



**Escola de Camins**

Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports  
UPC BARCELONATECH

## PROJECTE O TESINA D'ESPECIALITAT

### Títol

**ROTURA DE UN TALUD EN SUELO NO SATURADO POR  
MOJADO. MODELACIÓN DE UN CASO A ESCALA.**

### Autor/a

**Nuria Meler Playán**

### Tutor/a

**Eduardo Alonso Pérez de Ágreda**

**Núria Mercè Pinyol Puigmartí**

### Departament

**Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica**

### Intensificació

**Ingeniería del Terreno**

### Data

**Junio 2014**

## **AGRADECIMIENTOS**

En primer lugar quiero agradecer a mis tutores Eduardo Alonso Pérez de Ágreda y Núria Mercè Pinyol Puigmartí, por la confianza que han depositado en mí, por transmitirme su conocimiento y por haberme permitido hacer esta tesina con ellos. He aprendido mucho y sin ellos no lo habría podido hacer.

A pesar de no ser mi tutor, me gustaría también dar las gracias a Christian Hoffmann, por su inestimable ayuda, su tiempo y colaboración con la tesina.

A mi familia, especialmente a mis padres y mi hermano, por haberme apoyado en todo momento y porque siempre han confiado en mí.

Por último, agradecer a Alejandro, Amelia, Andreu y Carla por darme su apoyo.

A todos ellos, gracias.

## **ROTURA DE UN TALUD EN SUELO NO SATURADO POR MOJADO.**

### **MODELACIÓN DE UN CASO A ESCALA.**

Autora: Nuria Meler Playán

Tutores: Eduardo Alonso Pérez de Ágreda y Núria Mercè Pinyol Puigmartí

#### **RESUMEN**

Palabras clave: Suelos no saturados, colapso, succión, modelo elastoplástico, curva de retención, modelación, CODEBRIGHT.

Esta tesina consiste en la modelación de un suelo no saturado procedente de Cervinara, Italia. Este suelo es un material piroclástico con una gran porosidad y con una alta susceptibilidad al colapso. En algunos taludes de la región de Cervinara, los cuales están cubiertos por depósitos piroclásticos, se han producido varios deslizamientos superficiales al llover.

Se realizaron ensayos de laboratorio y ensayos de infiltración sobre una pendiente a escala para estudiar el comportamiento del material y para permitir una posterior modelización que fuera capaz de predecir las condiciones de deslizamiento de los taludes.

Esta Tesina presenta la modelización de los ensayos a escala mediante un único conjunto de parámetros calibrado a partir de los ensayos de laboratorio disponibles. Para la modelación se ha utilizado un modelo acoplado avanzado mediante un programa de elementos finitos: CODEBRIGHT (Olivella et al. 1996; DIT-UPC, 2010). El código resuelve problemas acoplados termo-hidro-mecánico (THM) en medios porosos deformables. Para describir el comportamiento del material piroclástico se ha utilizado el modelo constitutivo para suelos no saturados BBM (Alonso et al, 1990).

Una vez hallados los parámetros mecánicos e hidráulicos mediante la información de laboratorio y la modelación de ensayos triaxiales y de compresión isotrópica, se utilizan los parámetros para modelar ensayos de infiltración a escala y comparar los resultados con los ensayos de laboratorio. El objetivo de esta comparación es entender mejor el comportamiento del material y comprobar que el modelo constitutivo es capaz de reproducir los resultados de laboratorio.

Una vez encontrados los valores de los parámetros mecánicos e hidráulicos, se ha realizado una predicción a ciegas del comportamiento del material con condiciones iniciales distintas. La principal ventaja de la modelización mediante elementos finitos es que cuando ya se tiene el modelo ajustado, se pueden simular ensayos de laboratorio ahorrando tiempo y dinero.

# **SLOPE FAILURE INDUCED BY INFILTRATION IN UNSATURATED POROUS MEDIA. MODELLING STRATEGY TO REPRODUCE SCALE SLOPE EXPERIMENTS**

Author: Nuria Meler Playán

Tutors: Eduardo Alonso Pérez de Ágreda y Núria Mercè Pinyol Puigmartí

## **ABSTRACT**

Key words: unsaturated porous media, collapse, suction, elastoplastic model, water retention curve, modelling, CODEBRIGHT.

This report describes the modelling strategy adopted to reproduce the mechanic and hydraulic characterization of an unsaturated soil from Cervinara, Italy. This soil is a pyroclastic material with a high porosity and prone to collapse. Natural slopes in Campania region are often covered by these loose pyroclastic deposits underlain by fractured carbonate rock.

An experimental program, involving laboratory tests on samples and small scale slope failure tests, was designed to prepare a benchmark test in an effort to establish the capabilities of current modeling approaches to predict slope failure conditions.

This report presents the modeling of two small scale experiments of slopes, subjected to simulated rainfall, using a single set of parameters calibrated from laboratory tests on samples of pyroclastic soil. Analyses were performed with FE computer code "Code Bright" (Olivella et al. 1996; DIT-UPC, 2010). The code solves coupled THM problems in deformable saturated-unsaturated porous media. A BBM constitutive model (Alonso et al., 1990) was adopted to interpret the mechanical tests provided.

Once the mechanical and hydraulic parameters are calibrated through laboratory tests (triaxial tests and isotropic compression tests), the parameters are used to model small scale infiltration tests and compare the results with laboratory tests. The objective of this comparison is to understand properly the behavior of the material and ensure that the constitutive model is able to reproduce the laboratory results.

In last place, once the values of the mechanical and hydraulic parameters are calibrated, a blind prediction is made. The main advantage of the finite element modeling is that when the model is calibrated, laboratory tests can be simulated, saving time and resources.

## TABLA DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN .....	1
1.1. INTRODUCCIÓN .....	1
1.2. OBJETIVOS .....	2
1.3. CONTENIDO .....	3
CAPÍTULO 2: ESTADO DEL CONOCIMIENTO .....	5
2.1. CONCEPTOS BÁSICOS DE MECÁNICA DE SUELOS .....	5
2.1.1. TENSIÓN Y SUCCIÓN .....	5
2.1.2. DEFORMACIONES .....	5
2.1.3. POROSIDAD E ÍNDICE DE POROS .....	6
2.1.4. CONTENIDO VOLUMÉTRICO DE AGUA Y GRADO DE SATURACIÓN .....	6
2.2. DESLIZAMIENTOS POR EFECTO DE LAS LLUVIAS .....	7
2.3. COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS NO SATURADOS .....	9
2.3.1. VARIABLES TENSIONALES .....	9
2.3.2. COLAPSO .....	9
2.3.3. CURVAS DE COMPRESIÓN Y TENSIÓN DE PRECONSOLIDACIÓN .....	10
2.3.4. SUPERFICIES DE FLUENCIA .....	12
2.3.5. DEPENDENCIA DE LA TRAYECTORIA .....	16
2.4. MODELO CONSTITUTIVO PARA SUELOS NO SATURADOS .....	17
2.4.1. FORMULACIÓN PARA ESTADOS TENSIONALES ISÓTROPAS .....	18
2.4.2. EXTENSIÓN A ESTADOS TENSIONALES TRIAXIALES .....	23
2.5. COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO .....	25
2.5.1. CURVA DE RETENCIÓN .....	25
2.5.2. PERMEABILIDAD RELATIVA E INTRÍNSECA .....	27
CAPÍTULO 3: ENSAYOS DE LABORATORIO SOBRE PEQUEÑAS MUESTRAS .....	29
3.1. ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN .....	29
3.2. ENSAYOS DE COMPRESIÓN CON CARGA ISÓTROPICA .....	30
3.2.1. CALIBRACIÓN DE PARÁMETROS .....	30
3.2.2. GEOMETRÍA Y CONDICIONES DE CONTORNO .....	32
3.2.3. COMPARACIÓN ENTRE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES Y EL MODELO .....	32
3.3. ENSAYOS TRIAXIALES .....	33
3.3.1. TRAYECTORIA DE TENSIONES .....	37

3.3.2. CALIBRACIÓN DE PARÁMETROS .....	39
3.3.3. GEOMETRÍA Y CONDICIONES DE CONTORNO.....	40
3.3.4. VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN VERTICAL .....	40
3.3.5. COMPARACIÓN ENTRE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES Y EL MODELO .....	41
3.4. CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA .....	45
3.5. CURVA DE RETENCIÓN Y PERMEABILIDAD RELATIVA.....	46
CAPÍTULO 4: ENSAYOS DE INFILTRACIÓN A ESCALA.....	48
4.1. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO DE PREPARACIÓN.....	49
4.2. GEOMETRÍA Y CONDICIONES DE CONTORNO .....	51
4.3. MATERIALES .....	53
4.4. COMPARACIÓN DE RESULTADOS .....	54
4.4.1. ENSAYO DE INFILTRACIÓN D3.....	55
4.4.2. ENSAYO DE INFILTRACIÓN D4.....	63
4.5. CONCLUSIONES .....	71
CAPÍTULO 5: PREDICCIÓN DE UN ENSAYO DE INFILTRACIÓN A ESCALA.....	72
5.1. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO DE PREPARACIÓN.....	73
5.2. GEOMETRÍA Y CONDICIONES DE CONTORNO .....	73
5.3. MATERIALES .....	73
5.4. PREDICCIÓN DEL ENSAYO C4.....	74
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES .....	85
6.1. CONCLUSIONES EXTRAÍDAS DE LOS RESULTADOS.....	85
6.2. CÓDIGO DE ELEMENTOS FINITOS Y MODELO CONSTITUTIVO UTILIZADO.....	85
6.3. LIMITACIONES DEL MODELO CONSTITUTIVO .....	86
6.4. CONCLUSIONES FINALES .....	86
6.5. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN .....	86
CAPÍTULO 7: REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	88

## TABLA DE FIGURAS

Figura 1. Lluvias anteriores a la catástrofe en Venezuela, diciembre de 1999. Referencia: “Deslizamiento, Jaime Suarez.” .....	8
Figura 2. Menisco de agua en el contacto entre dos granos circulares. ....	10
Figura 3. Curvas de compresión a succión constante. ....	11
Figura 4. Ensayo edométrico de un suelo residual de Brasil a diferentes succiones. ....	11
Figura 5. Superficie de fluencia LC y trayectoria de mojado fuera del dominio elástico (colapso) en el plano s-p .....	12
Figura 6. A) Superficie LC inicial y final al seguir trayectoria de carga. B) Trayectoria de descarga. ....	13
Figura 7. A) Superficie SI inicial y final al seguir trayectoria de secado. B) Trayectoria de humedecimiento dentro del nuevo dominio elástico. C) Respuesta esperada del material al seguir la trayectoria de tensiones indicada .....	14
Figura 8. A) Trayectoria de humedecimiento. B) Expansión y colapso. ....	15
Figura 9. A) Trayectoria de carga (1-2) y trayectoria de colapso (1-3). B) Respuesta esperada del material .....	16
Figura 10. Relación entre las tensiones de preconsolidación $p_0$ y $p_0^*$ . A) Curvas de compresión, suelo saturado y no saturado. B) Trayectoria de tensiones y curva de fluencia LC, plano (p,s) .....	19
Figura 11. Curvas de fluencia LC y SI en el espacio (p,s). ....	21
Figura 12. Superficie de fluencia en el plano (p,q) y (p,s) .....	23
Figura 13. Superficie de fluencia en el espacio (p,q,s) .....	24
Figura 14. Variación de la curva de retención según el tipo de material .....	25
Figura 15. Ejemplo de la variación de la curva de retención al disminuir la porosidad. ....	26
Figura 16. Permeabilidad relativa en función del grado de saturación. Modelo Van Genuchten ( $\lambda = 0,4$ ) y ley potencial .....	27
Figura 17. Ensayos de compresión isotrópica. ....	30
Figura 18. Curva LC definida a partir de los ensayos de compresión isotrópica .....	31
Figura 19. Ensayos de compresión isotrópica modelados mediante CODEBRIGHT .....	32
Figura 20. Ensayos con succión de 74 kPa. Resultados obtenidos en el laboratorio. A) Deformación axial y tensión desviadora $\varepsilon_a - q$ . B) Deformación axial y deformación volumétrica $\varepsilon_a - \varepsilon_v$ .....	34
Figura 21. Ensayos con succión de 44 kPa. Resultados obtenidos en el laboratorio. A) Deformación axial y tensión desviadora $\varepsilon_a - q$ . B) Deformación axial y deformación volumétrica $\varepsilon_a - \varepsilon_v$ .....	35

Figura 22. Ensayo con succión de 11 kPa. Resultados obtenidos en el laboratorio. A) Deformación axial y tensión desviadora $\varepsilon_a - q$ . B) Deformación axial y deformación volumétrica $\varepsilon_a - \varepsilon_v$ .....	36
Figura 23. Trayectoria tensional de las probetas.....	37
Figura 24. Muestra C4P1USP. Gráfico $\varepsilon_a - q$ donde se observa claramente el comportamiento elástico del material antes de plastificar.....	38
Figura 25. Aproximación línea del incremento de la cohesión con la succión.....	39
Figura 26. Ensayo C4P1USP. A) Deformación axial y tensión desviadora $\varepsilon_a - q$ . B) Evolución de la deformación volumétrica con el tiempo. C) Trayectoria de tensiones $p - q$ . D) Deformación axial y deformación volumétrica $\varepsilon_a - \varepsilon_v$ .....	41
Figura 27. Ensayo C22USP. A) Deformación axial y tensión desviadora $\varepsilon_a - q$ . B) Evolución de la deformación volumétrica con el tiempo. C) Trayectoria de tensiones $p - q$ . D) Deformación axial y deformación volumétrica $\varepsilon_a - \varepsilon_v$ .....	43
Figura 28. Ensayo C61USP. A) Deformación axial y tensión desviadora $\varepsilon_a - q$ . B) Evolución de la deformación volumétrica con el tiempo. C) Trayectoria de tensiones $p - q$ . D) Deformación axial y deformación volumétrica $\varepsilon_a - \varepsilon_v$ .....	44
Figura 29. Conductividad hidráulica saturada en función de la tensión neta media efectiva. ...	45
Figura 30. Curva de retención para una porosidad de 0,75.....	46
Figura 31. Curva de retención teniendo en cuenta la influencia del cambio de porosidad.....	47
Figura 32. A) Proceso de preparación de la muestra seguido en el laboratorio. B) Proceso de preparación de la muestra seguido en el modelo. ....	49
Figura 33. Fotografía del equipo utilizado para hacer el ensayo de infiltración. ....	50
Figura 34. Geometría del material y el dren.....	51
Figura 35. Esquema de las condiciones de contorno de los ensayos de infiltración.....	52
Figura 36. Ensayo D3. A) Posición de los tensiómetros. B) Resultados de laboratorio y resultados modelados. Variación de la presión de agua con el tiempo. ....	55
Figura 37. Ensayo D3. A) Posición de los transductores. B) Resultados de laboratorio y resultados modelados. Evolución de las presiones positivas de agua con el tiempo. ....	56
Figura 38. Ensayo D3. Resultado obtenido con CODEBRIGHT. Presiones de agua en el interior del material. ....	56
Figura 39. Ensayo D3. A) Posición de los transductores láser. B) Resultados de laboratorio y resultados modelados. Evolución de los desplazamientos verticales con el tiempo.....	57
Figura 40. Ensayo D3. Vectores de los desplazamientos producidos en el terraplén.....	57
Figura 41. Ensayo D3. Deformada final después del colapso con un factor de aumento de 3. ...	58
Figura 42. Ensayo D3. A) Posición considerada del sensor TDR. B) Resultados de laboratorio y resultados modelados. Perfiles del contenido volumétrico de agua para diferentes tiempos...59	59



Figura 43. Ensayo D3. A) Posición de los puntos donde se han medido las deformaciones de corte. B) Resultados modelados de la evolución de las deformaciones de corte en el interior del material.....	60
Figura 44. Ensayo D3. Deformaciones de corte plásticas al finalizar el ensayo de infiltración. ..	61
Figura 45. Ensayo D3. Trayectorias tensionales. A) Curvas LC. B) Trayectoria de tensiones $p - q$ . .....	62
Figura 46. Ensayo D4. A) Posición de los tensiómetros. B) Resultados de laboratorio y resultados modelados. Variación de la presión de agua con el tiempo. ....	63
Figura 47. Ensayo D4. A) Posición de los transductores. B) Resultados modelados. Evolución de las presiones positivas de agua con el tiempo. ....	64
Figura 48. Ensayo D4. Resultado obtenido con CODEBRIGHT. Presiones de agua en el interior del material. ....	64
Figura 49. Ensayo D4. A) Posición de los transductores láser. B) Resultados de laboratorio y resultados modelados. Evolución de los desplazamientos verticales con el tiempo. ....	65
Figura 50. Ensayo D4. Vectores de los desplazamientos producidos en el terraplén. ....	66
Figura 51. Ensayo D4. Deformada final después del colapso con un factor de aumento de 3. ..	66
Figura 52. Ensayo D4. A) Posición del sensor TDR. B) Resultados de laboratorio y resultados modelados. Perfiles del contenido volumétrico de agua para diferentes tiempos. ....	67
Figura 53. Ensayo D4. A) Posición de los puntos donde se han medido las deformaciones de corte. B) Resultados modelados de la evolución de las deformaciones de corte en el interior del material.....	68
Figura 54. Ensayo D4. Deformaciones de corte plásticas al finalizar el ensayo de infiltración. ..	69
Figura 55. Ensayo D4. Trayectorias tensionales. A) Curvas LC. B) Trayectoria de tensiones $p - q$ . .....	70
Figura 56. Ensayo C4. Geometría del material y del dren.....	73
Figura 57. Ensayo C4. A) Posición de los tensiómetros. B) Resultados modelados. Variación de la presión de agua con el tiempo. ....	75
Figura 58. Ensayo C4. A) Posición de los transductores. B) Resultados modelados. Evolución de las presiones positivas de agua con el tiempo. ....	76
Figura 59. Ensayo C4. Resultado obtenido con CODEBRIGHT. Presiones de agua en el interior del material. ....	76
Figura 60. Ensayo C4. A) Posición de los transductores láser. B) Resultados modelados. Evolución de los desplazamientos verticales con el tiempo. ....	77
Figura 61. Ensayo C4. Vectores de los desplazamientos producidos en el terraplén. ....	78
Figura 62. Ensayo C4. Deformada final después del colapso con un factor de aumento de 3....	78
Figura 63. Ensayo C4. A) Posición del sensor TDR. B) Resultados modelados. Perfiles del contenido volumétrico de agua para diferentes tiempos. ....	79

Figura 64. Ensayo C4. A) Posición de los puntos donde se han medido las deformaciones de corte. B) Resultados modelados de la evolución de las deformaciones de corte en el interior del material.....	80
Figura 65. Ensayo C4. Deformaciones de corte plásticas al finalizar el ensayo de infiltración. ..	81
Figura 66. Ensayo C4. Trayectorias tensionales. A) Curvas LC. B) Trayectoria de tensiones $p - q$ . ..	82
Figura 67. Ensayo C4. A) Posición de los tensiómetros. B) Resultados de laboratorio y resultados modelados. Variación de la presión de agua con el tiempo. ....	83
Figura 68. Ensayo C4. A) Posición de los transductores láser. B) Resultados de laboratorio y resultados modelados. Evolución de los desplazamientos verticales con el tiempo.....	84

## TABLAS

Tabla 1. Propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas del material piroclástico.....	29
Tabla 2. Datos iniciales de las muestras sometidas al ensayo de compresión isotropa y parámetros obtenidos directamente de los resultados. ....	30
Tabla 3. Elasticidad no lineal. Parámetros introducidos en CODEBRIGHT. ....	31
Tabla 4. Parámetros extraídos directamente de los ensayos de compresión isotropa .....	31
Tabla 5. Ensayos triaxiales. Condiciones iniciales y finales. ....	33
Tabla 6. Parámetros plásticos BBM. ....	40
Tabla 7. Parámetros que definen la curva de retención según el modelo de Van Genuchten. ...	46
Tabla 8. Parámetros para incluir la variación de la porosidad en la curva de retención. ....	46
Tabla 9. Ley potencial. Parámetros escogidos para definir la permeabilidad relativa del material. ....	47
Tabla 10. Ensayos de infiltración D3 y D4. Dimensiones: altura y longitud. ....	51
Tabla 11. Ensayos de infiltración D3 y D4. Condiciones iniciales de los ensayos de infiltración.	51
Tabla 12. Ensayos de infiltración D3 y D4. Intensidad de la lluvia para cada ensayo.....	52
Tabla 13. Ensayos de infiltración D3 y D4. Geometría y condiciones de contorno.....	52
Tabla 14. Propiedades del material piroclástico. ....	53
Tabla 15. Propiedades del dren.....	53
Tabla 16. Ensayos de infiltración C4, D3 y D4. Dimensiones: altura y longitud. ....	73
Tabla 17. Ensayos de infiltración C4, D3 y D4. Condiciones de contorno. ....	73
Tabla 18. Deformación vertical para los ensayos C4, D3 y D4. ....	77

## CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

### 1.1. INTRODUCCIÓN

Los deslizamientos de laderas provocan en el mundo importantes daños tanto materiales como de pérdidas de vidas humanas. Para poder realizar una protección eficaz frente a estos desastres es necesario tener un completo conocimiento de las causas que los producen y poder realizar una predicción de las consecuencias que desencadenan.

Entre las causas principales que provocan este tipo de fenómenos se encuentran los cambios en las propiedades del suelo (como por ejemplo por consecuencia de la degradación), los cambios en las tensiones efectivas debidos a variaciones en la presión intersticial, la influencia de cambios climáticos como terremotos y precipitaciones, y las cargas y cambios en la geometría debidos a la acción humana.

En la presente tesina estudiaremos el caso de un suelo piroclástico procedente de Cervinara, situado a 40 km al nord-este de la capital. Este suelo granular y de origen volcánico es conocido por ser propenso a deslizamientos repentinos de laderas cuando se producen precipitaciones.

El 24 de octubre de 2013 se celebró un Benchmark llamado "Round Robin Test" organizado por la universidad de Nápoles con el objetivo de evaluar y comparar la modelización numérica realizada por diferentes centros de investigación del comportamiento de este suelo piroclástico.

La competición consistía en predecir un ensayo de infiltración sobre una pendiente artificial a escala, de la cual no se proporcionaron los resultados hallados en el laboratorio (solo se conocen las condiciones iniciales del ensayo).

Los resultados que se debían predecir son:

- El tiempo de rotura de la pendiente.
- La evolución de la succión con el tiempo en diferentes puntos del material al introducir una lluvia artificial.
- Los desplazamientos en la superficie del material.
- La evolución de las presiones de agua en la base del material.

Para ello, se facilitó a los participantes información a diferentes escalas de observación:

- Los resultados de ensayos de laboratorio sobre pequeñas muestras:
  - Ensayos de caracterización
  - Ensayos triaxiales
  - Ensayos de compresión isótropa
  - Ensayos de carga constante
  - Ensayos de evaporación
- Ensayos de infiltración sobre pendientes artificiales a escala. Estas pendientes se realizaron con material obtenido en el campo y se construyeron con una inclinación similar a las pendientes de las laderas en Cervinara. Las condiciones iniciales de estos ensayos de infiltración (de los cuales si se proporcionó los resultados finales del ensayo) difieren bastante de las del ensayo de infiltración a predecir.

En definitiva, se realizaron tres ensayos a escala de infiltración en el laboratorio y se proporcionaron los resultados de dos de ellos. El ensayo de infiltración restante es el que se debía de predecir mediante el modelo.

También se proporcionaron datos de campo para predecir la respuesta en una ladera real de Cervinara teniendo en cuenta la vegetación, las precipitaciones y la temperatura. Estos datos no se han utilizado porque está fuera del alcance de esta Tesina.

## 1.2. OBJETIVOS

El principal objetivo de esta tesina es la interpretación de los datos disponibles y la modelización numérica para predecir el comportamiento del material piroclástico mediante un modelo acoplado flujo-deformación para suelos no saturados, en el que por efecto de la lluvia se produce aumento del contenido volumétrico de agua y el consiguiente colapso.

Para obtener unos resultados más rigurosos, se han calibrado los parámetros del material piroclástico mediante la simulación de los ensayos realizados en el laboratorio sobre pequeñas muestras. Finalmente, se ha comparado los resultados obtenidos del modelo de los ensayos de infiltración sometidos a una lluvia simulada con los datos disponibles de los ensayos que se realizaron en el laboratorio para comprobar si el modelo funciona correctamente y luego poder aplicarlo para predecir el ensayo de infiltración del cual no se dispone de resultados.

Los análisis se han realizado mediante un programa numérico de elementos finitos "CODE BRIGHT" desarrollado en el Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica de la UPC (Olivella et al., 1996; DIT-UPC, 2010). El código resuelve problemas acoplados termo-hidro-mecánico (THM) en medios porosos deformables. Para describir el comportamiento del material piroclástico se ha utilizado el modelo constitutivo para suelos no saturados BBM (Alonso et al, 1990).

## 1.3. CONTENIDO

El presente trabajo contiene siete capítulos:

- Capítulo 1: Introducción
- Capítulo 2: Estado del conocimiento
- Capítulo 3: Ensayos de laboratorio sobre pequeñas muestras
- Capítulo 4: Ensayos de infiltración a escala
- Capítulo 5: Predicción de un ensayo de infiltración a escala
- Capítulo 6: Conclusiones

En el Capítulo 2 se presenta un repaso del estado actual del conocimiento en el campo de los suelos no saturados. Antes de describir el comportamiento de los suelos no saturados, se hace un repaso de aspectos básicos de mecánica de suelos. Después, se describe el comportamiento de los suelos no saturados. Posteriormente, se define el modelo elastoplástico utilizado para modelar el comportamiento mecánico de los suelos no saturados. Finalmente, se describen las propiedades geotécnicas del material que caracterizan el comportamiento hidráulico.

En el Capítulo 3 se describen los ensayos de laboratorio realizados sobre el material volcánico procedente de Cervinara. El material fue estudiado mediante ensayos de caracterización, ensayos de compresión isótropa, ensayos triaxiales, de carga constante y ensayos de evaporación e infiltración. Los ensayos de compresión isótropa y los ensayos triaxiales han sido modelados con el objetivo de obtener los parámetros que caracterizan el material. Los ensayos modelados constan de una breve descripción de la geometría y de las condiciones de contorno que se han impuesto en el modelo. Para comprobar la fiabilidad del modelo, se comparan los resultados modelados con los resultados obtenidos en el laboratorio.

En el Capítulo 4 se describen dos ensayos de infiltración a escala que se realizaron en el laboratorio y de los cuales se dispone de los resultados. Estos ensayos se han modelado mediante los parámetros obtenidos en el capítulo anterior.

Para ello, en el capítulo se describe el proceso de preparación de las muestras (tanto el seguido en la laboratorio como el seguido en CODEBRIGHT), la geometría y las condiciones de contorno. También se hace una recapitulación de las propiedades del material piroclástico obtenidas en el capítulo anterior. Finalmente, se comparan los resultados de laboratorio con los resultados obtenidos mediante el programa de elementos finitos. Esta comparación permite observar si el modelo funciona correctamente.

En el Capítulo 5 se hace la predicción de resultados de un ensayo de infiltración del cual no se dispone de los resultados obtenidos en el laboratorio. Se discuten los resultados y se exponen las conclusiones extraídas del análisis realizado.

En el Capítulo 6, se hace una síntesis del trabajo desarrollado durante la investigación y se exponen las conclusiones extraídas del análisis realizado. En último lugar, se proponen futuras líneas de investigación.

## CAPÍTULO 2: ESTADO DEL CONOCIMIENTO

En este capítulo se presenta una revisión bibliográfica de aquellos temas más directamente relacionados con el trabajo desarrollado.

Primero se hace una revisión de conceptos básicos de mecánica de suelos, para posteriormente, describir el comportamiento de suelos no saturado y definir el modelo elastoplástico para suelos no saturados utilizado. Por último, se definen las propiedades que sirven para caracterizar el comportamiento hidráulico del material.

### 2.1. CONCEPTOS BÁSICOS DE MECÁNICA DE SUELOS

#### 2.1.1. TENSIÓN Y SUCCIÓN

La tensión total media  $\sigma_m$ , se define como la media de las tensiones principales:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (1)$$

La tensión neta media  $p$ , se define como la diferencia entre la tensión total media y la presión de aire (normalmente la presión atmosférica):

$$p = \sigma_m - p_a = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} - p_a \quad (2)$$

La tensión de corte  $q$ , se define mediante las componentes del tensor de tensiones:

$$q = \sqrt{\frac{1}{2}((\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{11} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + 3(\sigma_{12}^2 + \sigma_{21}^2 + \sigma_{13}^2 + \sigma_{31}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{32}^2))} \quad (3)$$

La succión  $s$ , es la diferencia entre la presión de aire y la presión de agua.

$$s = p_a - p_w \quad (4)$$

#### 2.1.2. DEFORMACIONES

La deformación volumétrica  $\varepsilon_v$ , se define como la suma de las deformaciones en las direcciones principales:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33} \quad (5)$$

Y La deformación de corte  $\varepsilon_q$ , se define como:

$$\varepsilon_q = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{((\varepsilon_{11} - \varepsilon_{22})^2 + (\varepsilon_{11} - \varepsilon_{33})^2 + (\varepsilon_{22} - \varepsilon_{33})^2 + 3(\varepsilon_{12}^2 + \varepsilon_{21}^2 + \varepsilon_{13}^2 + \varepsilon_{31}^2 + \varepsilon_{23}^2 + \varepsilon_{32}^2))} \quad (6)$$



### 2.1.3. POROSIDAD E ÍNDICE DE POROS

La porosidad  $n$  es la relación entre el volumen de huecos o poros (volumen de agua y volumen de aire en el suelo) respecto al volumen total de suelo:

$$n = \frac{V_P}{V_T} \quad (7)$$

Es un parámetro adimensional y toma valores que varían entre 0 y 1.

El índice de poros  $e$  es la relación entre el volumen de huecos o poros y el volumen de sólidos, es decir:

$$e = \frac{V_P}{V_S} \quad (8)$$

Donde  $V_p$  es el volumen de poros y  $V_s$  es el volumen de sólido. El índice de poros es un parámetro adimensional y varía entre 0 e infinito.

Por último, el volumen específico es la relación entre el volumen total del suelo y el volumen de sólidos:

$$v = \frac{V_T}{V_S} = \frac{V_S + V_a + V_W}{V_S} = 1 + \frac{V_a + V_W}{V_S} = 1 + \frac{V_P}{V_S} = 1 + e \quad (9)$$

Donde  $V_a$  es el volumen del aire.

### 2.1.4. CONTENIDO VOLUMÉTRICO DE AGUA Y GRADO DE SATURACIÓN

El contenido volumétrico de agua  $\theta$ , se define como:

$$\theta = \frac{V_W}{V_T} \quad (10)$$

Sin embargo, en el caso de los suelos no saturados, se utiliza más a menudo el concepto de grado de saturación  $S_r$ , definido como:

$$S_r = \frac{V_W}{V_P} = \frac{V_W}{nV_T} = \frac{\theta}{n} \quad (11)$$

Los valores de  $S_r$  pueden variar desde 0 (seco) a 1 (saturado).

## 2.2. DESLIZAMIENTOS POR EFECTO DE LAS LLUVIAS

Los deslizamientos de laderas provocan importantes daños y costes económicos. Es un problema muy serio, ya que muchas veces ha producido la pérdida de vidas humanas.

Existen evidencias muy claras de la relación directa entre el régimen de lluvias y la ocurrencia de deslizamientos de tierra. Los deslizamientos por saturación ocurren durante o inmediatamente después de una lluvia y están relacionados con la reducción de la succión hasta valores nulos o prácticamente nulos.

Al infiltrarse el agua, se forma un frente húmedo que avanza aproximadamente paralelo a la superficie del terreno, a una velocidad que depende de la permeabilidad, del grado de saturación y de la porosidad del material.

La saturación afecta a la componente de la cohesión de acuerdo a los criterios actuales de la mecánica de suelos (Morgenstern y Matos, 1975). La eliminación de la succión que ocurre a medida que avanza el tiempo de una lluvia, disminuye la cohesión en el material sujeto a saturación temporal, produciendo el deslizamiento. Este mecanismo explica la aparente contradicción entre la teoría y la práctica, en el sentido de que en la realidad los taludes más altos y verticales sufren generalmente menos roturas que los taludes de pendiente mediana, debido a que estos últimos permiten una mayor infiltración del agua.

Si el suelo se encuentra no saturado, existen dentro del suelo resistencias aparentes, debidas a las presiones de agua negativas, que hacen que un talud sea estable. Pero si se produce saturación por infiltración, la succión desaparece, produciéndose la rotura por la disminución de las fuerzas resistentes.

Algunos de los deslizamientos que se han producido en la dos últimas décadas son: deslizamiento en la región de Campania, Italia, en 1998 (Cascini, 2004); deslizamientos en Venezuela, en 1999, y que produjeron la muerte de 30000 personas (USAID, 2000; Larsen et al., 2001); deslizamiento en Guinsaugon, Filipinas, en 2006, el cual produjo el enterramiento de una escuela y murieron 246 estudiantes y 7 profesores (Lagmay et al., 2006).

En la Figura 1 se observan las precipitaciones durante el mes de diciembre en Venezuela justo antes de que se produjeran varios deslizamientos en el año 1999. Las precipitaciones acumuladas alcanzaron los 1200 mm en dos semanas, provocando la saturación de los suelos y la destrucción de varios pueblos al producirse varios deslizamientos en la zona. Miles de personas fueron desplazadas y pueblos enteros quedaron devastados.

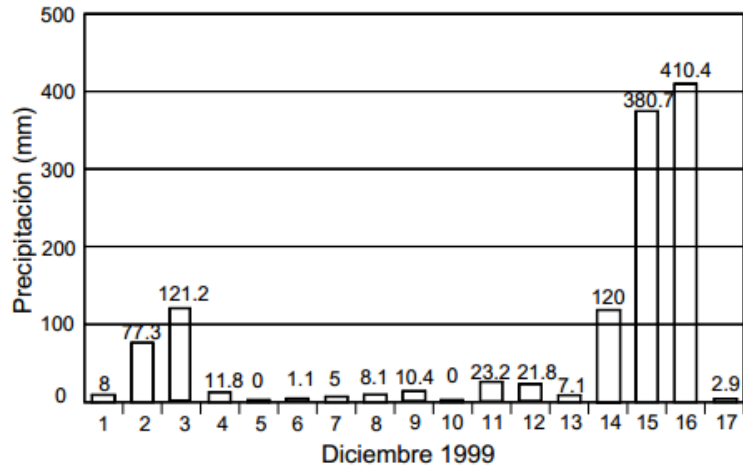


Figura 1. Lluvias anteriores a la catástrofe en Venezuela, diciembre de 1999. Referencia: "Deslizamiento, Jaime Suarez."

## 2.3. COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS NO SATURADOS

Los suelos no saturados se encuentran por encima del nivel freático y, por lo tanto, es muy común su presencia en la práctica ingenieril. No obstante, esta rama de la mecánica de suelos no ha sido ampliamente estudiada hasta hace relativamente poco tiempo. En los últimos veinte años, se han hecho progresos importantes al respecto que han conllevado a que en la práctica los suelos no sean tratados como si estuvieran completamente saturados.

En este capítulo se discuten y se explican los aspectos más relevantes sobre el comportamiento del suelo no saturado bajo la influencia de variaciones en el contenido volumétrico de agua y de la tensión.

### 2.3.1. VARIABLES TENSIONALES

En suelos saturados, la ley de Terzagui ( $\sigma' = \sigma - u$ ) ha sido repetidamente comprobada y es comúnmente aceptada. Sin embargo, en los suelos parcialmente saturados la expresión de Terzagui no es válida y no existe una única función de las tensiones totales e intersticiales que expliquen todos los fenómenos del comportamiento de los suelos no saturados.

Por ejemplo, si consideramos el fenómeno del colapso, según la ley de Terzaghi al mojar el suelo, la tensión efectiva disminuye lo que conllevaría a la expansión del material. Este comportamiento no se corresponde con el fenómeno de colapso explicado anteriormente; las observaciones experimentales nos indican que al mojarse un suelo no saturado bajo carga se produce compresión volumétrica y no expansión.

Una alternativa es aceptar dos variables tensionales independientes en lugar de una sola tensión efectiva. La primera variable tensional es la tensión total neta ( $\sigma - p_a \delta_{ij}$ ) y la segunda, la succión del agua ( $s = p_a - p_w$ ).

### 2.3.2. COLAPSO

Los suelos parcialmente saturados de baja densidad pueden colapsar al ser mojados. Para que se produzca colapso es necesario que el suelo esté bajo carga siendo suficiente el peso propio del material.

Si consideramos dos partículas esféricas en contacto, como nos muestra la Figura 2, el agua se mantiene en los contactos entre partículas e introducen fuerza neta de compresión,  $F_c$ , normal al plano tangente entre las dos esferas en el punto de contacto. Esta fuerza contribuye a que el material no colapse cuando están sometidos a succiones suficientes.

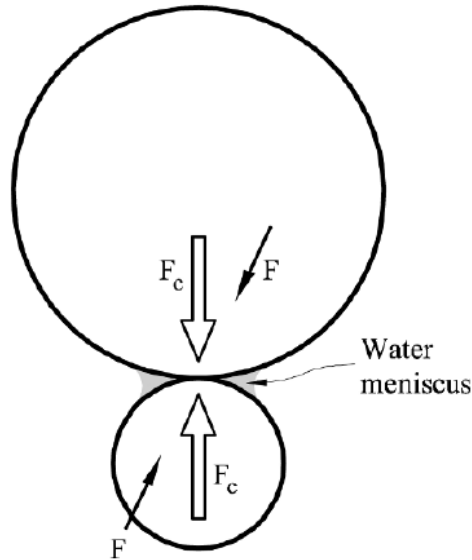


Figura 2. Menisco de agua en el contacto entre dos granos circulares.  
Referencia: "Geomechanics of Failures, Alexander M.Puzrin, Eduardo E.Alonso, Núria M.Pinyol"

Cuando el material se moja, por ejemplo debido a un episodio de lluvia, las fuerzas estabilizadoras  $F_c$  generadas por los meniscos desaparecen y se produce una reorganización de la estructura del suelo, generalmente percibida como una compresión volumétrica.

### 2.3.3. CURVAS DE COMPRESIÓN Y TENSIÓN DE PRECONSOLIDACIÓN

Los suelos parcialmente saturados presentan diferentes comportamientos frente a cambios en los esfuerzos aplicados y cambios en la succión. A continuación analizamos el comportamiento de los suelos no saturados en el plano  $e - \ln p$ .

El aumento de la tensión vertical conduce a la reducción de volumen en los suelos, tanto en suelos saturados como en suelos no saturados. El comportamiento puede ser descrito por una relación bilineal del gráfico  $e - \ln p$  en suelos no saturados y  $e - \log p$  en suelos saturados. En particular, cuando el suelo se comprime más allá de un cierto nivel (tensión de preconsolidación), la pendiente de esta línea se hace más pronunciada y el suelo se deforma irreversiblemente. Esta línea más pronunciada es conocida como curva de compresión noval en condiciones saturadas.

En la Figura 3 se muestra como la succión incrementa la tensión de preconsolidación de  $p_0^*$  a  $p_{0_1}$  para una succión  $s_1$  y a  $p_{0_2}$  para una succión  $s_2$ . Cuando se supera la tensión de preconsolidación la respuesta del material está caracterizada por el coeficiente de compresibilidad  $\lambda(s)$  cuando la muestra está parcialmente saturada y  $\lambda(0)$  cuando está saturada.

Si se moja la muestra a tensión constante ( $p_{0_1}$ ) desde el estado inicial  $Y_1$  con  $s_1$  hasta saturarla ( $s = 0$ ), se produce una reducción de volumen porque el estado de equilibrio para una muestra con tensión  $p_{0_1}$  y succión nula, se encuentra sobre la línea de compresión noval ( $s = 0$ ) en el punto  $Y_1^*$ .

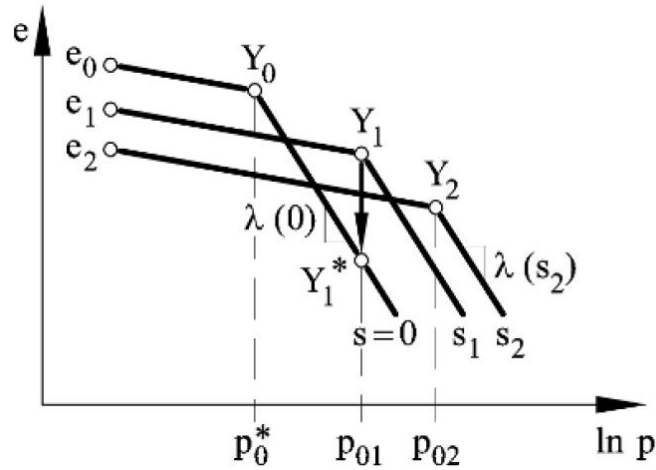


Figura 3. Curvas de compresión a succión constante.  
 Referencia: "Geomechanics of Failures, Alexander M.Puzrin, Eduardo E.Alonso, Núria M.Pinyol"

Otro aspecto importante que se muestra en la Figura 3 es que la tensión media neta está representada en escala logarítmica. Si se representará el gráfico sin aplicar el logaritmo neperiano, entonces no veríamos rectas, sino curvas. EL suelo suele tener un comportamiento no lineal.

Las deformaciones en un suelo no saturado (succión diferente de cero), al aplicar una misma carga, son menores comparadas con un suelo saturado. Esto comportamiento típico de los suelos no saturados puede apreciarse en la Figura 4. Cuanto más grande es la succión, mayor es la tensión de preconsolidación aparente del suelo y la deformación es menor al aplicar el mismo incremento de tensión vertical.

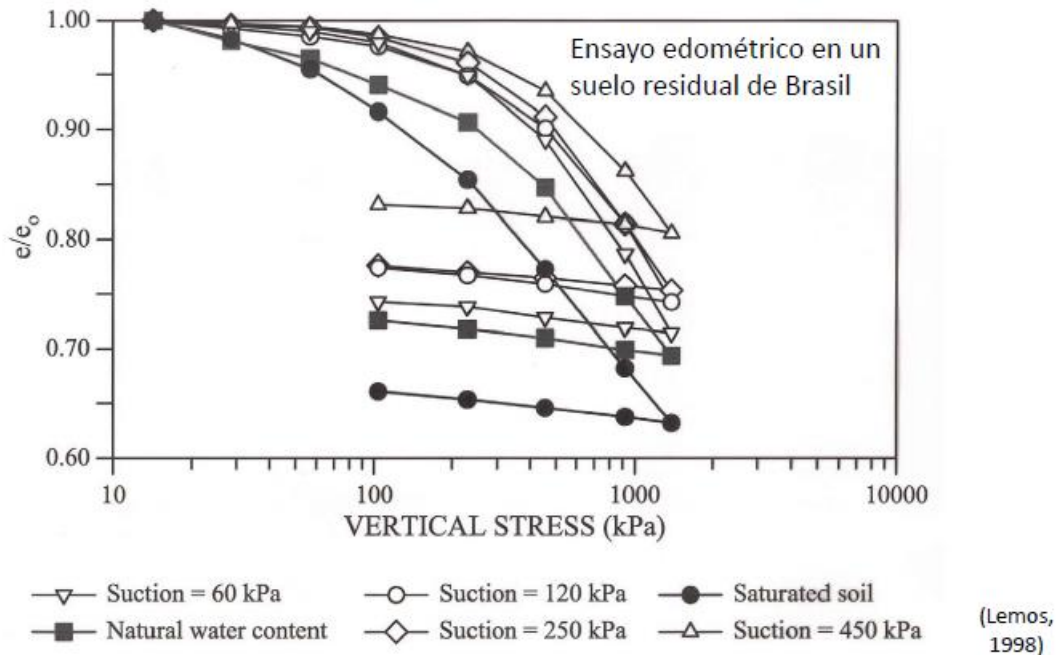


Figura 4. Ensayo edométrico de un suelo residual de Brasil a diferentes succiones.  
 Referencia: "Lemos, 1998"

### 2.3.4. SUPERFICIES DE FLUENCIA

Tal y como se ha explicado, la presión de preconsolidación varía en función de la succión de la muestra. Si representamos la tensión de preconsolidación para cada succión en un gráfico obtenemos una serie de puntos que al unirlos definen una curva. Esta superficie de fluencia llamada LC (Loading-Collapse) se representa en la Figura 5 y separa el dominio elástico del plástico.

Para una tensión de preconsolidación dada, si disminuimos la succión (mojamos el material) pasamos de dominio elástico a plástico y se producen deformaciones volumétricas irreversibles.

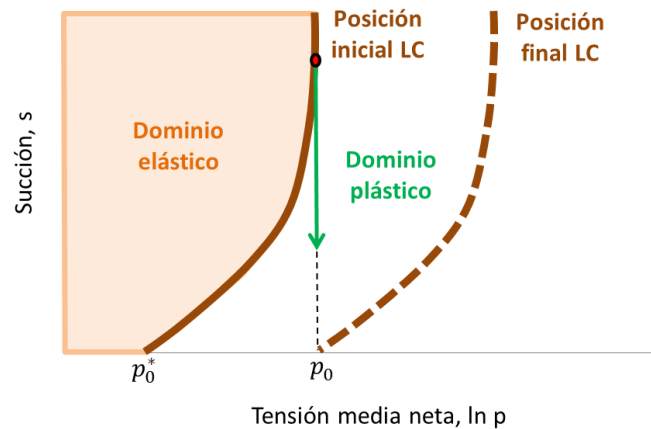


Figura 5. Superficie de fluencia LC y trayectoria de mojado fuera del dominio elástico (colapso) en el plano  $s$ - $p$

Esta trayectoria es la responsable de que los suelos colapsen y se produzcan compresiones volumétricas irreversibles.

A continuación, se explican otras trayectorias de tensiones y de succiones para entender mejor el funcionamiento de los suelos no saturados.

### CARGA + DESCARGA

A continuación, se analiza que sucede a un suelo no saturado cuando se aplica una carga superior a la tensión de preconsolidación y también se analiza que sucede al descargar el material.

Si se aumenta la tensión media neta se producen deformaciones irreversibles cuando se supera la tensión de preconsolidación inicial  $p_{0_1}$  para una succión  $s$ .  $p_0^*$  es la tensión de preconsolidación en condiciones saturadas. Al superar la superficie de fluencia LC, y a medida que se incrementa la tensión neta media, la tensión de preconsolidación aumenta de  $p_{0_1}$  a  $p_{0_2}$  y se arrastra la curva LC hasta la posición final (Figura 6.A). El suelo tiene una nueva posición de equilibrio (con un volumen específico menor, es decir, menor porosidad, y por lo tanto, más estabilidad). El dominio elástico después de haber arrastrado la superficie LC es mayor, por lo que, al descargar, todas las deformaciones que se producen son elásticas (Figura 6.B).

Al cargar el material el suelo se contrae y al descargar el suelo se expande (Figura 6.C).

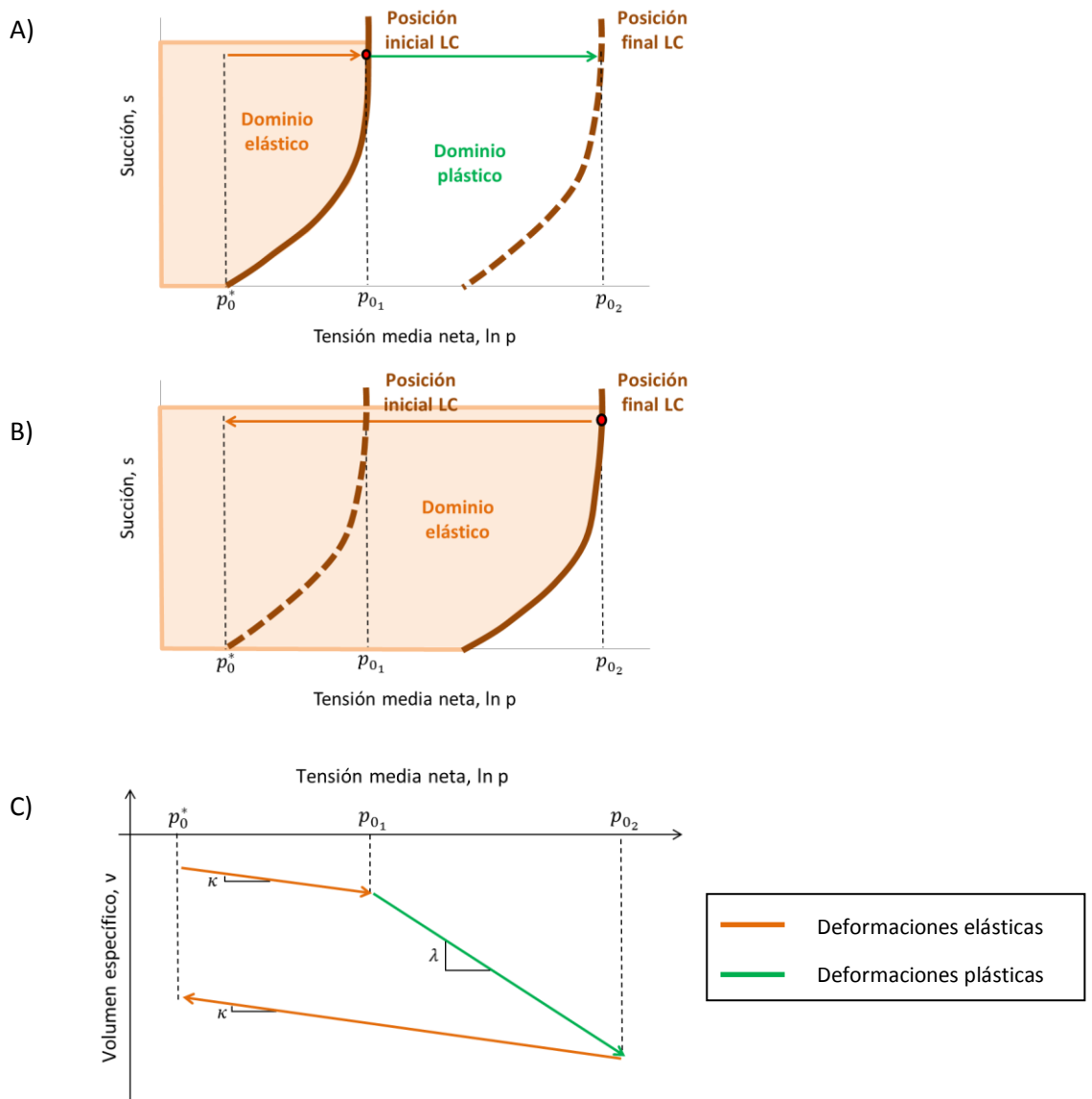


Figura 6. A) Superficie LC inicial y final al seguir trayectoria de carga. B) Trayectoria de descarga. C) Respuesta esperada del material al seguir la trayectoria indicada



### SECADO + MOJADO

La zona elástica también está delimitada por otra superficie de fluencia, la superficie SI (Suction Increase) que está asociada al valor máximo de la succión aplicada sobre el suelo.

Al superar la posición inicial de la superficie de fluencia SI cuando se incrementa la succión, el suelo se deforma plásticamente y la superficie se arrastra hasta la nueva posición de equilibrio (Figura 7.A). Al humedecer el material, se producen deformaciones elásticas ya que la trayectoria de descarga se encuentra dentro del nuevo dominio elástico.

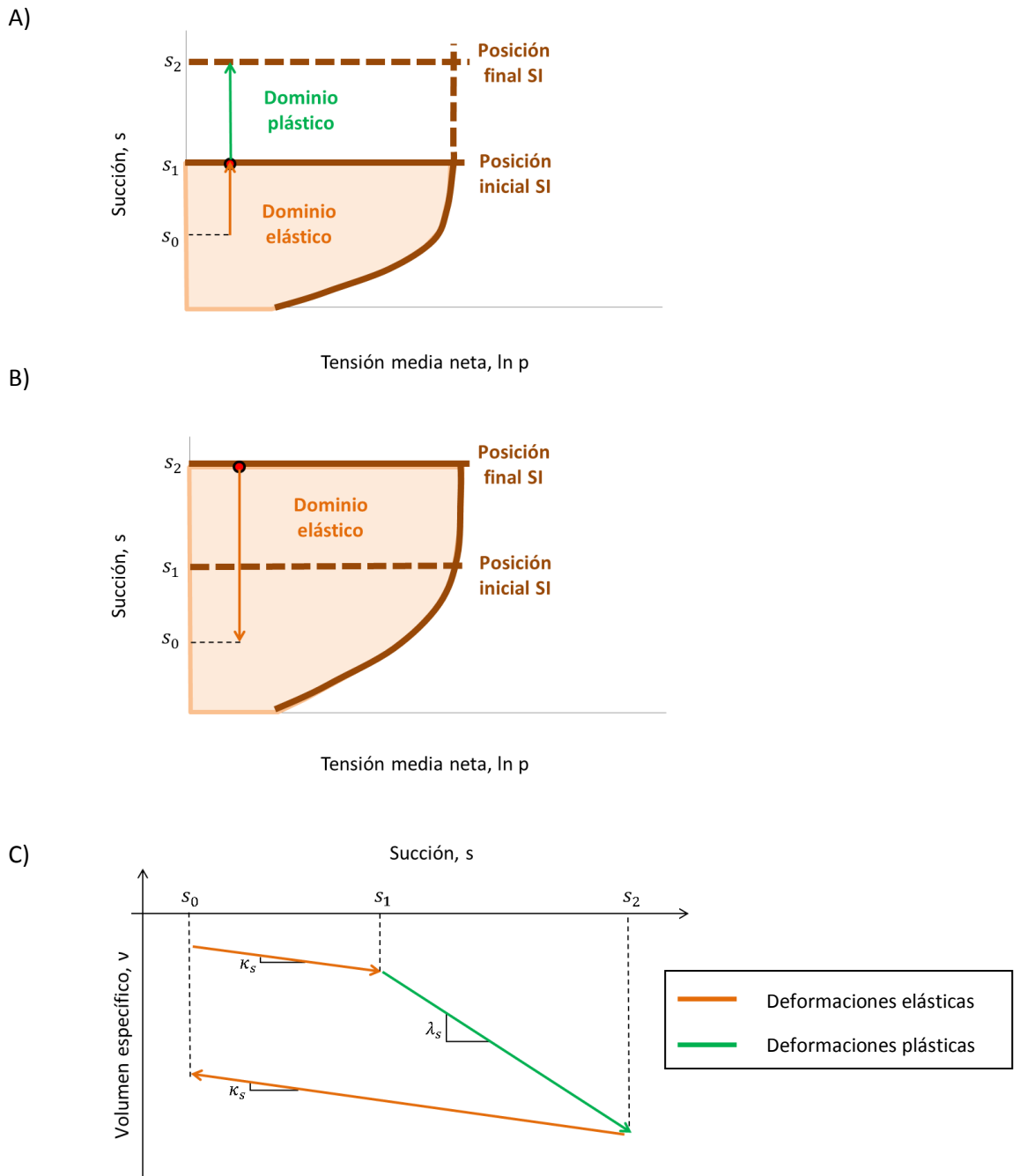


Figura 7. A) Superficie SI inicial y final al seguir trayectoria de secado. B) Trayectoria de humedecimiento dentro del nuevo dominio elástico. C) Respuesta esperada del material al seguir la trayectoria de tensiones indicada

### MOJADO (EXPANSIÓN + COLAPSO)

Para finalizar, en la Figura 8 se muestra una trayectoria de mojado o humedecimiento donde primero la muestra se encuentra dentro del dominio elástico hasta que al superar la superficie de fluencia LC se producen deformaciones plásticas.

En el primer tramo (dentro del dominio elástico), se produce una expansión del material. En cambio, al entrar en el dominio plástico el suelo con succión  $s_1$  se satura ( $s_0$ ) y si dibujamos el gráfico  $e - \ln p$  (Figura 8.B), se observa que al saturarse se produce una disminución del índice de poros, por lo tanto, el suelo colapsa.

Los suelos al saturarse pueden expandir o colapsar según si la tensión de confinamiento es alta o baja, respectivamente. Este comportamiento es muy importante tenerlo en cuenta para el presente trabajo.

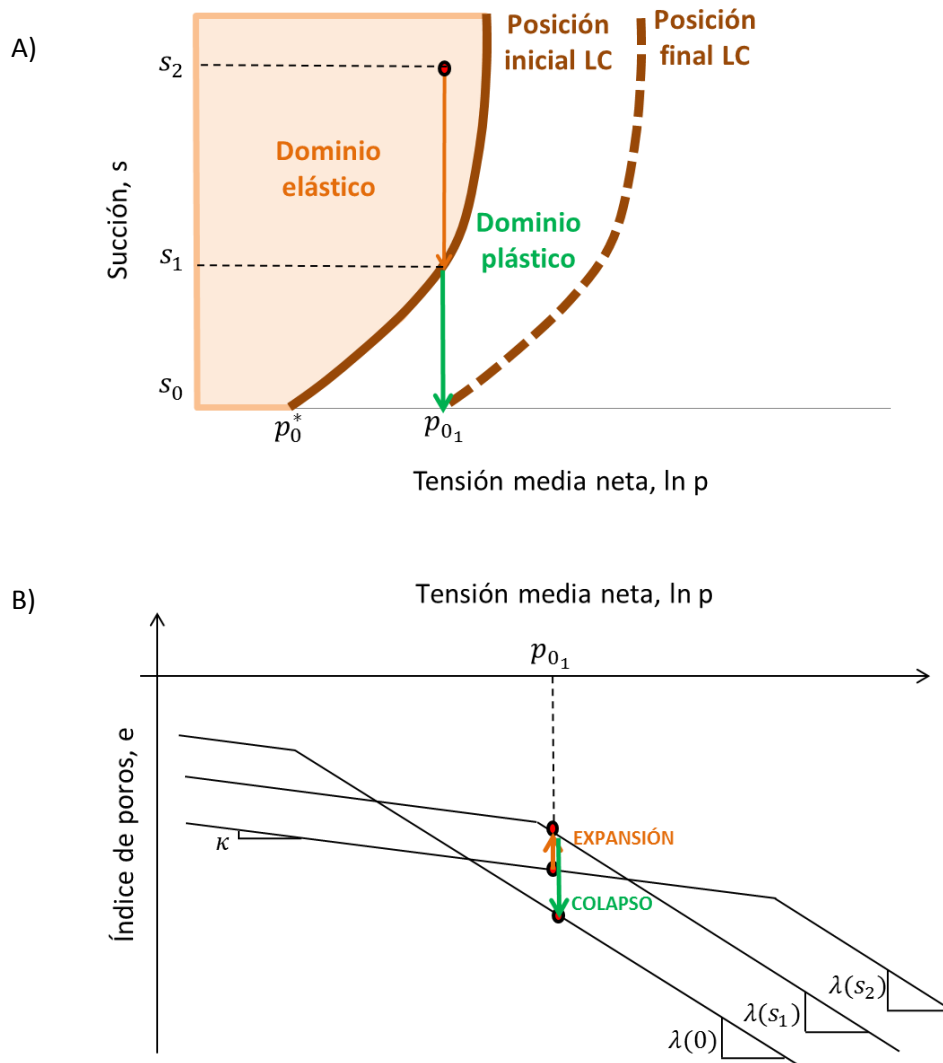


Figura 8. A) Trayectoria de humedecimiento. B) Expansión y colapso.

### 2.3.5. DEPENDENCIA DE LA TRAYECTORIA

Cuando se producen procesos de carga y/o reducción de la succión, el comportamiento volumétrico es independiente de la trayectoria de tensiones. Esto cambia cuando se producen procesos de carga y de aumento de la succión, en este caso, el comportamiento volumétrico del suelo depende de la trayectoria de tensiones seguida.

En la Figura 9. A) Trayectoria de carga (1-2) y trayectoria de colapso (1-3). B) Respuesta esperada del material se muestra como trayectorias distintas producen las mismas deformaciones. Si cargamos un material o mojamos un material y obtenemos la misma superficie de fluencia LC final independientemente de la trayectoria que sigamos, obtenemos la misma deformación final.

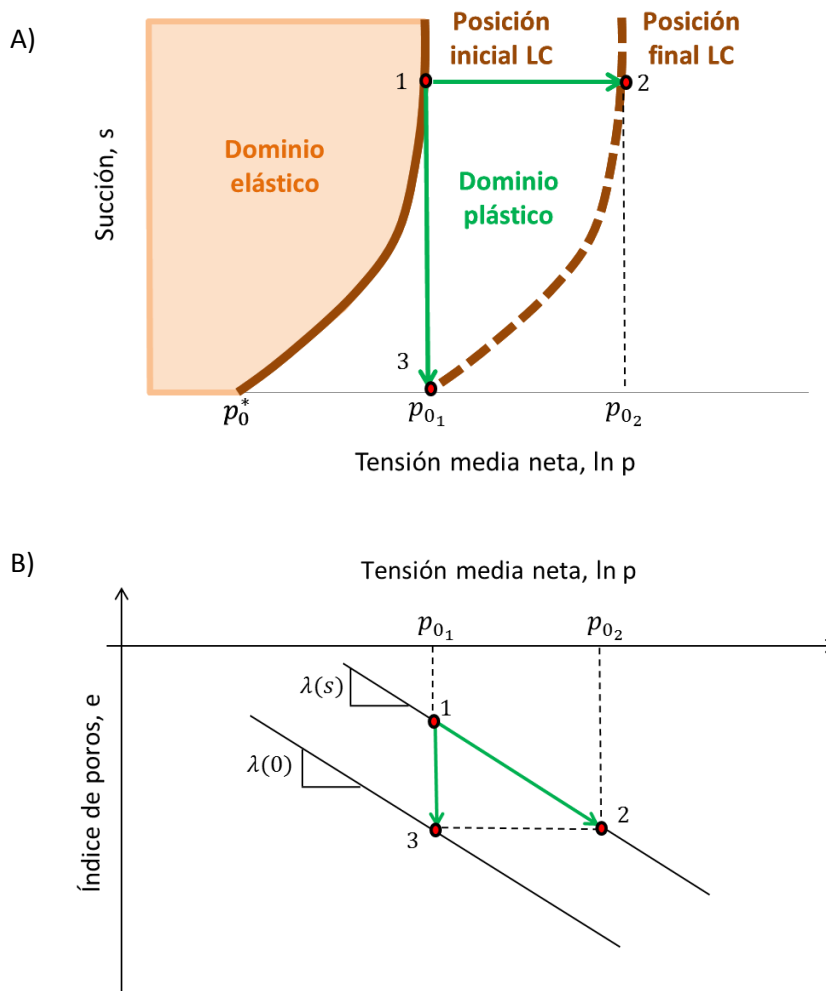


Figura 9. A) Trayectoria de carga (1-2) y trayectoria de colapso (1-3). B) Respuesta esperada del material

Cuando se sigue la trayectoria de carga (1-2) a succión constante, el suelo se comprime siguiendo la curva de compresión para esa succión.

Al humedecer el material (1-3), la tensión media neta se mantiene constante y el índice de poros disminuye la misma cantidad que al seguir la trayectoria de carga (1-2).

## 2.4. MODELO CONSTITUTIVO PARA SUELOS NO SATURADOS

Para modelar el comportamiento mecánico del material se ha utilizado un modelo elastoplástico para suelos no saturados llamado Barcelona Basic Model (BBM) y desarrollado por Alonso et al. (1990). El BBM es un modelo general para suelos no saturados implementado siguiendo la teoría de Desai y Perzyna.

El modelo fue desarrollado con la intención de que fuera capaz de reproducir el comportamiento de los suelos no saturados. A continuación se resumen los fenómenos observados experimentalmente en los suelos no saturados de baja expansividad que se pueden reproducir con el modelo constitutivo BBM:

- Rigidización del material frente a cargas externas producida por el aumento de la succión.
- Para una presión de confinamiento dada, reducciones de la succión pueden provocar deformaciones volumétricas irreversibles.
- Aumentos en la succión también pueden producir deformaciones volumétricas irreversibles.
- El comportamiento volumétrico del suelo depende de la trayectoria de tensiones seguida. Cuando se producen procesos de carga y/o reducción de la succión, el comportamiento volumétrico es independiente de la trayectoria seguida. Esto cambia cuando se producen procesos de carga y de aumento de la succión.
- Los suelos al saturar pueden expandir o colapsar según si la tensión de confinamiento es alta o baja, respectivamente.
- La cohesión aumenta con la succión de forma no lineal y alcanzando un valor máximo a una determinada succión. En el modelo BBM se considera que el aumento de la cohesión con la succión es lineal.

Las variables tensionales utilizadas en el modelo son la tensión media neta, la succión y la tensión de corte.

Para entender mejor cómo funciona el modelo elastoplástico primero se presenta la formulación para estados tensionales isótropos (la tensión de corte es nula,  $q = 0$ ) y posteriormente se extiende para estados tensionales triaxiales ( $q \neq 0$ ).

### 2.4.1. FORMULACIÓN PARA ESTADOS TENSIONALES ISÓTROPOS

A partir de la información experimental disponible sobre suelos parcialmente saturados (ensayos isotrópicos y edométricos) y de los conocimientos del comportamiento de los suelos saturados, se propuso una curva de fluencia en el plano  $(p,s)$  denominada superficie de fluencia LC.

Si consideramos un ensayo isótropo en el que un suelo con una determinada succión (constante a lo largo del ensayo) sufre incrementos de carga a lo largo de estados vírgenes, el volumen específico  $v$ , puede obtenerse de manera análoga al de los suelos saturados:

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p}{p^c} \quad (12)$$

La variable  $p^c$  es una tensión de referencia para la cual  $v = N(s)$ . El parámetro plástico de rigidez  $\lambda$  depende de la succión (decrece al aumentar ésta).

Durante procesos de descarga-recarga, a succión constante, el comportamiento del suelo se considera elástico:

$$dv = -\kappa \frac{dp}{p} \quad (13)$$

Donde  $\kappa$  es el parámetro de rigidez elástico, para el cual no se considera una variación con la succión para garantizar que la parte elástica del modelo sea conservativa.

En la Figura 10 puede apreciarse la situación de las dos muestras: una muestra saturada (punto 3) y otra parcialmente saturada (punto 1). Si se considera una trayectoria para la muestra no saturada consistente en una descarga a succión constante hasta el punto 2, dentro del dominio elástico, y una posterior reducción de su succión hasta saturarla (punto 1) podemos relacionar los volúmenes específicos de las dos muestras, con el mismo estado tensional final.

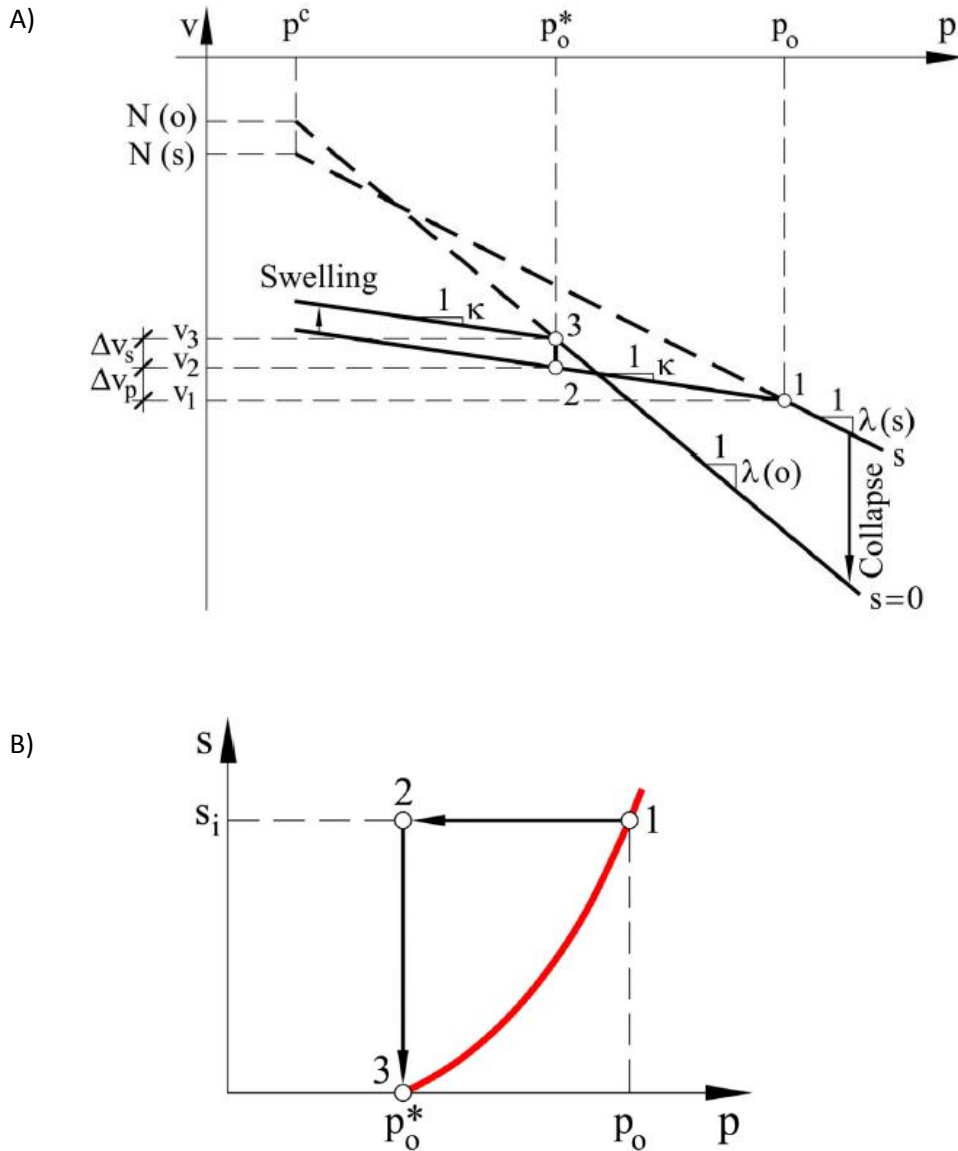


Figura 10. Relación entre las tensiones de preconsolidación  $p_0$  y  $p_0^*$ . A) Curvas de compresión, suelo saturado y no saturado. B) Trayectoria de tensiones y curva de fluencia LC, plano  $(p, s)$   
Referencia: "Alonso, E.E, Gens, A. & Josa, A. (1990)."

La relación de volúmenes es:

$$v_1 + \Delta v_p + \Delta v_s = v_3 \quad (14)$$

Donde  $\Delta v_p$  y  $\Delta v_s$  son, respectivamente, la variación de volumen debida a la descarga isotrópica y a la reducción de la succión, ambas dentro del dominio elástico.  $\Delta v_p$  puede expresarse según la siguiente expresión:

$$\Delta v_p = \kappa \frac{\ln p_0}{p_0^*} \quad (15)$$

$\Delta v_s$  viene dado por:

$$dv = -\kappa_s \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad (16)$$

Donde se ha sumado la presión atmosférica a la succión para evitar valores infinitos al llegar a saturación.

Para obtener los volúmenes inicial y final se utiliza la ecuación (12).

$$v_1 = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p_0}{p^c} \quad (17)$$

$$v_3 = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p_0^*}{p^c} \quad (18)$$

Agrupando las anteriores expresiones según la ecuación (14):

$$N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p_0}{p^c} + \kappa \ln \frac{p_0}{p_0^*} + \kappa_s \ln \frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} = N(0) - \lambda(0) \ln \frac{p_0^*}{p^c} \quad (19)$$

Para simplificar la ecuación (19) pueden escogerse unos valores de  $p^c$  y  $N(s)$  que cumplan:

$$\Delta v(p^c)|_0^s = N(0) - N(s) = \kappa_s \ln \frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} = \Delta v_s \quad (20)$$

Introduciendo esta expresión en la ecuación (19) y desarrollando se obtiene la siguiente relación:

$$\left(\frac{p_0}{p^c}\right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c}\right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} \quad (21)$$

La ecuación (21) define la curva LC. Ésta determina los valores de la presión de preconsolidación  $p_0$  en función de la succión. De hecho puede considerarse como una familia de curvas en el espacio  $(p,s)$  de la que se puede aislar una curva de fluencia especificando el valor de  $p_0^*$ , que puede considerarse el parámetro de endurecimiento. Esta ecuación juega un papel central en el modelo y explica tanto el incremento de la presión de preconsolidación con la succión como el fenómeno de colapso al saturar. Cabe mencionar que si  $p_0^* = p^c$  la curva LC pasa a ser una recta ( $p_0 = p_0^* = p^c$ ) y, por lo tanto, cambios en la succión no producen deformaciones plásticas.

La ecuación que describe el incremento de la rigidez (plástica) del suelo con la succión, tendiendo asintóticamente a una rigidez máxima, es:

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1 - r) \exp(-\beta s) + r] \quad (22)$$

Donde  $\lambda(0)$  es el parámetro de compresibilidad plástica en condiciones saturadas,  $\beta$  es el parámetro que determina la tasa de incremento de la rigidez con la succión y  $r$  determina la rigidez máxima del suelo (cuando la succión tiende a infinito), es decir:

$$r = \lambda(s \rightarrow \infty)/\lambda(0) \quad (23)$$

Como se ha dicho, incrementos de la succión también pueden producir deformaciones irreversibles. Debido a éste fenómeno se introduce otra superficie de fluencia, denominada SI (suction increase). A falta de más información experimental se adopta:

$$s = s_0 \quad (24)$$

$s_0$  puede entenderse como la succión máxima experimentada por el suelo a lo largo de su historia. Si se supera éste valor de la succión el suelo sale de la región plástica, en la cual se comporta según la ecuación (16) para cambios de succión, y plastifica siguiendo la expresión análoga:

$$dv = -\lambda_s \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad (25)$$

Donde  $\lambda_s$  es el parámetro de rigidez plástica para cambios en la succión.

Las curvas LC y SI limitan la región del espacio ( $p,s$ ) dentro de la cual el suelo se comporta elásticamente. Sobre ellas se comporta elastoplásticamente. En la Figura 11 puede observarse esquemáticamente el dominio elástico y las dos curvas de fluencia.

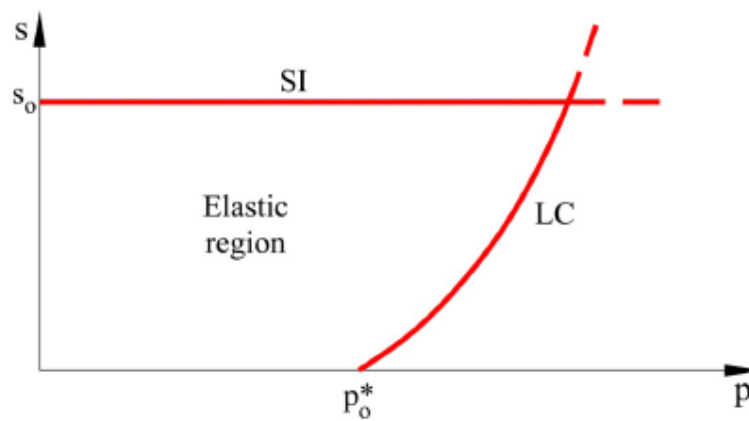


Figura 11. Curvas de fluencia LC y SI en el espacio ( $p,s$ ).  
Referencia: "Alonso, E.E, Gens, A. & Josa, A. (1990). Géotechnique 40, No. 3, 405-430"

En cuanto a las deformaciones volumétricas, la deformación volumétrica elástica debida a variaciones en  $p$  vendrá dada por la ecuación siguiente:

$$d\varepsilon_{vp}^e = -\frac{dv}{v} = \frac{\kappa}{v} \frac{dp}{p} \quad (26)$$

Al alcanzar la presión de preconsolidación  $p_0$  el suelo sufre deformaciones elastoplásticas. La deformación total será:

$$d\varepsilon_{vp} = \frac{\lambda(s)}{v} \frac{dp_0}{p_0} \quad (27)$$



De la cual puede aislarse la deformación plástica:

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(s) - \kappa}{v} \frac{dp_0}{p_0} \quad (28)$$

O, alternativamente:

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(0) - \kappa}{v} \frac{dp_0^*}{p_0} \quad (29)$$

Análogamente, para cambios en la succión, la deformación volumétrica elástica viene dada por:

$$d\varepsilon_{vs}^e = \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad (30)$$

Al alcanzar la curva SI, y aumentando la succión ( $s_0$ ), la deformación total será:

$$d\varepsilon_{vs} = \frac{\lambda_s}{v} \frac{ds_0}{(s_0 + p_{atm})} \quad (31)$$

Y la parte plástica de ésta:

$$d\varepsilon_{vs}^p = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v} \frac{ds_0}{(s_0 + p_{atm})} \quad (32)$$

La deformación volumétrica plástica total es:

$$d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{vs}^p + d\varepsilon_{vp}^p \quad (33)$$

De la cual se derivan las leyes de rigidización:

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{v}{\lambda(0) - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad (34)$$

$$\frac{ds_0}{s_0 + p_{atm}} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\varepsilon_v^p \quad (35)$$

## 2.4.2. EXTENSIÓN A ESTADOS TENSIONALES TRIAXIALES

Para ampliar la formulación del modelo a estados triaxiales debe incorporarse la tensión desviadora  $q = \sigma_1 - \sigma_3$ . Al alcanzar la saturación el modelo se convierte en un modelo de estado crítico convencional.

Se ha escogido el modelo Cam-Clay modificado para reproducir el comportamiento saturado, para el cual la superficie de fluencia es una elipse en el plano  $(p,q)$  con presión de preconsolidación isotrópica  $p_0^*$ .

La recta de estados críticos viene definida en el mismo plano por el valor de su pendiente,  $M$ , obtenida a partir del ángulo de rozamiento saturado. Para succiones mayores las elipses tendrán la presión de preconsolidación que determine la curva LC a través de la ecuación (21) y se considera que los estados críticos corresponden al mismo valor de  $M$ . El incremento de la cohesión con la succión se considera lineal de manera que las elipses (y las rectas de rotura) corten el eje  $p$ , en el valor  $q=0$ , en los puntos:

$$p = -p_s = -ks \quad (36)$$

Donde  $k$  es un parámetro del suelo.

Para un determinado valor de la succión, la superficie de fluencia en el plano  $(p,q)$  viene determinada por la ecuación:

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_0 - p) = 0 \quad (37)$$

En la Figura 12 puede verse la forma de la superficie de fluencia en el espacio tridimensional  $(p,q,s)$ .

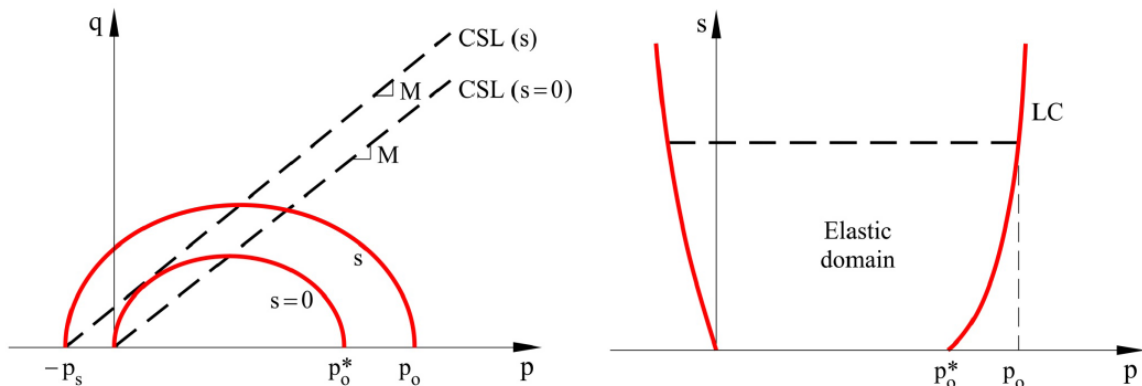


Figura 12. Superficie de fluencia en el plano  $(p,q)$  y  $(p,s)$   
 Referencia: "Alonso, E.E, Gens, A. & Josa, A. (1990). Géotechnique 40, No. 3, 405-430"

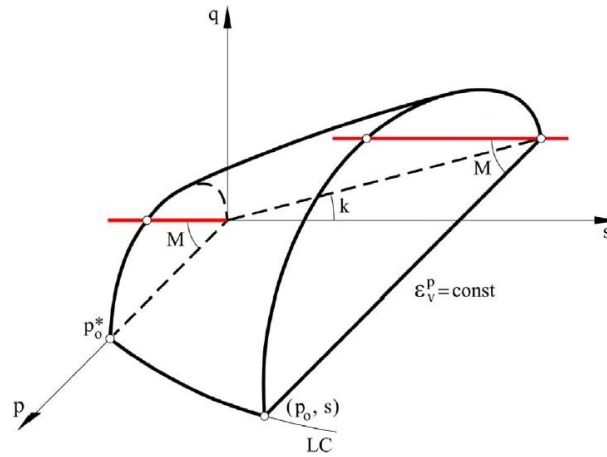


Figura 13. Superficie de fluencia en el espacio  $(p, q, s)$   
 Referencia: "Alonso, E.E, Gens, A. & Josa, A. (1990). Géotechnique 40, No. 3, 405-430"

Para la expresión del potencial plástico se adopta:

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{2q\alpha}{M^2(2p + p_s + p_0)} \quad (38)$$

Donde  $\alpha$  es un parámetro que determina si la plasticidad es asociada ( $\alpha = 1$ , el potencial plástico y la superficie de fluencia coinciden) o no ( $\alpha \neq 1$ ).

Las deformaciones volumétricas vienen dadas por:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_2 \quad (39)$$

Y las de corte:

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 + \varepsilon_3) \quad (40)$$

Las correspondientes deformaciones elásticas se calculan mediante:

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{v} \frac{dp}{p} + \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad (41)$$

$$d\varepsilon_s^e = \frac{dq}{3G} \quad (42)$$

## 2.5. COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO

Para la correcta caracterización del comportamiento hidráulico de un suelo no saturado es necesario definir la curva de retención y la permeabilidad relativa e intrínseca.

### 2.5.1. CURVA DE RETENCIÓN

Se denomina curva de retención, curva de succión o curva característica, a la representación gráfica de las relaciones succión – grado de saturación (o succión – contenido volumétrico de agua) y es una de las propiedades geotécnicas fundamentales, junto con la permeabilidad, en la caracterización del comportamiento hidráulico del suelo parcialmente saturado. Por lo general, se obtiene por secado o humidificación de una muestra de suelo bajo tensión constante mientras se hace un monitoreo de los cambios de contenido de agua en el suelo.

Se han propuesto muchas ecuaciones por diversos autores, algunas ecuaciones se basan en la regresión de datos experimentales, mientras que otras se basan en la correlación empírica con otras propiedades del suelo, tales como el tamaño de las partículas o la porosidad.

Principalmente, la curva de retención depende del tipo de material, de su estructura y textura.

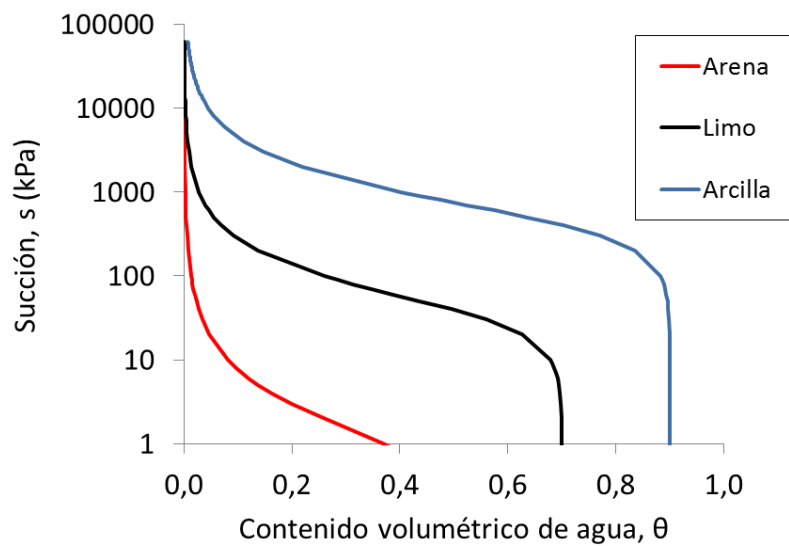


Figura 14. Variación de la curva de retención según el tipo de material

Una de las ecuaciones más conocidas es la expresión matemática de Van Genuchten. La expresión de Van Genuchten relaciona el grado de saturación efectivo  $S_e$  con la succión.

$$S_e = \frac{S_l - S_{rl}}{S_{ls} - S_{rl}} = \left( 1 + \left( \frac{P_g - P_l}{P} \right)^{\frac{1}{1-\lambda}} \right)^{-\lambda} \quad (43)$$

$$P = P_0 \frac{\sigma}{\sigma_0} \quad (44)$$

$\lambda$  define la forma de la curva de retención y  $P$  es el valor de entrada de aire.  $S_{ls}$  y  $S_{rl}$  son, respectivamente, el grado de saturación máximo y mínimo,  $S_l$  es el grado de saturación y, por último,  $S_e$  es el grado de saturación efectivo. Al tratarse de agua se ha considerado  $\sigma = \sigma_0 = 0,072 \text{ N} \cdot \text{m}^{-1}$ .

Pero en la expresión de Van Genuchten se debería también tener en cuenta la variación de la curva de retención al variar la porosidad ya que, por ejemplo, cuando un suelo colapsa la porosidad disminuye y la estructura del suelo cambia, con lo cual, la curva de retención también es distinta, como si se tratara de otro material.

Cuando se produce el colapso de un suelo, la variación de porosidad es grande, y por lo tanto, se debe de tener en cuenta este efecto.

Para definir la variación de la curva de retención con lo porosidad se introducen las siguientes ecuaciones:

$$P_0(\phi) = P_0 \cdot \exp(a(\phi_0 - \phi)) \quad (45)$$

$$\lambda(\phi) = \lambda \cdot \exp(b(\phi_0 - \phi)) \quad (46)$$

$\phi_0$  es la porosidad de referencia.  $a$  y  $b$  son los parámetros introducidos para tener en cuenta la variación de la curva de retención al variar la porosidad.

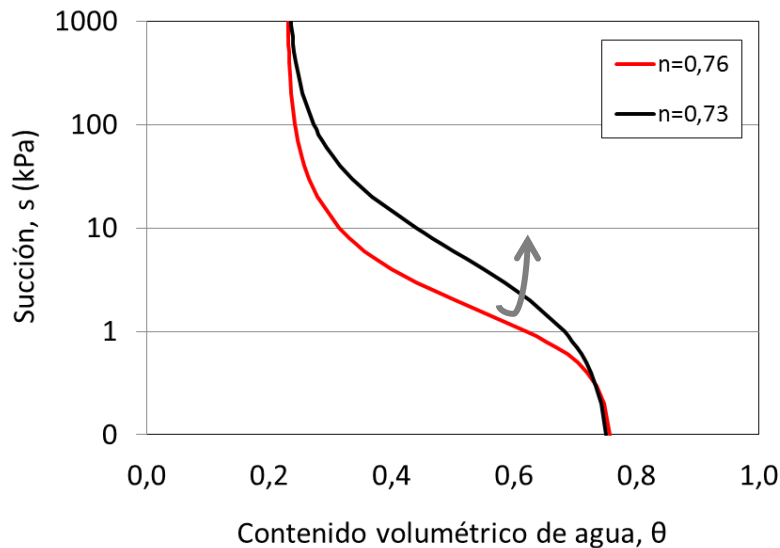


Figura 15. Ejemplo de la variación de la curva de retención al disminuir la porosidad.

## 2.5.2. PERMEABILIDAD RELATIVA E INTRÍNSECA

Otro aspecto importante para describir el comportamiento hidráulico de los materiales es la permeabilidad. Se debe diferenciar entre la permeabilidad saturada y la permeabilidad relativa.

$$k_{rl} = \frac{k_{no\ saturada}}{k_{saturada}} \quad (47)$$

$k_{rl}$  es la relación entre la permeabilidad no saturada y la permeabilidad saturada.

Cuanto mayor es el grado de saturación, mayor es la permeabilidad relativa y es máxima cuando el material está saturado. Este comportamiento se puede describir mediante diferentes expresiones.

Según el modelo de Van Genuchten, la permeabilidad relativa en función del grado de saturación es:

$$k_{rl} = \sqrt{S_e} \left( 1 - \left( 1 - S_e^{1/\lambda} \right)^\lambda \right)^2 \quad (48)$$

Otra expresión para la permeabilidad relativa es:

$$k_{rl} = AS_e^n \quad (49)$$

Es decir, la permeabilidad relativa se considera proporcional a una potencia del grado de saturación efectivo. En general se utiliza una ley cúbica, con  $n=3$  y  $A=1$ .

La Figura 16 muestra la comparación entre las dos expresiones. En caso del modelo de Van Genuchten se ha considerado  $\lambda = 0,4$  para la representación. Si nos fijamos en como varía la permeabilidad relativa según la potencia del grado de saturación efectiva, observamos que a menor potencia, la permeabilidad relativa es mayor para un mismo grado de saturación (excepto para  $S_e = 1$  y  $S_e = 0$ ) y que la variación de la permeabilidad relativa es más brusca cuanto mayor es la potencia.

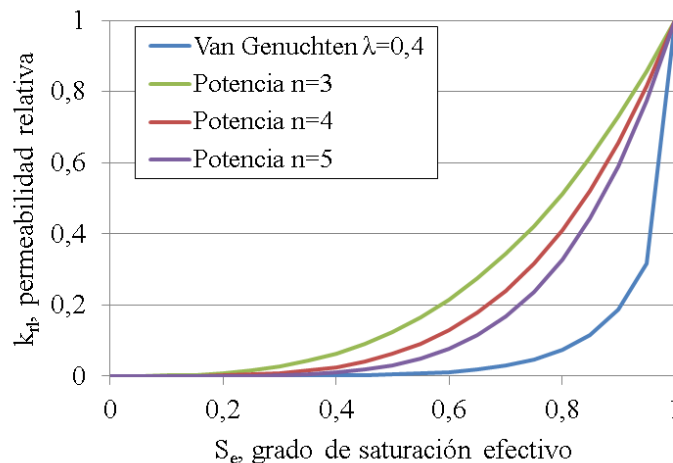


Figura 16. Permeabilidad relativa en función del grado de saturación. Modelo Van Genuchten ( $\lambda = 0,4$ ) y ley potencial.

En la ley de Darcy generalizada, además de la permeabilidad relativa, interviene la permeabilidad intrínseca.

$$\mathbf{q}_l = -\frac{k_{rl}\mathbf{k}}{\mu_l}(\nabla p_l + \rho_l g \nabla z) \quad (50)$$

Donde  $\mathbf{q}_l$  es el flujo de agua,  $\mathbf{k}$  la matriz de permeabilidad intrínseca (si el medio es isótropo entonces es un escalar),  $k_{rl}$  la permeabilidad relativa (=1 cuando el suelo está saturado),  $\mu_l$  la viscosidad del agua,  $p_l$  la presión del agua,  $\rho_l$  la densidad del agua y  $g$  la gravedad.

La permeabilidad intrínseca  $k$  es un parámetro del suelo que no depende del fluido que circula por él y se expresa en  $m^2$ . Su relación con la conductividad hidráulica  $K$  ( $m/s$ ) es:

$$k = \frac{K\mu}{\rho g} \quad (51)$$

## CAPÍTULO 3: ENSAYOS DE LABORATORIO SOBRE PEQUEÑAS MUESTRAS

En este capítulo se describen los datos y los ensayos de laboratorio realizados sobre el material estudiado. El material volcánico procedente de Cervinara fue estudiado mediante ensayos de caracterización, de compresión isotrópica, ensayos triaxiales, de carga constante y ensayos de evaporación e infiltración.

Los ensayos de compresión isotrópica y los ensayos triaxiales se han modelado con el objetivo de obtener los parámetros del material que describen el comportamiento hidromecánico del suelo. Algunos datos se extraen directamente de los resultados de los ensayos de laboratorio mientras que otros datos han sido calibrados y obtenidos a partir del modelo.

Posteriormente, los parámetros descritos en este capítulo son utilizados para reproducir y predecir los ensayos de infiltración a escala que se realizaron en el laboratorio (Capítulo 4 y Capítulo 5).

### 3.1. ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN

En la Tabla 1 se muestran los valores de algunas propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas del material piroclástico (peso específico del material, porosidad, conductividad hidráulica saturada, ángulo de fricción efectivo y cohesión). Esta información se proporcionó sin mencionar los métodos, ensayos y procedimientos seguidos para obtener dichos valores.

Peso específico $\gamma$ ( $kN/m^3$ )	Porosidad $n$	Conductividad hidráulica saturada $k_{sat}$ ( $m \cdot s^{-1}$ )	Ángulo de fricción efectivo $\phi'$ ( $^\circ$ )	Cohesión $c'$ ( $kPa$ )
25,9 ÷ 26,4	0,67 ÷ 0,74	$1 \cdot 10^{-7} \div 5 \cdot 10^{-7}$	38	0

Tabla 1. Propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas del material piroclástico.

El material piroclástico procedente de Cervinara es un material con una porosidad muy grande, tal y como se muestra en la Tabla 1. Está caracterizado por un ángulo de fricción  $\phi'$  de  $38^\circ$  y una cohesión nula cuando el material está saturado.



### 3.2. ENSAYOS DE COMPRESIÓN CON CARGA ISÓTROPA

Primero, se van a analizar los datos que disponemos sobre los ensayos de compresión en células triaxiales a succión controlada.

Para ensayar el material se utilizaron probetas de 70 mm de diámetro y 140 mm de altura.

Se realizaron tres ensayos, uno de ellos en condiciones saturadas y los otros dos con una succión de 40 kPa aproximadamente. Las muestras tienen un alto índice de poros (2,13-2,14) y se sometieron a las trayectorias de tensiones mostradas en la Figura 17. La tensión neta media está en escala logarítmica, por lo tanto, debemos de considerar un comportamiento de elasticidad no lineal. En la Figura 17 se puede observar perfectamente como la presión de preconsolidación es mayor cuando la succión es mayor.

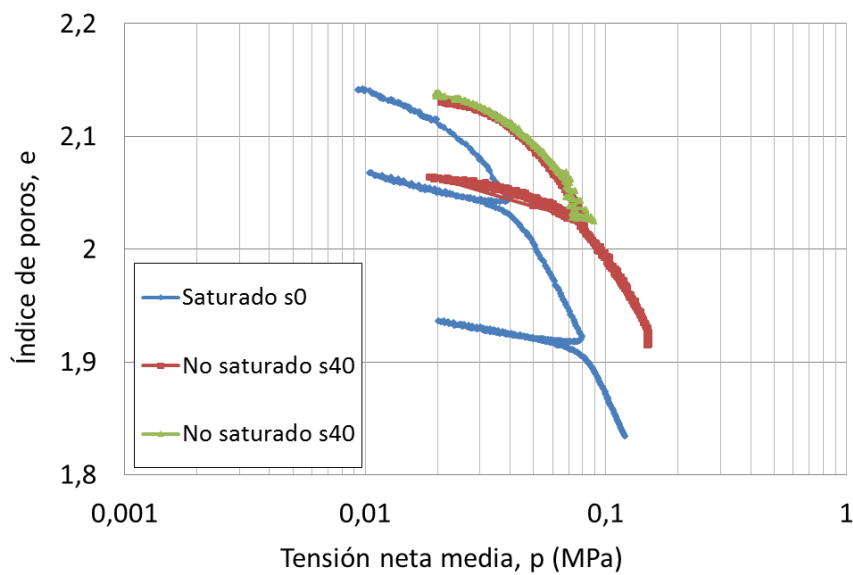


Figura 17. Ensayos de compresión isotrópica.

#### 3.2.1. CALIBRACIÓN DE PARÁMETROS

Mediante la Figura 17 se obtienen los siguientes parámetros: la presión de preconsolidación en función de la succión  $p_0(s)$ , el parámetro plástico de rigidez  $\lambda(s)$  y el parámetro elástico para cambios de tensión  $\kappa$ . Los parámetros se muestran en la Tabla 2 junto con el índice de poros inicial y la succión de cada muestra.

	$e_0$	Succión (kPa)	$p_0(s)$ (kPa)	$\lambda(s)$	$\kappa$
Muestra saturada s0	2,141	0	27	0,137	0,030
Muestra no saturada s40	2,130	40	45	0,124	0,030
Muestra no saturada s40	2,138	40	45	0,110	-

Tabla 2. Datos iniciales de las muestras sometidas al ensayo de compresión isotrópica y parámetros obtenidos directamente de los resultados.

Para definir la elasticidad no lineal en el programa se deben definir  $a_1 = -\kappa/(1+e)$ ,  $a_2 = -\kappa_s/(1+e)$ , y el coeficiente de poisson  $\nu$ . Por lo tanto,  $a_1$  podemos hallarlo fácilmente a partir de la Tabla 2,  $a_2$  lo suponemos prácticamente nulo ya que, el parámetro de compresibilidad elástica para cambios de succión,  $\kappa_s$  suele comprender valores muy pequeños y, por último,  $\nu$  suele comprender valores entre 0,2 a 0,3.

Elasticidad	$a_1 = -\kappa/(1+e)$	$a_2 = -\kappa_s/(1+e)$	$\nu$
no lineal	$-\frac{0,03}{1+2,14} \approx -0,01$	-0,001	0,2

Tabla 3. Elasticidad no lineal. Parámetros introducidos en CODEBRIGHT.

Representando en un gráfico la presión de preconsolidación en función de la succión para las diferentes muestras, podemos calibrar los parámetros  $\beta$  y  $r$  de la curva LC de manera que la curva se aproxime lo mejor posible a los datos experimentales de los ensayos de compresibilidad. En la Figura 18 se muestra la curva LC que hemos definido mediante las ecuaciones 21 y 22 (Capítulo 2.4.1) y los datos anteriores mostrados en la Tabla 2.

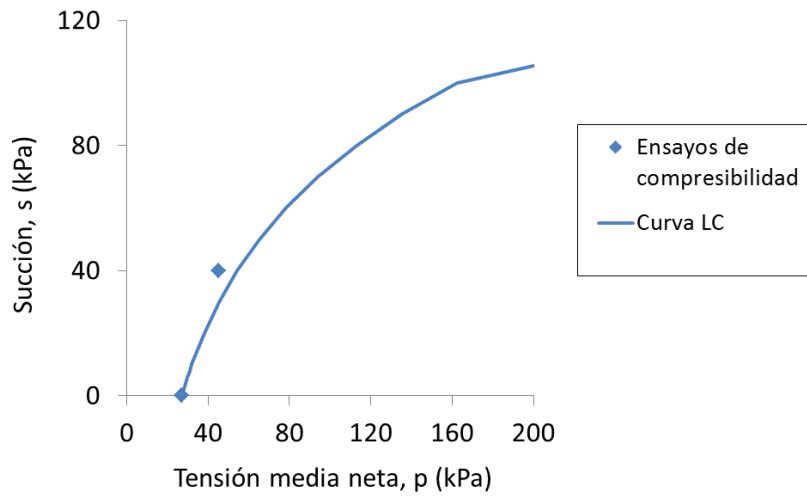


Figura 18. Curva LC definida a partir de los ensayos de compresión isotropa.

A continuación, en la Tabla 4 se muestran los parámetros hallados hasta el momento.

$\lambda(0)$	$\kappa$	$r$	$\beta$ (MPa <sup>-1</sup> )	$p^c$ (MPa)
0,137	0,03	0,5	8	0,001

Tabla 4. Parámetros extraídos directamente de los ensayos de compresión isotropa

Para poder modelar los ensayos se necesita también definir la superficie de fluencia en el plano desviador. Se ha escogido el modelo Cam-Clay modificado, para el cual la superficie de fluencia es una elipse en el plano  $p - q$  con presión de preconsolidación  $p_0^*$ .

### 3.2.2. GEOMETRÍA Y CONDICIONES DE CONTORNO

Todos los ensayos de compresión isotrópica se han simulado como problemas de contorno con probetas cilíndricas de 140 mm de altura y 70 mm de diámetro. Se ha utilizado la simetría de revolución de forma que sólo ha sido necesario definir una malla en 2-D que se ha discretizado con una malla rectangular de 28x7.

Al utilizar simetría de revolución, uno de los laterales representa el eje de revolución, por lo tanto, en este lateral se impide el movimiento horizontal. En el otro lateral, se impone una carga horizontal de compresión y en la parte superior de la probeta se ha impuesto una carga vertical igual a la carga horizontal aplicada en el lateral (compresión isotrópica).

Además, se ha fijado la parte inferior y se ha mantenido la succión de la probeta constante (condiciones drenadas).

### 3.2.3. COMPARACIÓN ENTRE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES Y EL MODELO

En la Figura 19 se muestra la comparación entre los resultados experimentales y los resultados obtenidos mediante el modelo.

Los resultados del modelo se parecen bastante a los resultados obtenidos en el laboratorio. La única diferencia es que los resultados de laboratorio, sobretudo en el primer proceso de carga-descarga, están definidos por una curva y no por rectas tan marcadas como las obtenidas en los resultados modelados.

La tensión de preconsolidación de los ensayos modelados, es mayor en las muestras no saturadas que en las muestras saturadas (tal y como sucede también en los resultados obtenidos en el laboratorio). Es decir, el modelo reproduce perfectamente la rigidización del material producida por el aumento de la succión.

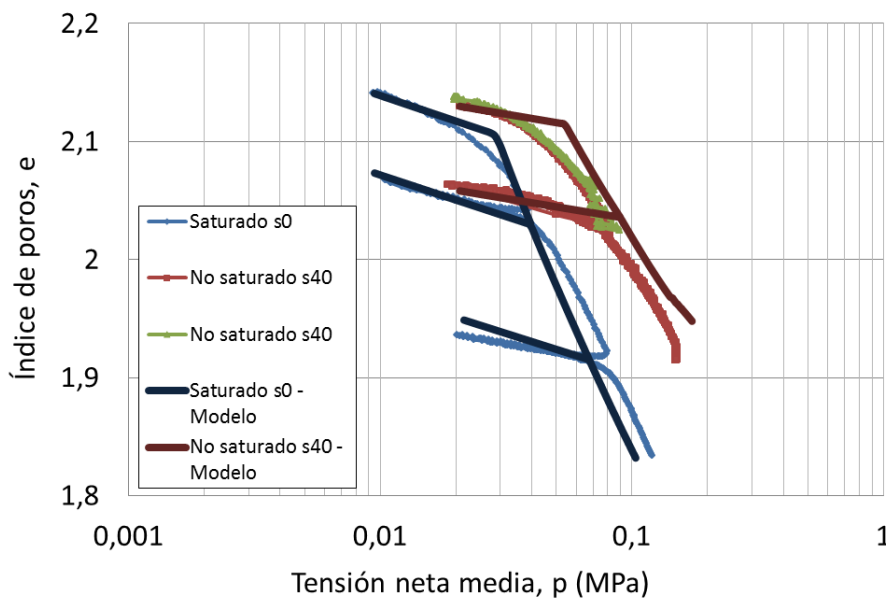


Figura 19. Ensayos de compresión isotrópica modelados mediante CODEBRIGHT

### 3.3. ENSAYOS TRIAXIALES

Se realizaron en el laboratorio siete ensayos triaxiales con succión controlada de los cuales se han reproducido tres de ellos para calibrar y ajustar algunos parámetros del modelo. El proceso de calibración de parámetros ha tenido como objetivo encontrar un solo conjunto de valores que pudieran simular todos los experimentos para posteriormente modelar los ensayos de infiltración.

Las dimensiones de las probetas son las mismas que para los ensayos de compresión isotrópica (70 mm de diámetro y 140 mm de altura).

A continuación, en la Tabla 5 se muestra un resumen de las condiciones iniciales y finales de los ensayos. Los ensayos sombreados son los que han sido modelados.

	Condiciones iniciales			Condiciones finales	
	Succión (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	p (kPa)	q (kPa)
1CU1040	11	15,3	19,9	28,8	60,2
C71USP	74	68,0	0	157,4	268,1
C70USP	74	36,2	0	89,3	159,3
C22USP	43	36,9	0	90,1	159,7
C4P1USP	44	23,7	0	60,4	110,0
C61USP1	44	15,7	0	23,6	23,6
C62USP1	74	5,2	0	22,4	51,7

Tabla 5. Ensayos triaxiales. Condiciones iniciales y finales.

Tres de los ensayos tienen aproximadamente una succión de 44 kPa, otros tres ensayos tienen una succión de 74 kPa y, por último, uno de los ensayos tiene una succión de 11 kPa. A continuación se muestran los resultados de los ensayos de laboratorio de los siete ensayos triaxiales separándolos según las diferentes succiones.

ENSAYOS CON SUCCIÓN DE 74 kPa

En la Figura 20 se muestran los resultados de laboratorio para las muestras con una succión de 74 kPa.

Las probetas con mayor tensión de confinamiento ( $\sigma_3 - u_a$ ) rompen con tensiones desviadoras mayores, tal y como se puede ver en la Figura 20.A.

En la Figura 20.B, la evolución de las deformaciones volumétricas con respecto a las deformaciones axiales de la muestra C70USP no parecen tener mucho sentido, ya que difieren mucho de los resultados habituales que se obtienen en este tipo de ensayos. En cambio, las muestras C71USP y C62USP1 sí que parecen tener coherencia y se puede observar que las probetas se están comprimiendo (signo positivo).

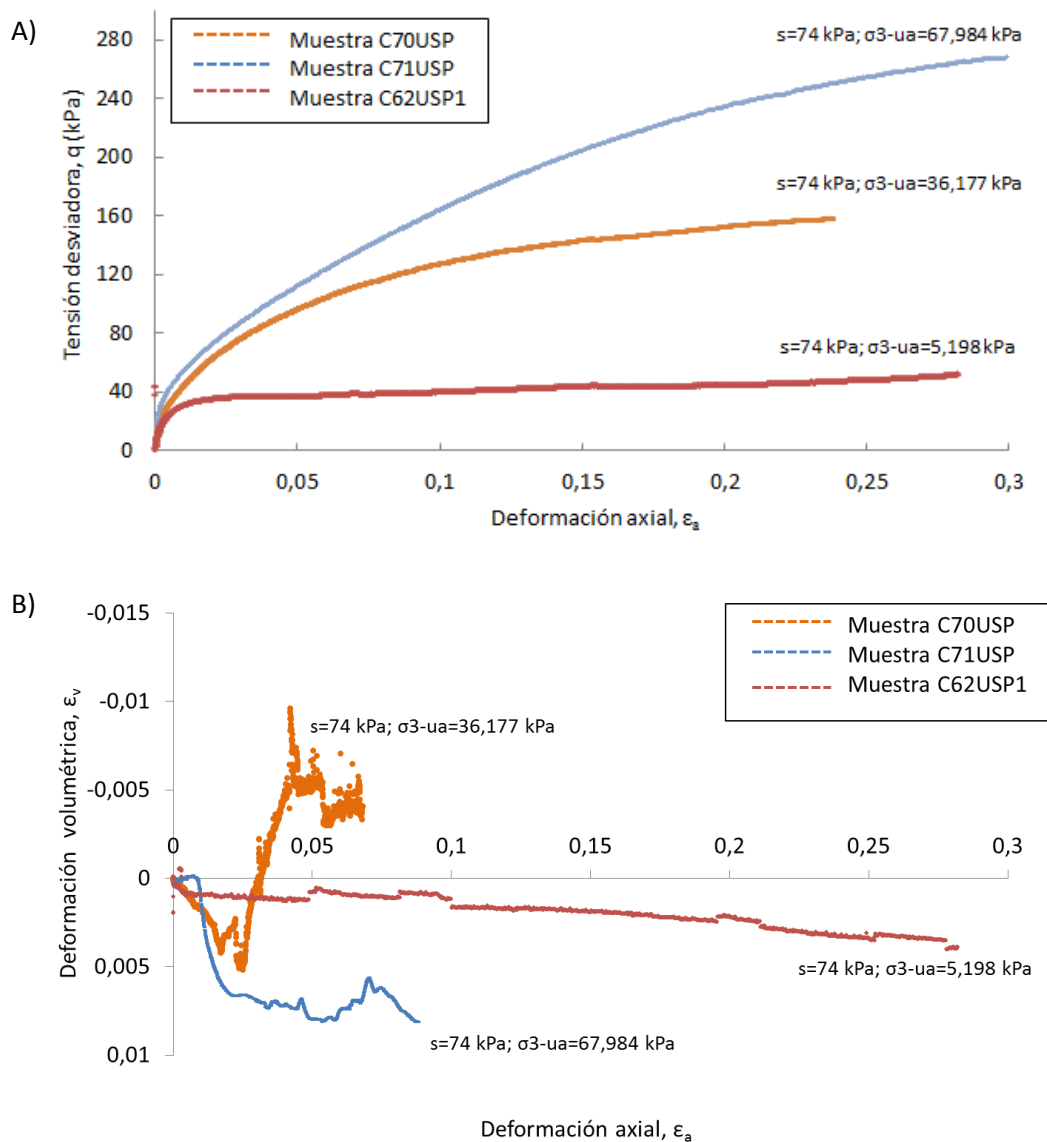


Figura 20. Ensayos con succión de 74 kPa. Resultados obtenidos en el laboratorio. A) Deformación axial y tensión desviadora  $\epsilon_a - q$ . B) Deformación axial y deformación volumétrica  $\epsilon_a - \epsilon_v$

ENSAYOS CON SUCCIÓN DE 44 kPa

En la Figura 21 se muestran los resultados de laboratorio para las muestras con una succión de 44 kPa.

Las probetas con mayor tensión de confinamiento ( $\sigma_3 - u_a$ ) rompen con tensiones desviadoras mayores, tal y como se puede ver en la Figura 21.A.

Las muestras C4P1USP y C22USP se cruzan porque la muestra C4P1USP tiene menor tensión de confinamiento pero está más sobreconsolidada, y por lo tanto, la superficie de fluencia es mayor y experimenta mayores deformaciones elásticas que la muestra C22USP (ver Figura 21.B).

Las muestras C4P1USP y C61USP1 están sobreconsolidadas, ya que al inicio del ensayo la deformación axial crece lentamente a medida que incrementa la tensión desviadora (región elástica). La muestra C22USP parece estar menos sobreconsolidada.

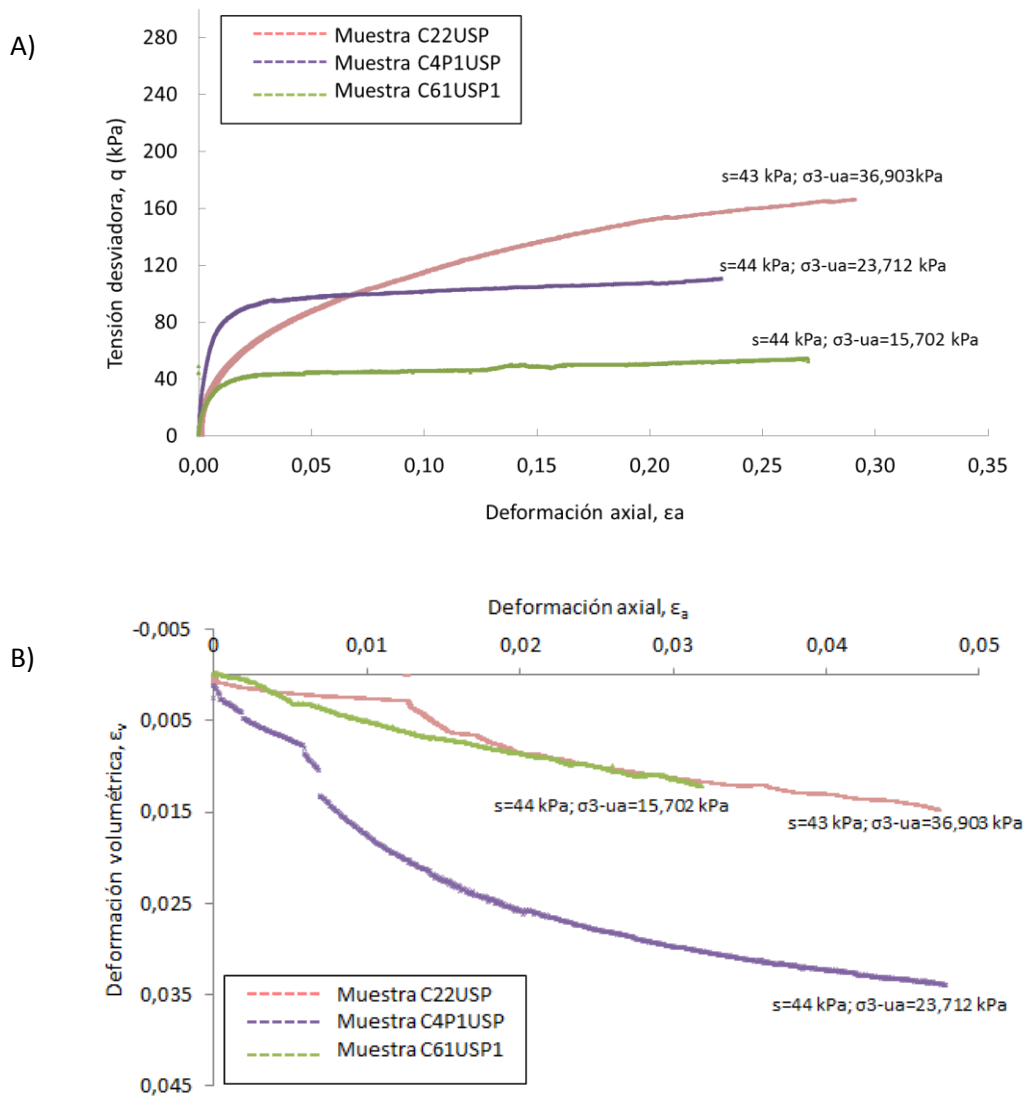


Figura 21. Ensayos con succión de 44 kPa. Resultados obtenidos en el laboratorio. A) Deformación axial y tensión desviadora  $\epsilon_a - q$ . B) Deformación axial y deformación volumétrica  $\epsilon_a - \epsilon_v$

ENSAYO CON SUCCIÓN DE 11 kPa

En la Figura 22 se muestran los resultados de laboratorio para la muestra con una succión de 11 kPa.

Como observación, esta muestra empieza con una tensión desviadora diferente a cero, tal y como se puede ver en la Figura 22.A. Esta probeta también está preconsolidada, ya que se producen deformaciones elásticas al inicio del ensayo.

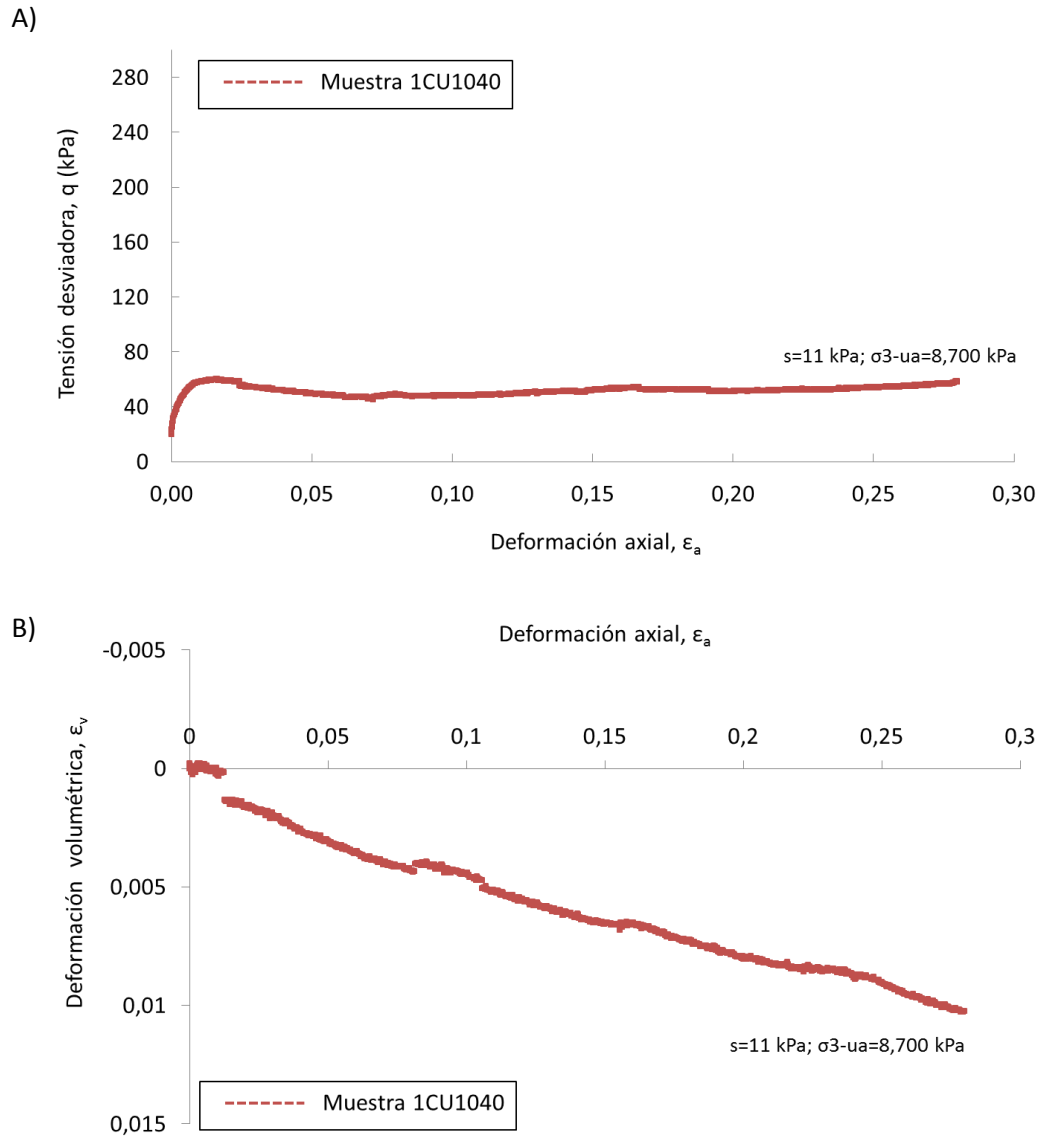


Figura 22. Ensayo con succión de 11 kPa. Resultados obtenidos en el laboratorio. A) Deformación axial y tensión desviadora  $\epsilon_a - q$ . B) Deformación axial y deformación volumétrica  $\epsilon_a - \epsilon_v$

### 3.3.1. TRAYECTORIA DE TENSIONES

Para reproducir los ensayos se ha seguido la secuencia que se muestra en la Figura 23. Es decir, primero se ha preconsolidado la probeta hasta obtener la superficie de fluencia deseada. Una vez preconsolidada la probeta, se descarga hasta la tensión neta media inicial. Posteriormente, se incrementa la tensión vertical a la vez que se mantiene constante la tensión horizontal, de manera que, aumenta el desviador  $q$  a la vez que aumenta  $p$  con una relación  $\frac{q}{p} = 3$ , tal y como se demuestra a continuación.

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (51)$$

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3) \quad (52)$$

$$\frac{\Delta q}{\Delta p} = \frac{\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3}{\frac{1}{3}(\Delta \sigma_1 + 2 \cdot \Delta \sigma_3)} \quad (53)$$

$$\Delta \sigma_3 = 0 \rightarrow \frac{\Delta q}{\Delta p} = \frac{\Delta \sigma_1 - 0}{\frac{1}{3}(\Delta \sigma_1 + 0)} = \frac{3 \cdot \Delta \sigma_1}{\Delta \sigma_1} = 3 \quad (54)$$

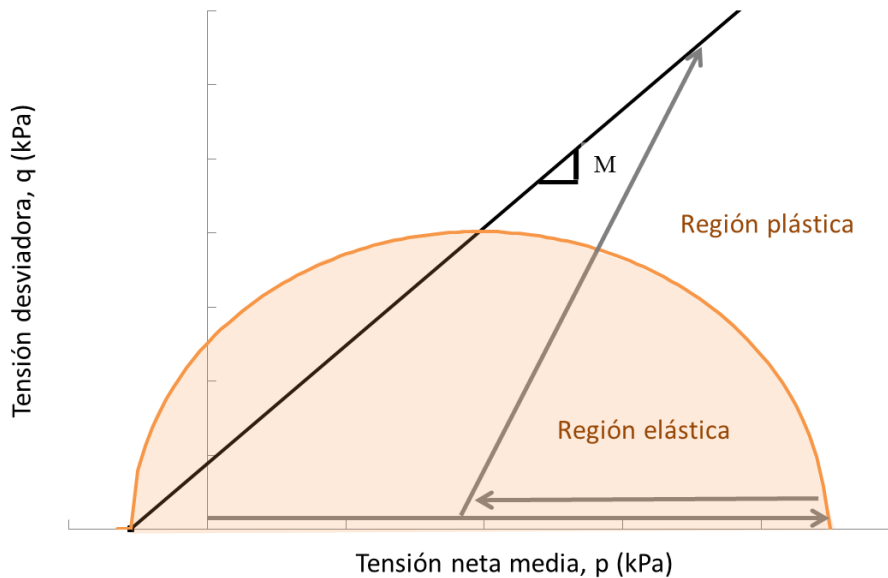


Figura 23. Trayectoria tensional de las probetas.



El motivo por el que se ha realizado este proceso es porque el material estaba preconsolidado, ya que observando los gráficos  $q - \varepsilon_a$  (ver Figura 24 o Figura 20, Figura 21 y Figura 22) se ve claramente como los probetas tienen un comportamiento elástico antes de plastificar.

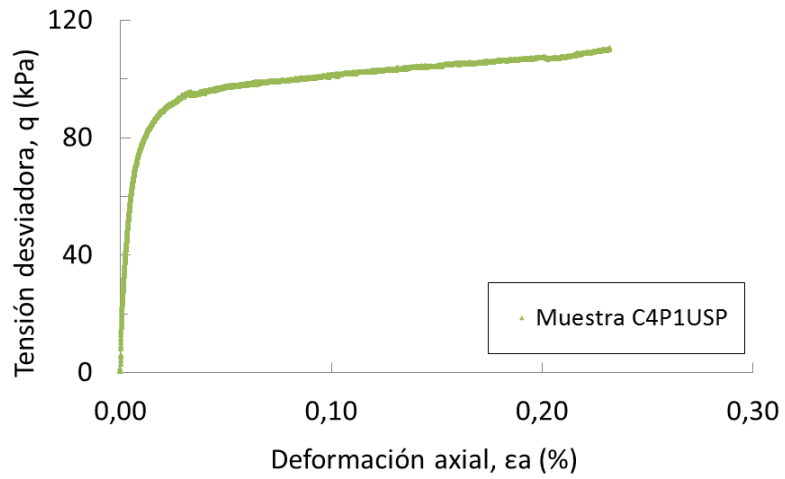


Figura 24. Muestra C4P1USP. Gráfico  $\varepsilon_a - q$  donde se observa claramente el comportamiento elástico del material antes de plastificar.

### 3.3.2. CALIBRACIÓN DE PARÁMETROS

Prácticamente, se dispone de todos los parámetros necesarios para modelar los ensayos triaxiales (mediante los parámetros obtenidos a partir de los ensayos de compresión isotropa), a excepción de  $k$  y  $M$ .

La cohesión inducida por la succión  $k$  tiene un papel fundamental para el equilibrio en condiciones no saturadas.

Puesto que la succión controla en gran medida la resistencia y las propiedades hidráulicas de los materiales, se midió la resistencia de corte en condiciones no saturadas mediante ensayos triaxiales de succión controlada utilizando una tensión media neta entre 20 y 200 kPa y una succión entre 10 y 80 kPa. En condiciones saturadas la cohesión efectiva es nula y el ángulo de fricción efectivo es de  $38^\circ$ . La resistencia de corte para diferentes valores de succión se muestra en la Figura 25.

El modelo BBM considera lineal el aumento de la cohesión con la succión mediante el parámetro  $k$ , por lo tanto, se ha aproximado el incremento de la cohesión de forma lineal y centrándose en aproximar mejor el rango de succiones de 0 a 50 kPa ya que los ensayos de infiltración, que se analizarán posteriormente, tienen valores de succión comprendidos en ese rango. Se ha obtenido un valor de  $k$  igual a 0,25.

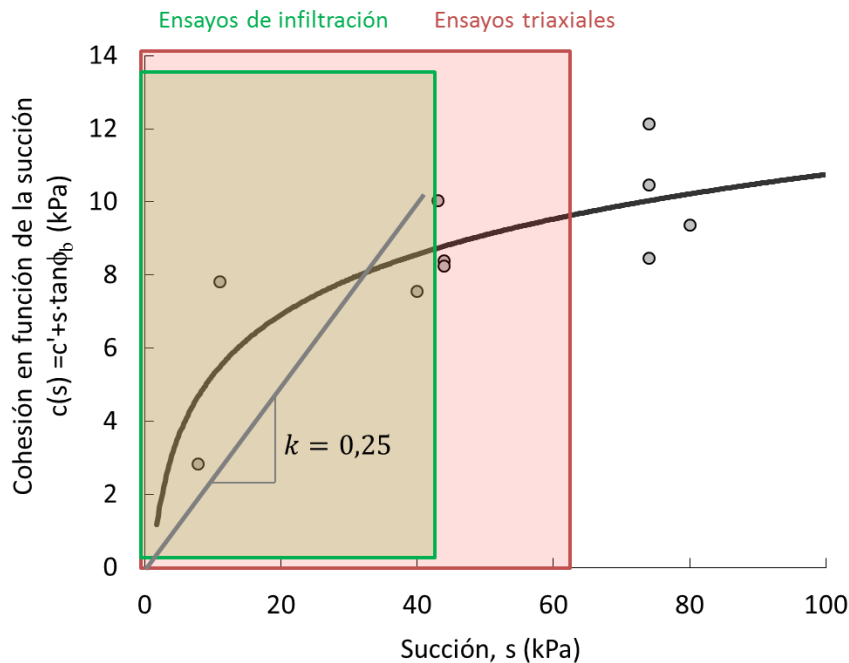


Figura 25. Aproximación línea del incremento de la cohesión con la succión.

$M$  se obtiene a partir del ángulo de rozamiento saturado.

$$M = \frac{6 \cdot \sin \phi'}{(3 - \sin \phi')} \approx 1,6 \quad (55)$$

A modo de resumen, se muestran en la Tabla 6 los parámetros plásticos del modelo BBM.

Parámetros plásticos	$\lambda(0) - \kappa$	$r$	$\beta (MPa^{-1})$	$p^c (MPa)$	K	M
BBM	0,107	0,5	8	0,001	0,25	1,6

Tabla 6. Parámetros plásticos BBM.

### 3.3.3. GEOMETRÍA Y CONDICIONES DE CONTORNO

Todos los ensayos triaxiales se han simulado con probetas cilíndricas de 140 mm de altura y 70 mm de diámetro y se ha utilizado la simetría de revolución (igual que en los ensayos de compresión isótropa).

Para simular las condiciones de contorno del ensayo triaxial convencional, se ha impedido el desplazamiento vertical de la base de la probeta e impuesto una tensión de confinamiento concreta según cada ensayo. El incremento de tensión vertical se ha simulado imponiendo velocidad de deformación vertical en el contorno superior de la probeta.

### 3.3.4. VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN VERTICAL

Un aspecto clave que se debe destacar es que el modelo elastoplástico que estamos aplicando tiene problemas de convergencia, los cuales se resuelven aplicando un modelo viscoplástico muy parecido al elastoplástico pero en el que las deformaciones varían con el tiempo.

Este fenómeno, ha provocado que la velocidad de deformación vertical haya tenido un papel muy importante para calibrar las deformaciones de los ensayos triaxiales y se hayan tenido que considerar en algunos ensayos dos velocidades de deformación vertical distintas para compensar la variación de las deformaciones con el tiempo introducidas por el modelo viscoplástico.

$$\dot{u}_{y1} \text{ para } 0 < t < t_1 \quad (56)$$

$$\dot{u}_{y2} \text{ para } t_1 < t < t_2 \quad (57)$$

$$\dot{u}_{y1} > \dot{u}_{y2} \quad (58)$$

### 3.3.5. COMPARACIÓN ENTRE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES Y EL MODELO

A continuación, se muestra la comparación entre los resultados experimentales de laboratorio y los resultados obtenidos con el modelo. Se explica detalladamente uno de los tres ensayos modelados y, posteriormente, se muestran los resultados del resto de ensayos sin entrar tanto en detalle.

#### ENSAYO C4P1USP

El ensayo C4P1USP tiene una succión constante de 44 kPa, una tensión neta media inicial de 23,7 kPa y desviador inicial nulo.

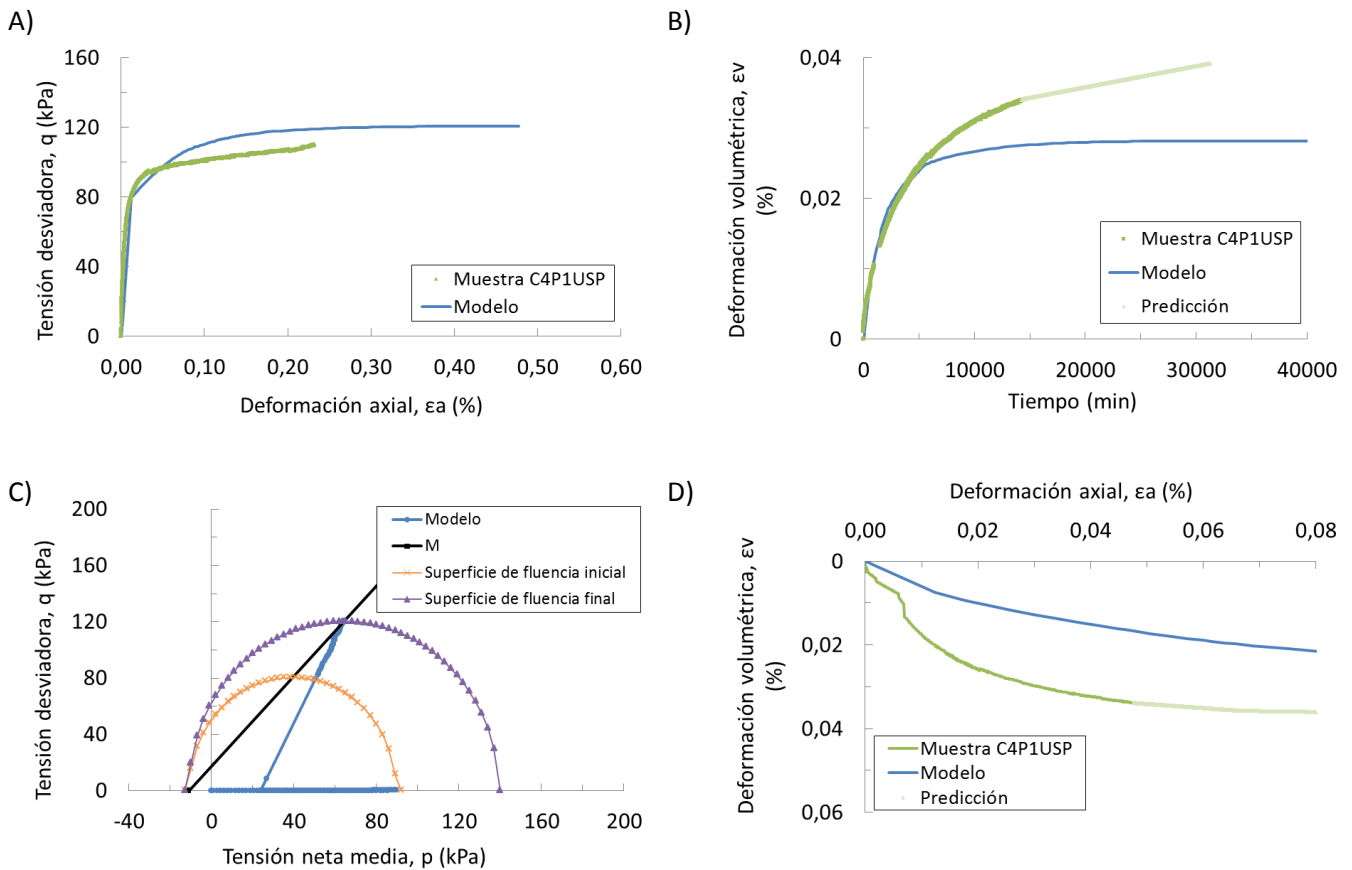


Figura 26. Ensayo C4P1USP. A) Deformación axial y tensión desviadora  $\epsilon_a - q$ . B) Evolución de la deformación volumétrica con el tiempo. C) Trayectoria de tensiones  $p - q$ . D) Deformación axial y deformación volumétrica  $\epsilon_a - \epsilon_v$

En la Figura 26 se muestran varios resultados:

- El incremento de deformación axial al aumentar el desviador
- La evolución de la deformación volumétrica con el tiempo
- La trayectoria de tensiones  $p - q$
- La relación entre la deformación volumétrica y la deformación axial.

Si se analizan las Figura 26.A y 26.C, se observa como el material se comporta elásticamente hasta llegar a la superficie de fluencia inicial y, posteriormente, empiezan las deformaciones

plásticas hasta que al alcanzar la recta de los estados críticos con pendiente  $M$ , el material llega a rotura.

Cuando se alcanza la superficie de fluencia inicial, esta superficie se va arrastrando y aumenta su tamaño. Es entonces, cuando empiezan las deformaciones plásticas y llega un momento en el que las deformaciones axiales aumentan mucho con pequeñas variaciones de la tensión desviadora (Figura 26.A).

El modelo se ajusta bastante bien a los resultados reales. Aun así, al representar la relación entre las deformaciones volumétricas y las deformaciones axiales vemos que la simulación del modelo no se ajusta perfectamente a los resultados del laboratorio. La explicación a este fenómeno se puede deber a que estamos utilizando un modelo Cam-Clay el cual utiliza una superficie de fluencia con forma de elipse para simplificar los cálculos pero, en la realidad, la superficie de fluencia es más compleja y, por lo tanto, esto nos estaría produciendo un cierto desajuste de este gráfico.

### ENSAYO C22USP

El ensayo C4P1USP tiene una succión constante de 43 kPa, una tensión neta media inicial de 36,9 kPa y desviador inicial nulo.

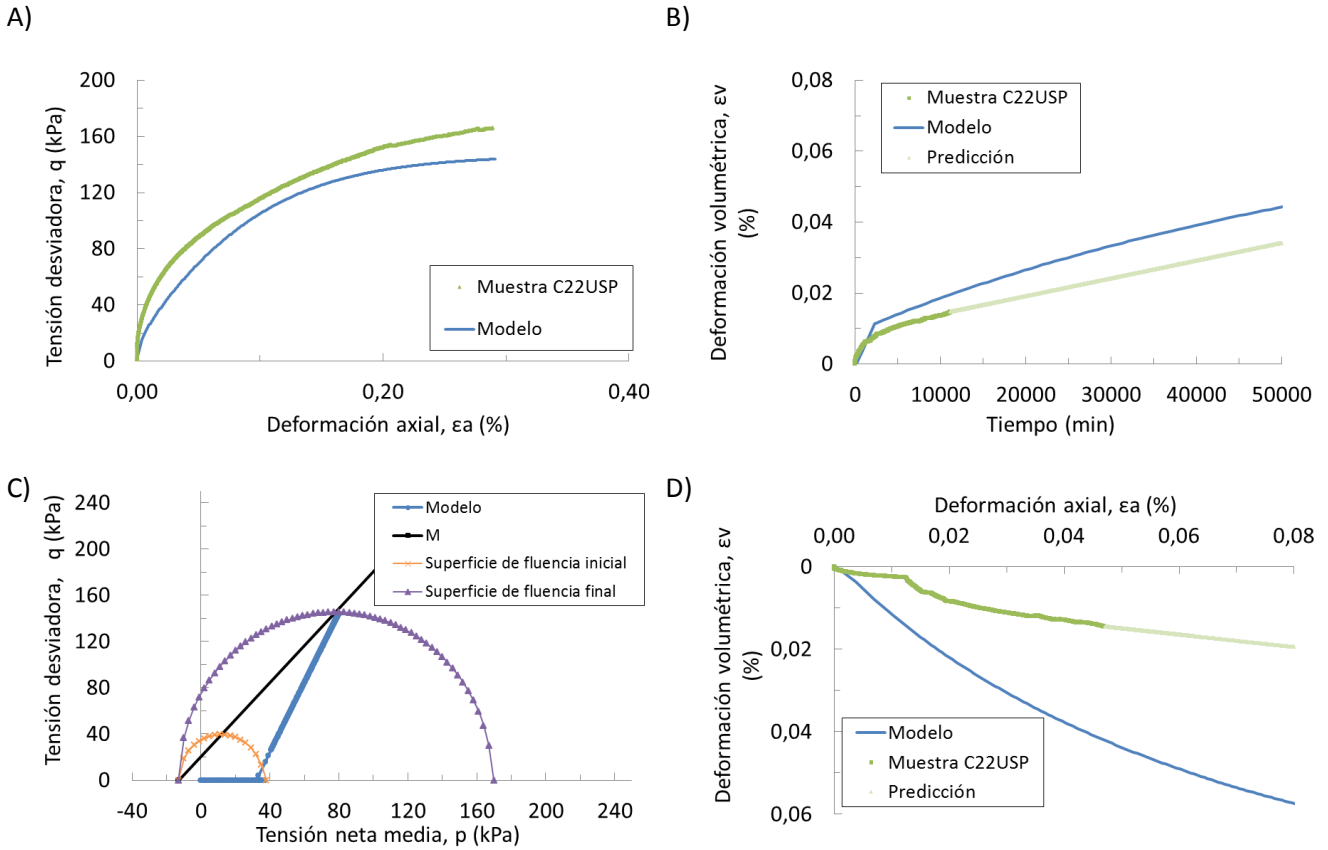


Figura 27. Ensayo C22USP. A) Deformación axial y tensión desviadora  $\epsilon_a - q$ . B) Evolución de la deformación volumétrica con el tiempo. C) Trayectoria de tensiones  $p - q$ . D) Deformación axial y deformación volumétrica  $\epsilon_a - \epsilon_v$

En la Figura 27.C se puede observar que la superficie de fluencia inicial es pequeña en comparación con la final. Esto tiene coherencia con la Figura 27.A ya que hay muy pocas deformaciones elásticas y enseguida empieza a haber deformaciones plásticas. Es decir, esta probeta está poco sobreconsolidada.

*ENSAYO C61USP1*

El ensayo C4P1USP tiene una succión constante de 44 kPa, una tensión neta media inicial de 15,7 kPa y desviador inicial nulo.

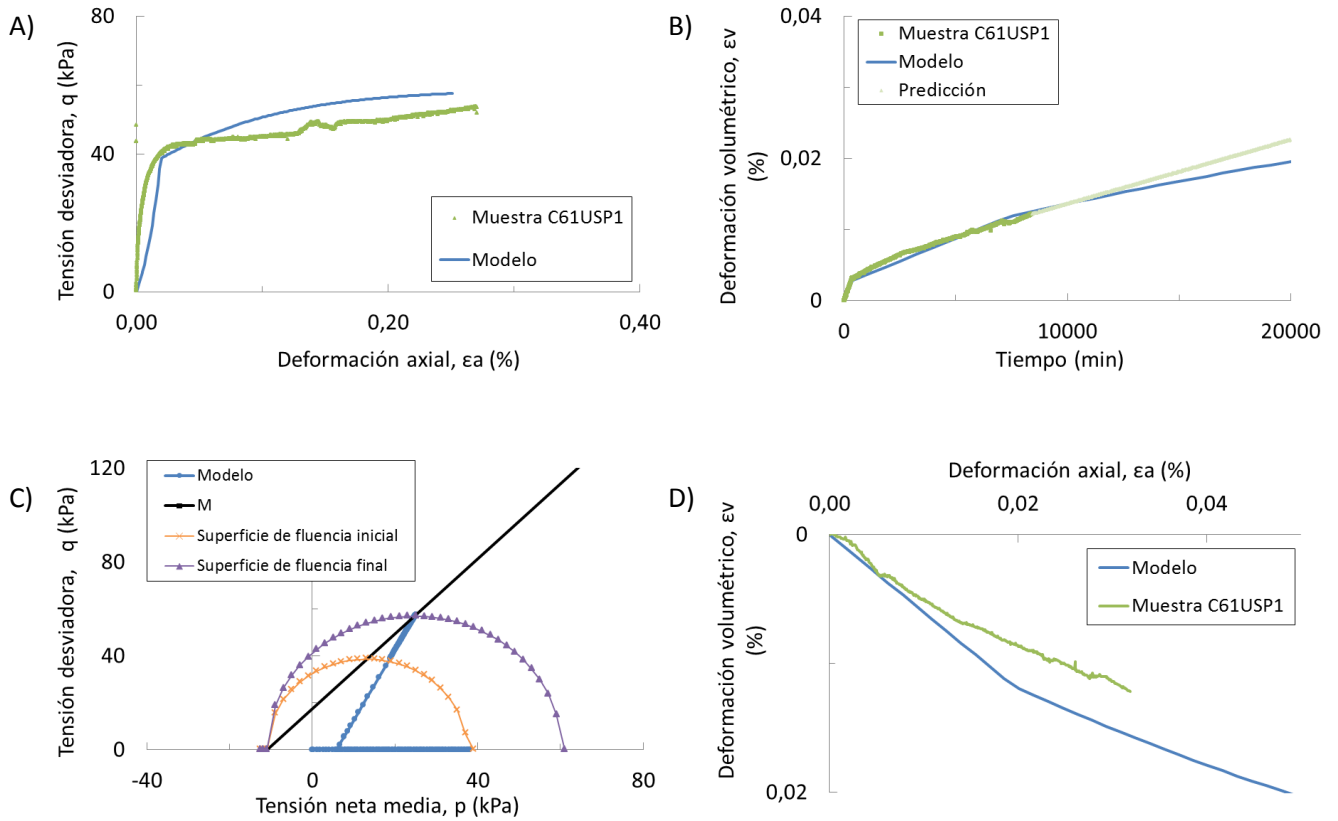


Figura 28. Ensayo C61USP. A) Deformación axial y tensión desviadora  $\epsilon_a - q$ . B) Evolución de la deformación volumétrica con el tiempo. C) Trayectoria de tensiones  $p - q$ . D) Deformación axial y deformación volumétrica  $\epsilon_a - \epsilon_v$

Tal y como se muestra en la Figura 28, el resultado que se ha obtenido con el modelo para el ensayo C61USP1 se ajusta perfectamente a los resultados hallados en el laboratorio.

### 3.4. CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA

Disponemos de los resultados de ensayos de carga constante, el cual es un método para determinar la conductividad hidráulica. Es importante que la muestra de suelo esté completamente saturada de agua para realizar el ensayo, por lo tanto, los resultados obtenidos corresponden a la conductividad hidráulica saturada y varían en función de la carga aplicada, tal y como se puede observar en la Figura 29.

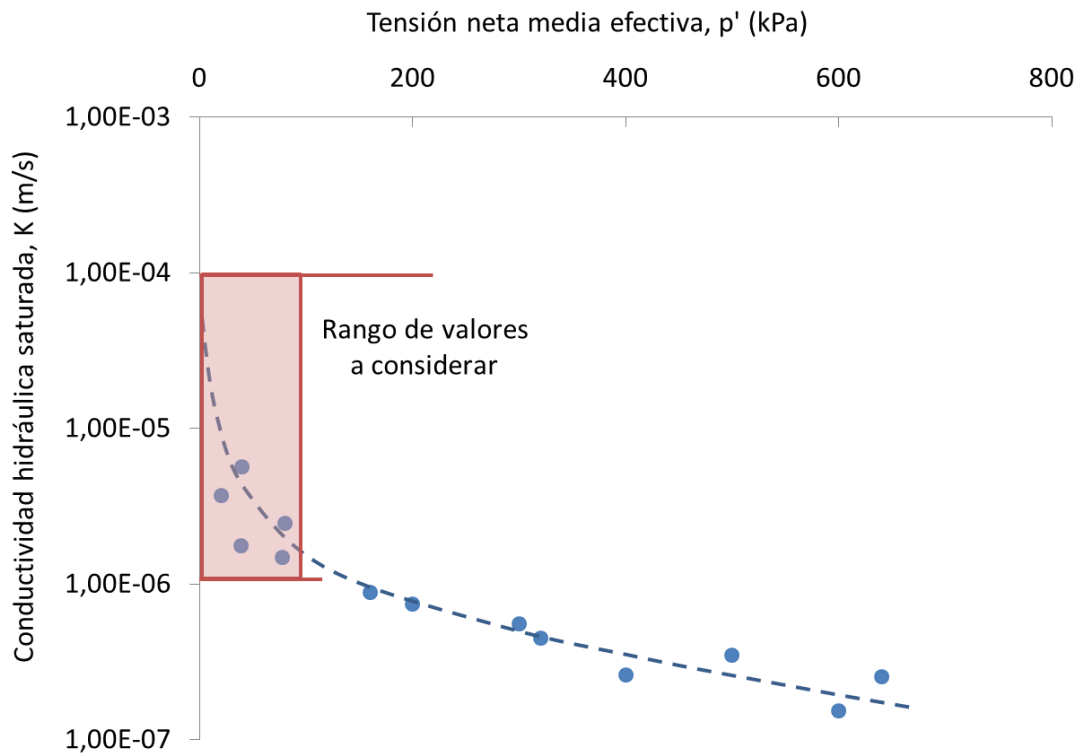


Figura 29. Conductividad hidráulica saturada en función de la tensión neta media efectiva.

En la figura se muestra el rango de valores que vamos a considerar para modelar los ensayos a escala ya que nunca se superan tensiones netas medias mayores a 50 kPa, por lo tanto, vamos a considerar conductividades entre  $1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$  y  $1 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$  aproximadamente.

Para obtener la permeabilidad saturada ( $m^2$ ) utilizamos la siguiente ecuación:

$$k = \frac{K\mu}{\rho g} = \frac{K \cdot \left(1,1 \cdot 10^{-3} \text{ N} \cdot \frac{\text{s}}{\text{m}^2}\right)}{1000 \text{ kg/m}^3 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = K \cdot (10^{-7} \text{ m} \cdot \text{s}) \quad (59)$$



### 3.5. CURVA DE RETENCIÓN Y PERMEABILIDAD RELATIVA

Para modelar la parte hidráulica del modelo, es necesario estimar la curva de retención del material y la variación de la permeabilidad con la succión.

Gracias a varios ensayos que se realizaron, disponemos de datos que relacionan la succión con el contenido volumétrico de agua. En la Figura 30 se muestran los datos recogidos de varios ensayos que nos han servido para dibujar la curva de retención. Hemos utilizado la ecuación de Van Genuchten y los parámetros que hemos considerado se muestran en la Tabla 7.

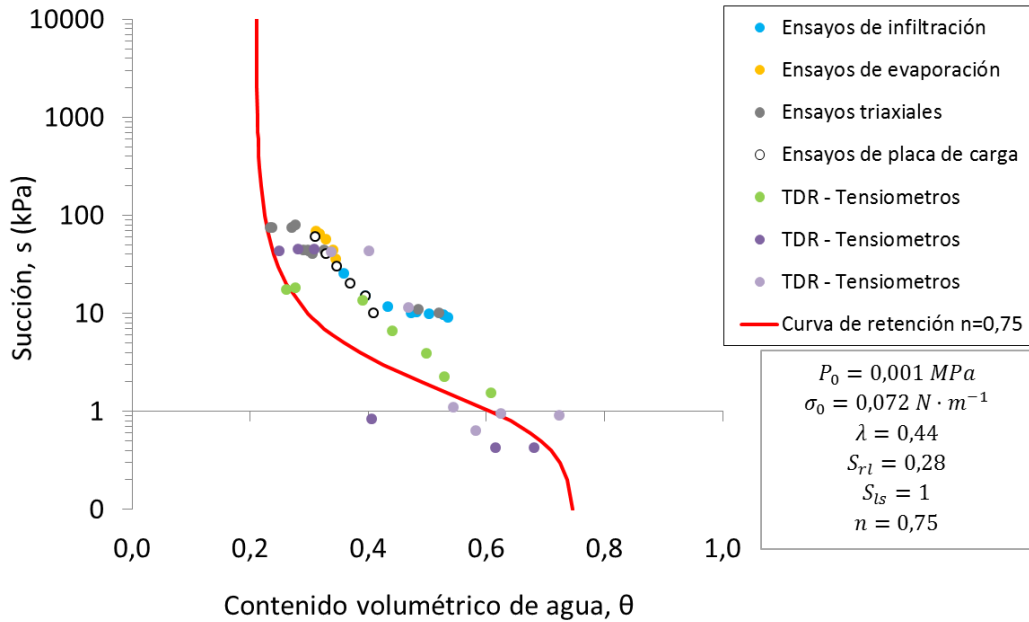


Figura 30. Curva de retención para una porosidad de 0,75.

Curva de retención	$P_0(MPa)$	$\sigma_0(N \cdot m^{-1})$	$\lambda$	$S_{rl}$	$S_{Is}$	$\phi_0 \equiv n$
Van Genuchten	0,001	0,072	0,44	0,3	1	0,75

Tabla 7. Parámetros que definen la curva de retención según el modelo de Van Genuchten.

En la Figura 30 se ha representado la curva de retención sin tener en cuenta la influencia de la variación de la porosidad sobre la curva de retención. Si se tiene en cuenta, se pueden representar distintas curvas de retención en función de la porosidad (Figura 31).

Influencia de la porosidad en la curva de retención	$a$	$b$
	5	-5

Tabla 8. Parámetros para incluir la variación de la porosidad en la curva de retención.

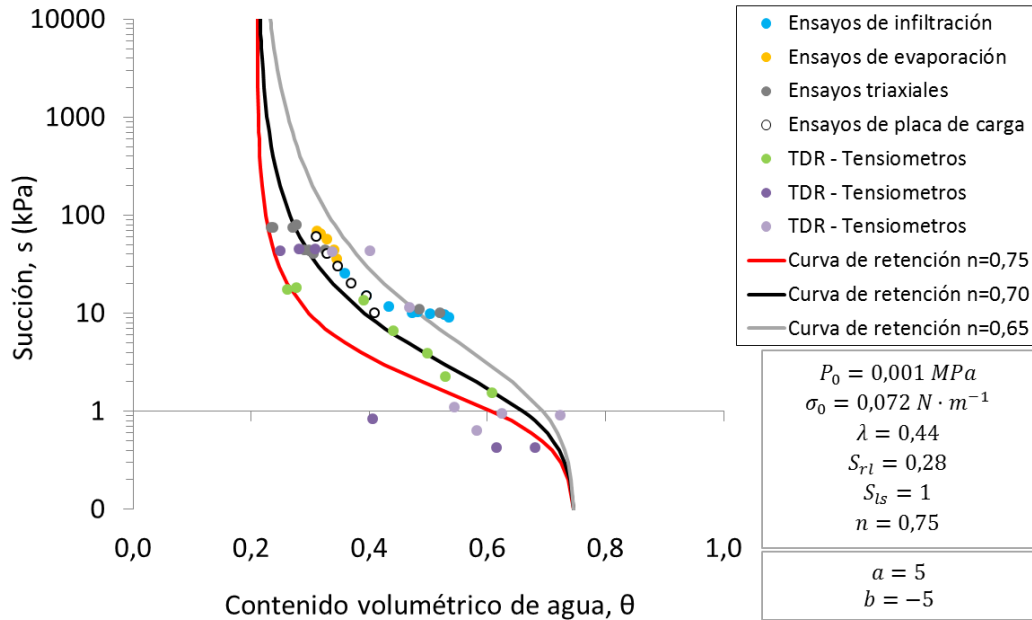


Figura 31. Curva de retención teniendo en cuenta la influencia del cambio de porosidad.

Una vez definida la curva de retención, también es sumamente importante estudiar la permeabilidad relativa.

Para estimar la permeabilidad relativa hemos supuesto la ley potencial expresada en la ecuación 49. El valor de la constante  $A$  suele ser 1 y para el exponente de la ley potencial se ha supuesto un valor de 4.

Permeabilidad relativa	$A$	$n$
	1	4

Tabla 9. Ley potencial. Parámetros escogidos para definir la permeabilidad relativa del material.

## CAPÍTULO 4: ENSAYOS DE INFILTRACIÓN A ESCALA

En este capítulo se muestran los resultados obtenidos mediante CODEBRIGHT de dos ensayos de infiltración (ensayos D3 y D4) que se realizaron en el laboratorio sobre una pendiente a escala (intentando simular las pendientes que se encuentran en la región de Cervinara).

Se contemplan los siguientes apartados:

- Descripción del proceso de preparación de las muestras.
- Descripción de la geometría y de las condiciones de contorno.
- Descripción de los materiales.
- Presentación de los resultados de laboratorio y comparación con los resultados modelados. Esta comparación permite observar si el modelo funciona correctamente.

#### 4.1. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO DE PREPARACIÓN

De acuerdo con la información recibida, sabemos que el suelo fue mezclado con agua hasta obtener el contenido de agua deseado y se aplicó poca o nula compactación a las muestras. Una vez que se alcanzó la condición de equilibrio, la muestra se inclinó  $40^\circ$  y se inició el ensayo de infiltración.

En el modelo, se ha intentado reproducir el procedimiento seguido en la preparación de las muestras. Se introduce el contenido de agua deseado, se aplica una tensión vertical muy pequeña (casi nula) y finalmente, se deja alcanzar la condición de equilibrio. La única diferencia (entre el procedimiento del laboratorio y el modelado) es que el material, desde el inicio del proceso, se encuentra inclinado debido a que no se puede simular un giro del material con el programa.

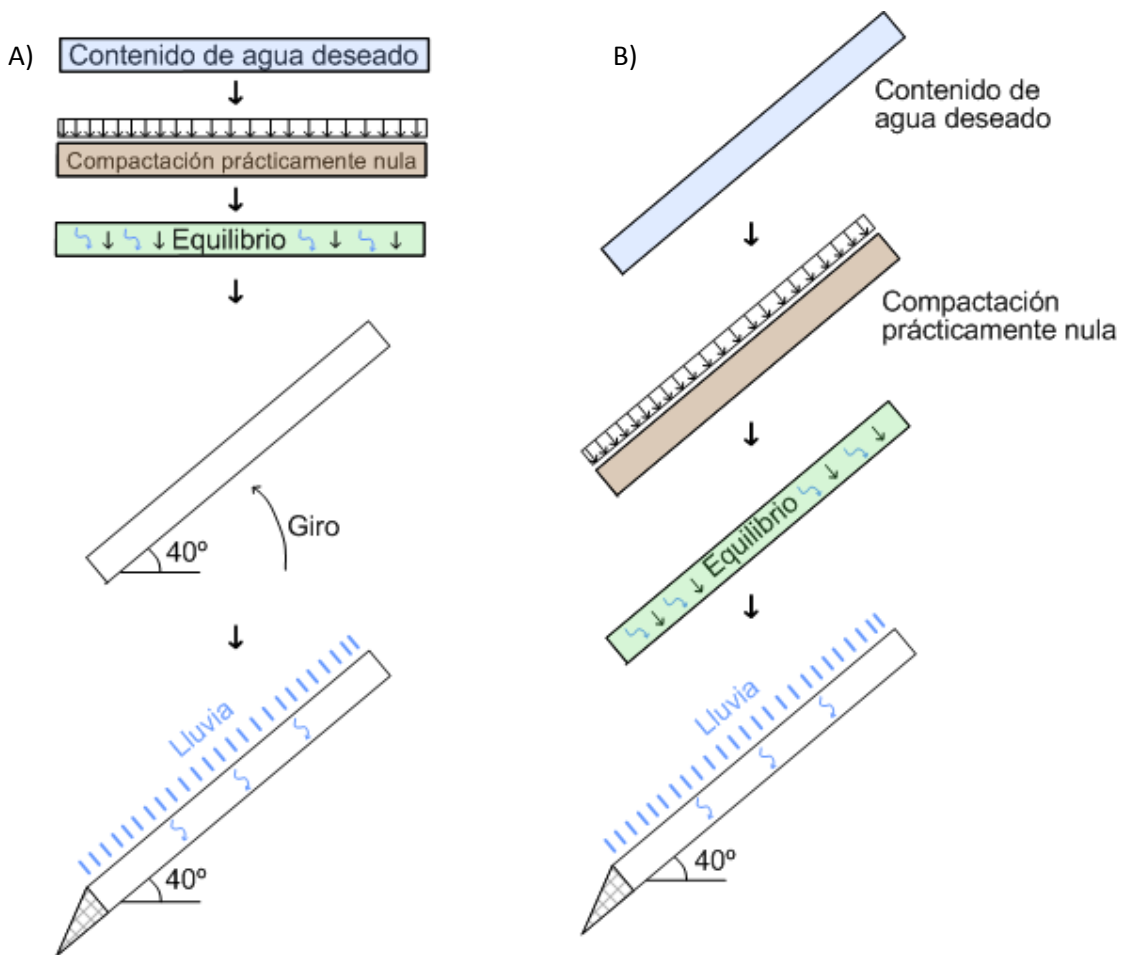


Figura 32. A) Proceso de preparación de la muestra seguido en el laboratorio. B) Proceso de preparación de la muestra seguido en el modelo.

En la Figura 33 se muestra el equipo utilizado en el laboratorio para realizar los ensayos de infiltración.



*Figura 33. Fotografía del equipo utilizado para hacer el ensayo de infiltración.*

## 4.2. GEOMETRÍA Y CONDICIONES DE CONTORNO

La geometría es muy sencilla; consiste en una capa de 10 cm de altura, 50 cm de ancho y una longitud que varía desde 100 a 120 cm dependiendo del ensayo. En el modelo se ha realizado un análisis en 2-D, por lo que solo nos interesa la altura y la longitud del material.

Nombre del ensayo	Altura (cm)	Longitud (cm)
Ensayo D3	10	100
Ensayo D4	10	120

Tabla 10. Ensayos de infiltración D3 y D4. Dimensiones: altura y longitud.

En el pie de la pendiente, se encuentra un elemento de apoyo que funciona como un dren. El dren está hecho de grava y está envuelto por un geotextil. La sección es triangular, la altura es de 10 cm y la longitud del dren es de 20 cm.

Se ha decidido discretizar el material piroclástico mediante elementos cuadriláteros y el dren mediante elementos triangulares.

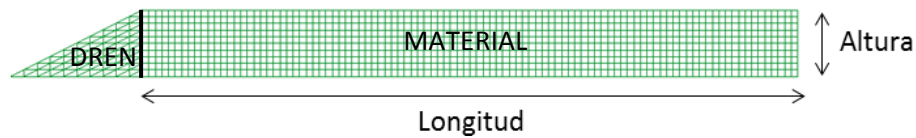


Figura 34. Geometría del material y el dren.

Las condiciones de contorno iniciales, antes de iniciar el ensayo de infiltración, son básicamente las siguientes:

- Desplazamientos verticales y horizontales impedidos en la base del material piroclástico y en la base del dren.
- Succión inicial. La pendiente está compuesta por un material no saturado, por lo que se tiene que asignar un valor inicial de succión.
- Porosidad inicial.
- Tensiones iniciales.

Tanto la succión inicial como la porosidad inicial son diferentes para cada ensayo y son conocidas, ya que se midieron en el laboratorio. En la Tabla 11 se muestran las condiciones iniciales para los dos ensayos.

Nombre del ensayo	Succión inicial (kPa)	Porosidad inicial
Ensayo D3	17,5	0,75
Ensayo D4	41	0,76

Tabla 11. Ensayos de infiltración D3 y D4. Condiciones iniciales de los ensayos de infiltración.

La tensión inicial no es conocida, por lo tanto, se impone una tensión inicial nula y, posteriormente, se simula la construcción que conduce al equilibrio de tensiones dado por el peso.

Las condiciones que se imponen durante el ensayo de infiltración son las siguientes:

- Desplazamientos verticales y horizontales impedidos en la base del material piroclástico y en la base del dren.
- Condición de lluvia en la superficie del material.
- Permisi3n de la salida de agua en el pie del dren.

En la Figura 35 se muestra las condiciones mecánicas e hidráulicas aplicadas en la pendiente. La línea roja representa los desplazamientos impedidos y el punto verde señala por donde está permitida la salida de agua.

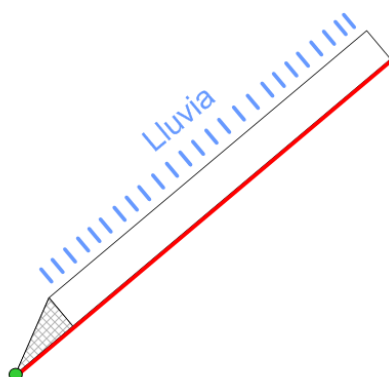


Figura 35. Esquema de las condiciones de contorno de los ensayos de infiltración.

La intensidad de la lluvia también es variable en función de cada ensayo y se muestra en la siguiente tabla.

Nombre del ensayo	Intensidad de la lluvia (mm/h)
Ensayo D3	55
Ensayo D4	56

Tabla 12. Ensayos de infiltración D3 y D4. Intensidad de la lluvia para cada ensayo.

A modo de resumen, en la Tabla 13 se muestran todas las condiciones que se han mencionado anteriormente.

Nombre del ensayo	Geometría		Condiciones de contorno		
	Altura (cm)	Longitud (cm)	Succión inicial (kPa)	Porosidad inicial	Intensidad de la lluvia (mm/h)
Ensayo D3	10	100	17,5	0,75	55
Ensayo D4	10	120	41	0,76	56

Tabla 13. Ensayos de infiltración D3 y D4. Geometría y condiciones de contorno.

### 4.3. MATERIALES

En el modelo se han utilizado dos materiales: el material volcánico procedente de Cervinara y el material del dren.

Las propiedades del material volcánico han sido descritas anteriormente en el capítulo 3 mediante ensayos de laboratorio sobre pequeñas muestras (ensayos de compresión isótropa, triaxiales y otros).

A continuación, se hace una recapitulación de las propiedades.

PROPIEDADES MECÁNICAS		PROPIEDADES HIDRÁULICAS	
Elasticidad no lineal		Curva de retención Van Genuchten	
$a_1$	-0,01	$P_0(MPa)$	0,001
$a_2$	-0,001	$\sigma_0(N \cdot m^{-1})$	0,072
$\nu$	0,2	$\lambda$	0,44
Parámetros plásticos BBM		$S_{rl}$	0,3
$\lambda(0) - \kappa$	0,107	$S_{ls}$	1
$r$	0,5	$\phi_0$	0,75
$\beta (MPa^{-1})$	8	$a$	5
$p^c (MPa)$	0,001	$b$	-5
$k$	0,25	Permeabilidad intrínseca	
$M$	1,6	$k_{11}(m^2)$	$4,5 \cdot 10^{-12}$
		$k_{22}(m^2)$	$4,5 \cdot 10^{-12}$
		$\phi_0$	0,75
		Permeabilidad relativa	
		$A$	1
		$n$	4

Tabla 14. Propiedades del material piroclástico.

El dren situado en el pie del talud se ha modelado como un material rígido granular y con una conductividad hidráulica mucho mayor a la del material piroclástico.

PROPIEDADES MECÁNICAS		PROPIEDADES HIDRÁULICAS	
Elasticidad lineal		Curva de retención Van Genuchten	
$E (MPa)$	100	$P_0(MPa)$	0,001
$\nu$	0,2	$\sigma_0(N \cdot m^{-1})$	0,072
		$\lambda$	0,65
		$S_{rl}$	0,05
		$S_{ls}$	1
		Permeabilidad intrínseca	
		$k_{11}(m^2)$	$1 \cdot 10^{-9}$
		$k_{22}(m^2)$	$1 \cdot 10^{-9}$
		$\phi_0$	0,5
		Permeabilidad relativa	
		$A$	1
		$n$	1

Tabla 15. Propiedades del dren.



#### 4.4. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

A continuación, se presentan los resultados obtenidos en el laboratorio de los ensayos de infiltración D3 y D4. También se muestra la reproducción de los ensayos realizada con el modelo.

En el laboratorio se midió:

- Evolución de la succión con el tiempo mediante tensiómetros.
- Presiones de agua positivas en la base mediante transductores de presiones de agua.
- Desplazamientos verticales en la superficie del material mediante transductores láser.
- Perfiles del contenido volumétrico de agua (humedad del suelo a diferentes profundidades) mediante sensores TDR.

En los gráficos de este capítulo, las líneas discontinuas representan los ensayos de laboratorio y las líneas continuas muestran los resultados modelados.

#### 4.4.1. ENSAYO DE INFILTRACIÓN D3

El ensayo D3 tiene una succión inicial de 17,5 kPa, una porosidad inicial de 0,75 y la intensidad de la lluvia es de 55 mm/h.

##### *PRESIONES DE AGUA NEGATIVAS*

En la Figura 36.B se muestra la evolución de las presiones de agua negativas medidas mediante tensiómetros situados en el interior del material.

Los sensores T3 y T4 están situados a más profundidad que el sensor T6 (ver Figura 36.A). Al estar a más profundidad, el agua tarda más en llegar y la variación de las presiones de agua se produce más tarde en el tiempo (aproximadamente unos 10 minutos más tarde). Es decir, durante la infiltración se produce una gran disminución de la succión desde la superficie del terreno hacia la base del material. Esto sugiere que un frente húmedo progresivamente se mueve hacia abajo.

Los resultados reproducidos mediante el modelo se aproximan a los resultados de laboratorio.

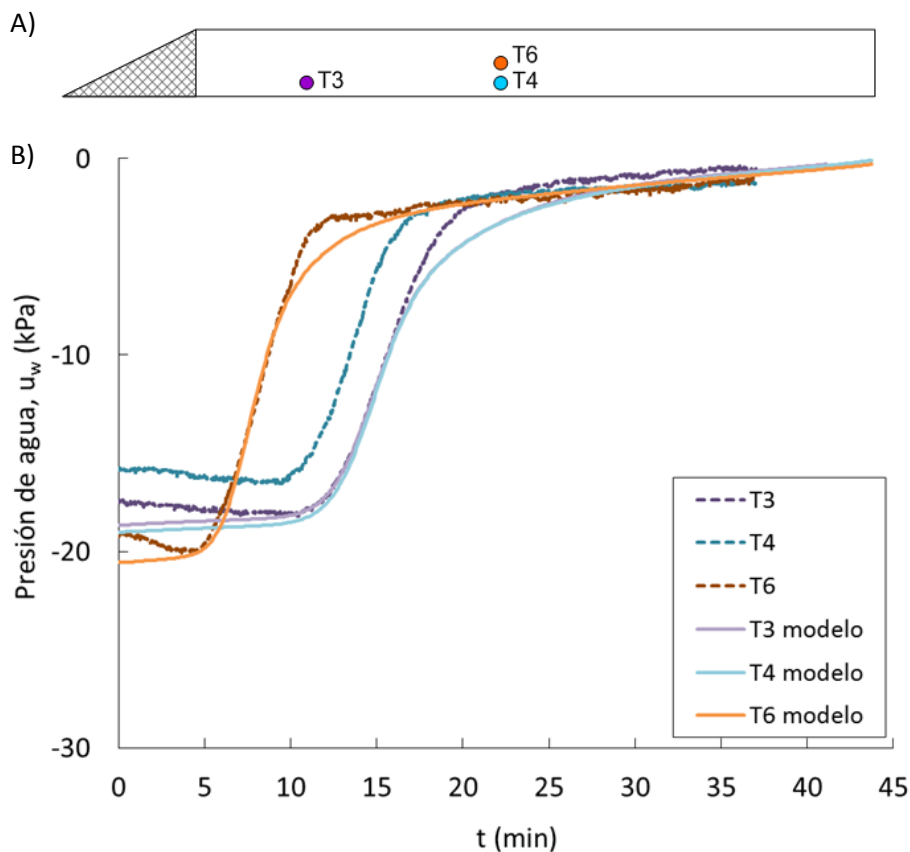


Figura 36. Ensayo D3. A) Posición de los tensiómetros. B) Resultados de laboratorio y resultados modelados. Variación de la presión de agua con el tiempo.

### PRESIONES DE AGUA POSITIVAS

En la Figura 37.B se muestra la evolución de las presiones de agua en la base del material. En los ensayos de laboratorio las presiones positivas empiezan aproximadamente en el minuto 25 y el material rompe en el minuto 36 (cuando se produce un pico en las presiones de agua).

Sin embargo, el modelo empieza a captar presiones de agua positivas en el fondo unos 15 minutos más tarde y deja de converger inmediatamente después de que el material empiece a saturarse.

Esta diferencia de tiempo en el inicio de captación de presiones de agua en la base del material podría explicarse por el contacto entre el material y la mesa sobre la que se realizó el ensayo. El contacto entre las dos superficies podría estar induciendo a una pequeña apertura por donde se estuviera acumulando agua.

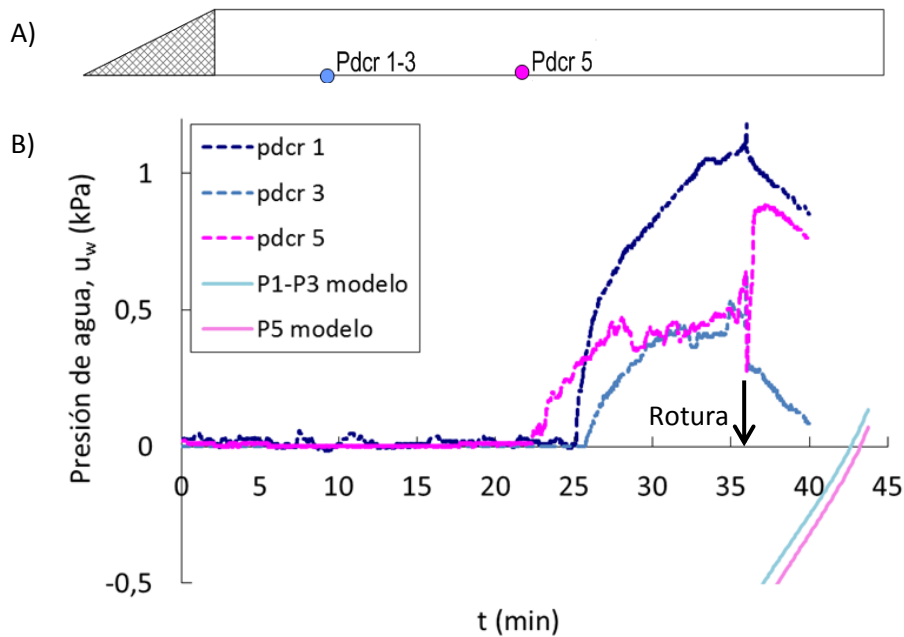


Figura 37. Ensayo D3. A) Posición de los transductores. B) Resultados de laboratorio y resultados modelados. Evolución de las presiones positivas de agua con el tiempo.

En la Figura 38 se muestra la distribución de las presiones de agua en el material justo antes de que el programa deje de converger. Las unidades del gráfico están en *MPa*. Es decir, la máxima presión de agua obtenida en la base del material (zona pintada de color granate) es de 0,15 kPa.

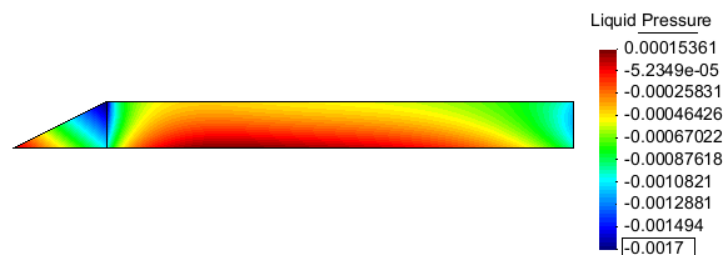


Figura 38. Ensayo D3. Resultado obtenido con CODEBRIGHT. Presiones de agua en el interior del material.

### DESPLAZAMIENTOS VERTICALES

Los transductores láser, en la Figura 39.B, nos muestran la evolución de los desplazamientos verticales. En concreto, el material sufre una deformación vertical al saturarse de aproximadamente un 6%.

$$\Delta\varepsilon_{vertical} = \frac{\text{desplazamiento vertical}}{\text{longitud vertical}} = \frac{6 \text{ mm}}{10 \text{ cm}} = 0,06 = 6\%$$

La reproducción mediante CODEBRIGHT de la evolución de los desplazamientos verticales con el tiempo se aproxima mucho a los resultados reales obtenidos en el laboratorio.

Si se analizan los resultados de laboratorio, se observa un pico en el sensor L1 (minuto 26) y en el sensor L3 (minuto 36). Este pico sugiere que el material ha colapsado, pero la medida del sensor L3 es más fiable ya que coincide en el tiempo con el pico que también se observa en el gráfico de las presiones positivas de agua. El sensor L1 podría haberse roto al haber sufrido una variación brusca del desplazamiento.

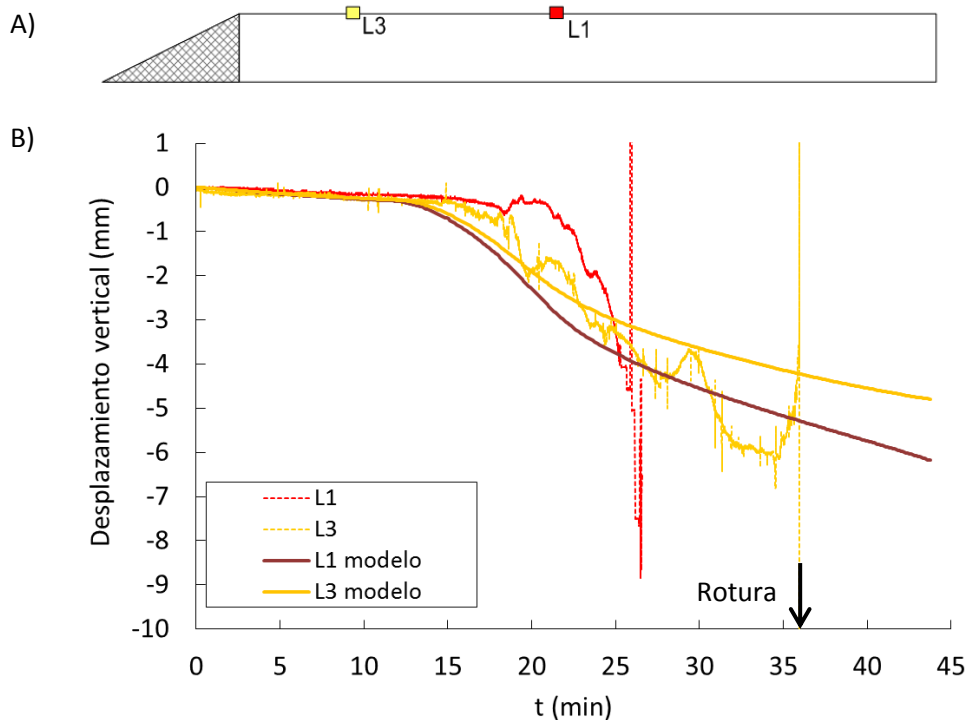


Figura 39. Ensayo D3. A) Posición de los transductores láser. B) Resultados de laboratorio y resultados modelados. Evolución de los desplazamientos verticales con el tiempo.

Para concluir con el estudio de los desplazamientos, en la Figura 40 se muestran las direcciones de los vectores de desplazamientos. Los de mayor tamaño se refieren a los desplazamientos mayores, los cuales son los registrados en la zona superior.

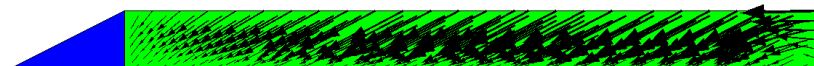


Figura 40. Ensayo D3. Vectores de los desplazamientos producidos en el terraplén.

En la Figura 41 se muestra la deformada final, como consecuencia del colapso producido por el efecto de las lluvias, con un factor de aumento 3 (puesto que de lo contrario la estructura deformada sería prácticamente inapreciable).



*Figura 41. Ensayo D3. Deformada final después del colapso con un factor de aumento de 3.*

### PERFILES DEL CONTENIDO VOLUMÉTRICO DE AGUA

Los sensores TDR nos permiten dibujar los perfiles del contenido volumétrico de agua para diferentes momentos del ensayo. En la Figura 42.B se observan los resultados obtenidos con el sensor TDR y los resultados obtenidos mediante el modelo.

Las líneas de colores corresponden a la reproducción que se ha realizado con el modelo.

En los ensayos de laboratorio, al empezar a llover, se humedece la parte de arriba y se observa un mayor contenido volumétrico de agua en la parte superior del material. En los primeros 17 minutos después de que empiece a llover ( $t = 0'15''$ ,  $t = 7'33''$ ,  $t = 14'14''$  y  $t = 16'59''$ ), la diferencia de contenido volumétrico de agua entre la zona superior e inferior es mayor que en el resto del ensayo y a medida que pasa el tiempo, el agua se va infiltrando a la zona inferior del material y el perfil es más uniforme con la profundidad.

En los resultados obtenidos con el modelo, la infiltración del agua a las capas inferiores se produce con un poco de retraso respecto a los resultados obtenidos en el laboratorio. No obstante, se obtienen unos perfiles en los que se observa perfectamente como el efecto de la lluvia hace que el contenido volumétrico de agua sea mayor en la zona superior del material y muestran como el frente húmedo va avanzando poco a poco. En los primeros 7 minutos del ensayo se obtienen unos perfiles similares a los obtenidos en el laboratorio.

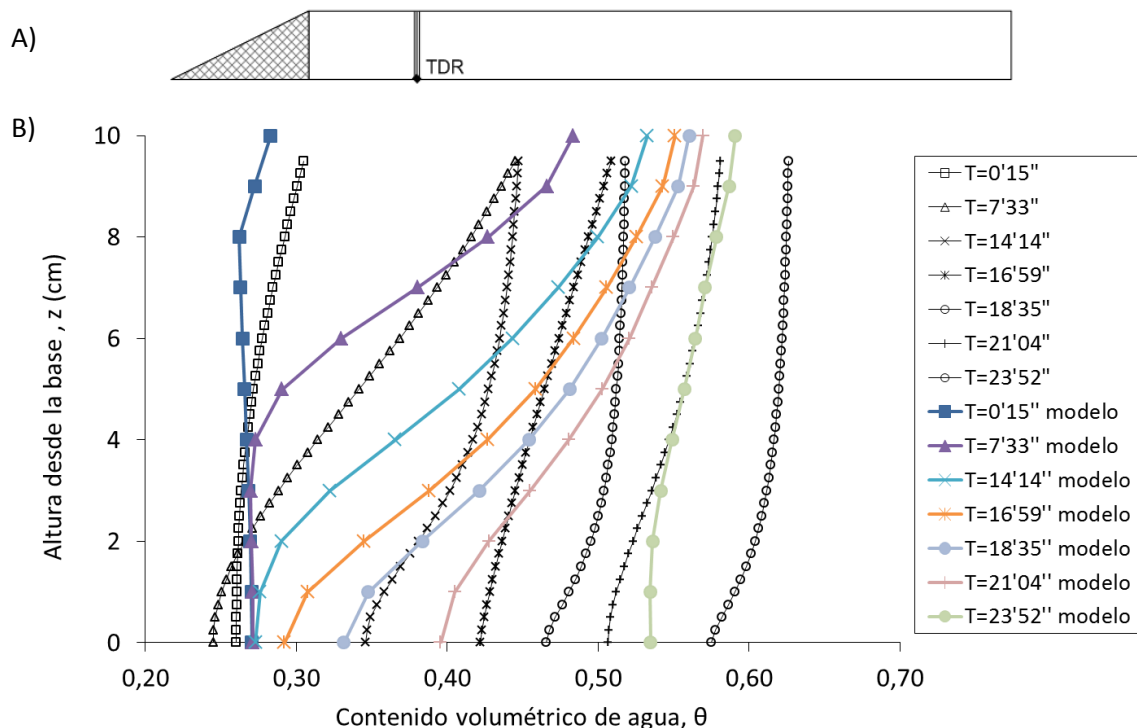


Figura 42. Ensayo D3. A) Posición considerada del sensor TDR. B) Resultados de laboratorio y resultados modelados. Perfiles del contenido volumétrico de agua para diferentes tiempos.

### DEFORMACIONES DE CORTE

Las deformaciones de corte son muy importantes ya que cuando son grandes están indicando la rotura o la inminente rotura del material. En situaciones de colapso por humedecimiento, los materiales suelen colapsar desarrollando deformaciones de corte importantes.

Los resultados que se muestran a continuación son únicamente los resultados obtenidos a partir del modelo, ya que en el laboratorio no se midieron deformaciones de corte.

En la Figura 43.B se muestra la evolución de las deformaciones de corte en cuatro puntos situados en el interior del material.

Los puntos que alcanzan mayores deformaciones de corte son los puntos 2 y 3 donde se alcanzan valores próximos a 0,35 (equivalente a un 35%). Estos valores son muy altos. Normalmente, la rotura de los materiales ocurre en un rango comprendido entre un 20 y un 25%. Si se tiene en cuenta esta consideración y suponemos que el material rompe al alcanzar deformaciones de corte entre 0,20 a 0,25, entonces el tiempo de rotura es aproximadamente de 36 minutos, que corresponde con el tiempo de rotura hallado en el laboratorio.

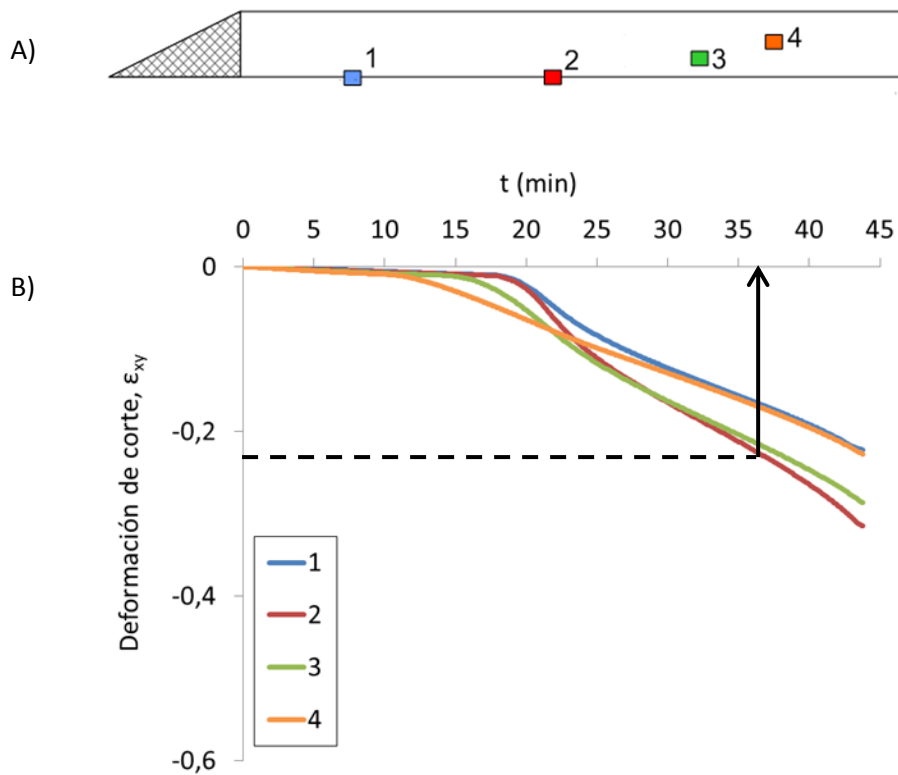


Figura 43. Ensayo D3. A) Posición de los puntos donde se han medido las deformaciones de corte. B) Resultados modelados de la evolución de las deformaciones de corte en el interior del material.

En la Figura 44 se muestran las deformaciones plásticas de corte al finalizar el ensayo y se puede observar claramente una zona donde se localizan las deformaciones.

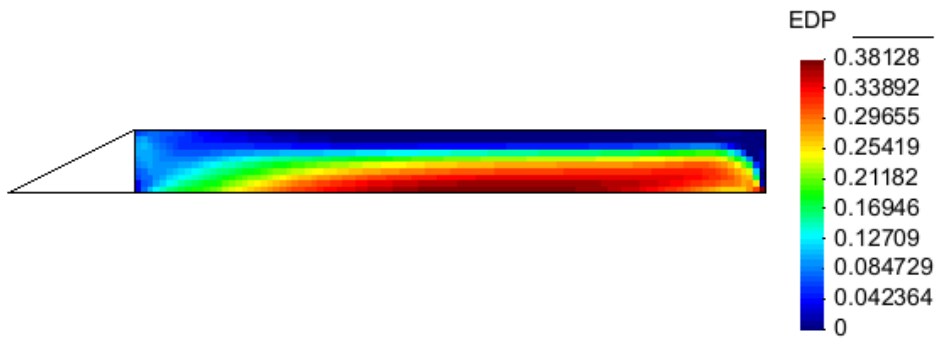


Figura 44. Ensayo D3. Deformaciones de corte plásticas al finalizar el ensayo de infiltración.



### TRAYECTORIAS TENSIONALES

En la Figura 45.A se muestra el desplazamiento de las curvas LC a medida que se produce el humedecimiento del material. Inicialmente, el material tiene una succión de 17,5 kPa. Al aplicar la lluvia, el material se humedece y la succión va disminuyendo hasta saturarse. A medida que la succión disminuye, la curva LC se va desplazando hacia la derecha y va aumentando.

En la Figura 45.B, se muestran las superficies de fluencia para la situación inicial y final (color verde y rojo respectivamente).

La superficie de fluencia inicial es mayor debido al efecto que ejerce la succión sobre el material. A medida que la succión disminuye, la superficie de fluencia va disminuyendo.

Cuando la trayectoria de tensiones alcanza la superficie de fluencia, empiezan a producirse deformaciones plásticas y la superficie de fluencia se va arrastrando a medida que se va haciendo cada vez más pequeña.

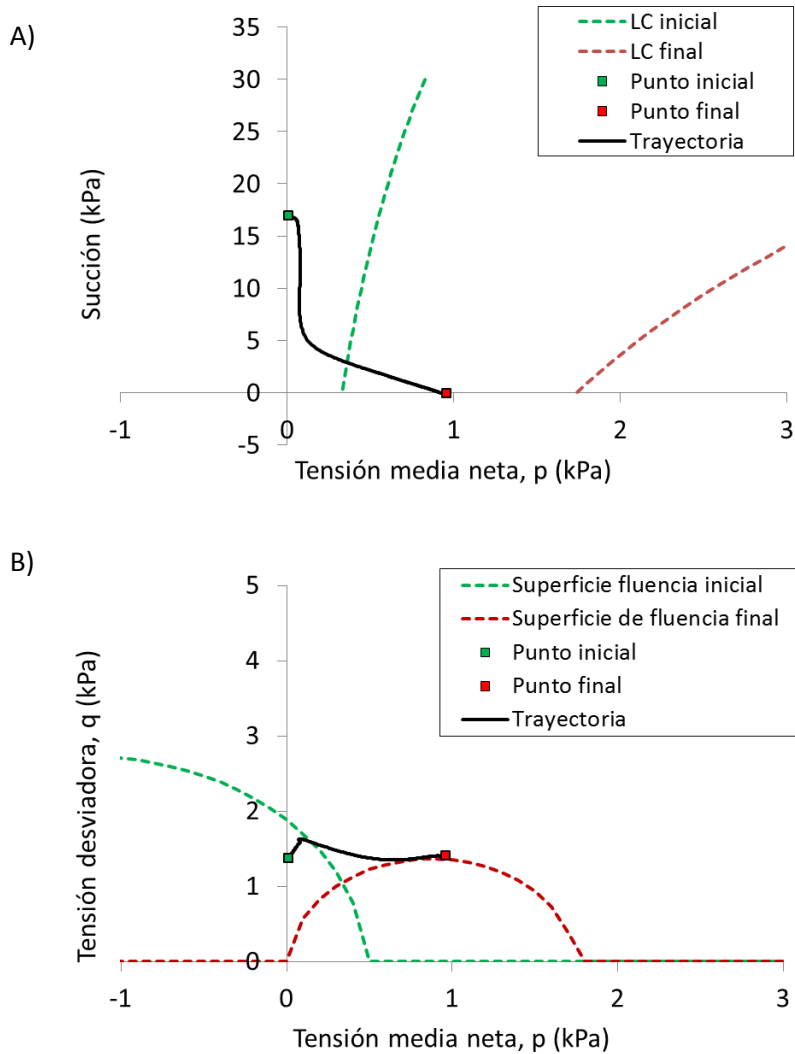


Figura 45. Ensayo D3. Trayectorias tensionales. A) Curvas LC. B) Trayectoria de tensiones  $p - q$ .

#### 4.4.2. ENSAYO DE INFILTRACIÓN D4

El ensayo D4 tiene una succión inicial de 41 kPa, una porosidad inicial de 0,76 y la intensidad de la lluvia es de 56 mm/h. Las condiciones iniciales son muy parecidas a las del ensayo D3, a excepción de la succión inicial (menor succión en el ensayo D3).

##### PRESIONES DE AGUA NEGATIVAS

El tensiómetro T4 está situado a más profundidad que el resto de los tensiómetros (ver Figura 46.A). Por este motivo, el agua tarda más en llegar. En la Figura 46.B se observa como el agua tarda 10 minutos más en llegar al tensiómetro T4 con respecto a los tensiómetros que están situados más cerca de la superficie.

Los resultados reproducidos mediante el modelo se aproximan bastante a los resultados de laboratorio. El tensiómetro T4 tiene una succión inicial menor que el resto de tensiómetros debido a que el material está inclinado 40°, de manera que, el agua desciende hacia el dren por efecto de la gravedad y del peso propio del material.

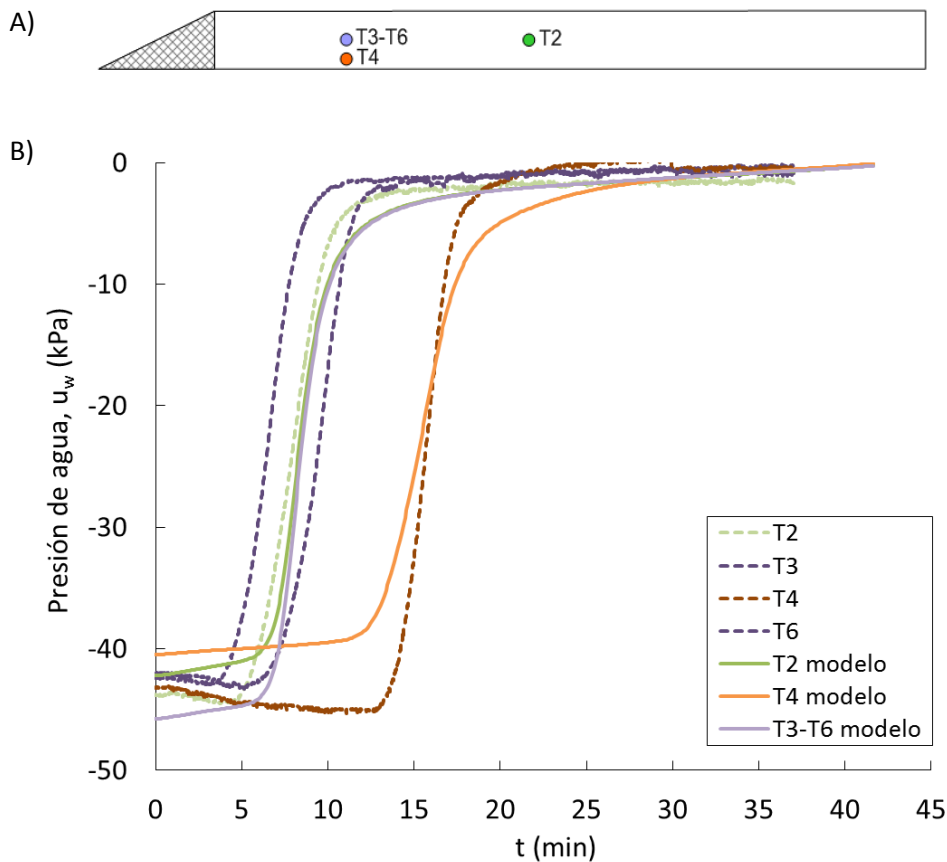


Figura 46. Ensayo D4. A) Posición de los tensiómetros. B) Resultados de laboratorio y resultados modelados. Variación de la presión de agua con el tiempo.

### PRESIONES DE AGUA POSITIVAS

No se disponen de los resultados de laboratorio para este ensayo. Aun así, se ha representado los datos obtenidos a partir del modelo con la finalidad de observar cuando empiezan a aparecer presiones positivas en la base del material, ya que, al captar presiones positivas, significa que el material se está saturando y disminuye la cohesión del material hasta llegar a cero (ver Figura 47).

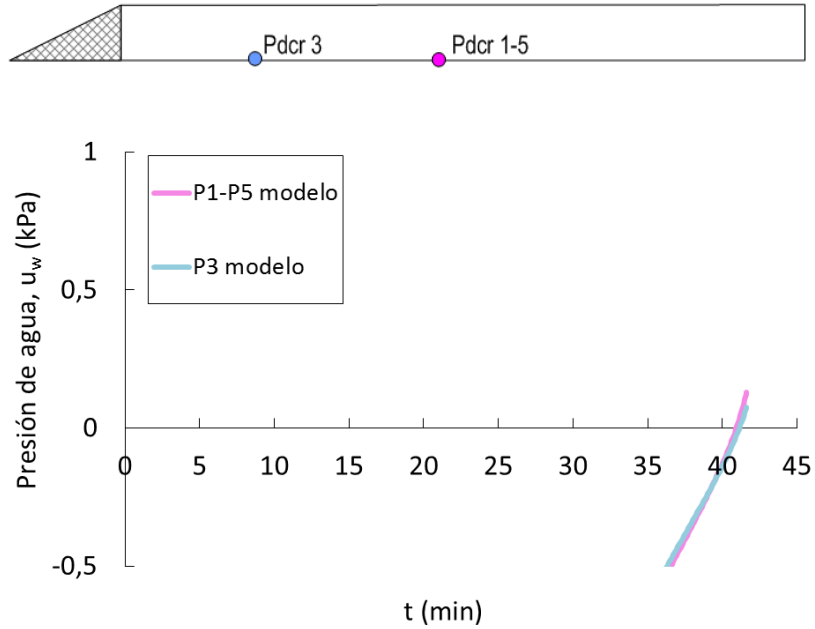


Figura 47. Ensayo D4. A) Posición de los transductores. B) Resultados modelados. Evolución de las presiones positivas de agua con el tiempo.

En la Figura 48 se muestra la distribución de las presiones de agua en el material justo antes de que el programa deje de converger. Las unidades del gráfico están en  $MPa$ . La máxima presión de agua obtenida en la base del material (zona pintada de color granate) es de 0,148 kPa.

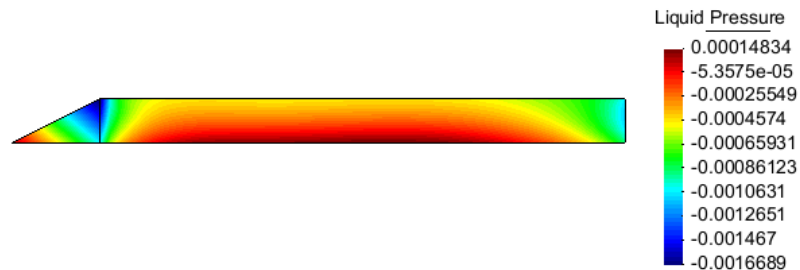


Figura 48. Ensayo D4. Resultado obtenido con CODEBRIGHT. Presiones de agua en el interior del material.

### DESPLAZAMIENTOS VERTICALES

Los transductores láser, en la Figura 49.B, nos muestran la evolución de los desplazamientos verticales. En concreto, el material sufre una deformación vertical al saturarse de aproximadamente un 9% (mayor que en el ensayo D3).

$$\Delta\varepsilon_{vertical} = \frac{\text{desplazamiento vertical}}{\text{longitud vertical}} = \frac{9 \text{ mm}}{10 \text{ cm}} = 0,09 = 9\%$$

La reproducción mediante CODEBRIGHT de la evolución de los desplazamientos verticales con el tiempo se aproxima mucho a los resultados reales obtenidos en el laboratorio. El modelo, en el ensayo D4, se aproxima mejor a los resultados obtenidos en el laboratorio que el ensayo D3.

La rotura del material se produce en el minuto 29 y se produce a la vez en los dos sensores (L3 y L5). En cambio, en el modelo, es imposible captar un quiebro repentino de los desplazamientos, pero sí que somos capaces de captar el aumento de los desplazamientos verticales que conllevan a una deformación vertical final de aproximadamente un 9% (igual que en los ensayos de laboratorio antes de romper).

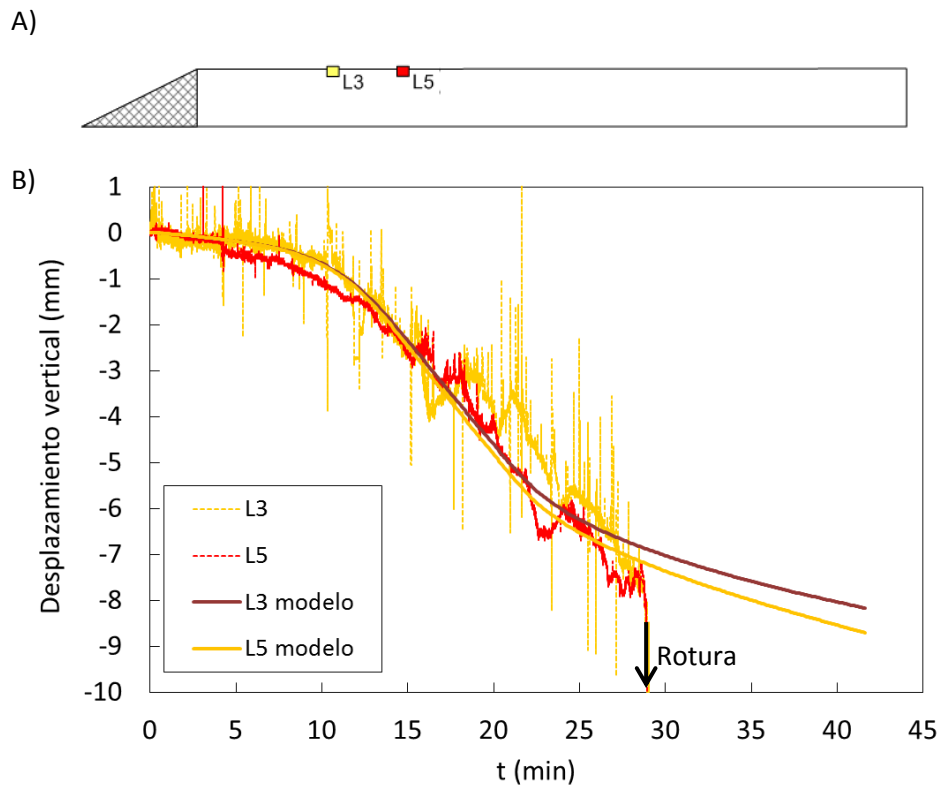
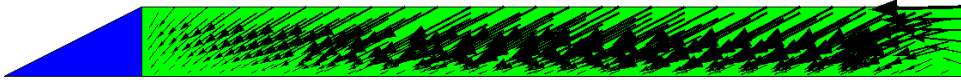


Figura 49. Ensayo D4. A) Posición de los transductores láser. B) Resultados de laboratorio y resultados modelados. Evolución de los desplazamientos verticales con el tiempo.

En las figuras Figura 50 y Figura 51 se muestran los vectores de los desplazamientos producidos en el terraplén y la deformada final con un factor de aumento 3.



*Figura 50. Ensayo D4. Vectores de los desplazamientos producidos en el terraplén.*



*Figura 51. Ensayo D4. Deformada final después del colapso con un factor de aumento de 3.*

### PERFILES DEL CONTENIDO VOLUMÉTRICO DE AGUA

En la Figura 42 se observan los resultados obtenidos con los sensores TDR y los resultados obtenidos mediante el modelo.

Las líneas de colores corresponden a la reproducción que se ha realizado con el modelo.

Los resultados obtenidos mediante el modelo se parecen bastante a los resultados obtenidos en el laboratorio (se reproducen bastante mejor que en el ensayo D3). Para  $t = 21'29''$  (la lluvia artificial ha empezado hace 21 minutos y 29 segundos), se reproduce el perfil del contenido volumétrico de agua perfectamente. Para  $t = 28'07''$  y  $t = 32'19''$ , también se obtienen unos perfiles muy parecidos a los obtenidos en el laboratorio.

Cuando la lluvia supera  $t = 35'01''$ , el perfil obtenido mediante el modelo indica que hay una mayor cantidad de agua en la base del material. En cambio, en el laboratorio, hay un mayor contenido de agua en la parte superior del material.

Los tres primeros perfiles (entre  $t = 0'55''$  y  $t = 11'31''$ ), indican que en el modelo se infiltra el agua un poco más lentamente que en la realidad.

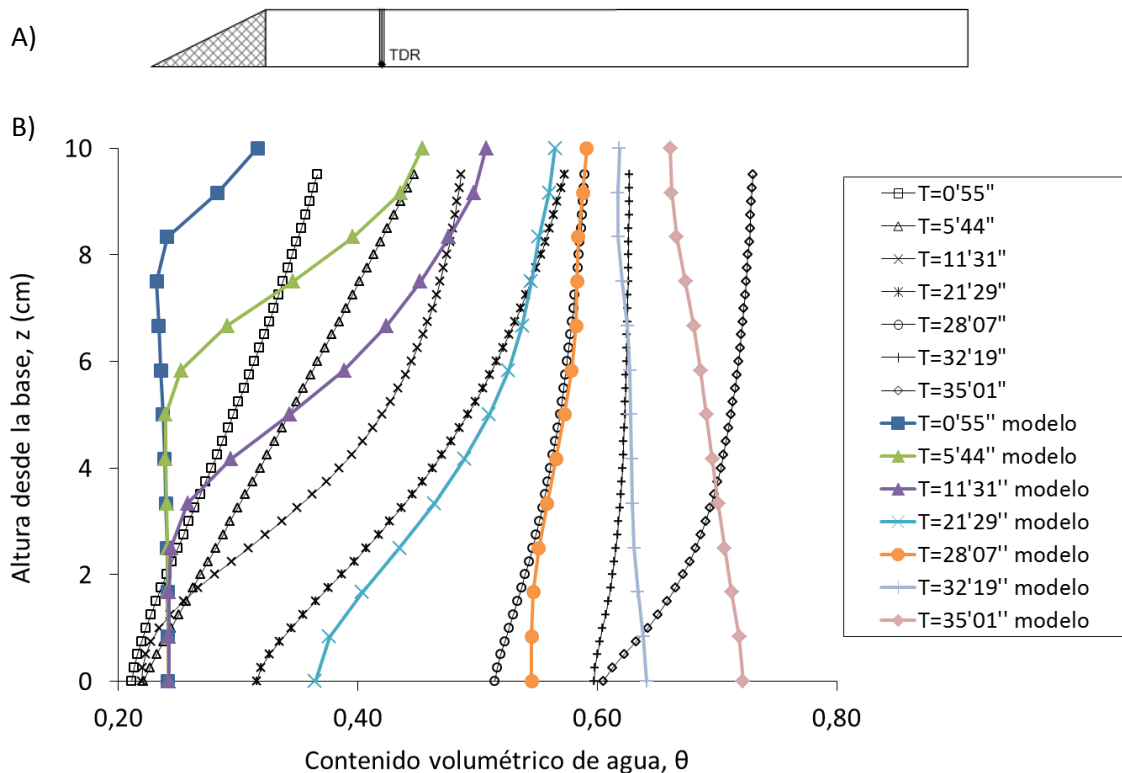


Figura 52. Ensayo D4. A) Posición del sensor TDR. B) Resultados de laboratorio y resultados modelados. Perfiles del contenido volumétrico de agua para diferentes tiempos.

### DEFORMACIONES DE CORTE

En la Figura 53.B se muestra la evolución de las deformaciones de corte en cuatro puntos situados en el interior del material. Los resultados son únicamente los obtenidos mediante el modelo (no se dispone de medidas en el laboratorio).

Los puntos que alcanzan mayores deformaciones de corte son los puntos 2 y 3 donde se alcanzan valores próximos a 0,4 (equivalente a un 40%). Estos valores son muy altos. Tal y como se ha explicado para el ensayo D3, la rotura de los materiales ocurre en un rango comprendido entre un 20 y un 25%. Si se tiene en cuenta esta consideración y suponemos que el material rompe al alcanzar deformaciones de corte entre 0,20 a 0,25, entonces el tiempo de rotura es aproximadamente de 31 minutos, que se parece bastante al tiempo de rotura observado mediante los transductores láser que miden los desplazamientos verticales (tiempo de rotura igual a 29 minutos aproximadamente).

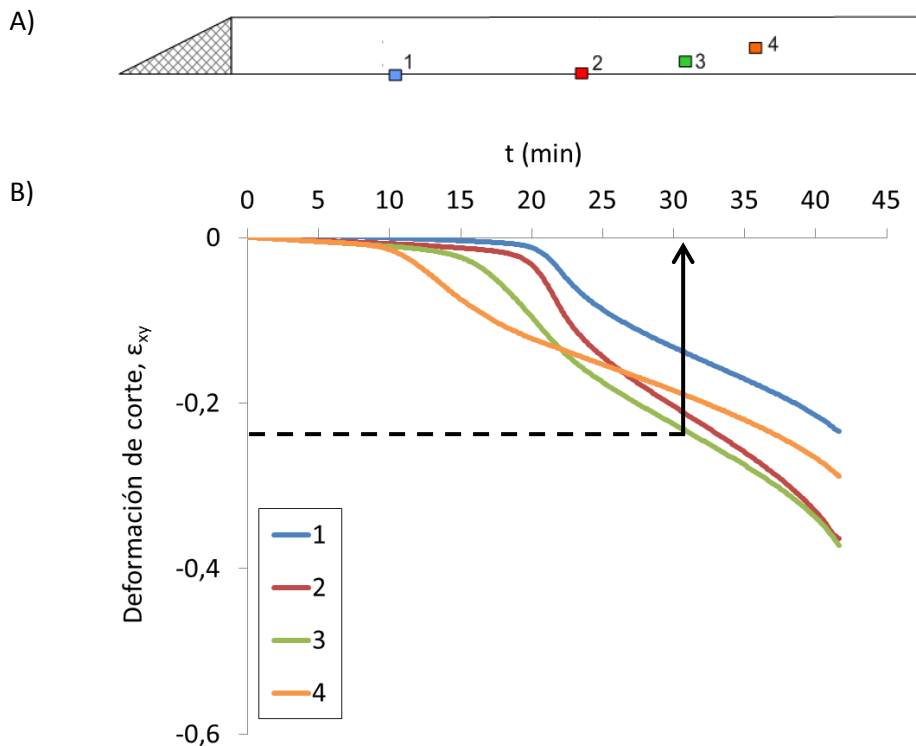


Figura 53. Ensayo D4. A) Posición de los puntos donde se han medido las deformaciones de corte. B) Resultados modelados de la evolución de las deformaciones de corte en el interior del material.

En la Figura 54 se muestran las deformaciones plásticas de corte al finalizar el ensayo y se puede observar claramente una zona donde se localizan las deformaciones.

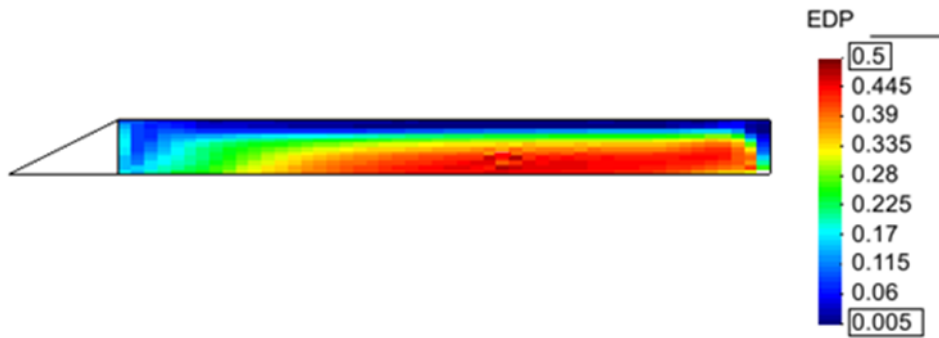


Figura 54. Ensayo D4. Deformaciones de corte plásticas al finalizar el ensayo de infiltración.



### TRAYECTORIAS TENSIONALES

En la Figura 55 se muestra la trayectoria tensional seguida durante el proceso de mojado. El punto verde es la situación de partida y el punto rojo es el momento en el que el programa deja de converger.

Como se puede observar en la Figura 55.A, la curva LC se va desplazando hacia la derecha a medida que el material se va mojando y la succión va disminuyendo.

La Figura 55.B es muy interesante, se observa como en la situación inicial, la superficie de fluencia es mayor, ya que la succión aporta mayor resistencia al material y la cohesión es mayor.

A medida que el material se humedece, la superficie de fluencia disminuye y llega un momento (justo cuando se está sobre la superficie de fluencia) en el que empieza a haber deformaciones plásticas (superficie de fluencia de color verde). Finalmente, se alcanza la rotura cuando la succión es ya muy pequeña (superficie de fluencia de color rojo).

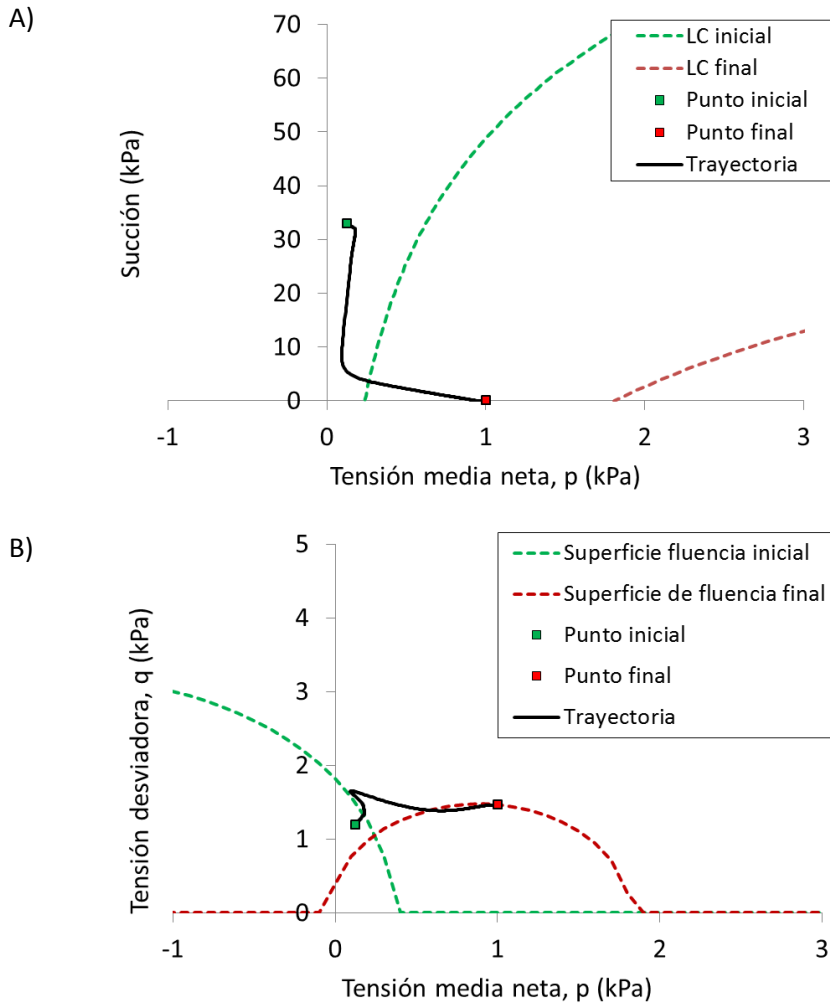


Figura 55. Ensayo D4. Trayectorias tensionales. A) Curvas LC. B) Trayectoria de tensiones  $p - q$ .

## 4.5. CONCLUSIONES

Después de analizar los resultados de laboratorio y de compararlos con los resultados obtenidos mediante el modelo, se extraen las siguientes conclusiones:

- El modelo es capaz de reproducir perfectamente la evolución en el tiempo de las presiones de agua negativas.
- Se captan las presiones de agua positivas en la base del material con un retraso considerable que podría deberse al contacto entre el material y la mesa sobre la que se realizó el ensayo.
- El modelo es capaz de reproducir de forma satisfactoria la evolución de los desplazamientos verticales en el tiempo. Los desplazamientos observados durante la rotura no se han podido reproducir. El código utilizado, debido a las limitaciones propias de los elementos finitos, no permite simular estos cambios bruscos de desplazamiento. Una vez se alcanza la rotura, el código deja de converger.
- Los perfiles del contenido volumétrico de agua nos muestran que, en el modelo, el agua de la lluvia tarda un poco más a infiltrarse en el material.

De todas maneras, se puede considerar que los perfiles volumétricos de agua son bastante correctos en comparación a las medidas reales, especialmente en el ensayo D4.

- Por último, las deformaciones de corte alcanzadas en los ensayos son demasiado elevadas como para que todavía no se haya producido la rotura del material. Por lo tanto, se hace la hipótesis de que la rotura se produce al alcanzar deformaciones de corte comprendidas entre 0,20 y 0,25. Haciendo esta hipótesis, el tiempo de rotura en los ensayos modelados coincide con el tiempo de rotura obtenido en el laboratorio.
- En términos más generales, se puede concluir que el modelo es capaz de reproducir el comportamiento hidromecánico del material.

## CAPÍTULO 5: PREDICCIÓN DE UN ENSAYO DE INFILTRACIÓN A ESCALA

Una vez que mediante la comparación de los resultados de laboratorio y el modelo se observa que el modelo funciona correctamente, se ha realizado la predicción de un ensayo de infiltración (ensayo C4) del cual no se dispone de los resultados de laboratorio.

Este ensayo de infiltración tiene como particularidad una porosidad mucho menor a la de los otros dos ensayos vistos anteriormente. Su finalidad es ver qué sucede cuando el terreno tiene un índice de poros menor y predecir la respuesta hidromecánica del material.

Se contemplan los siguientes apartados:

- Descripción del proceso de preparación de las muestras.
- Descripción de la geometría y de las condiciones de contorno.
- Descripción de los materiales.
- Predicción de resultados.

## 5.1. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO DE PREPARACIÓN

El proceso seguido para la preparación de las muestras es el mismo que para los ensayos D3 y D4 (ver apartado 4.1.).

## 5.2. GEOMETRÍA Y CONDICIONES DE CONTORNO

La altura y el ancho del material, en el ensayo C4, son los mismos que para los ensayos de infiltración anteriores (ensayos D3 y D4); consiste en una capa de 10 cm de altura, 50 cm de ancho y una longitud de 110 cm.

	Nombre del ensayo	Altura (cm)	Longitud (cm)
Ensayo a predecir	Ensayo C4	10	110
Ensayos reproducidos (Capítulo 4)	Ensayo D3	10	100
	Ensayo D4	10	120

Tabla 16. Ensayos de infiltración C4, D3 y D4. Dimensiones: altura y longitud.

En la Figura 56 se muestra la geometría del material y del dren utilizada para modelar el ensayo D4.

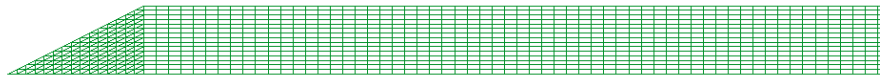


Figura 56. Ensayo C4. Geometría del material y del dren.

Las condiciones de contorno para el ensayo C4 se muestran en la Tabla 17, junto con las condiciones de contorno de los ensayos de infiltración D3 y D4. El ensayo C4 tiene una porosidad inicial mucho menor que los ensayos D3 y D4, una succión inicial mayor y una intensidad de la lluvia mayor.

	Nombre del ensayo	Condiciones de contorno		
		Succión inicial (kPa)	Porosidad inicial	Intensidad de la lluvia (mm/h)
Ensayo a predecir	Ensayo C4	52	0,65	60
Ensayos reproducidos (Capítulo 4)	Ensayo D3	17,5	0,75	55
	Ensayo D4	41	0,76	56

Tabla 17. Ensayos de infiltración C4, D3 y D4. Condiciones de contorno.

## 5.3. MATERIALES

Las propiedades de los materiales introducidas en CODEBRIGHT son las mismas que para los ensayos D3 y D4 (ver apartado 4.3.)

#### 5.4. PREDICCIÓN DEL ENSAYO C4

Para este ensayo no se disponen de los resultados obtenidos en el laboratorio aunque sí que se realizara. No obstante, se facilitó a los participantes la posición de los tensiómetros, de los transductores de presiones de agua y de los transductores láser. La finalidad de dar a conocer la posición de los diferentes sensores era que todos los participantes obtuvieran los resultados en esos puntos y, de esta manera, evaluar y comparar la modelización numérica realizada por los diferentes centros de investigación.

El ensayo C4 tiene una succión media inicial de 52 kPa, una porosidad inicial de 0,65 y la intensidad de la lluvia es de 60 mm/h.

### PRESIONES DE AGUA NEGATIVAS

En la Figura 57.A. se muestra la posición de los tensiómetros y en la Figura 57.B se muestra la evolución de las presiones de agua negativas obtenidas a partir del modelo introducido en CODEBRIGHT.

Es importante analizar los resultados y ver si tienen sentido con lo que debería de suceder en la realidad.

El agua de la lluvia se va infiltrando en el material y primero llega a los tensiómetros que están situados más cerca de la superficie (T3, T6 y T5). Posteriormente, se va infiltrando hasta llegar a los tensiómetros situados a mayor profundidad (T8, T7, T4 y T2). Debido a que el frente húmedo va avanzando progresivamente hacia abajo, en la Figura 57.B se observa como la succión empieza a disminuir 10 minutos más tarde en los tensiómetros situados más cerca de la base del material.

Debido a que el frente húmedo suele ser paralelo a la superficie, la evolución de la succión con el tiempo, en los tensiómetros que están situados a una misma profundidad, es prácticamente la misma.

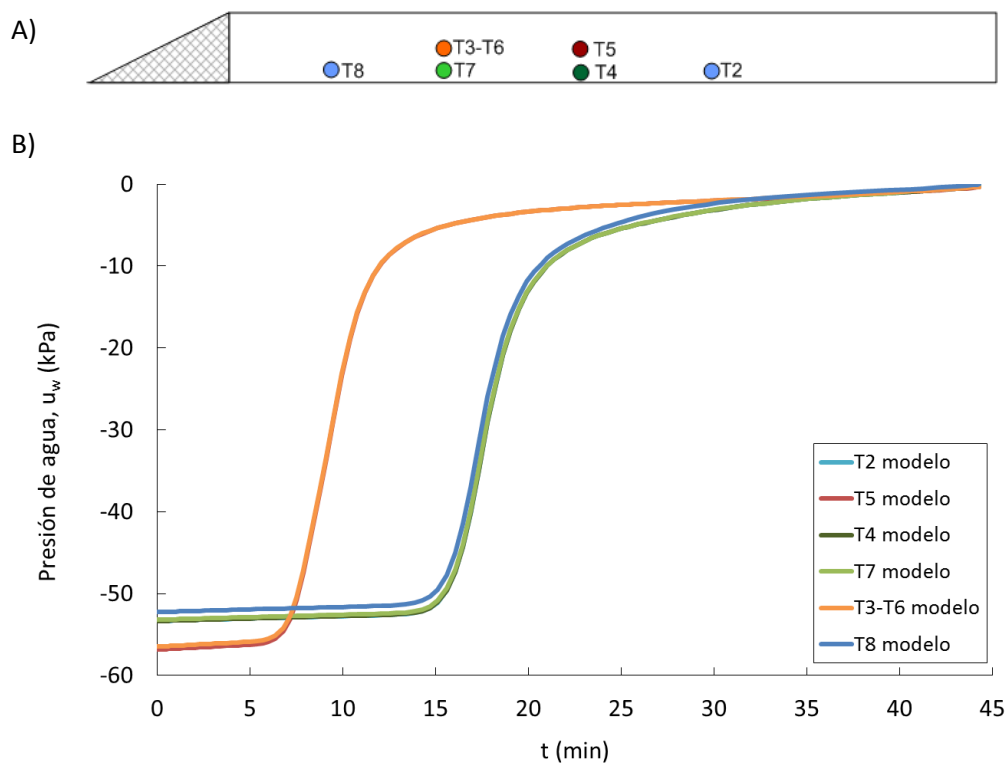


Figura 57. Ensayo C4. A) Posición de los tensiómetros. B) Resultados modelados. Variación de la presión de agua con el tiempo.

### PRESIONES DE AGUA POSITIVAS

Se empiezan a captar presiones de agua positivas en la base del material aproximadamente en el minuto 44 (ver Figura 58.B). En el PDCR3 se alcanzan presiones de agua positivas superiores a 0,15 kPa.

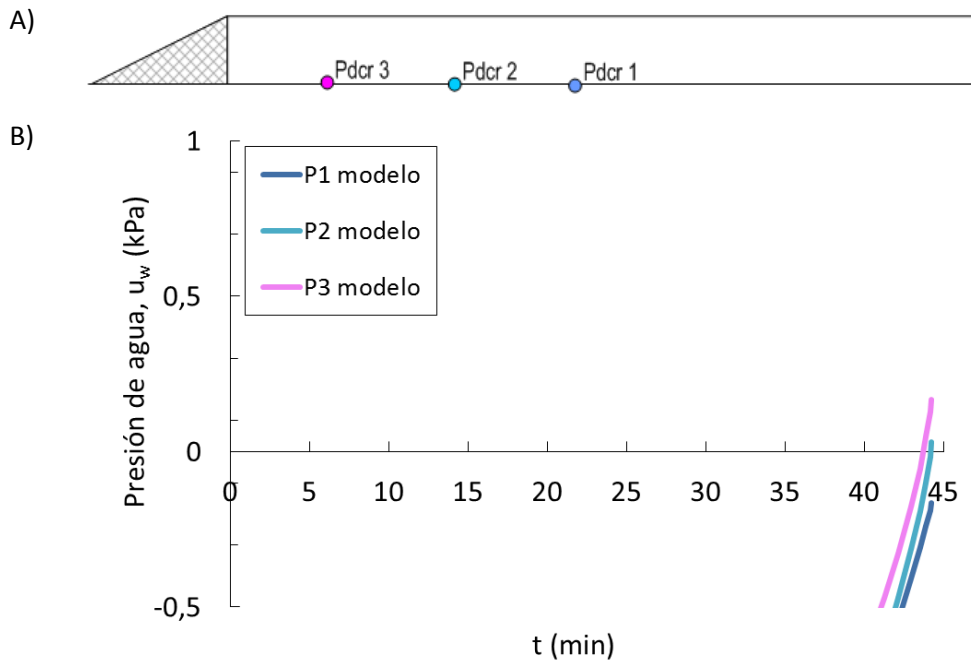


Figura 58. Ensayo C4. A) Posición de los transductores. B) Resultados modelados. Evolución de las presiones positivas de agua con el tiempo.

En la Figura 59 se muestra la distribución de las presiones de agua en el material justo antes de que el programa deje de converger. El PDCR2 y el PDCR1 están situados en la zona donde las presiones de agua no alcanzan valores tan altos como el PDCR3, el cual alcanza una presión de agua de 0,16 kPa.

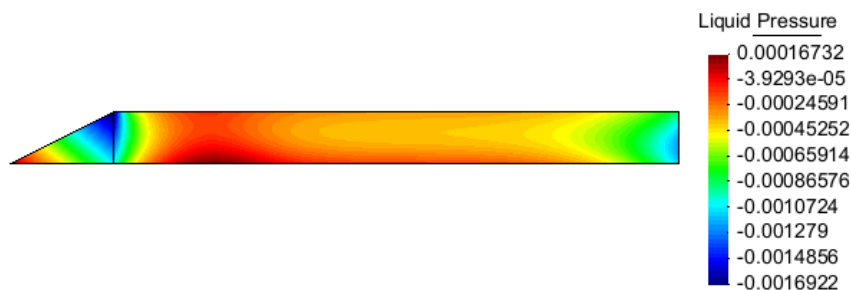


Figura 59. Ensayo C4. Resultado obtenido con CODEBRIGHT. Presiones de agua en el interior del material.

### DESPLAZAMIENTOS VERTICALES

En la Figura 60.B, se muestra la evolución de los desplazamientos verticales. En concreto, el material sufre una deformación vertical al saturarse de aproximadamente un 0,3%.

$$\Delta\varepsilon_{vertical} = \frac{\text{desplazamiento vertical}}{\text{longitud vertical}} = \frac{0,3 \text{ mm}}{10 \text{ cm}} = 0,003 = 0,3\%$$

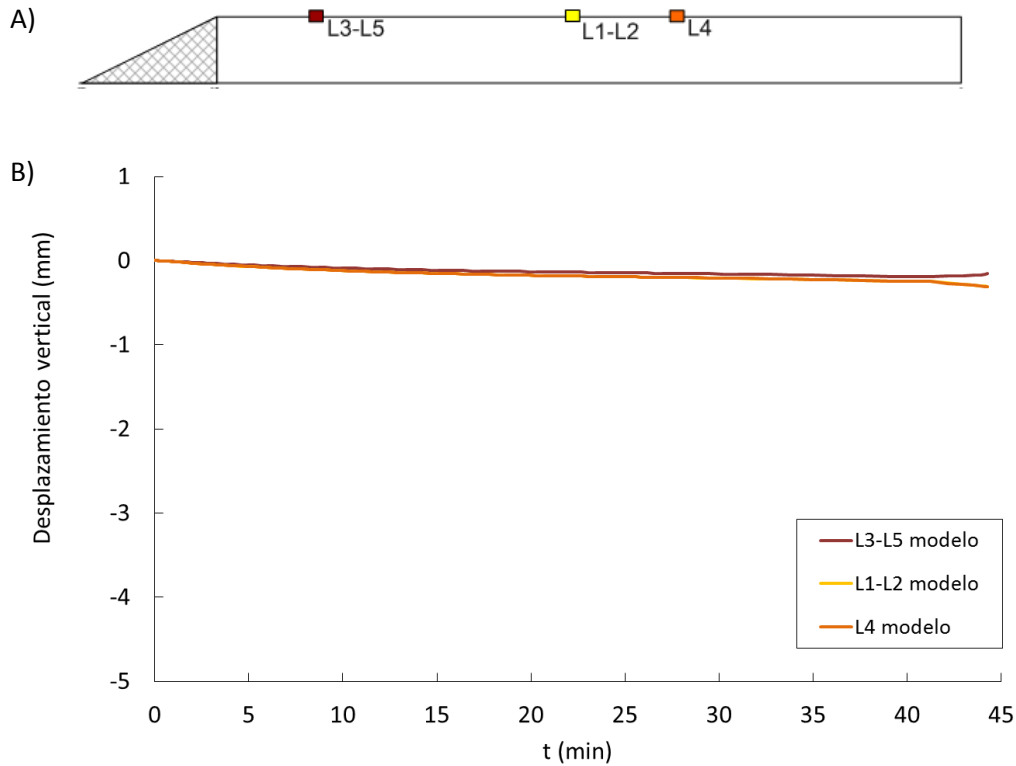


Figura 60. Ensayo C4. A) Posición de los transductores láser. B) Resultados modelados. Evolución de los desplazamientos verticales con el tiempo.

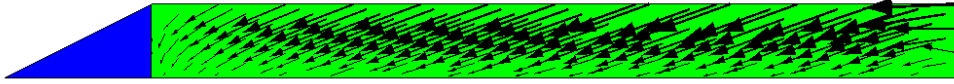
En la Tabla 18 se puede observar como la deformación vertical en el ensayo C4 es mucho menor que en los ensayos D3 y D4. El motivo por el cual la deformación vertical del material es tan pequeña es porque la porosidad es mucho menor. En los ensayos anteriores la porosidad era tan grande, que el material se comprimía mucho al mojarlo. En el ensayo C4, al estar más comprimido el material, no se deforma tanto.

	Nombre del ensayo	$\Delta\varepsilon_{vertical}$	Porosidad inicial
Ensayo a predecir	Ensayo C4	0,3%	0,65
Ensayos reproducidos (Capítulo 4)	Ensayo D3	6%	0,75
	Ensayo D4	9%	0,76

Tabla 18. Deformación vertical para los ensayos C4, D3 y D4.



En las figuras Figura 61 y Figura 62 se muestran los vectores de los desplazamientos producidos en el terraplén y la deformada final con un factor de aumento 3. La deformada final, aun teniendo en cuenta un factor de aumento 3, es prácticamente inapreciable.



*Figura 61. Ensayo C4. Vectores de los desplazamientos producidos en el terraplén.*



*Figura 62. Ensayo C4. Deformada final después del colapso con un factor de aumento de 3.*

### PERFILES DEL CONTENIDO VOLUMÉTRICO DE AGUA

En la Figura 63 se muestran los perfiles volumétricos de agua.

Se observa como el frente húmedo va avanzando hacia la base del material. En el minuto 20, el agua empieza a llegar a la base y el contenido volumétrico de agua va aumentando con el tiempo (las curvas se desplazan hacia la derecha). En el minuto 40, el contenido volumétrico de agua es prácticamente uniforme y tiene un valor de 0,62 que equivale a un grado de saturación de 0,96.

$$S_r = \frac{\theta}{n} \cong \frac{0,62}{0,64} \approx 0,96$$

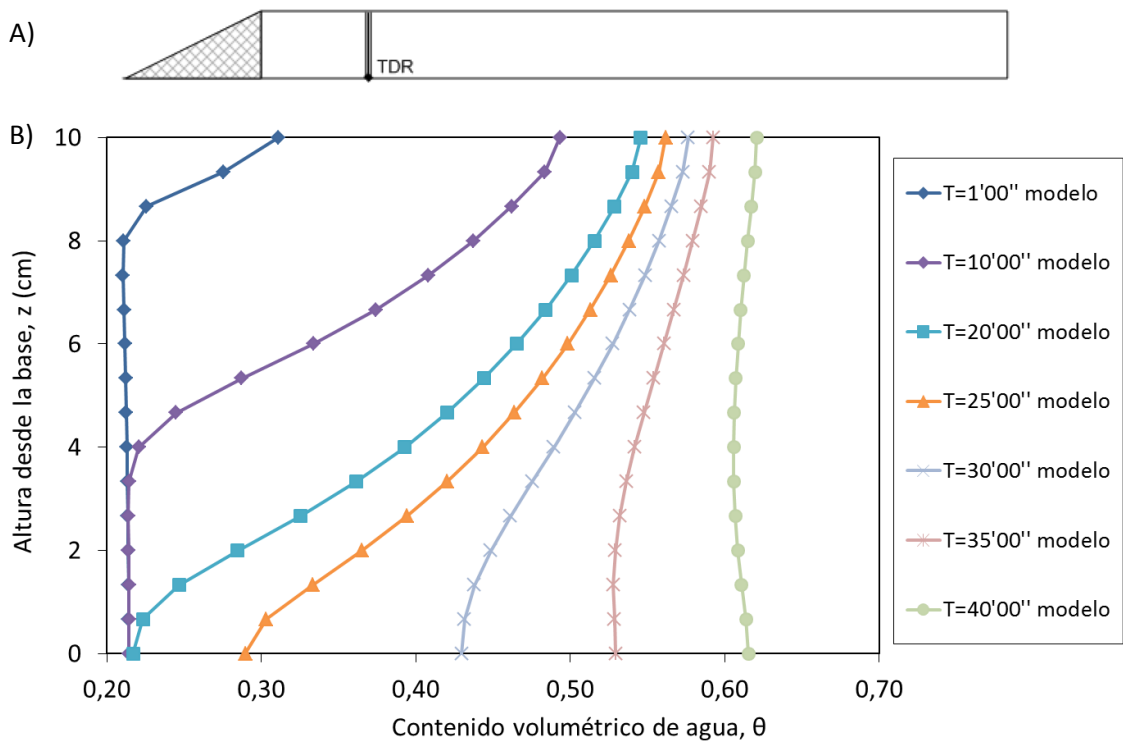


Figura 63. Ensayo C4. A) Posición del sensor TDR. B) Resultados modelados. Perfiles del contenido volumétrico de agua para diferentes tiempos.

### DEFORMACIONES DE CORTE

En la Figura 64.B se muestra la evolución de las deformaciones de corte en el interior del material.

Prácticamente las deformaciones de corte son nulas excepto en el punto 2 donde se alcanzan deformaciones de corte próximas a 0,1 pero estas aparecen solamente en los últimos 5 minutos.

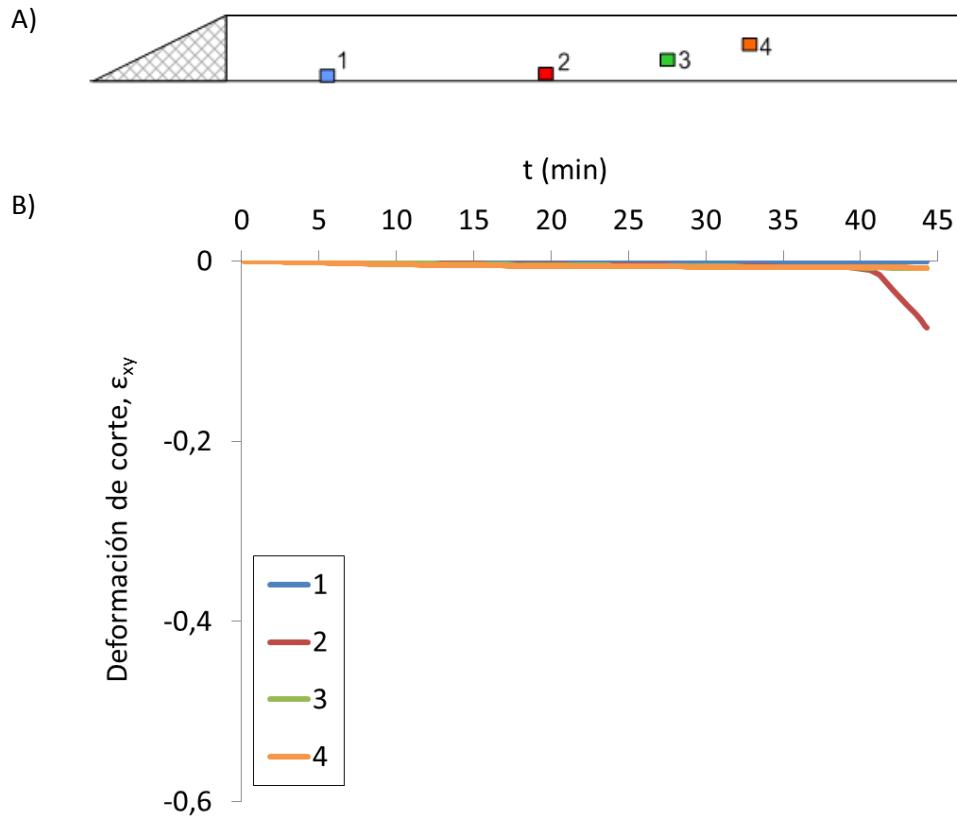


Figura 64. Ensayo C4. A) Posición de los puntos donde se han medido las deformaciones de corte. B) Resultados modelados de la evolución de las deformaciones de corte en el interior del material.

En la Figura 65 se muestra la zona donde aparecen deformaciones plásticas de corte.



Figura 65. Ensayo C4. Deformaciones de corte plásticas al finalizar el ensayo de infiltración.

### TRAYECTORIAS TENSIONALES

En la Figura 66.A se muestra el desplazamiento de las curvas LC a medida que se produce el humedecimiento del material. Inicialmente, el material tiene una succión de 52 kPa. Al aplicar la lluvia, el material se humedece y la succión disminuye hasta saturarse.

En la Figura 66.B, se muestran las superficies de fluencia para la situación inicial y final (color verde y rojo respectivamente).

Las deformaciones plásticas empiezan a aumentar al tocar la superficie de fluencia.

Una vez que la trayectoria de tensiones se encuentra sobre la parte más alta de la superficie de fluencia, próxima a la recta de los estados críticos, es cuando el programa deja de converger.

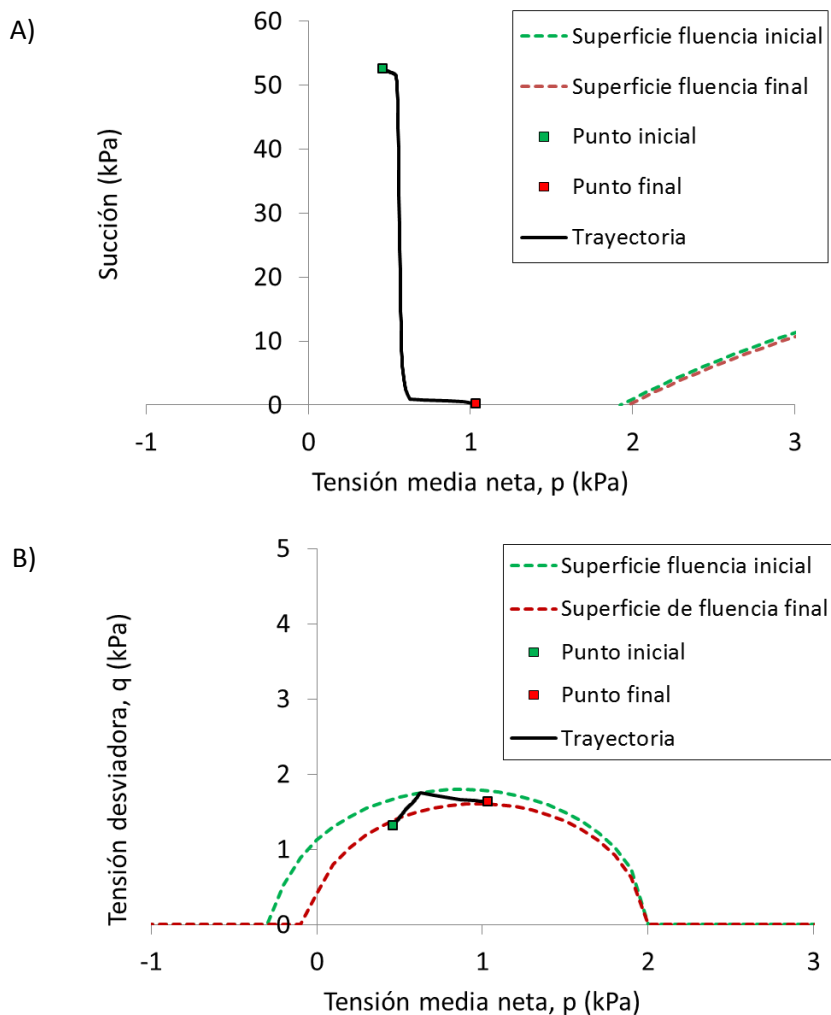


Figura 66. Ensayo C4. Trayectorias tensionales. A) Curvas LC. B) Trayectoria de tensiones  $p - q$ .

### COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE LA PREDICCIÓN CON LOS RESULTADOS DE LABORATORIO OBTENIDOS A POSTERIORI

Una vez se celebró el Benchmark, se publicaron algunos de los resultados obtenidos en el laboratorio del ensayo C4 y se ha podido acceder a ellos para comprobar que la predicción se ajusta a los resultados reales.

Solamente se dispone de los datos de laboratorio correspondientes a las presiones de agua negativas obtenidos mediante tensiómetros y a los desplazamientos verticales (ver Figura 67 y Figura 68).

En la Figura 67.B, donde se observan las presiones de agua negativas, se muestra como los resultados reproducidos mediante el modelo (líneas continuas) se aproximan a los resultados de laboratorio (líneas discontinuas).

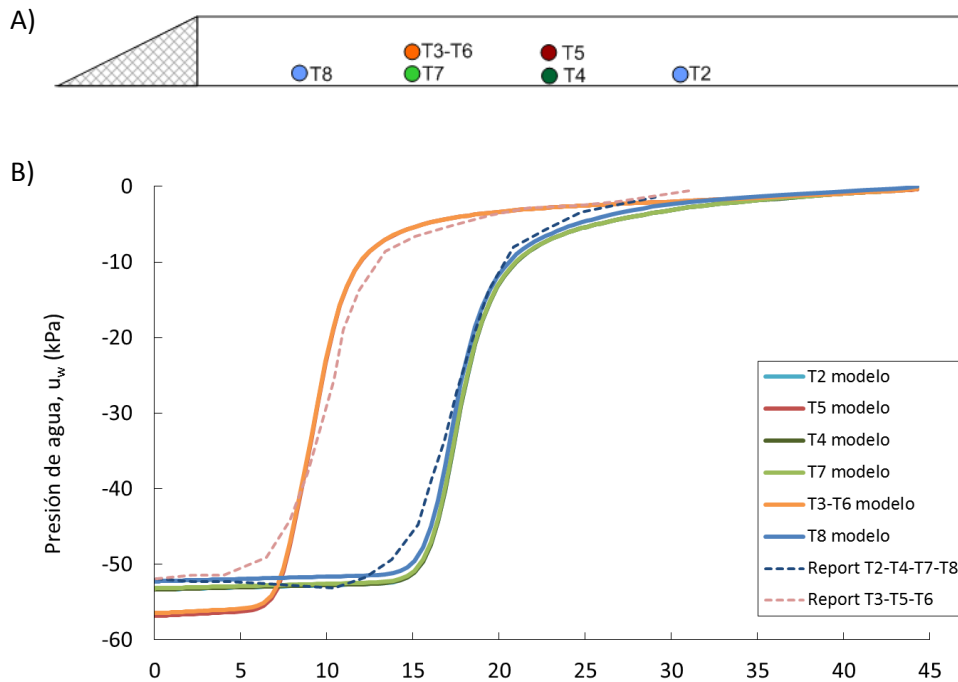


Figura 67. Ensayo C4. A) Posición de los tensiómetros. B) Resultados de laboratorio y resultados modelados. Variación de la presión de agua con el tiempo.

En la Figura 68.B, se muestra la comparación entre los resultados obtenidos en el laboratorio y los resultados modelados de los desplazamientos verticales. También se observa claramente como el modelo se ajusta a los resultados obtenidos en el laboratorio.

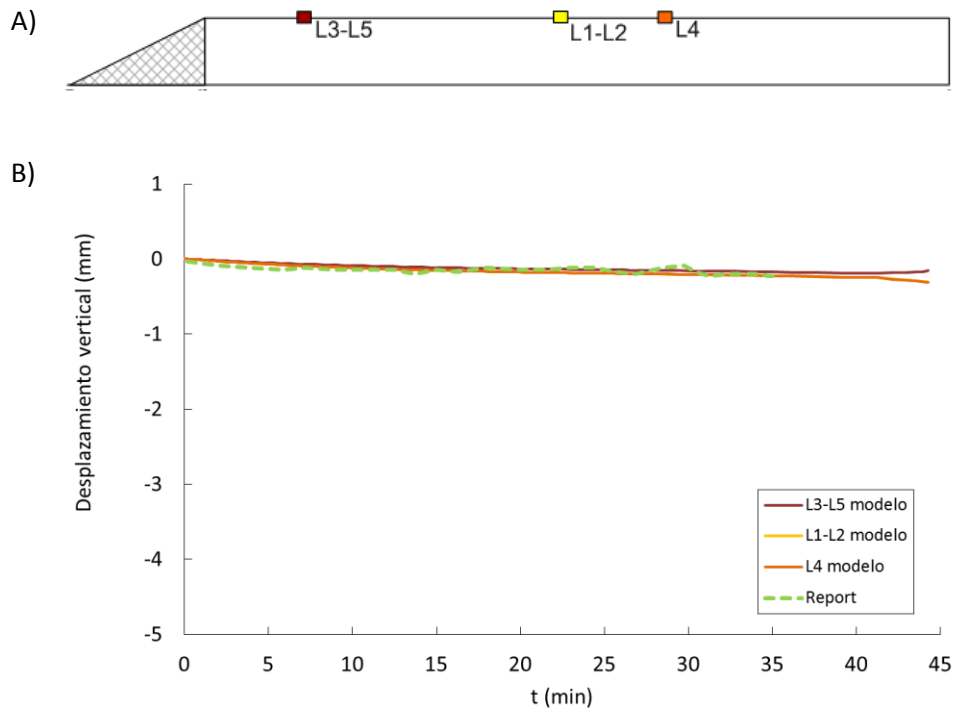


Figura 68. Ensayo C4. A) Posición de los transductores láser. B) Resultados de laboratorio y resultados modelados. Evolución de los desplazamientos verticales con el tiempo.

## CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES

### 6.1. CONCLUSIONES EXTRAÍDAS DE LOS RESULTADOS

Tal y como se ha ido explicando en los capítulos anteriores, el modelo es capaz de reproducir los resultados de laboratorio de manera satisfactoria.

Algunas de las conclusiones que se pueden extraer de los resultados de la presente tesina son:

- El material piroclástico es muy sensible al colapso debido a su alta porosidad. Cuando el material tiene una mayor porosidad, se ha observado una mayor susceptibilidad al colapso en los resultados. Este fenómeno es lógico, ya que al tener una porosidad mayor, es mucho más fácil de que el material se comprima y sufra una compresión volumétrica o colapso. Cuando el material es menos poroso, al aplicar una lluvia simulada, se observa que los desplazamientos sufridos en el material son mucho menores.
- Al llover, el agua se infiltra en el material y la resistencia de corte disminuye produciendo el colapso del material y la rotura o deslizamiento del talud.
- La modelización numérica permite extraer muchos más resultados que los ensayos de laboratorio. En los ensayos de infiltración, mediante la modelización numérica, se han podido obtener las trayectorias tensionales o las deformaciones de corte en cualquier punto del material, mientras que en el laboratorio solo se puede disponer de la información en puntos discretos y de forma limitada.
- Con ensayos sencillos, como ensayos de compresión isótropa o ensayos triaxiales, se puede extraer una gran cantidad de información para utilizarla para una posterior modelización de ensayos más complejos o costosos de hacer en el laboratorio o en el campo.
- La introducción de la variación de la porosidad en la fórmula de Van Genuchten da mayor credibilidad y realismo a los resultados, ya que entre los distintos ensayos realizados hay una variación de la porosidad considerable y la curva de retención es muy sensible a las propiedades del suelo, tales como el tamaño de las partículas o la porosidad.

### 6.2. CÓDIGO DE ELEMENTOS FINITOS Y MODELO CONSTITUTIVO UTILIZADO

El modelo acoplado avanzado utilizado en esta tesina, ha permitido representar el comportamiento tanto mecánico como hidráulico del material.



El análisis y la modelación de ensayos sencillos como los ensayos de compresión isotrópa y ensayos triaxiales, han permitido ajustar mejor el modelo y encontrar un único conjunto de valores, utilizados posteriormente en los análisis a escala.

Mediante este proceso, se ha alcanzado el principal objetivo de la tesina: la modelización numérica de un suelo no saturado mediante un código de elementos finitos complejo y realizando un análisis mecánico e hidráulico del material.

Analizando los resultados, se observa como el modelo constitutivo y el código de elementos finitos permiten obtener unos resultados similares a los de laboratorio, es decir, el modelo funciona correctamente. Este paso es muy importante, ya que si se quisiera hacer análisis o supuestos distintos a posteriori, se podrían hacer con la seguridad de que los parámetros del material están ajustados y de que el modelo funciona y se ajusta a la realidad.

### 6.3. LIMITACIONES DEL MODELO CONSTITUTIVO

El modelo es capaz de captar bien el comportamiento hidráulico y mecánico del suelo no saturado. Aun así, existen algunas limitaciones, propias de los elementos finitos, cuando se producen cambios bruscos en el material, por ejemplo, cuando se producen desplazamientos de forma repentina. En la presente tesina, se ha observado como el modelo no es capaz de mostrar la rotura del material y se ha tenido que recurrir a analizar las deformaciones de corte (obtenidas en CODE\_BRIGHT) para predecir el momento de la rotura.

### 6.4. CONCLUSIONES FINALES

La modelización numérica, mediante modelos constitutivos válidos, es muy útil para no tener que recurrir a ensayos caros y costosos de tiempo.

Los parámetros hallados en este trabajo, podrían utilizarse para predecir el comportamiento real de este material en el campo o para modelizar ensayos de laboratorio que no estuvieran a nuestro alcance por motivos materiales, económicos o ensayos que en el campo requerirían grandes cantidades de tiempo. Una vez que el modelo está ajustado, se puede modelar cualquier situación que pudiera suceder en un futuro y que no somos capaces de reproducir en el laboratorio o en el campo. Para todo este tipo de situaciones, es extremadamente útil hacer modelizaciones numéricas que nos permiten la predicción de situaciones y resultados que se darían en la realidad.

### 6.5. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Una futura línea de investigación sería la de analizar y modelar los resultados de ensayos de campo que se realizaron en pendientes reales de Cervinara. Estos ensayos no se han utilizado en la presente tesina porque estaban fuera del alcance, ya que para poder modelarlos se habría tenido que introducir el efecto de la vegetación y el efecto de la temperatura en las ecuaciones y en los modelos.

Otra posible línea de investigación sería cómo reducir el peligro de que se produzcan deslizamientos superficiales en el campo y como reducir las consecuencias. Para poder obtener soluciones, se deberían de hacer análisis incorporando el efecto de la vegetación, del secado del suelo, las variaciones de temperatura, e incluso de posibles acuíferos cercanos.

## CAPÍTULO 7: REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso E. E., Gens A. y Josa A. (1990) "A constitutive model for partially saturated soils", *Géotechnique*.

Alonso E. E., Gens A., Whight D. "Groundwater Effects in Geotechnical Engineering".

Alonso E. E., Pinyol N., Puzrin A. M. "Geomechanics of Failures".

Alonso E. E., Pinyol N., Puzrin A. M. "Geomechanics of Failures. Advanced Topics".

Alonso, E. E., Olivella, S. y Pinyol N. (2005) "A review of Beliche Dam". *Géotechnique*.

Alonso E. E., Lloret A. y Romero E., "Efectos de las lluvias en terraplenes", Simposio sobre Geotecnia de las Infraestructuras del Transporte. Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica, Barcelona.

Barrera, M. (2002). "Estudio experimental del comportamiento hidro-mecánico de suelos Colapsables". *PhD Thesis*, Universidad Politécnica de Cataluña, España.

Delage, P., Romero, E. and Tarantino, A. (2008). "Recent developments in the techniques of controlling and measuring suction in unsaturated soils". First International Conference on Unsaturated Soils (Durham, UK).

DIT-UPC (2010) CODE\_BRIGHT. "A 3-D program for thermo-hydro-mechanical analysis in geological media". User's Guide. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), Barcelona.

Mualem, Y., (1976). "A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media". *Water Resources Research*.

Olivella, S., Gens, A., Carrera, J. and Alonso, E. E. (1996) "Numerical formulation for simulator (CODE\_BRIGHT) for coupled analysis of saline media". *Engineering Computations*.

Pinyol N. "Anàlisi i modelització del comportament geotècnic de la presa de Beliche".