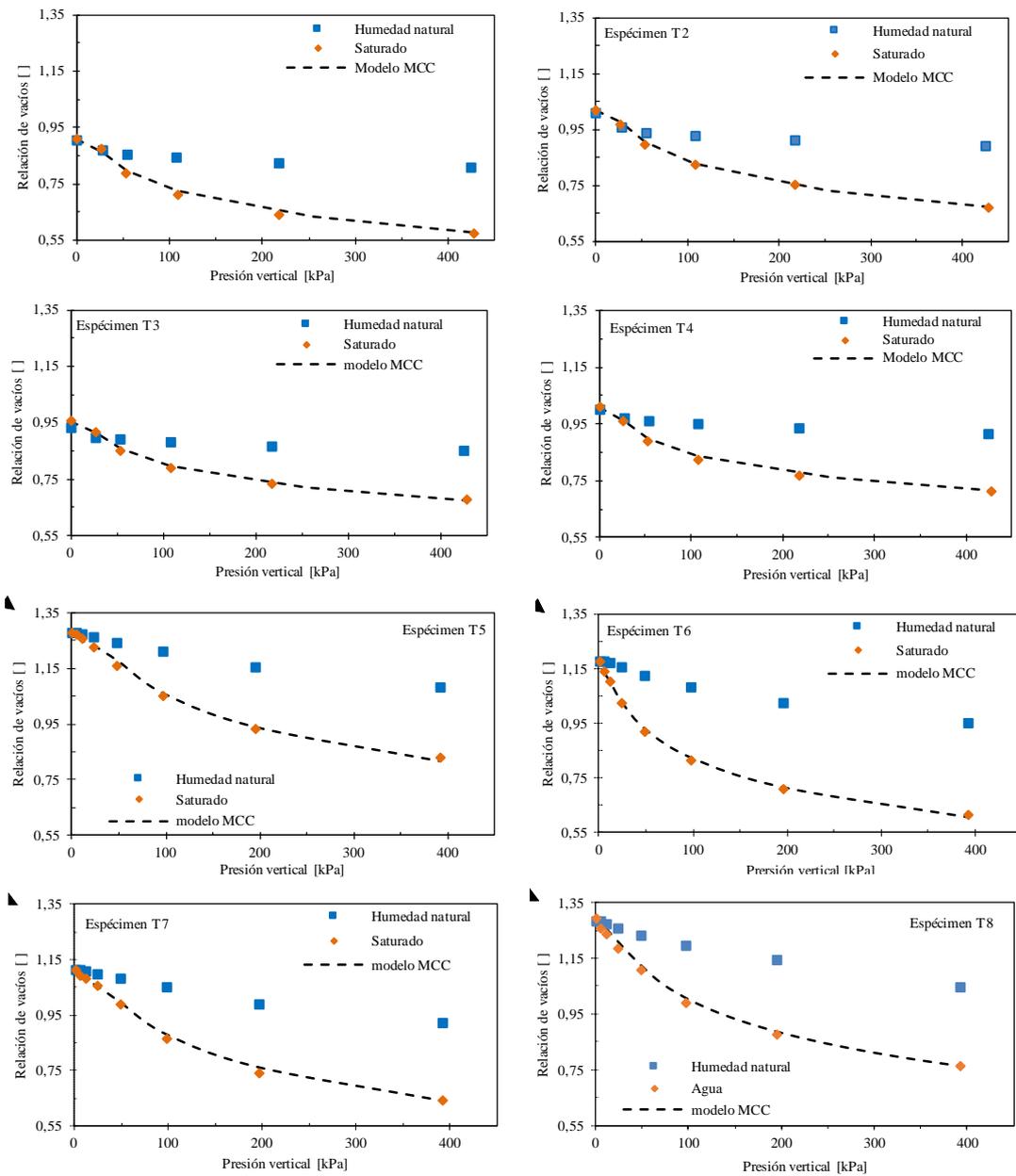


Figura 3.5: Comportamiento tens-deformacional en la condición de desplazamiento lateral nulo para los loess ensayados. Los símbolos representan los resultados experimentales y las líneas el resultado del modelo MCC.

Tabla 3.5: Parámetros del modelo Básico de Barcelona Extendido

Parámetros	Muestras de loess							
	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8
$\lambda^*_0$	0,115	0,110	0,087	0,095	0,175	0,165	0,183	0,185
$\kappa^*_0$	0,009	0,008	0,007	0,008	0,025	0,045	0,023	0,0400
$\lambda^*_n$	0,020	0,028	0,040	0,037	0,090	0,095	0,100	0,137
$e_0$	0,912	1,021	0,955	1,012	1,258	1,177	1,111	1,292
$e_{ref}$	0,890	0,990	0,930	0,970	1,270	1,200	1,111	1,292
w	0,19	0,25	0,46	0,41	0,53	0,58	0,55	0,60
$S_{yo}$ [kPa]	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200
$p_{ref}$ [kPa]	16	18	8	8	15	3	14	9,5
$p^*_{c0}$ [kPa]	28	28	27	27	35	15	34	27
$\kappa_s$ [ $\times 10^{-7}$ ]	9	9	2	9	9	9	9	9
k	1	1	1	1	1	1	1	1
bs	100	100	100	100	100	100	100	100
m [kPa]	220	200	220	220	220	200	200	200
$S_0$ [kPa]	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
$S_n$ [kPa]	220	170	500	500	220	750	250	250
RMSE	1,7E-04	2,9E-04	4,7E-04	1,4E-04	2,4E-04	7,9E-04	5,1E-04	4,4E-04
RMSE ( $\kappa$ )	-	-	-	-	1,1E-04	2,7E-04	6,5E-05	1,6E-04

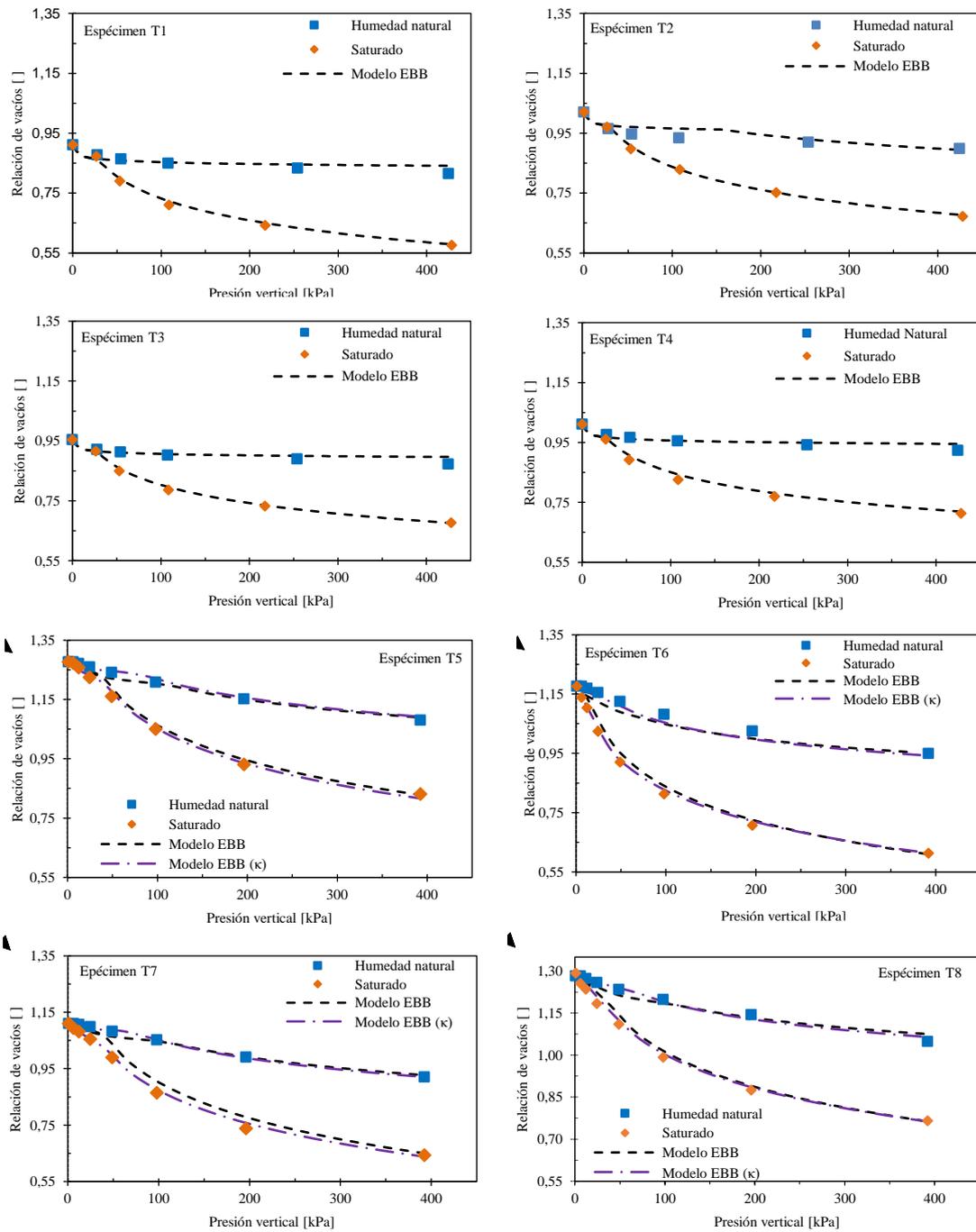


Figura 3.6: Comportamiento tens-deformacional en la condición de desplazamiento lateral nulo para los loess ensayados. Los símbolos representan los resultados experimentales y las líneas el resultado del modelo EBBM.

Para el modelo EBB, es necesario definir la curva carga-colapso (LC) a partir de la Ec. 3.6 (ver Fig. 3.7). La curva LC muestra una tendencia similar de acuerdo a las similitudes en la presión de fluencia para el estado saturado. Los resultados experimentales mostraron

que en todos los casos el índice de compresión para la condición de saturación es mayor que para el estado no saturado, por lo que el parámetro de peso es menor a 1 ( $m < 1$ ), al igual de lo planteado en el modelo original (Alonso et al., 1990). El valor de la presión de referencia ( $p_{ref}$ ) para la curva LC se obtiene a partir de la transición entre  $p_0$  y  $p_0^*$ , considerando la intersección de dos líneas normales en las curvas de compresibilidad a humedad natural y saturada. En todos los casos,  $p_{ref}$  fue menor que la presión de fluencia en estado saturado.

Uno de los problemas más importantes en las predicciones asociadas con el BBM, es la restricción impuesta por la selección de la presión de referencia, a la cual la curva de fluencia se convierte en una línea recta vertical en el plano  $s:p$  (Wheeler et al., 2002). De todas formas, como se reportó en la Fig. 3.7, la curva carga-colapso se transforma en una línea recta para valores mayores a la succión de fluencia. Aunque si  $p_{ref}$  fue seleccionada en base a dos líneas normales, la curva de fluencia no presenta problemas de no-convexidad. Los parámetros seleccionados para el modelo EBB hacen posible recrear la relación tensión-deformación en los suelos loésicos (Fig. 3.6).

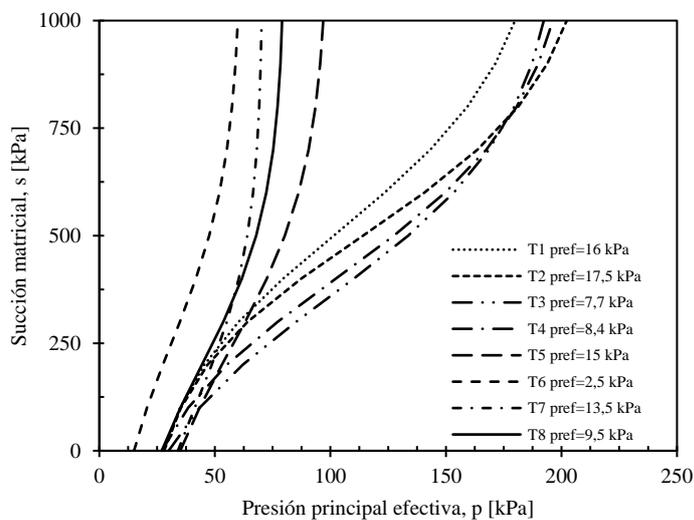


Figura 3.7: Curva carga-colapso para los loess ensayados.

### 3.5 ANÁLISIS

A partir de los resultados plasmados en la Fig. 3.5, se observa claramente que el comportamiento mecánico del loess es altamente dependiente del contenido de agua y,

por esta razón, las muestras saturadas exhiben las mayores deformaciones, incrementos significativos en los índices de compresión y una reducción de la presión de fluencia. Estas tendencias pueden ser atribuidas al colapso de la microestructura del loess. Las diferencias que se producen entre la calibración del modelo y los resultados experimentales, probablemente se deban a la componente química (disolución de sales y expansión de puentes de arcilla), debido a que el comportamiento no puede explicarse completamente a un cambio en la succión. La componente química responsable del desencadenamiento del proceso de colapso es una componente adicional que no puede incorporarse en los modelos clásicos de la mecánica de suelos no saturados.

La expansión de la superficie de fluencia se produce siempre y cuando haya convergencia en las variables de las deformaciones elasto-plásticas. Problemas de no-convergencia ocurren cuando no hay una transición suave entre el índice de compresión y el índice de expansión para valores de relación de vacíos, presión de fluencia y presión de referencia dados. Para relaciones entre el índice de compresión y el índice de expansión menores a 20, en ninguno de los casos, se encontraron problemas de no-convergencia. Todos los parámetros pueden ser estimados de manera correcta a partir de las curvas de compresibilidad a partir de los ensayos de consolidación unidimensional.

La implementación numérica del modelo MCC considera la expansión de la superficie de fluencia, evidenciando la capacidad del modelo de ajustar los datos experimentales. De todas maneras, el modelo MCC fue desarrollado para la mecánica de suelos saturados, siendo imposible reproducir la relación tensión-deformación para suelos parcialmente saturados, como así tampoco, el colapso del suelo. Por este motivo, se adoptó como modelo constitutivo, el EBBM, con el fin de calibrar la relación tensión-deformación en los suelos loésicos para la condición de saturación parcial. Como se mencionó anteriormente, la respuesta del modelo EBB es idéntica a la del modelo MCC para la condición de saturación completa.

El loess a humedad natural tiene un esqueleto rígido, con pequeñas deformaciones asociadas al ser cargado. Por esta razón el parámetro de peso ( $w$ ), que relaciona el índice de compresión a una succión muy elevada y el índice de compresión en estado saturado, puede ser definido como la relación entre el índice de compresión a humedad natural ( $\lambda_n$ ) y índice de compresión en la saturación. El valor adoptado de  $\lambda_n$  debe ser menor a 0,1.

A pesar de que el modelo EBB asume un único valor para el índice de expansión, distintos valores de este índice fueron introducidos para las muestras con una elevada relación de vacíos (mayor a 1,05), con el fin de representar el comportamiento tenso-deformacional a humedad natural e inundado con agua (T5 a T8). En estos casos, en las curvas de compresibilidad se puede observar distintas pendientes en el rango elástico ( $\kappa$  depende de la succión). La Tabla 3.6 muestra los parámetros obtenidos cuando se introduce esta modificación en el índice de expansión. En este caso, se logran predicciones más precisas a través del modelo numérico, como puede identificarse en los valores de error cuadrático medio reportado en la Tabla 3.5, y además los índices de expansión resultantes fueron idénticos a aquellos definidos para el modelo MCC (Tabla 3.4). Esto puede atribuirse a que el modelo EBB colapsa en el modelo MCC (Alonso et al., 1990). La introducción de distintos valores del índice de expansión produce pequeñas diferencias en el valor de la succión para el estado de humedad natural ( $S_n$ ), que explica el comportamiento mecánico del suelo no saturado de manera más adecuada.

Tabla 3.6: Modificación de los parámetros del modelo Básico de Barcelona Extendido cuando se asume que el valor de  $\kappa$  varía con la succión en el tramo elástico.

Parámetro	Muestras de loess							
	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8
$\lambda^*_0$	0,115	0,11	0,087	0,09	0,175	0,152	0,185	0,175
$\kappa^*_0$	0,0085	0,0080	0,0070	0,0080	0,0500	0,0700	0,0500	0,0300
$\kappa^*_n$	0,0060	0,0090	0,0065	0,0067	0,0150	0,0230	0,0120	0,0700
$S_n$ [kPa]	220	170	500	500	190	300	220	220

Para poder entender mejor el efecto de la relación de vacíos y consecuentemente del peso unitario seco del suelo, sobre el índice de expansión, en las Fig. 3.8 y 3.9 se muestra la relación entre estos dos parámetros geotécnicos del suelo y el índice de recompresión ( $C_r$ ) a partir de los ensayos realizados. Puede observarse que para valores de peso unitario seco por encima de los 13 kN/m<sup>3</sup> o para relaciones de vacíos por debajo de 1,05, el índice de recompresión no tiene variaciones significativas al estar el suelo saturado o a humedad natural. Como se indicó anteriormente este es el caso de las muestras designadas como

T1 a T4 (puntos por encima de la línea discontinua en el caso de la figura 3.7 o puntos por debajo de la línea discontinua en la figura 3.8).

Por otro lado, cuando excedemos esos límites se observa un cambio considerable en el valor del índice de recompresión, presentando valores de  $C_r$  de hasta cuatro veces más grandes cuando el suelo se encuentra saturado en relación a cuando se encuentra a humedad natural. Cuando la relación de vacíos es alta, inclusive a presiones bajas, se genera un empaquetamiento y acomodamiento de la estructura del loess, independientemente del nivel de succión que está experimentando, consecuencia de la saturación. Esto puede explicarse como una inestabilidad y consecuente reordenamiento de la fábrica del suelo, por lo que se evidencia un cambio en la pendiente para estados tensionales previos a la presión de fluencia, que difieren de manera notoria en relación al estado de humedad natural.

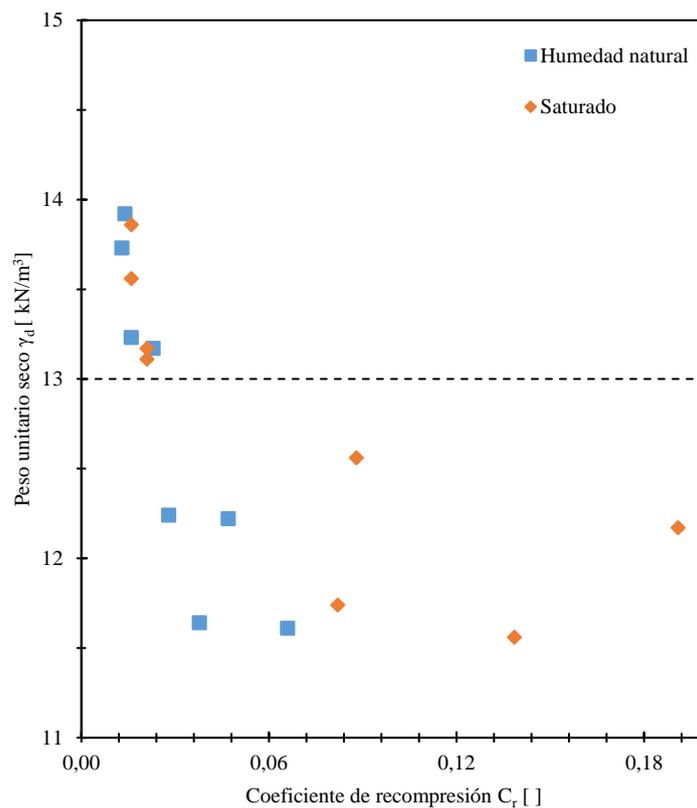
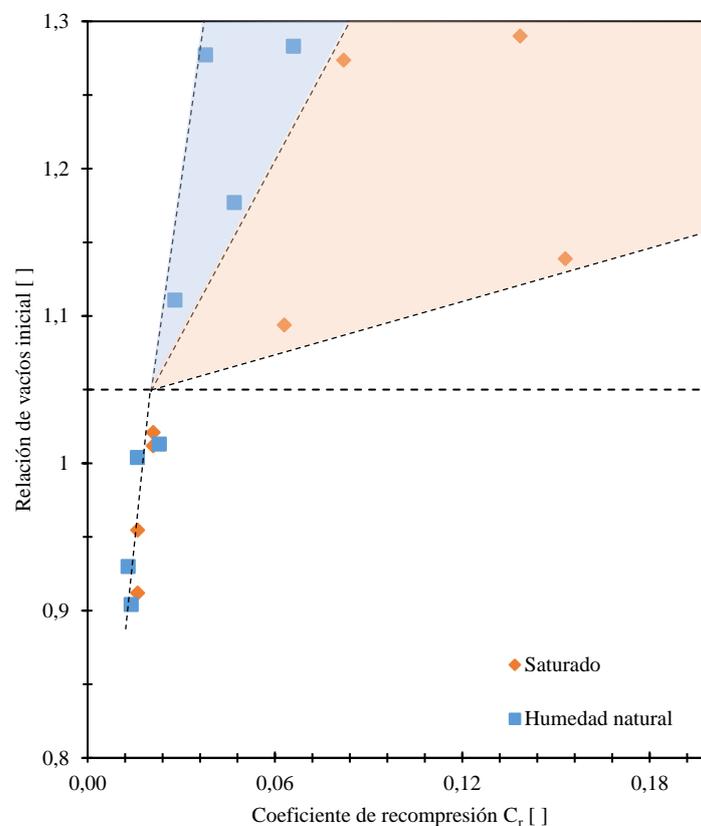


Figura 3.8: Relación entre el índice de recompresión y el peso unitario seco.

Los resultados indican que distintos valores para el índice de expansión deberían ser adoptados cuando se producen cambios importantes en la microestructura del suelo como

consecuencia del colapso. Este es el caso de loess analizados en este trabajo, donde existe una relación de vacíos elevada y en los cuales se desarrolla un colapso importante como consecuencia de la inundación con agua, generando la disolución de las sales precipitadas y expansión de los puentes de arcilla (Francisca 2007). De todas formas, para el caso de las muestras con una relación de vacíos menor, a pesar de presentar un comportamiento colapsable, los cambios obtenidos son despreciables. Por lo tanto, la hipótesis de que el comportamiento del suelo no depende de la succión en el campo elástico, no es una premisa válida para los loess con una alta relación de vacíos inicial. Para estos casos, la succión matricial no es suficiente para explicar el incremento en la compresibilidad.



matricial decrece, se producen grandes deformaciones y el colapso de la estructura del suelo. Cuando el suelo está saturado, la estructura del suelo permanece prácticamente inalterada luego de que se haya producido la rotura de los vínculos entre partículas. La saturación parcial del suelo produce como consecuencia un colapso parcial. Si la saturación en el suelo es del 50%, se producen deformaciones por colapso equivalentes al 85%, y para saturaciones que oscilan entre el 65% y el 70%, se produce el 100% del colapso (El-Ehwany y Houston 1991). Por este motivo, aunque el ensayo edométrico sin control de succión no puede garantizar que se haya alcanzado el 100% de la saturación, permite obtener valores muy cercanos a ella y, por lo tanto, los valores de deformaciones van a ser muy cercanos a las deformaciones desarrolladas para el 100% del colapso.

El modelo EBB es capaz de representar el comportamiento tenso-deformacional para distintos contenidos de humedad y por lo tanto el efecto de la succión puede ser reproducida. Si se tienen disponibles ensayos doble edométricos, el modelo EBB es capaz de reproducir los resultados experimentales, siendo la succión matricial considerada como un parámetro de ajuste para alcanzar el valor correspondiente al colapso relativo (cambio en la relación de vacíos a una presión dada, debido a la inundación con agua). La succión matricial ( $S_n$ ) que explica los resultados experimentales en este capítulo, están resumidas en la Tabla 3.5 y 3.6

La Figura 3.10 muestra la influencia del contenido volumétrico de agua en la succión matricial para muestras inalteradas de acuerdo los datos reportados por diferentes autores y la base de datos UNSODA. Los datos compilados en la Fig. 3.10 incluyen resultados obtenidos para loess en Argentina (Redolfi, 1990; Zeballos et al., 1999, Aiassa, 2008), China (Huang et al., 2010; Ng et al., 2016, 2020) y Francia (Muños Castelblanco et al., 2012). La succión matricial ( $S_n$ ) definida a partir del modelo EBB también está representada en la Fig. 3.10. Los resultados obtenidos muestran un buen grado de correlación en relación a los reportados en la literatura. La mayor similitud entre los valores reportados y aquellos medidos se corresponden con los valores obtenidos por Redolfi (1990), Zeballos et al. (1999) y Aiassa, 2008, dado que son suelos loésicos del mismo origen.

En la práctica geotécnica habitual, los ensayos doble edométricos son realizados sin control de succión. Los resultados obtenidos por Muños-Castelblanco et al. (2011) mostraron que ensayos de compresión a contenido de humedad constante, ocurren

prácticamente a succión constante, inclusive en la fluencia. Los autores consideraron que la compresión que induce al colapso afecta principalmente a los poros de mayor tamaño, teniendo un efecto pequeño sobre los poros de menor tamaño, que controlan los cambios en la succión. Por lo tanto, la curva característica está gobernada por capilaridad en los poros de mayor tamaño entre las partículas gruesas y por el agua adsorbida en la fracción arcillosa en los poros más pequeños, donde la microestructura es sensible a los cambios en el contenido de agua (Muñoz-Castelblanco et al., 2012).

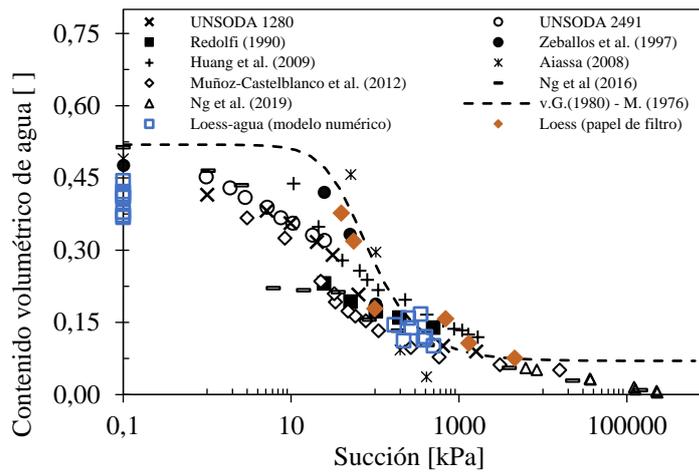


Figura 3.10: Influencia del contenido volumétrico de agua sobre la succión matricial en loess.

Es posible concluir que el modelo EEB permite representar la curva de compresibilidad y por lo tanto la respuesta tenso-deformacional en muestras de loess a humedad natural mediante el empleo de ensayos edométricos sin succión controlada. Los parámetros mecánicos pueden ser adoptados de acuerdo a la metodología simplificada descrita en este Capítulo, y reportado por Giomi y Francisca (2022). El modelo puede ser calibrado empleando la curva característica del suelo. No habiendo diferencias apreciables entre los modelos de curvas características adoptados (Fig. 3.4), se optó la ecuación de van Genuchten (1980) para predecir los valores de succión que explican el comportamiento mecánico de las muestras a humedad natural. Las succiones empleadas en el modelo EBB para la condición de humedad natural y aquellas calibradas con la ecuación de van Genuchten han sido plasmadas en la Fig. 3.11. Con los valores plasmados se determinó un error relativo medio (RME) de 36,40%. Las diferencias encontradas pueden explicarse, por un lado, a que se ensayó un único suelo para la calibración de la curva

característica y por otro, a los problemas asociados a la determinación de la succión a partir de la técnica de papel de filtro.

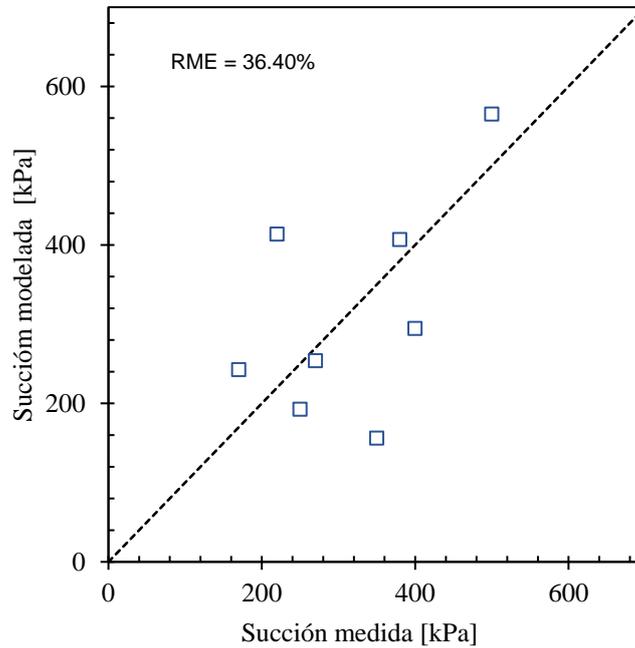


Figura 3.11: Relación entre la succión empleada en el modelo EBB y aquella calibrada con la Ec. de van Genuchten a partir de mediciones en laboratorio.

Establecer el colapso relativo o el índice de colapso, permite de manera sencilla definir el nivel de colapso que va a experimentar el suelo al alcanzar grados de saturación importantes que disparan la etapa 3 de colapso definida por Pereira y Fredlund (2000), para valores de saturación mayores al 65%. Puede definirse el índice colapso, a partir de la siguiente ecuación:

$$i_{col} = \frac{\Delta h}{h_o} = \varepsilon_s - \varepsilon_{hn} \quad (9)$$

Siendo  $\Delta h$  el cambio en la altura de la muestra producto del humedecimiento,  $h_o$  la altura inicial de la muestra,  $\varepsilon_s$  y  $\varepsilon_{hn}$  las deformaciones específicas en estado saturado y a humedad natural, respectivamente. A partir de la Ec. 3.9, y de los resultados plasmados en la Fig. 3.6, es posible definir el índice de colapso final, es decir el índice correspondiente a la última presión vertical aplicada (Fig. 3.12). En todas las muestras consideradas, el índice de colapso obtenido es mayor al 10%. De acuerdo al criterio establecido por Zhao y Chen (1994) corresponde a un nivel de colapsabilidad

extremadamente fuerte, caracterizado por una estructura que presenta grandes tamaños de poros, y una porosidad doble. Los resultados presentados, hacen difícil poder establecer una relación entre el índice de colapsabilidad y parámetros geotécnicos índice, como la relación de vacíos inicial, que permitan inferir el nivel de colapso que puede desarrollarse en escenarios de humedecimiento.

La estructura de un suelo loésico conformada por un número reducido de poros, pero de gran tamaño puede tener la misma relación de vacíos inicial o peso unitario que otro loess que posea un mayor número de poros, pero de menor tamaño, y de todas formas el comportamiento colapsable del suelo va a ser completamente diferente. Las clasificaciones propuestas sobre tamaño de poro sugieren que la relación de vacíos no es suficiente para representar el tamaño de poro y la forma, y por lo tanto no es suficiente para estimar el índice de colapsabilidad (Zhao y Chen, 1994; Assallay et al., 1997). Los resultados presentados por Deng et al. (2018) no muestran una tendencia clara entre la relación de vacíos y el índice de colapsabilidad. Es posible definir límites inferiores y superiores que limitan la respuesta del suelo, pero no hay una correlación directa. La colapsabilidad del loess está fuertemente vinculada a la microestructura, con particular énfasis en los poros, ya que en el proceso de colapso se genera una distribución unimodal de número y volumen de poros, y en consecuencia la conectividad de los poros es más débil (Wei et al., 2020).

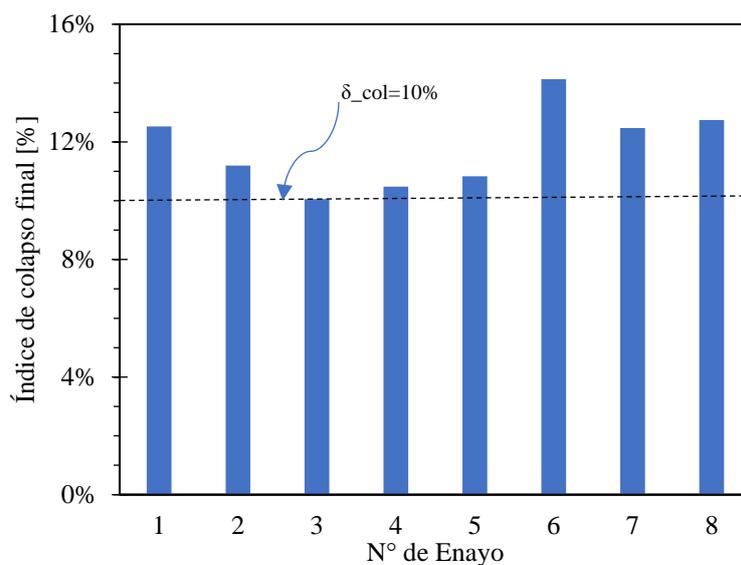


Figura 3.12: Índice de colapso final en loess.

De acuerdo a lo plasmado en la Tabla 3.1, el nivel de colapso que puede experimentar el suelo puede correlacionarse en función del índice de colapso (Zhao y Chen, 1994), pudiéndose establecer si el suelo será no colapsable o si el colapso será leve, moderado o fuerte. De esta manera, se procedió a determinar las presiones verticales aplicadas para las cuales se producían índices de colapso de 1,5%, 4%, 7% y 10%. Adicionalmente, con el objetivo de definir una relación entre la relación de vacíos inicial y la evolución de la relación de vacíos durante el proceso de carga, se definió una relación de vacíos normalizada como el cociente entre la relación de vacíos inicial y la relación de vacíos correspondiente a la presión de fluencia en estado saturado. La relación de vacíos normalizada permite tener en cuenta la variación y el tamaño de poros a medida que aumentan la presión aplicada, para estados previos a la presión de fluencia. En la Fig. 3.13 se presenta la relación entre la relación de vacíos normalizada y la presión aplicada necesaria para generar los índices de colapso propuestos por Zhao y Chen (1994).

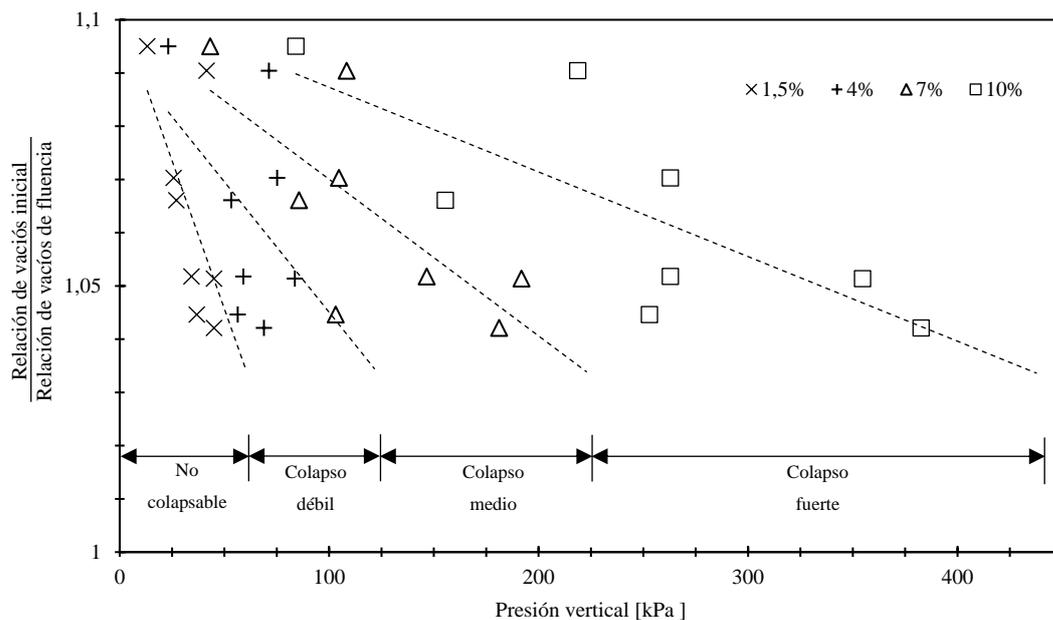


Figura 3.13: Correlación entre la relación de vacíos normalizada y la presión vertical aplicada para distintos niveles de colapso

Puede observarse que, a mayores valores de relación de vacíos normalizada, la presión vertical necesaria para alcanzar el colapso de la estructura del suelo es menor. Los valores de relación de vacíos normalizada mayores corresponden a las muestras con una relación

de vacíos inicial más grande (T5 a T8). A su vez, como se mencionó anteriormente, el valor del índice de re-compresión para estas muestras difiere de manera significativa cuando se compara el estado de humedad natural y saturado con agua. Por lo tanto, a mayor relación de vacíos, mayor es la tasa o velocidad a la que se desencadena el proceso de colapso. Se puede observar que existe una relación aproximadamente lineal entre la relación de vacíos normalizada y la presión aplicada. Esto significa que mientras mayor sea la relación de vacíos normalizada se espera que el colapso de la estructura se produzca de manera más rápida, alcanzando la etapa de post-colapso a menores presiones. A su vez, es importante mencionar que estos resultados no implican que el colapso final alcanzado sea mayor en las muestras con una estructura más abierta. En este trabajo no fue posible identificar una correlación entre el valor de relación de vacíos inicial y un mayor grado de colapsabilidad, siendo consistente con los resultados obtenidos por Deng et al. (2018).

La capacidad del modelo EBB de representar la condición de desplazamiento lateral nulo en los loess permite reproducir el efecto de colapso de manera adecuada. Debajo de terraplenes infinitos o fundaciones flexibles, el suelo se comporta de acuerdo a la condición edométrica. Además, en los ejes de estructuras flexibles, como los tanques de almacenamiento de combustible, los caminos de tensiones se producen cercanos a la línea  $k_0$ . Los ensayos doble edométrico en suelos colapsables son ampliamente usados en la práctica profesional geotécnica para analizar la respuesta del suelo, y la correcta calibración de los parámetros empleada en los modelos constitutivos es fundamental y necesaria para explicar el comportamiento mecánico de los suelos loésicos.

### **3.5 CONCLUSIONES**

En este Capítulo se analizó la capacidad del modelo Cam Clay Modificado (MCC) y el modelo Básico de Barcelona Extendido (EBB) en representar de manera satisfactoria el comportamiento mecánico de muestras inalteradas de loess en la condición de desplazamiento lateral nulo. Las conclusiones obtenidas son:

- A partir de la implementación del modelo numérico, se pudo definir que el modelo MCC es capaz de simular adecuadamente el comportamiento del suelo en estado saturado. Los parámetros definidos experimentalmente y aquellos calibrados en el modelo presentan un muy alto grado de confianza, siendo el valor de  $R^2$  superior a 0,9. Esto significa que este modelo constitutivo podría implementarse

para predecir la respuesta del suelo en estado saturado para la condición de desplazamiento lateral nula sin necesidad de grandes ajustes, mediante el empleo de ensayos de compresión confinada. Es importante remarcar que, dado que este modelo ha sido formulado para representar el comportamiento del suelo en estado saturado, no es posible capturar el fenómeno de colapso.

- Mediante la aplicación del modelo numérico se determinó que el modelo EBB puede ser calibrado a través de la metodología simplificada propuesta en esta Tesis. Fue posible reproducir el comportamiento tenso-deformacional de los suelos loésicos a humedad natural e inundados con agua, de manera simultánea. Por lo que, permite recrear de manera satisfactoria el fenómeno de colapso esperado en loess en estado no saturado producto del humedecimiento. A partir del modelo se observó que el índice de compresión aumenta en promedio en un 87% cuando la muestra se satura con agua. A su vez, el índice de expansión también se incrementa en aproximadamente un 80% en promedio, siendo la variación para relaciones de vacíos menores a 1,05 menores al 15%.
- Los loess ensayados están caracterizados por un esqueleto rígido con valores elevados de succión matricial, cuando el suelo se encuentra a humedad natural. Por lo tanto, los cambios en la succión durante el ensayo edométrico son despreciables en el comportamiento mecánico. En estos casos, el modelo EBB permitió representar los resultados experimentales obtenidos a partir de ensayos edométricos sin control de succión de manera satisfactoria. Los resultados numéricos evidencian que la succión que explica el comportamiento mecánico obtenida a partir de la modelación, tiene un error relativo medio del 34% en relación a los valores definidos experimentalmente a través del método de papel de filtro.
- Los ensayos edométricos sin control de succión son muy difundidos en la práctica geotécnica para evaluar el potencial de colapso en suelos metaestables. El modelo EBB ha tenido dificultades para su implementación debido al gran número de parámetros del suelo que son necesarios para su calibración. Los resultados presentados en este capítulo muestran el potencial del modelo EBB en predecir el proceso de colapso del loess a ensayar con un número limitado de experimentos y sin la necesidad de realizar ensayos a succión controlada. Los resultados obtenidos, presentan una alternativa a los utilizados en la práctica habitual de la mecánica de suelos no saturados, que para el caso de los loess de Argentina genera

ventajas muy importantes para el desarrollo de modelos numéricos predictivos. Estos resultados son de gran impacto dada la importancia de los loess con características similares en diversas partes del mundo

- Fue posible determinar que, a presiones verticales de 400 kPa, todas las muestras ensayadas manifestaron un colapso extremadamente fuerte, siendo el índice de colapso mayor al 10%. Las muestras con una mayor relación de vacíos presentaron una mayor velocidad en la reducción del tamaño de poros, por lo que las variaciones volumétricas se producen de manera más abruptas.

## CAPÍTULO 4

# LOESS COLAPSABLE INUNDADO CON HIDROCARBURO: ENFOQUE NUMÉRICO

### 4.1 INTRODUCCIÓN

Las pérdidas de hidrocarburos en tuberías y tanques de almacenamiento son accidentes comunes que afectan el medio ambiente y las propiedades geotécnicas del suelo, siendo de particular relevancia en el caso de suelos colapsables. El estudio de las propiedades geotécnicas de suelos contaminados con hidrocarburos ha cobrado importancia en las últimas tres décadas, principalmente asociado a la alta frecuencia de derrames y las consecuencias significativas que generan (Rajabi y Sharifipour, 2019). El petróleo y sus derivados, tales como la nafta, gasoil y querosén son en la actualidad las principales fuentes de energía para el transporte y la industria, y además las principales fuentes de contaminación del suelo (Mohammadi et al., 2020).

Las principales características y cambios en las propiedades del suelo producto de la presencia de contaminantes orgánicos ha sido ampliamente descrito en el Capítulo 2. Se evidencian las diferencias existentes en la respuesta mecánica al tratarse de suelos finos o gruesos, así como al cambiar el fluido permeante. Aún hoy existen discrepancias sobre como el hidrocarburo afecta el comportamiento del suelo y cuáles son los mecanismos principales involucrados. Además, los estudios vinculados a predecir asentamientos como consecuencia de escenarios de contaminación son muy reducidos, y en particular, el estudio sobre suelos colapsables en presencia de contaminantes orgánicos.

Egvin et al. (1995) analizaron a través de elementos finitos la capacidad de carga de fundaciones superficiales en arenas contaminadas con petróleo crudo. Los resultados fueron correlacionados con aquellos obtenidos experimentalmente, evidenciando una reducción significativa de la capacidad de carga. Por otra parte, Mroginski et al. (2009) presentaron un modelo acoplado en elementos finitos para analizar las variaciones en presiones de poros y desplazamientos de contaminantes no miscibles en suelos no saturados. Identificaron que a medida que la saturación con contaminantes disminuye

también lo hacen los asentamientos. Los análisis numéricos están centrados principalmente en analizar los procesos de infiltración multifase (Kuppusamy et al., 1987; El-Zein et al., 2006), no así la repuesta mecánica del suelo con contaminantes.

En este Capítulo, se presenta un análisis numérico, con el fin de estudiar el efecto del querosén sobre las propiedades mecánicas de los loess de Córdoba y establecer las bases de cómo puede ser modelado el comportamiento de suelos colapsables contaminados con hidrocarburo. Los modelos numéricos desarrollados se calibraron con resultados de ensayos de laboratorio. Se emplearon ensayos triple edométrico, para lo cual se desarrollaron ensayos de compresión confinada a humedad natural, saturados con agua y querosén, cuyos resultados fueron presentados en el Capítulo 2, para la calibración de los parámetros mecánicos. Los modelos numéricos fueron desarrollados para reproducir y analizar los resultados experimentales y analizar los efectos de interacción fluido-partícula, con el fin de identificar los mecanismos responsables del colapso de la estructura del loess.

## **4.2 ESTADO DEL ARTE**

### **4.2.1 Comportamiento edométrico de suelos contaminados con hidrocarburo.**

Los principales aportes relacionados al comportamiento edométrico de suelos contaminados con hidrocarburo fueron analizados extensamente en el Capítulo 2. Se puede observar que las variaciones en los índices de compresión y de carga/recarga no muestran una tendencia única, siendo los factores físicos y químicos variables, de acuerdo al tipo de suelo y tipo de contaminante.

Aumentos en los índices de compresión fueron reportados: en arenas pobremente graduadas en presencia de crudo (Al-Sand, 1995), en caolinitas, contaminadas con propanol, glicerina y agua (Meegoda y Ratnaweera, 1994), en caolinitas con fluidos orgánicos no polares (Chen et al., 2000), en caolinitas con mezclas de etanol y gasolina (Di Matteo et al., 2011) y glicerol, etanol y agua (Estrabragh et al., 2016). En cuanto a arcillas de baja y alta plasticidad, en presencia de aceite de motor, diesel y nafta (Singh et al., 2008, 2009) y con crudo (Kermani y Ebadi, 2012).

Por otro lado, disminuciones en los índices de compresión fueron obtenidos en mezclas de caolinitas y montmorillonitas contaminadas con propanol glicerina y agua (Meegoda y Ratnaweera, 1994); caolinitas con fluidos orgánicos con constantes dieléctricas

intermedias (Chen et al., 2000) y con gasoil (Khosravi et al., 2013). Por último, en arcillas de baja y alta plasticidad en presencia de querosén (Singh et al., 2008).

Los resultados reportados en la literatura muestran un contraste importante en las tendencias obtenidas por diversos autores, tanto en el caso de suelos granulares como finos.

#### 4.2.2 Modelo constitutivo

El desarrollo de modelos constitutivos para la modelación de la respuesta mecánica de suelos parcialmente saturados tuvo sus comienzos a partir del desarrollo del modelo Básico de Barcelona (BB) a principios de los años noventa. El modelo BB es capaz de describir la repuesta de arenas, limos, arenas arcillosas y arcillas de baja plasticidad (Alonso et al., 1990). Desde su primera versión, diversas modificaciones fueron propuestas en las últimas tres décadas y actualmente, una de las versiones más completas y recientes es el modelo Básico de Barcelona Extendido (EBB) (Farías y Pedroso, 2011). La superficie de fluencia para el modelo EBB se define de la siguiente manera:

$$F = q^2 - M^2(p - p_{cs})(p + p_s) + p_{ref}^2 \left( e^{\frac{b(s-s_y)}{p_{ref}}} - e^{\frac{-bs_y}{p_{ref}}} \right) = 0 \quad (4.1)$$

Donde,  $q$  es la tensión desviadora,  $p$  es la tensión principal  $p_{cs}$  es la presión de pre-consolidación a una succión dada,  $M$  es la pendiente de la línea de estado crítico (CSL),  $p_s$  es la resistencia a la tracción a la succión dada,  $s_y$  es la succión de fluencia a una succión determinada,  $p_{ref}$  es la presión de referencia y  $b$  es un parámetro de suavizado adimensional. El endurecimiento de la superficie de fluencia está dado por el incremento de la presión de consolidación  $p_c$ , de acuerdo a la ecuación 3.3 (Capítulo 3), siendo la evolución de la superficie de fluencia controlada principalmente por los incrementos de las deformaciones plásticas volumétricas. De manera similar, la evolución de la superficie de fluencia a una succión dada  $s_y$  se define como:

$$\delta s_y = \frac{(1+e_{ref})}{\lambda(s)-\kappa} (s_y + p_{atm}) \delta \varepsilon_p^p \quad (4.2)$$

siendo,  $\lambda(s)$  el índice de compresión a la succión dada, y  $p_{atm}$  la presión atmosférica,  $\kappa$  el índice de expansión,  $e_{ref}$  la relación de vacíos de referencia. La evolución de la succión también depende de los incrementos de las deformaciones plásticas volumétricas ( $\varepsilon_p^p$ ). La relación entre el índice de compresión a una succión dada,  $\lambda(s)$ , y el índice de

compresión para el estado saturado  $\lambda(0)$  se definió de acuerdo a la Ec. 3.5, así como la curva carga-colapso (LC) por la Ec. 3.6 (Capítulo 3).

Por otra parte, la evolución de la relación de vacíos se define como:

$$e = e_{s,ref} - (\lambda(s) - \kappa) \log \frac{p_c}{p_{ref}} - \kappa \ln \frac{p}{p_{ref}} \quad (4.3)$$

donde,

$$e_{s,ref} = e_{ref} - \kappa_s \ln \left( \frac{s+p_{atm}}{p_{atm}} \right) \quad (4.4)$$

Siendo,  $\kappa_s$  el índice de expansión para cambios en la succión y  $s$  la succión. El tensor de tensiones para el comportamiento elástico fue definido como:

$$\sigma = -pI + 2Gdev(\varepsilon_{el}) \quad (4.5)$$

donde,  $\varepsilon_{el}$  son las deformaciones elásticas y  $G$  el módulo de corte a bajas deformaciones, que es computado a través de la siguiente ecuación:

$$G = \frac{(1+e_{ref})}{\kappa} p_{ref} \frac{3-6\nu}{2(1+\nu)} \quad (4.6)$$

$\nu$  es el coeficiente de Poisson. Las ecuaciones no detalladas en esta sección pueden encontrarse en la sección 3.2.3 del Capítulo 3.

#### 4.2.3 Predicción de la curva característica hidrocarburo-agua.

El modelo de la curva de retención propuesto por van Genuchten (1980) fue modificado por Parker et al. (1987) para determinar la presión capilar entre el hidrocarburo y el agua ( $u_{cNW}$ ) a través de la siguiente ecuación:

$$u_{cNW} = u_N - u_w = \left[ (\bar{S}_w)^{-\frac{1}{m_v}} - 1 \right]^{1-m_v} \alpha^{-1} \beta_{NW}^{-1} \quad (4.7)$$

siendo  $u_N$  la presión del hidrocarburo,  $u_w$  la presión de agua,  $\bar{S}_w$  es la saturación efectiva con agua,  $m_v$  y  $\alpha$  los parámetros de ajuste de la ecuación de van Genuchten (1980) y  $\beta_{NW}$

es un factor de escala dependiente del tipo de fluido. La saturación efectiva con agua se describe a partir de:

$$\bar{S}_w = \frac{S_w - S_m}{1 - S_m} \quad (4.8)$$

donde,  $S_w$  es la saturación con agua y  $S_m$  es el contenido de saturación residual. El factor de escala dependiente del tipo de fluido ( $\beta_{NW}$ ) se introduce para tener en cuenta la influencia de las tensiones interfaciales (Corey, 1994) de la siguiente manera:

$$\beta_{NW} = \frac{\sigma_{AW}}{\sigma_{NW}} \quad (4.9)$$

siendo  $\sigma_{AW}$  la tensión interfacial aire-agua y  $\sigma_{NW}$  la tensión interfacial hidrocarburo-agua. A su vez, Mroginski et al. (2009) presentaron un modelo para la consolidación en presencia de contaminantes no miscibles a través de un sistema multifase basado en el modelo de curva característica de Fredlund y Xing (1994).

Mediante la aplicación de equilibrio de fuerzas horizontales en una membrana de curvatura  $R_s$ , se obtiene que la diferencia de presiones entre el aire ( $u_a$ ) y el agua ( $u_w$ ) puede definirse de la siguiente manera (Fredlund et al., 2012):

$$\Delta u = u_a - u_w = \frac{\sigma_{AW}}{R_s} \quad (4.10)$$

El radio de curvatura  $R_s$  puede considerarse como análogo al radio de poro ( $r$ ) asumiendo el ángulo de contacto agua-aire-sólido como cero ( $\alpha_1 = 0$ ), siendo  $R_s = R/\cos\alpha_1$ . Además, la diferencia de presión depende la curvatura de la interfaz caracterizada por los radios  $r_1$  y  $r_2$  y la tensión superficial  $\sigma_{AW}$ , pudiéndose extender la ecuación 4.10 empleando la ecuación de Laplace como (Cho y Santamarina, 2001):

$$\Delta u = \sigma_{AW} \left( \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) \quad (4.11)$$

A partir de consideraciones geométricas, la relación entre los radios puede escribirse de la siguiente manera:

$$r_1 = \frac{r_2^2}{(2R - 2r_2)} \quad (4.12)$$

Mediante análisis a microescala la ecuación 4.11 puede reescribirse para la determinación de la diferencia de presiones entre la presión de hidrocarburo ( $u_N$ ) y de agua ( $u_w$ ) de la siguiente manera:

$$u_{cNW} = u_N - u_w = \sigma_{NW} \left( \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) \quad (4.13)$$

siendo en este caso  $r_1 = R/\cos\alpha_1$ , siendo en este caso el ángulo a considerar el ángulo de contacto agua-hidrocarburo-sólido.

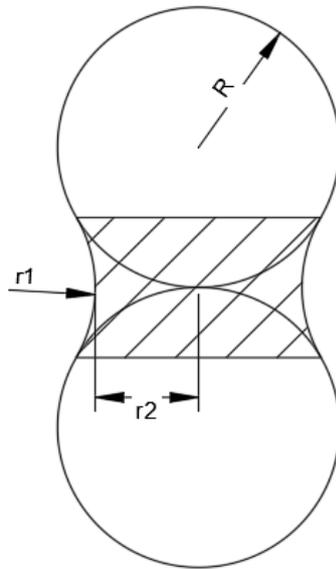


Figura 4.1 Modelo a microescala de partículas esféricas. Modificado de Cho y Santamarina, 2001.

## 4.3 MATERIALES Y MÉTODOS

### 4.3.1 Suelo ensayado

El suelo empleado en este capítulo se obtuvo de muestras inalteradas de loess provenientes de la Ciudad de Córdoba. Fueron clasificadas como limos de baja plasticidad (ML) y limos arcillosos de baja plasticidad (ML-CL) de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Las propiedades geotécnicas de estos suelos fueron reportadas en detalle en el Capítulo 2 (Ver Tablas 2.3). Se trata de limos loésicos de características colapsables, con propiedades similares a las reportadas por diversos autores (Regginato y Ferero, 1973; Francisca, 2007; Rinaldi 2007; Francisca y Rocca, 2005).

### **4.3.2 Ensayos edométricos**

Se realizaron ensayos triples edométricos para muestras inalteradas a humedad natural, inundadas con agua e inundadas con querosén. Los resultados experimentales fueron reportados en el Capítulo 2, cuyas propiedades están definidas en las Tablas 2.4, 2.5 y 2.6 y las curvas de compresibilidad fueron plasmadas en las Fig. 2.1 a 2.8, correspondientes a las muestras no cementadas.

### **4.3.3 Medición de succión a través de la técnica de papel de filtro**

Se determinó la curva característica correspondiente a una muestra de loess no cementada a través de la técnica de papel de filtro, siguiendo los lineamientos correspondientes a la norma ASTM 5298. El procedimiento empleado, así como el resultado de la curva característica se encuentran plasmados en el Capítulo 3. Para las muestras ensayadas los parámetros obtenidos de acuerdo al ajuste de la curva de Genuchten (1980) – Mualem (1976) fueron:  $\theta_r$  es igual a 0.07;  $\alpha$  0.02 [kPa<sup>-1</sup>];  $n$  y  $m$  son 2 y 0.5, respectivamente.  $\theta_s$  se define de acuerdo al valor de la porosidad de la muestra analizada. Siendo  $\theta(\psi)$  es el contenido volumétrico de agua,  $\theta_s$  el contenido de agua para la saturación,  $\theta_r$  el contenido de agua residual,  $\alpha$ ,  $n$  y  $m$  los parámetros de ajuste de la ecuación.

### **4.3.4 Modelo numérico**

Las curvas tensión-deformación de las muestras de loess se obtuvieron a partir ensayos de laboratorio ya reportados, a través del modelado en elementos finitos en Comsol Multiphysics 5.5. Los modelos numéricos fueron desarrollados y calibrados empleando el modelo constitutivo de EBB.

Las simulaciones fueron realizadas a través de análisis 2D con una condición de borde axial simétrica. Los ensayos edométricos fueron modelados considerando los incrementos de carga correspondientes a la parte superior de la celda, en el borde inferior los desplazamientos fueron restringidos en la dirección  $x$ - $y$ , y en los laterales se restringieron en la dirección  $x$ . El mallado consistió en elementos cuadráticos estructurados, con una dimensión máxima de elementos de 1 mm, siendo las dimensiones de la geometría equivalentes a las del anillo edométrico. El procedimiento de calibración del modelo fue el establecido en el Capítulo 3, donde se modeló el comportamiento a humedad natural y saturado con agua. En dicho capítulo se incluye la calibración de los parámetros mecánicos y la determinación de la curva LC (Fig. 3.6). Una vez validado el

comportamiento para esta condición, el comportamiento esperado para las muestras saturadas con querosén se calibró a través de la succión necesaria para minimizar el error entre los resultados experimentales obtenidas en las curvas tensión-deformación y generados en los modelos numéricos.

#### **4.4 RESULTADOS**

La Tabla 4.1 muestra los parámetros implementados en la calibración del modelo, definidos a partir de los datos experimentales. El parámetro de rigidez ( $m$ ) se puede asumir prácticamente constante para los loess estudiados (200-220 kPa), independientemente del valor de relación de vacíos inicial (Tabla 3.5). El parámetro de peso ( $w$ ) se calcula a partir de la relación existente entre el índice de compresión a humedad natural y en estado saturado con agua. El valor máximo del índice de compresión a humedad natural resulta menor a 0,1. Los loess estudiados no mostraron un comportamiento expansivo al ser humedecidos a bajas cargas verticales aplicadas, por lo tanto, el índice de expansión para cambios en succión ( $\kappa_s$ ) fue definido como cero.

En las Fig. 4.2 a 4.9 se muestran las curvas de compresibilidad de los loess ensayados en condición edométrica, en 24 muestras no cementadas. Cada figura contiene, por un lado, los resultados experimentales, indicados con símbolos, para muestras ensayadas en condición de humedad natural, saturados con agua y con querosén. Por otro lado, se observa en líneas discontinuas la relación tensión-deformación de acuerdo a la respuesta del modelo EBB. Por cada ensayo triple edométrico, la relación de vacíos inicial y el contenido de humedad natural, para las muestras fueron el mismo. Las muestras inundadas con agua, evidencian un incremento significativo de las deformaciones y una reducción drástica de la presión de fluencia (Capítulo 2). Estas tendencias pueden atribuirse al efecto que tiene el agua, sobre el debilitamiento de la rigidez del suelo en los contactos de partículas, y modificando el comportamiento macro-escala, como ha sido previamente reportado por Fedda (1988) y Francisca (2007). Las muestras responden elásticamente a los incrementos de presión, menores a la presión de fluencia. Incrementos adicionales de las presiones, están gobernados por los incrementos en la presión de fluencia o pre-consolidación, definido de acuerdo a la Ec. 3.3 (Capítulo 3).

Las curvas de compresibilidad plasmadas en las Fig. 4.6 a 4.9, con una relación de vacíos mayor a 1,05 (T5, T6, T7 y T8) presentan una mayor compresibilidad en relación a aquellas con una relación de vacíos menor (T1, T2, T3 y T4); presentadas en las Fig. 4.2

a 4.5. Es importante recalcar que los modelos numéricos presentados son capaces de predecir de manera adecuada la fase de colapso.

Tabla 4.1 Parámetros del modelo Básico de Barcelona Extendido para muestras inalteradas.

Parámetro	Muestras de Loess							
	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8
$\lambda^*_0$	0,115	0,110	0,087	0,095	0,180	0,165	0,183	0,185
$\kappa^*_0$	0,0085	0,0080	0,0070	0,0080	0,0250	0,0450	0,0250	0,0400
$\lambda^*_n$	0,020	0,028	0,040	0,037	0,090	0,095	0,100	0,137
$e_0$	0,912	1,021	0,955	1,012	1,270	1,177	1,111	1,292
$e_{ref}$	0,890	0,990	0,930	0,990	1,270	1,220	1,111	1,292
w	0,19	0,25	0,46	0,41	0,55	0,58	0,55	0,60
$S_{yo}$ [kPa]	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200
$p_{ref}$ [kPa]	16,0	17,5	7,7	8,4	15,0	2,5	13,5	9,5
$p^*_{c0}$ [kPa]	28	28	27	27	35	15	30	27
$\kappa_s$ [ $\times 10^{-7}$ ]	9	9	9	9	9	9	9	9
k	1	1	1	1	1	1	1	1
bs	100	100	100	100	100	100	100	100
m [kPa]	220	200	220	220	220	200	200	200
$S_0$ [kPa]	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
$S_n$ [kPa]	220	170	500	380	270	400	350	250
$S_k$ [kPa]	125	100	200	190	15	350	290	350
RMSE	5,09E-04	6,83E-04	7,80E-04	4,25E-04	4,32E-04	9,52E-04	3,85E-04	3,42E-04

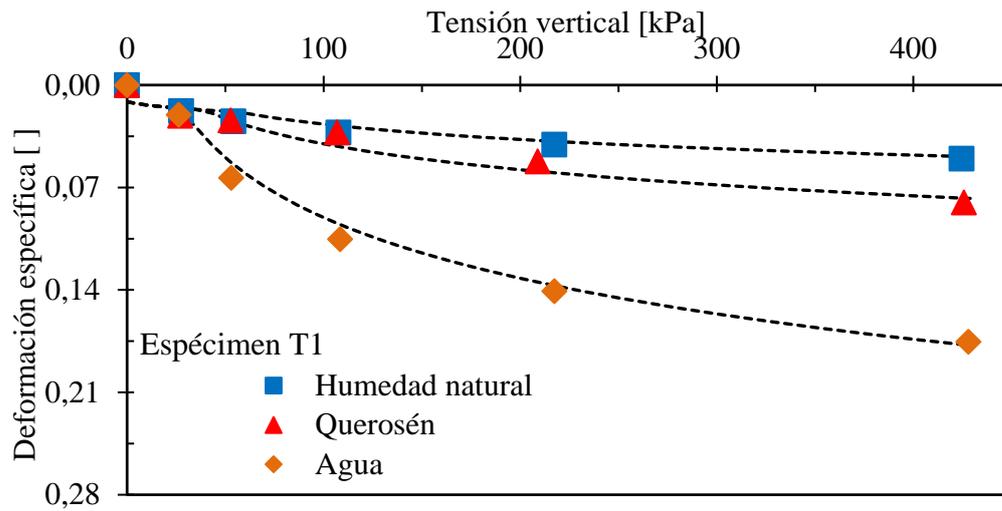


Figura 4.2: Curva tensión-deformación de muestras de loess inalteradas a humedad natural, saturadas con agua y querosén, resultados experimentales y numéricos (T1).

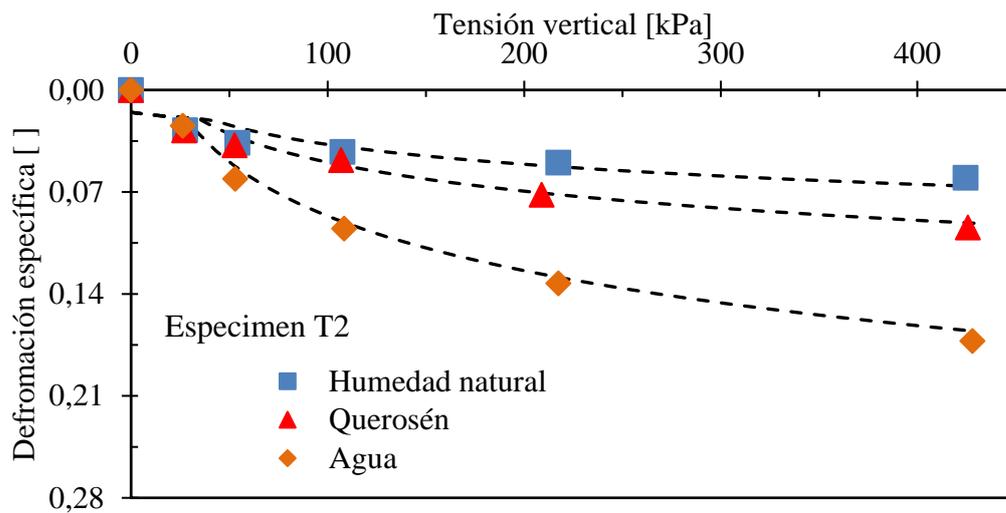


Figura 4.3: Curva tensión-deformación de muestras de loess inalteradas a humedad natural, saturadas con agua y querosén, resultados experimentales y numéricos (T2).

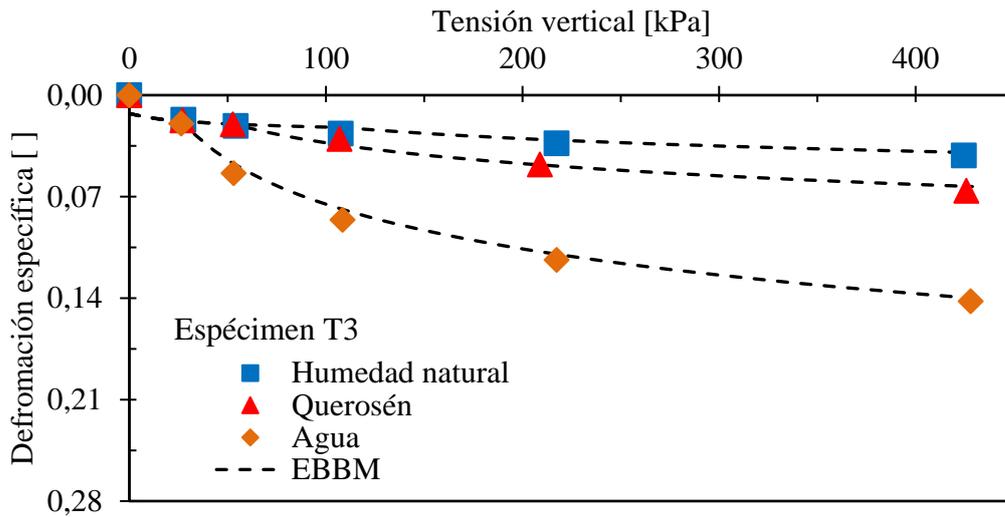


Figura 4.4: Curva tensión-deformación de muestras de loess inalteradas a humedad natural, saturadas con agua y querosén, resultados experimentales y numéricos (T3).

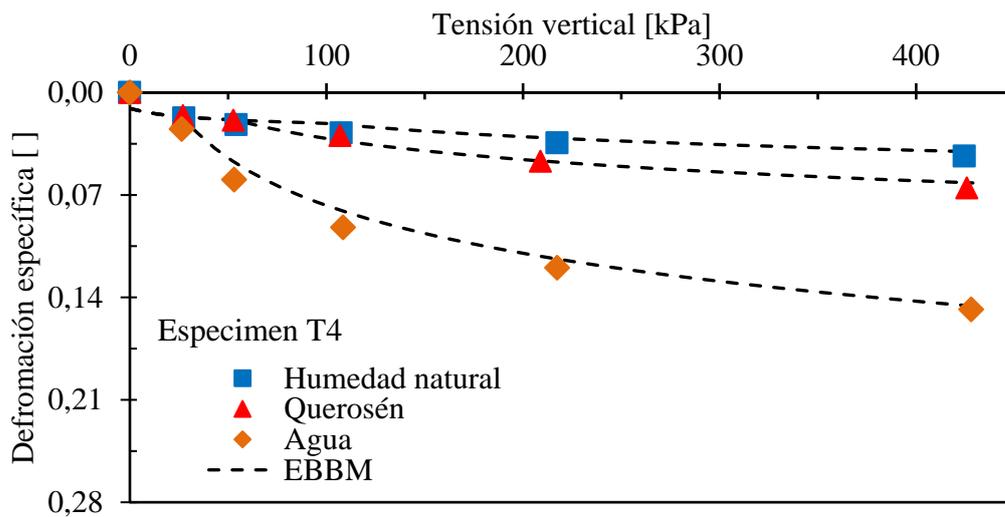


Figura 4.5: Curva tensión-deformación de muestras de loess inalteradas a humedad natural, saturadas con agua y querosén, resultados experimentales y numéricos (T4).

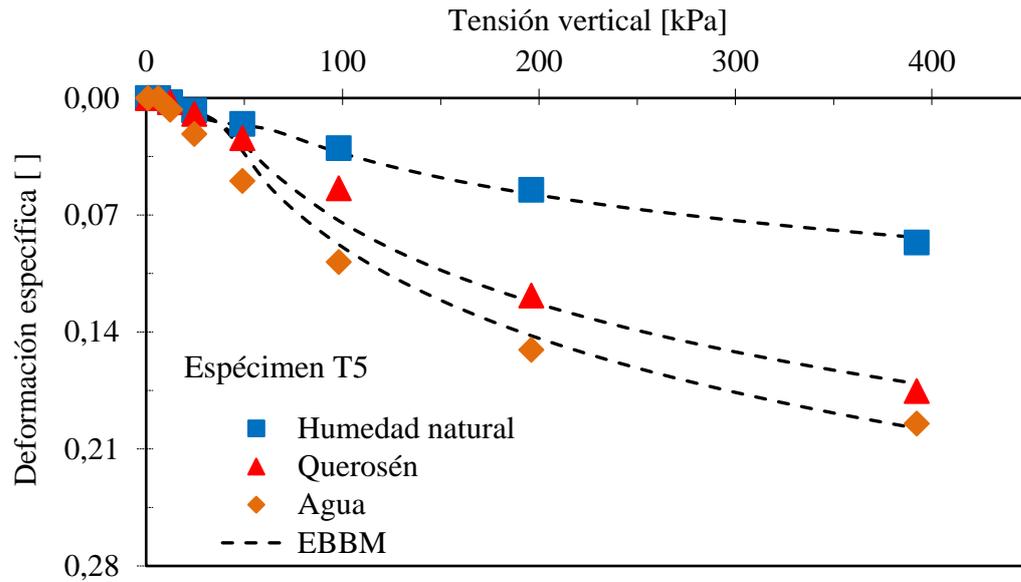


Figura 4.6: Curva tensión-deformación de muestras de loess inalteradas a humedad natural, saturadas con agua y querosén, resultados experimentales y numéricos (T5).

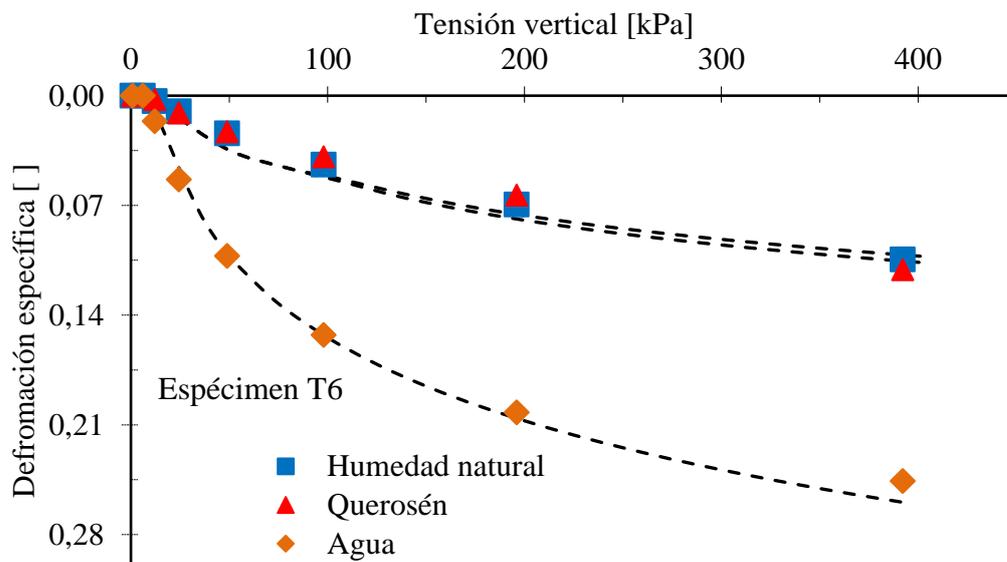


Figura 4.7: Curva tensión-deformación de muestras de loess inalteradas a humedad natural, saturadas con agua y querosén, resultados experimentales y numéricos (T6).

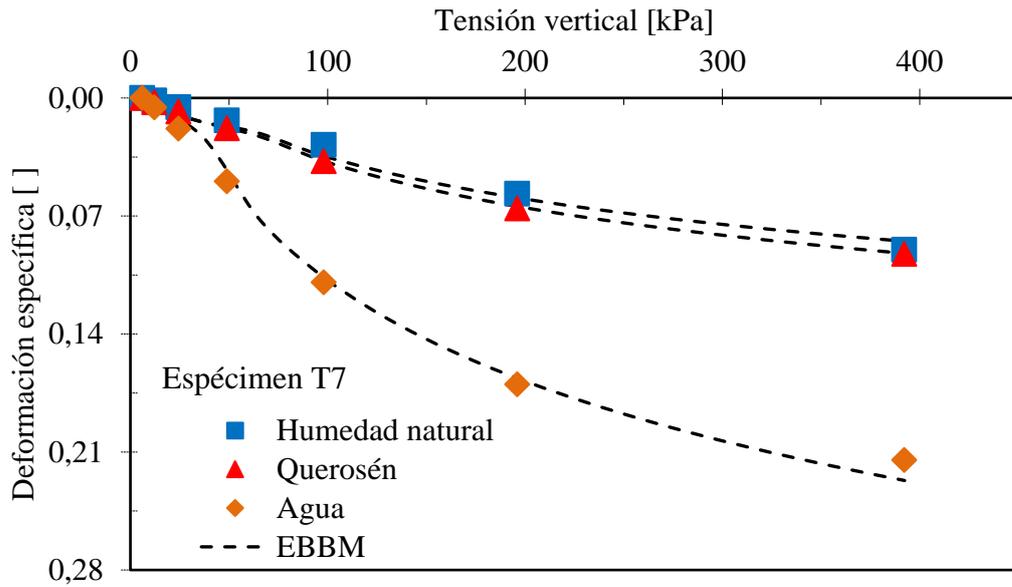


Figura 4.8: Curva tensión-deformación de muestras de loess inalteradas a humedad natural, saturadas con agua y querosén, resultados experimentales y numéricos (T7).

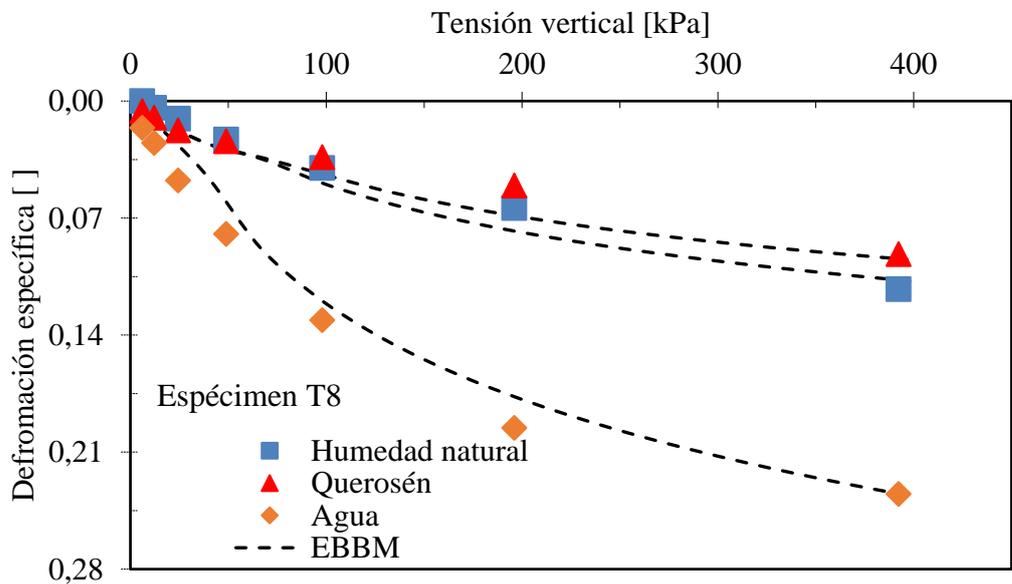


Figura 4.9: Curva tensión-deformación de muestras de loess inalteradas a humedad natural, saturadas con agua y querosén, resultados experimentales y numéricos (T8).

Las muestras saturadas con querosén muestran un incremento en la compresibilidad, así como en los índices de compresión, cuando se los compara con las muestras en estado de

humedad natural. Los valores mínimos de índices de compresión corresponden al estado de humedad natural, y los máximos en aquellas saturadas con agua. El incremento en la compresibilidad, y consecuentemente en las deformaciones verticales, cuando el fluido permeante es querosén, puede atribuirse principalmente al cambio en la viscosidad del fluido y al efecto de deslizamiento de partículas por la lubricación (Meegoda y Ratnaweera, 1994; Shin y Das, 1999; Kamehchiyan y Tajik, 2007; Singh et al., 2009; Nasr, 2009).

#### **4.5 ANÁLISIS**

La implementación del modelo EBB puede tener algunos inconvenientes, como ha sido reportado en el Capítulo 3 y por Giomi y Francisca (2022). La no convergencia puede ocurrir cuando no hay una transición suave entre el índice de compresión y el índice de expansión para una misma relación de vacíos, presión de fluencia y presión de referencia, como se describió en el Capítulo 3. El modelo representa adecuadamente los cambios que se producen en la presión de fluencia cuando el suelo se encuentra saturado con agua. No obstante, algunas desviaciones pueden ocurrir en el valor de la presión de fluencia en las muestras saturadas con querosén cuando los valores son cercanos a aquellos determinados para las muestras a humedad natural. El modelo asume que las muestras saturadas con querosén poseen una presión de fluencia comprendida entre el valor de las muestras testeadas a humedad natural y saturadas con aguas, aunque algunas desviaciones fueron observadas en los valores experimentales reportados en la Tabla 2.6.

La Figura 4.10 presenta la influencia de la relación de vacíos inicial y el fluido permeante en el índice de compresión ( $C_c$ ) y en el índice de recompresión ( $C_r$ ). El índice de compresión aumenta con la relación de vacíos, indicando un mayor incremento de las tasas de deformación en la rama virgen. Además, las muestras saturadas con agua presentan valores de  $C_c$  mayores en relación a aquellas saturadas con querosén. Por otro lado, el efecto sobre el índice de recompresión  $C_r$  (eje x en escala logarítmica) evidencia cambios significativos solamente cuando se satura con agua. Esta tendencia es relevante cuando las muestras ensayadas tienen una estructura abierta, siendo la relación de vacíos mayor a 1,05. En estos casos,  $C_r$  es afectado por una modificación permanente en la estructura, como ha sido reportado por Francisca (2007) y ampliamente discutido en el Capítulo 3.  $C_r$ , para especímenes testeados a humedad natural y saturados con el hidrocarburo, presenta valores muy cercanos para ambas condiciones, sugiriendo de esta

manera que el querosén no es capaz de generar cambios permanentes en la microestructura de los loess no saturados. La dispersividad de los valores podría ser atribuida al contenido del cementante, siendo que se hace más evidente en las muestras saturadas con agua.

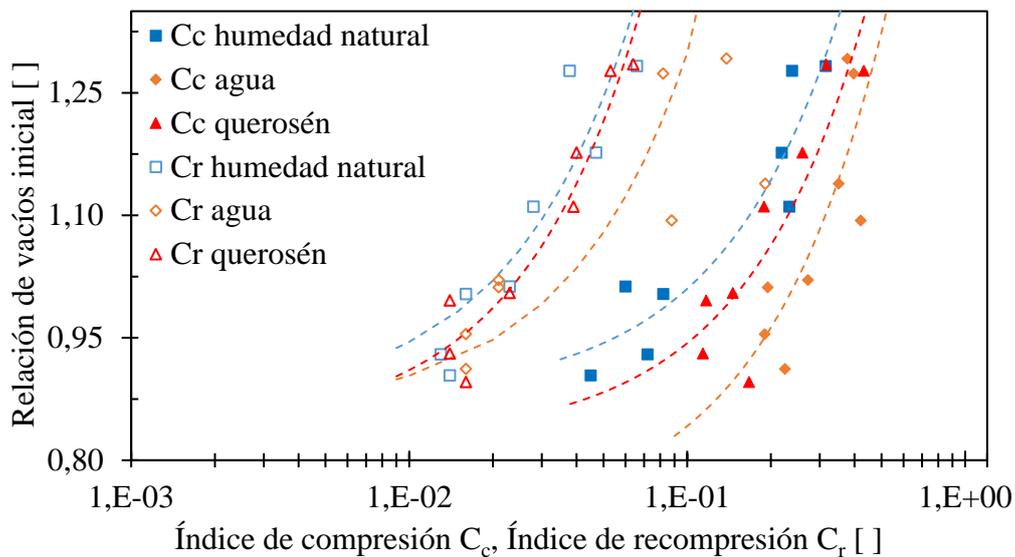


Figura 4.10: Relación entre el índice de compresión/índice de recompresión y la relación de vacíos inicial.

Los resultados obtenidos coinciden con el comportamiento observado en el “*jar slake test*” (Fig. 2.12). Las muestras sumergidas en querosén no evidenciaron cambios en la estructura, como así tampoco en la forma de las muestras talladas, siendo imposible detectar modificaciones a partir del líquido orgánico. Por otro lado, se observó una alteración completa en la estructura del suelo cuando se sumerge en agua, reduciéndose la muestra a la consistencia de lodo, apenas un minuto después.

A partir de las imágenes SEM reportadas en el Capítulo 2 (Fig. 2.13 y 2.14) se identificaron las características de la microestructura de muestras de loess a humedad natural, sumergidas en querosén y con un contenido de agua próximo al 70%. Las muestras sumergidas en querosén no evidenciaron cambios en la microestructura del suelo, siendo el tamaño de poros y distribución de las partículas similar a las muestras a humedad natural. La microestructura está caracterizada por poros de gran tamaño o

espaciados, rodeados por arreglos de partículas, creado a partir de agregados de partículas y partículas individuales recubiertas de minerales arcillosos, que se mantienen unidas a partir de la presencia de agentes cementantes y sales precipitadas. La unión de las partículas alrededor de los poros forma la estructura abierta característica en los loess. El querosén no es capaz de disolver las sales precipitadas, como así tampoco los agentes cementantes, por lo que la estructura del suelo permanece sin cambios significativos comparado con las muestras a humedad natural. Adicionalmente, cuando aumenta el contenido de agua hasta alcanzar una humedad del 26,38%, se producen cambios en la microestructura. El aumento del contenido de agua genera una disminución de los poros medianos y grandes, y una microestructura más densa vinculada a la rotura de las uniones cementantes entre las partículas. Este fenómeno es consecuencia de la disolución de las sales precipitadas y la expansión de los puentes de arcilla que se encuentra en las uniones de las partículas más gruesas. Yang et al. (2022) demostraron que la reducción de los poros medianos y grandes depende además de las cargas aplicadas.

Las tendencias obtenidas en la Fig. 4.10 se pueden atribuir principalmente al efecto de la succión en el suelo y la interacción fluido-partícula. Las diferencias encontradas en el índice  $C_c$  para distintos fluidos pueden ser explicadas a través de la expansión de los puentes de arcilla y la disolución de sales precipitadas cuando se satura con agua y la incapacidad que tiene el querosén de hidratar los iones. En este último caso, el querosén previene la formación de la doble capa difusa (DDL) en la superficie de los minerales de arcilla, no habiendo presión osmótica y prevaleciendo las fuerzas de van der Waals (Francisca et al., 2003). Por esta razón, a pesar de que no haya aire en los poros para las muestras saturadas; la compresibilidad del loess es claramente mayor con agua que con querosén. El incremento de la compresibilidad vinculada al estado de humedad natural, se asocia a la reducción en la succión, por un lado, y al deslizamiento de las partículas, por otro. Los resultados obtenidos son consistentes con aquellos reportados por Meegoda y Ratnaweera (1994), Di Matteo et al. (2011) y Estabragh et al. (2016).

La Fig. 4.11a presenta la relación entre los índices de compresión obtenido experimentalmente ( $\lambda_{EXP} = C_c/2.3$ ) y aquellos obtenidos a partir de la implementación del modelo EBB. Una vez definidos  $\lambda_{EBBM}$  para el estado saturado con agua, los valores correspondientes para el estado de humedad natural y saturado con querosén fueron computados a partir de la implementación de la Ec. 3.5. La mejor correlación se obtiene para el índice de compresión en estado saturado ( $R^2_a=0,964$ ) Por otro lado, la Fig. 4.11b

muestra la relación entre los índices de expansión definidos experimentalmente ( $\kappa_{EXP} = Cs/2.3$ ) y aquellos implementados en el modelo numérico ( $\kappa_{EBBM}$ ). Los valores de los índices de expansión presentan una variación poco significativa, particularmente para las muestras con menor relación de vacíos inicial, con diferencias prácticamente despreciables para las muestras a humedad natural y saturadas con querosén.

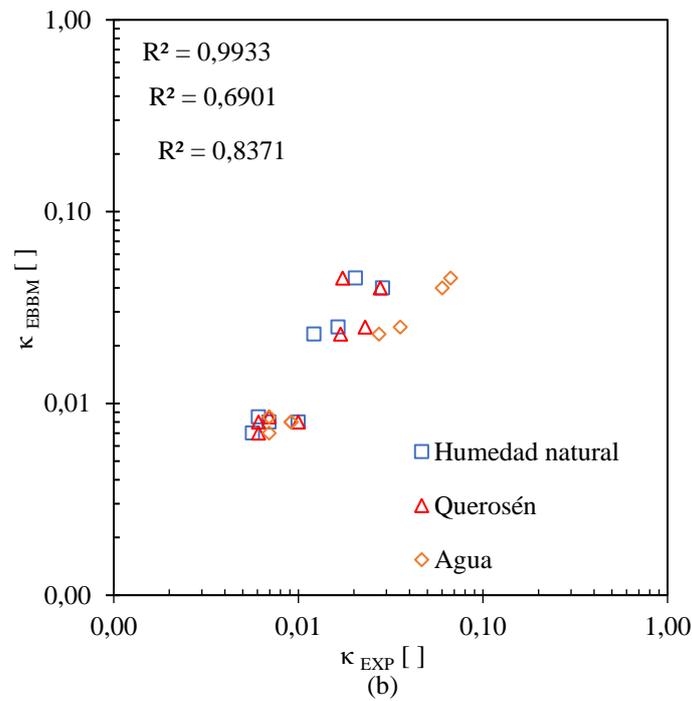
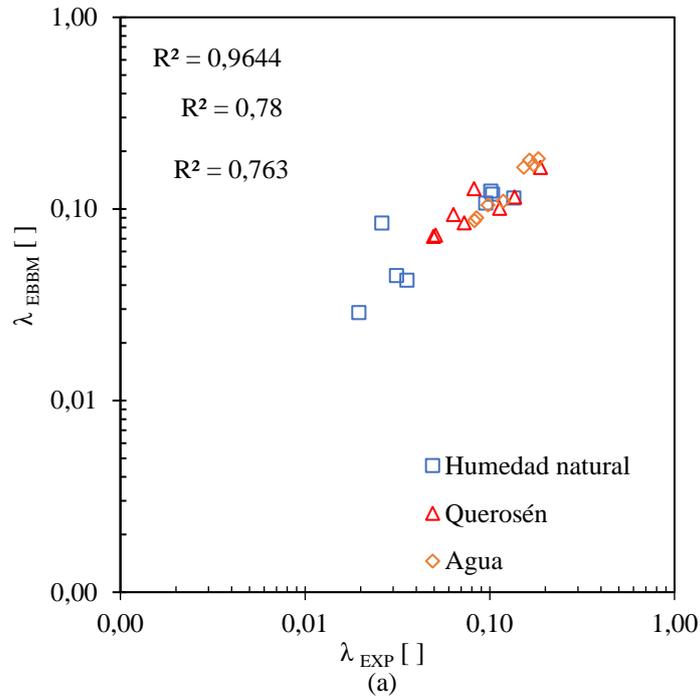


Figura 4.11: Gráfico de dispersión de los índices de compresión y de expansión. (a)  $\lambda$  experimental versus  $\lambda$  con el modelo EEB (b)  $\kappa$  experimental versus  $\kappa$  con el modelo EEB.

Tendencias similares fueron reportadas por Khosravi et al. (2013). No obstante, esta suposición es una de las limitaciones que presenta el modelo EEB, dado que requiere de un único índice de expansión para el modelado simultáneo de las tres condiciones presentadas en esta investigación. Por este motivo los valores de  $R^2$  para la condición de humedad natural ( $R^2_{hn}=0,837$ ) y querosén ( $R^2_q=0,690$ ) son sensiblemente inferiores a la condición de saturación con agua ( $R^2_a=0,993$ ). Por lo tanto, la relación tensión-deformación previo a la presión de fluencia no puede ser correctamente definida debido a las diferencias observadas en los ensayos experimentales en el valor del índice de expansión para relaciones de vacío mayores a 1,05.

Las Fig. 4.2 a 4.9 y 4.11 evidencian la aptitud del modelo EEB para representar efectivamente la relación tensión-deformación en la condición de desplazamiento lateral nulo de las muestras a humedad natural, saturadas con agua y querosén. La respuesta del modelo para los especímenes a humedad natural se obtuvo a partir de las mediciones de succión a través de la técnica de papel de filtro. Para las muestras saturadas con querosén, la succión se definió a partir del modelo EEB empleando una succión de agua equivalente necesaria para minimizar el error entre los resultados experimentales y numérico. Luego, para cada condición, se asumió un valor constante de succión para cada curva de compresibilidad, considerando que permanece prácticamente constante con los sucesivos incrementos de carga, al igual de los reportado por Muñoz-Castebianco et al. (2011). Este procedimiento permite calcular la succión del suelo que explica la relación tensión-deformación observada para los loess inundados con querosén y compararlo con aquellos a humedad natural. Este análisis, realizado en el Capítulo 3, resulta de fundamental importancia dada la dificultad de contar con curvas de succión para suelos con fluidos orgánicos en la mayoría de los laboratorios geotécnicos.

En la Fig. 4.12 se muestra, en primer lugar, los puntos experimentales obtenidos a través de la técnica de papel de filtro, en muestras inalteradas de loess, y la curva característica calibrada con la ecuación de van Genuchten (1980) – Mualem (1976). En segundo lugar, se plasmaron los valores de succión usado en la calibración del modelo correspondientes a las muestras saturadas con agua, querosén y a humedad natural. Por último, los resultados obtenidos en este Capítulo fueron contrastados con datos reportados en la

bibliografía, provenientes de la base de datos de UNSODA, ensayos realizados sobre loess de Argentina (Redolfi, 1990; Zeballos et al. 1997, Aiassa, 2008), China (Huang et al. 2010, Zhou et al. 2014, Ng et al. 2016, Ng et al. 2019) y Francia (Muñoz-Castelblanco et al. 2012), presentados y analizados en el Capítulo 3.

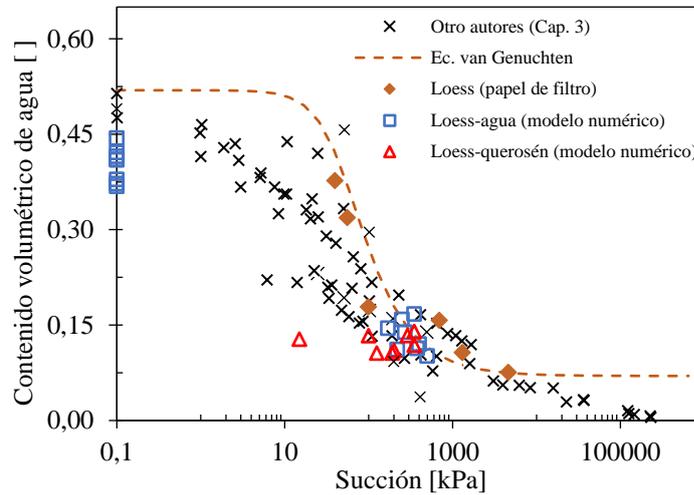


Figura 4.12: Relación entre la succión y el contenido volumétrico de agua.

Los estudios evidencian una cementación leve debido a la presencia de sales precipitadas que unen las partículas del suelo, creando un esqueleto rígido en estado de humedad natural. En esta etapa, no hay cambios significativos en la relación de vacíos en el proceso de carga para presiones inferiores a la presión de fluencia. Por este motivo, la succión puede considerarse prácticamente constante en el proceso de carga y la curva característica puede ser empleada sin introducir cambios significativos en la predicción del comportamiento tenso-deformacional. Resultados similares fueron reportados por Yang et al. (2022). En este caso, el comportamiento mecánico de los loess ensayados a humedad natural tiene una dependencia despreciable en relación a la curva característica permitiendo calibrar los modelos numéricos a partir de ensayos edométricos sin control de succión (Giomi y Francisca, 2022).

Las muestras saturadas con agua tienen una succión cercana a cero ya que los meniscos desaparecen. La succión obtenida para muestras a humedad natural resulta concordante con los valores reportados por otros autores y así mismo con los ensayos experimentales realizados. En esta condición, el suelo experimenta pequeñas deformaciones, elevados valores de succión y colapso nulo. Eso permite considerar que los cambios en la succión

en el ensayo edométrico de los loess no saturados puede ser considerado despreciable (Castelblanco et al., 2011).

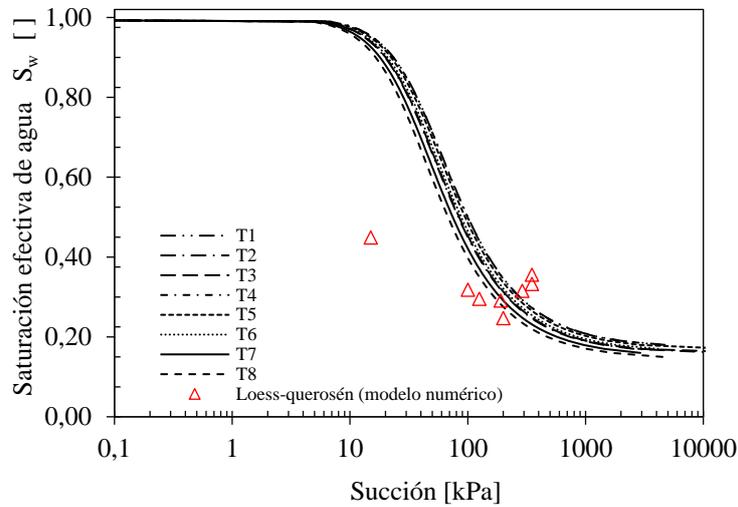


Figura 4.13: Relación entre la succión y la saturación efectiva de agua de las muestras inundadas con querosén.

En la Fig. 4.13 se presenta la relación entre la saturación efectiva con agua y la succión considerando la presencia simultánea de agua y querosén. Los valores de succión fueron determinados a partir de la ecuación 4.7 para cada una de las muestras ensayadas, siendo la porosidad el único parámetro que varía en cada muestra, empleando los parámetros de van Genuchten (1980) de la curva características agua-aire (Tabla 3.3), siendo el factor de escala dependiente del tipo de fluido  $\beta_{NW} = \frac{\sigma_{AW}}{\sigma_{NW}}$ . Se consideró la tensión interfacial aire-agua como  $\sigma_{AW} = 72 \text{ mN/m}$  y la tensión interfacial querosén-agua como  $\sigma_{NW} = 43,9 \text{ mN/m}$  (Mercer y Cohen, 1990). Fueron plasmados, al igual que en la Fig. 4.12 los valores de succión y contenido de saturación efectiva de agua para cada muestra modelada a través del EBBM. Las curvas para la condición querosén-agua se encuentran desplazadas hacia la izquierda en relación a la curva característica aire-agua, debido al factor de escala del tipo de fluido. Las succiones definidas a través de la ecuación 4.7 y aquellos determinados a través del modelo tienen un buen grado de correlación. Las muestras con querosén tienen un contenido volumétrico de agua residual constante, atrapado en los poros del suelo y habiendo sido el aire desplazado por el proceso de inundación con querosén. Por lo tanto, los especímenes contaminados con el hidrocarburo presentan una “succión de agua equivalente”, generado por la tensión interfacial agua-

querosén. Estas succiones fueron vinculadas al contenido volumétrico de agua, por lo que los valores iniciales y finales de agua, permanecen iguales en la Fig. 4.12 y 4.13. Esto explica la mayor desviación de los resultados para esta condición comparados con los especímenes inundados con agua.

El agua, siendo el fluido mojante, tiende a formar una película alrededor de la superficie de las partículas, llenando los espacios porales más pequeños, mientras que el fluido no-mojante (el aire, así como el querosén) ocupa los poros de mayor tamaño (Mercer y Cohen, 1990). Debido a la relación entre las tensiones interfaciales, también explicitado en la ecuación 4.13, es esperable una reducción en la succión, para el mismo contenido de agua, cuando el aire es desplazado por el querosén como ha sido plasmado en las Fig. 4.12 y 4.13.

La Fig. 4.14 presenta con símbolos los coeficientes de colapso de las muestras de loess obtenidas experimentalmente (datos reportados en el Capítulo 2) y con líneas de trazos los resultados obtenidos con los modelos numéricos para muestras inundadas con agua (Fig. 4.14a) y con querosén (Fig. 4.14b). Los coeficientes de colapso  $\delta_{a\_col}$  y  $\delta_{q\_col}$  fueron computados a través de las ecuaciones 2.2 y 2.3. Las muestras de loess son consideradas como colapsables cuando el índice de colapso es mayor a 1,5%, lo que permite definir la presión de inicio de colapso (Lin y Wang, 1988; Zhao y Chen, 1994).

Los resultados modelados muestran que  $\delta_{a\_col}$  y  $\delta_{q\_col}$  son iguales a cero para presiones aplicadas menores a la presión de fluencia. Esto es consecuencia de que se emplea un único valor para el índice de expansión ( $\kappa$ ), en el modelo EBB, asumiendo de que no varía con la succión para el tramo elástico. Una vez que se supera la presión de fluencia, el índice de colapsabilidad empieza a aumentar, dependiendo del fluido permeante. Las muestras saturadas con agua evidencian un comportamiento metaestable con un valor de presión de inicio de colapso menor a los 50 kPa. Por otra parte, las muestras saturadas con querosén desarrollan presiones de inicio de colapso por encima de los 100 kPa, en coincidencia con el comportamiento más rígido, exhibido en la Fig. 4.14. Solamente un espécimen, con la mayor relación de vacíos inicial de las muestras analizadas, mostró una presión de inicio de colapso por debajo de los 100 kPa, asociado principalmente a la estructura más abierta de la muestra.

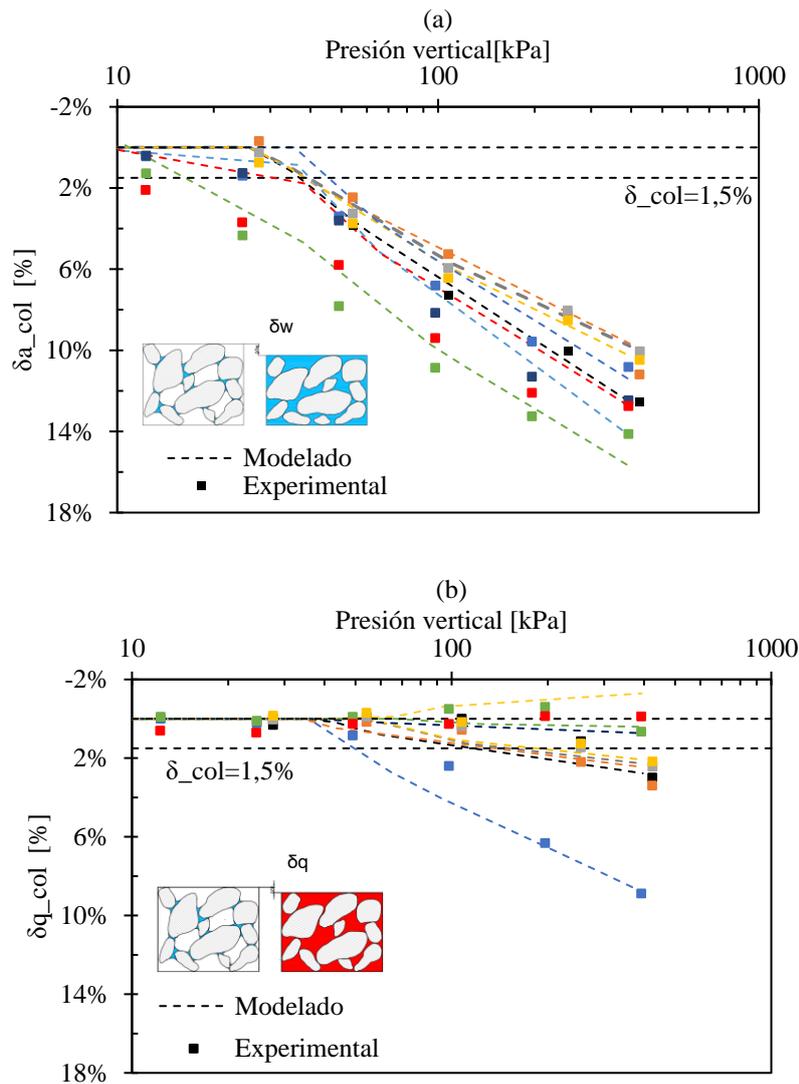


Figura 4.14: Coeficientes de colapsabilidad de las muestras de loess saturadas con agua (a) y con querosén (b).

La mayor rigidez y la mayor presión de inicio de colapso de las muestras saturadas con querosén indican que existe un menor cambio en la microestructura del loess cuando se inundan con un orgánico no miscible. A pesar de eso, los contactos entre partícula se debilitan y debido al efecto de lubricación se pueden desarrollar importantes deformaciones a presiones superiores a la presión de fluencia. Los resultados obtenidos experimentalmente en relación con aquellos modelados presentan un muy buen grado de correlación en la definición de los índices de colapso (Fig. 4.17). Confirmando de esta manera, la capacidad del modelo EBB en la predicción del comportamiento del suelo luego de la contaminación con hidrocarburo. Puede observarse en la Fig. 4.14b que existen algunos valores de índice de colapso ligeramente negativos. Estos valores no

tienen un significado físico, se debe a la variabilidad espacial que presentan las muestras de loess empleadas en los ensayos experimentales, no siendo consecuencia del fluido empleado.

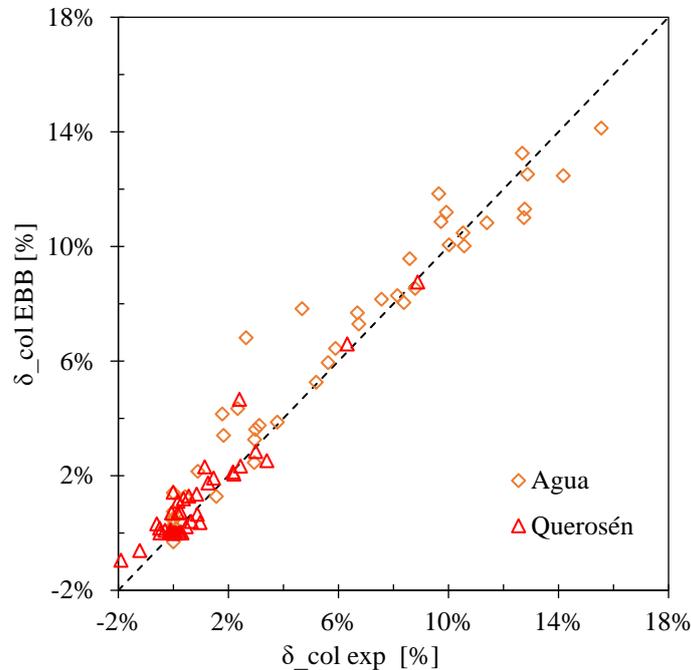


Figura 4.15: Relación entre los coeficientes de colapsabilidad definidos experimentalmente ( $\delta_{col\ exp}$ ) y numéricamente ( $\delta_{col\ EBB}$ )

En la Fig. 4.16 se presentan los resultados de los índices de colapsabilidad finales para las muestras ensayadas con agua y querosén. El comportamiento de las muestras inundadas con agua fue analizado en el Capítulo 2, en la Fig. 3.10. En primer lugar, se puede observar que las muestras T1 a T4, con una relación de vacíos menor a 1,05, inundadas con el hidrocarburo para una presión de 400 kPa presentan índices comprendidos entre 1,5% y 4%. De acuerdo a Zhao y Cheng (1994) los índices corresponden a un colapso débil. En segundo lugar, las muestras T6, T7 y T8 tienen un colapso final menor al 1,5%, por lo que se las puede considerar como no colapsables en presencia del contaminante orgánico. Por último, el espécimen T5, evidencia un índice de colapso mayor al 8%, presentando un colapso fuerte. Esto puede deberse a que la muestra analizada presenta una muy alta relación de vacíos, aproximadamente de 1,3, y el efecto de lubricación del hidrocarburo haya generado el deslizamiento de las partículas, ocasionando una mayor disminución del volumen. A su vez, la muestra T8 muestra un

colapso final negativo, para lo cual se podría adoptar un valor igual a cero. Es importante remarcar que en estos casos que la influencia del fluido es menos importante que la variabilidad espacial del loess.

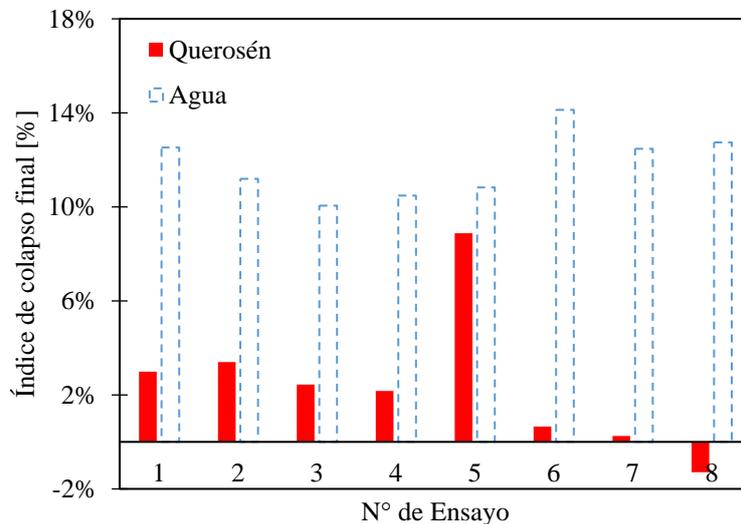


Figura 4.16: Índice de colapso final em muestras de loess saturadas con agua y querosén.

La Fig.4.17 presenta la relación entre la relación de vacíos inicial y la presión inicial de colapso para las muestras inundadas con agua y querosén. Además, fueron incluidos los resultados reportados por Francisca et al. (2007) en muestras de loess de la Provincia de Córdoba. Las líneas punteadas en la figura indican la relación teórica entre la relación de vacíos y la presión vertical que representa la presión de tapada. La presión de inicio de colapso muestra un claro incremento en la reducción de la relación de vacíos ya sea cuando el fluido permeante es agua o querosén. El mayor peso específico esperado del loess, junto con la menor relación de vacíos son responsables de este comportamiento (Deng et al., 2018). Por otra parte, como se muestra en las Figs. 4.12 y 4.13, la mayor presión de inicio de colapso se espera para las muestras en presencia de hidrocarburo. Por lo que, la saturación de aproximadamente 2,5 m de espesor en un perfil de suelo de loess colapsables, son los necesarios para alcanzar la presión de colapso cuando se trata de agua. No obstante, se necesita una inundación que afecte más del triple del espesor, cuando el fluido es querosén, bajo el supuesto de que la presión de fluencia saturada con querosén se mantenga constante y no sufra un incremento debido a la densificación producto del aumento de la tapada inicial. Esto demuestra que los asentamientos

esperados cuando ocurren derrames de hidrocarburo son claramente menores (y consecuentemente serían menores daños esperados en las estructuras fundadas).

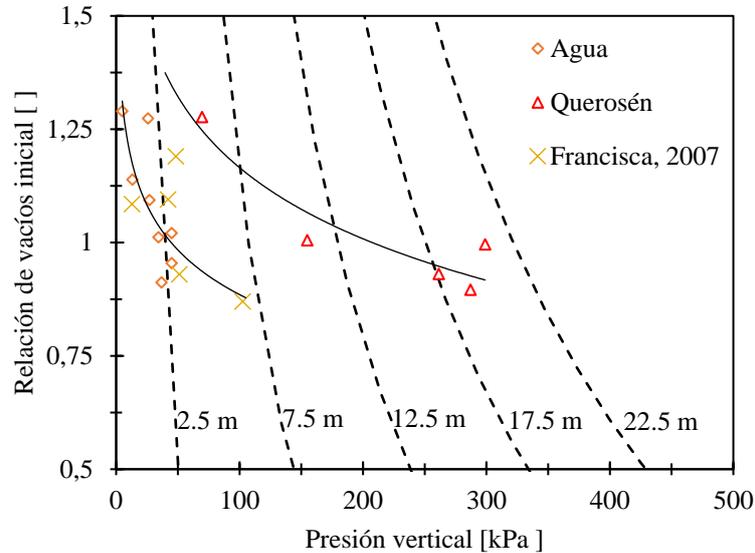


Figura 4.17: Relación entre la presión vertical a la cual el índice colapso es mayor a 1,5%. Las líneas punteadas representan líneas teóricas entre la relación de vacíos y presión de tapada para un dado espesor de suelo.

## 4.6 CONCLUSIONES

Este Capítulo analiza el comportamiento mecánico de muestras inalteradas de loess a humedad natural, saturadas con agua y querosén. Para ello se desarrollaron modelos numéricos con el objeto de evaluar el comportamiento mecánico del loess no saturado cuando se inunda con un fluido orgánico no polar. El colapso relativo o índice de colapso fue evaluado a partir de considerar diferentes relaciones de vacío y líquidos permeantes. Las principales conclusiones a las que se llegaron fueron:

- En esta Tesis se pudo determinar que la compresibilidad del loess es afectada por la presencia de contaminantes orgánicos. A partir de los ensayos triple edométricos se evidenció que los índices de compresión en muestras inundadas con querosén son en promedio un 45% mayores en relación a las muestras a humedad natural. El efecto es más significativo se obtiene en las muestras con una baja relación de vacíos, mientras que cuando la relación de vacíos es mayor a 1,05 el incremento del índice de compresión es del 10% en promedio. Por otra parte, al analizar el índice de expansión, se observa que las diferencias entre el estado

de humedad natural e inundado con querosén son menores al 10% en promedio, independientemente de la relación de vacíos inicial.

- De manera inédita, se implementó el modelo BBM para reproducir el comportamiento del suelo contaminado. Se pudo definir que el modelo numérico implementado es capaz de reproducir de manera exitosa el comportamiento mecánico de muestras a humedad natural, saturadas con agua y querosén. La correlación entre los datos experimentales y numéricos presentan un muy alto grado de ajuste. La calibración de los parámetros básicos del modelo, tales como el índice de compresión y de expansión, evidenciaron valores de  $R^2$  por encima de 0,7 en todos los casos. Además, se pudo constatar que el modelo recrea el comportamiento del suelo contaminado y es capaz de predecir el mecanismo de colapso de manera precisa.
- Los resultados expuestos en este Capítulo confirman que la presencia de querosén induce cambios poco significativos en la microestructura del loess, incluso cuando están saturados. Siendo de esta manera evidente que el mecanismo de desencadenamiento del colapso se asocia a la interacción agua-partículas ( a través de la disolución de sales precipitadas en los contactos y la expansión de los puentes de arcilla).
- A partir de la cuantificación de las propiedades mecánicas de los loess en presencia de contaminante se definió que el querosén no produce colapso significativo. El mecanismo responsable de este comportamiento se asocia a la incapacidad de los fluidos no polares de disolver las sales precipitadas o de generar la expansión de los minerales arcillosos. Por lo que, las muestras de loess saturadas con querosén se comportan de manera similar a suelos inertes con un contenido de humedad variable, más que un suelo colapsable saturado con agua. El incremento observado en la compresibilidad, producido por el desplazamiento del aire con la saturación de querosén en los poros, está asociado a una reducción en la succión y a la lubricación de las partículas individuales y agregados de partículas.
- Mediante los resultados expuestos en este Capítulo fue posible observar que cuando el suelo se satura con agua en un espesor de 2,5 m, los loess de Córdoba presentan valores de índices de colapso mayores a 1,5% en todos los casos. Por otra parte, cuando el fluido es querosén, en la gran mayoría de los casos

analizados, se necesitan al menos 17,5 m del perfil saturado para ocasionar un colapso leve de la estructura.

- El desarrollo de los modelos numéricos realizados en esta investigación otorga nuevas oportunidades de desarrollar un enfoque más simple basado en el mecanismo del suelo para evaluar el efecto de contaminantes en loess de características colapsables. Se demostró de manera satisfactoria que a partir de ensayos experimentales realizados en muestras a humedad natural y saturados con agua y querosén, es posible reproducir a través del modelo EBB la respuesta del suelo, sin la necesidad de emplear ensayos a succión controlada. El modelo permite definir los índices de colapso finales en el suelo inundado con agua y querosén con valores de  $R^2$  por encima de 0,9. Para tener una comprensión completa del comportamiento del suelo contaminado con un fluido orgánico, se necesitan parámetros fácilmente determinables con ensayos edométricos convencionales.

## CAPÍTULO 5

# ASENTAMIENTOS INUDUCIDOS EN FUNDACIONES SUPERFICIALES EN LOESS COLPASABLES

### 5.1 INTRODUCCIÓN

Los loess presentan un comportamiento colapsable frente a escenarios de humedecimiento, induciendo deformaciones que afectan seriamente a las estructuras fundadas sobre este tipo de suelos. El incremento del contenido de agua produce un cambio permanente en la estructura y variaciones volumétricas repentinas. Los cambios volumétricos se traducen en grandes asentamientos verticales, y consecuentemente en daños estructurales. Debido a la saturación progresiva, se producen hundimientos y agrietamientos de las estructuras fundadas en suelos colapsables (Rezaei et al., 2012), como consecuencia de la reducción en los módulos de deformación y la resistencia al corte (Alawaji 2008). Rocca (2005) calculó asentamientos por humedecimiento a partir de una metodología simplificada en loess colapsables, empleando mediciones in-situ reportadas por Moll y Reginatto (1970) sobre prototipos de fundaciones de casas a escala real. Los asentamientos observados a largo plazo fueron del orden del 78% de los calculados por el método propuesto. Por su parte, Francisca y Arrua (2007) analizaron la aleatoriedad en el comportamiento de suelos loésicos a través de ensayos numéricos mediante elementos finitos haciendo énfasis en la respuesta tenso-deformación del suelo. Concluyendo que la no contemplación de la mayor rigidez en la matriz del suelo (tales como nódulos, agregados clastos, etc.) produce sobredimensionamientos en las estructuras de fundación debido a la subestimación de los parámetros resistentes obtenidos de ensayos de rutina. Las principales propiedades de los loess en presencia de agua y querosén ya fueron reportadas en el Capítulo 2, 3 y 4.

Los modelos constitutivos de la mecánica de suelos no saturados han jugado un rol crucial en el entendimiento del fenómeno de colapso en las últimas tres décadas, sobre todo, a partir de los años noventa, con la implementación del modelo Básico de Barcelona (Alonso et al., 1990). En los últimos años, se ha realizado un esfuerzo muy grande en generar modelos hidro-mecánicos (H-M), capaces de representar el comportamiento

tenso-deformacional del suelo, para distintas tipologías de fundaciones y diferentes escenarios de saturación.

Los modelos H-M son fundamentales e indispensables para simular y comprender el comportamiento de suelos parcialmente saturados. Distintos autores han estudiado el comportamiento de suelos parcialmente saturados a partir de procesos de humedecimiento (Tamagini, 2001; Costa et al., 2008; Casini, 2012; Wang et al., 2013; Rotisciani et al., 2015; Kim et al., 2017; Tang et al., 2017; Xu et al., 2018; Haeri et al., 2019). Además, diversos trabajos se centraron sobre el efecto de la succión en el comportamiento de fundaciones superficiales y profundas (Noor et al., 2013; Mashhour et al., 2016; Ashour et al., 2021; Lalicata et al., 2020; Rotisciani et al., 2020; Rodrigues et al., 2021).

Uno de los grandes desafíos que presentan la implementación de los modelos H-M es la necesidad de tener parámetros adecuados proveniente de ensayos experimentales capaces de predecir la respuesta tenso-deformacional del suelo. Los análisis de sensibilidad permiten identificar los parámetros claves en la predicción de las salidas de los modelos numéricos y ayudan a instruir al modelador sobre la importancia relativa de los parámetros de entrada que definen la salida de los modelos (Saltelli et al., 2008). Es esencial seleccionar los parámetros de acuerdo a su importancia relativa a través de análisis de sensibilidad y consecuentemente esto genera que se reduzcan los problemas de análisis inversos, sobre todo en problemas de grandes dimensiones (Miro et al., 2014).

En este Capítulo se presenta un modelo hidro-mecánico con el fin de analizar la respuesta de fundaciones superficiales a través de un modelo 2D implementado en el programa de elementos finitos Comsol Multiphysics. En primer lugar, la calibración del modelo se obtuvo a través de los ensayos doble edométricos y la curva característica reportados en el Capítulo 3 de esta Tesis, y, en segundo lugar, a partir de modelos a escala de prototipos de fundaciones superficiales, en los cuales se registraron los asentamientos producidos por pérdidas en tuberías de agua. Se estudiaron los asentamientos inducidos por humedecimientos en estos suelos colapsables mediante análisis estadísticos, análisis de sensibilidad y análisis inversos. Los asentamientos finales después de un período de 2 años fueron computados luego de haber definido de parámetros a través de simulación Monte Carlo. Con los resultados obtenidos de los análisis de sensibilidad, se determinaron los parámetros más influyentes, y mediante análisis inversos se establecieron el conjunto

de parámetros óptimos a implementar en el modelo, demostrando la capacidad del modelo H-M de predecir la respuesta de fundaciones superficiales en suelos colapsables.

El objetivo principal de este Capítulo es presentar un modelo H-M capaz de reproducir los asentamientos en fundaciones superficiales en suelos colapsables sometidas a escenarios de humedecimiento. Resaltar las principales características y parámetros que tienen que tenerse en cuenta a partir de los programas experimentales para obtener un modelo predictivo, que tenga en cuenta el efecto de la infiltración de agua en el medio. El colapso inducido por humedecimiento tiene una complejidad adicional cuando se trata de suelos loésicos en comparación de otros tipos de suelos, debido al cambio permanente que sufre el esqueleto y la fábrica del suelo. Por lo tanto, es un desafío para la geotecnia predecir deformaciones bajo estas condiciones.

## **5.2 ESTADO DEL ARTE**

### **5.2.1 Modelos hidro-mecánicos**

Los modelos hidro-mecánicos han sido ampliamente utilizados para simular la respuesta del suelo, a través de acoplamiento entre la respuesta hidráulica (simulando eventos de infiltración, inundación, precipitaciones, ascensos del nivel freático, entre otros) y el empleo de modelos constitutivos extendidos a la condición de saturación parcial.

Alawaji (2008) implementaron un modelo en elementos finitos con el objetivo de simular el efecto que generan las pérdidas en tuberías enterradas sobre los asentamientos y la estabilidad en suelos de sub-base, evidenciando como el humedecimiento aumenta los desplazamientos verticales y en consecuencias las deflexiones de las tuberías.

Costa et al. (2008) estudiaron la respuesta del suelo producto del humedecimiento a través del programa CODEBRIGHT, empleando la ley de Darcy para cuantificar el flujo volumétrico de agua y el modelo EBB para reproducir la respuesta mecánica. Las variaciones volumétricas in-situ fueron computadas mediante un expansocolapsómetro; demostrando la capacidad del modelo en predecir el comportamiento del suelo mediante ensayos edométricos simples.

Casini (2012) presentó un modelo simple para la predicción de asentamientos por humedecimiento en suelos parcialmente saturados. El modelo, a pesar de su simplicidad, es capaz de computar las compresiones inducidas por los cambios en el contenido de agua

y en el estado tensional. Los asentamientos en fundaciones superficiales fueron estimados de manera satisfactoria en condiciones de carga y humedecimiento.

Wang et al. (2013) probaron que el modelo de Barcelona Expansivo (BExM) a través de un modelo H-M logra captar el comportamiento de mezclas bentonita/arena. Se logra identificar las principales características del desarrollo de presiones expansivas y los cambios volumétricos que se producen en la micro-estructura como consecuencia de la disminución de la succión.

Rotisciani et al. (2015) analizaron la respuesta de depósitos naturales bajo diferentes escenarios de infiltración. Implementaron un modelo poro-mecánico para suelos colapsables parcialmente saturados, en condiciones de succión controlada, y los resultados provenientes de ensayos triaxiales fueron empleados para determinar la conductividad hidráulica. Las máximas deformaciones plásticas se obtuvieron para la condición de saturación completa del perfil de suelo analizado.

Kim et al. (2017) introdujeron un modelo en Plaxis 2D, con el fin de analizar asentamientos en fundaciones superficiales, como consecuencia de infiltraciones producidas por precipitaciones. La condición de saturación parcial fue tomada en cuenta mediante un módulo de elasticidad no saturado. Se encontró que las precipitaciones generaban asentamientos adicionales y una disminución apreciable de la succión matricial.

Tang et al. (2017) analizaron la capacidad portante en fundaciones superficiales en estado no saturado a través de un modelo acoplado hidro-mecánico. Se empleó Mohr Coulomb como modelo constitutivo y el modelo hidráulico a través de la curva característica. Se analizaron tres condiciones de drenaje distintas (succión constante, contenido de humedad constante y contribución constante a la tensión), concluyendo que la succión tiene un efecto muy significativo sobre la capacidad portante de la fundación analizada.

Xu et al. (2018) propusieron un modelo H-M, usando ensayos edométricos para la calibración del modelo Básico de Barcelona (BBMI), en el cual se analizaron los asentamientos en loess producto de la elevación del nivel freático. Se obtuvo un muy buen grado de correlación entre las simulaciones numéricas y las mediciones experimentales e in-situ. Los autores consideran que el modelo H-M propuesto es aplicable a otros tipos de loess, siempre y cuando se midan las curvas características de los suelos simulados.

Haeri et al. (2019) analizaron la capacidad portante de fundaciones superficiales en arenas no saturadas, considerando dos enfoques. Por un lado, se discute la solución analítica y luego se considera la respuesta a través de un modelo 3D en diferencias finitas para considerar la no linealidad de las tensiones en estado no saturado, combinado con la cohesión dependiente de la succión. Para el estudio se analizó un plato de carga bajo diferentes niveles de succión matricial y distintos espesores de enterramiento de zapatas; logrando a través del modelo capturar las tendencias obtenidas experimentalmente en la variación de los asentamientos y de la capacidad portante, en función de la succión y la carga aplicada.

Rodrigues et al. (2021) presentaron un modelo numérico para entender mejor el efecto de la compactación en suelos arcillosos subtropicales en condiciones de carga y humedecimiento. El modelo H-M fue implementado en CODEBRIGHT, empleando como modelo constitutivo el BBM, calibrado mediante ensayos experimentales y mediciones in-situ. Se determinó que la compactación disminuía considerablemente los cambios volumétricos por colapso producto del humedecimiento y consecuentemente los asentamientos en fundaciones superficiales. La disolución de los minerales por debajo del plano de fundación sometido a cargas verticales es una condición crítica, siendo de hecho, los asentamientos en estos casos mucho más elevados si se los compara con sedimentos que ya han experimentado disolución (Cha y Santamarina, 2016). Los autores concluyeron que el modelo Básico de Barcelona es un modelo conveniente para la simulación de procesos hidro-mecánicos.

### 5.2.2 Formulación modelo hidro-mecánico

La ecuación de Richards, incorporada en el modelo hidráulico, permite modelar el estado parcialmente saturado del suelo frente a escenarios de humedecimiento. La ecuación de balance, que depende del tiempo, se define de la siguiente manera (Bear 1972; Bear 1979):

$$\rho \left( \frac{C_m}{pg} + SeS \right) \frac{\partial p}{\partial t} + \nabla \cdot \rho \left( -\frac{k_s}{\mu} k_r (\nabla p + \rho g \nabla D) \right) = Q_m \quad (5.1)$$

donde,  $p$  es la presión (variable dependiente),  $C_m$  es la capacidad específica de humedad,  $Se$  representa la saturación efectiva,  $S$  es el coeficiente de almacenamiento,  $k_s$  denota la conductividad hidráulica en estado saturado,  $\mu$  es la viscosidad dinámica,  $k_r$  la permeabilidad relativa,  $\rho$  la densidad del fluido,  $g$  es la aceleración de la gravedad,  $D$

representa la elevación o el tirante de agua y  $Q_m$  define a las fuentes o sumideros. La velocidad del fluido en la matriz porosa, queda expresada a través de la siguiente expresión:

$$u = -\frac{k_s}{\mu} k_r (\nabla p + \rho g \nabla D) \quad (5.2)$$

siendo,  $u$  el vector de flujo. En el modelo están representadas las tres fases del suelo, la fracción sólida, el aire y el agua. La velocidad efectiva a través de los poros del suelo es considerada a través de la fracción volumétrica de líquido,  $\theta_s$ .

El modelo hidráulico, permite incorporar diferentes modelos de curvas de retención. Para este caso particular se presenta el modelo de van Genuchten (1980), cuyos parámetros se obtienen de la curva características suelo-agua (SWCC), definida a partir de ensayos experimentales sobre los suelos que se pretenden modelar. Los datos necesarios para la calibración de la curva característica son la fracción volumétrica de líquido, para el estado saturado ( $\theta_s$ ) y residual ( $\theta_r$ ), y los parámetros de ajuste  $\alpha$ ,  $m$ ,  $n$  y  $l$ . El valor de  $m$  es definido de acuerdo a la relación establecida por Mualem (1976), siendo  $m = 1 - 1/n$ . Por lo tanto, el contenido volumétrico de agua  $\theta(s)$ , en función de la succión ( $s$ ), queda definido como:

$$\theta(s) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{[1 + \alpha s^n]^m} \quad (5.3)$$

Siendo definida de una manera análoga la saturación efectiva como:

$$Se = \frac{1}{[1 + |\alpha H_p|^n]^m} \quad (5.4)$$

Donde,  $H_p$  es la carga de presión, siendo  $H_p = p/(\rho g)$ . La conductividad relativa es computada en el modelo de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$k_r = Se^l \left[ 1 - \left( 1 - Se^{\frac{1}{m}} \right)^m \right]^2 \quad (5.5)$$

Por otra parte, el modelo mecánico empleado para el acoplamiento H-M fue el modelo Básico de Barcelona extendido (EBB), cuya formulación ha sido ampliamente descrita en los Capítulos precedentes (Capítulos 3 y 4). El modelo EBB ha sido ampliamente empleado para la condición de saturación parcial, sobre todo en suelos expansivos. A pesar de esto, en los últimos años ha sido empleado para simular la respuesta en suelos

de características colapsables (Costa et al., 2008; Xu et al., 2018; Rodrigues et al., 2021; Giomi y Francisca (2022).

### 5.2.3 Análisis de sensibilidad

Los análisis de sensibilidad constituyen una herramienta realmente útil para la identificación de los parámetros que tienen mayor influencia sobre la salida del modelo. Saltelli et al. (2002, 2008) desarrolló una metodología para la identificación y definición de los índices de sensibilidad, siendo la misma, una extensión de la metodología original de Sobol (1990), también conocidos como los índices de Sobol, de primer y de segundo orden. La metodología propuesta define los siguientes pasos:

- 1) Generación de una matriz (N, 2k) de variables definidas de manera aleatoria, siendo k el número de variables de entrada, las cuales se determinan mediante las matrices A y B. Cada una de ellas contiene la mitad de la muestra analizada. N se denomina como la base de la muestra, y corresponde al número de datos o corridas generadas. El valor de N puede variar de cientos a miles de datos. Las matrices A y B se definen de la siguiente manera:

$$A = \begin{bmatrix} x_1^{(1)} & x_2^{(1)} & \dots & x_i^{(1)} & \dots & x_k^{(1)} \\ x_1^{(2)} & x_2^{(2)} & \dots & x_i^{(2)} & \dots & x_k^{(2)} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ x_1^{(N-1)} & x_2^{(N-1)} & \dots & x_i^{(N-1)} & \dots & x_k^{(N-1)} \\ x_1^{(N)} & x_2^{(N)} & \dots & x_i^{(N)} & \dots & x_k^{(N)} \end{bmatrix} \quad (5.6)$$

$$B = \begin{bmatrix} x_{k+1}^{(1)} & x_{k+2}^{(1)} & \dots & x_{k+i}^{(1)} & \dots & x_{2k}^{(1)} \\ x_{k+1}^{(2)} & x_{k+2}^{(2)} & \dots & x_{k+i}^{(2)} & \dots & x_{2k}^{(2)} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ x_{k+1}^{(N-1)} & x_{k+2}^{(N-1)} & \dots & x_{k+i}^{(N-1)} & \dots & x_{2k}^{(N-1)} \\ x_{k+1}^{(N)} & x_{k+2}^{(N)} & \dots & x_{k+i}^{(N)} & \dots & x_{2k}^{(N)} \end{bmatrix} \quad (5.7)$$

- 2) Una vez definidas las matrices A y B, es necesario conformar la matriz  $C_i$ , que está ensamblada por las columnas de la matriz B, excepto por la  $i$ -ésima columna, que es tomada de la matriz A. Esto quiere decir que vamos a tener  $C_i$  matrices de

acuerdo al número  $k$  de variables empleadas. Por lo tanto, la matriz  $C_i$  queda definida como:

$$C_i = \begin{bmatrix} x_{k+1}^{(1)} & x_{k+2}^{(1)} & \dots & x_i^{(1)} & \dots & x_{2k}^{(1)} \\ x_{k+1}^{(2)} & x_{k+2}^{(2)} & \dots & x_i^{(2)} & \dots & x_{2k}^{(2)} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ x_{k+1}^{(N-1)} & x_{k+2}^{(N-1)} & \dots & x_i^{(N-1)} & \dots & x_{2k}^{(N-1)} \\ x_{k+1}^{(N)} & x_{k+2}^{(N)} & \dots & x_i^{(N)} & \dots & x_{2k}^{(N)} \end{bmatrix} \quad (5.8)$$

- 3) Una vez definidas las matrices  $A$ ,  $B$  y  $C_i$ , se necesita computar el modelo para todos los valores definidos en las matrices, obteniendo tres vectores de salida de esta manera, de dimensiones  $N \times 1$ :

$$\begin{aligned} y_A &= f(A) \\ y_B &= f(B) \\ y_{C_i} &= f(C_i) \end{aligned} \quad (5.9)$$

- 4) A partir de los vectores definidos en las Ec.5.9, es posible definir los índices de sensibilidad de primer orden ( $S_i$ ) y índices de efecto total ( $S_{Ti}$ ), de la siguiente manera:

$$S_i = \frac{y_A^T y_{Ci} - n(\bar{y}_A)^2}{y_A^T y_A - n(\bar{y}_A)^2} \quad (5.10)$$

$$S_{Ti} = \frac{(y_B - y_{Ci})^T (y_A - y_{Ci})}{2y_B^T y_B - 2n(\bar{y}_B)^2} \quad (5.11)$$

Siendo  $\bar{y}_A$  y  $\bar{y}_B$ , los valores promedios de las los vectores  $y_A$  e  $y_B$ , respectivamente y  $n$  el número de corridas. Los índices de sensibilidad local analizan la influencia de los parámetros de manera independiente uno de otros y son empleados fundamentalmente para modelos continuos lineales (Müthing et al. 2018). A pesar de que el sistema sea no lineal, la determinación de los índices locales aporta una visión sobre el comportamiento del sistema (Wainwright et al., 2014). Cuando los valores de los índices  $S_i$  y  $S_{Ti}$  son muy

cercanos, indican que hay una baja interacción entre las variables de entrada. Además, las incertidumbres en la determinación de los índices de efecto total son significativamente menores en relación a los de efecto local, de esta manera garantizando que los factores sean confiables y decisivos para la sensibilidad de un sistema (Miro et al., 2014).

## **5.3 MATERIALES Y MÉTODOS**

### **5.3.1 Investigaciones in-situ**

A principios de los años 70, se construyeron 5 prototipos de casas en Ciudad Universitaria, en la ciudad de Córdoba. El objetivo del proyecto fue analizar el comportamiento a largo plazo de distintas tipologías de fundaciones producto de pérdidas de agua en cañerías, con el fin de cuantificar las deformaciones por colapso en suelos loésicos. El modelo de fundaciones a escala fue reportado y realizado por Moll y Reginatto (1970). En la Fig. 5.1 se presentan las imágenes correspondientes al proceso constructivo de las casas, en las cuales se puede observar la materialización de la fundación superficial (Fig. 5.1a) y la construcción de los prototipos de vivienda construida hasta el nivel de techo.

Por otra parte, en la Fig. 5.2 se muestra la distribución espacial en planta de las de casa construidas. Se materializaron dos tipologías de fundaciones distintas, por un lado, fundaciones profundas a través de pilotines y por otro, fundaciones superficiales (casas 3, 4 y 5). En esta Tesis sólo se analizaron las casas prototipo con fundación superficial. Las casas 3 fue fundada a través de un cimiento superficial de hormigón ciclópeo a la cal, de 60 cm de espesor y 80 cm de profundidad. La casa 4 a través de una zapata corrida de hormigón armado de 80 cm de ancho y 80 cm de profundidad, con viga de encadenamiento (T invertida). Finalmente, la casa 5 fue fundada con un cimiento superficial de hormigón ciclópeo a la cal, de 60 cm de ancho y 80 cm de profundidad, con viga de encadenamiento superior (Rocca, 2005). Los máximos asentamientos registrados corresponden a la orientación noreste, sureste; y suroeste, para las casas 3, 4 y 5, respectivamente.

### **5.3.2 Modelación en elementos finitos**

Se implementó un modelo hidro-mecánico en la versión 5.5 de Comsol Multiphysics. Se trata de un modelo 2D en deformaciones planas, en el cual se empleó el modelo Básico de Barcelona Extendido (EBB) como modelo constitutivo y la ecuación de Richards para

simular el proceso de humedecimiento en el modelo hidráulico. Las principales dimensiones adoptadas en el modelo pueden observarse en la Fig. 5.3. El dominio del suelo fue definido a partir de un ancho de 40 m y 15 m de espesor. Las dimensiones laterales fueron adoptadas en un proceso iterativo para evitar problemas de borde en el modelo hidráulico. Por otra parte, las dimensiones de la fundación fueron consideradas de acuerdo a las dimensiones de los prototipos de fundación descritos en las investigaciones in-situ.



(a)



(b)

Figura 5.1: Fotografías tomadas durante la construcción de fundación superficial (a) y construcción de las casas hasta el nivel de techo (b).

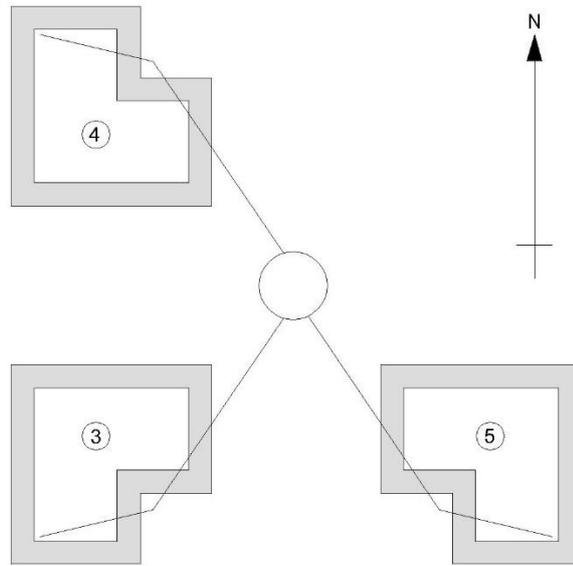


Figura 5.2: Distribución espacial de los prototipos de casa. Prototipos de fundaciones superficiales

La Fig. 5.3a presenta las condiciones de borde del modelo mecánico. El borde inferior es fijo, siendo los desplazamientos restringidos en ambas direcciones. En los bordes laterales, se adoptaron apoyos móviles, donde los desplazamientos están restringidos en la dirección normal y se admiten movimientos en la dirección vertical. En el borde superior los desplazamientos están permitidos en todas las direcciones. Se definió la fuerza de gravedad como una fuerza másica en todo el dominio del suelo. Como primer paso, se estableció un estudio estacionario que no varía con el tiempo, en el cual se aplicó la carga de acuerdo a una función paramétrica que aumenta linealmente, simulando el proceso de construcción hasta su etapa final. Una vez aplicada la carga final, se estableció la respuesta del modelo en función del tiempo. Para el tiempo inicial (0 días), la carga vertical es constante, equivalente al peso de la construcción y de la fundación, simulando las cargas transmitidas por la estructura al suelo. La carga final fue definida como 30 kPa para los prototipos 3 y 5, y 25 kPa para el prototipo 4. La carga se estimó considerando losa de viguetas y muros de ladrillo de 2,5 m de altura y 0,20 m de espesor, de acuerdo a lo que se puede observar de la Fig. 5.1 y los datos publicados por Moll y Reginatto (1970).

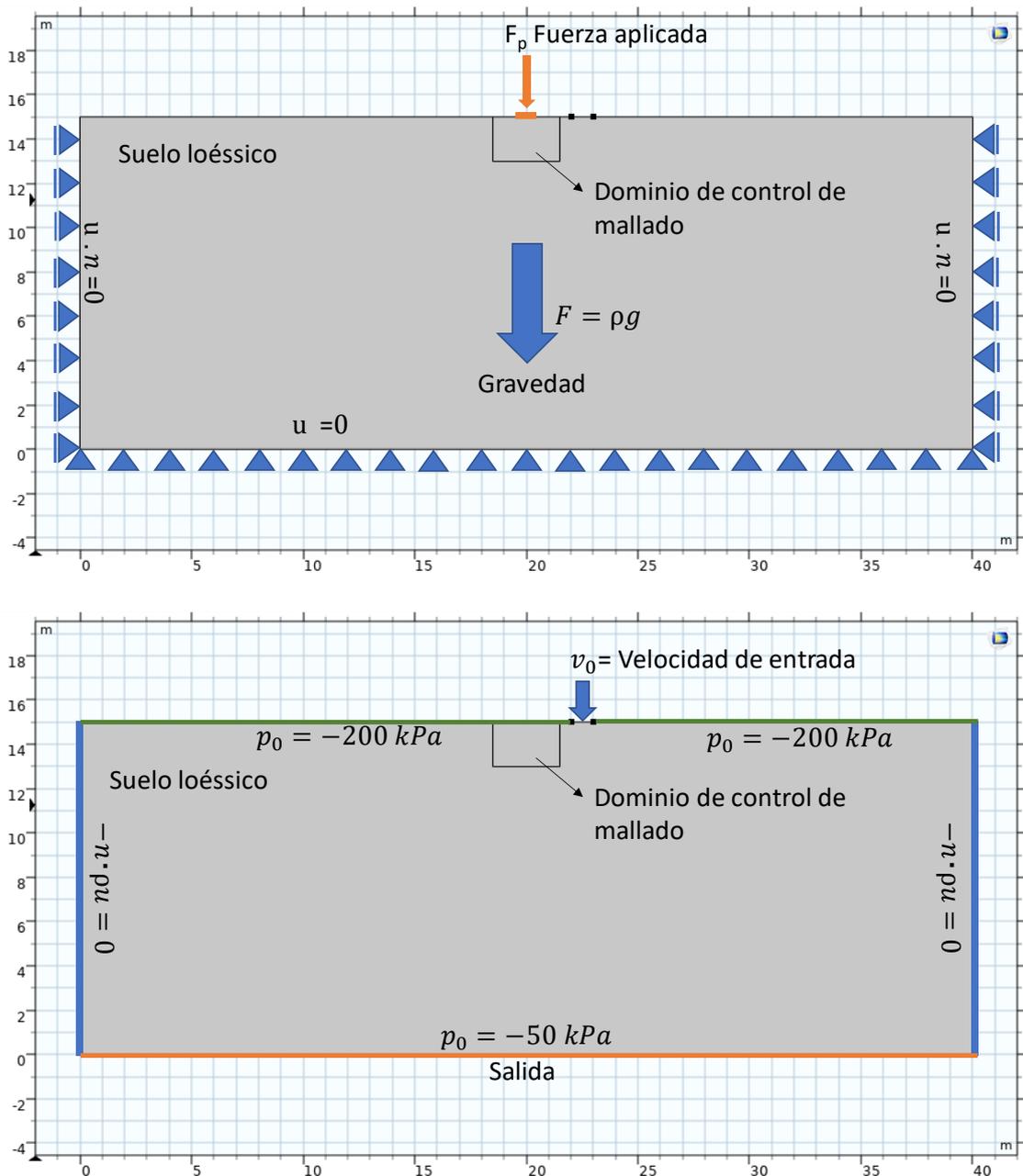


Figura 5.3: Geometría y condiciones de borde adoptadas en el modelo H-M. (a) modelo mecánico (b) modelo hidráulico

Las condiciones de borde adoptadas para el modelo hidráulico se muestran en la Fig. 5.3b. En los bordes laterales no se admite flujo, por este motivo se establecieron las dimensiones laterales del dominio (40 m) de tal manera de no afectar el proceso de humedecimiento que se producía desde la superficie, al igual que el espesor de suelo considerado (15 m). En el borde inferior, se definió una presión de agua negativa de 50

kPa, y en el borde superior una presión negativa de 200 kPa, para la condición inicial. Estos valores fueron correlacionados a partir del perfil típico de humedad que podemos encontrar en los loess de la Ciudad de Córdoba. Dichos valores de humedad fueron vinculados a los valores de succión definidos mediante la curva características medida. En el dominio del suelo, la succión varía linealmente de acuerdo a los valores definidos en los extremos (200 kPa y 50 kPa, para los bordes superior e inferior, respectivamente). La adopción de una variación lineal de la succión asume una simplificación que no considera las variaciones estacionarias que ocurren en la superficie del terreno producto de los ciclos de humedecimiento y secado, propios del clima semi-árido de la Provincia de Córdoba. Los cambios por eventos climáticos en la variación de la succión fueron despreciados, ya que la simulación del proceso de humedecimiento producto de la pérdida de una cañería de agua, tiene un efecto mucho más significativo, desde el tiempo cero. Los valores de succión establecidos como extremos, fueron implementados de acuerdo a la variación del contenido de humedad comúnmente encontrados en estos suelos y correlacionados a partir de la curva característica, realizada en esta Tesis cuyos resultados se mostraron en el Capítulo 3. El proceso de humedecimiento por la rotura de una cañería, fue simulado como una condición de borde de entrada, en el cual se especifica la velocidad de flujo normal. El valor de la velocidad de infiltración se discute y analiza a partir de análisis inversos.

Los parámetros adoptados para el modelo hidráulico fueron definidos en la Tabla 5.1. Las propiedades definidas para el modelo hidráulico propiamente dicho fueron la fracción volumétrica saturada de líquido ( $\theta_s$ ), la fracción volumétrica residual ( $\theta_r$ ) y la conductividad hidráulica ( $K_s$ ). Por otra parte, el modelo de almacenamiento es definido por la compresibilidad del fluido ( $\chi_f$ ) y la compresibilidad de la fracción mineral ( $\chi_p$ ). Por último, el modelo de retención adoptado corresponde a la ecuación de van Genuchten (1980), en el cual se especifican las variables de ajuste  $\alpha$ ,  $n$  y  $l$ . A partir de la curva característica ensayada, se definieron las variables de la curva de retención y las fracciones volumétricas de líquido para el estado saturado y residual. Los coeficientes de compresibilidad fueron establecidos a partir de valores teóricos y se estimó el valor de la conductividad hidráulica a partir de los datos reportados por diversos autores en loess locales ampliamente estudiados (Rinaldi et al. 1998; Rinaldi et al., 2007). Los valores de conductividad hidráulica para los loess estudiados presentan un coeficiente de variación (COV) reducido.

El acoplamiento hidro-mecánico se logró computando en primer lugar el modelo hidráulico empleando la ecuación de Richards, utilizando la ecuación de van Genuchten (1980) como modelo de curva característica. La presión negativa obtenida del modelo hidráulico ( $H_p < 0$ ) se introdujo en el modelo EBB como componente de succión y las presiones positivas ( $H_p > 0$ ) como presiones de poros, para cuantificar las presiones efectivas. De esta manera, se realizó un estudio dependiente del tiempo, de manera simultánea teniendo en cuenta la respuesta mecánica a partir del modelo hidráulico. Se determinaron los asentamientos inducidos por humedecimiento, una vez que la carga ya se había aplicado (asentamientos iguales a cero para el tiempo inicial), con un valor de carga constante.

Tabla 5.1: Parámetros del modelo hidráulico

Parámetro	Valor
$\theta_s$	0,52
$\theta_r$	0,07
$K_s$ [m/s]	1.00E-07
$\chi_f$ [1/Pa]	4.00E-10
$\chi_p$ [1/Pa]	0,00
$\alpha$ [1/m]	0.2
n	2,00
l	3,00

El mallado adoptado para el modelo mecánico se presenta en la Fig. 5.4. Se eligieron elementos triangulares, siendo el número de elementos, nodos y de vértices de 900, 1800 y 500, respectivamente. El orden de integración fue de 2, con funciones de interpolación cuadráticas y el número de puntos de integración de Gauss de 2 x 2. Además, se introdujo un dominio de control de mallado en la zona localizada debajo de la fundación para refinarlo y de esta forma evitar problemas de convergencia del modelo numérico. Por otra parte, la malla adoptada para el modelo hidráulico fue mucho más refinada, en el cual se obtuvieron 42576 elementos cuadráticos triangulares, con 21583 vértices, aproximadamente 85152 nodos y una calidad de elemento promedio por encima del 0,95. El orden de integración fue de 4, y el número de puntos de integración de Gauss de 3x3.

En la sección de resultados y análisis se discute el mallado adoptado, considerando los efectos de oscilaciones numéricas que se producen en el modelo hidráulico.

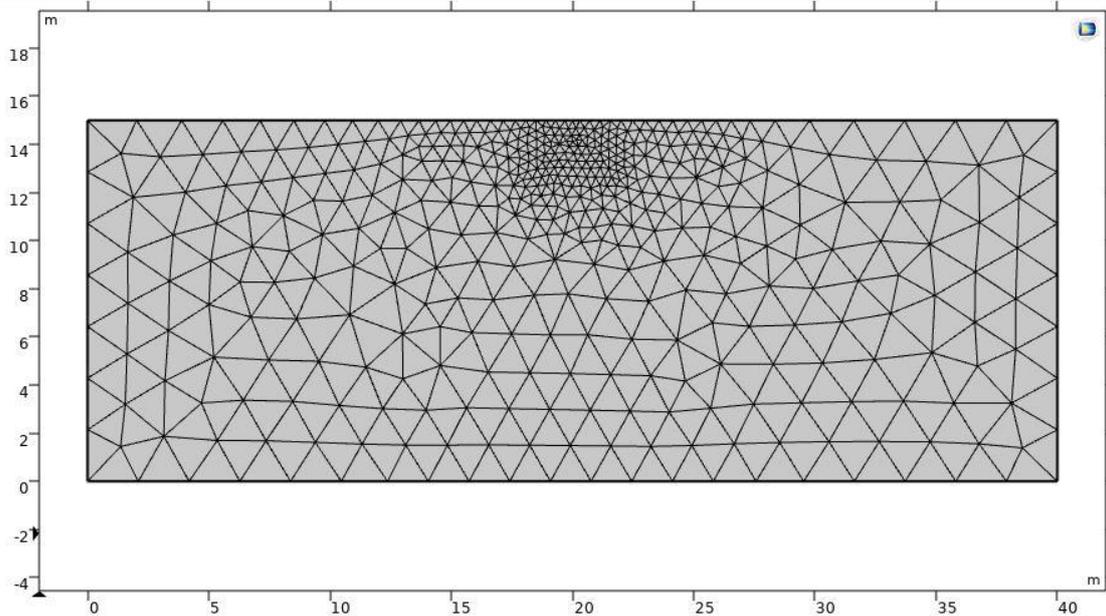


Figura 5.4: Mallado adoptado en el modelo hidro-mecánico propuesto.

#### 5.3.4 Definición de los parámetros del modelo mecánico

La metodología adoptada para la determinación de los parámetros de ajuste del modelo mecánico fue presentada en el Capítulo 3 y establecida por Giomi y Francisca (2022). Para ello se adoptaron 4 muestras de suelo, por provenir de Ciudad Universitaria, las cuales se designaron como T1, T2, T3 y T4 en el Capítulo 3. Los principales parámetros necesarios para definir la respuesta mecánica del suelo son el índice de compresión en estado saturado ( $\lambda_0$ ), el índice de expansión ( $k$ ), la relación de vacíos inicial ( $e_0$ ), la presión de referencia ( $p_{ref}$ ), la presión de fluencia ( $p_{c0}$ ) y la relación de vacíos de referencia ( $e_{ref}$ ). Además, mediante los ensayos doble edométricos, se puede determinar el parámetro de peso ( $w$ ) y el parámetro de rigidez del suelo ( $m$ ). A partir de los resultados del Capítulo 3 se obtuvieron estos parámetros, los cuales se reproducen en la Tabla 5.2.

### 5.4 RESULTADOS Y ANÁLISIS

La evolución de los asentamientos en el tiempo fue computada para las tres tipologías de fundación superficial. Los parámetros empleados en el modelo H-M desarrollado se obtuvieron del valor promedio de los parámetros de ajuste del modelo EBB (reportados

en la Tabla 5.2) a excepción del índice de compresión saturado y la velocidad de entrada de flujo, los cuales fueron usados como variables en el análisis inverso para minimizar las diferencias entre los asentamientos medidos y modelados. Se emplearon los parámetros de la Tabla 5.2 ya que estas muestras son representativas del comportamiento mecánico del suelo, habiendo sidas extraídas en cercanía de donde fueron construidos los prototipos de fundaciones.

Tabla 5.2: Parámetros del modelo mecánico (EBBM)

Parámetros	Muestras de loess			
	T1	T2	T3	T4
$\lambda_0$	0,115	0,110	0,087	0,095
$\kappa$	0,0085	0,0080	0,0070	0,0080
$e_0$	0,912	1,021	0,955	1,012
$e_{ref}$	0,89	0,99	0,93	0,97
$w$	0,19	0,25	0,46	0,41
$s_{y0}$ [kPa]	1200	1200	1200	1200
$p_{ref}$ [kPa]	16	17,5	7,7	8,4
$P_{c0}$ [kPa]	28	28	27	27
$\kappa_s$ [ $\times 10^{-7}$ ]	9	9	2	9
$k$	1	1	1	1
$b$	100	100	100	100
$m$ [kPa]	220	200	220	220

El problema de optimización fue definido cuantificando la variación de las deformaciones del terreno en el tiempo, de acuerdo a todos los datos reportados de las mediciones in-situ (de 0 a 744 días). El problema de optimización se llevó a cabo a través de la siguiente función de error:

$$F_{err}(x) = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N |a_{exp}^i - a_{num}^i(x)|^k}{N} \right] \quad (5.12)$$

Donde,  $x$  es el vector correspondiente a los parámetros,  $a_{exp}^i$  es el valor experimental y  $a_{num}^i$  es el valor obtenido numéricamente,  $k$  es valor de ajuste real positivo no nulo y  $N$  es el número de valores empleados. La Ec. 5.12 es equivalente a definir el error medio cuadrático para una serie de datos cuando  $k = 2$ .

Las Fig. 5.5, 5.6 y 5.7 presentan la variación de la función de error  $F_{err(x)}$  cuando se modifican los valores del índice de compresión saturado ( $\lambda_0$ ) y de la velocidad de flujo ( $v_0$ ), para las casas 3, 4 y 5, respectivamente. El valor de  $F_{err(x)}$  se determinó empleando la Ec. 5.12 para todos los valores de la curva de variación de asentamientos en el tiempo, definida numérica y experimentalmente. De esta manera, se definió el valor mínimo de la función de optimización, obteniendo el valor de la variable que minimiza el error. Se definió a partir de un proceso iterativo entre  $\lambda_0$  and  $v_0$ . Se variaba el valor de  $\lambda_0$  manteniendo fijo el valor de  $v_0$ , y viceversa; pudiendo lograr de esta manera la combinación óptima de ambos. Luego de 3 simulaciones se obtuvo convergencia. Comparando los valores mínimos definidos en las Fig. 5.5, 5.6 y 5.7, se observa que la variación entre uno y el otro es poco significativa. El cambio en el índice de compresión saturado entre una fundación y la otra, se debe probablemente a las heterogeneidades propias del suelo y a la variabilidad espacial de las propiedades del suelo. Se obtuvieron índices de compresión saturados para la casa 3, 4 y 5 de 0,09, 0,085 y 0,08, respectivamente, siendo estos valores coincidentes con el rango de variación de valores reportados en la Tabla 5.2, calibrados a partir de los ensayos experimentales de laboratorio (Capítulo 3). Por otra parte, los cambios en la velocidad de ingreso de agua, se atribuyen a la variación de las pérdidas en las cañerías, dependiendo de la ubicación relativa de cada una de las casas. Las fluctuaciones de  $v_0$  entre modelos son poco significativas, siendo los los valores de velocidad de entrada de  $75 \times 10^{-7}$  m/s para las casas 3 y 4 y de  $60 \times 10^{-7}$  m/s para la casa 5.

La Fig. 5.8 presenta la variación de la succión en el perfil de suelo producto del humedecimiento para distintos períodos de tiempo. En el tiempo inicial, a los 0 días, el perfil de succión está definido de acuerdo a la condición de borde inicial (200 kPa en la superficie y 50 kPa en el borde inferior, siendo la variación en el dominio entre los dos extremos lineal) y a medida que el tiempo de inundación aumenta, el perfil de succión cambia. Al cabo de 2 años, los 15 m del perfil de suelo analizados se encuentra prácticamente saturados. La selección del intervalo de tiempo para la simulación y el tamaño de elemento en el mallado cumplen un rol fundamental en la definición del perfil de inundación. Esto se debe a que la combinación de tamaño de elemento e intervalo de tiempo puede generar oscilaciones numéricas alrededor del frente de desaturación, generando soluciones diferentes a las soluciones analíticas (Ouyang y Xiao, 1994). Esto se produce porque la solución de la ecuación de transporte depende de la relación entre

la capacidad de retención y la conductividad hidráulica. Si la relación es alta, el almacenamiento va a dominar la respuesta y va a estar caracterizada por una fluctuación muy marcada del perfil de inundación, con grandes gradientes en la presión de poros.

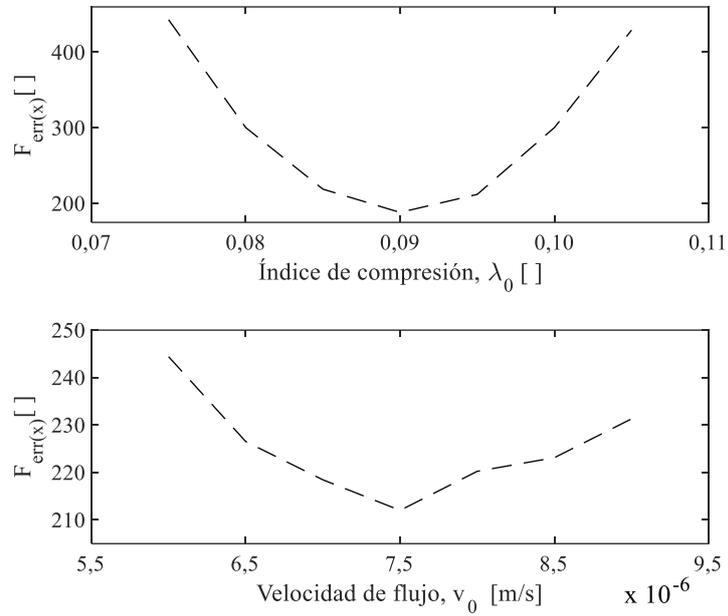


Figura 5.5: Función de optimización en relación al índice de compresión y la velocidad de flujo (Casa 3)

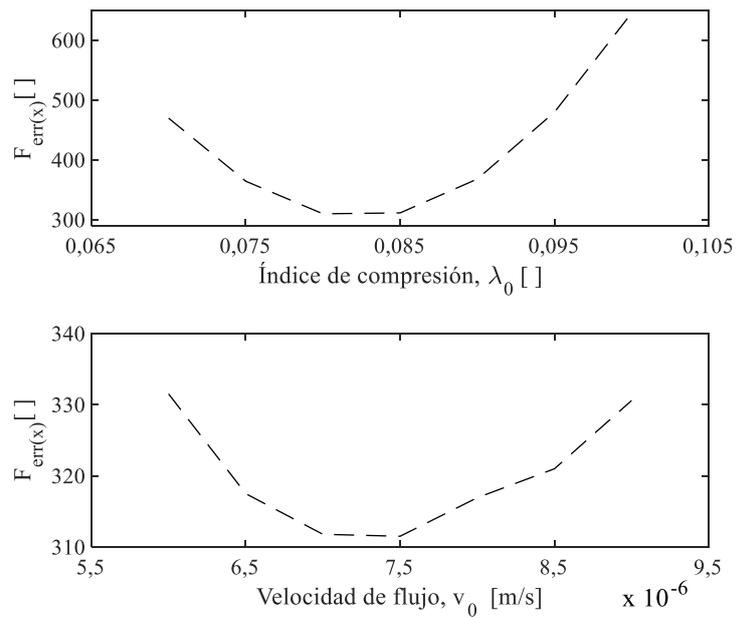


Figura 5.6: Función de optimización en relación al índice de compresión y la velocidad de flujo  
(Casa 4)

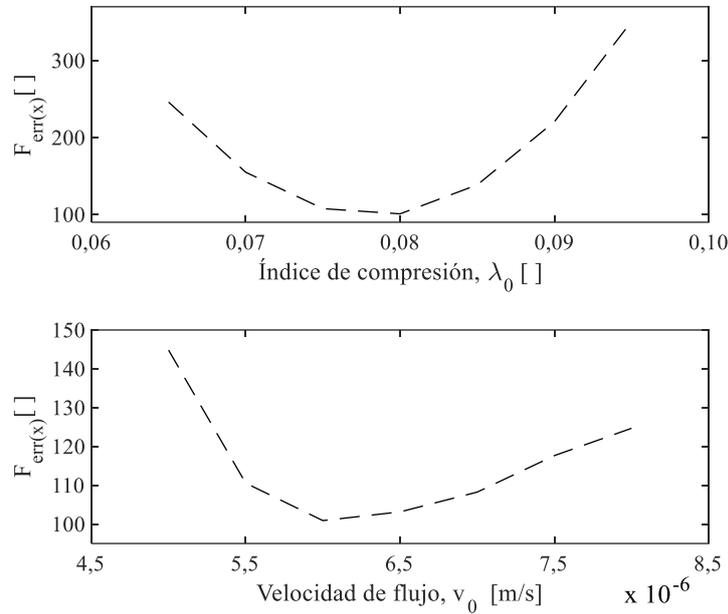


Figura 5.7: Función de optimización en relación al índice de compresión y la velocidad de flujo  
(Casa 5)

En la Fig 5.9 se muestra cómo se traduce la variación del índice de compresión saturado y la velocidad de ingreso de flujo en la curva asentamiento versus tiempo. Se puede observar como el índice de compresión saturado es el parámetro que define en mayor medida el asentamiento final que se alcanza, y la velocidad de ingreso de agua es fundamental para definir la tasa de deformación en el tiempo. La forma de la curva asentamientos versus tiempo está definida principalmente por la condición de borde hidráulico ya que afecta principalmente la tasa de cambio en la succión del suelo en el proceso de infiltración.

La Fig. 5.10 muestra los asentamientos inducidos por humedecimiento durante un período de dos años (símbolos) y aquellos predichos por el modelo (líneas discontinuas). Los resultados obtenidos a partir del modelo hidro-mecánico propuesto muestran la capacidad de reproducir adecuadamente los asentamientos medidos en los modelos físicos para los tres prototipos de fundaciones.

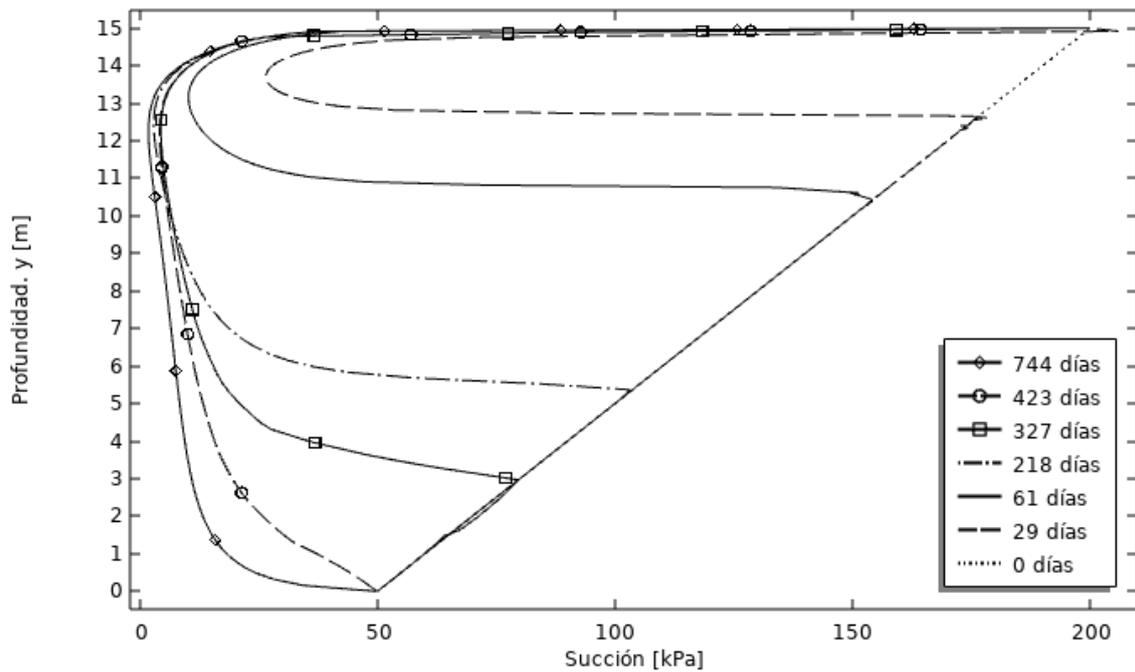
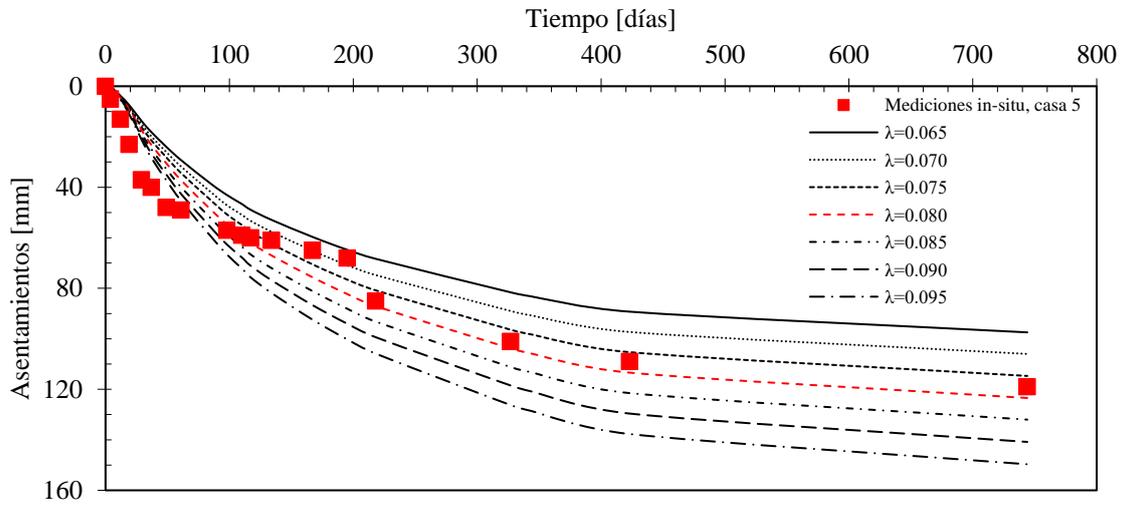


Figura 5.8: Variación del perfil de succión

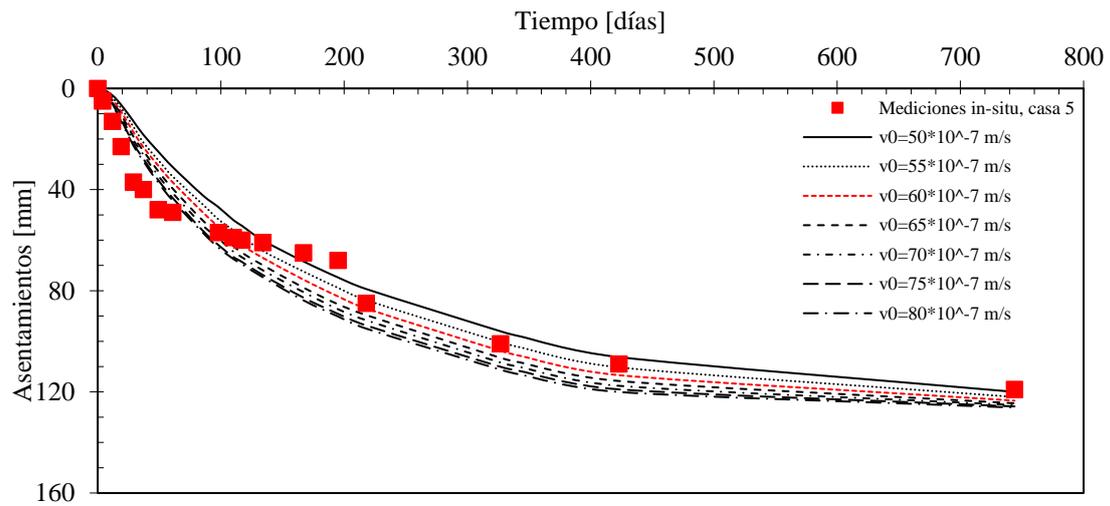
Es importante remarcar que el índice de compresión saturado y la velocidad de entrada de flujo fueron los únicos dos parámetros ajustados en el análisis inverso, siendo las demás propiedades del suelo introducidas a partir de los ensayos experimentales realizados en suelos loésicos. Puede observarse que la tasa de deformación en el suelo es bastante similar para los tres casos, alcanzando valores de asentamientos finales muy próximos. Como era de esperarse, las deformaciones asociadas a la casa 5 fueron menores al compararlas con las otras dos, ya que el ancho de la zapata corrida es mayor y por lo tanto la carga que se transfiere al suelo también es menor.

El modelo es capaz de representar el comportamiento asintótico del suelo luego de los 400 días. La variación de las deformaciones entre el primer y segundo año no tiene fluctuaciones muy evidentes, pudiéndose considerar a los fines práctico constante. La velocidad de deformación para el primer año es de un orden de magnitud mayor a la correspondientes al segundo año en las tres fundaciones analizadas. Se puede identificar que la variación de la succión en el perfil del suelo es prácticamente el mismo al comparar la inundación después de 423 días y 744 días (Fig. 5.8). Además, se observa que después de un año de inundación se produce la saturación prácticamente del 80% del perfil estudiado, lo que implicaría el colapso completo de la estructura del loess (El-Ehwany y

Houston 1991). Al analizar los índices de compresión correspondientes a esos niveles de succión ( $\lambda(s)$ ) son muy cercanos al valor del índice de compresión en estado saturado.



(a)



(b)

Figura 5.9: Variación de los asentamientos en el tiempo cuando varía el índice de compresión en estado saturado (a) y la velocidad de flujo de entrada (b).

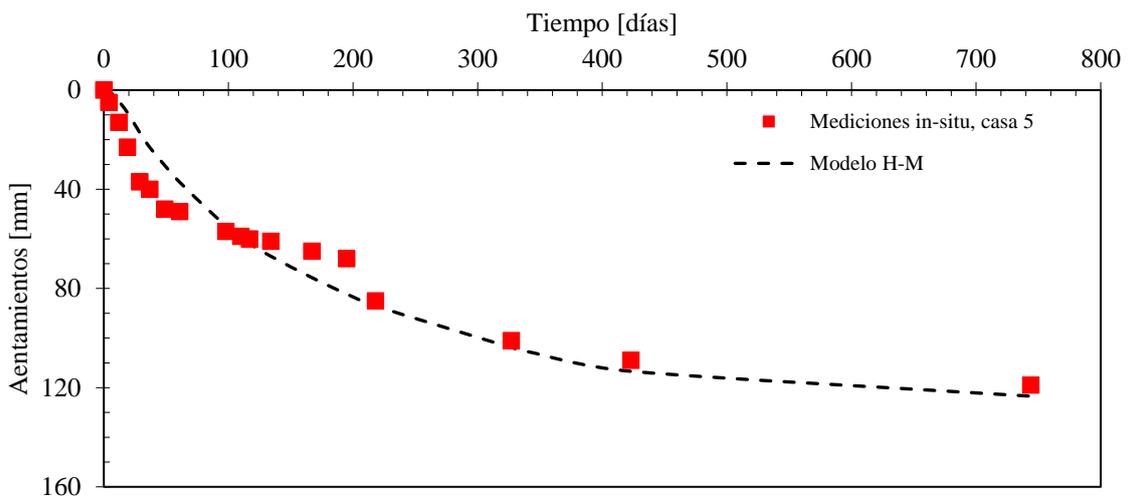
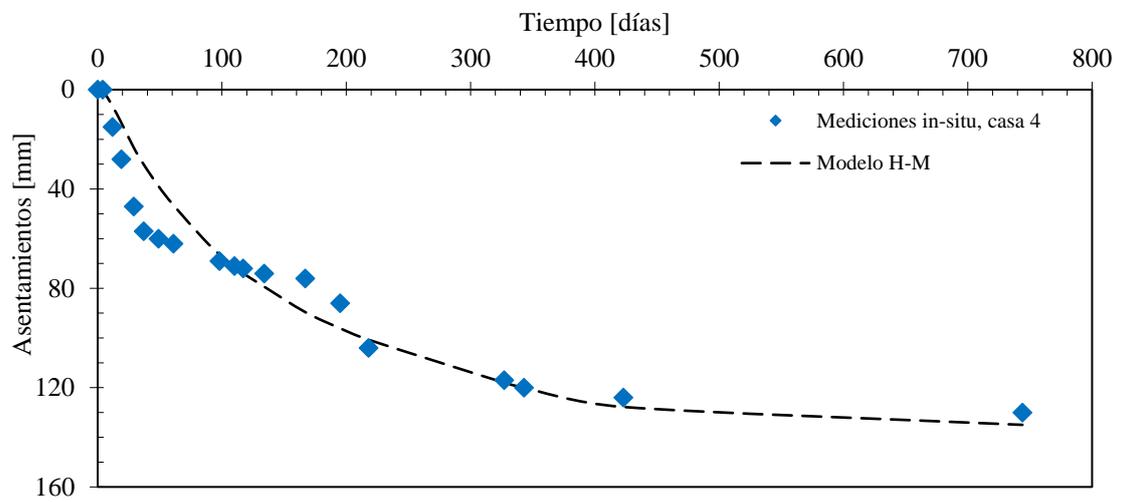
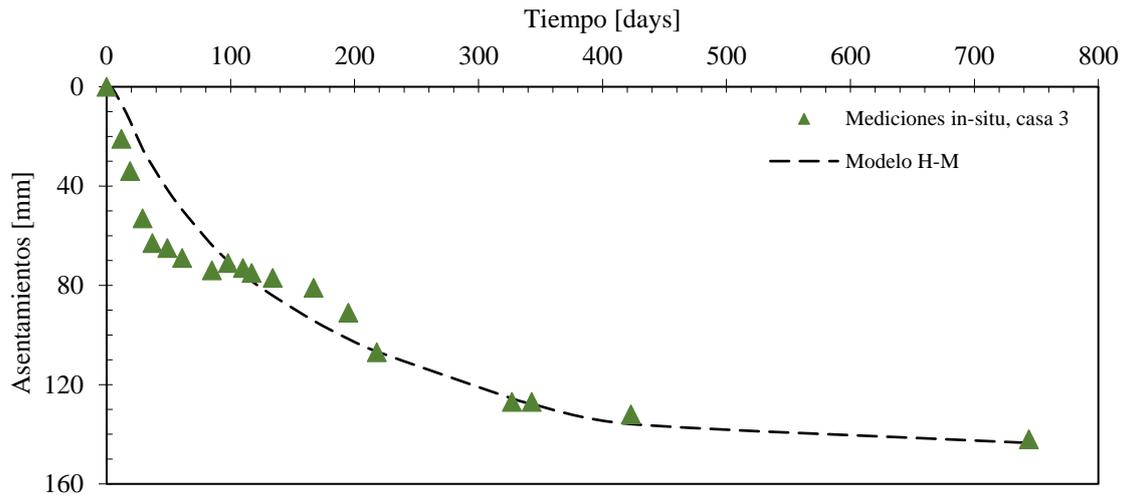


Figura 5.10: Variación del perfil de succión causado por la inundación.

La Fig. 5.11 presenta la variación del índice de compresión con la variación de la succión a lo largo de todo el perfil. A los 0 días,  $\lambda(s)$  varía linealmente con el perfil de succión definido por las condiciones iniciales, y una vez que el proceso de inundación empieza,  $\lambda(s)$  toma los valores de succión provenientes del modelo hidráulico para computar el modelo mecánico. Después de 744 días, debajo de la fundación,  $\lambda(s) \cong \lambda_0$ .

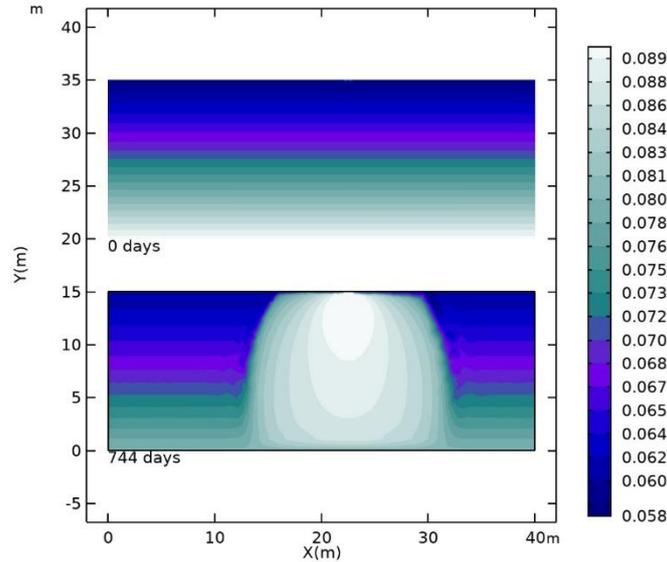


Figura 5.11: Variación del índice de compresión simulado en el tiempo inicial y final.

En la Fig. 5.12 se presenta la variación de las deformaciones plásticas efectivas en el perfil de suelo estudiado. Como puede observarse, las máximas deformaciones se producen a mayor tiempo de inundación, como consecuencia de la saturación. Al igual de los resultados reportados por Rotisciani et al. (2015) donde las deformaciones máximas se observan para la condición de saturación completa del perfil analizado. Las deformaciones correspondientes al tramo asintótico de la curva deformaciones versus tiempo (Fig. 5.10), luego de un año de inundación, presentan variaciones en las deformaciones plásticas poco significativas. Esto demuestra claramente que después de un año de inundación el suelo alcanza el 85% de los asentamientos finales. Los asentamientos reportados para fundaciones superficiales son excesivos y no compatibles con las construcciones fundadas. Las máximas deformaciones no se encuentran ubicadas sobre el eje de la fundación sino levemente desplazadas hacia la fuente de flujo (Fig. 5.13). Para todos los tiempos analizados los valores picos de las deformaciones volumétricas plásticas y de deformaciones verticales se producen entre los 1,5 m y 2,0 m desde la cota de fundación, y decrecen linealmente hasta hacerse cero en el borde inferior

del perfil del suelo ya que no se admiten desplazamientos. Para profundidades mayores, las deformaciones plásticas efectivas disminuyen, llegando a anularse a profundidades entre los 5m y los 15 m, para los tiempos analizados. Los resultados se correlacionan directamente con los valores del índice de compresión, a medida que aumenta el grado de saturación, el valor de  $\lambda(s)$  aumenta y en consecuencia las deformaciones asociadas.

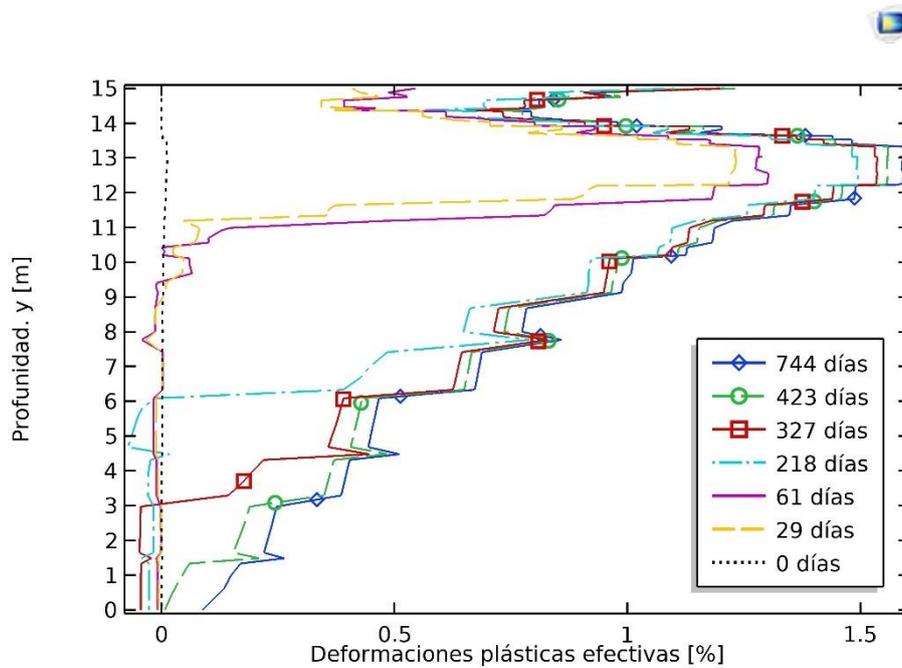


Figura 5.12: Deformaciones plásticas en el perfil de suelo.

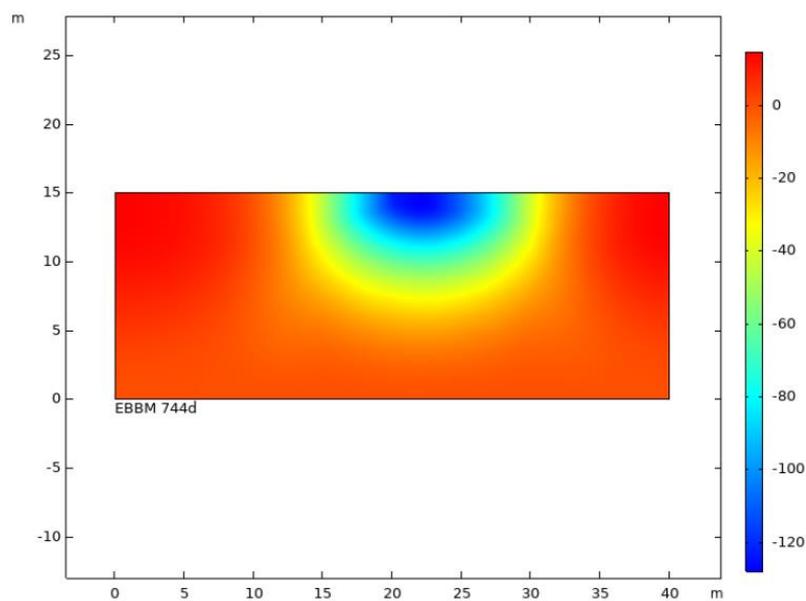


Figura 5.13: Asentamientos expresados en mm, al final del proceso de inundación (casa nº5).

Mediante la implementación de simulación Monte Carlo, se generaron variaciones aleatorias, con una distribución normal de los siguientes parámetros:  $\lambda_0$ ,  $k$ ,  $e_{ref}$ ,  $\varphi$  y  $p_{c0}$ . El rango de variación de estos parámetros se definió a partir de los ensayos experimentales reportados en este Capítulo y de los resultados obtenidos por Francisca (2007) en loess, ubicados en las cercanías de los prototipos de fundación analizados. Por lo que, el valor medio ( $\mu_x$ ) y la desviación estándar ( $\sigma_x$ ) fue definido a partir de 10 ensayos doble edométricos. El objetivo de incorporar nuevos ensayos reportados en la literatura para la simulación estuvo orientado a tener mayores datos que generen una mejor predicción de la estimación de los asentamientos inducidos por colapso. Los valores adoptados pueden observarse en la Tabla 5.3. Se estableció que la variación de los parámetros generados estuviesen contenidos a partir de la media +/- tres desviaciones estándar, con una distribución normal. Se generaron 1000 corridas aleatorias, para los 5 parámetros estudiados, cada uno con una distribución probabilística gaussiana. Luego, los parámetros fueron incorporados en el modelo hidro-mecánico propuesto para las tres tipologías de fundación superficial descritas anteriormente. En esta instancia, no se consideraron variaciones en los parámetros hidráulicos. Para cada una de las combinaciones de parámetros, se calcularon en el modelo los asentamientos finales a los 764 días (aproximadamente dos años). En esta etapa el esfuerzo computacional fue muy alto, se llevaron a cabo 1000 corridas contemplando la variación aleatoria de cinco parámetros, y no se implementaron enfoques a través de meta modelos para la definición de los análisis probabilísticos.

En la generación de los valores aleatorios para el índice de expansión ( $k$ ), se estableció un valor límite inferior igual a 0,005. Esta restricción se aplicó, en primer lugar, debido a que se producen problemas de convergencia del modelo cuando no existe una transición suave entre la rama elástica y plástica, siendo incompatibles con modelos bilineales. El límite superior del valor de  $k$  no es un factor limitante, ya que para esos casos no se producen problemas de convergencia del modelo. Como fue explicitado en el Capítulo 3, para relaciones entre el índice de compresión en estado saturado y el índice de expansión mayores a 20, se producen problemas de convergencia. Considerando la restricción impuesta al límite inferior del índice de expansión, el coeficiente de variación efectivamente implementado se reduce al 30%. En segundo lugar, los valores por debajo de 0,005 no son valores realísticos para los suelos estudiados. No son representativos del comportamiento tenso-deformacional en loess en la rama elástica, previo a la presión de

fluencia. El rango de valores adoptado para el ángulo de fricción interna a largo plazo ( $\varphi$ ) fue obtenido de Francisca y Arrua (2007), trabajo realizado sobre suelos colapsables loésicos con propiedades geotécnicas similares, provenientes de la Ciudad de Córdoba.

Table 5.3: Rango de parámetros definidos para la simulación Monte Carlo

Parámetros	$\mu_x$	$\sigma_x$
$\lambda_0$	0,116	0,026
$\kappa$	0,013	0,008
$\varphi$	28	1,581
$e_{ref}$	0,95	0,044
$p_{c0}$	34,94	10,024

La Fig. 5.14, 5.15 y 5.16 muestra el histograma (frecuencia relativa) de asentamientos finales, así como las frecuencias acumuladas, calculados con las 1000 simulaciones realizadas en el modelo H-M desarrollado, que se producen luego de dos años a una tasa de infiltración constante. Dichos asentamientos se obtienen a partir de las simulaciones numéricas de los prototipos de fundaciones superficiales, correspondientes a las casas 3 (Fig. 5.14), 4 (Fig. 5.15) y 5 (Fig. 5.16). Debido a que los parámetros aleatorios introducidos en la simulación tienen una distribución normal, también la tiene la salida del modelo. Además, en la misma figura se introducen como referencia los valores de asentamiento medidos por Moll y Reginatto (1970). Se puede observar que al emplear un coeficiente de variación mayor al 20% para los parámetros  $\lambda_0$ ,  $k$  y  $p_{c0}$  el valor medio de los asentamientos sobreestima las deformaciones in-situ, y en todos los casos los asentamientos medidos en el campo están contenidos dentro de una desviación estándar. La mejor predicción obtenida a partir de la definición de parámetros, sin ningún tipo de ajuste, fue para el prototipo de zapata corrida de la casa 3 (Fig. 5.14).

El modelo numérico sobrestima en un 16%, 27% y un 34% los asentamientos medidos en campo para las casas 3, 4 y 5. Se puede observar que el modelo H-M propuesto es capaz de predecir de una manera más que satisfactoria los asentamientos finales medidos in-situ. Las diferencias entre los asentamientos medidos y los obtenidos del modelo H-M pueden deberse, por un lado, a la distribución probabilística adoptada, y por otro, a la

variabilidad espacial en vertical y horizontal de las propiedades del suelo. Para obtener mejores resultados y mayor precisión es necesario computar el modelo con muestras extraídas de la zona en la cual se ubican las fundaciones. Los análisis probabilísticos, a partir de predicciones de parámetros basados en ensayos experimentales, permiten realizar análisis de sensibilidad con una base de datos mucho más grandes. Emplear una mayor base de datos, proveniente de diferentes locaciones, con propiedades geotécnicas similares, no debe interpretarse de manera directa como una mejor precisión en la predicción de asentamientos. Las variaciones de las propiedades entre diferentes sitios, a pesar de que las propiedades sean similares, tienen un rol muy significativo en el modelado y en la mayor precisión en la predicción de la respuesta tenso-deformacional del suelo a partir de un modelo H-M.

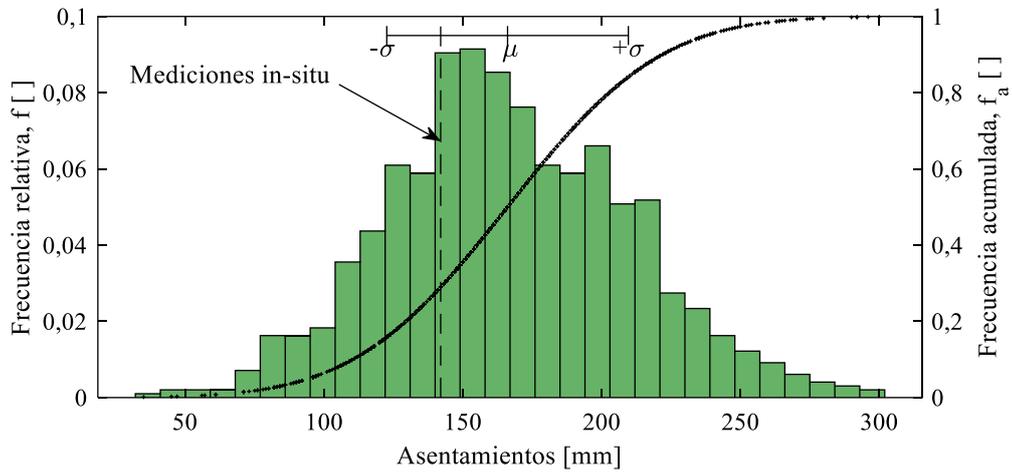


Figura 5.14: Histograma de la distribución probabilística de asentamientos, casa 3.

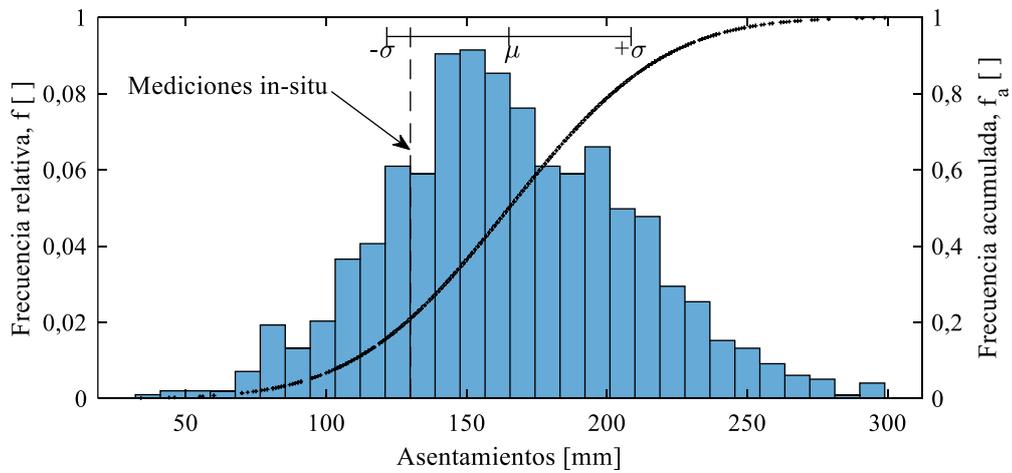


Figura 5.15: Histograma de la distribución probabilística de asentamientos, casa 4.

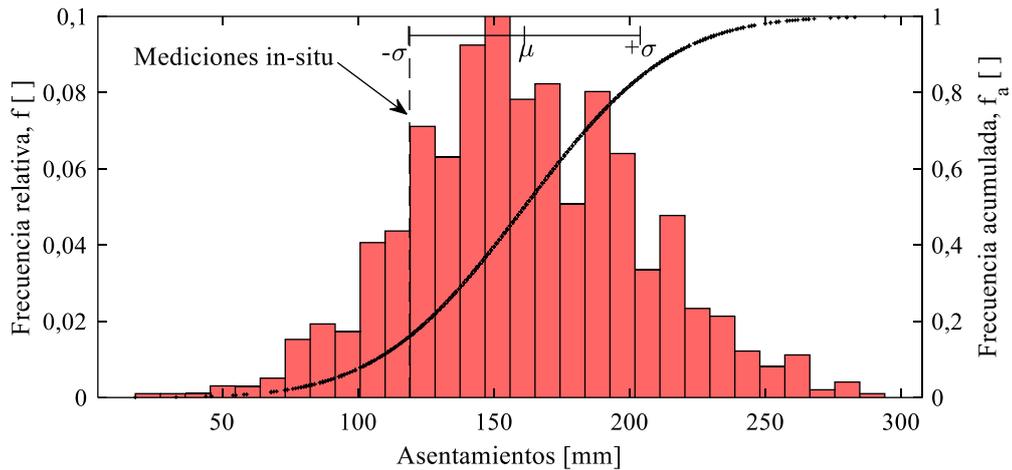


Figura 5.16: Histograma de la distribución probabilística de asentamientos, casa 5.

Los datos extraídos a partir de las simulaciones permiten computar el grado de correlación entre las distintas variables y las salidas del modelo de manera individual. Considerando a  $Y$  como matriz de salida del modelo, obtenida de la simulación (asentamientos a 2 años), y  $Z$  la matriz correspondiente a los distintos parámetros, los gráficos de dispersión entre  $Y$  y  $Z$  permiten de manera gráfica identificar la correlación entre la salida del modelo y los parámetros de entrada (Fig. 5.17). Se puede observar que el índice de expansión en estado saturado tiene una relación prácticamente lineal con los asentamientos finales, mientras que para el resto de los parámetros la relación es más dispersa. El coeficiente  $\beta$  permite comparar la contribución relativa de las variables de entrada en relación a la salida, pero no es capaz de considerar el efecto simultáneo de todos los parámetros. A su vez, cuando se analiza la correlación entre los distintos parámetros entre sí, y los valores de asentamientos, se dificulta gráficamente poder establecer relaciones entre las distintas variables (Fig. 5.18). Por esta razón, es necesario establecer y definir análisis de sensibilidad para identificar la influencia de cada parámetro de manera simultánea.

El análisis de sensibilidad se realizó siguiendo la metodología de Saltelli et al. (2002), anteriormente descrita (Apartado 5.2.3). De acuerdo a las variables generadas aleatoriamente a través de simulación de Monte Carlo, se definieron las matrices  $A$  y  $B$ , correspondientes a las ecuaciones 5.6 y 5.7, de dimensiones  $5 \times 500$ , donde cada una de las matrices contiene la mitad de los datos generados. La salida del modelo (asentamientos finales a 744 días) da como resultado los vectores  $y_A=f(A)$  y  $y_B=f(B)$ ,

definidos en la Ec.5.9. Por otra parte, las matrices  $C_i$  se obtienen como combinación de las matrices A y B, siendo para el caso analizado correspondiente a 5 matrices diferentes por el número de parámetros analizados ( $\lambda_0$ ,  $k$ ,  $e_{ref}$ ,  $\phi$  y  $p_{c0}$ ).

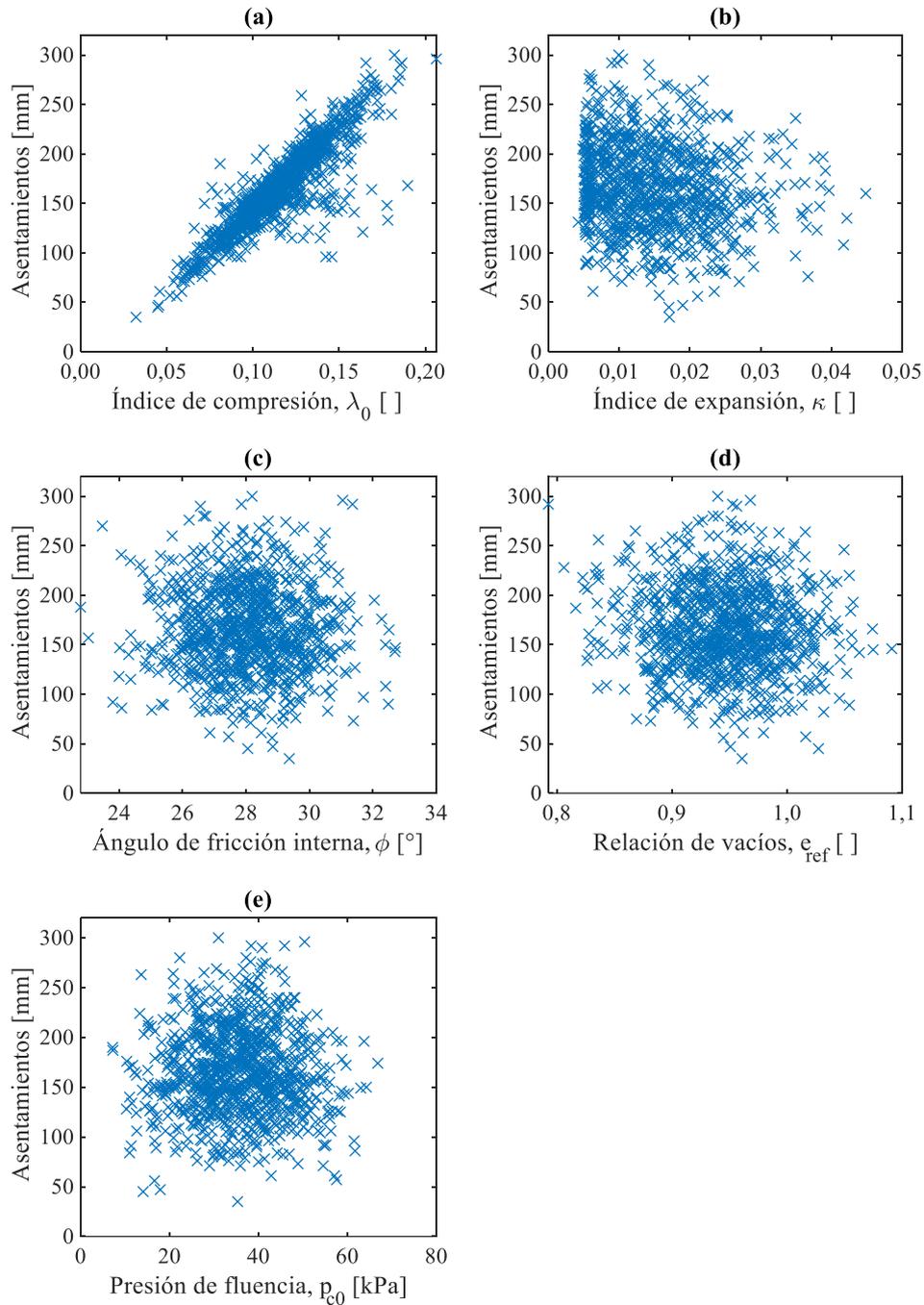


Figura 5.17: Relación entre los parámetros de entrada y los asentamientos finales a 2 años.

Para reducir el costo computacional que implicaría correr el modelo de elementos finitos para las cinco matrices mencionadas, y así obtener cinco vectores  $y_{ci}=f(C_i)$ , se computaron los vectores a partir de regresión múltiple. El coeficiente de regresión (B) fue obtenido para una muestra de  $N=1000$  y el valor de  $R^2$  fue de 0,85, el cual se obtuvo de correlacionar los asentamientos definidos en el modelo H-M y los coeficientes de regresión. Los valores predichos a través de regresión múltiple son útiles para definir de manera adecuada y precisa los vectores  $y_{ci}$  por el alto grado de correlación entre los valores predichos por la regresión múltiple y los obtenidos de las simulaciones numéricas.

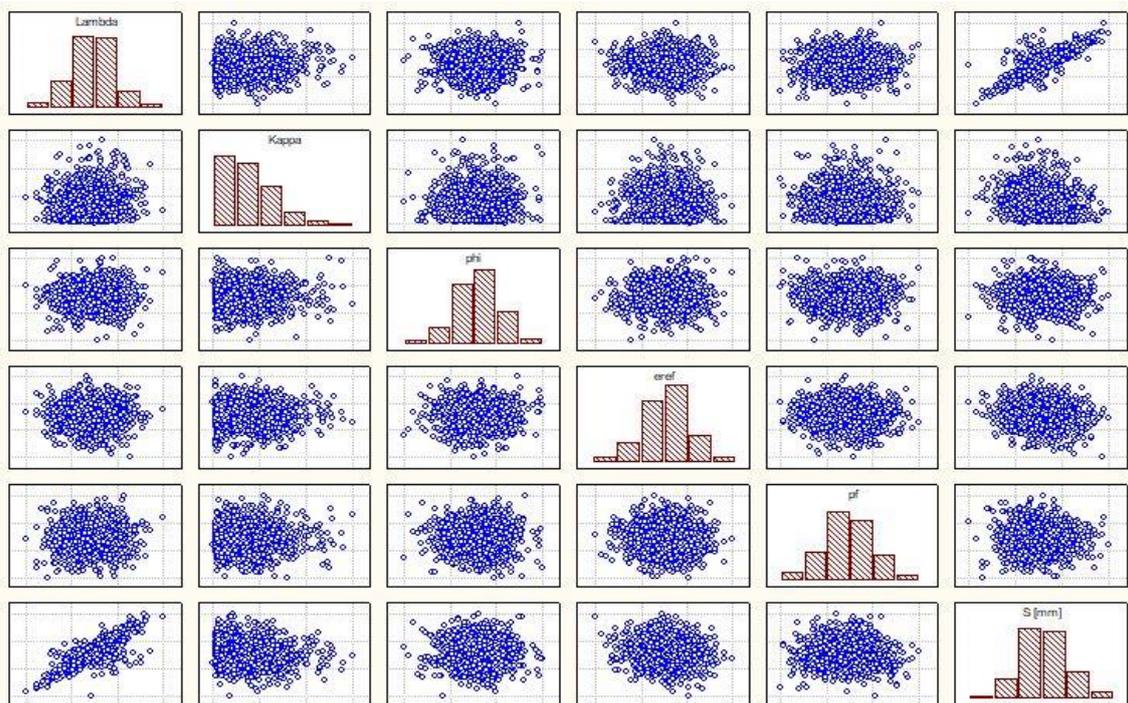


Figura 5.18: Matriz de correlación entre parámetros de entrada y asentamientos simulados

Los índices de sensibilidad de primer orden ( $S_i$ ) e índices de efecto total ( $S_{Ti}$ ), expresados en las ecuaciones 5.10 y 5.11, respectivamente, permitieron generar los índices plasmados en la Fig. 5.19 y 5.20. Las mayores diferencias entre los índices se observan en el índice de compresión en estado saturado (Fig. 5.19 y 5.20). Mientras mayor es el valor del índice obtenido, mayor influencia tiene el parámetro considerado en la salida del modelo o la respuesta hidro-mecánica del suelo. Índices con valores cercanos a cero, pueden ser fijados sin afectar de manera apreciable la variación de la salida del modelo (Saltelli et al., 2007). Se puede observar que el índice de compresión en estado saturado es el parámetro más influyente. De manera cualitativa, esta tendencia pudo ser evidenciada a

partir de la Fig. 5.17 y 5.18. Es esencial definir de manera correcta el comportamiento edométrico del suelo para la estimación de los parámetros del modelo mecánico. El índice de expansión, el ángulo de fricción interna, la relación de vacíos de referencia y la presión de fluencia tienen a los fines prácticos la misma influencia sobre la respuesta del modelo. Para los análisis de sensibilidad global, la influencia de estos parámetros es menor a 0,2, mientras que para el índice de compresión la influencia es cercana en todos los casos a 0,9.

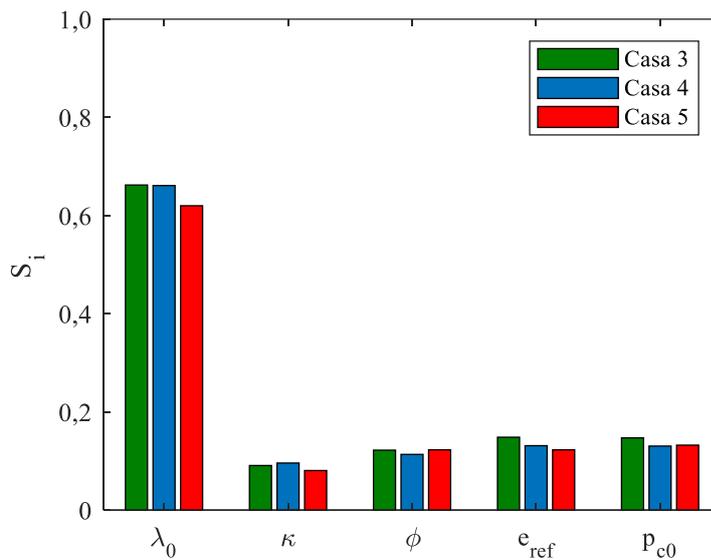


Figura 5.19: Índices de sensibilidad de primer orden ( $S_i$ )

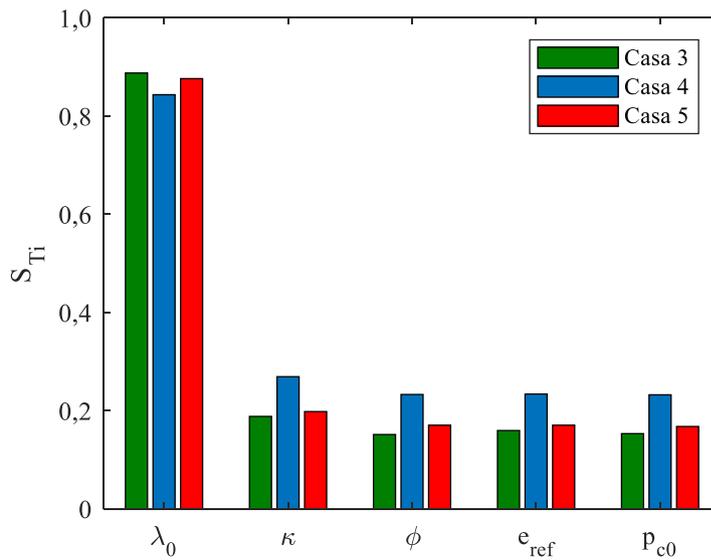


Figura 5.20: Índices de efecto total ( $S_{Ti}$ ).

Si la salida del modelo hubiese sido evaluada a partir de las matrices  $C_i$  el costo computacional hubiese sido demasiado alto. Por este motivo, el empleo de regresiones múltiples permitió reducir drásticamente el tiempo empleado en la definición de los índices de sensibilidad. La principal ventaja de realizar análisis de sensibilidad es que permite identificar los parámetros claves, aquellos más importantes para la respuesta hidro-mecánica del modelo y de esta manera reducir el tamaño de los análisis inversos, empleando como variables de ajuste aquellas que tienen más influencia sobre la respuesta del suelo.

Los índices de sensibilidad tienen que ser considerados de acuerdo al tipo de suelo, el mecanismo involucrado y el modelo constitutivo adoptado. Hamm et al. (2006) identificó al ángulo de fricción interna como el parámetro más influyente cuando se implementa el modelo de Mohr Colulomb para suelos no cohesivos. Además, Miro et al. (2014) mostraron que el módulo edométrico es el parámetro más sensible y Miro et al. (2015) encontraron ángulo de fricción interna y que el módulo de Young son las variables que más afectan la salida del modelo. Muthing et al. (2018) consideraron que el OCR es el parámetro más influyente en la predicción de asentamientos en arcillas. Cuando el OCR no es considerado, el índice de compresión es la variable más sensible, siendo el efecto de los otros parámetros despreciable. Para el modelo H-M propuesto en este Capítulo y los suelos estudiados en esta Tesis, el índice de compresión es el parámetro más influyente, siendo el parámetro responsable del 80% de los asentamientos inducidos por humedecimiento.

A medida que avanza el frente de inundación, los cambios volumétricos se acentúan, produciendo las mayores diferencias en los asentamientos encontrados. Cuando el valor del índice de compresión para una succión dada se acerca al valor del índice de compresión en estado saturado, los asentamientos se hacen asintóticos, pudiendo definirse como el punto cúlmine del proceso de colapso del suelo. Los valores de succión para esta etapa son muy bajos, y la estructura del suelo permanece prácticamente inalterada, con variaciones volumétricas que pueden ser despreciadas frente a cambios en el contenido de humedad, equivalente a la fase de post-colapso definida por Pereira y Fredlund (2002).

## **5.5 CONCLUSIONES**

Las pérdidas de agua en cañerías constituyen un problema serio, capaz de comprometer la respuesta mecánica en fundaciones. Los daños causados por los asentamientos

inducidos por humedecimiento es uno de los tópicos más desafiantes que tiene la geotecnia. En este Capítulo se presenta un modelo H-M para fundaciones superficiales en suelos colapsables en la Ciudad de Córdoba. Los datos obtenidos de la modelación se obtuvieron de la calibración a partir de ensayos experimentales y mediciones de deformaciones in-situ reportados en la bibliografía. Las principales contribuciones que se alcanzaron fueron:

- Mediante la implementación del modelo H-M propuesto en este Capítulo fue posible predecir los asentamientos inducidos por humedecimiento en fundaciones superficiales. El 85% de los asentamientos se produjeron en el primer año, alcanzado una saturación del 80% del perfil de suelo (etapa de colapso). Luego, la tasa o velocidad de deformación se redujo en un orden magnitud, dando lugar al comienzo de la etapa de post-colapso, en la cual los asentamientos se hicieron asintóticos y las reducciones volumétricas fueron pocas significativas.
- El modelo H-M implementado permitió evidenciar que las deformaciones volumétricas plásticas y las deformaciones verticales crecen linealmente desde la base de la fundación hasta alcanzar su valor máximo a una profundidad entre 1,5 y 2,0 m. Luego decrecen linealmente, hasta hacer cero entre 5 m y 15 m de profundidad, para todos los tiempos considerados. Los valores máximos de asentamientos no son coincidentes con el eje central de la fundación, y están desplazados hacia la fuente de inundación.
- La generación de análisis probabilísticos a través de simulación Monte Carlo, permitieron estimar los asentamientos a largo plazo, producto de la rotura de un caño de agua con un muy buen grado de ajuste. Los asentamientos simulados en relación a los medidos in-situ estuvieron en todos los casos contenidos dentro de una desviación estándar respecto al valor medio simulado. El modelo H-M propuesto sobrestima los asentamientos medidos en los prototipos entre un 16% y un 34%. Esto se debe, por un lado, a la distribución probabilística adoptada, y por otro, a la variabilidad vertical y horizontal que presentan las propiedades del suelo.
- La implementación de análisis probabilísticos permitió obtener una gran cantidad de datos que fueron implementados en la determinación de análisis de sensibilidad global. De esta manera, se logró determinar que el índice de compresión en estado saturado es el parámetro más influyente en la salida del modelo, siendo

responsable aproximadamente del 90% de los asentamientos que se producen por humedecimiento en los suelos loésicos de Córdoba. Por otra parte, la relación de vacíos inicial, la presión de fluencia, el ángulo de fricción interna y el índice de expansión tienen un efecto considerablemente menor sobre la salida del modelo, siendo los índices de sensibilidad global próximos a 0,2.

# CAPÍTULO 6

## CONCLUSIONES

### 6.1 CONCLUSIONES

En el marco de esta Tesis se buscó ampliar el estado del conocimiento vinculado a los loess de Córdoba, haciendo énfasis particular en el proceso de colapso; por una parte, asociado a eventos de humedecimiento con agua y por otro a la interacción de estos suelos con la presencia de hidrocarburo. El desarrollo de las investigaciones plasmadas tuvo una fuerte impronta numérica, buscando recrear, reproducir y entender la respuesta del suelo, a partir de la calibración y predicción basada en ensayos experimentales e in-situ.

Fue posible cuantificar y entender los cambios en la respuesta mecánica del suelo cuando se lo satura con agua y con querosén. A partir de un enfoque experimental se llegaron a las siguientes conclusiones:

A partir de los ensayos triple edométricos llevados a cabo fue posible determinar que los limos loésicos no cementados presentan cambios en la respuesta mecánica cuando se comparan las curvas de compresibilidad para el estado de humedad natural, saturación con agua y con querosén. La presencia de agua genera cambios volumétricos abruptos, consistente con los resultados reportados por otros autores. El índice de compresión en estado saturado se incrementa en promedio un 160% en relación a las muestras a humedad natural. A su vez, el querosén también genera incrementos en la compresibilidad del loess, siendo los valores de  $C_c$  en promedio un 62% más grandes en relación a las muestras a humedad natural. Por otra parte, al analizar la respuesta en muestras cementadas, las variaciones en las curvas de compresibilidad son despreciables, siendo el comportamiento mecánico independiente del fluido permeante.

Los índices de re-compresión ( $C_r$ ) en muestras contaminadas no evidencian cambios significativos en relación a los estados de humedad natural. Se observó que  $C_r$  varía alrededor de un 10% en relación a muestras muestras contaminadas. El querosén al no producir un cambio en la microestructura del suelo, presenta un comportamiento para estados previos a la presión de fluencia equivalente a la respuesta del suelo en estado natural. Cuando se comparan  $C_r$  en estado de humedad natural y saturado con agua, siendo la relación de vacíos menor a 1,05, las variaciones son del 15% y del 144% cuando

la relación de vacíos es mayor a 1,05. En el caso de muestras cementadas la tendencia es la misma, siendo el valor de  $C_r$  hasta 20 veces más pequeño que el valor en muestras no cementadas.

Los suelos loésicos al ser saturados con agua exhiben una reducción en la presión de fluencia que varía entre 2 y 7 veces el valor correspondiente al estado de humedad natural. Cuando se analiza el efecto del contaminante orgánico, la tendencia obtenida no es tan clara, aunque los valores observados son similares a las muestras a humedad natural. El valor promedio de la presión de fluencia en muestras inundadas con querosén es de 85 kPa, con una desviación estándar de 32 kPa, mientras que en muestras ensayadas a humedad natural el valor promedio es de 109 kPa +/- 52 kPa. La menor variabilidad se obtuvo en las muestras saturadas con agua con un valor de 28 kPa +/- 7 kPa.

Los resultados obtenidos a partir de los ensayos de estabilidad pusieron en evidencia que al inundarse los suelos loésicos con hidrocarburo la estructura original permanece inalterada, siendo el índice de estabilidad igual a 6. Por otra parte, cuando el suelo se sumerge en agua, la macroestructura del loess se ve completamente modificada, reduciéndose a una consistencia de lodo, con un valor de índice de alteración igual a 1.

A partir de imágenes SEM fue posible por primera vez establecer relaciones entre la microestructura de los loess de la ciudad de Córdoba y zonas aledañas en presencia de agua y querosén. La microestructura del loess está caracterizada principalmente por partículas de limo (recubiertas por minerales arcillosos) y agregados de minerales arcillosos, que conforman una estructura abierta a partir de la presencia de cementantes leves y puentes de arcilla. Cuando el contenido de agua es bajo o el suelo ha sido inundado con un fluido orgánico, la microestructura está caracterizada por una predominancia de poros espaciados, siendo el arreglo de partículas y poros similar para estas dos condiciones. Por otra parte, cuando el contenido de agua aumenta, el tamaño y la frecuencia de los poros espaciados se reduce, generando un empaquetamiento más denso y una estructura floculada.

Fue posible definir que la saturación con querosén en muestras no cementadas produce una reducción de la succión debido a la interacción simultánea de dos fluidos no miscibles (el agua y el hidrocarburo). Las tensiones interfaciales se reducen, no llegando a anularse como es el caso de la saturación con agua. Además, las partículas del suelo al ser rodeadas por el fluido orgánico reducen su capacidad de intercambio catiónico, siendo imposible

al ser un fluido no polar que se desencadenen los procesos de disolución de las sales precipitadas y expansión de los puentes de arcilla que vinculan las partículas de limo y arena. Este fenómeno fue posible de corroborar a partir de las imágenes de la microestructura y del comportamiento de la macroestructura frente a la saturación con distintos fluidos. Por su parte, las muestras cementadas, no evidenciaron variaciones en el comportamiento mecánico debido a que presentan nódulos que no son solubles en agua o querosén.

Fue posible detectar en muestras de loess no cementadas un comportamiento levemente colapsable al ser inundadas con querosén. Se obtuvieron índices de colapso mayor a 1,5% para presiones verticales mayores a los 100 kPa, aunque en algunos casos, inclusive para presiones verticales altas, el suelo se comportó como no colapsable (al igual que las muestras cementadas independientemente del fluido). En el caso de muestras saturadas con agua, la presión de inicio de colapso fue en todos los casos menor a la presión de fluencia del suelo. Para que se desencadene el inicio del colapso, en los loess se necesitan aproximadamente 2,5 m de suelo saturado con agua. Mientras que cuando el fluido es querosén, el espesor mínimo para la mayoría de las muestras analizadas es de 17,5m, siendo los asentamientos por colapso esperados en el caso de pérdidas de cañerías o tanques de almacenamiento de hidrocarburos claramente menores.

Mediante el desarrollo de los modelos numéricos con un enfoque netamente mecánico fue posible entender y recrear el comportamiento del suelo a humedad natural y saturado con agua y querosén para la condición de desplazamiento lateral nulo, pudiendo definir los siguientes lineamientos:

La implementación del modelo Cam Clay modificado (MCC) permite reproducir de manera satisfactoria la respuesta tenso-deformacional del suelo en estado saturado. El grado de correlación entre los parámetros definidos experimentalmente y numéricamente arroja valores de  $R^2$  superiores a 0,9. Esto evidencia la capacidad del modelo de predecir el comportamiento edométrico sin la necesidad de ajustes. La relación entre el índice de compresión y de expansión debe ser menor a 20, para garantizar la correcta convergencia del modelo y de esta forma evitar problemas de no-convexidad.

A partir del empleo del modelo Básico de Barcelona Extendido (EBBM) como modelo constitutivo, se evidenció que logra captar los cambios volumétricos que se producen en el suelo para la condición de humedad natural y saturación con agua de manera

simultánea. Fue posible calibrar el modelo a partir de ensayos edométricos a succión no controlada, conociendo el rango de succiones que comúnmente experimentan estos suelos. Se obtuvo que los el esqueleto de loess a bajos contenidos de humedad es suficientemente rígido, por lo que los cambios en la succión en el proceso de carga son despreciables, permitiendo de esta manera calibrar los modelos con ensayos comúnmente empleados en la práctica geotécnica. Por este motivo, la determinación experimental de la curva característica permite calibrar el modelo, siendo el error medio relativo del 34% cuando se comparan los valores medidos con la técnica de papel de filtro y los valores que explican el comportamiento mecánico simulado.

Los valores de los índices de compresibilidad, expansión, presión de fluencia, presión de referencia, relación de vacíos de referencia y presión de fluencia fueron tomados de los resultados experimentales y su correlación con los valores implementados en el modelo tienen un grado de confianza por encima del 95%. Esto permite afirmar que no se trata de un simple ajuste del modelo, sino que existe una clara correlación directa entre los resultados experimentales y numéricos. El parámetro de peso ( $w$ ) se obtiene de la relación entre el índice de compresión a humedad natural ( $\lambda_n$ ) y del índice de compresión saturado ( $\lambda_0$ ), siendo en todos los casos el valor correspondiente  $\lambda_n$  menor a 0,1. El parámetro de rigidez ( $m$ ) se define de las curvas carga-colapso (LC) y su valor puede considerarse prácticamente constante (200 kPa-220 kPa).

Se logró a través del modelo EBB considerar la variación en los índices de colapso en muestras con una colapsabilidad extremadamente fuerte (índices mayores al 10%). No se encontró una clara correlación entre la relación de vacíos inicial y el grado de colapsabilidad. Al normalizar la relación de vacíos con la relación de vacíos correspondiente a la presión de fluencia, se observa una relación aproximadamente lineal con los distintos grados de colapso (1,5%, 4%, 7%, 10%) y la presión aplicada. A mayores valores de relación de vacíos normalizada, menor es la presión necesaria para alcanzar los distintos grados de colapso. Es decir, la tasa de deformación es mayor. A su vez, es importante destacar que una mayor relación de vacíos no implica un mayor nivel de colapso final.

Por primera vez se implementó el modelo BBM para definir la respuesta mecánica del suelo en presencia de hidrocarburo. Es posible a través del enfoque adoptado calibrar el modelo en presencia de agua con los parámetros ya adoptados, pudiéndose considerar la

contaminación con hidrocarburo un estado intermedio, justificado a través del cambio en la succión que se produce por la interacción agua-querosén. Se logró una muy buena correlación entre los valores experimentales y numéricos, siendo en todos los casos las correlaciones entre los parámetros básicos superior a 0,7. El análisis sobre los cambios en la succión permitió evidenciar que cuando el suelo se inunda con querosén se produce una reducción en la succión en promedio del 45%, consistente con el cambio en las tensiones interfaciales, habiéndose reportado un único caso en el que la curva de compresibilidad de la muestra con querosén es levemente menos compresible en relación al estado de humedad natural, producto de las propias heterogeneidades de las muestras.

El modelo EBB presenta una limitación al definir la presión de fluencia para las muestras contaminadas. En el modelo calcula la presión de fluencia partir del índice de compresión para una succión dada, siendo en todos los casos la presión de fluencia definida numéricamente menor a la correspondiente al estado de humedad natural. Estos resultados contradicen los valores obtenidos en algunas de las muestras ensayadas, donde el valor de presión de fluencia en muestras inundadas con querosén es mayor a la presión de fluencia en muestras a humedad natural.

Mediante la implementación de un modelo hidro-mecánico (H-M) acoplado fue posible predecir la respuesta tenso-deformacional de los suelos loéssicos a través de la calibración basada en ensayos experimentales y ensayos in-situ reportados en la bibliografía, siendo los principales aportes encontrados los siguientes:

Fue posible evidenciar que el 85% de los asentamientos se producen en el primer año de inundación. La tasa de deformación en esta etapa (etapa de colapso) es de un orden de magnitud mayor en relación a la tasa de deformación para los asentamientos simulados entre uno y dos años de inundación (etapa de post-colapso). La tasa de deformación del suelo está controlada por la velocidad de infiltración del agua y los asentamientos finales gobernados por el índice de compresión en estado saturado. Se logró predecir la respuesta de fundaciones superficiales en suelos colapsables sin necesidad de ajuste de variables, tomando los valores promedios de los ensayos experimentales definidos para la condición edométrica.

Los resultados obtenidos del modelo H-M demostraron que las máximas deformaciones se encuentran desplazadas del eje central de la fundación hacia la fuente de infiltración

de agua. Los valores picos de deformaciones verticales y deformaciones volumétricas plásticas se producen entre 1,5 m y 2,0 m para todos los tiempos simulados.

A partir de la determinación de asentamientos a largo plazo con parámetros definidos a partir de ensayos experimentales con distribuciones probabilísticas mediante simulación Monte Carlo, se obtuvieron asentamientos promedios para las Casas 3, 4 y 5 de 166 mm, 165 mm y 161 mm, siendo aquellos medidos in-situ de 142 mm, 130 mm y 120 mm. Por lo tanto, el modelo H-M propuesto sobrestima los asentamientos medidos en los prototipos entre un 16% y un 34%. Esto se debe a la distribución probabilística adoptada y a la variabilidad vertical y horizontal que presentan las propiedades del suelo. Los asentamientos inducidos por humedecimiento predichos por el modelo se encuentran contenidos en una desviación estándar en relación al valor medio.

Por primera vez se determinaron de los índices de sensibilidad en suelos loésicos, permitiendo definir que el índice de compresión saturado es el parámetro más influyente en la respuesta del suelo a largo plazo. El proceso de asentamiento está gobernado por esta variable, el índice de expansión, la relación de vacíos de referencia, el ángulo de fricción interna y la presión de fluencia relativamente poco influyente, siendo el índice de sensibilidad global de 0,2 en promedio. A su vez se pudo observar que estas variables tienen una baja interacción entre sí ya que los índices de sensibilidad de efecto total y sensibilidad local se encuentran muy próximos. El índice de compresibilidad para el estado saturado tiene una incidencia de aproximadamente el 90% sobre la respuesta mecánica del suelo. Por este motivo, es fundamental la determinación de este parámetro en la zona de estudio, analizando su variación espacial y en profundidad.

## **6.2 RECOMENDACIONES PARA FUTURAS INVESTIGACIONES**

Para futuras investigaciones se recomienda:

- a) Medir los parámetros de consolidación y compresibilidad del suelo a partir de ensayos edométricos a deformaciones controladas.
- b) Predecir los asentamientos en suelos colapsables como consecuencia del ascenso del nivel freático a nivel regional, para poder establecer las subsidencias que se generan por este proceso

- c) Medir en laboratorio la curva característica en muestras de loess inalteradas en presencia de distintos hidrocarburos, para contrastar con los datos obtenidos en esta investigación
- d) Simular el proceso de humedecimiento en el suelo a partir de la infiltración de contaminantes orgánicos a partir de la curva de retención medida experimentalmente para las fases agua-hidrocarburo.
- e) Para poder obtener una respuesta más acabada y precisa sobre los asentamientos inducidos por humedecimiento se prevé obtener muestras de loess en profundidad, de esta manera será posible determinar la variación de los parámetros en el perfil del suelo y discretizar el problema con una mayor cantidad de datos.
- f) De manera complementaria al punto anterior, es recomendable incorporar a los modelos H-M la variabilidad espacial en horizontal y vertical de las propiedades del suelo.
- g) Se recomienda investigar y determinar la influencia de las distribuciones probabilísticas de las propiedades del suelo en la respuesta del modelo H-M.
- h) Modelar el comportamiento de los loess de Córdoba a través de análisis micromecánicos, buscando simular el proceso de desencadenamiento de colapso mediante la identificación de los procesos que ocurren a microescala (como el caso de la disolución de sales y expansión de puentes de arcilla).

## APÉNDICE A

Tabla A.1: Propiedades índices de las muestras a humedad natural

Ensayo	LL (%)	PL (%)	PI (%)	#200
T1.1	24,17	19,88	4,29	95,48
T2.1	22,1	18,39	3,71	95,9
T3.1	24,58	21,13	3,45	97,15
T4.1	23,7	20,01	3,69	96,7
T5.1	25,48	19,67	5,81	95,49
T6.1	24,16	21,59	2,57	85,51
T7.1	23,41	20,67	2,74	89,95
T8.1	25,99	23,80	2,19	96,12
T9.1	22,15	18,58	3,57	90,25

Tabla A.2: Propiedades índices de las muestras a saturadas con agua

Ensayo	LL (%)	PL (%)	PI (%)	#200
T1.2	24,20	19,78	4,42	94,75
T2.2	22,13	18,51	3,62	95,58
T3.2	24,32	21,62	2,70	96,68
T4.2	23,52	20,15	3,37	95,98
T5.2	25,48	19,67	5,81	85,89
T6.2	24,16	21,59	2,57	86,48
T7.2	23,41	20,67	2,74	87,71
T8.2	26,22	23,65	2,57	96,51
T9.1	23,05	19,12	3,93	91,05

Tabla A.3: Propiedades índices de las muestras a saturadas con querosén

Ensayo	LL (%)	PL (%)	PI (%)	#200
T1.3	24,63	19,32	5,31	95,62
T2.3	22,89	18,16	4,73	95,98
T3.3	24,65	21,17	3,48	96,32
T4.3	22,95	20,14	2,81	95,13
T5.3	25,480	19,67	5,81	88,32
T6.3	24,160	21,59	2,57	87,69
T7.3	23,410	20,67	2,74	86,61
T8.3	24,470	22,94	1,53	97,65
T9.1	22,85	18,87	3,98	90,46

## APÉNDICE B

La ecuación de equilibrio que se resuelve en el modelo mecánico es la siguiente:

$$0 = \Delta \cdot S + F_V \quad (\text{B.1})$$

donde  $S$  es el segundo tensor de tensiones de Piola-Kirchoff y  $F_V$  las fuerzas másicas. De manera genérica, el trabajo virtual puede escribirse de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\delta W = \int_V (-\delta \varepsilon : \sigma + \delta u \cdot F_V) dv + \int_S (\delta u \cdot F_S) ds + \int_L (\delta u \cdot F_L) dl + \sum_P \delta u \cdot F_P \quad (\text{B.2})$$

siendo  $\delta u$  el desplazamiento virtual,  $\varepsilon$  es tensor de deformaciones,  $\sigma$  es el tensor de tensiones;  $F_V, F_S, F_L, F_P$  son las fuerzas másicas, de superficie, de contorno y de punto, respectivamente. En caso de que el estudio es geoméricamente no lineal,  $\varepsilon$  son las deformaciones de Green-Lagrange y  $\sigma$  el segundo tensor de tensiones de Piola-Kirchoff.

De acuerdo a lo especificado en el Manual de Usuario de Comsol Multiphysics, en la formulación débil, las ecuaciones están multiplicadas por una función “test” e integradas en el dominio. El desplazamiento virtual  $\delta u$  está representado en la formulación débil en Comsol a través del operador “test ()”. La función “test” actúa como una función de peso o función de prueba. Actúa sobre cualquier variable dependiente en la ecuación correspondiente. Por otra parte, la función “VAR” representa la variación o fluctuación de la variable en las funciones “test”. A partir del operador “VAR” se pueden computar las fluctuaciones locales y los gradientes en la solución.

Se detalla a continuación la formulación débil empleada por el modelo de elementos finitos en el dominio del sólido axil-simétrico planteado en el problema:

$$w = \int_V 2[-S_{11} var(\varepsilon_{111}, u) - 2S_{12} var(\varepsilon_{112}, u) - 2S_{13} var(\varepsilon_{13}, u) - S_{22} var(\varepsilon_{22}, u) - 2S_{23} var(\varepsilon_{23}, u) - S_{33} var(\varepsilon_{33}, u)] R \pi \quad (\text{B.3})$$

Definiendo  $\varepsilon_{ij}$  como las componentes del tensor de deformaciones y  $S_{ij}$  como las componentes del segundo tensor de tensiones de Piola Kirchoff, de la siguiente manera:

$$S_{ii} = S_{ii}^i + p_{ref} - p + 2G dev(\varepsilon_{ii}^e) \text{ cuando } i = j \quad (\text{B.4})$$

$$S_{ij} = S_{ij}^i + 2G dev(\varepsilon_{ij}^e) \text{ cuando } i \neq j \quad (\text{B.5})$$

Siendo  $G$  el módulo de corte,  $p_{ref}$  la presión de referencia,  $S_{ii}^i$  y  $S_{ij}^i$  las componentes  $ii$  e  $ij$  del tensor de tensiones inicial;  $p$  es la presión no lineal;  $\varepsilon_{ii}^e$  y  $\varepsilon_{ij}^e$  son las componentes  $ii$  e  $ij$  del tensor de deformaciones elástico. A su vez,  $dev(\varepsilon_{ii}^e)$  y  $dev(\varepsilon_{ij}^e)$  son las componentes  $ii$  e  $ij$  del tensor de deformaciones elástico desviador. La presión no lineal queda definida como:

$$p = p_{ref} \left( \frac{1+e_{ref}}{\kappa} \right) \varepsilon_p^e \quad (B.6)$$

donde  $\varepsilon_p^e$  es el primer invariante del tensor de deformaciones elástico o las deformaciones volumétricas elásticas  $\left( \frac{\varepsilon_{11}^e + \varepsilon_{22}^e + \varepsilon_{33}^e}{3} \right)$ . Los tensores desviadores se definen como:

$$dev(\varepsilon_{ii}^e) = \varepsilon_{ii}^e - \varepsilon_p^e \text{ cuando } i = j \quad (B.7)$$

$$dev(\varepsilon_{ij}^e) = \varepsilon_{ij}^e \text{ cuando } i \neq j \quad (B.8)$$

siendo las componentes del tensor de deformaciones elástico:

$$\varepsilon_{ii}^e = \varepsilon_{ii} - \varepsilon_{ii}^{in} \text{ cuando } i = j \quad (B.9)$$

$$\varepsilon_{ij}^e = \varepsilon_{ij} - \varepsilon_{ij}^{in} \text{ cuando } i \neq j \quad (B.10)$$

donde  $\varepsilon_{ii}$  y  $\varepsilon_{ij}$  son las componentes  $ii$  e  $ij$  del tensor de deformaciones;  $\varepsilon_{ii}^{in}$  y  $\varepsilon_{ij}^{in}$  las componentes  $ij$  e  $ij$  del tensor de deformaciones inelástico, definidos como:

$$\varepsilon_{ii}^{in} = \varepsilon_{ps}^e + \varepsilon_{ii}^{i0} + \varepsilon_{ii}^p \text{ cuando } i = j \quad (B.11)$$

$$\varepsilon_{ij}^{in} = \varepsilon_{ij}^{i0} + \varepsilon_{ij}^p \text{ cuando } i \neq j \quad (B.12)$$

siendo  $\varepsilon_{ps}^e$  las deformaciones volumétricas por cambios en la succión;  $\varepsilon_{ii}^{i0}$  y  $\varepsilon_{ij}^{i0}$  las componentes  $ii$  e  $ij$  del tensor inicial de deformaciones;  $\varepsilon_{ij}^{i0}$  componentes  $ij$  del tensor inicial de deformaciones;  $\varepsilon_{ii}^p$  y  $\varepsilon_{ij}^p$  las componentes  $ii$  e  $ij$  del tensor de deformaciones plástico. Por otra parte, a través de la formulación débil, teniendo en cuenta la succión, se resuelve la siguiente ecuación:

$$\int \left( -\varepsilon_{ps}^e - \frac{s}{K_s} \right) test(\varepsilon_{ps}^e) = 0 \quad (B.13)$$

donde  $\varepsilon_{ps}^e$  son las deformaciones volumétricas por cambios en la succión,  $s$  la succión y  $K_s$  es el módulo compresibilidad para la succión, pudiéndose expresar de la siguiente manera:

$$K_s = (1 + e_{ref}) \frac{(s + p_{atm})}{\kappa_s} \quad (\text{B.14})$$

Las ecuaciones correspondientes a las condiciones de borde planteadas se detallan a continuación:

El borde fijo es materializado a través de:

$$u \cdot n = 0 \quad (\text{B.15})$$

Siendo  $u$  el vector desplazamiento y  $n$  la dirección normal. Por lo tanto, la proyección normal del desplazamiento es nula. En el borde fijo (borde inferior) ambas componentes del desplazamiento son nulas:

$$u = 0 \quad (\text{B.16})$$

Para representar los distintos saltos de carga (borde superior) se definió en primer lugar un nudo maestro, como punto de integración de orden 4 (cuatro). Luego se definió una ecuación global, que permite resolver ecuaciones de la forma:

$$f(u, u', u'', t) = 0 \quad (\text{B.17})$$

Donde las condiciones iniciales son:

$$u(t_0) = u_0 \quad (\text{B.18})$$

$$u_t(t_0) = u_{t0} \quad (\text{B.20})$$

Donde  $t$  indica la derivada respecto al tiempo. De esta manera se obtuvo la variable dependiente desplazamiento a partir de la presión media aplicada como variable de partida, mediante la técnica de residuos ponderados.

## APÉNDICE C: LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Ubicación de los sondeos realizados. ....	32
Figura 2.2: Configuración del ensayo triple edométrico. ....	34
Figura 2.3: “ <i>Jar slake test</i> ”: vasos de precipitado con agua y querosén. ....	36
Figura 2.4: Curvas de compresibilidad para el loess T1.....	37
Figura 2.5: Curvas de compresibilidad para el loess T2.....	38
Figura 2.6: Curvas de compresibilidad para el loess T3.....	38
Figura 2.7: Curvas de compresibilidad para el loess T4.....	39
Figura 2.8: Curvas de compresibilidad para el loess T5.....	40
Figura 2.9: Curvas de compresibilidad para el loess T6.....	40
Figura 2.10: Curvas de compresibilidad para el loess T7.....	41
Figura 2.11: Curvas de compresibilidad para el loess T8.....	41
Figura 2.12: Curvas de compresibilidad para el loess T9.....	42
Figura 2.13: “ <i>Jar slake test</i> ” en muestras de loess no cementadas a 1, 5 30 y 60 minutos. .....	44
Figura 2.14: Clasificación de poros de acuerdo a su origen: (a) 9, 63 % de humedad (b) 34,23% de querosén y (c) 26,38% de humedad. ....	46
Figura 2.15: Imágenes SEM de muestras de loess: (a) 9, 63 % de humedad (b) 34,23% de querosén y (c) 26,38% de humedad.....	47
Figura 2.16: Relación entre índice de compresión para muestras no cementadas a humedad natural versus índices de compresión inundados con agua y querosén. ....	49
Figura 2.17: Relación entre índice de re-compresión para muestras no cementadas a humedad natural versus índices de re-compresión inundados con agua y querosén..	50
Figura 2.18: Relación entre la presión de fluencia en muestras no cementadas a humedad natural versus presión de fluencia en muestras inundados con agua y querosén.....	51
Figura 2.19: Colapso relativo en muestras de loess inundadas a) con agua b) con querosén.....	53
Figura 2.20: Colapso relativo en muestras de loess cementadas, saturadas con agua y con querosén.....	54
Figura 3.1: Representación esquemática de los parámetros involucrados en el modelo MCC.....	62
Figura 3.2: Configuración del ensayo doble edométrico .....	67
Figure 3.3: Mallado empleado en el modelo numérico a) malla estructurada b) malla no estructurada.....	69
Figura 3.4: Curva característica de los loess de Córdoba.....	70

Figura 3.5: Comportamiento tens-deformacional en la condición de desplazamiento lateral nulo para los loess ensayados. Los símbolos representan los resultados experimentales y las líneas el resultado del modelo MCC. ....	72
Figura 3.6: Comportamiento tens-deformacional en la condición de desplazamiento lateral nulo para los loess ensayados. Los símbolos representan los resultados experimentales y las líneas el resultado del modelo EBBM. ....	74
Figura 3.7: Curva carga-colapso para los loess ensayados. ....	75
Figura 3.8: Relación entre el índice de recompresión y el peso unitario seco. ....	78
Figura 3.9: Relación entre el índice de recompresión y la relación de vacíos inicial. ....	79
Figura 3.10: Influencia del contenido volumétrico de agua sobre la succión matricial en loess. ....	81
Figura 3.11: Relación entre la succión empleada en el modelo EBB y aquella calibrada con la Ec. de van Genuchten a partir de mediciones en laboratorio. ....	82
Figura 3.12: Índice de colapso final en loess. ....	83
Figura 3.13: Correlación entre la relación de vacíos normalizada y la presión vertical aplicada para distintos niveles de colapso ....	84
Figura 4.1 Modelo a microescala de partículas esféricas. Modificado de Cho y Santamarina, 2001. ....	93
Figura 4.2: Curva tensión-deformación de muestras de loess inalteradas a humedad natural, saturadas con agua y querosén, resultados experimentales y numéricos (T1). ....	97
Figura 4.3: Curva tensión-deformación de muestras de loess inalteradas a humedad natural, saturadas con agua y querosén, resultados experimentales y numéricos (T2). ....	97
Figura 4.4: Curva tensión-deformación de muestras de loess inalteradas a humedad natural, saturadas con agua y querosén, resultados experimentales y numéricos (T3). ....	98
Figura 4.5: Curva tensión-deformación de muestras de loess inalteradas a humedad natural, saturadas con agua y querosén, resultados experimentales y numéricos (T4). ....	98
Figura 4.6: Curva tensión-deformación de muestras de loess inalteradas a humedad natural, saturadas con agua y querosén, resultados experimentales y numéricos (T5). ....	99
Figura 4.7: Curva tensión-deformación de muestras de loess inalteradas a humedad natural, saturadas con agua y querosén, resultados experimentales y numéricos (T6). ....	99

Figura 4.8: Curva tensión-deformación de muestras de loess inalteradas a humedad natural, saturadas con agua y querosén, resultados experimentales y numéricos (T7). .....	100
Figura 4.9: Curva tensión-deformación de muestras de loess inalteradas a humedad natural, saturadas con agua y querosén, resultados experimentales y numéricos (T8). .....	100
Figura 4.10: Relación entre el índice de compresión/índice de recompresión y la relación de vacíos inicial. ....	102
Figura 4.11: Gráfico de dispersión de los índices de compresión y de expansión. (a) $\lambda$ experimental versus $\lambda$ con el modelo EEB (b) $\kappa$ experimental versus $\kappa$ con el modelo EEB.....	105
Figura 4.12: Relación entre la succión y el contenido volumétrico de agua.....	106
Figura 4.13: Relación entre la succión y la saturación efectiva de agua de las muestras inundadas con querosén. ....	107
Figura 4.14: Coeficientes de colapsabilidad de las muestras de loess saturadas con agua (a) y con querosén (b). ....	109
Figura 4.15: Relación entre los coeficientes de colapsabilidad definidos experimentalmente ( $\delta_{col exp}$ ) y numéricamente ( $\delta_{col EBB}$ ) .....	110
Figura 4.16: Índice de colapso final em muestras de loess saturadas con agua y querosén.....	111
Figura 4.17: Relación entre la presión vertical a la cual el índice colapso es mayor a 1,5%. Las líneas punteadas representan líneas teóricas entre la relación de vacíos y presión de tapada para un dado espesor de suelo. ....	112
Figura 5.1: Fotografías tomadas durante la construcción de fundación superficial (a) y construcción de las casas hasta el nivel de techo (b). ....	124
Figura 5.2: Distribución espacial de los prototipos de casa. Prototipos de fundaciones superficiales.....	125
Figura 5.3: Geometría y condiciones de borde adoptadas en el modelo H-M. (a) modelo mecánico (b) modelo hidráulico.....	126
Figura 5.4: Mallado adoptado en el modelo hidro-mecánico propuesto.....	129
Figura 5.5: Función de optimización en relación al índice de compresión y la velocidad de flujo (Casa 3) .....	132
Figura 5.6: Función de optimización en relación al índice de compresión y la velocidad de flujo (Casa 4) .....	133
Figura 5.7: Función de optimización en relación al índice de compresión y la velocidad de flujo (Casa 5) .....	133
Figura 5.8: Variación del perfil de succión.....	134

Figura 5.9: Variación de los asentamientos en el tiempo cuando varía el índice de compresión en estado saturado (a) y la velocidad de flujo de entrada (b). .....	135
Figura 5.10: Variación del perfil de succión causado por la inundación. ....	136
Figura 5.11: Variación del índice de compresión simulado en el tiempo inicial y final. ....	137
Figura 5.13: Asentamientos expresados en mm, al final del proceso de inundación (casa n°5). ....	138
Figura 5.14: Histograma de la distribución probabilística de asentamientos, casa 3. ....	141
Figura 5.15: Histograma de la distribución probabilística de asentamientos, casa 4. ....	141
Figura 5.16: Histograma de la distribución probabilística de asentamientos, casa 5. ....	142
Figura 5.17: Relación entre los parámetros de entrada y los asentamientos finales a 2 años. ....	143
Figura 5.18: Matriz de correlación entre parámetros de entrada y asentamientos simulados. ....	144
Figura 5.19: Índices de sensibilidad de primer orden ( $S_i$ ) .....	145
Figura 5.20: Índices de efecto total ( $ST_i$ ). ....	145

## APÉNDICE D: LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1: Propiedades de suelos gruesos contaminados con hidrocarburos .....	29
Tabla 2.2: Propiedades de suelos finos contaminados con hidrocarburos .....	30
Tabla 2.2: Continua .....	31
Tabla 2.3: Propiedades mecánicas de muestras de loess. ....	33
Tabla 2.4: Propiedades mecánicas de muestras a humedad natural.....	42
Tabla 2.5: Propiedades mecánicas muestras saturadas con agua .....	43
Tabla 2.6: Propiedades mecánicas muestras saturada con querosén .....	43
Tabla 3.1: Clasificación del nivel de porosidad, modificado de Zhao y Chen (1994) ...	60
Tabla 3.2: Propiedades principales de los suelos ensayados .....	65
Tabla 3.3: Parámetros de ajustes de los modelos de curvas características .....	70
Tabla 3.4: Índice de compresión $\lambda$ , índice de expansión $\kappa$ , y presión de pre-consolidación $p_c$ determinados experimentalmente y aquellos que mejor ajustan al modelo MCC....	71
Tabla 3.5: Parámetros del modelo Básico de Barcelona Extendido.....	73
Tabla 3.6: Modificación de los parámetros del modelo Básico de Barcelona Extendido cuando se asume que el valor de $\kappa$ varía con la succión en el tramo elástico. ....	77
Tabla 4.1 Parámetros del modelo Básico de Barcelona Extendido para muestras inalteradas. ....	96
Tabla 5.1: Parámetros del modelo hidráulico .....	128
Tabla 5.2: Parámetros del modelo mecánico (EBBM).....	130
Table 5.3: Rango de parámetros definidos para la simulación Monte Carlo .....	140
Tabla A.1: Propiedades índices de las muestras a humedad natural .....	156
Tabla A.2: Propiedades índices de las muestras a saturadas con agua .....	156
Tabla A.3: Propiedades índices de las muestras a saturadas con querosén .....	157

## REFERENCIAS

- Abousnina, R. M., Manalo, A., Shiau, J., & Lokuge, W. (2015). Effects of light crude oil contamination on the physical and mechanical properties of fine sand. *Soil and Sediment Contamination: An International Journal*, 24(8), 833-845.
- Adami, A., & Rinaldi, V. A. (2017). The influence of amorphous silica on the aging of a remoulded loessial soil. *Soils and Foundations*, 57(3), 315-326.
- Aiassa, G. M. (2008). Caracterización de procesos de infiltración em estado no saturado sobre suelos limosos compactados. *Tesis Doctoral. Universidad Nacional de Córdoba, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales*.
- Alawaji, H. A. (2008). Leak Induced Settlement of Buried Pipelines in Collapsible Soil. *In Pipelines 2008: Pipeline Asset Management: Maximizing Performance of our Pipeline Infrastructure*, 1-10.
- Alonso, E. E., & Tapias, M. A. (2019). Suction and time effects in rockfill deformation. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 43(5), 1032-1050.
- Alonso, E. E., Gens, A., & Josa, A. (1991). Discussion: A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 41(2), 273-275.
- Al-Sanad, H. A., Eid, W. K., & Ismael, N. F. (1995). Geotechnical properties of oil-contaminated Kuwaiti sand. *Journal of geotechnical engineering*, 121(5), 407-412.
- Ashour, M., & Abbas, A. (2021). Axially loaded piles in inundated collapsible soils under compression and tension forces. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 48(2), 144-158.
- Assadi-Langroudi, A., Ng'ambi, S., & Smalley, I. (2018). Loess as a collapsible soil: Some basic particle packing aspects. *Quaternary International*, 469, 20-29.
- Assallay, A. M., Rogers, C. D. F., & Smalley, I. J. (1997). Formation and collapse of metastable particle packings and open structures in loess deposits. *Engineering Geology*, 48(1-2), 101-115.
- Bear J. (1972). Dynamics of Fluids in Porous Media, *Elsevier Scientific Publishing*, 764
- Bear J. (1979). Hydraulics of Groundwater, *McGraw-Hill*, 567.

- Casini, F. (2012). Deformation induced by wetting: a simple model. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(8), 954-960.
- Cha, M., & Santamarina, J. C. (2016). Effect of dissolution on the load–settlement behavior of shallow foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(8), 1353-1357.
- Chang, J. I., & Lin, C.-C. (2006). A study of storage tank accidents. *J. of Loss Prevention in the Process Industries*, 19, 51–59.
- Chen, J., Anandarajah, A., & Inyang, H. (2000). Pore fluid properties and compressibility of kaolinite. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 126(9), 798-807.
- Cho, G. C., & Santamarina, J. C. (2001). Unsaturated particulate materials—particle-level studies. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 127(1), 84-96.
- Clariá, J. J., & Rinaldi, V. A. (2007). Shear wave velocity of a compacted clayey silt. *Geotechnical Testing Journal*, 30(5), 399-408.
- Corey, A. T. (1994). Mechanics of immiscible fluids in porous media. *Water Resources Publication*.
- Costa, L. M., Pontes, I. D. S., Guimarães, L. J. N., & Ferreira, S. R. M. (2008). Numerical modelling of hydro-mechanical behaviour of collapsible soils. *Communications in numerical methods in engineering*, 24(12), 1839-1852.
- Deng, L. S., Fan, W., Yin, Y. P., & Cao, Y. B. (2018). Case study of a collapse investigation of loess sites covered by very thick loess–paleosol interbedded strata. *International Journal of Geomechanics*, 18(11), 05018009.
- Derbyshire, E. 2001. “Geological hazards in loess terrain, with particular reference to the loess regions of China”. *Earth-Science Reviews*, 54(1-3), 231-260.
- Derbyshire, E., & Mellors, T. W. (1988). Geological and geotechnical characteristics of some loess and loessic soils from China and Britain: a comparison. *Engineering Geology*, 25(2-4), 135-175.
- Di Matteo, L., Bigotti, F., & Ricco, R. (2011). Compressibility of kaolinitic clay contaminated by ethanol-gasoline blends. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(9), 846-849.

Dudley, J. H. (1970). Review of collapsing soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 96(3), 925-947.

El-Ehwany, M., & Houston, S. L. (1990). Settlement and moisture movement in collapsible soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(10), 1521-1535.

El-Zein, A., Carter, J. P., & W. Airey, D. (2006). Three-dimensional finite elements for the analysis of soil contamination using a multiple-porosity approach. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 30(7), 577-597.

Engineering Practice. (I. John Wiley & Sons, Ed.), Terzaghi Lectures.

Estabragh, A. R., Beytollahpour, I., Moradi, M., & Javadi, A. A. (2016). Mechanical behavior of a clay soil contaminated with glycerol and ethanol. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 20(5), 503-519.

Evgin, E., & Das, B. M. (1992). Mechanical behavior of an oil contaminated sand. In *Mediterranean conference on environmental geotechnology* (pp. 101-108).

Evgin, E., Boulon, M., & Das, B. M. (1995). Finite element analysis of a model scale footing on clean and oil contaminated sand. In *The Fifth International Offshore and Polar Engineering Conference*.

Feda, J. (1988). Collapse of loess upon wetting. *Engineering geology*, 25(2-4), 263-269.

Fernandez, F., & Quigley, R. M. (1985). Hydraulic conductivity of natural clays permeated with simple liquid hydrocarbons. *Canadian Geotechnical Journal*, 22(2), 205-214.

Francisca, F. M. (2007). Evaluating the constrained modulus and collapsibility of loess from standard penetration test. *International Journal of Geomechanics*, 7(4), 307-310.

Francisca, F. M., & Arrúa, P. A. (2007). Rigidez Y Resistencia De Suelos Limosos Con Propiedades Mecánicas Aleatorias. *Mecánica Computacional*, (29), 2513-1532.

Francisca, F. M., & Montoro, M. A. (2021). Behavior of Natural Fine Soil Particle Dispersions in Nonaqueous-Phase Liquids. *Journal of Environmental Engineering*, 147(2), 04020154.

- Francisca, F. M., & Redolfi, E. R. (2003). Parametric analysis of the deflections of flexible pipes in collapsible soils. In *12th Panamerican Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2, 2073-2079.
- Francisca, F. M., Montoro, M. A., Redolfi, E. R., Pesca Pinto, G., & Capdevila, L. (2015). Behavior of collapsible loess saturated with NAPL in confined compression tests. In *From fundamentals to applications in geotechnics*, 2031-2038.
- Francisca, F. M., Redolfi, E. R., & Prato, C. A. (2002). Análisis de Tuberías Enterradas en Suelos Loésicos: Efecto de la Saturación del Suelo”. *Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 2(1), 3-19.
- Francisca, F. M., Rinaldi, V. A., & Santamarina, J. C. (2003). Instability of hydrocarbon films over mineral surfaces: Microscale experimental studies. *ASCE Journal of Environmental Engineers*.
- Fredlund, D. G., & Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian geotechnical journal*, 31(4), 521-532.
- Fredlund, D. G., Rahardjo, H., & Fredlund, M. D. (2012). *Unsaturated Soil Mechanics in*
- Gallipoli, D., Gens, A., Sharma, R., & Vaunat, J. (2003). An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behaviour. *Géotechnique*, 53(1), 123-135.
- Gao GR. 1980. “Classification for microstructure of loess and its collapsibility”. *Chinese Science Bulletin*, 12:1203e12 (in Chinese).
- Gao, GR. 1981. “Classification of microstructures of loess in China and their collapsibility”. *Scientia Sinica*, 7:962e70.
- Gardner, W. (1956). Mathematics of isothermal water conduction in unsaturated soils. *Highway research board special report*, 40, 78-87.
- Gens, A., Sánchez, M., & Sheng, D. (2006). On constitutive modelling of unsaturated soils. *Acta Geotechnica*, 1(3), 137-147.
- Ghadyani, M., Hamidi, A., & Hatambeigi, M. (2019). Triaxial shear behaviour of oil contaminated clays. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 23(1), 112-135.

Ghorbani J, Nazem M, Carter JP (2016) Numerical modelling of multiphase flow in unsaturated deforming porous media. *Comput Geotech*, 71:195–206.

Giomi I. y Francisca F.M (2018). Simulación numérica del comportamiento tenso deformacional de suelos loésicos contaminados con hidrocarburos, *XXIV CAMSIG, Salta*.

Giomi, I., & Francisca, F. M. (2022). Numerical Modeling of the Oedometrical Behavior of Collapsible Loess. *Geotechnical and Geological Engineering*, 1-12.

Haase, D., Fink, J., Haase, G., Ruske, R., Pécsi, M., Richter, H., ... & Jäger, K. D. (2007). Loess in Europe—its spatial distribution based on a European Loess Map, scale 1: 2,500,000. *Quaternary Science Reviews*, 26(9-10), 1301-1312.

Haeri, S. M., Akbari Garakani, A., Roohparvar, H. R., Desai, C. S., Seyed Ghafouri, S. M. H., & Salemi Kouchesfahani, K. (2019). Testing and constitutive modeling of lime-stabilized collapsible loess. I: experimental investigations. *International journal of geomechanics*, 19(4), 04019006.

Hamm, N. A., Hall, J. W., & Anderson, M. G. (2006). Variance-based sensitivity analysis of the probability of hydrologically induced slope instability. *Computers & geosciences*, 32(6), 803-817.

Huang, M., Fredlund, D. G., & Fredlund, M. D. (2010). Comparison of measured and PTF predictions of SWCCs for loess soils in China. *Geotechnical and Geological Engineering*, 28(2), 105-117.

Iriondo, M. H. (1997). Models of deposition of loess and loessoids in the Upper Quaternary of South America. *Journal of South American Earth Sciences*, 10(1), 71-79.

Jang, J., & Carlos Santamarina, J. (2016). Fines classification based on sensitivity to pore-fluid chemistry. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(4), 06015018.

Jarsjö, J., Destouni, G., & Yaron, B. (1997). On the relation between viscosity and hydraulic conductivity for volatile organic liquid mixtures in soils. *Journal of contaminant hydrology*, 25(1-2), 113-127.

- Jiang, M. J., Li, T., Hu, H. J., & Thornton, C. (2014). DEM analyses of one-dimensional compression and collapse behaviour of unsaturated structural loess. *Computers and Geotechnics*, *60*, 47-60.
- Jiang, M., Hu, H., & Liu, F. (2012). Summary of collapsible behaviour of artificially structured loess in oedometer and triaxial wetting tests. *Canadian Geotechnical Journal*, *49*(10), 1147-1157.
- Jiang, M., Li, T., Thornton, C., & Hu, H. (2017). Wetting-induced collapse behavior of unsaturated and structural loess under biaxial tests using distinct element method. *International Journal of Geomechanics*, *17*(1), 06016010.
- Jiang, M., Zhang, F., Hu, H., Cui, Y., & Peng, J. (2014). Structural characterization of natural loess and remolded loess under triaxial tests. *Engineering Geology*, *181*, 249-260.
- Jin, X., Wang, T. H., Cheng, W. C., Luo, Y., & Zhou, A. (2019). A simple method for settlement evaluation of loess–pile foundation. *Canadian Geotechnical Journal*, *56*(11), 1690-1699.
- Jing, Y., Jia, Z., Zhang, Z., Lv, Y., Wang, L., & Tao, C. (2020). Study on the method for determination of the maximum depth of loess collapsible under overburden pressure. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, *79*(3), 1509-1521.
- Jommi, C. (2000). Remarks on the constitutive modelling of unsaturated soils. In *Experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated soils* (pp. 147-162). CRC Press.
- Joukar, A., & Boushehrian, A. H. (2020). Experimental study of strip footings rested on kerosene oil-and gas oil-contaminated sand slopes. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, *44*(1), 209-217.
- K. H., & Burland, J. B. (1968). On the generalized stress– strain behavior of “wet” clay. *Engineering Plasticity* (J. Heyman). *Cambridge University Press, Cambridge*.
- Kaya, A., & Fang, H. Y. (2000). The effects of organic fluids on physicochemical parameters of fine-grained soils. *Canadian Geotechnical Journal*, *37*(5), 943-950.
- Kermani, M., & Ebadi, T. (2012). The effect of oil contamination on the geotechnical properties of fine-grained soils. *Soil and Sediment Contamination: An International Journal*, *21*(5), 655-671.

- Khamehchiyan, M., Charkhabi, A. H., & Tajik, M. (2007). Effects of crude oil contamination on geotechnical properties of clayey and sandy soils. *Engineering geology*, 89(3-4), 220-229.
- Khodary, S. M., Negm, A. M., & Tawfik, A. (2018). Geotechnical properties of the soils contaminated with oils, landfill leachate, and fertilizers. *Arabian Journal of Geosciences*, 11(2), 1-17.
- Khosravi, E., Ghasemzadeh, H., Sabour, M. R., & Yazdani, H. (2013). Geotechnical properties of gas oil-contaminated kaolinite. *Engineering Geology*, 166, 11-16.
- Kim, Y., Park, H., & Jeong, S. (2017). Settlement behavior of shallow foundations in unsaturated soils under rainfall. *Sustainability*, 9(8), 1417.
- Kohgo, Y., Nakano, M., & Miyazaki, T. (1993). Theoretical aspects of constitutive modelling for unsaturated soils. *Soils and foundations*, 33(4), 49-63.
- Kuppusamy, T., Sheng, J., Parker, J. C., & Lenhard, R. J. (1987). Finite-element analysis of multiphase immiscible flow through soils. *Water Resources Research*, 23(4), 625-631.
- Lalicata, L. M., Rotisciani, G. M., Desideri, A., Casini, F., & Thorel, L. (2020). Physical modelling of piles under lateral loading in unsaturated soils. *In E3S Web of Conferences*, 195, 01021.
- Li, P., & Vanapalli, S. K. (2018). Simple method for prediction of the soil collapse behavior due to wetting. *International Journal of Geomechanics*, 18(11), 06018026.
- Li, P., Vanapalli, S., & Li, T. (2016). Review of collapse triggering mechanism of collapsible soils due to wetting. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8(2), 256-274.
- Li, P., Xie, W., Pak, R. Y., & Vanapalli, S. K. (2019). Microstructural evolution of loess soils from the Loess Plateau of China. *Catena*, 173, 276-288.
- Li, P., Xie, W., Pak, R. Y., & Vanapalli, S. K. 2019. "Microstructural evolution of loess soils from the Loess Plateau of China". *Catena*, 173, 276-288.
- Li, S., Liang, W., Fu, B., Lü, Y., Fu, S., Wang, S., & Su, H. (2016). Vegetation changes in recent large-scale ecological restoration projects and subsequent impact on water resources in China's Loess Plateau. *Science of the Total Environment*, 569, 1032-1039.

- Li, Y., Shi, W., Aydin, A., Beroya-Eitner, M. A., & Gao, G. (2020). Loess genesis and worldwide distribution. *Earth-Science Reviews*, *201*, 102947.
- Lin, Z. G., & Wang, S. J. (1988). Collapsibility and deformation characteristics of deep-seated loess in China. *Engineering Geology*, *25*(2-4), 271-282.
- Liu, Z., Liu, F., Ma, F., Wang, M., Bai, X., Zheng, Y., ... & Zhang, G. (2016). Collapsibility, composition, and microstructure of loess in China. *Canadian Geotechnical Journal*, *53*(4), 673-686.
- Liu, Z., Liu, F., Ma, F., Wang, M., Bai, X., Zheng, Y., ... & Zhang, G. (2016). Collapsibility, composition, and microstructure of loess in China. *Canadian Geotechnical Journal*, *53*(4), 673-686.
- Manzanal, D., Pastor, M., & Merodo, J. A. F. (2011). Generalized plasticity state parameter-based model for saturated and unsaturated soils. Part II: Unsaturated soil modeling. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, *35*(18), 1899-1917.
- Mashhour, I., & Hanna, A. (2016). Drag load on end-bearing piles in collapsible soil due to inundation. *Canadian Geotechnical Journal*, *53*(12), 2030-2038.
- Meegoda, N. J., & Ratnaweera, P. (1994). Compressibility of contaminated fine-grained soils. *Geotechnical Testing Journal*, *17*, 101-101.
- Mercer, J. W., and Cohen, R. M. (1990). A review of immiscible fluids in the subsurface: Properties, models, characterization and remediation. *Journal of Contaminant Hydrology*, *6*(2), 107-163.
- Miro, S., Hartmann, D., & Schanz, T. (2014). Global sensitivity analysis for subsoil parameter estimation in mechanized tunneling. *Computers and Geotechnics*, *56*, 80-88.
- Miro, S., König, M., Hartmann, D., & Schanz, T. (2015). A probabilistic analysis of subsoil parameters uncertainty impacts on tunnel-induced ground movements with a back-analysis study. *Computers and Geotechnics*, *68*, 38-53.
- Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of soil behavior* (Vol. 3, p. USA). New York: John Wiley & Sons.

- Mohamad, E. T., Saad, R., & Abad, S. V. A. N. K. (2011). Durability assessment of weak rock by using jar slaking test. *Electron J Geotech Eng*, 16, 1319-1335.
- Mohammadi, A., Ebadi, T., & Boroomand, M. R. (2020). Physical modelling of axial compressive bearing capacity of instrumented piles in oil-contaminated sandy soil. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 44(2), 695-714.
- Moll L.L y Reginatto A. (1970). Investigaciones de Fundaciones en suelos colapsables. III RAMSIF. Vol I: 25, Bahía Blanca.
- Moll, L., & Rocca, R. (1991). Properties of loess in the center of Argentina. In *IX Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Chile*, 1, 1-13.
- Montoro, M. A., & Francisca, F. M. (2010). Soil permeability controlled by particle–fluid interaction. *Geotechnical and Geological Engineering*, 28(6), 851-864.
- Montoro, M. A., & Francisca, F. M. (2019). Effect of ion type and concentration on rheological properties of natural sodium bentonite dispersions at low shear rates. *Applied Clay Science*, 178, 105132.
- Mroginski, J. L., Di Rado, H. A., Beneyto, P. A., & Awruch, A. M. (2009). Non-saturated soil consolidation modelling in presence of immiscible pollutants, *11<sup>th</sup> Pan-American Congress of Applied Mechanics, Foz de Iguacu, Brazil*.
- Mroginski, J. L., Di Rado, H. A., Beneyto, P. A., & Awruch, A. M. (2009). non-saturated soil consolidation modelling in presence of immiscible pollutants.
- Mualem, Y. (1976). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water resources research*, 12(3), 513-522.
- Muñoz-Castelblanco, J. A., Pereira, J. M., Delage, P., & Cui, Y. J. (2012). The water retention properties of a natural unsaturated loess from northern France. *Géotechnique*, 62(2), 95-106.
- Munoz-Castelblanco, J., Delage, P., Pereira, J. M., & Cui, Y. J. (2011). Some aspects of the compression and collapse behaviour of an unsaturated natural loess. *Géotechnique Letters*, 1(2), 17-22.

- Müthing, N., Zhao, C., Hölter, R., & Schanz, T. (2018). Settlement prediction for an embankment on soft clay. *Computers and Geotechnics*, 93, 87-103.
- Nasehi, S. A., Uromeihy, A., Nikudel, M. R., & Morsali, A. (2016). Influence of gas oil contamination on geotechnical properties of fine and coarse-grained soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, 34(1), 333-345.
- Nasr, A. M. (2009). Experimental and theoretical studies for the behavior of strip footing on oil-contaminated sand. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 135(12), 1814-1822.
- Ng, C. W. W., Sadeghi, H., Hossen, S. B., Chiu, C. F., Alonso, E. E., & Baghbanrezvan, S. (2016). Water retention and volumetric characteristics of intact and re-compacted loess. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(8), 1258-1269.
- Ng, C. W. W., Sadeghi, H., Jafarzadeh, F., Sadeghi, M., Zhou, C., & Baghbanrezvan, S. (2020). Effect of microstructure on shear strength and dilatancy of unsaturated loess at high suctions. *Canadian Geotechnical Journal*, 57(2), 221-235.
- Ni, W. K., Yuan, K. Z., Lü, X. F., & Yuan, Z. H. 2020. "Comparison and quantitative analysis of microstructure parameters between original loess and remoulded loess under different wetting-drying cycles". *Scientific Reports*, 10(1), 5547.
- Nokande, S., Khodabandeh, M. A., Besharatinezhad, A., Nagy, G., & Török, Á. (2022). Effect of Oil Contamination on the Behavior of Collapsible Soil. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 66(3), 775-784.
- Noor, S. T., Hanna, A., & Mashhour, I. (2013). Numerical modeling of piles in collapsible soil subjected to inundation. *International Journal of Geomechanics*, 13(5), 514-526.
- Oldecop, L. A., and Alonso, E. E. (2001). A model for rockfill compressibility. *Géotechnique*, 51(2), 127-139.
- Parker, J. C., Lenhard, R. J., & Kuppusamy, T. (1987). A parametric model for constitutive properties governing multiphase flow in porous media. *Water Resources Research*, 23(4), 618-624.
- Patil, U. D., Hoyos, L. R., & Puppala, A. J. (2016). Modeling essential elastoplastic features of compacted silty sand via suction-controlled triaxial testing. *International Journal of Geomechanics*, 16(6), D4016012.

- Patil, U. D., Hoyos, L. R., Morvan, M., & Puppala, A. J. (2018). Bounding surface-based modeling of compacted silty sand exhibiting suction dependent postpeak strain softening. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 42(14), 1741-1761.
- Pedroso, D. M., & Farias, M. M. (2011). Extended Barcelona basic model for unsaturated soils under cyclic loadings. *Computers and Geotechnics*, 38(5), 731-740.
- Peng, J., Wang, S., Wang, Q., Zhuang, J., Huang, W., Zhu, X., Leng, Y. and Ma, P. (2019). Distribution and genetic types of loess landslides in China. *J. Asian Earth Sci.*, 170, 329-350.
- Pereira, J. H. F., and Fredlund, D. G. (2000). Volume Change Behavior of Collapsible Compacted Gneiss Soil. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 126(10): 907–916.
- Pinedo, J., Ibáñez, Primo, Ó., Gómez, P., & Irabien, Á. (2014). Preliminary assessment of soil contamination by hydrocarbon storage activities: Main site investigation selection. *Journal of Geochemical Exploration*, 147, 283–290.
- Puri, V. K. (2000). Geotechnical aspects of oil-contaminated sands. *Soil and Sediment Contamination*, 9(4), 359-374.
- Rajabi, H., & Sharifipour, M. (2019). Geotechnical properties of hydrocarbon-contaminated soils: a comprehensive review. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 78(5), 3685-3717.
- Redolfi E.R. (1980). Determinación rápida de la presión de fluencia en suelos loésicos. *VI RAMSIF, Córdoba*.
- Redolfi, E. (1990). Comportamiento de pilotes en suelos colapsables. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid.
- Redolfi E., Rinaldi V., Rocca R., Terzariol R., Zeballos M. & Quintana Crespo E. (2006). Avances en el Estudio de los Suelos Loésicos del Centro de Argentina. *Congreso Paraguayo de Ingeniería*.
- Reginatto A., Ferrero J.C (1973). Collapse potential of soils and soil-water chemistry. *III Int. Conf. Soil. Mech. Found. Eng. Moscow*, 2:2, 177-183.

- Reginatto, A. R., & Ferrero, J. C. (1975). Collapse potential of soils and soil-water chemistry: Conference. Session four. 6F, 3T, 7R. proc. eighth int. conf. on soil mech. found. engng. moscow, v2. 2, 1973, p177–183. In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* ,12, 4- 59, Pergamon.
- Rezaei, M., Ajalloeian, R., & Ghafoori, M. (2012). Geotechnical properties of problematic soils emphasis on collapsible cases. *International Journal of Geosciences*, 3(1), 105-110.
- Riad, B., & Zhang, X. (2022). Using a 3D Hydro-Mechanical Model to Study the Cyclic Behavior of Unsaturated Soils. In *Geo-Congress 2022*, 293-304.
- Rinaldi, V. A., & Francisca, F. M. (2000). Dielectric permittivity of loess from the central area of Argentina. In *XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Foz do Iguazú, Brasil (Vol. 1, pp. 209-216).
- Rinaldi, V. A., & Francisca, F. M. (2000). Dielectric permittivity of loess from the central area of Argentina. In *XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Foz do Iguazú, Brasil (Vol. 1, pp. 209-216).
- Rinaldi, V. A., Clariá, J. J., & Santamarina, J. C. (2001). The small-strain shear modulus (Gmax) of Argentinean loess. In *proceedings of the international conference on soil mechanics and geotechnical engineering* ,1, 495-498.
- Rinaldi, V. A., Rocca, R. J., & Zeballos, M. E. (2007). Geotechnical characterization and behaviour of Argentinean collapsible loess. *Characterisation and engineering properties of natural soils*, 2259-2286.
- Rinaldi, V. A., Santamarina, J. C., & Redolfi, E. R. (1998). Characterization of collapsible soils with combined geophysical and penetration testing. In *Symposium In-Situ Characterization of Soils*, 1, 581-588.
- Rocca R.J. (2005). Método simplificado para el cálculo de asentamientos por colapso en suelos loésicos de Córdoba. *Anuales Acad. Nac. De Cs. Ex., Fís, y Nat.*, 57:137-146.
- Rocca R.J. (2006). Confiabilidad de las estimaciones de colapsibilidad de la ciudad de Córdoba. *XVIII CAMSIG, San Juan*,1.

- Rocca, R. J., Redolfi, E. R., & Terzariol, R. E. (2006). Características geotécnicas de los loess de Argentina. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 6(2), 149-166.
- Rodrigues, R. A., Prado Soares, F. V., & Sanchez, M. (2021). Settlement of Footings on Compacted and Natural Collapsible Soils upon Loading and Soaking. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 147(4), 04021010.
- Rogers, C. D. F., Dijkstra, T. A., & Smalley, I. J. (1994). Hydroconsolidation and subsidence of loess: studies from China, Russia, North America and Europe: in memory of Jan Sajgalik. *Engineering Geology*, 37(2), 83-113.
- Romero, E., and 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. *Geotech. Geol. Eng.*, 26(6), 705-727.
- Roscoe, K., & Burland, J. B. (1968). On the generalized stress-strain behaviour of wet clay. *Engineering Plasticity* (J. Heyman). Cambridge University Press.
- Rotisciani, G. M., Lalicata, L. M., Desideri, A., & Casini, F. (2020). Numerical modelling of the response of an unsaturated silty soil under wetting and gravitational loading processes. In *E3S Web of Conferences*, 195, 02012.
- Rotisciani, G. M., Sciarra, G., Casini, F., & Desideri, A. (2015). Hydro-mechanical response of collapsible soils under different infiltration events. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 39(11), 1212-1234.
- Saltelli, A. (2002). Making best use of model evaluations to compute sensitivity indices. *Computer physics communications*, 145(2), 280-297.
- Saltelli, A., Ratto, M., Andres, T., Campolongo, F., Cariboni, J., Gatelli, D., ... & Tarantola, S. (2008). *Global sensitivity analysis: the primer*. John Wiley & Sons.
- Santi, P. M. (1998). Refined field methods for identifying, describing, and testing shale and weak rock. In *Proceedings of the Ohio River Valley Soils Seminar XXIX, Louisville, KY* (Vol. 15).
- Santi, P.M. (1998a) Refined field methods for identifying, describing and testing shale and weak rock., *Proceedings of the 29th Ohio River Valley Soil Seminar: Louisville, Kentucky.U.S.A.*

- Santi, P.M. (1998b) Improving the Jar Slake, Slake Index, and Slake Durability Tests for Shales, *Environmental & Engineering Geoscience*, IV, No. 3, 385-396.
- Sheng, D., Fredlund, D. G., & Gens, A. (2008). A new modelling approach for unsaturated soils using independent stress variables. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(4), 511-534.
- Shin, E. C., Lee, J. B., & Das, B. M. (1999). Bearing capacity of a model scale footing on crude oil-contaminated sand. *Geotechnical & Geological Engineering*, 17(2), 123-132.
- Singh, S. K., Srivastava, R. K., & John, S. (2008). Settlement characteristics of clayey soils contaminated with petroleum hydrocarbons. *Soil & sediment contamination*, 17(3), 290-300.
- Singh, S. K., Srivastava, R. K., & John, S. (2009). Studies on soil contamination due to used motor oil and its remediation. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(9), 1077-1083.
- Smalley, I. J., & Smalley, V. (1983). Loess material and loess deposits: formation, distribution and consequences. In *Developments in sedimentology*, 38, 51-68.
- Smalley, I. J., Jefferson, I. F., Dijkstra, T. A., & Derbyshire, E. (2001). Some major events in the development of the scientific study of loess. *Earth-Science Reviews*, 54(1-3), 5-18.
- Sobol', I. M. (1990). Sensitivity estimates for nonlinear mathematical models. *Matematicheskoe Modelirovanie* 2, 112–118. in Russian, translated in English in Sobol' (1993).
- Sun, D. A., Sheng, D., & Sloan, S. W. (2007). Elastoplastic modelling of hydraulic and stress–strain behaviour of unsaturated soils. *Mechanics of Materials*, 39(3), 212-221.
- Tamagnini, C., Chambon, R., & Caillerie, D. (2001). A second gradient elastoplastic cohesive-frictional model for geomaterials. *Comptes Rendus de l'Académie des Sciences-Series IIB-Mechanics*, 329(10), 735-739.
- Tang, Y., Taiebat, H. A., & Russell, A. R. (2017). Bearing capacity of shallow foundations in unsaturated soil considering hydraulic hysteresis and three drainage conditions. *International Journal of Geomechanics*, 17(6), 04016142.

- Teruggi M.E. (1957). The nature and origin of Argentina loess. *Journal of Sedimentary Petrology*, Vol. 27, 322-332.
- Teruggi M.E. y Imbellone P.A. (1992). Loess deposits and palaeosols of the Argentine Pampa, en *E.Derbyshire Ed. Loess and the Argentine Pampa. Leicester U.*, Ocasional Paper 23, 6-11.
- Terzariol R.E. (2009) 40 años de estudio de los suelos loésicos. In: *Francisca FM (ed) Desafíos y avances de la geotecnia joven en Sudamérica. Memorias de las III Conferencia Sudamericana de Ingenieros Geotécnicos Jóvenes, Córdoba, Argentina.*
- Terzariol, R. E., & Abbona, P. V. (1999). Determinación del Potencial de colapso mediante ensayos in-situ. In *XI. Pan American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 1, 201-207.
- Torre, G., Gaiero, D. M., Sawakuchi, A. O., del Río, I., & Coppo, R. (2019). Revisiting the chronology and environmental conditions for the accretion of late Pleistocene-early Holocene Pampean loess (Argentina). *Quaternary Science Reviews*, 213, 105-119.
- Van Genuchten, M. T., (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil science society of America journal*, 44(5), 892-898.
- Wainwright, H. M., Finsterle, S., Jung, Y., Zhou, Q., & Birkholzer, J. T. (2014). Making sense of global sensitivity analyses. *Computers & Geosciences*, 65, 84-94.
- Wang, M., & Bai, X. (2006). Collapse property and microstructure of loess. In *Advances in Unsaturated Soil, Seepage, and Environmental Geotechnics*, 111-118.
- Wang, M., & Bai, X. (2006). Collapse property and microstructure of loess. In *Advances in Unsaturated Soil, Seepage, and Environmental Geotechnics*, 111-118.
- Wang, Q., Tang, A. M., Cui, Y. J., Barnichon, J. D., & Ye, W. M. (2013). Investigation of the hydro-mechanical behaviour of compacted bentonite/sand mixture based on the BExM model. *Computers and Geotechnics*, 54, 46-52.
- Wei, Y. N., Fan, W., Yu, B., Deng, L. S., & Wei, T. (2020). Characterization and evolution of three-dimensional microstructure of Malan loess. *catena*, 192, 104585.

- Wheeler S.J, Gallipoli D., Karstunen M. (2002). Comments on use of the Barcelona Basic Model for unsaturated soils. *Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 16(15), 1561-1571.
- Wheeler, S.J., & Sivakumar, V. (1995). An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil. *Géotechnique*, 45(1), 35-53.
- Wood DM (1992) Soil behaviour and critical state soil mechanic.
- Xie, W. L., Li, P., Zhang, M. S., Cheng, T. E., & Wang, Y. 2018. “Collapse behavior and microstructural evolution of loess soils from the Loess Plateau of China”. *Journal of Mountain Science*, 15(8), 1642-1657.
- Xu, Y., Leung, C. F., Yu, J., & Chen, W. (2018). Numerical modelling of hydro-mechanical behaviour of ground settlement due to rising water table in loess. *Natural Hazards*, 94(1), 241-260.
- Yang, H., Xie, W. L., Liu, Q. Q., Zhu, R. S., & Liu, Y. Y. 2022. Three-stage collapsibility evolution of Malan loess in the Loess Plateau. *CATENA*, 217, 106482. <https://doi.org/10.1016/j.catena.2022.106482>
- Zárate, M. A. (2003). Loess of southern south America. *Quaternary Science Reviews*, 22(18-19), 1987-2006.
- Zeballos M, Redolfi ER, Blundo M (1999). Settlements generated by fluctuation in the phreatic level. *XI Pan American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Iguazú*, 2,999-1005
- Zhang, S., Liu, H., Chen, W., Niu, F., Niu, Z. (2020). Strength deterioration model of remolded loess contaminated with acid and alkali solution under freeze-thaw cycles. *Bull. Eng. Geol. Environ.*, 79, 3007-3018.
- Zhao, J. B., & Chen, Y. (1994). Study on pores and collapsibility of loess. *Journal of Engineering Geology*, 2(2), 77-83.
- Zhao, L., Liang, X., & Wu, F. (2014). Soil surface roughness change and its effect on runoff and erosion on the Loess Plateau of China. *Journal of Arid Land*, 6(4), 400-409.
- Zhou, Y. F., Tham, L. G., Yan, R. W. M., & Xu, L. (2014). The mechanism of soil failures along cracks subjected to water infiltration. *Computers and Geotechnics*, 55, 330-341.

Zhu Y., Jia X., Qiao J., Shao M.A. (2019). What is the mass of loess in the Loess Plateau of China?. *Science Bulletin*, 64(8), 534-539.

## PUBLICACIONES

La producción científica asociada a esta Tesis Doctoral se enumera a continuación:

### 1. Publicado:

- Giomi I., Francisca F.M. 2022: Numerical modeling of oedometrical behavior of collapsible loess. *Geotechnical and Geological Engineering*. <https://doi.org/10.1007/s10706-021-02042-0>.
- Francisca, F.M.; Giomi I., Montoro M.A. 2021. Volume change behavior of Argentinean collapsible loess inundated by organic liquids. *Proceeding of the 20th International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Sydney, 2022*.
- Francisca, F.M.; Giomi I., Montoro M.A. 2021. Cambio volumétrico en los loess de Córdoba inundados con fluidos orgánicos. *XXV Congreso argentino de mecánica de suelos e ingeniería geotécnica- Misiones/Argentina*.
- Giomi I.; Francisca F.M. 2022, Asentamientos por humedecimiento en fundaciones superficiales en suelos loésicos colapsables. Resumen extendido, enviado a Congreso de Mecánica Computacional, noviembre 2022.
- Giomi I., Francisca F.M. (2018). “Simulación numérica del comportamiento tenso deformacional de suelos loésicos contaminados con hidrocarburos”. *Memorias del XXIV Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Salta*.

### 2. En revisión:

- Francisca F.M; Giomi I.; Rocca R., Settlements in Shallow foundation on collapsible loess upon wetting. *Computer and Geotechnics*, segunda ronda de correcciones desde mayo 2023.
- Giomi I., Francisca F.M (2023). “Asentamientos de fundaciones superficiales en loess inducidos por el humedecimiento del suelo”. *Memorias del XXVI Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Comodoro Rivadavia*. Aprobado con pequeñas revisiones.
- Giomi I.; Francisca F.M (2023). “Behavior of collapsible loess under infiltration of non-aqueous phase Liquid”. *Jornal of Hazard, Toxic and Radioactive Waste Management*”. En proceso de evaluación desde junio 2023.

