TRABAJO FINAL DE MÁSTER

TÍTULO

Diseño de un experimento a gran escala para estudiar el efecto de las interacciones suelo-vegetación-atmósfera en laderas.

AUTOR

Raül Oorthuis Gómez

TUTOR

Antonio Lloret Morancho

Jean Vaunat

ESPECIALIDAD

Ingeniería Geotécnica

FECHA

23/06/2016

Dep. de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS,
CANALS I PORTS DE BARCELONA

ETSECCPB

DISEÑO DE UN EXPERIMENTO A GRAN ESCALA PARA ESTUDIAR EL EFECTO DE LAS INTERACCIONES SUELO-VEGETACIÓN-ATMÓSFERA EN LADERAS

TRABAJO FINAL DE MÁSTER

EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA

Presentado por: Raül Oorthuis Gómez

Dirigido por: **Antonio Lloret**
Jean Vaunat

Barcelona. Junio de 2016

Agradecimientos

A mis tutores Antonio Lloret y Jean Vaunat, por transmitirme su conocimiento y haberme ayudado y orientado en la realización de este trabajo.

A mi familia, especialmente a mis padres y mi hermana, por apoyarme en todo momento.

A mis compañeros de estudios, en especial a Agustín Cuadrado por su ayuda en la modelación con Code_Bright.

A todo el grupo de profesores del Departament d'Enginyeria del Terreny, Caartogràfica i Geofísica de la UPC por la educación recibida.

Y muy especialmente a mis amigos Luca y Noemi, y a todos los que me dejo por nombrar, por "aguantarme" estos últimos meses.

A todos ellos, gracias.

RESUMEN

Esta tesina consiste en el diseño de un terraplén experimental con el objeto de estudiar el efecto de las interacciones suelo-vegetación-atmósfera en laderas y comprender su comportamiento ante cambios climáticos. Las precipitaciones, junto con la escorrentía, y su interacción con la vegetación y la atmósfera, son los parámetros que condicionan la infiltración en el suelo y consecuentemente la estabilidad de las laderas.

Para diseñar el terraplén experimental ha sido necesaria una caracterización previa en laboratorio del material que se usará en su construcción, limos procedentes del Delta del Llobregat. Tras los ensayos en laboratorio se ha clasificado el suelo como un suelo de grano fino con un 63% de finos. El suelo ensayado es limoso arcilloso de baja plasticidad, con un índice plástico dl orden de 13, mayor que la mayoría de limos del delta. Su puesta en obra en periodos de lluvia debe descartarse dado que pequeños cambios en su humedad implican cambios de consistencia importantes. La envolvente de rotura queda definida con un ángulo de fricción de 53º y una cohesión nula, constatándose una gran contribución de la succión a la resistencia a cortante. La permeabilidad medida en laboratorio es baja, del orden de 10^{-9} m/s.

Se ha realizado una modelación con métodos numéricos para evaluar la estabilidad al deslizamiento y su respuesta hidráulica, en condiciones parcialmente saturadas y en las condiciones más desfavorables, de saturación total, y poder predecir el comportamiento de la maqueta. La modelación se ha hecho con el programa de elementos finitos *Code_Bright* y *Slide*.

Con la caracterización en laboratorio y la posterior modelación con métodos numéricos se ha definido la inclinación del talud que mejor se adapta a los requisitos del presente trabajo, de 5H:4V. El requisito principal en el diseño del terraplén es que los deslizamientos sean superficiales, con una menor incertidumbre que los profundos, y con una rotura progresiva con el objeto de tomar mediciones de todo el proceso con la instrumentación a colocar y comprender mejor los mecanismos de rotura debido a la humectación del suelo por cambios climáticos.

Tras la modelación ha sido posible definir el lugar idóneo para la colocación de toda la instrumentación necesaria para tomar mediciones que nos permitan predecir el comportamiento de la maqueta y validar y calibrar el modelo numérico, de utilidad en un futuro para establecer estrategias de mitigación de la erosión.

Los tiempos necesarios de infiltración continuada para llegar a la saturación y rotura del talud son del orden de más de dos meses con la permeabilidad obtenida en ensayos de laboratorio y con densidades secas del orden de 1,6 g/cm^3. Estos tiempos son muy elevados si se tiene en cuenta que esta infiltración debería ser procurada de forma artificial mediante un sistema de aspersores. Por ello la densidad seca del suelo en la parte superficial del talud deberá ser bastante menor. Con una densidad seca del orden de 1.45 g/cm^3 se han estimado tiempos del orden de un día que serían aceptables para la buena marcha del experimento.

ABSTRACT

This thesis describes the design of an experimental embankment in order to study the effect of soil-vegetation-atmosphere interactions on slopes and understand their behavior to climate change. Rainfall, along with runoff, and their interaction with the vegetation and the atmosphere, are the parameters that determine the soil infiltration and consequently the stability of the slopes.

To design the experimental embankment, a previous laboratory characterization of the material used in its construction was necessary, clayey silt of low plasticity from the Delta del Llobregat. After the characterization the soil is classified as a fine-grained soil, with 63% of fines. It's a silty clay soil with a plasticity index about 13, higher than most of the silts proceeding from the delta. Small changes in humidity involve important changes on its consistency, so it should be discarded to work it on rainy days. The failure envelope is defined with a friction angle of 53° and zero cohesion, with a great contribution of suction to shear failure. Permeability measured in laboratory is low, about 10^{-9} m/s.

To evaluate the stability and the hydraulic response of the slope and predict the behavior in partially saturated conditions and under the most unfavorable conditions of total saturation, a numerical modeling method is presented. The modeling has been done with the finite-element program *Code_Bright* and *Slide*.

With material characterization in laboratory and the subsequent modeling with numerical methods the slope inclination that best suits the requirements of this work is defined as 5H:4V. The main requirement in the design of the embankment are the generation of shallow landslides with a progressive breaking in order to take measurements with the instrumentation to place of the whole process and understanding the failure mechanisms due to wetting of the soil by climate changes.

After modeling with numerical methods it has been possible to define the ideal location for the placement of all the instrumentation necessary to take measurements that allow us to predict the behavior of the model and validate and calibrate the numerical model in the future, useful to establish strategies for erosion mitigation.

The infiltration time to reach saturation and the consequent failure of the slope are very large, about two months with the permeability obtained in laboratory tests and with a bulk density of 1.6 g / cm^3. This times are too high if one considers that this infiltration should be attempted by artificial ways. Therefore, the bulk soil density on the surface of the slope should be much lower. With a bulk density of about 1.45 g/cm^3 the time to failure is reduced in the order of days, acceptable for the running of the experiment.

Índice

RESUMEN i
ABSTRACT ii
1. Introducción 1
2. Objetivos 2
3. Caracterización del material 2
3.1 Toma de muestras 2
3.2 Identificación básica 4
3.2.1 Granulometría 4
3.2.2 Límites de *Atterberg* 7
3.2.3 Densidad de las partículas (γ_s) 11
3.2.4 Humedad natural (ω_{nat}) 11
3.3 Propiedades hidráulicas 13
3.3.1 Curva de retención 13
3.3.2 Permeabilidad o conductividad hidráulica saturada (K) 19
3.3.3 Permeabilidad intrínseca (k) 36
3.3.4 Permeabilidad relativa (kr) 38
3.4 Resistencia al corte directo: Ensayo corte directo CD 39
3.4.1 Equipo y método de ensayo 41
3.4.2 Ensayo de corte muestra humedad natural 44
3.4.3 Ensayo de corte muestra saturada 48
3.4.4 Análisis de resultados ensayos de corte 51
3.5 Resumen parámetros obtenidos en ensayos laboratorio 60
4. Diseño terraplén experimental 60
4.1 Objetivos 60
4.2 Requisitos 61
4.3 Definición 62
5. Modelación 64
5.1 Modelo Slide 65
5.1.1 Condiciones de contorno 65
5.1.2 Condiciones iniciales 66
5.1.3 Parámetros hidráulicos 66

5.1.4 Parámetros mecánicos 67
5.1.5 Malla de elementos finitos 68
5.1.6 Resultados régimen estacionario 69
5.1.7 Resultados régimen transitorio 81
5.2 Modelo Code_Bright 89
5.2.1 Condiciones de contorno 89
5.2.2 Condiciones iniciales 91
5.2.3 Parámetros hidráulicos 91
5.2.4 Malla elementos finitos 92
5.2.5 Resultados modelación 92
6. Instrumentación 103
6.1 Perfiles verticales 103
6.2 Estación meteorológica 105
7. Conclusiones 106
Referencias 108
ANEJOS 109
Anejo 1: Ensayos Laboratorio 110
Anejo 1.1 Análisis granulométrico de suelos por tamizado 110
Anejo 1.2 Límites Atterberg 113
Anejo 1.5 Densidad de las partículas (γ_s): Método del picnómetro 117
Anejo 1.6 Humedad natural (ω_{nat}): Método secado en horno 120
Anejo 1.7 Curva de retención 121
Anejo 1.8 Ensayos de corte 130
Anejo 2: Instrumentación 154

1. Introducción

El calentamiento global y el cambio climático, en forma de subida del nivel del mar, cambios en el régimen de precipitación en todo el mundo, etc., son uno de los problemas importantes en la actualidad y generan cambios ambientales en todo el mundo.

Un buen monitoreo de los cambios atmosféricos, junto al monitoreo de los cambios hidrológicos y la respuesta de las laderas pueden ayudar a una mejor comprensión del comportamiento de los taludes, proponer modelos matemáticos que permitan predecir su comportamiento y medidas que eviten la pérdida de masa, o erosión de las laderas, siendo así más eficientes en el uso de recursos y materias primas.

Las precipitaciones, junto a la escorrentía y la interacción con la vegetación y la atmósfera son los parámetros que condicionan la infiltración en el suelo y las condiciones de estabilidad en las laderas. La infiltración de agua en taludes provoca un aumento de la humedad y una reducción de la resistencia a corte que puede generar el deslizamiento de una masa de suelo, o la reactivación de un deslizamiento pasado.

El cambio de humedad depende de la infiltración de agua en un suelo y es una fuente de mucha incertidumbre debido a la complejidad de la interacción entre la atmósfera, la vegetación y el suelo. La infiltración de agua en el suelo depende de muchos factores, entre ellos la intensidad y duración de las precipitaciones, las condiciones del suelo, la vegetación presente y de la propia geometría de la ladera o talud.

Con el aumento de la infiltración de agua en el suelo la resistencia a cortante y el factor de seguridad ante deslizamientos se reducen, tanto en condiciones saturadas como parcialmente saturadas. En condiciones saturadas, donde la presión del agua entre las partículas sólidas es positiva, se genera un aumento de ésta y en consecuencia una tensión de confinamiento menor entre las partículas, generando en una reducción de su resistencia a rotura. En condiciones parcialmente saturadas, donde las presiones del agua son negativas, el aumento del contenido de humedad genera una reducción de la succión y la consecuente pérdida de resistencia a cortante.

Los deslizamientos superficiales son frecuentes en laderas naturales y reaccionan de una manera más predecible que los profundos, en los que la incertidumbre es mayor, y serán el objeto de estudio del presente trabajo.

El presente TFM forma parte del inicio de un proyecto nacional con una duración de 4 años llamado *SMuCPhy*, financiado por el "Ministerio de Economía y Competividad del Gobierno de España" y coordinado por el Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la UPC Barcelona TECH. *SMuCPhy* proviene del nombre del proyecto en inglés "***S**lope **m**ass-wasting **u**nder **c**limate change. **Phy**sical mechanisms, predictive modelling and possible mitigation strategies"*, que en castellano equivaldría a "*Pérdida de suelos en laderas bajo cambio climático. Procesos físicos, modelización predictiva i posibles estrategias de mitigación".*

Los principales beneficios naturales y socio-económicos esperados con la realización de este proyecto son la reducción del riesgo de erosión de suelos agrícolas o forestales y la reducción de los impactos indirectos que ocasionan, como daños a infraestructuras, disminución de la capacidad de embalses, etc. y el fomento del uso de la vegetación para diseñar soluciones ingenieriles sostenibles.

Este TFM trata sobre el diseño de un experimento a escala intermedia para estudiar el efecto de las interacciones suelo-vegetación-atmósfera en laderas. Además de observar el comportamiento de los taludes frente a acciones de tipo ambiental, el experimento servirá para validar y calibrar modelos numéricos que se van a desarrollar en el proyecto. Para el diseño del talud experimental y la correcta elección de los sensores y su lugar de instalación, así como la elección de la pendiente necesaria para que se produzcan pequeñas roturas y poder monitorizarlas, será necesario una caracterización previa del material en laboratorio, así como el desarrollo de un modelo numérico acoplado para predecir la respuesta de la maqueta.

2. Objetivos

- Caracterizar en laboratorio, mecánica e hidrológicamente, el suelo a usar en la construcción del terraplén.
- Comprender y modelar numéricamente los mecanismos que actúan en la generación de deslizamientos superficiales y la consecuente erosión en laderas.
- Diseñar un talud experimental con el objeto de proporcionar mediciones de calidad en condiciones controladas sobre los procesos térmicos e hidrológicos de la interfaz suelo-vegetación-atmósfera y su acoplamiento con los efectos mecánicos.
- Elección de los sensores y su posicionamiento en el talud.

3. Caracterización del material

3.1 Toma de muestras

Las muestras de suelo a caracterizar en laboratorio han sido tomadas en el suelo que se utilizará para la construcción de la duna experimental, cerca del lugar donde se prevé su construcción, en el *Parc UPC Agròpolis.*

El *Parc UPC Agròpolis* es un espacio destinado a ubicar proyectos e investigaciones de la UPC y proyectos de universidad-empresa. Está situado en el Delta del Llobregat, muy cercano al aeropuerto, y en el término municipal de Viladecans, tal y como se muestra en la Figura 1.

Figura 1: Localización Parque UPC Agrópolis.

En la Figura 2 se observa el punto de extracción de muestras y el emplazamiento del futuro terraplén experimental, a escasos metros entre sí. La Figura 3 muestra el tipo de suelo presente en la zona.

Figura 2: Lugar de toma de muestras y del futuro emplazamiento del terraplén experimental.

Figura 3: Lugar emplazamiento futuro terraplén experimental.

En la Tabla 1 se recogen las coordenadas *UTM* del lugar de toma de muestras y del futuro emplazamiento del terraplén experimental.

	Coordenadas *UTM*	
	X	Y
Toma de muestras	41.289087	2.042825
Terraplén experimental	41.288492	2.043570

Tabla 1: Coordenadas UTM del lugar de la toma de muestras y del futuro emplazamiento del terraplén experimental.

3.2 Identificación básica

3.2.1 Granulometría

El suelo presenta una distribución heterogénea de los tamaños de sus partículas, clasificándose en bloques, bolos, gravas, arenas, limos o arcillas en función del tamaño de sus partículas, tal y como se muestra en la Tabla 2.

Tipo de suelo	**Tamaño de las partículas**
Bloques	>30 cm
Bolos	15 a 30 cm
Gravas	0.2 a 15 cm
Arenas	0.06 a 2 mm
Limos	2 a 60 µm
Arcillas	< 2 µm

Tabla 2: Clasificación básica de los suelos según el tamaño de sus partículas.

El comportamiento mecánico de un suelo está muy ligado al tamaño de las partículas, por lo que es importante conocer la distribución de los tamaños de las diferentes partículas que lo forman.

Con el objeto de determinar cuantitativamente la distribución del tamaño de las partículas de suelo se ha realizado dos ensayos, uno por tamizado para clasificar las partículas más gruesas, desde tamaño de gravas hasta 0.075 mm.

3.2.1.1 Análisis granulométrico de suelos por tamizado

A continuación se presentan los resultados obtenidos tras el ensayo granulométrico de la fracción de partículas superiores a 0,074mm.

MOSTRA: **AGRÓPOLIS UPC**

ASSAIG GRANULOMÈTRIC PER GARBELLAT

CÀLCULS PREVIS			
A	Mostra total seca a l'aire	426,68	g
B	Grossos sense rentar	20,49	g
C	Grossos rentats	------	g
E	Fracció fina seca	------	g
F	Mostra total seca	------	g
G	Fracció fina assaitjada seca a l'aire	150,13	g
H	Fracció fina assaitjada seca a l'aire	------	g

Garbells A.S.T.M.		Retingut entre garbells		Passa en mostra total		
Designació	Obertura (mm)	Grams en part fina assaig	Grams en mostra total	grams	%	
2 1/2"	63	------	0	426,68	100	
2"	50	------	0	426,68	100	
1 1/2"	38,1	------	0	426,68	100	
1"	25	------	0	426,68	100	
3/4"	19	------	0	426,68	100	
1/2"	12,5	------	0	426,68	100	
3/8"	9,5	------	0	426,68	100	
Nº 4	4,75	------	0,57	426,11	99,86641042	
Nº 10	2	------	2,06	424,05	99,38361301	Fins de grossos
Nº 16	1,18	0,65	2,068632518	421,9813675	98,89879242	0,31
Nº 40	0,425	4,69	13,07921002	408,9021575	95,83344836	0,39
Nº100	0,15	44,02	123,9400053	284,9621521	66,78591735	4,84
Nº200	0,075	7,1	20,39967828	264,5624739	62,00489216	1,19

Tabla 3: Resultados ensayo granulométrico por tamizado.

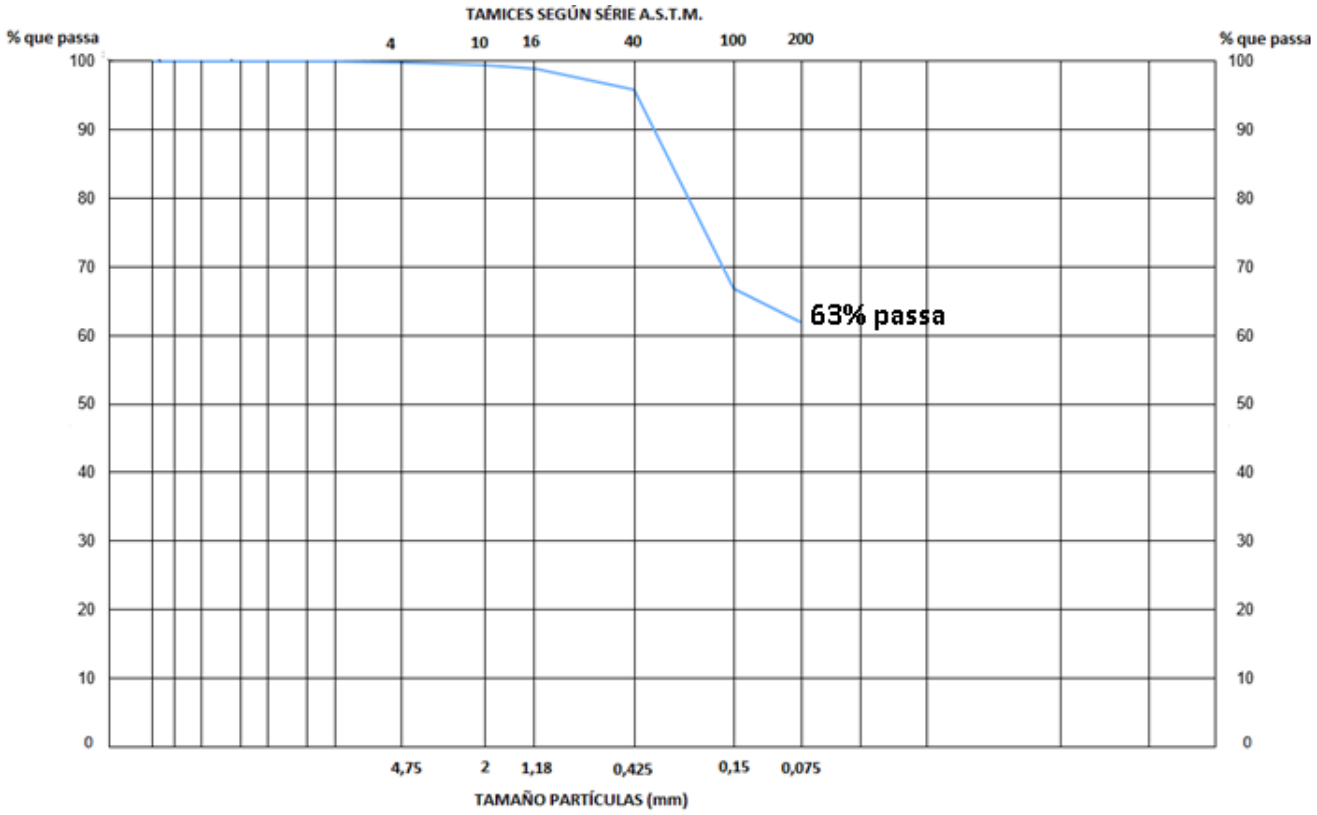


Figura 4: Curva granulométrica parte gruesa muestra de suelo Parc UPC Agròpolis.

La parte gruesa está formada por un 38% del total del peso de la muestra ensayada, de los cuales un 33.8% corresponde a arena fina (entre 0.425 a 0.075mm), un 3.5% a arena media (entre 0,425 y 2mm) y un 0,7% a arena gruesa (entre 2 y 4,75 mm). El 0,2% restante está formado por gravas, partículas de tamaño superior a los 4,75mm.

Se puede concluir que la parte gruesa está formada casi en su totalidad por arena fina, muy parecida a la arena de cerca playa del delta del Llobregat. Al tener un porcentaje inferior al 50% en peso de partículas superiores a 0,075mm se puede clasificar como un suelo de grano fino.

3.2.2 Límites de *Atterberg*

Los límites de *Atterberg* pertenecen, junto a los análisis granulométricos, a los ensayos de identificación de suelos. A diferencia de los ensayos granulométricos, que nos permiten conocer cuantitativamente las partículas finas, los límites de *Atterberg* nos permiten conocer cualitativamente el comportamiento de la fracción fina, motivo por el que son de mucha utilidad en geotecnia.

Estos valores se obtienen de forma experimental en laboratorio y son característicos de cada suelo. Valores elevados del límite líquido están relacionados con una deformabilidad o compresibilidad elevadas. Para la obtención del límite líquido y plástico se sigue la norma *UNE-103103-1994* y *UNE-103104-1993* respectivamente, detallados en el Anejo 1.2.

3.2.2.1 Determinación límite líquido (ωL)

Consiste en determinar la humedad a la que un surco en un suelo situado sobre una zona esférica (cuchara de Casagrande) se cierra en una longitud dada (12,5mm) cuando se dan 25 golpes sobre la base de la cuchara.

En la Tabla 4 se muestran los resultados de la cuchara de Casagrande para la obtención del límite líquido.

Resultados cuchara Casagrande, límite líquido				
nº de golpes	19	23	41	
Referencia de la tara	2	3	4	
Agua (g) = (t+s+a)-(t+s)	1,27	0,67	0,81	0
t+s+a (g)	16,88	15,19	15,48	
t+s (g)	15,61	14,52	14,67	
Tara (g)	12,04	12,54	12,08	
Suelo (g) = (t+s)-t	3,57	1,98	2,59	0
Humedad (%) = a/s*100	35,57	33,84	31,27	1
			LL=	**33,11**

Tabla 4: Resultados límite líquido con cuchara de Casagrande.

3.2.2.2 Determinación límite plástico (ω_P)

Consiste en determinar la humedad a la que aparecen fisuras en el suelo cuando se hace rodar entre la mano y una superficie plana y lisa formando un cilindro de unos 3 milímetros de diámetro.

En la Tabla 5 se muestran los resultados del ensayo para obtener la humedad correspondiente al límite líquido.

LÍMITE PLÁSTICO	
Número cilindros	12
Fecha ensayo	10/05/2016
Peso recipiente (*g*)	21.01
Peso recipiente + cilindros húmedos (*g*)	27.22
Peso recipiente + cilindros secos (*g*)	26.2
ω_P promedio: Humedad promedio límite plástico (%)	19.65

Tabla 5: Resultado humedad correspondiente al límite plástico.

3.2.2.3 Determinación Índice de plasticidad (IP)

El índice de plasticidad (*IP*) es intrínseco de cada suelo y aporta información sobre el incremento de humedad necesario para pasar del estado semisólido al líquido. Se define según la ecuación (1).

$$IP = \omega_L - \omega_P = 13{,}46 \qquad (1)$$

Dónde:

ω_L : Límite líquido = 33,11

ω_P: Límite plástico = 19,65

3.2.2.4 Análisis resultados

De los resultados obtenidos se puede concluir que la fracción fina del suelo tiene un comportamiento de baja plasticidad (*L*) , con un límite líquido de 33 y un límite plástico de 13.46, que da como resultado un Índice Plástico de 13. Este *IP* bajo nos indica un comportamiento poco plástico de los finos, que corresponde con un suelo limoso con algo de arcillas. Es por ello que debe prestarse atención a los cambios bruscos de humedad, dado que con relativamente poca variación de humedad (13%) pasa de un estado semi-sólido a uno fluido.

3.2.2.5 Clasificación del suelo de grano fino

Los suelos de grano fino se clasifican únicamente en función del valor de su límite líquido y de su índice plástico, según el Gráfico de Plasticidad de *Casagrande*

En la Figura 5 se muestra la clasificación obtenida con el gráfico de *Casagrande* para el suelo tomado en *Agrópolis UPC*: un suelo arcilloso de baja plasticidad (CL). Dado que está muy cerca de la línea A, la frontera que separa los limos de las arcillas, y según los resultados obtenidos por los ensayos de granulometría, se puede concluir que se trata de un limo arcilloso con un porcentaje de arenas finas de casi el 40%.

Hay que resaltar que los finos de este suelo tienen una plasticidad que se encuentra en la banda alta de la plasticidad típica de los suelos superficiales del Delta de Llobregat. En las Figuras 6 y 7 se puede comparar esta plasticidad y la granulometría del suelo ensayado con la de otros suelos citados en (Gens y Lloret, 2004).

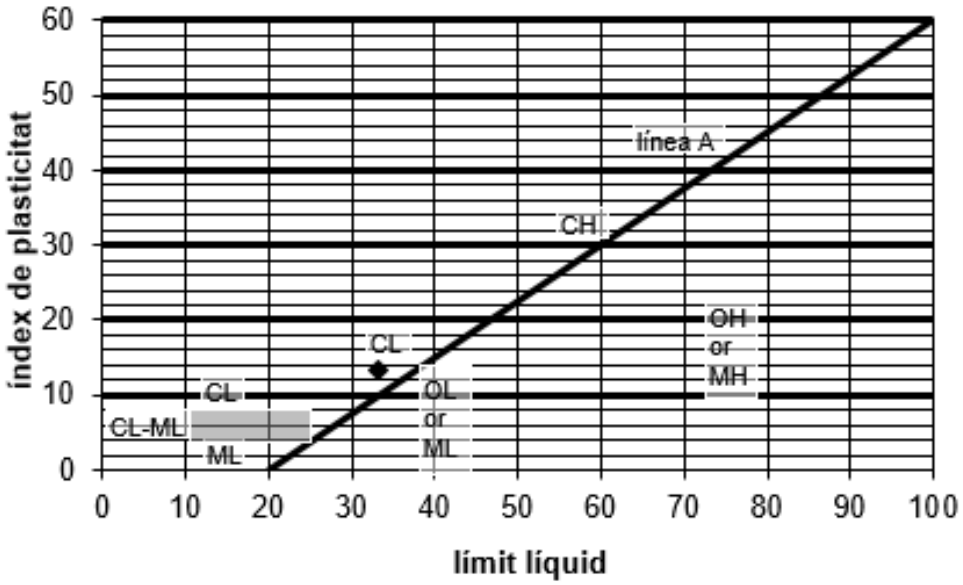


Figura 5: Gráfico de Casagrande para la clasificación del suelo de grano fino de Agrópolis.

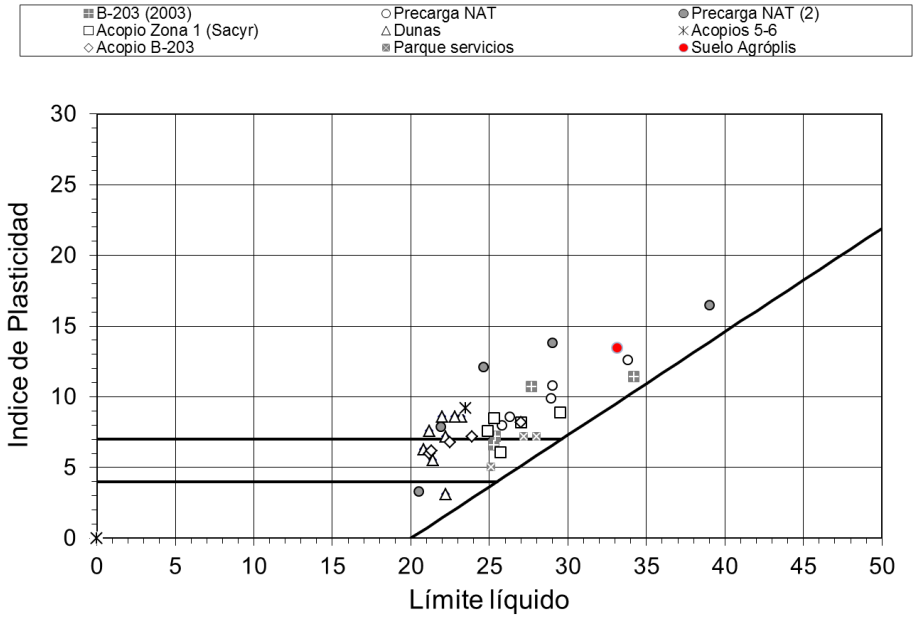


Figura 6 : Comparación de la plasticidad del suelo de Agrópolis con otros suelos del Delta del Llobregat citados en (Gens y Lloret, 2004)

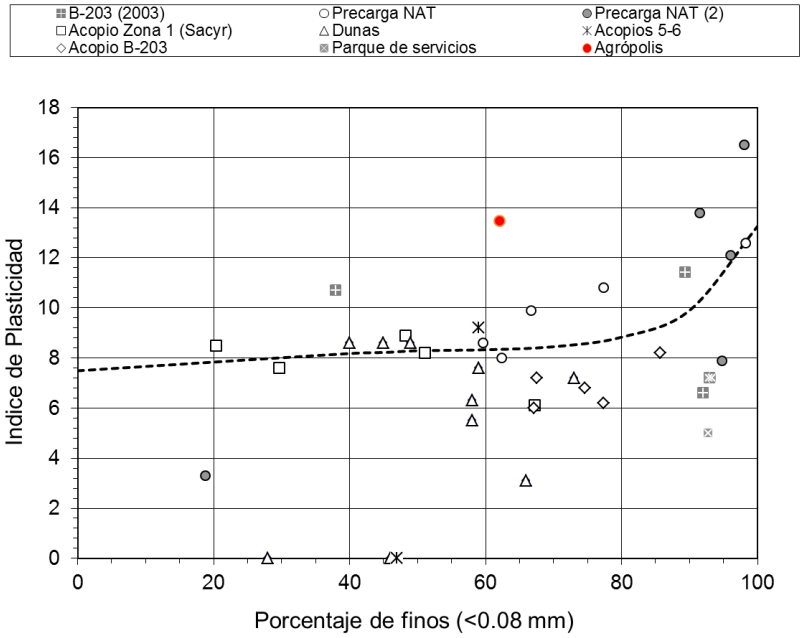


Figura 7: Comparación de la granulometría y plasticidad del suelo de Agrópolis con otros suelos del Delta del Llobregat citados en (Gens y Lloret, 2004)

3.2.3 Densidad de las partículas (γ_s)

Es el peso específico de las partículas que forman el esqueleto del suelo y su valor depende de los minerales que forman las partículas del suelo. Dada su escasa variabilidad, su valor suele aproximarse a 2,7 g/cm^3.

Para determinar el peso específico de las partículas sólidas en laboratorio se ha hecho uso del método del picnómetro (norma *UNE 103302-1994*), resumida en el Anejo 1.5.

En la Tabla 6 se resumen los resultados de las lecturas de alcohol y del peso antes y después de introducir la muestra en el picnómetro con alcohol.

Determinación densidad relativa de las partículas sólidas		
	Inicial	**Final**
Lectura (ml)	0,5	20,3
Volumen (cm^3)	0,5	20,3
Peso (g)	386,79 (picnómetro + alcohol)	440,36 (picnómetro + alcohol + suelo)

Tabla 6: Resultados lecturas volumen y peso del picnómetro.

Una vez determinado el volumen de las partículas sólidas (V_S) con el picnómetro, y conociendo el peso seco (W_S) de la muestra introducida, se obtiene el peso específico de las partículas sólidas (γ_S).

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} = \frac{(440{,}36-386{,}79)}{(20{,}3-0{,}5)} = \frac{53{,}57\ g}{19{,}8\ cm^3} = 2{,}705\ (g/cm^3)$$

La densidad relativa de las partículas sólidas es de 2,705 g/cm^3, que corresponde a una densidad típica en suelos.

3.2.4 Humedad natural (ω_{nat})

La humedad (ω) de un suelo se expresa como la relación en porcentaje entre el peso de agua existente en una masa de suelo y el peso de las partículas sólidas.

$$\omega\ (\%) = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100$$

Dónde:

ω : Humedad en %
W_W: Peso de agua en masa de suelo
W_S: Peso de las partículas sólidas

El contenido de humedad de una masa de suelo es la suma del agua libre, el agua capilar y el agua higroscópica del suelo, y es un parámetro muy importante, junto con el contenido de aire, para predecir el comportamiento del suelo.

Para determinar la humedad en laboratorio se ha usado el método de secado a horno (*UNE 103300-1993*). Este ensayo tiene por finalidad determinar el contenido de humedad de una muestra de suelo recogida en el Parque UPC Agrópolis. La descripción del equipo, procedimiento y resultados se detallan en el Anejo 1.6 de los ensayos de laboratorio.

MÉTODO SECADO AL HORNO			
Muestra número	1	2	3
Fecha toma muestra	17/03/2016	17/03/2016	17/03/2016
Fecha ensayo	17/03/2016	01/04/2016	07/04/2016
Peso recipiente (Tara)	63,39	174,95	191,1
Peso recipiente + suelo húmedo	151,51	517,3	326,5
Peso recipiente + suelo seco	137,39	457,96	302,57
ω_{nat} (%)	19,1	21,0	21,5
ω_{nat} promedio (%)	20,5		

Tabla 7: Resultados determinación humedad natural (%).

La humedad natural promedio del suelo tomado en *Agrópolis* es del 20,5%. Esta humedad es un poco elevada, pero se corresponde con las condiciones de lluvia del día de la toma de muestras. Teniendo en cuenta los valores del índice plástico y del límite líquido le correspondería un índice de consistencia del 94% ya que esta humedad natural estaría próxima al valor del límite plástico.

3.3 Propiedades hidráulicas

3.3.1 Curva de retención

Para analizar el comportamiento mecánico de los suelos no saturados hay que tener en cuenta que no se cumple la ley de tensiones efectivas propuesta por *Terzaghi, 1925* (2):

$$\sigma' = \sigma - P_w \qquad (2)$$

Un suelo parcialmente saturado tiene una resistencia mayor que uno totalmente saturado o seco. Esto es debido a la ascensión capilar del líquido a través de los intersticios del suelo, que genera una presión intersticial negativa. Esta ascensión capilar ejerce una tracción entre las partículas sólidas que proporciona una resistencia adicional que se anula al saturar el suelo.

La expresión más conocida para calcular la tensión efectiva actuante sobre las partículas en un medio no saturado es la de *Bishop, 1963 (3).*

$$\sigma' = (\sigma - P_a) + \chi\,(P_a - P_w) \qquad (3)$$

Dónde:

σ *:* tensión total
P_a : Presión del aire.
P_w : Presión del agua.
χ: Parámetro de Bishop
s : $P_a - P_w =$ Succión

Tal como se observa en la ecuación (3), *Bishop* incorpora una variable tensional llamada succión (*s*) con el fin de analizar el comportamiento mecánico de los suelos no saturados. El parámetro *X* tiene un valor comprendido entre [0 – 1] en función del grado de saturación del suelo, para suelo secos tiene un valor de 0 y para saturados un valor de 1.

La curva de retención se obtiene con el objeto de conocer la succión del suelo en función de su grado de saturación o humedad. Para ello se ha utilizado el tensiómetro modelo T5x fabricado por la empresa UMS. En el Anejo 1.7 se detalla el equipo y el método experimental seguido en laboratorio para su obtención

En la Tabla 8 se muestran los resultados de las succiones medidas con el tensiómetro en 6 muestras con grados de saturación distintos. La figura 8 muestra una medida típica con el tensiómetro donde se observa como la lectura de succión se estabiliza en un tiempo de unos cinco a seis minutos.

Muestra nº	1	2	3	4	5	6
Fecha	07/04	25/04	27/04	07/06	15/06	16/06
γ_d (g/cm^3)	1,38	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60
e: Índice poros	0,96	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69
ω (%): humedad	20,00	3,08	5,76	11,09	21,71	20,06
S_r (%)	56,22	12,09	22,60	43,55	85,47	78,99
s: Succión (kPa)	27,00	87,00	100,00	80,00	1,50	4,50

Tabla 8: Resultados de las medidas de succión

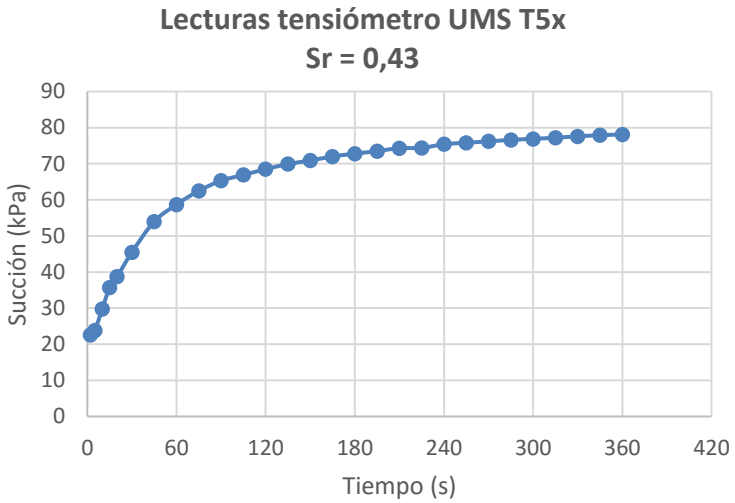


Figura 8: Lecturas tensiómetro muestra 4, Sr = 0,43 .

En la Figura 9 se muestran las succiones medidas para cada una de las muestras, en función de su grado se saturación (S_r).

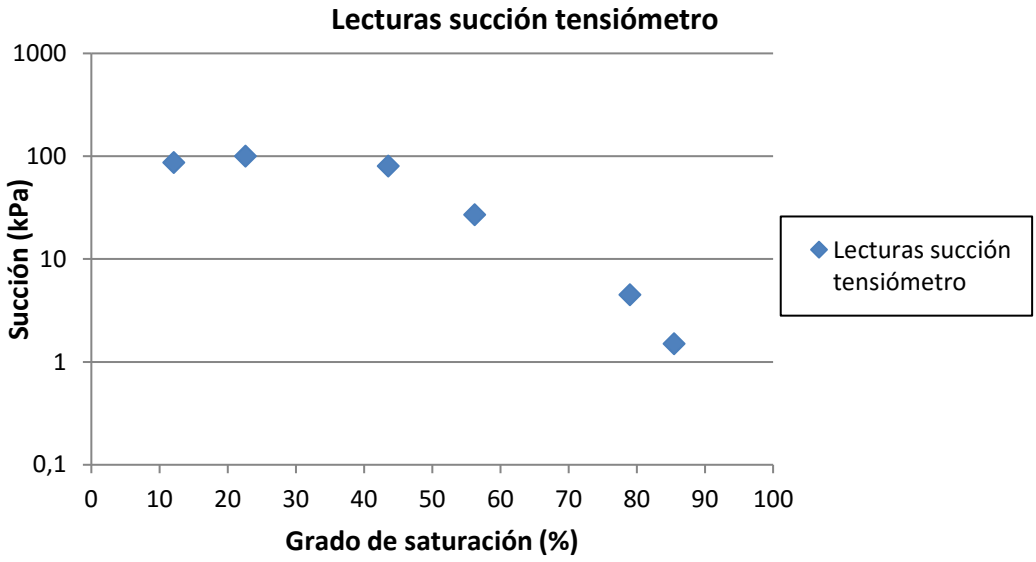


Figura 9: Lecturas succión en función del grado de saturación.

3.3.1.1 Análisis resultados

Una vez medida la succión para distintos grados de saturación se procede a obtener la curva de retención. Para ello se utiliza la aproximación de *Van Genuchten (1980)*, que relaciona el grado de saturación efectivo (*Se)* con la succión, ver ecuación (4).

$$S_e = \frac{S_r - S_{mín}}{S_{máx} - S_{mín}} = \left(1 + \left(\frac{P_a - P_w}{P}\right)^{\frac{1}{1-\lambda}}\right)^{-\lambda} \quad ; \quad P = \frac{\sigma_o}{\sigma} \qquad (4)$$

Dónde:

$S_{máx}$: Grado saturación máximo
$S_{mín}$: Grado saturación mínimo
S_r: Grado saturación
$P_a - P_w$: Presión aire – Presión agua = Succión
λ,P: Parámetros de *Van Genuchten*
σ_o: Tensión superficial agua a 20ºC = 0.072 N/m
σ: Tensión superficial líquido considerado, al tratarse de agua y considerando una temperatura de 20ºC = 0.072 N/m

La aproximación de *Van Genuchten* permite calcular el grado de saturación en función de la succión medida y de los parámetros de *Van Genuchten* y es muy usada para representar el comportamiento en suelos parcialmente saturados.

En la Tabla 9 se detallan los grados de saturación correspondientes a cada succión medida, y el grado de saturación calculado mediante ésta aproximación. Los parámetros de *Van Genuchten* se han obtenido con ayuda de un *solver* en *Excel*, para ello se ha encontrado la mínima suma de las diferencias de cada lectura elevadas al cuadrado. En la Tabla 10 se muestran los parámetros de *Van Genuchten* usados para aproximar la curva de retención por mínimos cuadrados.

		Lecturas tensiómetro	**Aproximación *Van Genuchten***	
Muestra nº	**S_r medido (%)**	**Succión (kPa)**	**S_r Van Genuchten en función lecturas tensiómetro**	**Error mínimo cuadrado**
1	56,22	27,0	56,82	0,35
2	12,09	87,0	26,33	202,75
3	22,60	100,0	23,60	0,99
4	43,55	80,0	28,09	238,79
5	85,47	1,5	83,02	5,98
6	78,99	4,5	81,51	6,33
			suma error al cuadrado	455,1863

Tabla 9: Lecturas tensiómetro en función grado de saturación y grado de saturación calculado según aproximación Van Genuchten (1980).

Parámetros Van Genuchten (solver)			
$S_{mín}$	**$S_{máx}$**	**P (kPa)**	**λ**
0,00	0,83	23,43	0,46

Tabla 10: Parámetros de Van Genuchten obtenidos por mínimos cuadrados.

En la Figura 10 se muestra la curva de retención obtenida. Se observa como el agua es liberada de los poros a succiones no muy elevadas, entre 10 y 100 kPa, donde el grado de saturación decrece rápidamente.

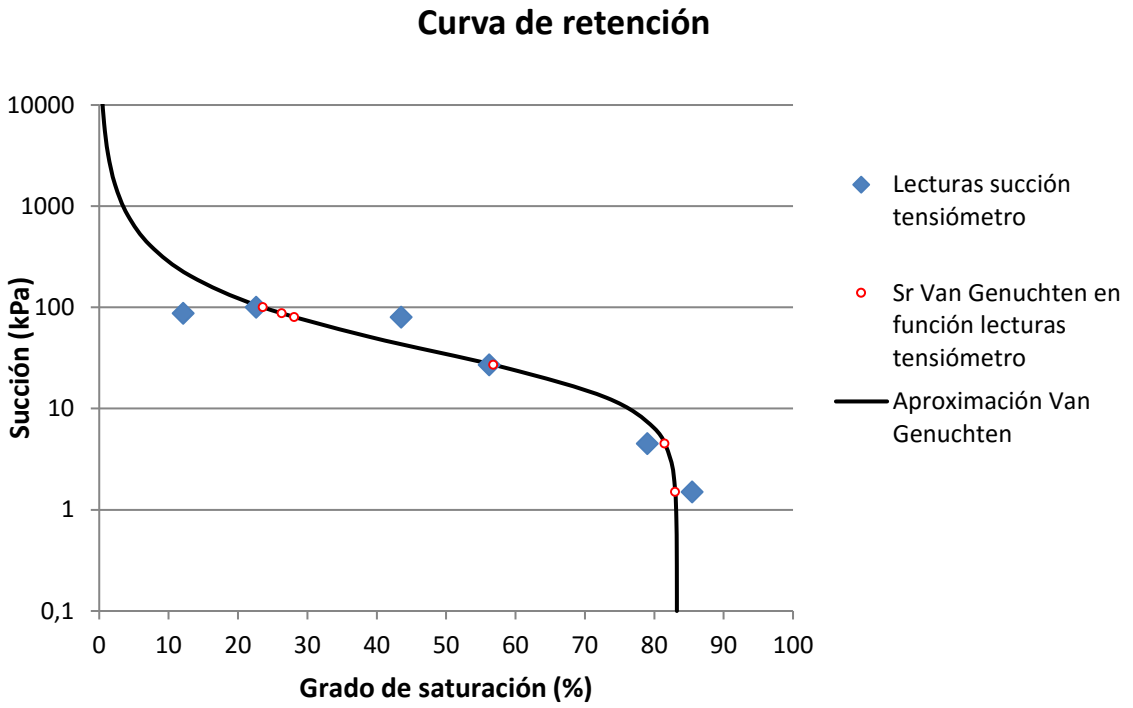


Figura 10: Curva de retención aproximada.

En la Figura 10 observamos como la aproximación de Van Genuchten no es muy precisa en las primeras 3 lecturas, con grados de saturación bajos. Sin embargo, para grados de saturación más elevados la aproximación es buena. Se observa asimismo como las medidas de succión realizadas no superan los 100 kPa, debido a las limitaciones del tensiómetro utilizado.

El grado de saturación se calcula en función de la humedad (ω), del índice de poros (e) y del peso específico de las partículas sólidas y del agua (γ_s , γ_w) según la ecuación (5).

$$Sr = \frac{\omega \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} \qquad (5)$$

El índice de poros (e) se calcula en función del peso específico de las partículas sólidas (γ_s) y del peso específico seco (γ_d) mediante la ecuación (6).

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \qquad (6)$$

Con un peso específico seco de 1.6 g/cm^3 y un peso específico de las partículas de 2,705 g/cm^3 el índice de poros tiene un valor de:

$$e = \frac{2{,}705}{1{,}6} - 1 = 0{,}6906$$

En la Tabla 11 se muestra el grado de saturación calculado en función de la humedad, de la porosidad, y del peso específico de las partículas sólidas y del agua.

S_r f(ω,γ_d, γ_s, γ_w e)					
γ_d (Mg/m^3)	γ_s (Mg/m^3)	γ_w (Mg/m^3)	e	ω (%)	S_r (%)
1,6	2,705	1	0,6906	1	3,9
				3	11,8
				5	19,6
				10	39,2
				15	58,8
				20	78,3
				20,50	80,3
				25,53	100,0

Tabla 11: Grado de saturación en función de la humedad, la densidad de las partículas y el índice de poros correspondiente a una densidad seca de 1,6 Mg/m³.

Suponiendo un contenido de humedad mayor del 10% (humedad natural un poco inferior al 20%) y densidades secas próximas a 1,6 g/cm^3 (índice de poros 0,6906) se estima que el grado de saturación del futuro terraplén experimental será mayor al 40%. Es por ello que la curva de retención obtenida será de utilidad para obtener la succión para los grados de saturación previstos, dado que para grados de saturación elevados la curva de retención obtenida con el modelo de *Van Genuchten* presenta un buen ajuste respecto a los puntos medidos en laboratorio. Sería interesante realizar más medidas con el objeto de obtener una mejor precisión en la estimación de la succión.

Una vez obtenida la curva de retención se puede estimar la succión en función del grado de saturación de la muestra, utilizando los parámetros de Van Genuchten anteriores (ver Tabla 10). En la Tabla 12 se presenta la succión estimada con el ajuste de la curva de retención con el modelo de *Van Genuchten* para diferentes grados de saturación.

Aproximación Van Genuchten	
Sr (%)	**s (kPa)**
$S_{máx.}$ = 83,26	0
83,23	0,5
76,36	10
70,46	15
64,47	20
58,88	25
53,91	30
49,55	35
45,75	40
39,57	50

34,82	60
31,09	70
28,09	80
25,64	90
23,60	100
13,40	200
9,54	300
6,20	500
3,45	1000
1,07	4000
0,33	16000

Tabla 12: Succiones previstas en función de S_r con el ajuste del modelo de Van Genuchten.

3.3.2 Permeabilidad o conductividad hidráulica saturada (K)

Con el objetivo de determinar la permeabilidad del suelo a utilizar en la construcción del terraplén se han realizado una serie de ensayos en laboratorio. Estimar un rango de permeabilidad es un aspecto muy importante en el presente proyecto para entender el comportamiento hídrico y mecánico del terraplén y el desarrollo de deslizamientos superficiales. Sin embargo, hay que tener en cuenta que la medida en el laboratorio sobre una muestra de pequeño tamaño puede ser diferente de la permeabilidad en el campo donde pueden existir heterogeneidades en el suelo y caminos preferentes para la circulación del agua. Por ejemplo, pequeños movimientos en el talud pueden producir grietas que aumenten mucho la permeabilidad vertical.

Dada la granulometría limosa del suelo se estiman permeabilidades bajas, del orden de 10^{-5}-10^{-9} m/s, que comporta una respuesta hídrica más lenta y consecuentemente una disipación también más lenta de la presión de agua intersticial. Esto es un aspecto a tener en cuenta durante la fase de construcción, para evitar roturas prematuras.

Se han realizado dos tipos de ensayos para determinar la permeabilidad en el suelo saturado:

- Método indirecto: retroanálisis (*backanalysis*) a partir de los descensos medidos en ensayos edométricos.
- Método directo: ensayo en célula triaxial con presión en cola bajo carga constante.

A continuación, se detallan los dos métodos seguidos, así como los resultados obtenidos, para la estimación de la permeabilidad o conductividad hidráulica del suelo:

3.3.2.1 *Método indirecto: Retroanálisis de ensayos edométricos*

- Procedimiento:

Se estima la permeabilidad a partir de los asientos medidos durante la fase de consolidación edométrica saturada previa al ensayo de corte saturado.

En la ecuación (7) se define el asiento total medido, que es igual al asiento instantáneo al aplicar la carga más el asiento debido a la consolidación primaria y secundaria.

$$\delta = \delta_0 + \delta_{prim.} + \delta_{sec.} \quad (7)$$

$$\delta = \delta_0 + \frac{2\Delta\sigma U_{(t)}}{E_m} + 2HC_\alpha(\log(t) - \log t_{90})$$

$$U_{(t)} = U \cdot T = U \cdot \left(\frac{c_v t}{H^2}\right)$$

$$c_v = \frac{0.848H^2}{t_{90}} \ (Método\ de\ Taylor) \ \rightarrow \ t_{90} = \frac{0.848H^2}{c_v}$$

Dónde:

δ (m) : Asiento que presenta la muestra en un tiempo (t).
H (m): Máxima distancia de drenaje en una muestra de altura 2H drenada por ambos extremos.
δ_0 (m): Asiento instantáneo debido al equipo.
$\Delta\sigma$ (kPa): Incremento de tensión al cargar la muestra.
$U_{(t)}$: Fracción de consolidación total en función del tiempo (t).
c_v (m^2/s): Coeficiente de consolidación para el escalón de carga correspondiente según el método de Taylor (t_{90}).
C_α : Coeficiente de consolidación secundaria.
E_m (kPa): Módulo edométrico.
t_{90} : Tiempo necesario para llegar al 90% de consolidación total

A partir de los descensos medidos durante la fase de consolidación en el equipo de corte, y con ayuda de un *solver* en *Excel,* se ha estimado el valor de la permeabilidad. Para ello se han obtenido los valores de δ_0, c_v, E_m y C_α de forma que sean los que hacen mínima la suma de los cuadrados de las diferencias entre las deformaciones medidas en el laboratorio y las estimadas por el modelo cuando se utilizan dichos parámetros.

El valor de la permeabilidad (*K*) se obtiene a través del coeficiente de consolidación (c_v), del módulo edométrico (E_m) y del peso específico del agua (γ_w) con la ecuación (8).

$$K\ (m/s) = \frac{c_v \cdot \gamma_w}{E_m} \qquad (8)$$

- Resultados y análisis:

En las Figuras 11, 13, 15 y 17 se presentan las permeabilidades obtenidas para diferentes incrementos de carga, con los valores de δ_0, c_v, E_m y C_α utilizados para obtener la mínima diferencia con los asientos reales medidos.

Todos los casos tienen una carga inicial de ±3.48 kPa, que corresponde a 1kp sobre la muestra, a los que posteriormente se aplica un incremento de carga distinto para cada caso.

En las Figuras 12, 14, 16 y 18 se muestran las lecturas obtenidas durante la consolidación en la fase edométrica, así como los descensos estimados a partir de los parámetros δ_0, c_v, E_m y C_α estimados y el desglose de los descensos calculados en función de si son de consolidación primaria o secundaria.

RESULTADOS ESTIMACIÓN PERMEABILIDAD MÉTODO INDIRECTO				
σ_o (kPa)	3,22			
$\Delta\sigma$ (kPa)	3,49			
Índice de poros promedio	0,741			
Parámetros estimados				
d_o (m)	**c_v m^2/s**	**c_α**	**E_m (kPa)**	**t_{90} (s)**
0,000973913	5,88E-08	0,000350	10695,17	3,41E+03
K estimada (m/s)	5,38E-11			
Suma error al cuadrado (mm^2)	8,24E-04			

Figura 11: Permeabilidad estimada con retroanálisis lecturas edómetro, Δσ = 3,49 kPa

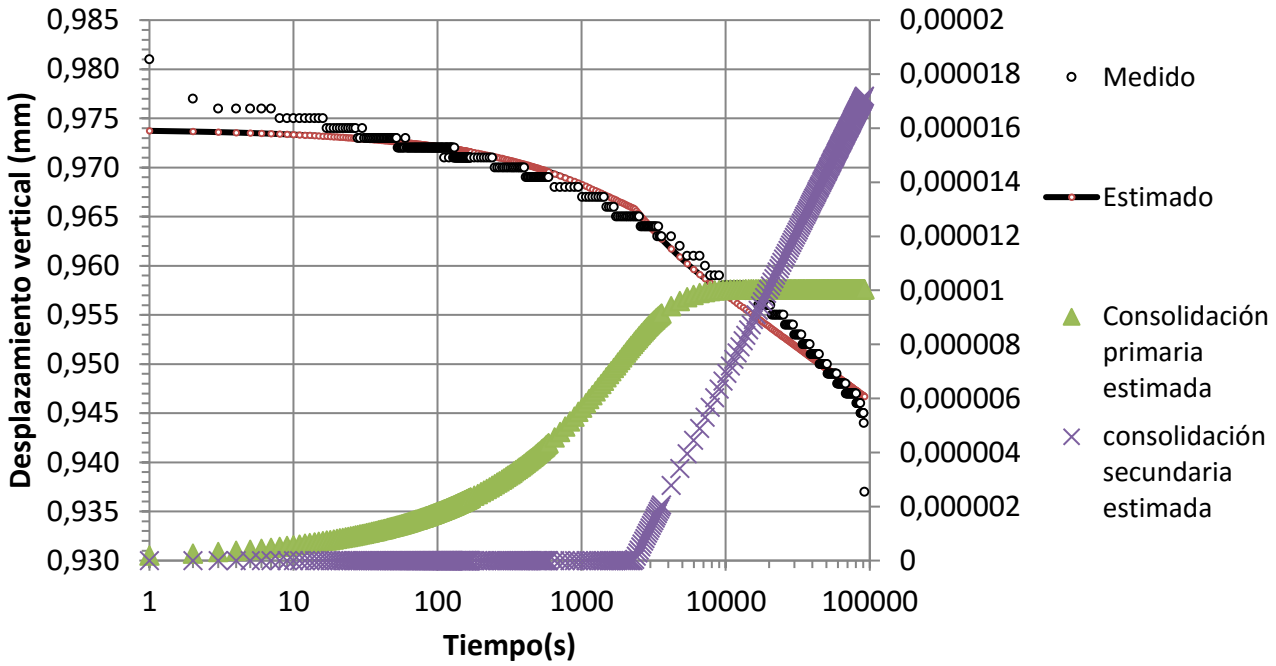


Figura 12: Consolidación medida en la fase edométrica y consolidación estimada a partir del retroanálisis de los descensos medidos en el edómetro. Δσ = 3,49 kPa.

RESULTADOS ESTIMACIÓN PERMEABILIDAD MÉTODO INDIRECTO Δσ (kPa)=10,61				
σ_o (kPa)	3,51			
Δσ (kPa)	10,61			
e promedio	0,690			
Parámetros estimados				
d_o (m)	**c_v m^2/s**	**c_α**	**E_m (kPa)**	**t_{90} (s)**
0,000310912	2,36E-05	0,001098	1732,71	8,60E+00
K estimada (m/s)	1,33E-07			
Suma error al cuadrado (mm^2)	7,50E-03			

Figura 13: Permeabilidad estimada con retroanálisis lecturas edómetro, Δσ = 10,61 kPa.

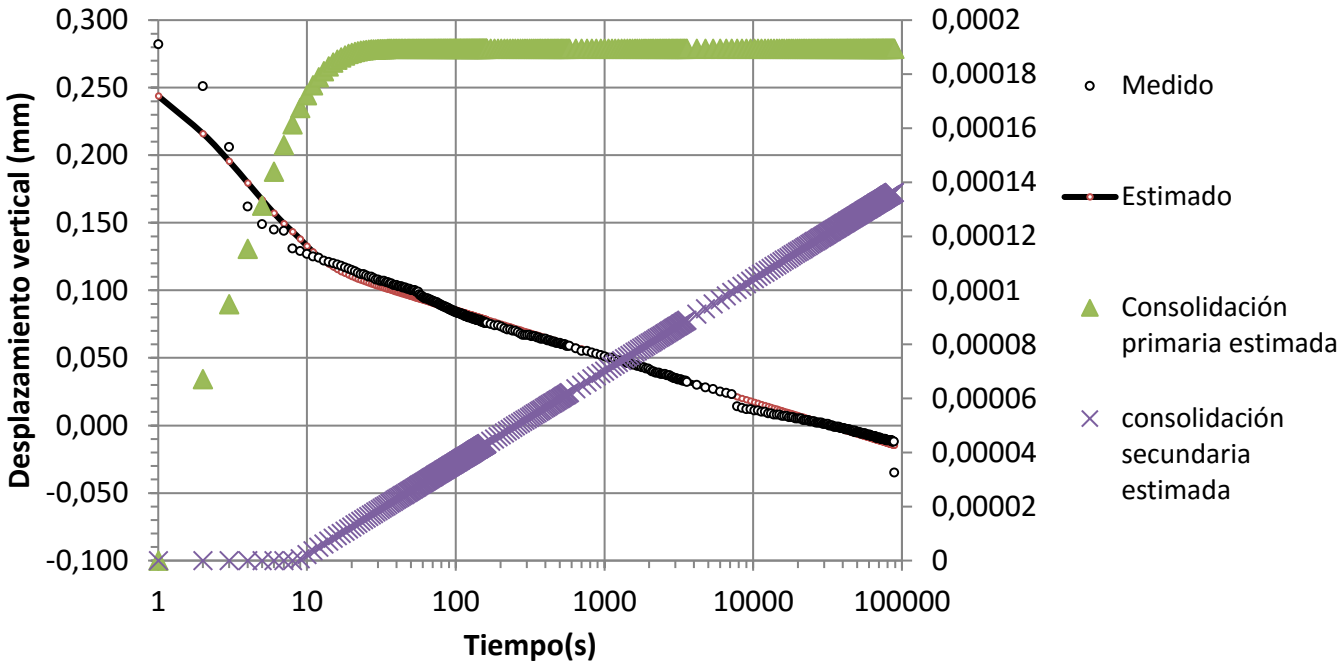


Figura 14: Consolidación medida en la fase edométrica y consolidación estimada a partir del retroanálisis de los descensos medidos en el edómetro. Δσ = 10,61 kPa.

RESULTADOS ESTIMACIÓN PERMEABILIDAD MÉTODO INDIRECTO Δσ (kPa)=17,59				
σ_o (kPa)	3,51			
Δσ (kPa)	17,59			
e promedio	0,685			
Parámetros estimados				
d_o (m)	**c_v m^2/s**	**c_α**	**E_m (kPa)**	**t_{90} (s)**
0,001065644	7,65E-06	0,001125	1284,54	2,56E+01
Permeabilidad estimada (m/s)	5,84E-08			
Suma error al cuadrado (mm^2)	1,29E-01			

Figura 15: Permeabilidad estimada con retroanálisis lecturas edómetro, Δσ = 17,59 kPa

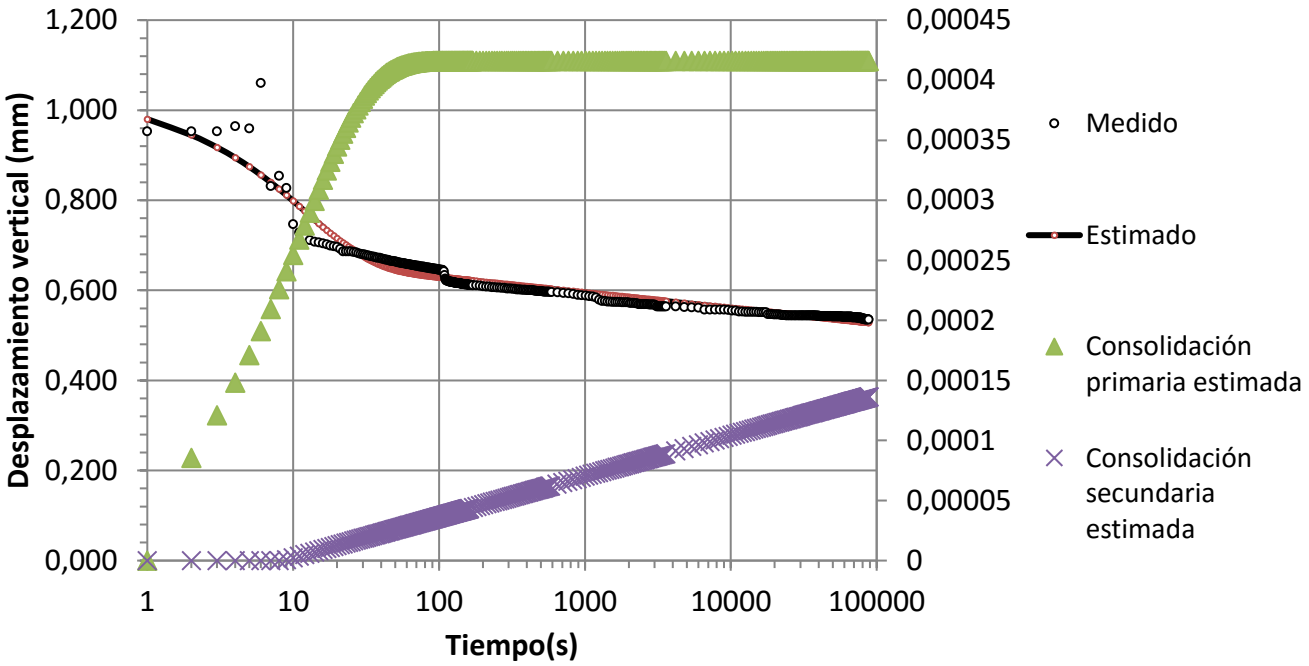


Figura 16: Consolidación medida en la fase edométrica y consolidación estimada a partir del retroanálisis de los descensos medidos en el edómetro. Δσ = 17,59 kPa.

RESULTADOS ESTIMACIÓN PERMEABILIDAD MÉTODO INDIRECTO Δσ (kPa) = 1,79				
σ_o (kPa)	3,58			
Δσ (kPa)	1,79			
e promedio	0,689			
Parámetros estimados				
d_o (m)	**c_v m^2/s**	**c_α**	**E_m (kPa)**	**t_{90} (s)**
0,00133205	5,67E-08	0,000136	6793,14	3,35E+03
K estimada (m/s)	8,18E-11			
Suma error al cuadrado (mm^2)	1,47E-04			

Figura 17: Permeabilidad estimada con retroanálisis lecturas edómetro, Δσ = 1,79 kPa.

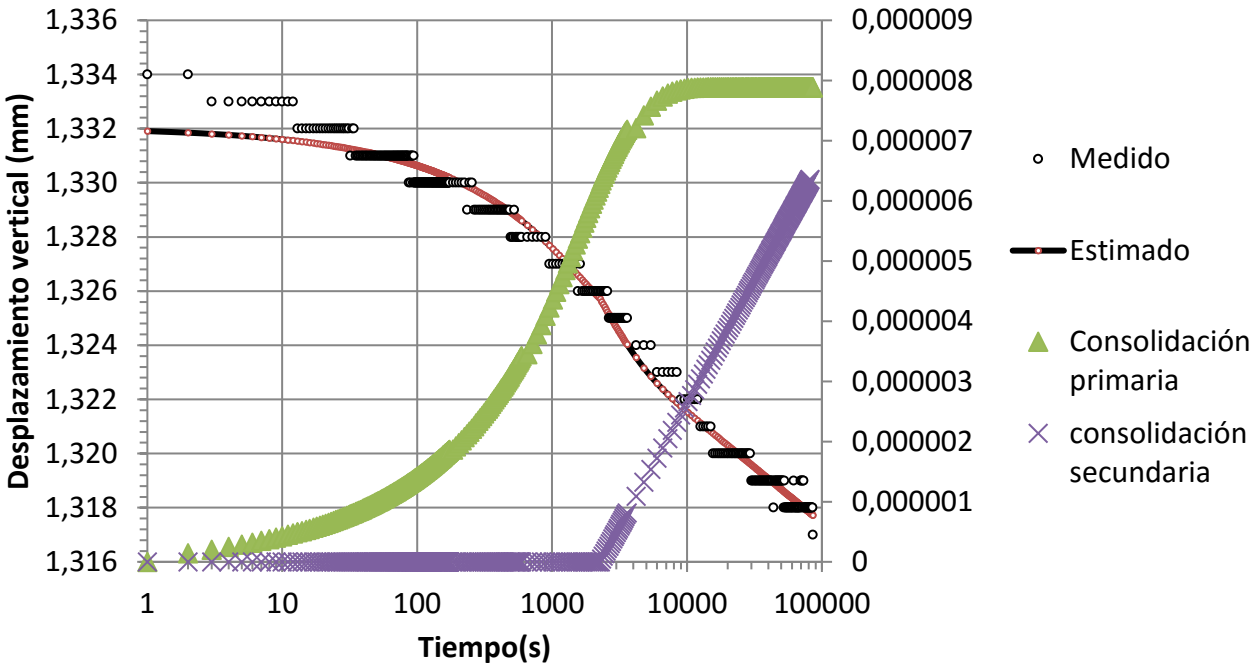


Figura 18: Consolidación medida en la fase edométrica y consolidación estimada a partir del retroanálisis de los descensos medidos en el edómetro. Δσ = 1,79 kPa.

En la Tabla 13 se resumen las permeabilidades estimadas en función del índice de poros promedio durante la fase edómetrica previa al ensayo de corte saturado, representándose los resultados en la Figura 19.

Resumen Permeabilidad edómetro ensayo de corte				
σ_o (kPa)	3,22	3,51	3,51	3,58
Δσ (kPa)	3,49	10,61	17,59	1,79
e promedio	0,741	0,690	0,685	0,689
K estimada (m/s)	5,38E-11	1,33E-07	5,84E-08	8,18E-11

Tabla 13: Permeabilidad estimada en edómetro ensayo de corte.

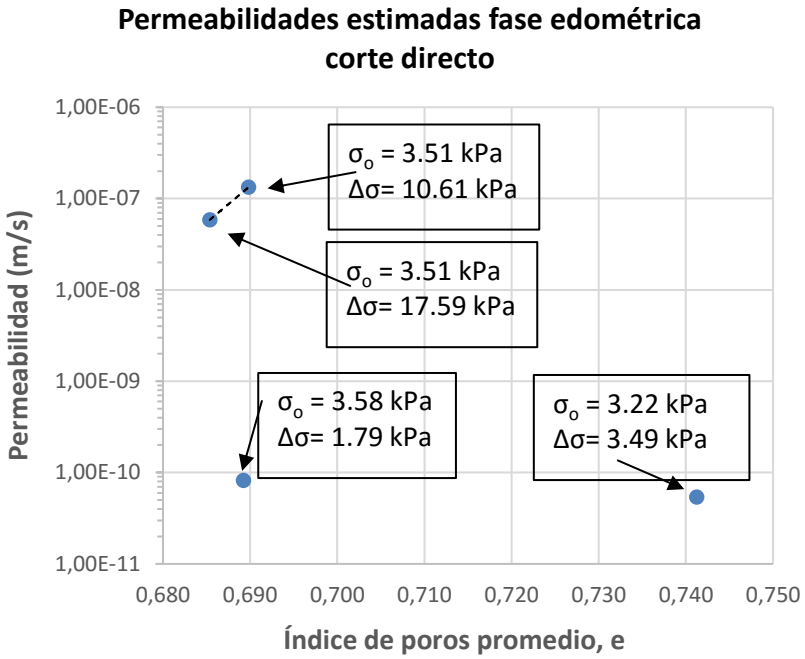


Figura 19: Resultados permeabilidad estimada en edómetro ensayo de corte.

Las permeabilidades del orden de magnitud de 10^{-7} - 10^{-8} (m/s), obtenidas con los incrementos de carga más elevados, son típicas de los limos. En referencia a las permeabilidades estimadas del orden de 10^{-11} - 10^{-10} m/s, estas son demasiado bajas para el índice de poros de la muestra comparándolo con los otros resultados obtenidos y según la naturaleza limosa del suelo. Estos valores anómalos de permeabilidad no son representativos y pueden deberse a que en ambos casos el incremento de carga aplicado es muy pequeño, con lo que la estimación de la permeabilidad no es nada precisa.

3.3.2.2 Método directo: ensayo en célula triaxial con presión en cola bajo carga constante.

- Equipo

- Equipo triaxial compuesto por:

  Célula triaxial, piedras porosas, membrana para la muestra, expansor de membrana, controlador de presión de cámara (GDS), controlador de volumen y de presión de cola (GDS), transductor de presión de poros, célula de carga y colector de agua.

- Muestra a la densidad seca inicial requerida (1,6 g/cm^3).

- Balanza con precisión de 0,01 gramos.

- Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable (110 ±5 ^{o}C).

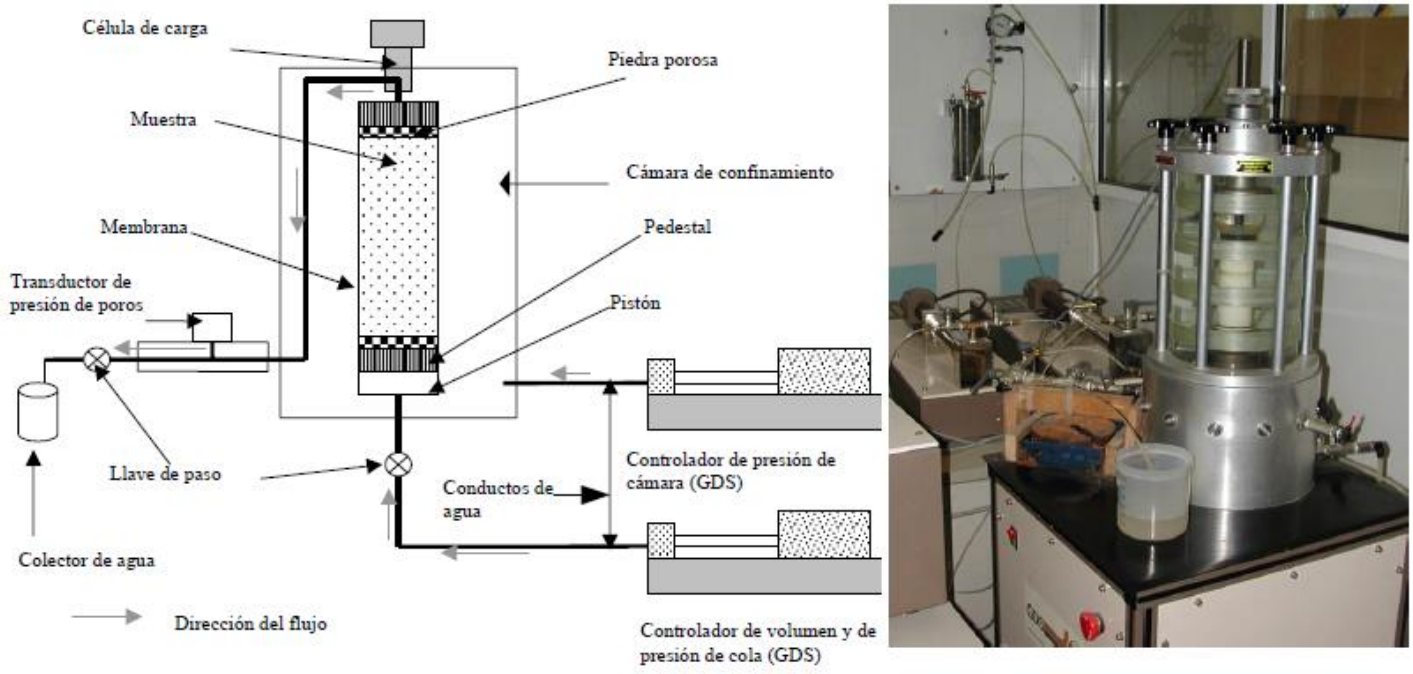


Figura 20: Esquema y fotografía del equipo triaxial utilizado en el Laboratorio de Suelos del Campus Nord de la UPC. Fuente: Apuntes Mecánica de Suelos Máster Ingeniería del Terreno UPC.

- Procedimiento

- **Preparación de la muestra:**
  - Tamizar el suelo de forma que no haya terrones
  - Poner aceite en paredes molde, quitando el exceso
  - Montar el molde para la muestra y cerrarlo con el anillo
  - Llenar el molde con el peso de muestra requerido para llegar a la densidad seca inicial necesaria, con ayuda de un pisón pequeño, y disponiendo una piedra porosa en su parte superior.
  - Poner en base triaxial con una piedra porosa en la parte inferior de la muestra.
  - Quitar el anillo del molde de forma que la muestra quede liberada.
  - Colocar la membrana dentro del expansor de membrana, creando un vacío entre la membrana y el expansor. Seguidamente se coloca cubriendo la muestra compactada, eliminando el vacío y consiguiendo que la membrana se apriete en torno a la muestra. Se retira el expansor de membrana quedando la muestra cubierta por la membrana.

- Anclar la célula triaxial sobre la base del triaxial, y con la muestra cilíndrica en su interior.
- Conectar la base del triaxial a los controladores de presión y de volumen (*GDS*), y a la cabeza el transductor de presiones de poros.

- **Saturación de la muestra:**

Con el fin de conseguir una muestra libre de aire en sus poros se procede a la saturación de la muestra, manteniendo una presión de confinamiento y de cola constantes e induciendo un flujo de agua a través de la muestra.

- **Ensayo en célula triaxial con presión en cola bajo carga constante.**

Una vez saturada la muestra se procede a aplicar diferentes confinamientos, manteniendo la presión de cola constante. A partir de la pendiente entre el volumen de agua que pasa por la muestra y el tiempo transcurrido obtenemos el caudal que pasa por la muestra, y conociendo el gradiente hidráulico aplicado obtenemos la permeabilidad para cada uno de los confinamientos y gradientes.

- Resultados y análisis

En la Figura 21 se muestra la fase de saturación de la muestra, con un volumen de agua inyectado de aproximadamente 27,3 cm^3, (este volumen se ha estimado teniendo en cuenta la humedad y densidad inicial del suelo), una presión de confinamiento (*p*) de 49 kPa y una presión de cola, o presión intersticial en la base inferior, de 29 kPa. A partir de la pendiente entre el volumen y el tiempo al final de la fase se obtiene el caudal que circula a través de la muestra, obteniéndose una primera permeabilidad conociendo el gradiente hidráulico aplicado a la muestra.

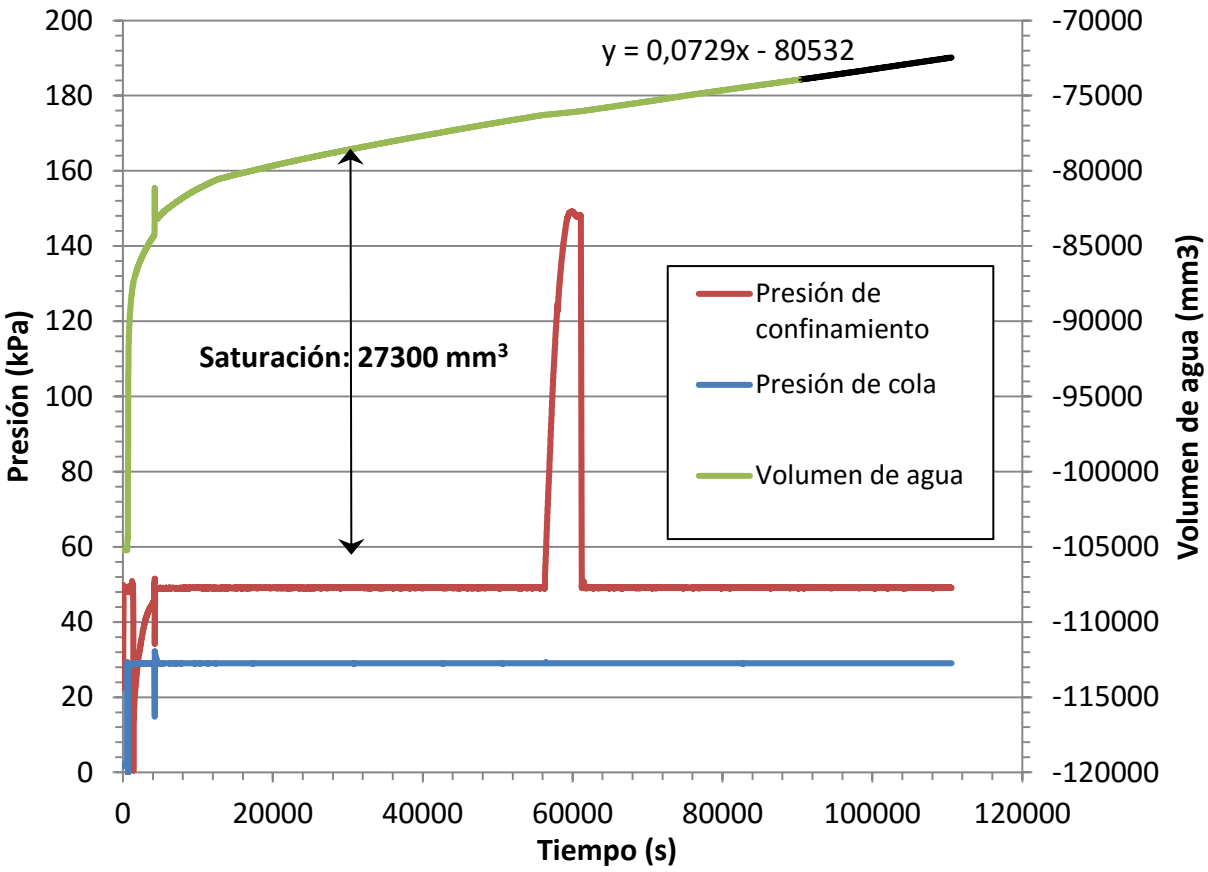


Figura 21: Fase saturación de la muestra con primera medición de la permeabilidad al final de la fase (muestra totalmente saturada).

En la Figura 22 se representan los resultados obtenidos con la variación del confinamiento de la muestra, midiendo la presión intersticial aplicada en la cola, en la base de la muestra y el volumen de agua que atraviesa la muestra en función del tiempo. Conociendo el gradiente aplicado a la muestra, y a partir de la pendiente entre el volumen de agua y el tiempo (caudal que fluye a través de la muestra) es posible obtener la permeabilidad para cada uno de los confinamientos aplicados.

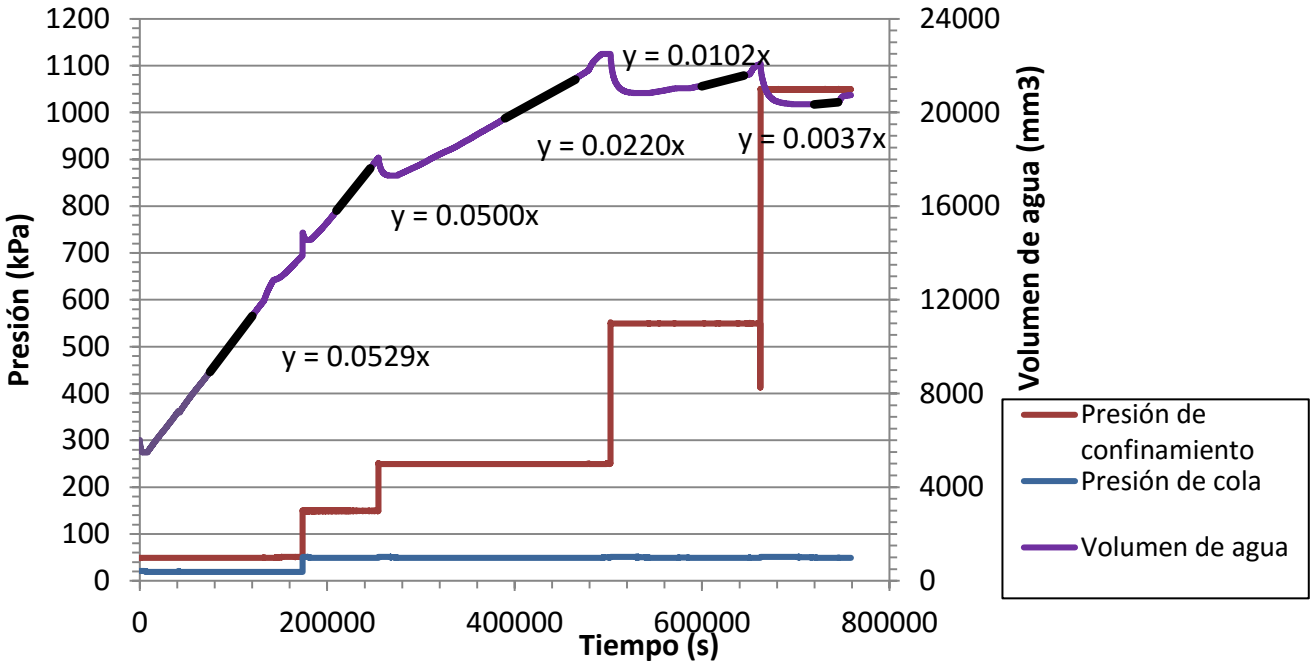


Figura 22: Resultados obtenidos del ensayo triaxial para distintos confinamientos.

El gradiente hidráulico (*i*) aplicado a la muestra se calcula fácilmente a partir de las medidas de presión de poros en la base, y conociendo la altura de la muestra, a partir de la ecuación (9).

$$i = \frac{h_2 - h_1}{L} \qquad (9)$$

Dónde:

h_2 y h_1: alturas piezométricas de la parte superior e inferior de la muestra respectivamente.

L = Longitud de la muestra atravesada por el fluido.

La altura piezómetrica (*h*) se define como la energía en un determinado punto del fluido en movimiento y está formada por tres componentes: la altura geométrica, la altura de presión de agua y la altura de velocidad de agua:

$$h\,(m) = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g}$$

Dónde:

z : altura geométrica desde un plano de referencia z=0 elegido arbitrariamente.
u: presión de agua en el punto considerado.
γ_w: peso específico del agua
v: velocidad del flujo
g: aceleración de la gravedad

Debido a que las velocidades de flujo de agua a través del suelo son muy reducidas, y tratándose de material relativamente impermeable como los limos, se desprecia la componente de altura por velocidad, definiéndose la altura piezométrica únicamente como la suma de la altura geométrica i la altura debida a las presiones de agua.

Finalmente definimos el gradiente hidráulico como:

$$i = \frac{\left(z_2 + \frac{u_2}{\gamma_w}\right) - \left(z_1 + \frac{u_1}{\gamma_w}\right)}{L}$$

Tomando como plano de referencia z = 0 el punto inferior de la base tenemos que z_1=0 y z_2 = altura de la muestra. La presión en la parte superior de la muestra es también conocida, siendo la atmosférica y con un valor de 0, restando únicamente por conocer el valor de la presión de agua en la parte inferior de la muestra, valor recogido por el controlador de presión de cola durante la realización del ensayo triaxial.

Una vez conocido el gradiente hidráulico (*i*) para cada uno de los confinamientos, y conocido el caudal (*Q*) y el área que atraviesa la muestra (*A*) obtenemos el valor del coeficiente de conductividad hidráulico o permeabilidad (*K*).

$$Q\ \left(\frac{m^3}{s}\right) = K\ \left(\frac{m}{s}\right) \cdot i \cdot A\ (m^2)$$

$$q\ \left(\frac{m}{s}\right) = K\ \left(\frac{m}{s}\right) \cdot i$$

$$K\ \left(\frac{m}{s}\right) = \frac{q\left(\frac{m}{s}\right)}{i}$$

En la Tabla 14 se muestran los parámetros y medidas de la muestra antes y después del ensayo:

Inicio ensayo		
Diámetro	50	mm
Altura	70,5	mm
Densidad partículas	2,705	Mg/m3
Peso con humedad natural	247,28	g
Humedad natural	0,1448	
Volumen inicial	138,43	cm3
γ_n	1,79	Mg/m3
γ_d	1,56	Mg/m3
e inicial	0,73	
S_r inicial	0,53	
Volumen agua hasta saturación	27,30	cm3

Final ensayo		
T+S+A	527,07	g
T+S	488,59	g
T	273,22	g
S	215,37	g
A	38,48	g
Humedad natural	0,178669	
γ_n	2,15	Mg/m3
γ_d	1,82	Mg/m3
e final	0,48	
Sr final	1	
V final	118,10	cm3
Vs	79,62	cm3

Tabla 14: Medidas y parámetros de la muestra al inicio y fin del ensayo.

En la Tabla 14 se observa como la muestra ha sufrido una densificación al reducirse su índice de poros debido al confinamiento creciente aplicado a la muestra. Se observa también como la muestra ha pasado de tener un grado de saturación del 53% hasta un grado de saturación final del 100%. Conociendo el volumen de la muestra total y el porcentaje de huecos sin saturar obtenemos el volumen de agua necesario para saturar los poros completamente.

En la Figura 23 se grafica la disminución del volumen de la muestra a medida que la muestra se confina a tensiones mayores.

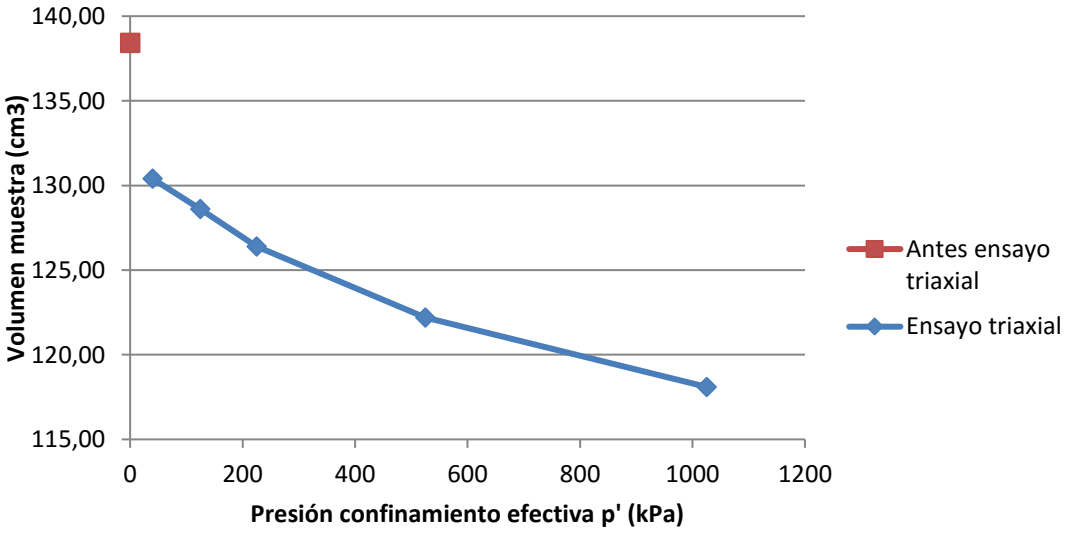


Figura 23: Disminución del volumen de la muestra con el aumento de la presión de confinamiento efectiva.

En la Tabla 15 se resumen los resultados obtenidos mediante la realización del ensayo triaxial para la determinación de la permeabilidad de la muestra para distintos confinamientos. Se observa como el logaritmo de la permeabilidad es proporcional al índice de poros de la muestra, a mayor índice de poros más conductividad hidráulica tendrá el suelo, dado que habrá un mayor número de poros por donde pueda circular el agua.

Pendiente Vol/tiempo	Q (mm^3/s)	q (m/s)	$h_1 = u/\gamma_w$ (m)	$h_2 = z$ (m)	i	k (m/s)	V_0 (mm^3)	V_1 (mm^3)	ΔV_w (mm^3)	p (kPa)	u(kPa)	p'(kPa)	Volumen muestra (cm^3)	e
y = 0.0729x	0,0729	3,713E-05	2,96	0,0705	40,9	9,07E-10	0	0	0	49,00	29,00	34,50	0,00	0,617
y = 0.0529x	0,0529	2,694E-05	1,94	0,0705	26,5	1,02E-09	6200	5000	2400	49,08	19,00	39,58	130,40	0,638
y = 0.0500x	0,05	2,546E-05	4,99	0,0705	69,8	3,65E-10	15000	14100	1800	149,12	49,00	124,62	128,60	0,615
y = 0.0220x	0,022	1,120E-05	4,99	0,0705	69,9	1,60E-10	18100	17000	2200	249,20	49,00	224,70	126,40	0,588
y = 0.0102x	0,0102	5,195E-06	5,00	0,0705	69,9	7,44E-11	22501	20400	4202	549,35	49,00	524,85	122,20	0,535
y = 0.0037x	0,0037	1,884E-06	5,00	0,0705	69,9	2,70E-11	22100	20050	4100	1049,48	49,05	1024,96	118,10	0,483
								suma	14702					

Tabla 15: Resultados obtenidos tras el ensayo en célula triaxial para la determinación de la permeabilidad para distintos confinamientos.

En la Figura 24 se muestra la permeabilidad obtenida mediante el ensayo con el equipo triaxial y mediante la fase edométrica del ensayo de corte directo. Se observa como a mayor índice de poros mayor es la conductividad hidráulica del suelo debido al menor empaquetamiento de las partículas que lo forman. Tal y como se ha explicado en el *Capítulo 3.3.2.1* de determinación de la permeabilidad a partir de la fase edométrica del corte directo, las permeabilidades obtenidas con incrementos de carga muy pequeño no son representativas (10^{-11} - 10^{-10}) y no se han considerado, tal y como se muestra en la Figura 24.

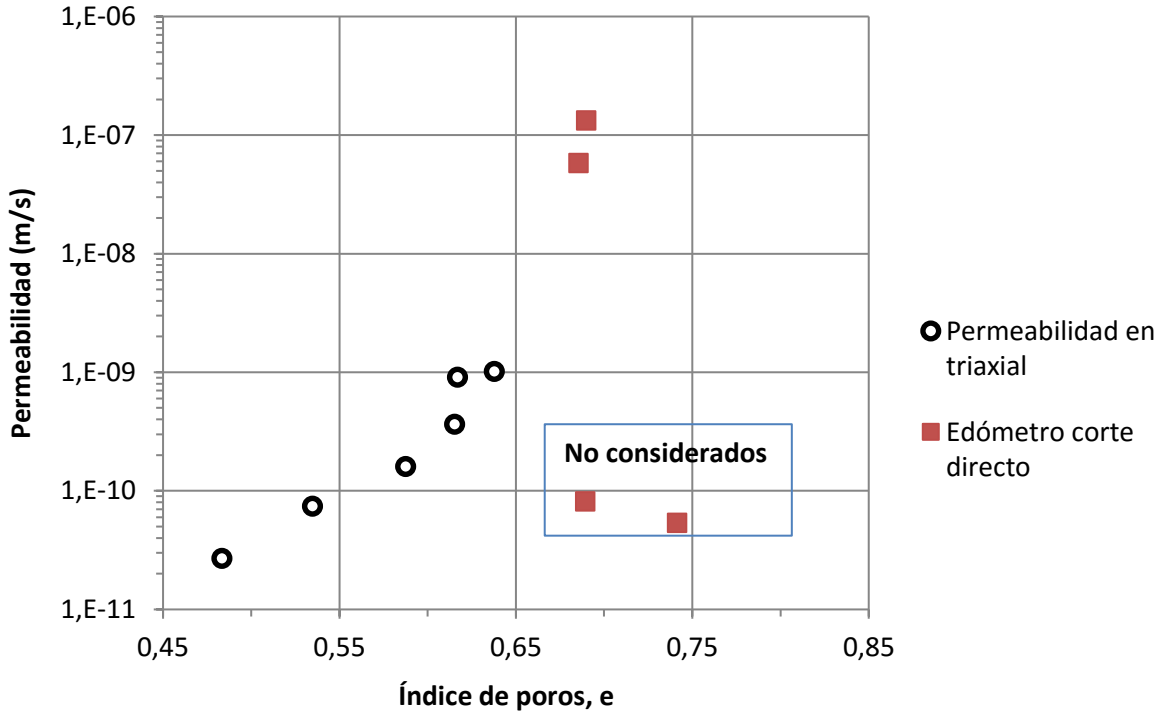


Figura 24: Permeabilidad estimada en triaxial y en edómetro corte directo. Línea de tendencia resultado triaxial.

En la Figura 25 se presenta la línea de tendencia de las permeabilidades estimadas con la célula triaxial.

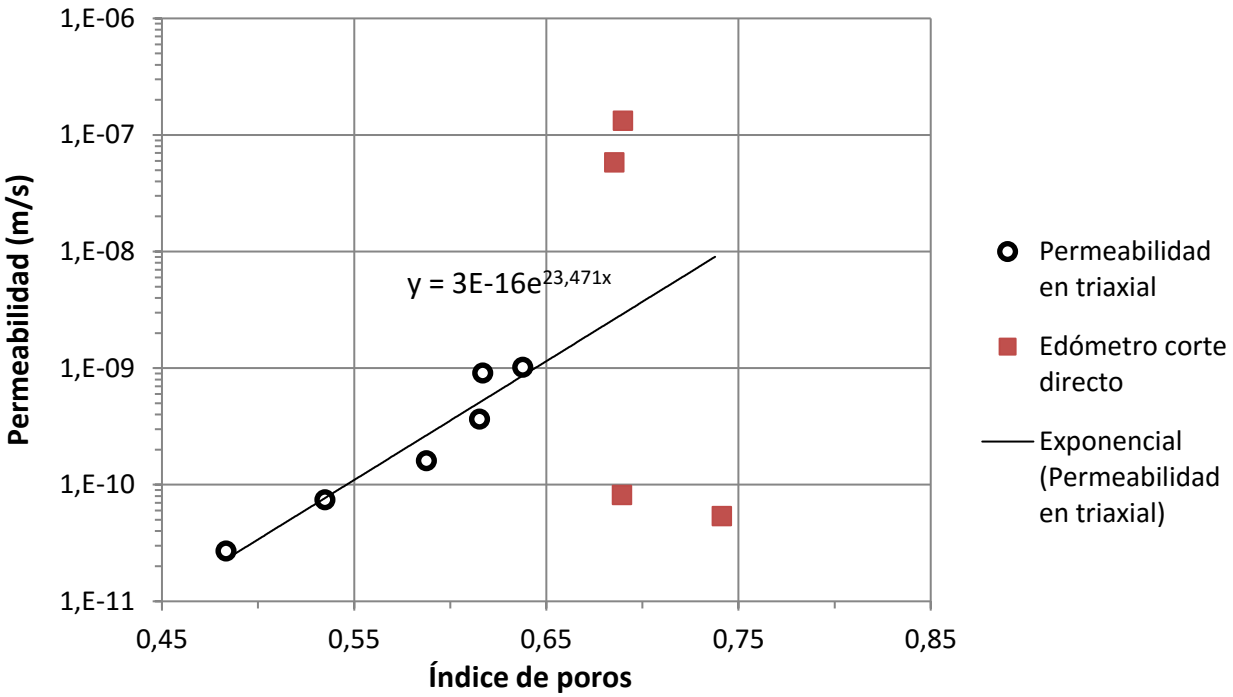


Figura 25: Línea de tendencia permeabilidad estimada a partir triaxial.

Mediante esta línea de tendencia se estima la conductividad hidráulica de los limos de Agrópolis, en condiciones saturadas, en función del índice de poros del suelo. Se estima que para una densidad seca de 1.6 g/cm^3 y una densidad de las partículas de 2.705 g/cm^3, correspondiente a un índice de poros de 0.69, la conductividad hidráulica es de 3,28·10^{-9} m/s.

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 = \frac{2{,}705}{1{,}6} - 1 = 0{,}6906$$

$$K = 3 \cdot 10^{-16} \cdot e^{23{,}471 \cdot 0{,}6906} = 3{,}28 \cdot 10^{-9} \ \frac{\mathrm{m}}{\mathrm{s}}$$

$$(\text{índice de poros de referencia} = 0.69)$$

Sin embargo, como se ha mencionado, la permeabilidad real puede ser más alta si la densidad del suelo es más baja (K≈ 10^{-6} m/s, si la densidad seca es de 1.4 g/cm^3) o existen grietas verticales.

3.3.3 Permeabilidad intrínseca (k)

La conductividad hidráulica (K) estimada en el apartado anterior no es un parámetro intrínseco del suelo, dado que no solo depende de las propiedades del medio poroso, sino que también depende de las propiedades del fluido que fluye a través de este.

Un fluido más viscoso se moverá más lentamente que un fluido menos viscoso, es por ello que es necesario definir un valor para la permeabilidad que sea función exclusivamente del medio poroso, la permeabilidad intrínseca (k). La conductividad

hidráulica es proporcional al peso específico del fluido e inversamente proporcional a la viscosidad dinámica del fluido, tal y como se muestra en la ecuación (10).

$$K = k\frac{\gamma}{\mu} \qquad (10)$$

Dónde:

K: Conductividad hidráulica (m/s).
k: Permeabilidad intrínseca (m^2).
γ: Peso específico del fluido (N/m^3).
μ: Viscosidad dinámica del fluido (Pa·s).

Finalmente se obtiene el valor de la permeabilidad intrínseca para un índice de poros de 0.69:

$$k_0 = K \cdot \frac{\mu}{\gamma} = 3{,}28 \cdot 10^{-9} \cdot \frac{0.001}{9800} = \quad 3{,}35 \cdot 10^{-16} \ (m^2)$$

$$(índice\ de\ \text{poros referencia} = 0{,}6906)$$

Nota: Valor viscosidad dinámica del agua para una temperatura de 20 ºC= 0.001 Pa·s .

La permeabilidad intrínseca en función de la porosidad, utilizada en la ley de flujo de Darcy (ecuación (11)), se calcula en el presente trabajo según el modelo de *Kozeny* expresado en la ecuación (12).

$$q_l = -\frac{\boldsymbol{k}k_{rl}}{\mu_l}(\nabla \mathrm{P}_l - \rho_l g) \qquad (11)$$

Dónde:

k: Permeabilidad intrínseca.
k_{rl}*:* Permeabilidad relativa de la fase líquida, ver *Capítulo 3.3.4*.
μ_l: Viscosidad dinámica de la fase líquida.
∇P_l : Gradiente de presiones de la fase líquida.

$$k = k_0 \frac{\Phi^3}{(1-\Phi)^2}\frac{(1-\Phi_0)^2}{\Phi_0^3} \qquad (12)$$

Dónde:

Φ: Porosidad.
Φ_0: Porosidad de referencia.
K_0: Permeabilidad intrínseca medida con Φ_0.

El valor de la porosidad de referencia para un índice de poros de 0,6906 es de:

$$\Phi_0 = \frac{e_0}{1 + e_0} = \frac{0{,}6906}{1 + 0{,}6906} = 0{,}4085$$

3.3.4 Permeabilidad relativa (*kr*)

La permeabilidad relativa se expresa en la ecuación (13) como el cociente entre la permeabilidad intrínseca no saturada y la permeabilidad intrínseca saturada, definida en el *Capítulo 3.3.3*. Es un parámetro importante para estimar la permeabilidad intrínseca en un medio poroso parcialmente saturado.

$$k_r = \frac{k_{nosaturado}}{k_{saturado}} \quad (13)$$

Existen diversas expresiones para calcular la permeabilidad relativa del líquido, entre las más extendidas el modelo de *Van Genuchten* (ecuación 14), desarrollado con el estudio de arenas, y el "*modelo de potencia generalizado"* (ecuación 15).

Modelo Van Genuchten: $$k_{rl} = \sqrt{S_e}\left(1 - \left(1 - {S_e}^{1/\lambda}\right)^{\lambda}\right)^2 \quad (14)$$

Dónde:

S_e: Grado de saturación efectiva (véase *Capítulo 3.3.1 Curva de retención*).
λ: Potencia del modelo de Van Genuchten, típicamente 0.3.

Modelo de potencia generalizado: $$k_{rl} = A \cdot S_e^{\lambda} \quad (15)$$

Dónde:

A: Constante, típicamente 1
S_e: Grado de saturación efectiva (véase *Capítulo 3.3.1 Curva de retención*).
λ: Potencia, típicamente 3.

En la Figura 26 se compara la permeabilidad relativa para los dos modelos, con un valor de potencia λ*=0.3* para el modelo de *Van Genuchten* y un valor de potencia λ=3 *y A*=1 para el modelo de potencia generalizado. Se puede apreciar como en el modelo de *Van Genuchten* se produce una caída brusca de la permeabilidad con el aumento del grado de saturación efectivo, y esto no es muy realista en suelos limosos con una respuesta

hidráulica lenta. El modelo de *Van Genuchten* se desarrolló a partir del estudio de arenas por lo que en la presente tesina se ha utilizado el modelo de potencia generalizada (cálculos Code_Bright).

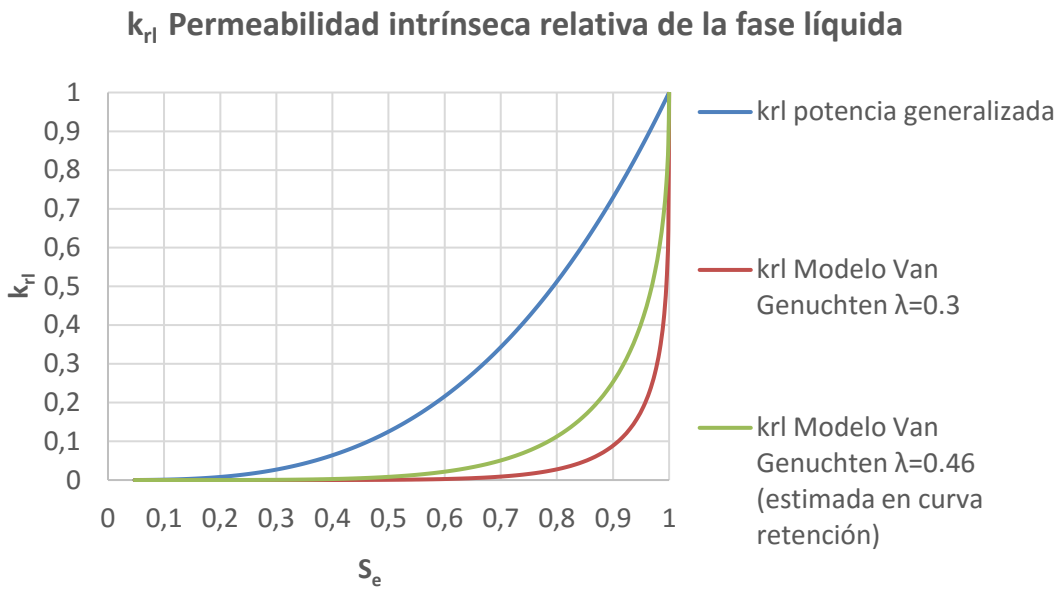


Figura 26: Permeabilidad relativa de la fase líquida en función del grado de saturación efectivo (S_e) según el Modelo de Van Genuchten y el modelo de potencia generalizado.

3.4 Resistencia al corte directo: Ensayo corte directo CD

Se ha realizado una serie de ensayos de corte directo consolidados y drenados (*CD*) para estimar la resistencia del terreno a esfuerzo cortante y poder analizar la estabilidad de los futuros terraplenes a construir. La resistencia a esfuerzo cortante se entiende como la resistencia máxima que soporta una masa de suelo antes de fallar y deslizar sobre un plano definido dentro de él y siendo uno de los aspectos más importantes en cualquier estudio geotécnico.

El criterio de rotura de *Mohr-Coulomb (16)* establece que la resistencia a rotura en un plano de falla para un suelo saturado es la suma de la resistencia debida a la cohesión y la resistencia debida a la fricción interna de las partículas:

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot tan\phi' \quad (16)$$

Dónde:

τ_f: Tensión de corte de rotura
c': cohesión efectiva
σ': Tensión normal efectiva, tensión entre el contacto de las partículas de suelo.
Φ': Ángulo rozamiento interno de las partículas

En suelos saturados, la tensión efectiva o tensión intergranular es igual a la presión normal menos la presión intersticial, tal como propuso Karl Von Terzaghi a finales de los años treinta del siglo pasado, ecuación (17).

$$\sigma' = \sigma_n - p_w \qquad (17)$$

Fredlund et al. (1978) propusieron la siguiente expresión para la resistencia a cortante de un suelo parcialmente saturado, con la contribución de la succión a la resistencia del suelo, ecuación (18):

$$\tau_f = c' + (\sigma_n - p_a) tan\Phi' + (p_a - p_w) tan\Phi_b \qquad (18)$$

Dónde:

c', *Φ'*: cohesión y ángulo fricción efectivos.
p_a : Presión del aire.
P_w : Presión del agua
σ_n: Tensión normal
$\sigma - p_a$: Tensión normal neta
$p_a - p_w$: Succión = s
$tan\Phi_b$: Coeficiente fricción debido succión

El valor de Φ_b es igual a *Φ'* para succiones muy pequeñas (por debajo del valor de entrada de aire) en las que el suelo está saturado y se reduce progresivamente con el aumento de la succión.

Considerando la presión del aire como presión atmosférica relativa de valor 0, la resistencia a cortante de un suelo parcialmente saturado se define como:

$$\tau_f = c' + \sigma_n tan\Phi' + s \cdot tan\Phi_b$$

Si se considera la tensión efectiva de *Bishop* con el parámetro *X* igual al grado de saturación se obtiene la expresión para la resistencia a rotura de un suelo frente a esfuerzo cortante, ecuación (19).

$$\tau_f = c' + \sigma_n tan\Phi' + s \cdot S_r \cdot tan\Phi' = c' + (\sigma_n + s \cdot S_r) tan\Phi' \qquad (19)$$

De donde se puede deducir que:

$$tan\Phi_b' = S_r \, tan\Phi'$$

El objetivo de los ensayos de corte realizados es estimar los parámetros resistentes a esfuerzo cortante, como la cohesión efectiva y el ángulo de fricción pico y a volumen constante.

La obtención de estos parámetros resistentes permite realizar un cálculo previo de la estabilidad del talud a construir, mediante el programa numérico *Slide* de *Rocscience*, con el que se definirá el ángulo de inclinación del talud que proporcione un factor de seguridad frente al deslizamiento un poco inferior a la unidad en las condiciones más pésimas (condiciones saturadas). Estos parámetros resistentes también serán de utilidad para el cálculo previo del comportamiento hidráulico previsto mediante el programa numérico *Code_Bright* (*UPC*). La modelación del talud se describe en el *Capítulo 5. Modelación* del presente trabajo.

3.4.1 Equipo y método de ensayo

El espesor a instrumentar, y dónde se requieren que se produzcan las roturas, es pequeño, entre 1-1,5 metros, y en consecuencia las tensiones a las que se verá solicitado el talud en ese espesor serán pequeñas también.

Con el fin de poder ensayar el suelo a tensiones tan bajas, se ha modificado ligeramente el pistón superior a la muestra, permitiendo aplicar la carga directamente encima de la muestra. En la Figura 27 y 28 se muestra un esquema del equipo de corte directo y de la disposición del sistema de carga modificado respectivamente.

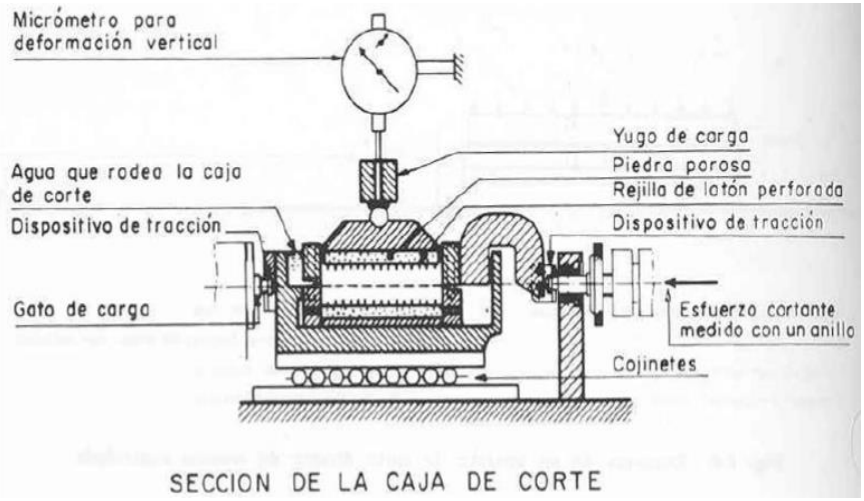


Figura 27: Equipo de corte directo. Apuntes "Ensayos de resistencia en suelos" de la asignatura de Mecánica de suelos del Máster en Ingeniería del Terreno.

Figura 28 Detalle pistón modificado para la colocación pequeñas cargas.

Con éste equipo se ha ensayado el suelo limoso procedente del *Parc de Recerca de la UPC Agròpolis*. Para ello se introduce la muestra de suelo en una caja rígida de acero dividida en dos mitades (ver Figura 27), a la que se aplica una carga vertical a través de un pistón rígido modificado para permitir cargar directamente sobre la muestra a tensiones reducidas. Las tensiones que se aplicarán en cada uno de los ensayos serán del orden de las estimadas en la construcción real del talud, del orden de 20kPa (1 metro de espesor x γ_{nat} próxima a 20 kN/m^3= 20kPa).

Se ha decidido que la densidad seca del espesor a instrumentar en el talud de campo, y dónde se requiere que se produzcan las roturas, será de en torno a los 1.6 g/cm^3. Es por este motivo que la densidad seca inicial de las muestras ensayados con el aparato de corte directo serán lo más próximas posibles a este valor.

La densidad seca inicial de cada una de las muestras ensayadas se ha obtenido con la ayuda de la prensa que se muestra en la Figura 29.

Figura 29: Prensa para obtener la densidad seca inicial requerida.

Se han realizado dos tipos de ensayos de corte directo:

- En condiciones no saturadas, con la humedad natural de las muestras obtenidas en el campo.
- En condiciones saturadas, obteniendo asimismo un rango de magnitud para la permeabilidad gracias al edómetro del propio equipo.

Una vez densificada la muestra dentro de la caja rígida se ha introducido en la banqueta del aparato de corte directo, saturándola durante 24 horas en caso de realizar el ensayo de corte en condiciones saturadas. Antes de inducir la rotura de la muestra dentro de la caja rígida, se ha procedido a consolidar la muestra con la carga correspondiente a cada ensayo. El tiempo de consolidación de cada muestra ha variado entre los 20-60 minutos para las muestras con humedad natural, y las 24 horas para las muestras completamente saturadas.

Después de consolidar la muestra se ha procedido a realizar el ensayo de corte, deslizando una porción de la muestra respecto a otra a lo largo de un plano de falla determinado por la unión de las dos mitades de la caja rígida, induciendo tensiones tangenciales o de corte. Para ello, se aplica un esfuerzo vertical normal al plano de movimiento (la misma carga que la aplicada durante la consolidación), y soltando los marcos que contienen la muestra y desplazando el marco inferior respecto al superior a una velocidad constante, se mide la fuerza horizontal necesaria para impedir el movimiento de la mitad superior y el desplazamiento vertical de la muestra. Dividiendo la fuerza horizontal aplicada por la sección de la muestra se obtiene la tensión tangencial actuante. Se considera que esta sección no cambia y es igual al área de la sección horizontal de la muestra. Mediante un micrómetro se mide el desplazamiento vertical de la muestra, obteniendo el cambio de volumen de la muestra.

La relación entre la carga sobre la muestra y la tensión vertical aplicada es la siguiente: por cada kp sobre la muestra obtenemos 3.48 kPa. Por este motivo las cargas colocadas encima de la muestra han sido pequeñas y los errores debidos al rozamiento y acoplamiento entre las diversas piezas del equipo tendrán una influencia en los resultados mayor que la que tienen con las cargas habitualmente utilizadas en este tipo de ensayos (del orden de cientos de kPa).

En la Figura 31 se representan los comportamientos resistentes, y de deformación volumétrica típicos, que puede tener una muestra limosa o arcillosa en función de si está normalmente consolidada (*NC*) o sobreconsolidada (*SC)*. En general se observa un comportamiento dilatante en las muestras sobreconsolidadas, y contractante en las muestras normalmente consolidadas.

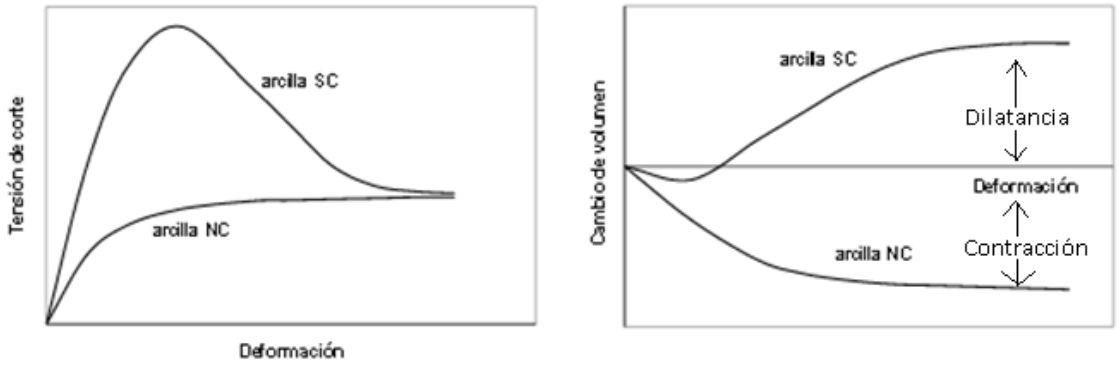


Figura 30: Tensión de corte y cambio de volumen versus deformación de corte.

3.4.2 Ensayo de corte muestra humedad natural

Se han realizado un total de 15 ensayos de corte consolidados drenados (*CD*) con humedad natural. En la Tabla 16 y 17 se resumen los parámetros y resultados obtenidos, anteriores y posteriores, para cada uno de los ensayos de corte realizados.

Nº ensayo y Fecha (año 2016)	Carga (kp)	σ_n Tensión vertical (kPa)	ω_{nat} Humedad natural (%)	γ_{di} Densidad seca inicial (Mg/m3)	e_i Índice poros inicial	S_{ri} Grado saturación inicial
Nº1 07-abr	2	7	20	1,379	0,96	0,56
Nº2 13-abr	2	7	20	1,6	0,69	0,79
Nº3 13-abr	4	14,1	20	1,59	0,7	0,78
Nº4 21-abr	2	7	20	1,59	0,69	0,78
Nº5 22-abr	2	7	20	1,52	0,77	0,7
Nº6 22-abr	4	14,1	20	1,54	0,75	0,72
Nº7 22-abr	6	20,9	20	1,54	0,75	0,72
Nº8 29-abr	8,4	29,4	17,4	1,6	0,68	0,69
Nº9 29-abr	1	3,5	16,3	1,63	0,65	0,67
Nº10 05-may	8,1	28,1	16,1	1,64	0,64	0,67
Nº11 09-may	4	14,1	15,4	1,65	0,63	0,66
Nº12 09-may	6,3	22	15,4	1,66	0,63	0,67
Nº13 26-may	0,5	1,8	14,8	1,67	0,62	0,65
Nº14 26-may	1	3,5	15,3	1,67	0,61	0,67
Nº15 26-may	1,5	5,3	15,6	1,68	0,6	0,7

Tabla 16: Resumen parámetros al inicio del ensayo de corte CD con humedad natural.

Nº ensayo y Fecha (año 2016)	σ_n Tensión vertical (kPa)	γ_{df} Densidad seca final (Mg/m3)	e_f Índice poros final	S_{rf} Grado saturación final	τ_{pico} Tensión tangencial pico (kPa)	τ_{cv} Tensión tangencial volumen constante (kPa)	ϕ'_{pico} Ángulo rozamiento pico (^{0})	ϕ'_{cv} Ángulo rozamiento vol. cte (^{0})	ψ Ángulo Dilatancia (^{0})	x_{pico} Desplazamiento horizontal pico (mm)
Nº1 07-abr	7	1,38	0,96	0,56	34,7	30,2	78,5	76,9	0	3,3
Nº2 13-abr	7	1,55	0,74	0,73	55,6	25,1	82,8	88,4	29	2,9
Nº3 13-abr	14,1	1,55	0,74	0,73	59,5	48,8	76,7	89,2	12,4	3,8
Nº4 21-abr	7	1,5	0,8	0,68	68,9	33,5	84,2	78,1	16,5	3,5
Nº5 22-abr	7	1,47	0,84	0,65	66,5	38,6	84	79,7	21,4	2,6
Nº6 22-abr	14,1	1,5	0,8	0,68	58	35,4	76,4	68,3	13	3,1
Nº7 22-abr	20,9	1,53	0,77	0,7	58,3	36,9	70,3	60,5	11,3	1,7
Nº8 29-abr	29,4	1,57	0,73	0,65	99,4	81,9	73,5	89,5	17,4	4,4
Nº9 29-abr	3,5	1,6	0,69	0,64	8,9	5,9	68,6	83,7	5,5	3,2
Nº10 05-may	28,1	1,6	0,68	0,64	103,1	65,3	74,8	89,4	25	3,5
Nº11 09-may	14,1	1,61	0,68	0,62	72,8	45	79,1	89,2	22,8	2,2
Nº12 09-may	22	1,62	0,67	0,62	102,8	59,2	77,9	89,4	23,1	2,8
Nº13 26-may	1,8	1,62	0,67	0,6	52,7	50	88	89,3	32,6	1,1
Nº14 26-may	3,5	1,57	0,72	0,58	87,5	25,4	87,7	88,6	39	2,6
Nº15 26-may	5,3	1,6	0,69	0,61	109,5	30	87,2	88,8	51	3,2

Tabla 17: Resumen parámetros al final del ensayo de corte CD con humedad natural.

En la Tabla 16 y 17 se observa como las muestras tienden a presentar un pico en la tensión de rotura y un comportamiento dilatante, propio de las muestras sobreconsolidadas. Una vez alcanzado el valor de pico, o la tensión tangencial máxima, su resistencia desciende hasta alcanzar la correspondiente a volumen constante.

El ángulo de fricción interno de pico y a volumen constante (residual) para cada uno de los ensayos se expresa según la ecuación (20) como el cociente entre la tensión de corte considerada (pico o residual) y la tensión normal.

$$tan\Phi = \frac{\tau}{\sigma_n} \qquad (20)$$

Dónde:

Φ: Ángulo de fricción interno,
τ : Resistencia de corte pico o residual (volumen constante),
σ_n : Tensión normal aplicada,

El ángulo de dilatancia (Ψ) se obtiene como el cociente entre el incremento desplazamiento vertical y el incremento de desplazamiento horizontal, según la ecuación (21). La dilatancia expresa el cambio de volumen del material al aplicarle un esfuerzo de corte, y es una propiedad importante de los suelos. En las Tablas de resultados de los ensayos de corte se ha expresado el ángulo de dilatancia máximo, que se da en el pico de resistencia de corte. En general, los suelos densos presentan dilatancia positiva ante esfuerzos de corte (dilatancia del material), y los no tan densos suelen presentar dilatancia negativa (contracción).

$$tan\Psi = \frac{\Delta y}{\Delta x} \qquad (21)$$

Dónde:

Ψ: Ángulo de dilatancia.
Δy: Incremento altura muestra.
Δx: Incremento desplazamiento horizontal.

En las Figuras 31 y 32 se presentan unos resultados típicos obtenidos para uno de los ensayos con las muestras con humedad natural. En el Anejo 1.8.1, para cada uno de los ensayos con humedad natural, se representa la tensión de corte y el desplazamiento vertical medidos en función del desplazamiento horizontal de la muestra, y el ángulo de dilatancia en función del desplazamiento horizontal medido. Se puede observar como el desplazamiento horizontal en las muestras que tienen un comportamiento con un pico en las tensiones de corte medidas corresponde con el punto de mayor dilatancia de la muestra.

Ensayo de corte CD w_{nat} nº 2:

Fecha: 13/04/2016

Tensión normal aplicada: 7 kPa.

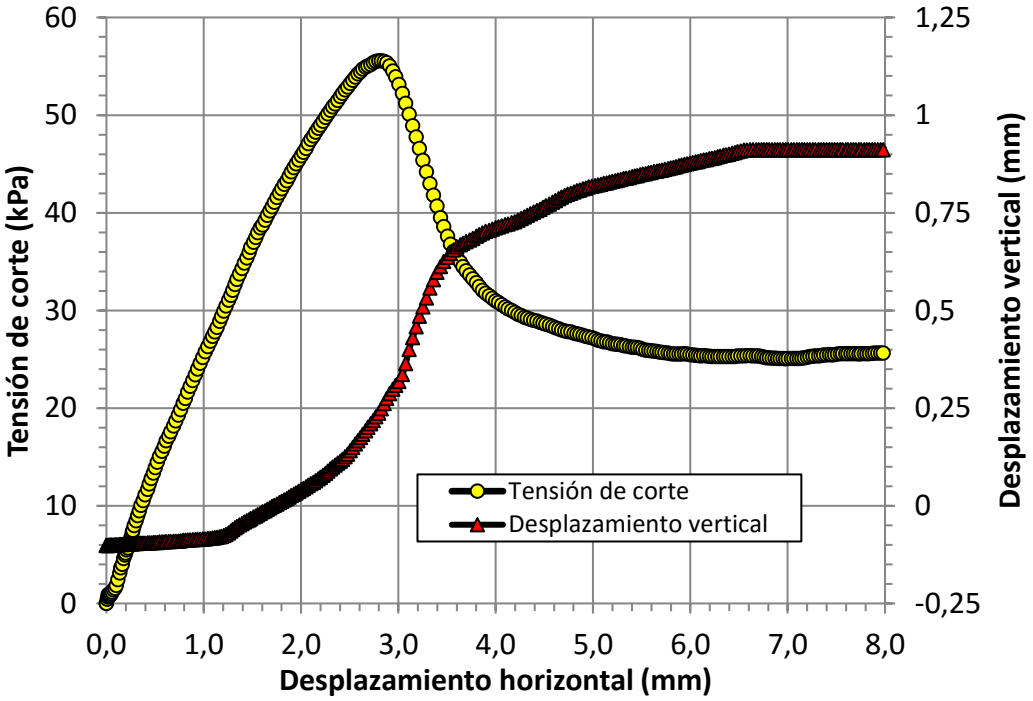


Figura 31: Tensión de corte y desplazamiento vertical en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº2 con σ_n = 7 kPa y w_{nat}.

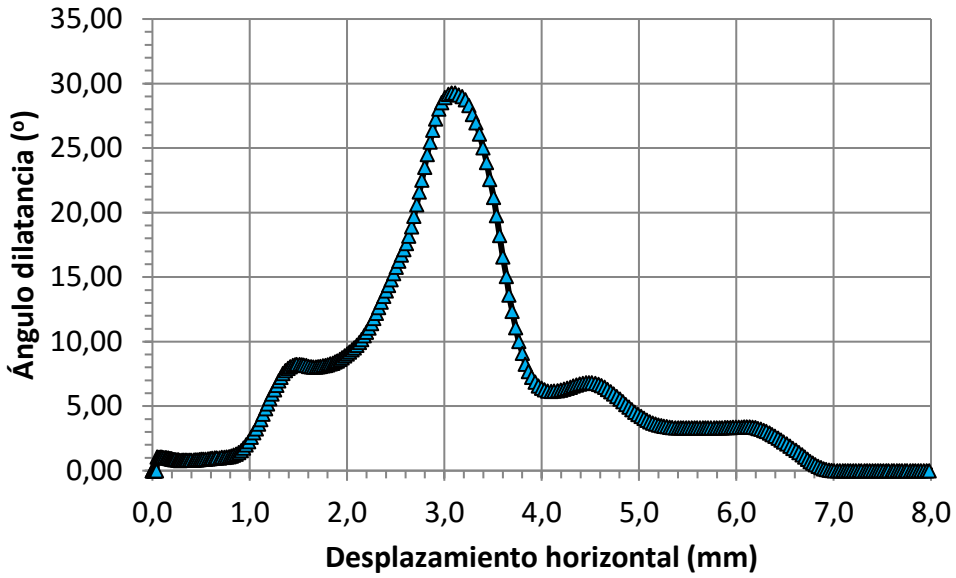


Figura 32: Ángulo de dilatancia (Ψ) en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº2 con σ_n = 7 kPa y w_{nat}.

3.4.3 Ensayo de corte muestra saturada

Se han realizado un total de 4 ensayos de corte consolidados drenados (*CD*) en condiciones saturadas. En la Tabla 33 y 34 se resumen los parámetros y resultados obtenidos, anteriores y posteriores, para cada uno de los ensayos de corte realizados.

MUESTRA ANTES CORTE							
Nº ensayo y Fecha (año 2016)	**Carga (kp)**	**Relación tensión vertical/ carga (kPa/kp):**	**σ_n Tensión vertical (kPa)**	**ω_{nat} Humedad natural antes saturación (%)**	**γ_{di} Densidad seca inicial (Mg/m3)**	**e_i Índice poros inicial**	**S_{ri} Grado saturación inicial**
Nº1 02-may	1,928	3,48	6,71	16,2	1,55	0,74	0,98
Nº2 09-may	4,058		14,12	15,4	1,61	0,68	1,00
Nº3 17-may	6,062		21,10	15,1	1,61	0,68	0,99
Nº4 02-jun	1,542		5,37	14,2	1,60	0,69	0,99

Tabla 18: Resumen resultados al inicio del ensayo de corte CD saturado.

MUESTRA DESPUÉS CORTE											
Nº ensayo y Fecha (año 2016)	**σ_n Tensión vertical (kPa)**	**Cambio altura (mm)**	**γ_{df} Densidad seca final (Mg/m3)**	**e_f Índice poros final**	**S_{rf} Grado saturación final**	**τ_{pico} Tensión tangencial pico (kPa)**	**τ_{cv} Tensión tangencial volumen constante (kPa)**	**ϕ'_{pico} Ángulo rozamiento pico (^{0})**	**ϕ'_{cv} Ángulo rozamiento vol. cte (^{0})**	**ψ Dilatancia (^{0})**	**X_{pico} Desplazamiento horizontal pico (mm)**
Nº1 02-may	6,71	1,19	1,54	0,75	0,96	26,664106	23,50	75,8760495	74,06559266	6,41	no pico
Nº2 09-may	14,12	-0,16	1,61	0,68	1,01	47,785188	43,50	73,536205	72,01456884	-	no pico
Nº3 17-may	21,10	0,627	1,60	0,69	0,98	30,460255	29,76	55,2949292	54,6723364	-	no pico
Nº4 02-jun	5,37	1,953	1,57	0,72	0,94	6	4,00	48,1919466	36,70140601	-	-

Tabla 19: Resumen resultados al final del ensayo de corte CD saturado.

Como se observa en las Tablas 33 y 34 las muestras presentan una resistencia de corte a volumen constante de valor casi idéntico al de pico, tal y como se representará en las próximas figuras de resultados para cada uno de los ensayos. Se concluye que las muestras en condiciones saturadas y ante cargas tan pequeñas presenta una resistencia de corte sin pico, a volumen constante o residual. Los datos de resistencia de corte residual serán los usados para definir la envolvente de rotura a volumen constante y estimar el ángulo de fricción a volumen constante Φ'_{cv}. Se observa también un aumento del índice de poros antes y después del ensayo de corte, un comportamiento dilatante ante esfuerzo cortante.

En el Anejo 1.8.2 se presentan los resultados obtenidos, para cada uno de los cuatro ensayos saturados realizados. Para cada ensayo de corte se representa la tensión de corte y el desplazamiento vertical medidos en función del desplazamiento horizontal de la muestra y una tabla resumen de los valores elegidos en cada ensayo. En la Figura 33 se muestran los resultados de un ensayo saturado típico.

Tensión normal aplicada: 14.1 kPa.

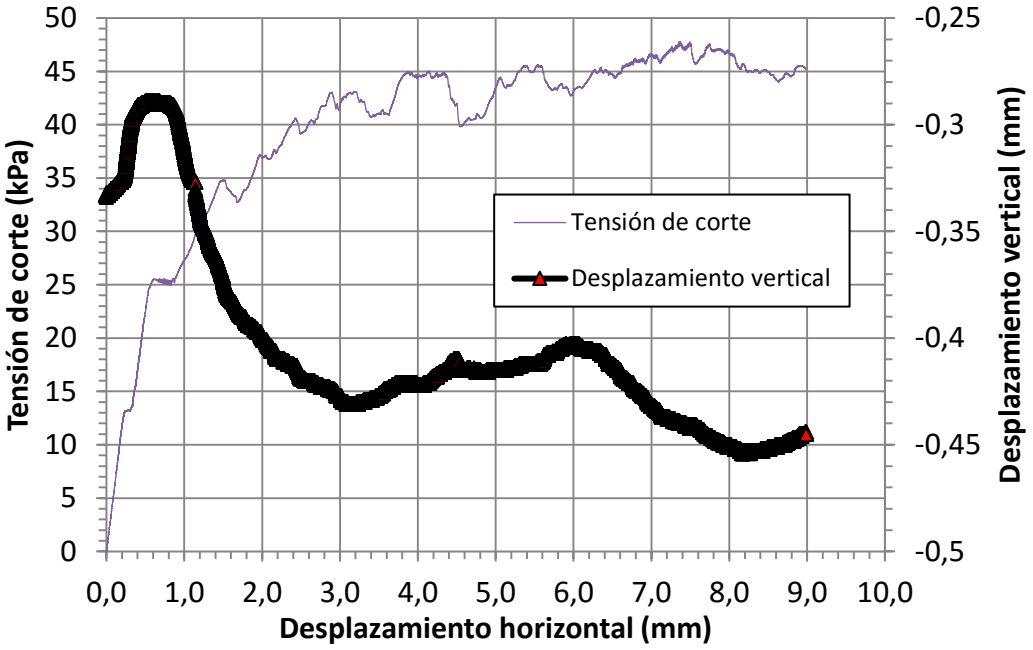


Figura 33: Tensión de corte y desplazamiento vertical en función del desplazamiento horizontal. Ensayo saturado nº2 con σ_n = 14,1 kPa.

3.4.4 Análisis de resultados ensayos de corte

En la Figura 34 y 35 se presenta el comportamiento a corte ante una carga de 14 kPa de dos muestras con humedades diferentes, una de 15,4% y otra de 25,5% correspondiente a la humedad de saturación total. Se observa como el comportamiento ante esfuerzos de corte es distinto en condiciones parcialmente saturadas y saturadas.

En condiciones no saturadas se aprecia un pico en la resistencia al corte, que decrece hasta llegar al valor de tensión de corte a volumen constante o residual (en adelante, por simplicidad, a la resistencia al corte a volumen constante se la denominará también "residual", aunque no siempre se ha comprobado que se haya llegado al desplazamiento necesario para alcanzarla). En el caso saturado no existe el pico en la tensión de corte, la tensión de corte aumenta progresivamente hasta llegar a la situación de tensión de corte residual, que coincide (casualmente para esta tensión normal y estas humedades) con la tensión de corte residual alcanzada tras el pico en el caso no saturado.

Se puede apreciar como el comportamiento deformacional en las dos muestras ante tensiones tangenciales de corte es diferente, presentando un comportamiento dilatante en las muestras parcialmente saturadas con pico en la resistencia de corte, y un comportamiento contractante en las muestras saturadas sin pico en la resistencia de corte.

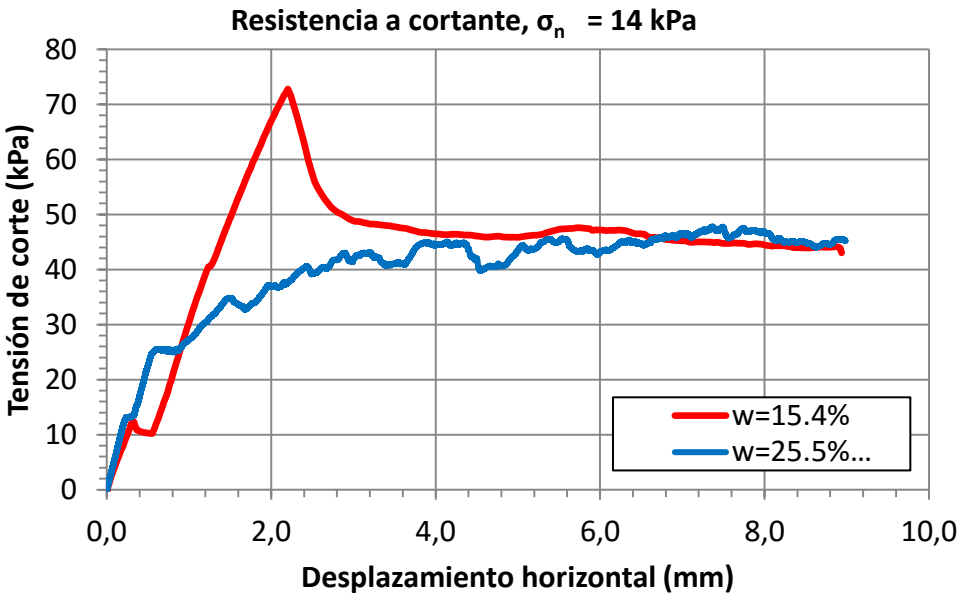


Figura 34: Resistencia de corte en situación saturada y parcialmente saturada para una carga de 14 kPa.

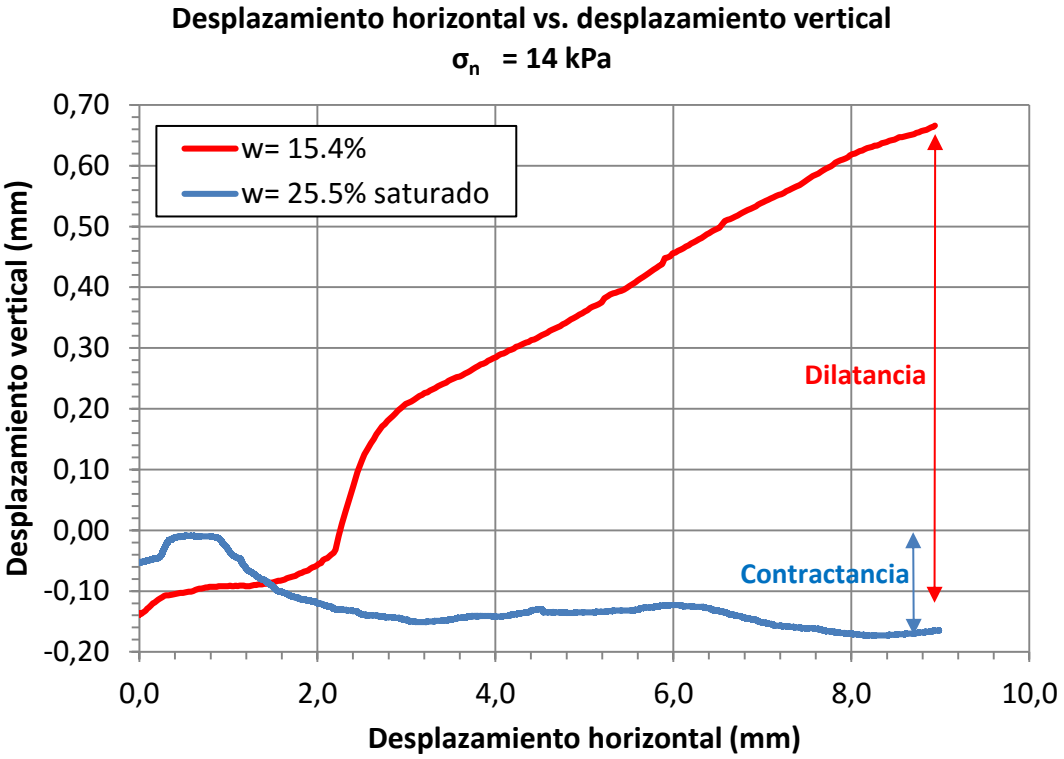


Figura 35: Comportamiento deformacional ante esfuerzo al corte en condiciones saturadas y parcialmente saturadas.

En las Figuras 35, 37 y 38 se muestra la resistencia al corte máxima, o pico, y residual o a volumen constante, para diferentes grados de humedad y ante diferentes cargas. Los 15 ensayos parcialmente saturados se han clasificado en dos humedades, una correspondiente al 15% de humedad (o valores cercanos), y otra correspondiente con una humedad de aproximadamente el 19%. Se aprecia como el tamaño del pico de la resistencia al corte decrece con el aumento de la humedad, hasta la situación de saturación total donde el comportamiento es semejante al residual, a volumen constante.

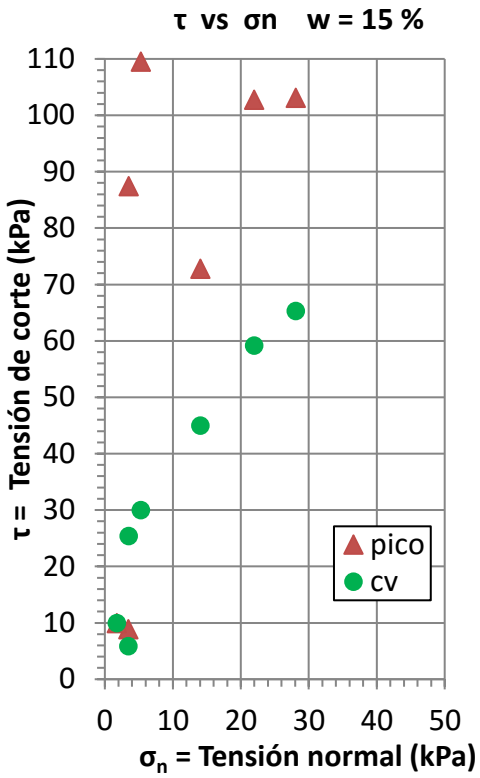


Figura 36: Resistencia al corte de pico y a volumen constante, w = 15%.

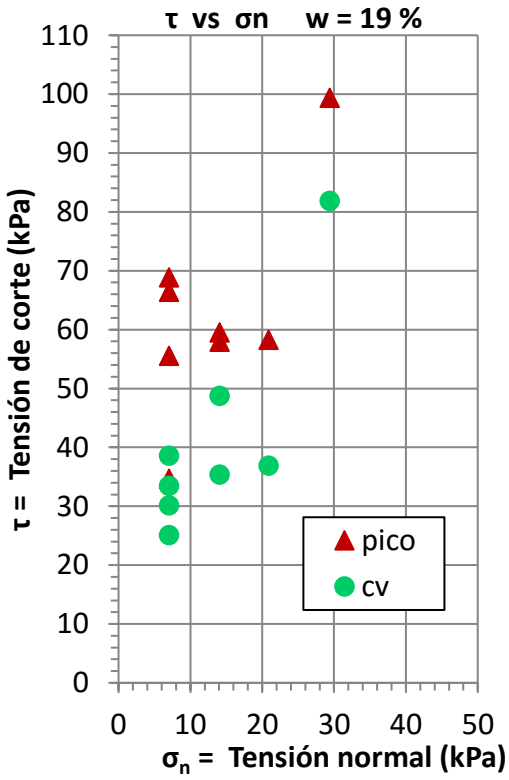


Figura 37: Resistencia al corte de pico y a volumen constante, w = 19%.

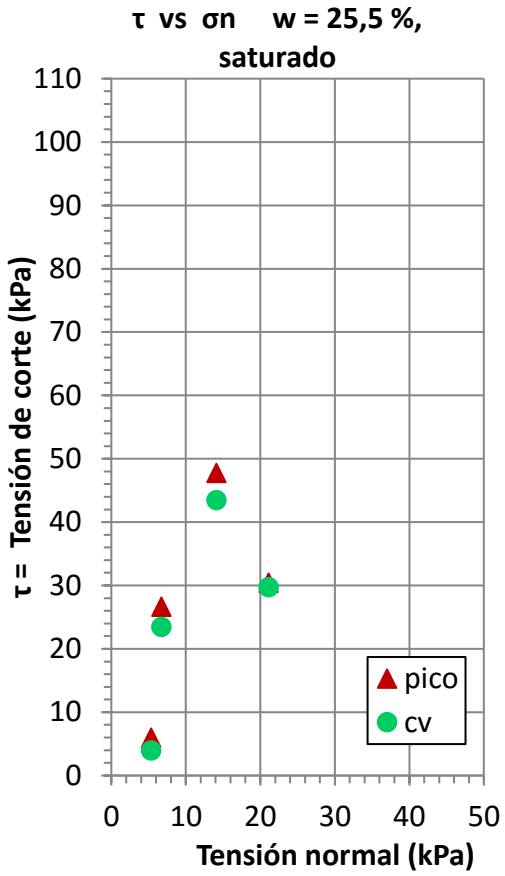


Figura 38: Resistencia al corte de pico y a volumen constante en condiciones saturadas, w = 25.5%.

En la Figura 39 se representan los resultados de tensión tangencial de pico y a volumen constante obtenidos tras todos los ensayos de corte realizados en laboratorio, en función de la humedad de la muestra y de la carga normal aplicada.

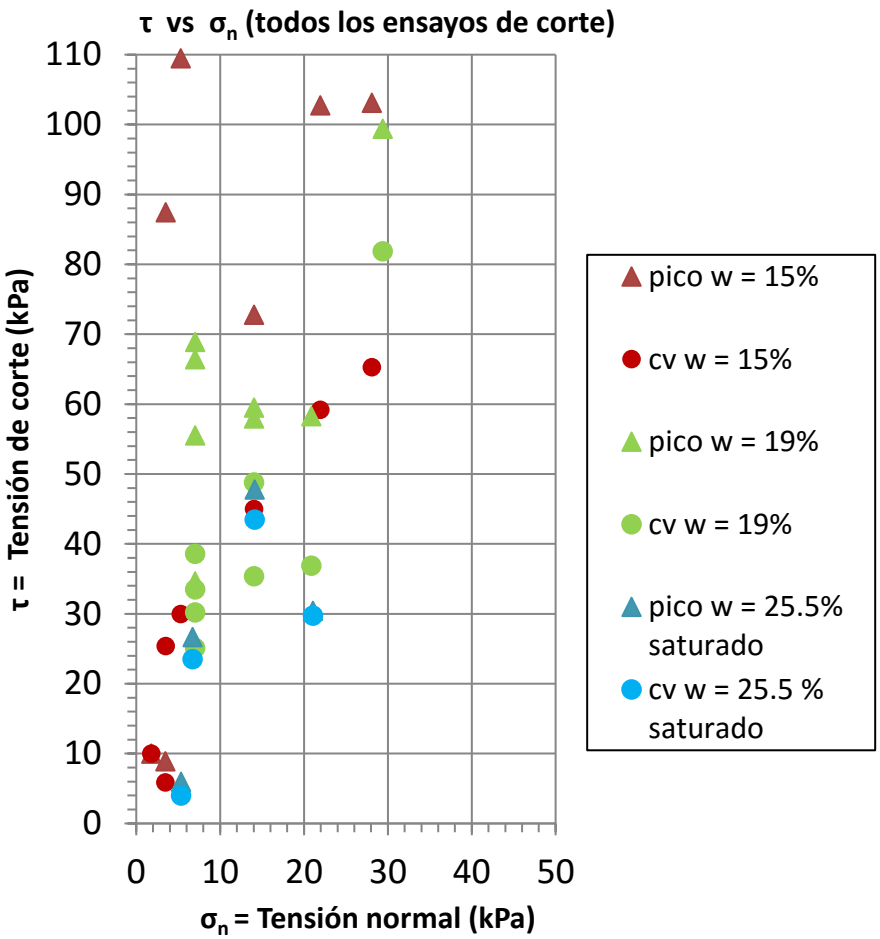


Figura 39: Resultados resistencia al corte de todos los ensayos de corte para distintos grados de humedad y de tensión normal.

En la Figura 40 se representa la obtención de la envolvente de rotura a volumen constante, en la situación más desfavorable (situación saturada), del lado de la seguridad. La envolvente promedio de rotura, considerando únicamente los resultados residuales obtenidos en todos los ensayos saturados, tiene una pendiente de 63º.

Considerando también los resultados obtenidos en una muestra de suelo similar en el informe elaborado en el Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica de la UPC (Gens y Lloret, 2005), sobre la utilización de los limos superficiales del delta del Llobregat como material de construcción para la modificación de la Carretera C-31, se ha definido la envolvente de rotura a partir de las muestras ensayadas con una tensión normal de 5.37 y 21.10 kPa (φ'_{cv} = 53º). Las otras dos muestras ensayadas conducen a valores del ángulo mucho más altos que se han considerado poco seguros. La envolvente de rotura a volumen constante considerada en este trabajo tiene una pendiente de 53º y no presenta cohesión. Se aprecia como la envolvente de rotura considerada es parecida a los resultados obtenidos en el informe arriba mencionado.

En la Figura 42 se muestra el resumen de resultados de los ensayos de corte directo presentados en el Informe del 2005, (Gens y Lloret, 2005). Tal y como se ha representado

en la Figura 42 la envolvente de rotura es no lineal y el ángulo de resistencia al corte movilizado disminuye a medida que aumenta la tensión de confinamiento.

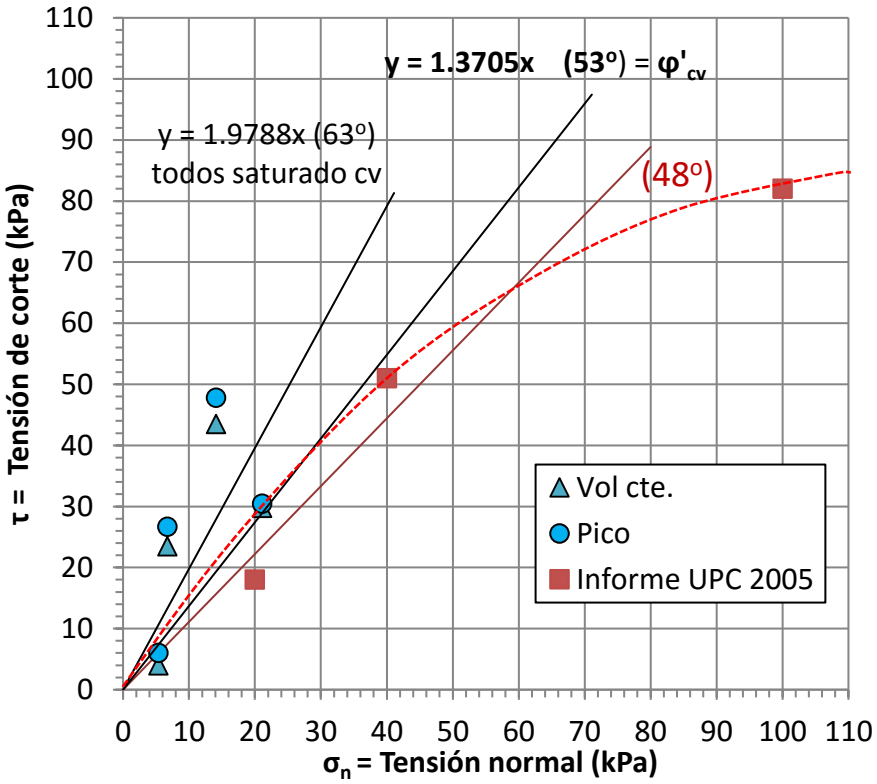


Figura 40: Resultados envolvente de rotura a esfuerzo cortante considerada (φ'_{cv} = 53º y c' = 0)

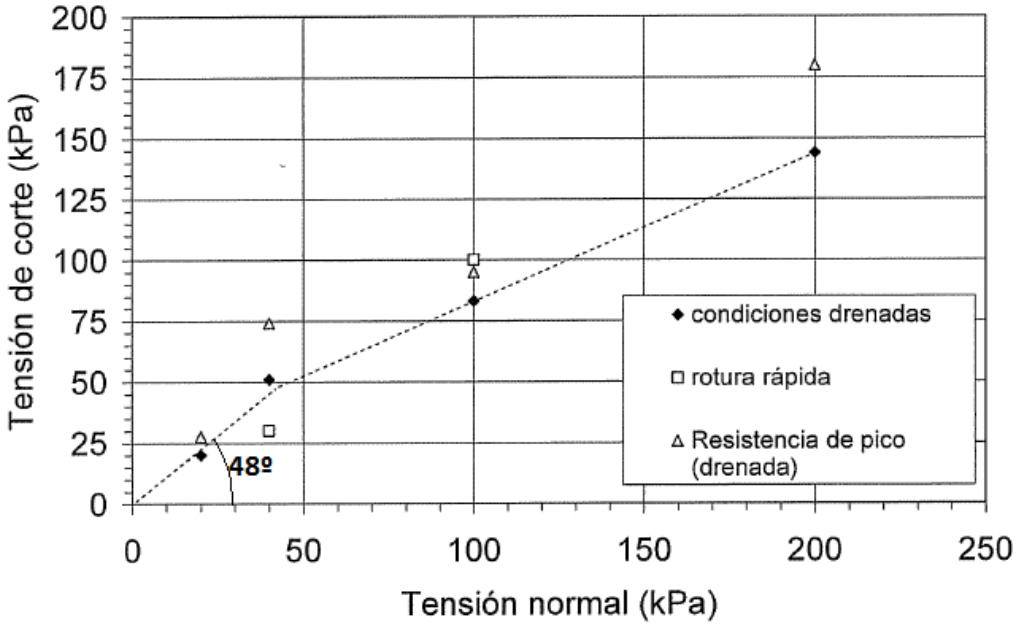


Figura 41: Resultados Informe UPC 2005 (Gens y Lloret, 2005) de ensayos de corte directo realizados sobre muestras compactadas de limo del Delta del Llobregat.

En la Figura 42 se presenta el resumen de resultados de todos los ensayos de corte realizados, representando en términos de tensiones totales, la envolvente de rotura a volumen constante elegida ($\varphi'_{cv} = 53^o$, $c' = 0$). Se aprecia como la envolvente de rotura considerando todos los puntos obtenidos a tensión residual (*cv*) en condiciones saturadas y parcialmente saturadas (69º) es superior al obtenido considerando solo las condiciones saturadas (63º) representada en la Figura 40.

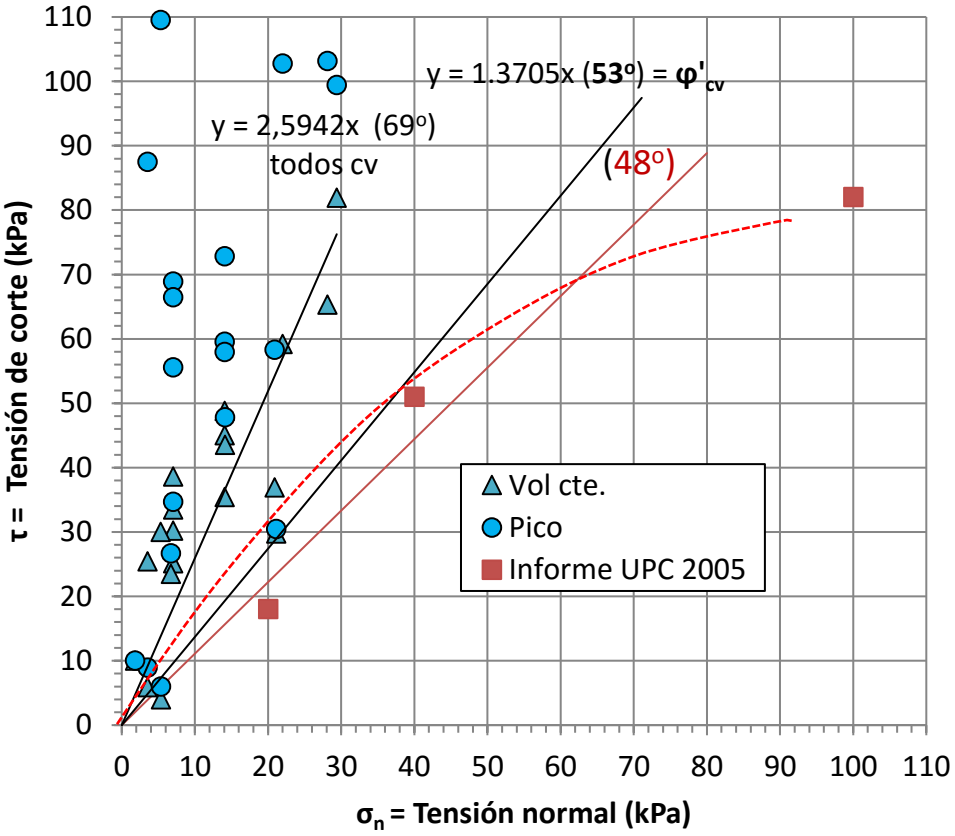


Figura 42: Resumen de resultados ensayos de corte. Envolvente de rotura considerando todas las resistencias de corte residuales medidas (69º), y envolvente de rotura considerando únicamente dos ensayos saturados (53º).

En la Figura 43 se muestra la envolvente de rotura a volumen constante en función de la tensión normal constitutiva ($\sigma + s\ Sr$), teniendo en cuenta la succión y el grado de saturación de la muestra. Se aprecia como los puntos parcialmente saturados, con una succión en función del grado de saturación, aumentan su tensión normal. Los puntos saturados no se desplazan respecto al gráfico anterior, dado que no presentan succión ni contribución al esfuerzo cortante. La envolvente de rotura promedio considerando todos los puntos en su situación residual desciende de 69º hasta un valor de 58º. En el presente trabajo se ha considerado un ángulo de fricción a volumen constante de 53º, tanto en condiciones saturadas como no saturadas.

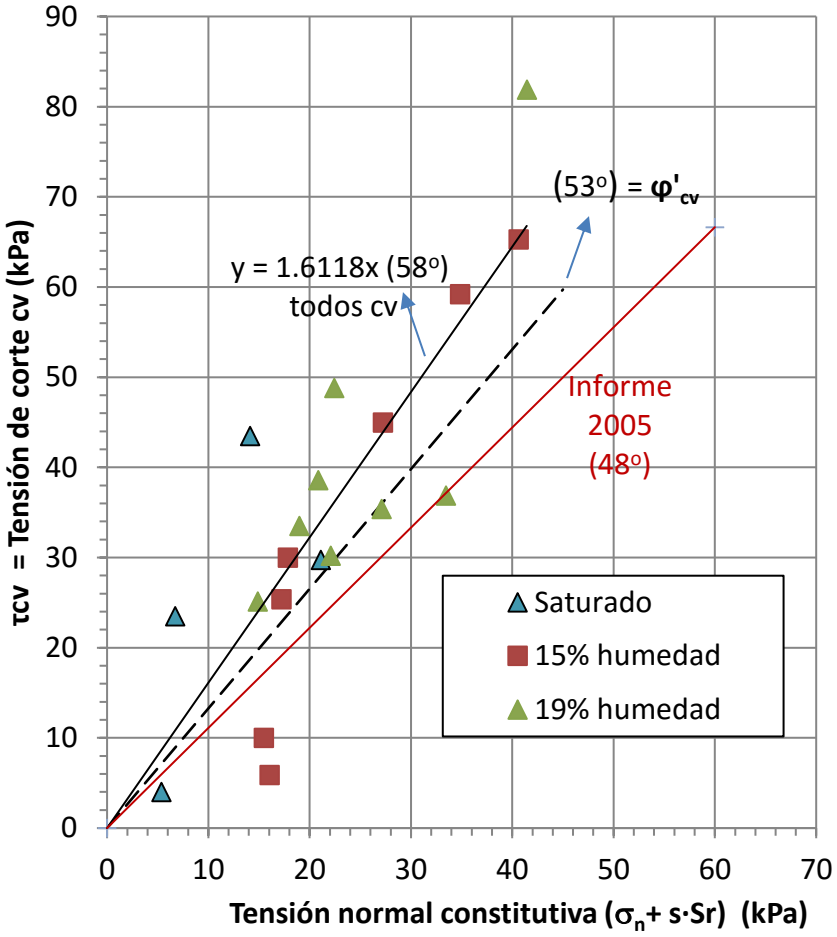


Figura 43: Envolvente de rotura a volumen constante en función de la tensión normal constitutiva.

En la Figura 44 se aprecia como el ángulo de rozamiento movilizado en términos de tensiones totales en condiciones residuales de deformación es mayor cuanto menor es la carga aplicada, y como se reduce con la saturación del material, con la pérdida de succión. En la Figura 45 se representa en ángulo de rozamiento movilizado en términos de tensiones totales, en función de la succión, para diferentes cargas. Se aprecia como el ángulo de rozamiento movilizado residual es mayor con cargas pequeñas, y como aumenta con la succión.

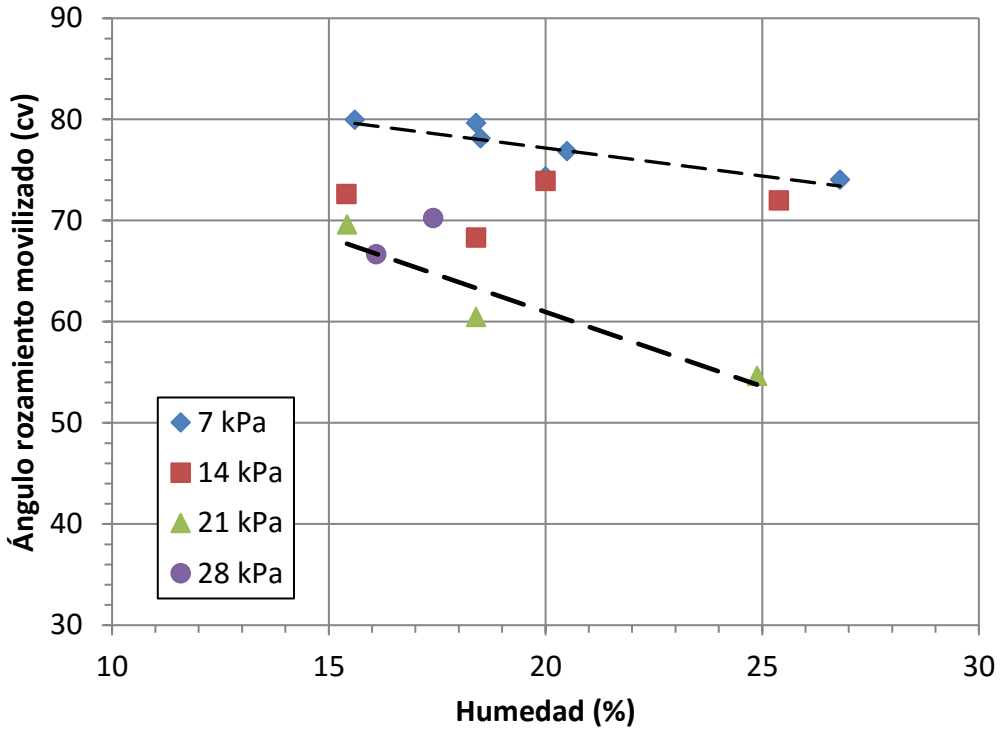


Figura 44: Ángulo de rozamiento (tensiones totales) movilizado residual en función de la humedad para distintas cargas.

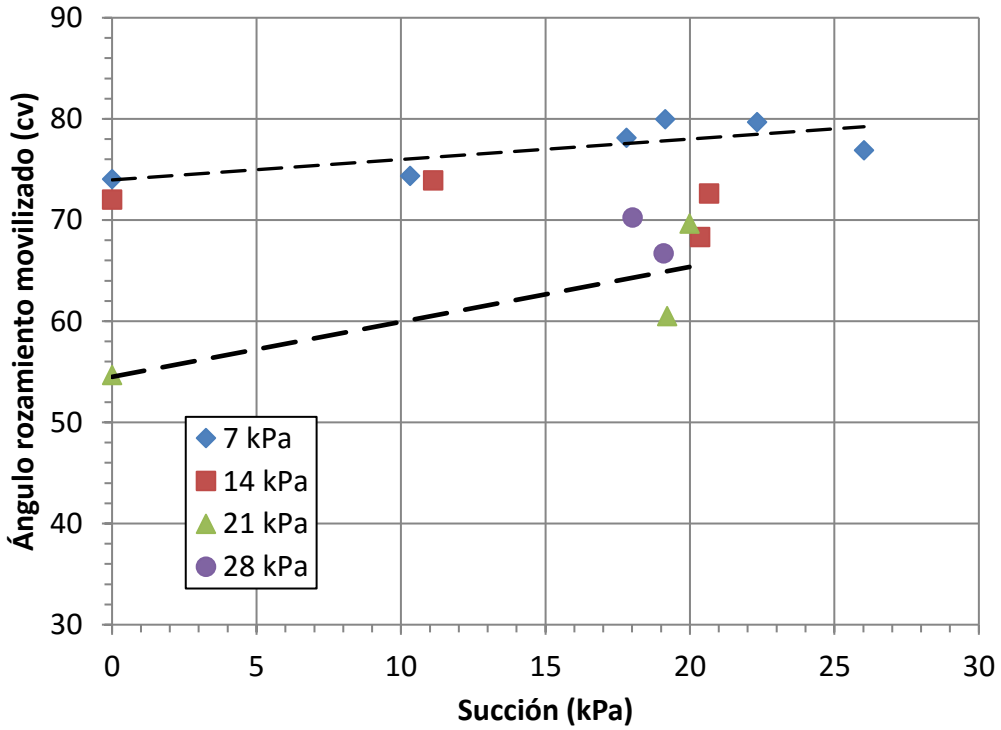


Figura 45: Ángulo de rozamiento (tensiones totales) movilizado residual en función de la succión para distintas cargas.

3.5 Resumen parámetros obtenidos en ensayos laboratorio

En la Tabla 20 se resumen los parámetros obtenidos tras la caracterización del material en laboratorio.

IDENTIFICACIÓN BÁSICA						
% Pasa tamiz nº 200 (ASTM)	**L. Líquido**	**L. Plástico**	**IP**	**Clasificación suelo**	**γ_s (g/cm^3)**	**ω_{nat}**
62	33,11	19,65	13,46	CL	2,705	0,205

PROPIEDADES HIDRÁULICAS						
Saturado			**Parcialmente saturado**			
			Curva de retención (Parámetros Van Genuchten)			
$\phi_{o=}$ Porosidad referencia	**K (m/s)**	**k_0 (m^2)**	**$S_{mín}$**	**$S_{máx}$**	**P (kPa)**	**λ**
0,4085	$3{,}28\cdot10^{-9}$	$3{,}35\cdot10^{-16}$	0	0,83	23,43	0,46

PROPIEDADES MECÁNICAS			
Resistencia al corte (envolvente cv)		**Deformabilidad**	
c' (kPa)	**ϕ'_{cv}**	**Em (MPa)**	**λ**
0	53	2.0	0.077

Tabla 20: Resumen identificación de suelo y parámetros hidráulicos y mecánicos obtenidos tras la caracterización en laboratorio.

4. Diseño terraplén experimental

4.1 Objetivos

- Toma de mediciones de calidad en condiciones controladas de los futuros deslizamientos superficiales durante 10 meses, de los cuales 5 con condiciones climáticas naturales y los 5 restantes con condiciones artificiales de precipitación.
- Posterior calibración del modelo numérico desarrollado con Elementos Finitos mediante *Code_Bright*.
- Comprensión interacción suelo-vegetación-atmósfera para una buena estimación de las infiltraciones en el suelo y proponer futuras medidas correctoras para evitar la erosión de laderas y diseñar soluciones ingenieriles sostenibles.

4.2 Requisitos

- Diseñar la pendiente del talud de manera que los deslizamientos superficiales se produzcan progresivamente con el paso de los meses, de manera que se puedan tomar mediciones de todo el proceso para llegar a comprender mejor el mecanismo de rotura debido a la humectación del suelo ante cambios climáticos. Por este motivo, el ángulo elegido para la pendiente del talud debe ser tal que provoque deslizamientos superficiales diferidos en el tiempo, dado que, si no se produce ninguna rotura o ésta es muy rápida, no habrá casi información para su posterior análisis y calibración del modelo numérico. Ver *Capítulo 5. Modelación* del presente documento donde se detalla el procedimiento seguido para su elección.

- El espesor a instrumentar será reducido, de 1 metro, al requerir la medición de deslizamientos superficiales. A pesar del pequeño espesor, cada uno de los perfiles situado en este metro de espesor estará muy bien instrumentado (ver *Capítulo 6. Instrumentación*).

- Densidad y rama de compactación necesarias para evitar erosiones durante la construcción. Al utilizarse un suelo limoso debe prestarse atención a la hora de compactar en la rama seca con densidades secas bajas, evitando un índice de poros muy elevado que daría lugar a una succión también elevada. Ésta succión elevada se vería anulada en caso de la saturación del material, con una reducción de la resistencia del suelo y una rotura prematura del talud (colapso).

- Dos densidades secas iniciales distintas, una más elevada para el núcleo, igual o superior a 1.8 g/cm^3, y otra más reducida para el metro de suelo a instrumentar, del orden de 1.6 g/cm^3, y dónde se requiere que se desarrollen las roturas.

- Se colocará una geomembrana impermeabilizante tipo PEAD o “huevera” entre el núcleo más denso y la capa más superficial, de 1 metro de espesor, con el objetivo de que las filtraciones de agua solo se desarrollen en la capa superior y donde se quiere medir las roturas. La geomembrana tiene una rugosidad que evitará el deslizamiento entre el núcleo del terraplén y la capa superficial a instrumentar, además presenta unas buenas propiedades mecánicas (resistencia a la tracción, desgarro) y es fácilmente soldable entre sí, lo que facilitará su colocación. Entre la parte con vegetación y sin vegetación se dispondrá asimismo de geomembrana para evitar la interacción entre ambas partes.

- Dos partes diferenciadas, una tratada con herbicidas para evitar el crecimiento de plantas, y una con vegetación por determinar y separadas por una membrana para evitar la interacción entre ambas partes.

- 4 perfiles verticales diferentes, dos encarados al sur, de los cuales uno con vegetación y otro sin, y dos encarados al norte también con y sin vegetación para poder comparar la interacción debida a la vegetación y la atmósfera. Cada uno de los perfiles verticales dispondrá de una serie de sensores comentados en el *Capítulo 6* del presente trabajo.

- Una estación meteorológica situada en el centro de mota y en la parte superior con tal de registrar los cambios climáticos durante el tiempo que transcurra el experimento. Detallado en el *Capítulo 6. I*nstrumentación.

- Un sistema de drenes (geodren) en la parte inferior del terraplén, en la zona a instrumentar y un colector de agua para evaluar el flujo de descarga (sensor de nivel por capacitancia).

- La escorrentía se medirá mediante un canal situado en la parte inferior de cada uno de los taludes, midiéndose el nivel con un sensor por capacitancia que estará conectada al *datalogger* y enviará información cada x segundos (cada 10 segundos, por ejemplo) durante los episodios de lluvia.

4.3 Definición

En la Figura 46 se observa la vista en alzado del terraplén a construir, con la localización de cada uno de los perfiles verticales a instrumentar y para la estación meteorológica. El talud tiene una pendiente 5H:4V que corresponde con un ángulo de 38,66º. A la definición de este ángulo se ha llegado después de los cálculos de estabilidad que se mostrarán en los apartados correspondientes a la modelación numérica del terraplén.

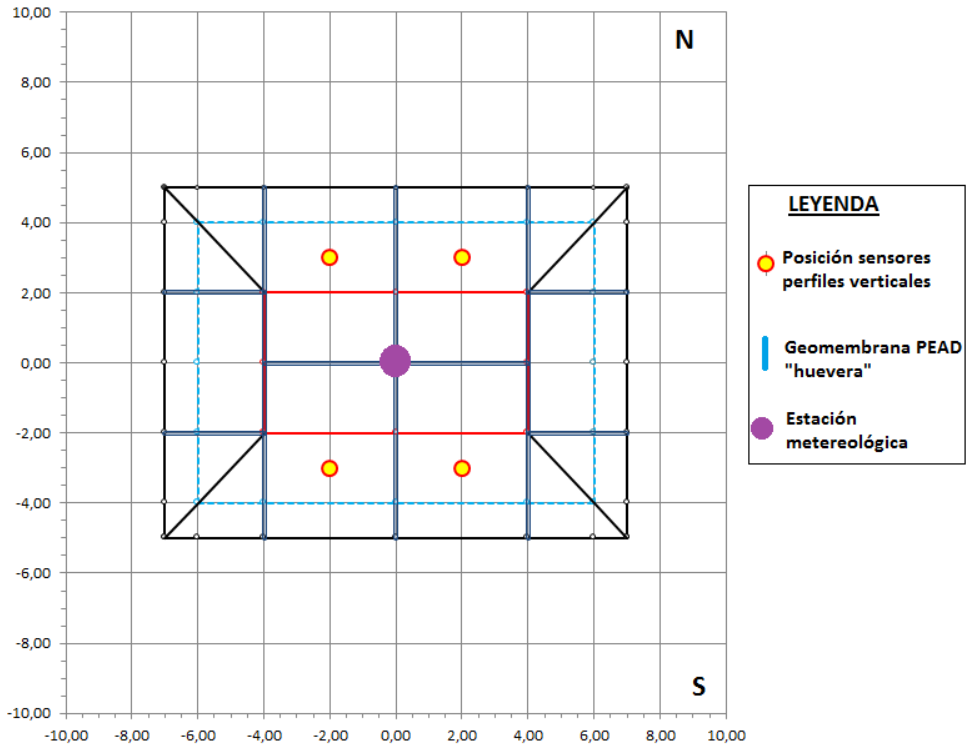


Figura 46: Vista en alzado del terraplén experimental a construir.

En la Figura 47 y 48 se representan los cortes O-E y S-N, con la posición de la geomembrana impermeabilizante en color azul claro. La zona a instrumentar corresponde con el metro de espesor situado por encima de la membrana. En la Figura 49 queda definida la zona con y sin vegetación.

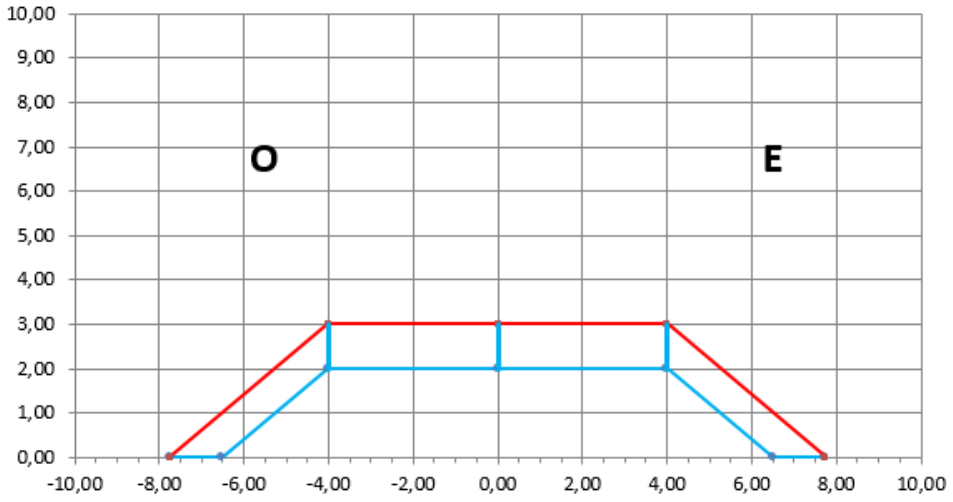


Figura 47: Sección O-E del talud experimental a construir e instrumentar.

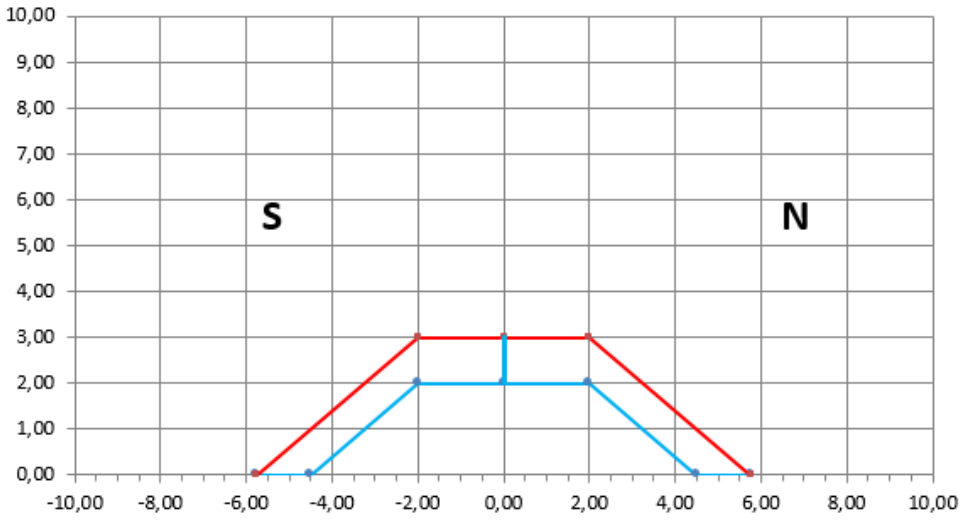


Figura 48: Sección S-N del talud experimental a construir e instrumentar.

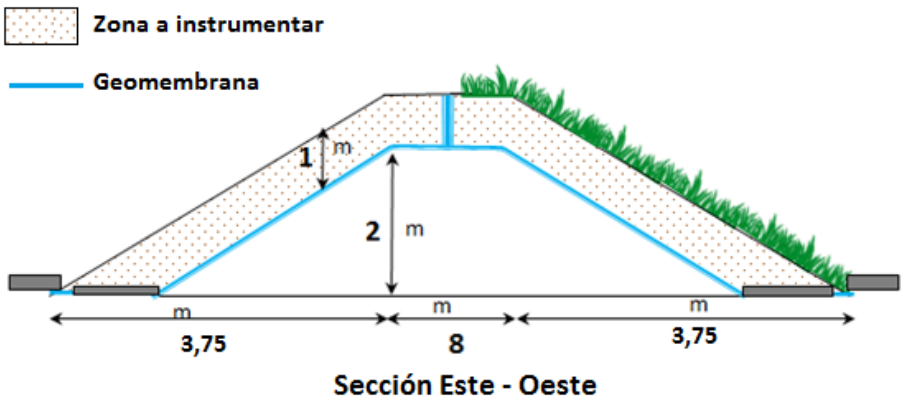


Figura 49: Sección O-E con vegetación en la mitad del talud, orientación Este. La geometría no está a escala.

5. Modelación

Con el objeto de predecir la estabilidad del talud a construir se ha calculado previamente el factor de seguridad frente a deslizamiento en condiciones secas, y su evolución en condiciones transitorias hasta su completa saturación, para diferentes ángulos de talud. Este análisis previo se ha efectuado con el programa *Slide v.7* de *Rocsience*, analizando la estabilidad con el método de equilibrio límite de las rebanadas.

Mediante el programa *Slide* es posible hacer un cálculo hidráulico con elementos finitos y ver la evolución de gradientes, presiones de agua, flujo, etc. a medida que se infiltra agua en el talud.

Una vez analizada su estabilidad se ha elegido la inclinación del talud que genera una superficie de rotura ni demasiado superficial, ni demasiado profunda como para llegar a romper por debajo del metro de espesor a instrumentar.

Una vez definida la inclinación de las vertientes del talud y su geometría final se ha realizado un análisis hídrico mediante el programa de elementos finitos Code_Bright v.6 (COupled DEformation, BRIne, Gas and Heat Transport, Olivella et al., 2009)), desarrollado en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (ETSECCPB) de la UPC.

Code_Bright permite resolver problemas acoplados de flujo de agua (líquida y vapor), aire, temperatura y equilibrio mecánico, en medios geológicos parcial o totalmente saturados. Funciona con la interfaz gráfica de *GiD*, usado en el pre y post proceso de la simulación numérica y desarrollada en el *Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE)*.

El uso del *software Code_Bright* es muy interesante para predecir el comportamiento hidráulico del talud de manera acoplada con las deformaciones. Para poner un ejemplo,

las deformaciones inducen un cambio en el índice de poros que a su vez influye en el grado de saturación y en la permeabilidad relativa del líquido, y estos en la respuesta hídrica del suelo. De igual manera cambios hidráulicos generan cambios tensionales que generan deformaciones mecánicas. En el presente trabajo se ha hecho el cálculo hidráulico sin considerar su acoplamiento mecánico.

El modelo creado con *Code_*Bright es de interés en la fase de diseño del talud experimental a construir para definir la posición de los perfiles verticales donde se colocarán los diferentes sensores de medición, y para facilitar la posterior interpretación de los resultados registrados in-situ.

A continuación se presenta los resultados obtenidos con los modelos creados, primero el cálculo del factor de seguridad ante rotura circular y ante diferentes escenarios con *Slide*, y posteriormente el cálculo con *Code_Bright*. En ambos casos se ha modelado la mitad de la sección del terraplén.

5.1 Modelo Slide

5.1.1 Condiciones de contorno

En la Figura 50 se presentan las condiciones de contorno prescritas, con una presión del líquido de 0 kPa (P_l=0) en el contorno con la atmósfera y en el pie del talud, simulando la posición del dren. Estas condiciones de contorno son comunes tanto en el cálculo transitorio como en el estacionario. Los dos contornos restantes se consideran como impermeables.

La condición de dren se ha simulado con una presión prescrita de 0. Esto no es correcto en las etapas iniciales donde esta condición hace que entre algo de agua desde el exterior al pie del talud. Sin embargo, con el paso del tiempo las presiones de agua en el interior del suelo se hacen positivas y la condición de presión nula es equivalente a la del dren.

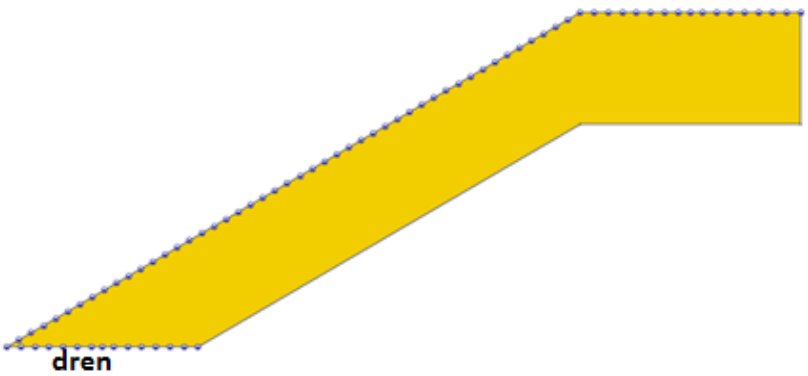


Figura 50: Condición de contorno régimen transitorio y estacionario, Presión de líquido prescrito = 0 kPa.

5.1.2 Condiciones iniciales

Las condiciones iniciales son necesarias para el cálculo en régimen transitorio donde es importante conocer la situación inicial del material. Para el cálculo en régimen estacionario no son necesarias, dado que estas solo influyen en el tiempo de respuesta necesario para llegar a una situación estable o estacionaria, y no en el escenario final.

En la Figura 51 se muestran las condiciones de contorno iniciales prescritas para el cálculo transitorio, con una presión prescrita del agua presente en los poros de -20 kPa correspondiente a un grado de saturación del 64,47% estimado con el ajuste de la curva de retención con el modelo de *Van Genuchten*. Esta succión prescrita se ha introducido en forma de altura piezométrica (h) con la ecuación (22):

$$h = \frac{P_w}{\gamma_w} = \frac{-20\ kN/m^2}{10\ kN/m^3} = -2\ m \qquad (22)$$

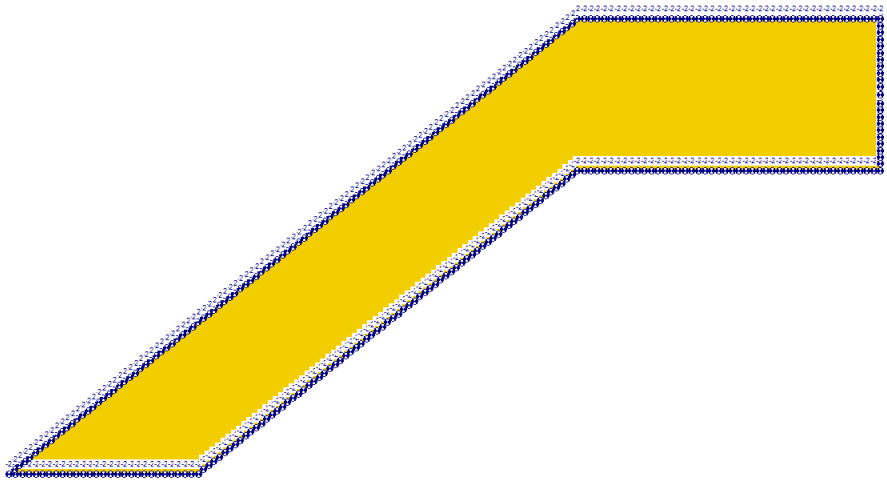


Figura 51: Altura piezométrica prescrita de -2m para considerar la succión del suelo en la situación inicial del material para el cálculo transitorio.

5.1.3 Parámetros hidráulicos

Los parámetros hidráulicos son necesarios para el cálculo transitorio.

Los parámetros hidráulicos necesarios para el cálculo son la permeabilidad (K = 3,28·10^{-9} m/s) y la porosidad de referencia (ϕ_o = 0,4085) para una densidad seca inicial de 1.6 g/cm^3. Para el cálculo se ha hecho uso del modelo de *Van Genuchten*, para los que son necesarios definir dos parámetros (n y α) de la ecuación del grado de saturación efectivo (S_e), ver ecuación (23). Estos dos parámetros se obtienen a partir de los parámetros de

Van Genuchten (*P*, *λ*) obtenidos y definidos en el *Capítulo 3.3.1 Curva de retención* del presente documento.

$$S_e = \frac{1}{(1 + (\alpha n)^n)^m} \qquad (23)$$

Dónde:

$$m = \lambda = 0{,}46$$

$$n = \frac{1}{1 - \lambda} = \frac{1}{1 - 0{,}46} = 1{,}851$$

$$\alpha = \frac{\gamma_w}{P} = \frac{9{,}81\ kN/m^3}{23{,}43\ kN/m^2} = 0{,}42 \quad 1/m$$

5.1.4 Parámetros mecánicos

Los parámetros mecánicos asociados al material del talud son los siguientes, para un grado de saturación inicial de 64,47%:

Pesos unitarios:

$\gamma_{nat} = \gamma_d(1 + \omega) = 16\ kN/m^3 \cdot (1 + 0{,}1645) = 18{,}63\ kN/m^3$

$\gamma_{sat} = \gamma_d(1 + \omega_{sat}) = 16\ N/m^3 \cdot (1 + 0{,}1645) = 20{,}1\ kN/m^3$

Parámetros resistentes de *Mohr-Coulomb*:

$c' = 0\ kPa.$

φ'= 53°.

Resistencia al corte no saturado: Considera la contribución de la succión en la resistencia a esfuerzo cortante en condiciones parcialmente saturadas, usado en el cálculo transitorio:

$\tan\phi_b = S_r \cdot \tan\phi' = 0{,}82 \cdot \tan 53 = 1{,}088$

Dónde:

S_r = 0.5 · (Sr condiciones iniciales + Sr condiciones finales) = 0,5 · (0.6447+1) = 0,82

Valor de entrada de aire = 5 kPa

En la Figura 52 se representa la obtención del valor de entrada de aire a partir de la curva de retención obtenida.

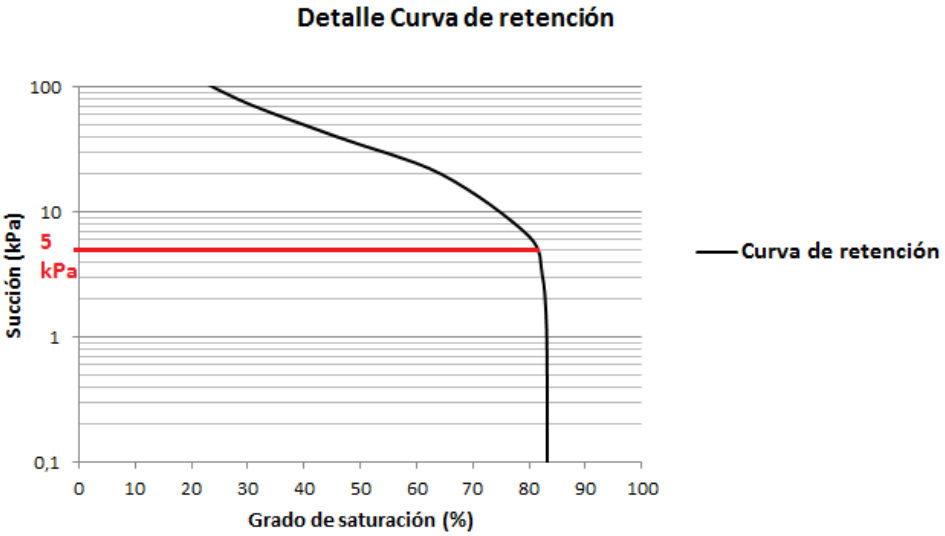


Figura 52: Obtención valor entrada de aire con curva de retención.

5.1.5 Malla de elementos finitos

En la Figura 53 se representa la geometría con la malla de elementos finitos triangulares generada para el cálculo de la estabilidad para diferentes inclinaciones de talud. Se observa como la malla está refinada en los contornos del talud y en el pie para obtener unos resultados más precisos. Se ha decidido remallar en estos lugares dado que es donde mayores gradientes se esperan (tensiones, presión del líquido, etc.) y consecuentemente donde se producirán las variaciones más bruscas. En la Figura 54 se presenta un detalle de la malla situada en el pie del talud.

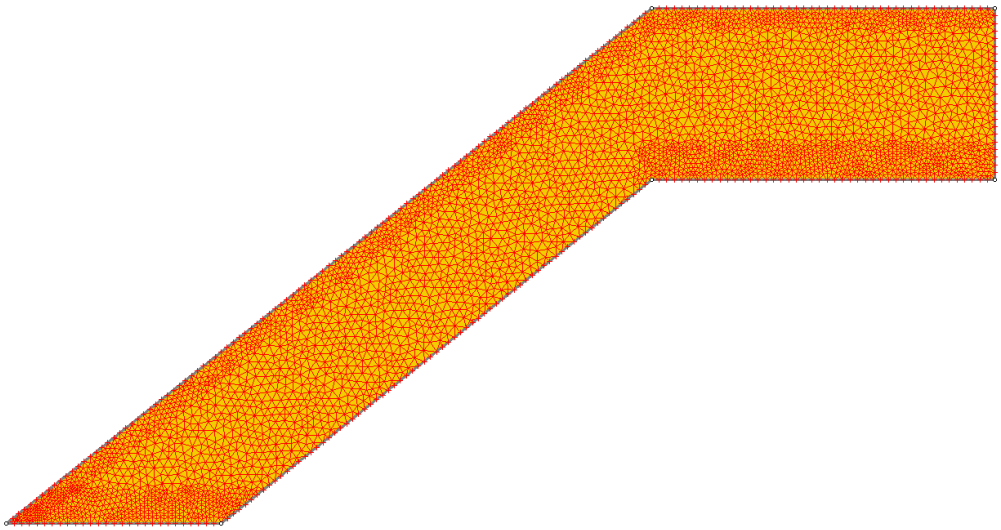


Figura 53: Malla elementos finitos triangular generada para el cálculo con Slide.

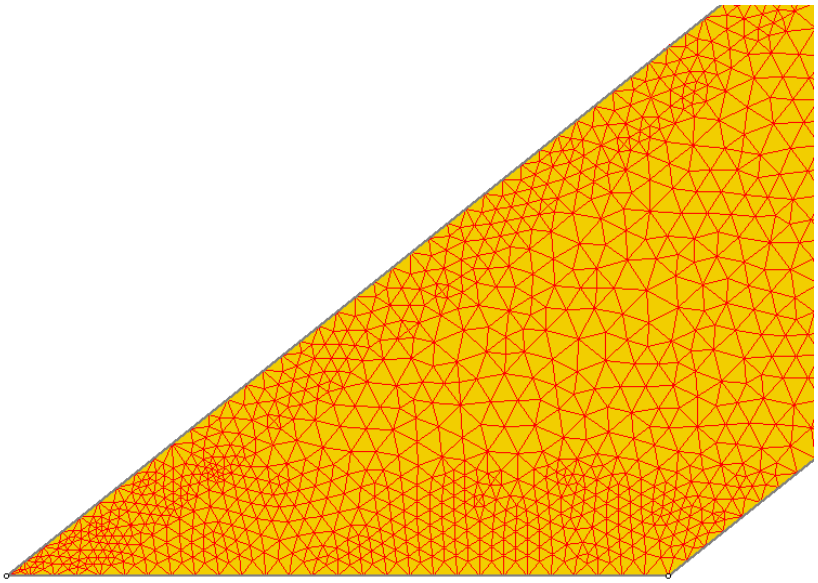


Figura 54: Detalle malla en el pie del talud.

5.1.6 Resultados régimen estacionario

A continuación se muestran los resultados para diferentes inclinaciones de talud en condiciones de régimen estacionario, que corresponde con la situación más desfavorable. Los factores de seguridad mostrados corresponden al método de las rebanadas de *Bishop*, tanto en el régimen estacionario como en el transitorio.

5.1.6.1 Ángulo talud = 30º

En la Figura 55 se presenta el Factor de Seguridad (*FS*) mínimo al deslizamiento para una inclinación del talud de 30º. Se puede observar como el talud es estable con un FS por encima de la unidad.

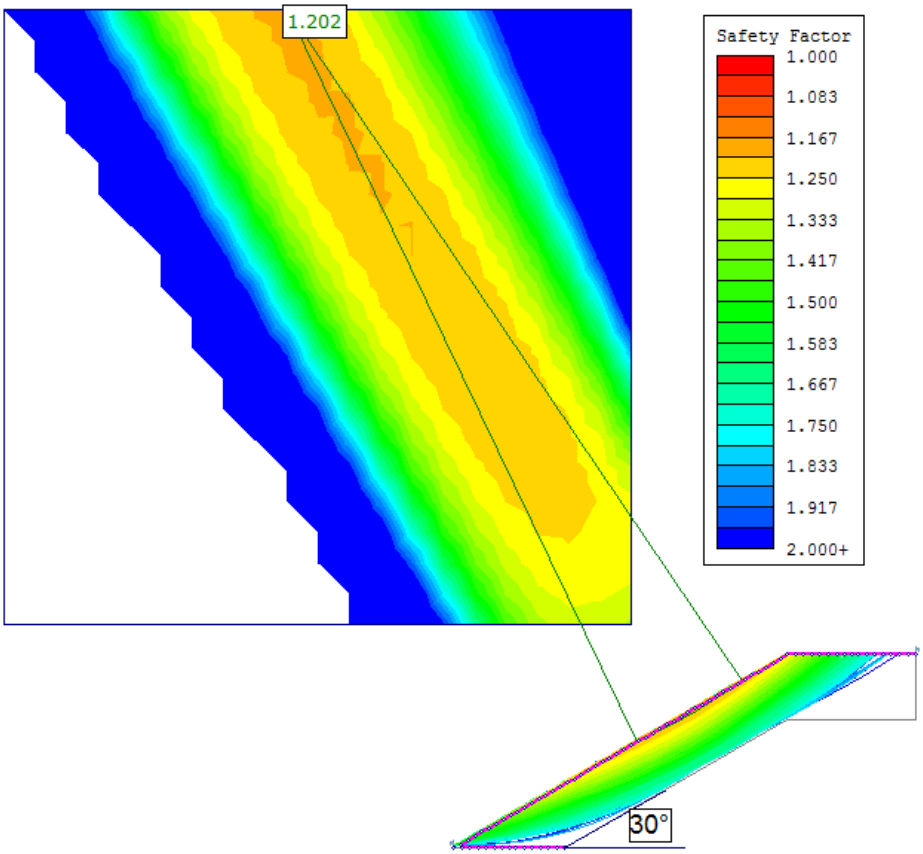


Figura 55: FSmín = 1,202 talud 30º condiciones saturadas.

5.1.6.2 Ángulo talud = 35º

Como se aprecia en la Figura 56, el *FS* a la rotura ha descendido al aumentar la inclinación del talud, llegando a un valor justo por debajo de la unidad (FS = 0,997). La superficie de rotura que se genera con un FS igual o muy aproximado a la unidad es muy superficial, tal y como se muestra en la Figura 57.

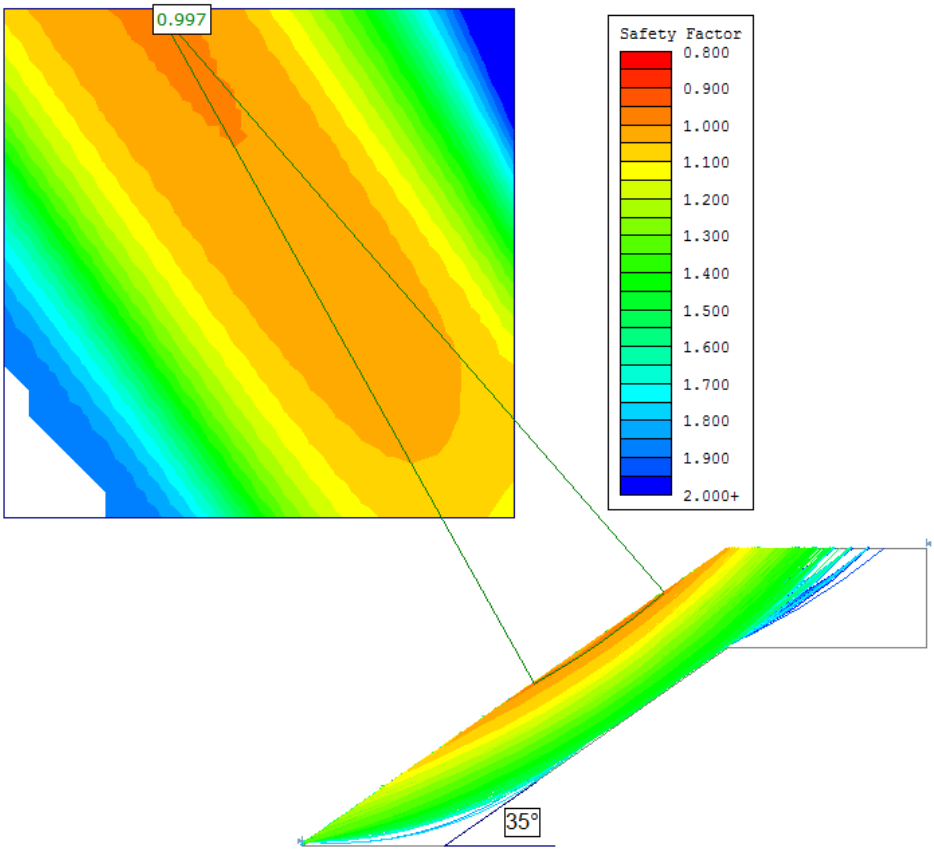


Figura 56: FS = 0.997, talud 35º condiciones saturadas.

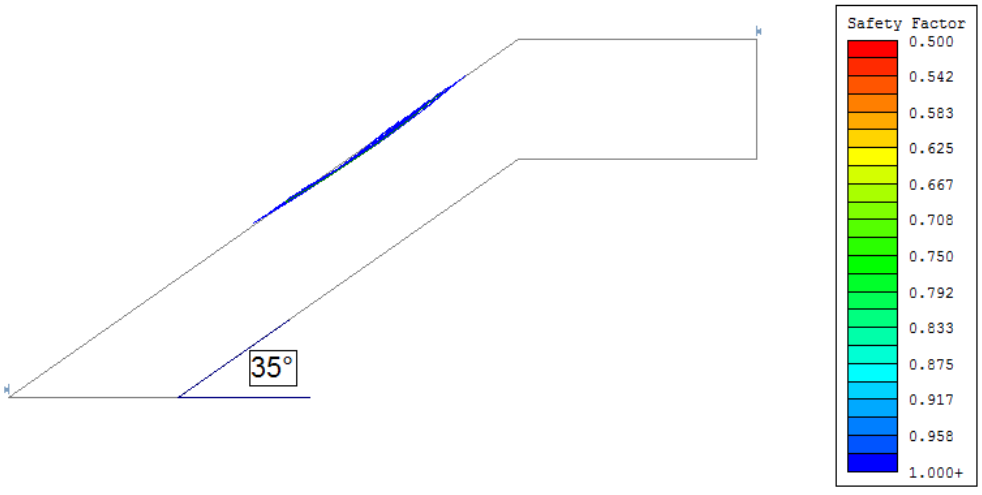


Figura 57: Superficie de rotura FS<=1, talud 35⁰.

5.1.6.3 Ángulo talud = 40º

En la Figura 58 y 59 se observa como el factor de seguridad ha descendido hasta 0.828 llegando a condiciones de rotura. Se observa como la superficie de rotura involucrada es mayor al aumentar la inclinación del talud, lo que se traduce en una mayor extensión y profundidad de masa de suelo inestable.

La superficie de rotura cumple los requisitos de involucrar una masa de suelo que no llegue a la membrana, con el peligro de dañarla y tener que empezar de nuevo con el experimento, y que no sea demasiado superficial como para no recoger datos de interés con los sensores a colocar en el talud experimental de Agrópolis.

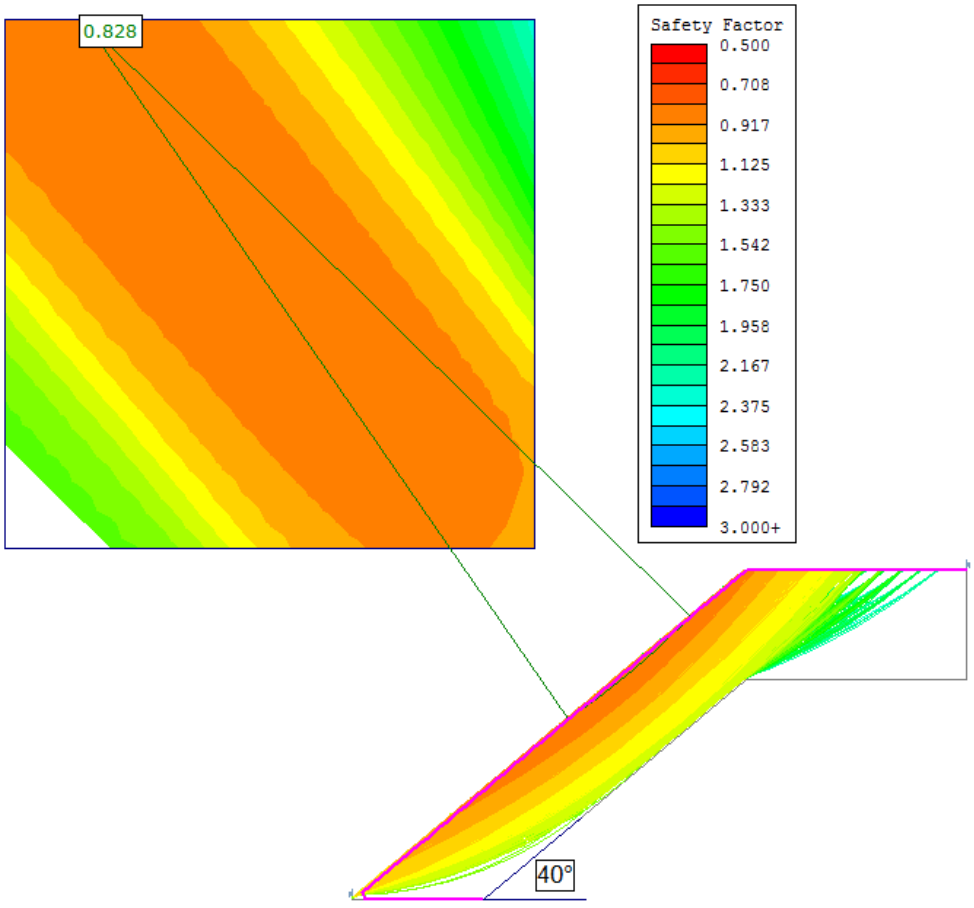


Figura 58: FS mín. = 0.828, talud 40º condiciones saturadas.

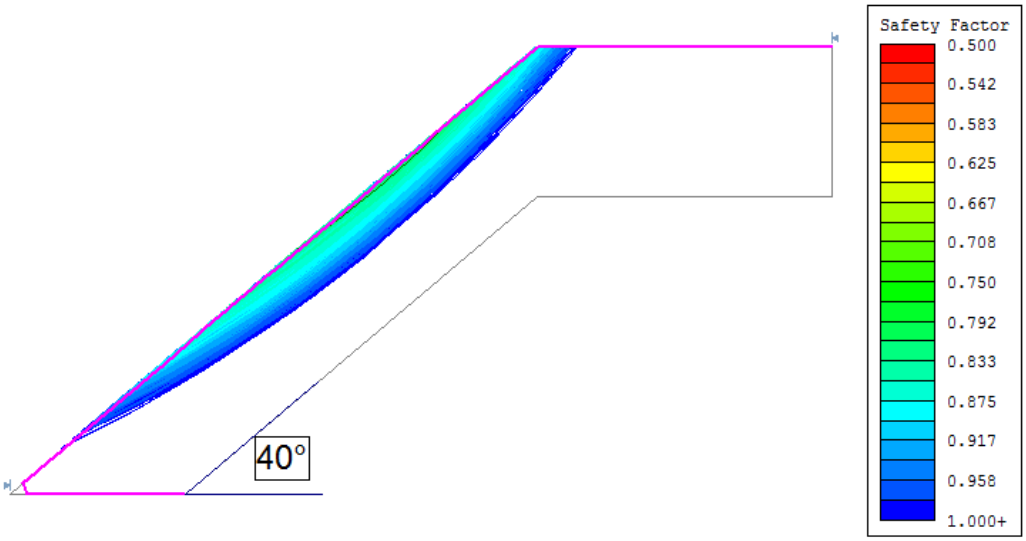


Figura 59: Superficie de rotura con FS<=1, talud 40^0.

5.1.6.4 Ángulo talud = 45º

Con un ángulo de 45 grados se obtienen factores de seguridad muy bajos en condiciones estacionarias, aunque en las condiciones iniciales por efecto de la succión el talud es perfectamente estable.

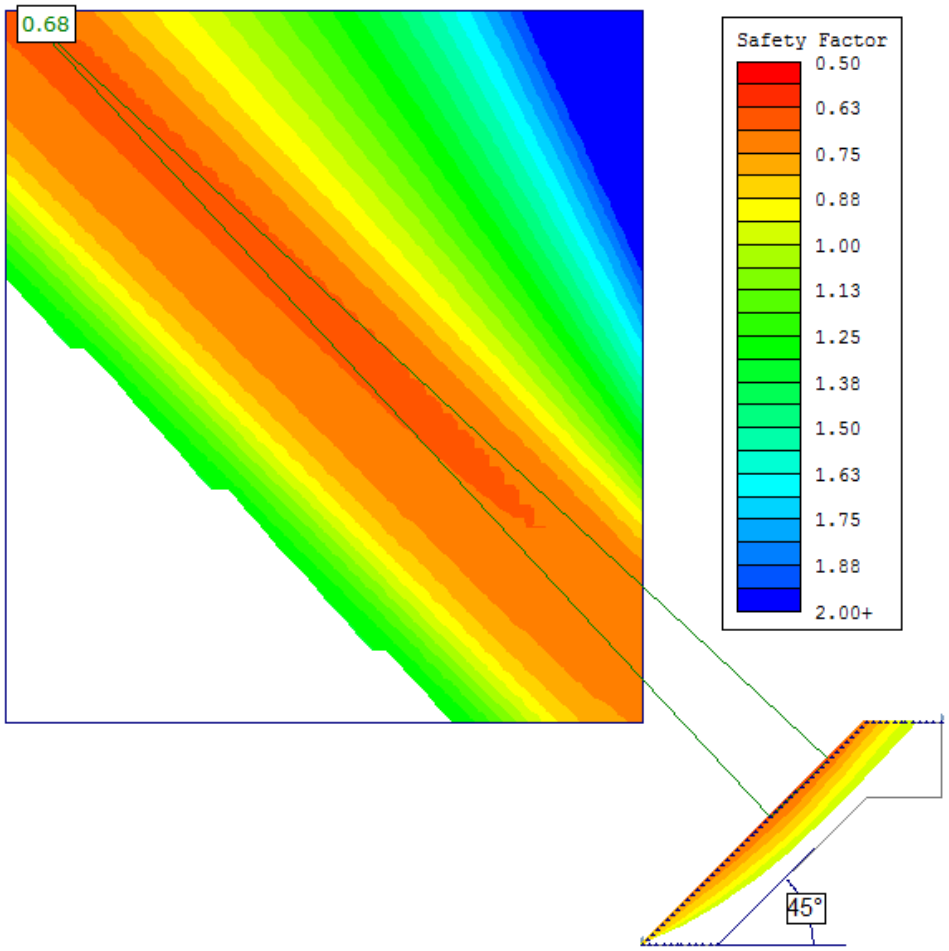


Figura 60: FS mín. = 0.68, talud 45º condiciones saturadas.

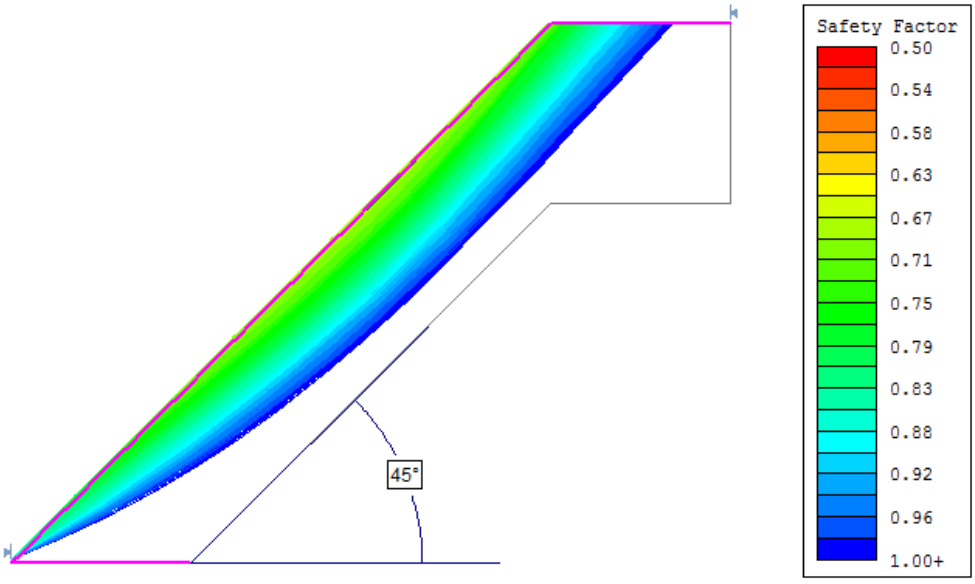


Figura 61: Superficie de rotura con FS<=1, talud 45^0.

5.1.6.5 Ángulo talud de diseño final = 38,66º

A partir de los resultados obtenidos para los factores de seguridad mínimos se ha decidido que la pendiente del talud será próxima a 40^0, tal y como se ha explicado anteriormente en el talud con ángulo de 40^0.

Por facilidad a la hora de su construcción se ha decidido que el talud tendrá una inclinación de 38.66^0, correspondiente a una pendiente 5H:4V

En la Figura 62 se representa los Factores de seguridad de las diferentes superficies de rotura, con un FS mínimo de 0.86, y en la Figura 63 se muestra la superficie de rotura con FS igual o inferior a la unidad.

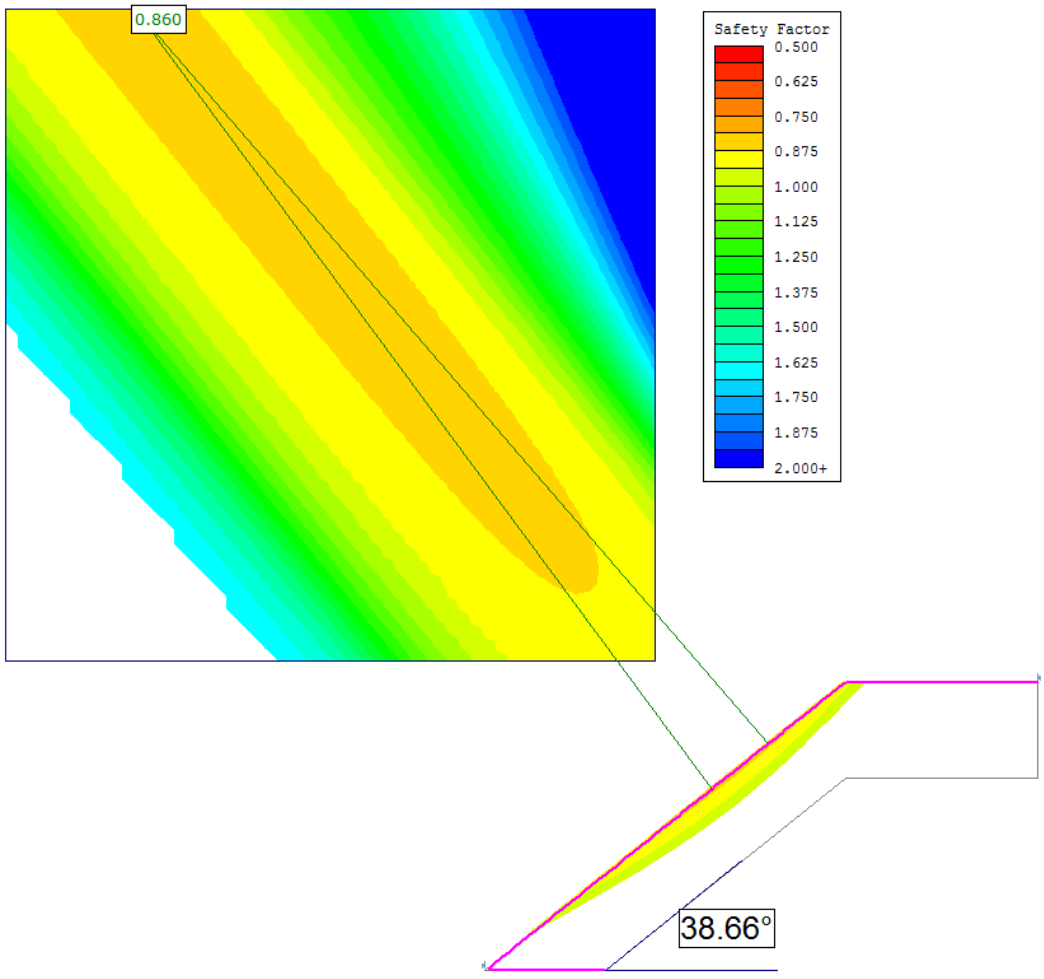


Figura 62: FS mín. = 0.86, talud diseño final 38,66º condiciones saturadas.

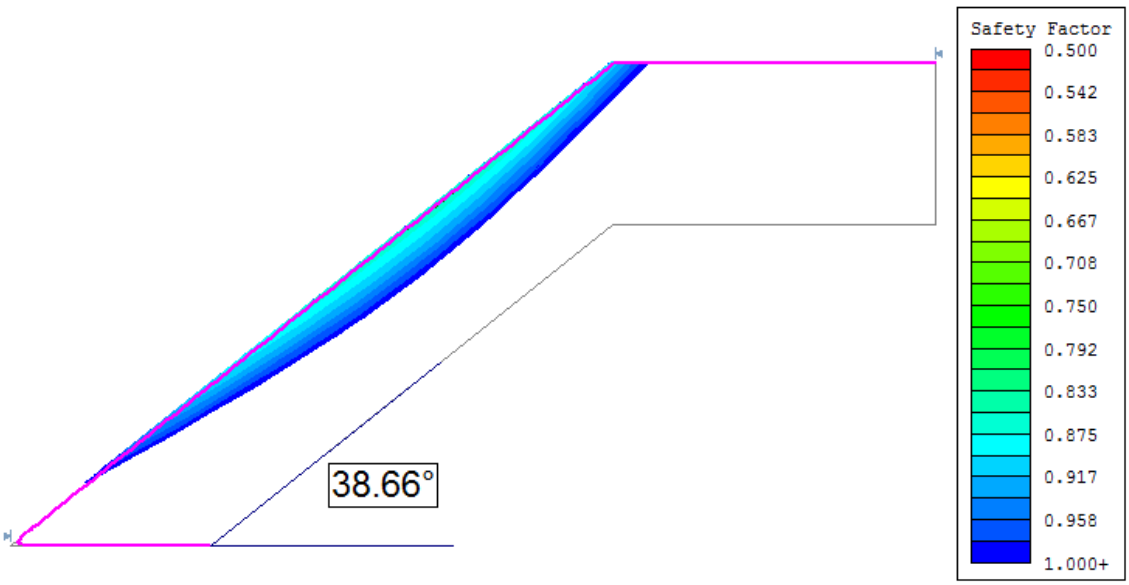


Figura 63: Superficie de rotura con FS<=1, talud diseño final 38,66^0.

Slide permite, además del cálculo de estabilidad, hacer un cálculo hidráulico. En la Figura 64 y 65 se representa para condiciones estacionarias la presión de poros y la altura piezométrica respectivamente. Como se puede apreciar, la presión de poros en el contorno con la atmósfera y con el dren es igual a la condición de contorno de presión de líquido prescrita, e igual a cero.

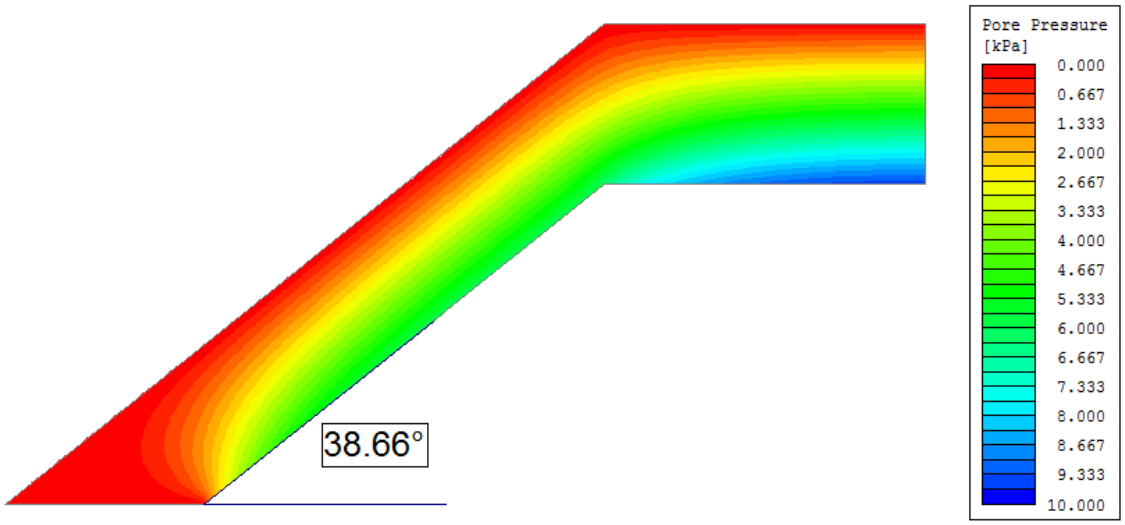


Figura 64: Presión de poros en condiciones saturadas.

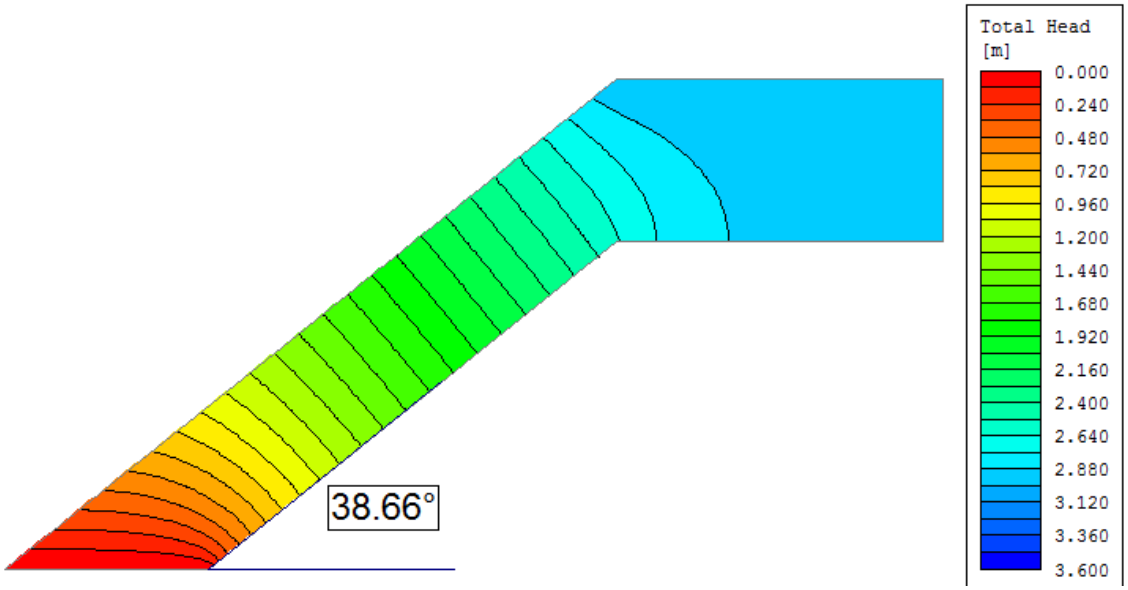


Figura 65: Altura piezométrica total en condiciones saturadas.

Tras el cálculo del factor de seguridad de estabilidad del talud se ha procedido a compararlo con el obtenido con la ecuación (24) de *FS* de talud indefinido del documento de *Estabilidad de Taludes de Eduardo Alonso, edición 2005.* En este trabajo se ha considerado el flujo paralelo a la superficie del talud (*i=α).* Esta ecuación es muy utilizada para cálculos simples de estabilidad de taludes, con deslizamientos traslacionales con una superficie de deslizamiento sensiblemente paralela a la superficie y con una profundidad de deslizamiento pequeña en comparación a su longitud.

$$F_\tau = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{c' + (\sigma - p_w)\tan\varphi'}{\tau} = \frac{c' + (\gamma d \cos^2 i - p_w)\tan\varphi'}{\gamma d \,\mathrm{sen}\, i \cos i}$$

Dónde:

$$p_w = \gamma_w d \frac{\cos i \cos\alpha}{\cos(\alpha - i)}$$

d: profundidad superficie de rotura.

Finalmente tenemos que:

$$F_\tau = \frac{c' + d\cos i\left[\gamma \cos i - \gamma_w \dfrac{\cos\alpha}{\cos(\alpha - i)}\right]\tan\varphi'}{\gamma d \,\mathrm{sen}\, i \cos i} \qquad (24)$$

Con una cohesión nula, el Factor de seguridad en condiciones saturadas solo depende de la inclinación del talud (*i*) i del flujo (*α)*, del peso específico del medio poroso (*γ)* y del fluido que lo atraviesa (γ_w*)* y del ángulo de fricción interna del suelo (ϕ'). Considerando el flujo paralelo al talud (*α=i*) la ecuación queda definida como:

$$F_\tau = \frac{[\gamma cosi - \gamma_w cos\alpha]tan\varphi'}{\gamma seni}$$

En la Tabla 21 y Figura 66 se comparan los Factores de Seguridad obtenidos con *Slide* y mediante la fórmula del *FS* de talud indefinido, en condiciones estacionarias de flujo paralelo y para diferentes inclinaciones (*i*) del talud. Como se aprecia los factores de seguridad obtenidos con *Slide* son muy parecidos a los obtenidos mediante la fórmula de talud indefinido.

Condiciones estacionarias saturadas		
i **(º)**	***FS*** **Slide**	***FS*** **talud indefinido**
30	1,202	1,153
35	0,997	0,951
38,66	0,868	0,832
40	0,828	0,794
45	0,680	0,666

Tabla 21: FS obtenidos con Slide y talud indefinido para diferentes inclinaciones del talud. Talud de diseño de 38.66º con un FS de 0.87

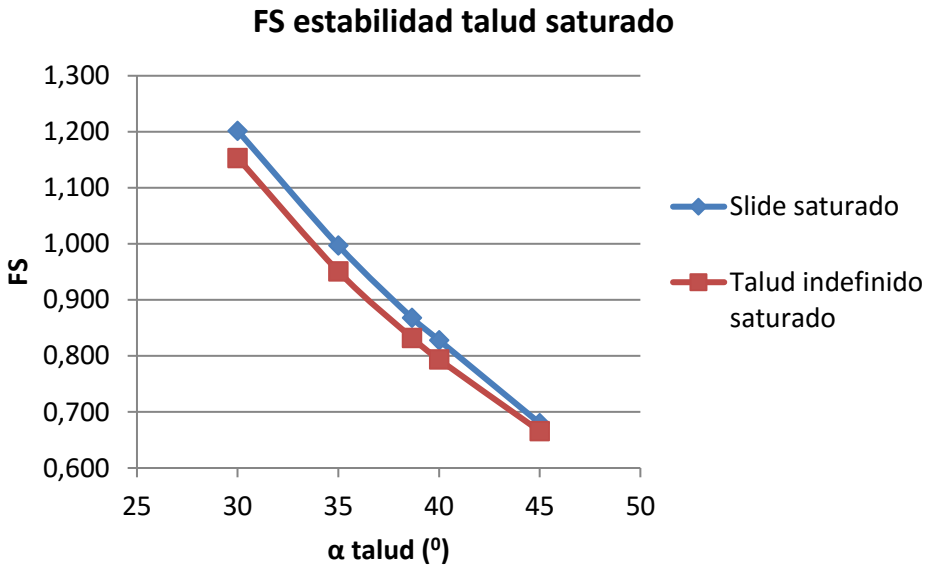


Figura 66: Comparación FS obtenido con Slide y con la ecuación de talud indefinido para diferentes inclinaciones de talud.

Como se observa en la Figura 66, el *FS* calculado con *Slide* es ligeramente superior al calculado con la ecuación de talud indefinido. Este *FS* ligeramente superior en *Slide* está ligado con la modelación del dren en el pie del talud, donde el flujo de salida deja de ser paralelo al talud y pierde su componente horizontal para pasar a ser vertical descendente casi en su totalidad, motivo por el que el FS aumenta ligeramente. En el cálculo con la ecuación de talud indefinido se ha considerado un talud sinfín donde el flujo no varía su dirección y es paralelo al talud. En la Figura 67 se observa la variación del flujo en el pie del talud, con un flujo prácticamente vertical a la salida del dren.

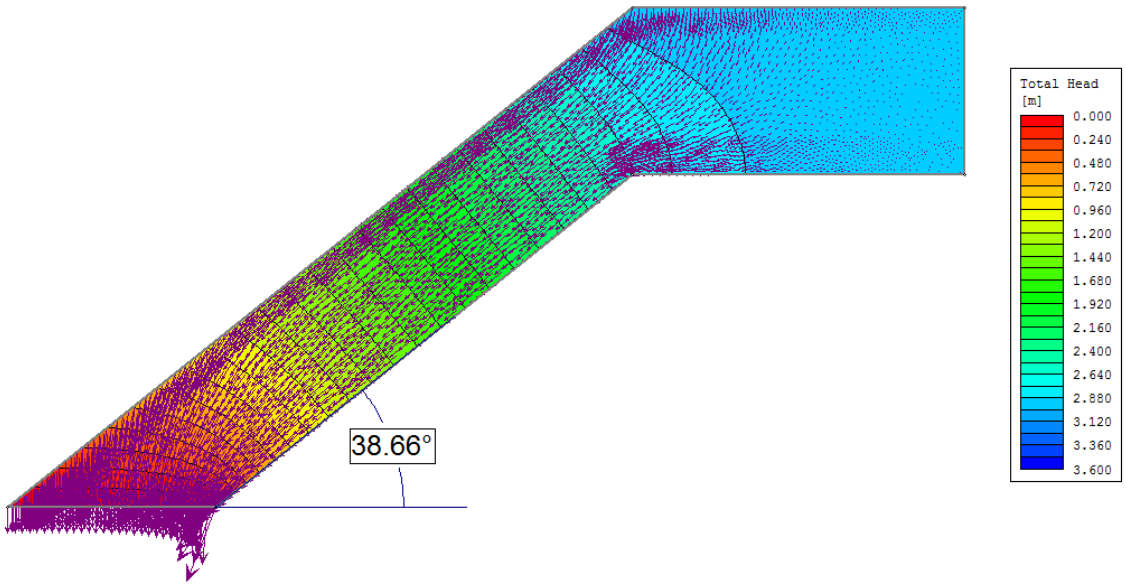


Figura 67: Flujo con componente vertical a la salida del dren, aumento del FS ante deslizamiento.

En la Figura 68 se representa el caso estacionario, en condiciones saturadas, para un talud de 45º sin dren en el pie. Se puede apreciar como el FS desciende hasta un valor cercano a 0 en el pie del talud, y como la superficie involucrada con un FS menor a la unidad se extiende desde el pie hasta la parte más superior del talud. Este descenso tan brusco del *FS* se debe a la variación de la dirección del flujo al considerar el borde inferior como impermeable, sin dren. El flujo de salida pierde su componente vertical, tal y como se observa en la Figura 69 e induce una primera rotura del talud en el pie. Se puede observar como las líneas equipotenciales de flujo cambian de dirección respecto a la situación con dren, girando hacia el exterior y marcando la dirección del flujo horizontal.

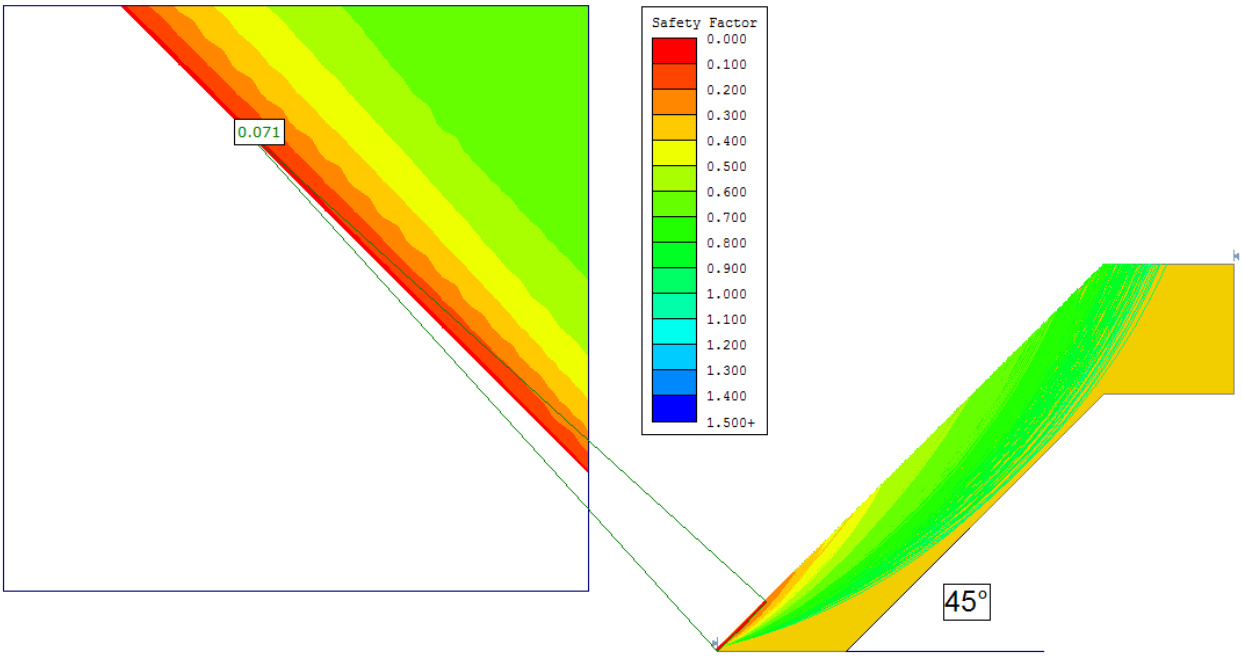


Figura 68: FS=0.07 en talud 45º sin dren. Superficie de rotura mínima en el pie y posterior desarrollo de una superficie de rotura en toda la extensión del talud.

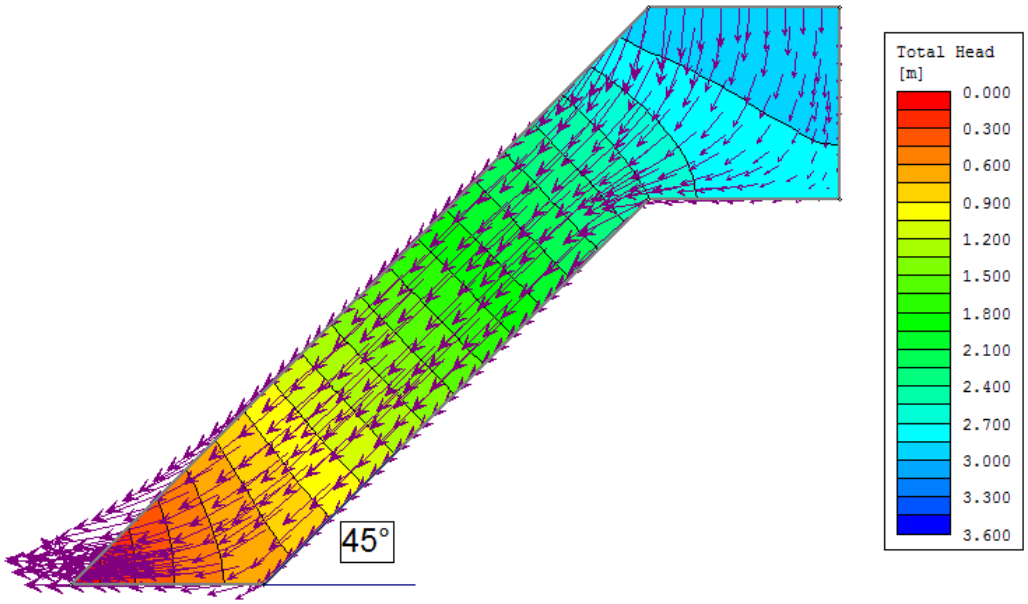


Figura 69: Flujo de componente horizontal en la zona de descarga del talud, caso sin dren. Causa de la reducción del FS a esfuerzo cortante.

Tal y como se observa en la Figura 68 y 69, la situación sin dren es muy desfavorable para la estabilidad del talud y para el estudio del presente trabajo, dado que la superficie de rotura empieza por el pie y se extiende a lo largo del talud involucrando una superficie de rotura muy grande. Con el objeto de facilitar futuras lecturas en los sensores a instalar en cada uno de los perfiles verticales, se ha optado por la colocación

de un dren en el pie del talud, con *Factores de Seguridad* cercanos a la unidad y una rotura más progresiva.

5.1.7 Resultados régimen transitorio

Después del cálculo previo en las condiciones más desfavorables, situación totalmente saturada, se calcula la estabilidad del talud en régimen transitorio. Para ello se calcula el *Factor de Seguridad* (*FS*) en las condiciones iniciales, con una saturación inicial es del 64%, correspondiente a una succión del líquido de 20 kPa, y una porosidad inicial de 0.4085, y se calcula su evolución con el tiempo hasta la situación final estacionaria, tras la infiltración de agua i la saturación total de los poros.

Para el cálculo del *FS* ante rotura por cortante, en la situación inicial, se ha hecho uso de la ecuación (24) de talud indefinido. El cálculo del *FS* en la situación inicial se ha hecho considerando diferentes escenarios, uno con cohesión nula, y otro más realista en el que se considera una cohesión debida a la contribución de la succión en la resistencia a cortante.

En el caso de condiciones secas, sin infiltración de agua y considerando una cohesión nula, el *Factor de Seguridad* frente a rotura por cortante en talud indefinido se define como el cociente entre la tangente del ángulo de rozamiento y la tangente del ángulo del talud, ver ecuación (25). En esta situación el talud es estable (*FS*>1*)* si su pendiente (*i*) es menor al ángulo de fricción interna de las partículas (φ'= 53º).

$$F_\tau = \frac{tan\varphi'}{tani} > 1 \qquad si \quad \varphi > i \qquad (25)$$

La contribución de la succión a la resistencia a cortante se define según la ecuación como si de una cohesión se tratase, ecuación (26):

$$c' = s \cdot S_r \cdot tan\varphi' \qquad (26)$$

Dónde:

s: Succión.
S_r: Grado de saturación.
φ: Ángulo fricción interno partículas.

En la Tabla 22 se resumen los parámetros utilizado para el cálculo en las condiciones iniciales.

φ' (º)	53
γ_{sat} (kN/m3)	20,07
γ_w (kN/m3)	10
γ_d (kN/m3)	16
γ_{nat} (Sr=0,645) (kN/m3)	18,63
ω	0,16
Succión (kPa)	20
S_r	0,645
c' (kPa) =s·S_r·tanφ'	17,11

Tabla 22: Parámetros utilizado para el cálculo del FS a cortante en las condiciones iniciales.

En la Tabla 23 se presentan los resultados obtenidos para el *FS* a esfuerzo cortante en condiciones secas, sin considerar la contribución de la succión (lado de seguridad) y considerando una cohesión debida a la succión para diferentes profundidades (*d*) de la superficie de rotura. Se muestran también los resultados obtenidos en condiciones estacionarias de saturación.

	Condiciones saturadas		**Condiciones "secas", sin infiltración**				
	FS Talud Agrópolis	**FS Talud indefinido, considerando *i*=α (líneas de flujo paralelas a talud)**					
i **(º)**	***FS*** **Slide**	***FS***	***FS*** **seco, *c*=0**	***FS*** **seco, *c*>0**			
30	1,202	1,153	2,299	26,99	14,65	7,24	4,77
35	0,997	0,951	1,895	24,65	13,28	6,45	4,17
38,66	0,868	0,832	1,659	23,58	12,62	6,04	3,85
40	0,828	0,794	1,582	23,30	12,44	5,92	3,75
45	0,680	0,666	1,327	22,71	12,02	5,60	3,47
			d **(m)**	0,1	0,2	0,5	1

Tabla 23: Resultados obtenidos para el FS al corte en condiciones secas y saturadas. Talud de diseño i=38,66º.

Tal y como se observa en la Tabla 23, el factor de seguridad en las condiciones iniciales, sin considerar la infiltración, es del orden de dos veces el *FS* en condiciones estacionarias, con todo el talud saturado de agua. Se aprecia también como la contribución de la succión a la resistencia a cortante es muy grande.

En la Figura 70 se presentan los resultados del cálculo del *FS* en las condiciones iniciales y finales de saturación, para el cálculo con *Slide* y con la ecuación de talud indefinido.

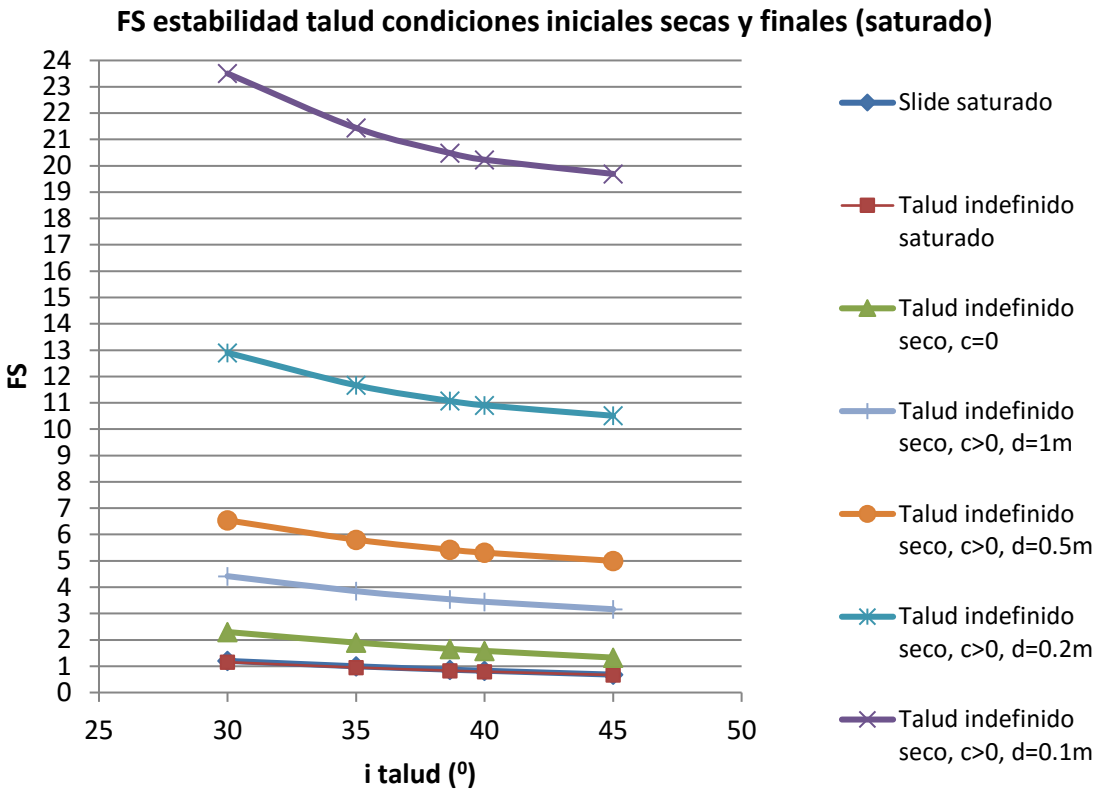


Figura 70: FS condiciones iniciales y estacionarias para diferentes inclinaciones de talud.

En la Figura 71 se presenta la evolución del *FS* en función del tiempo, desde las condiciones iniciales del material hasta llegar a condiciones estacionarias, con el método del equilibrio límite por rebanadas de *Bishop* y de *Janbu*.

Se aprecia como entre los 65 y 85 días se produce una variación del *FS* de 1.66 hasta 0.928, dando lugar la rotura del talud tras 80 días de infiltración. Este descenso del *FS* es consecuencia del inicio de la saturación del talud en la parte interna del pie tras 60 días de infiltración. A partir de los 85 días de infiltración la zona de inicio de la rotura (zona central talud) queda completamente saturada. La saturación de todo el talud se da a los 103 días de infiltración.

De la Figura 72 a la 79 se observa la evolución del FS con la subida del nivel freático (*NF*) en el talud y la presión de poros. Se aprecia como la subida del nivel freático dentro del talud provoca una situación de inestabilidad. La rotura del talud por saturación o subida del *NF* se debe a la pérdida de resistencia a cortante a consecuencia de un descenso de la tensión entre las partículas o tensión efectiva. Este descenso de la tensión efectiva se debe a la pérdida de la contribución por succión con el aumento de las presiones en los poros al saturarse el material.

Se concluye como la rotura se produce antes de la saturación total de todo el material, tras la saturación del tramo crítico de rotura (tramo inclinado o zona de talud).

Hay que tener en cuenta que la duración del proceso que se presenta está asociada a un valor de la permeabilidad saturada de $K=3{,}28\cdot10^{-9}$ m/s. Una porosidad más alta del suelo o la existencia de caminos preferenciales debidos a pequeños desplazamientos de la masa de suelo pueden reducir los periodos de tiempo señalados. En principio a igualdad de los demás parámetros un aumento en un factor de 10 de la permeabilidad reduciría los tiempos en ese factor de 10. Por tanto, a fin de precisar mejor la evolución de las presiones de agua será importante hacer algún ensayo "in situ" a fin de obtener la permeabilidad real mediante retro-análisis de las medidas realizadas con la instrumentación.

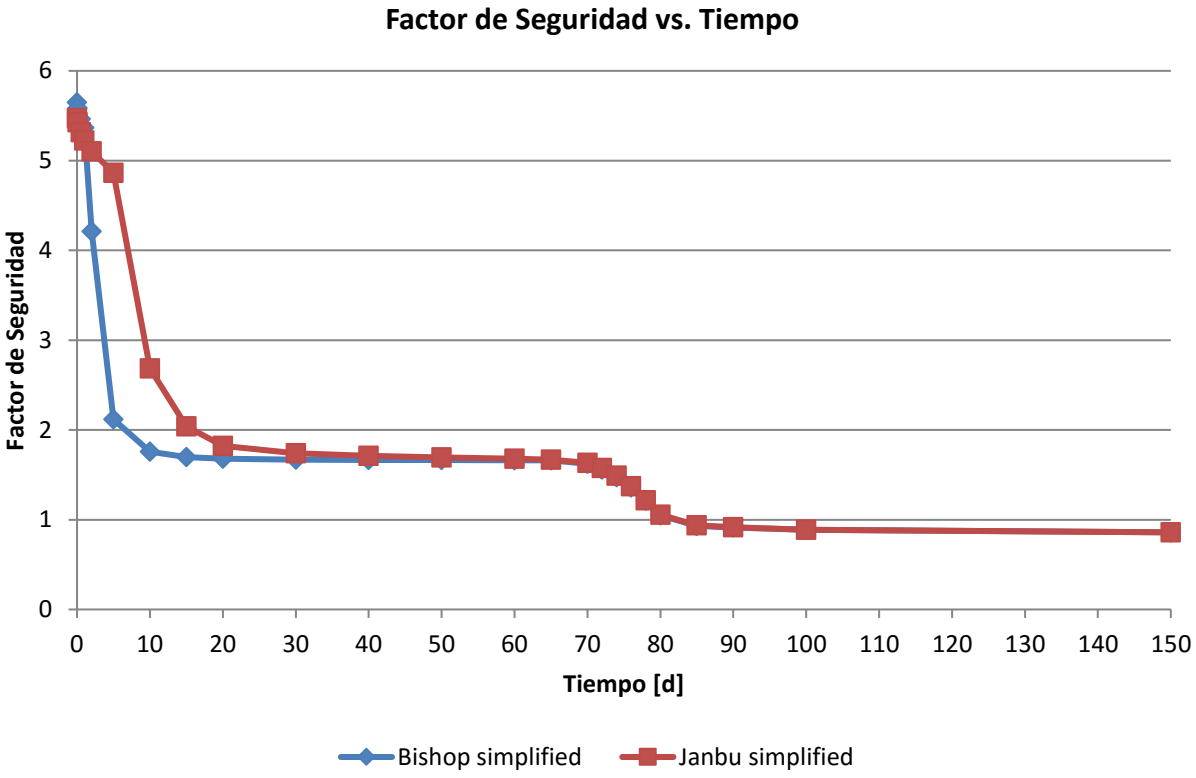


Figura 71: Evolución del FS en régimen transitorio hasta estacionario, cálculos con Slide mediante Bishop y Janbu simplificados.

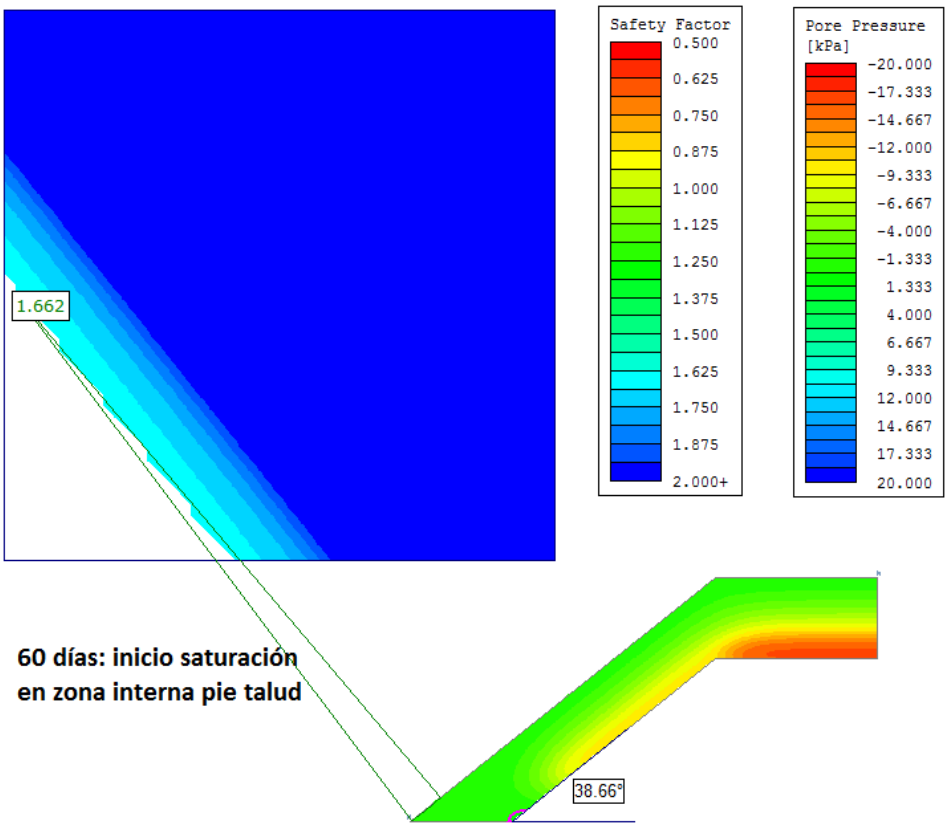


Figura 72: FS y presión de poros tras 60 días de infiltración. Inicio saturación talud en zona interna del pie.

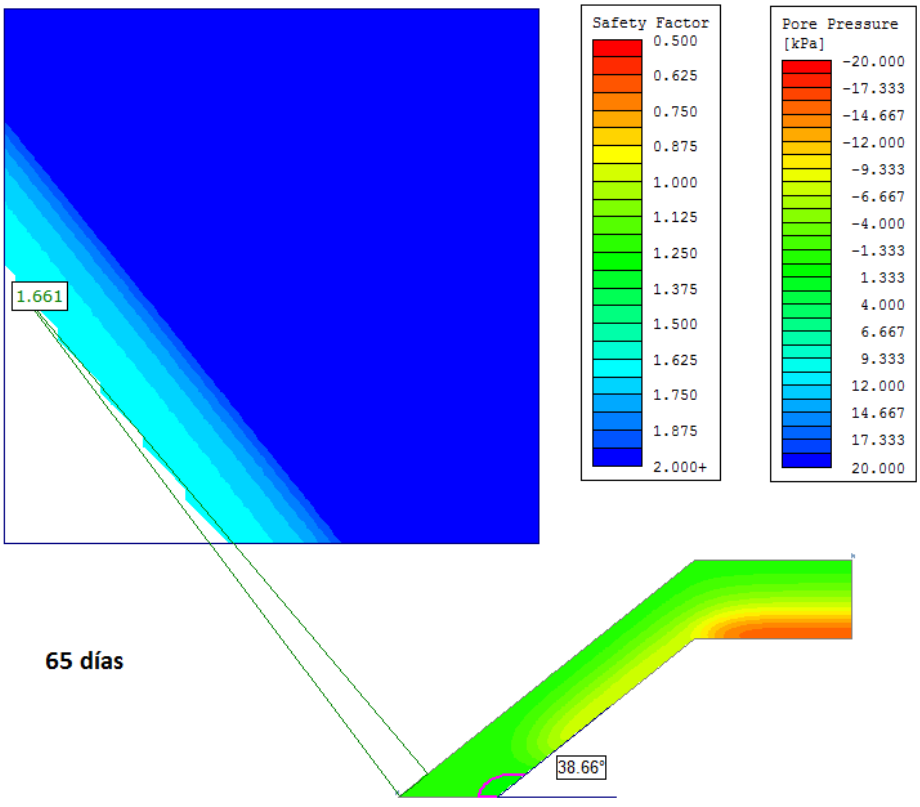


Figura 73: FS, presión de poros y NF tras 65 días de infiltración.

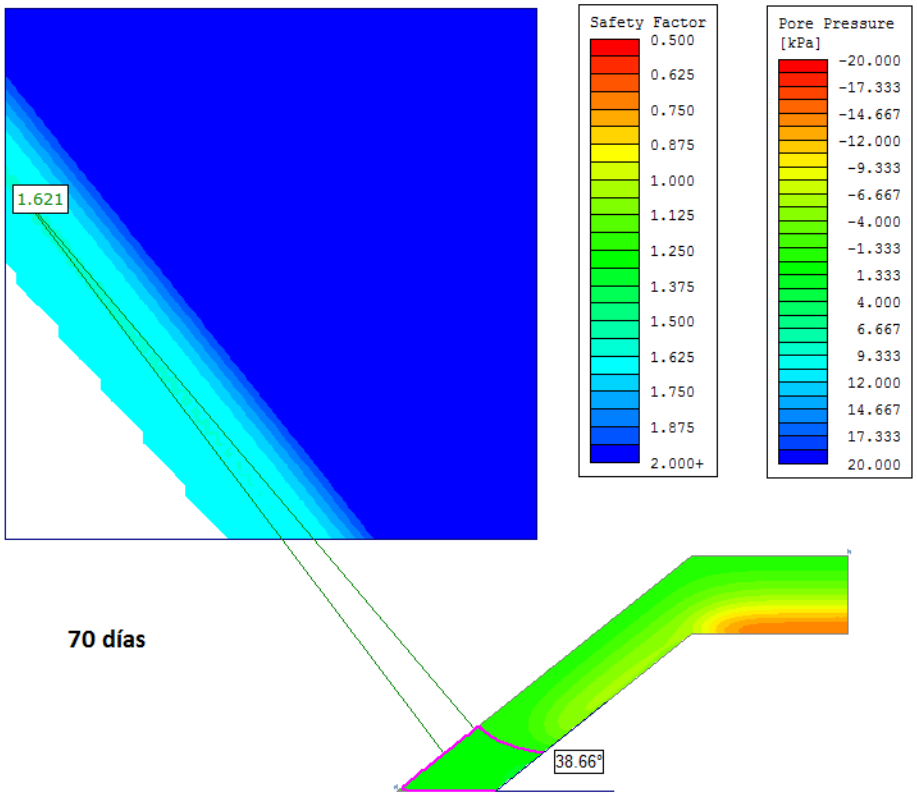


Figura 74: FS, presión de poros y NF tras 70 días de infiltración.

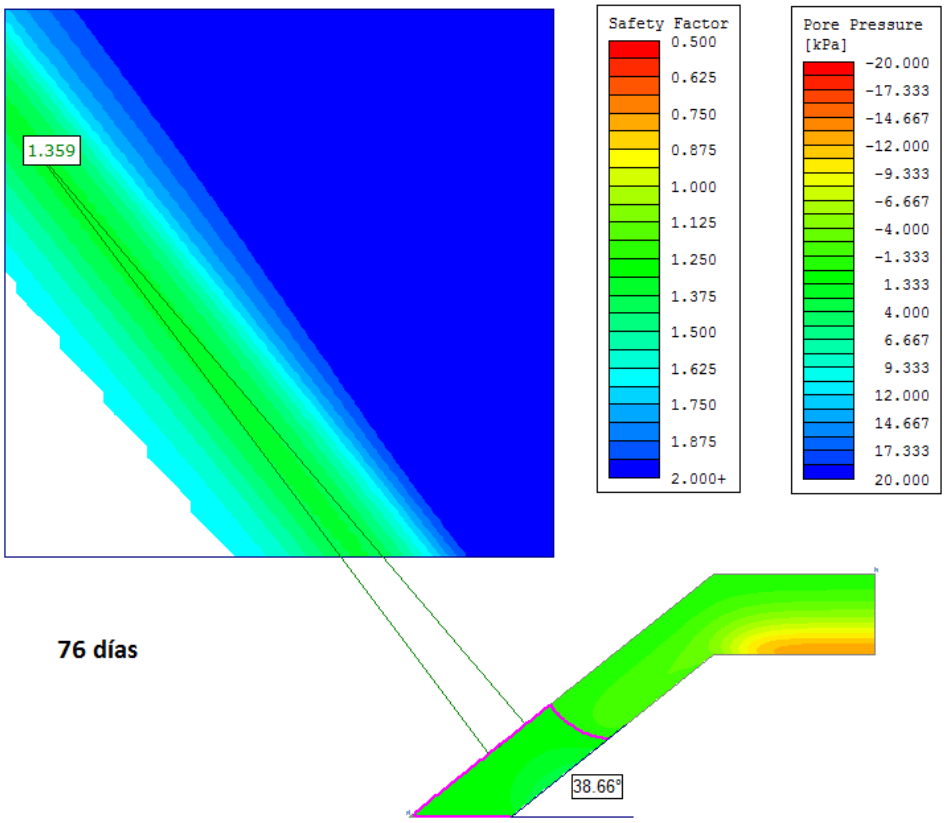


Figura 75: FS, presión de poros y NF tras 76 días de infiltración.

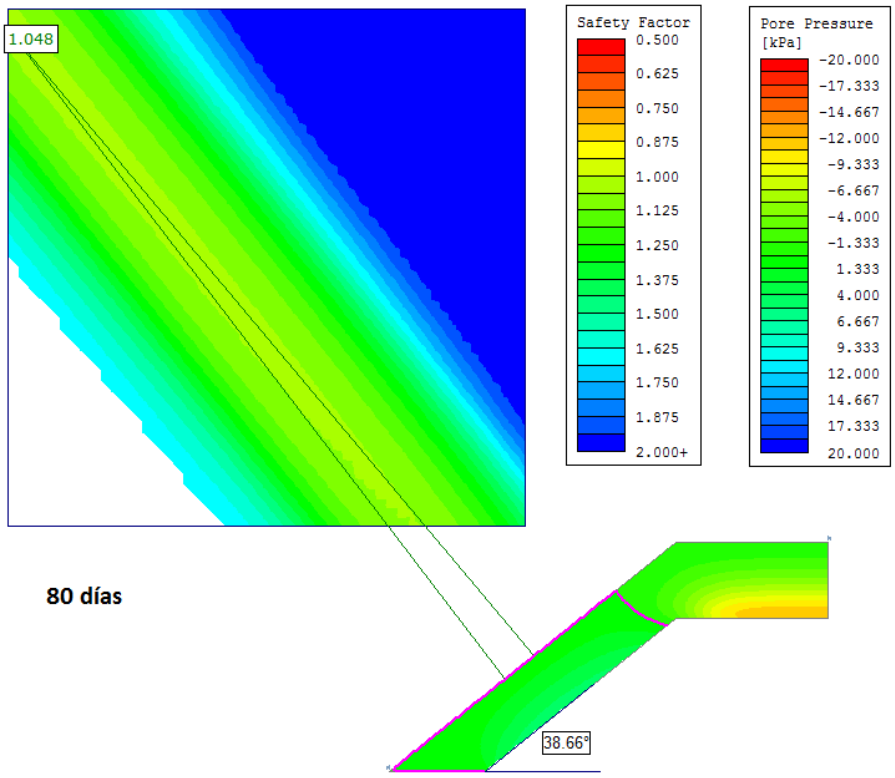


Figura 76: FS, presión de poros y NF tras 80 días de infiltración.

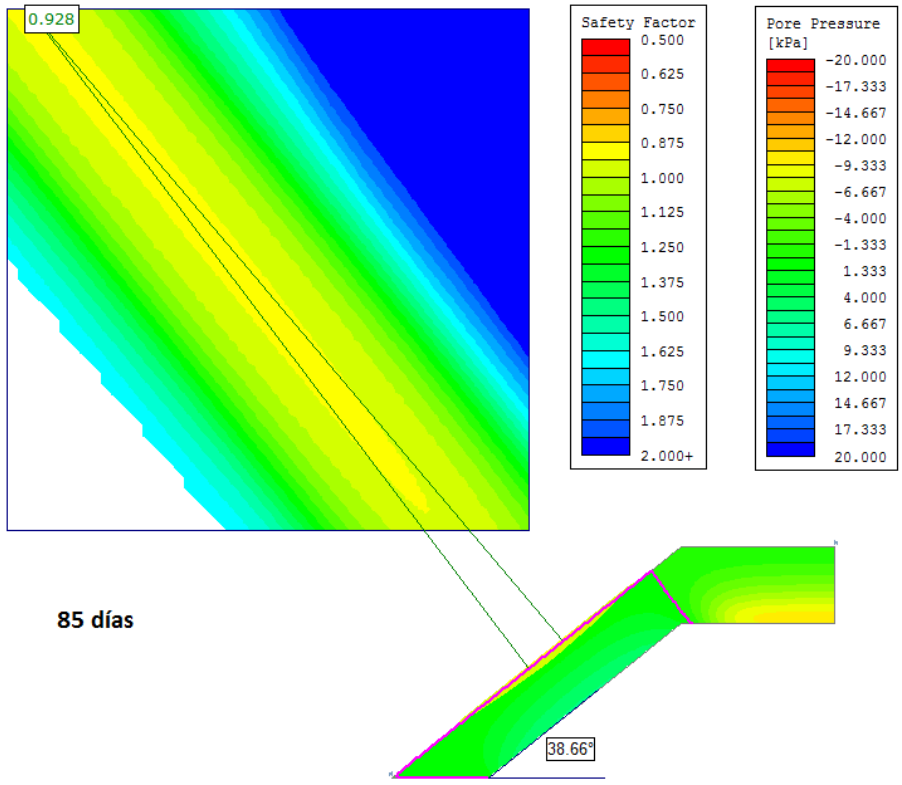


Figura 77: FS, presión de poros y NF tras 85 días de infiltración.

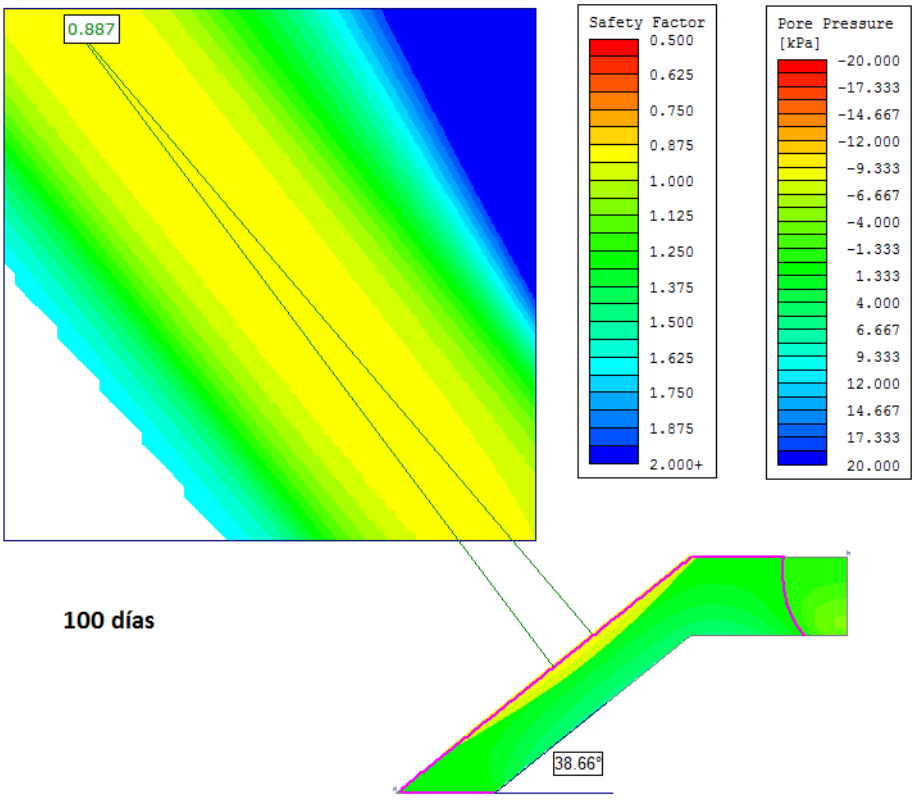


Figura 78: FS, presión de poros y NF tras 100 días de infiltración.

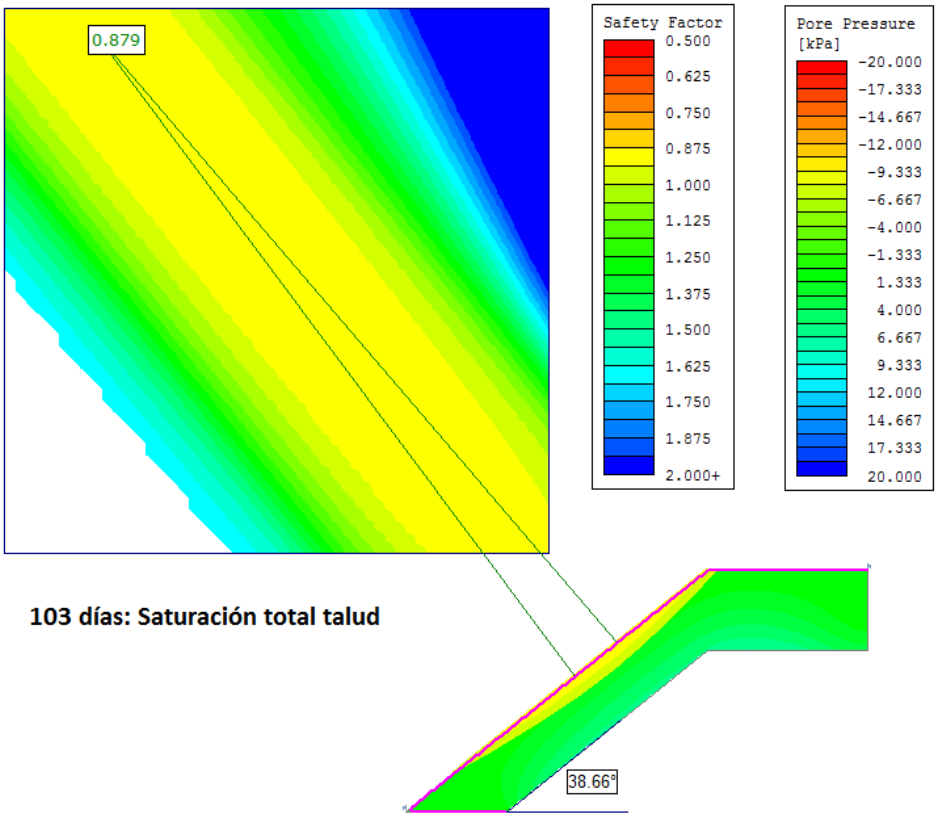


Figura 79: FS, presión de poros y NF tras 103 días de infiltración. Final de saturación

5.2 Modelo Code_Bright

5.2.1 Condiciones de contorno

Para resolver el balance de agua en la fase líquida es necesario definir las condiciones de contorno del problema. La Figura 80 muestra las condiciones de contorno de flujo impuestos, con una infiltración en el contacto con la atmósfera, y una descarga por la parte inferior del pie, que simularía el dren. En ambos casos la presión prescrita del agua en la fase líquida es igual a cero.

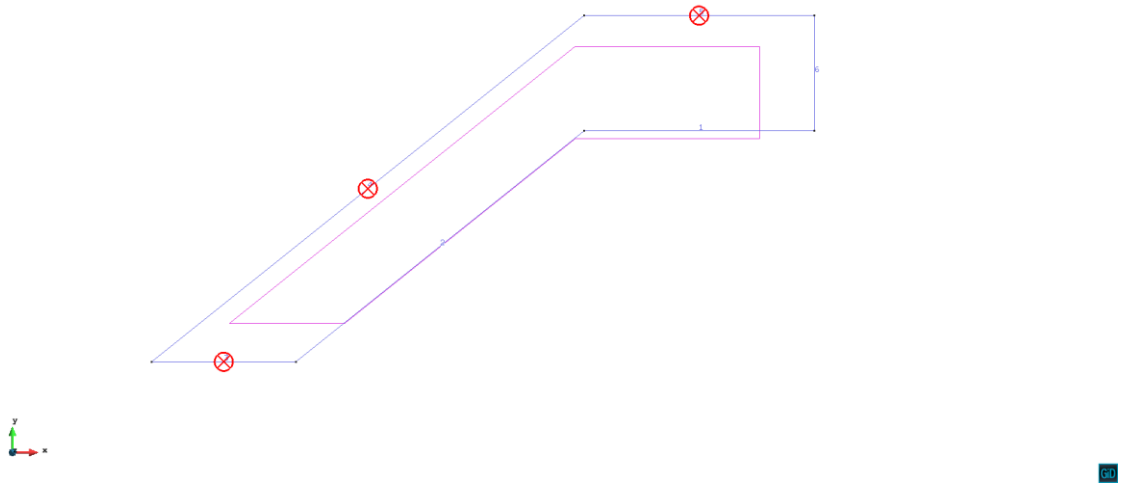


Figura 80: Condiciones de contorno de flujo de agua impuestas.

Para definir las condiciones de contorno de infiltración y de descarga es necesario fijar el parámetro γ_w, el parámetro de infiltración o de descarga de la ecuación de flujo de masa. Esta variable permite prescribir una presión con más o menos fuerza, si su valor es muy elevado la presión del agua tratará de llegar a la presión prescrita. Un parámetro negativo de γ_w indica que el flujo es de salida, y positivo permite la entrada o salida en función de la presión en el punto calculado, tal y como se muestra en la Figura 81.

$$j_l^w = \left(\omega_l^w\right)^0 j_l^0 + \left(\omega_l^w\right)^0 \gamma_l \left(P_l^0 - P_l\right) + \beta_l \left(\left(\rho_l \omega_l^w\right)^0 - \left(\rho_l \omega_l^w\right)\right) \quad \text{(ec. de flujo de masa)}$$

Dónde:

ω: fracción másica.
ρ: densidad.
P_l: Presión del líquido.
γ_l , β_l: Parámetros de las condiciones de contorno.
El superíndice ^{0} indica prescrito.

Imponiendo una presión del líquido de 0 en el contorno con la atmosfera y el dren, e imponiendo los valores del parámetro γ resumidos en la Tabla 24, se consigue modelar la entrada o salida de agua en el medio geológico. En el caso del dren el valor de γ_l es negativo ya que el agua no saldrá del suelo hacia el dren hasta que la presión del agua en el suelo sea mayor que cero (presión del líquido prescrita). En cambio, en el resto del contorno el agua puede entrar o salir libremente manteniendo la presión en el contorno igual a cero.

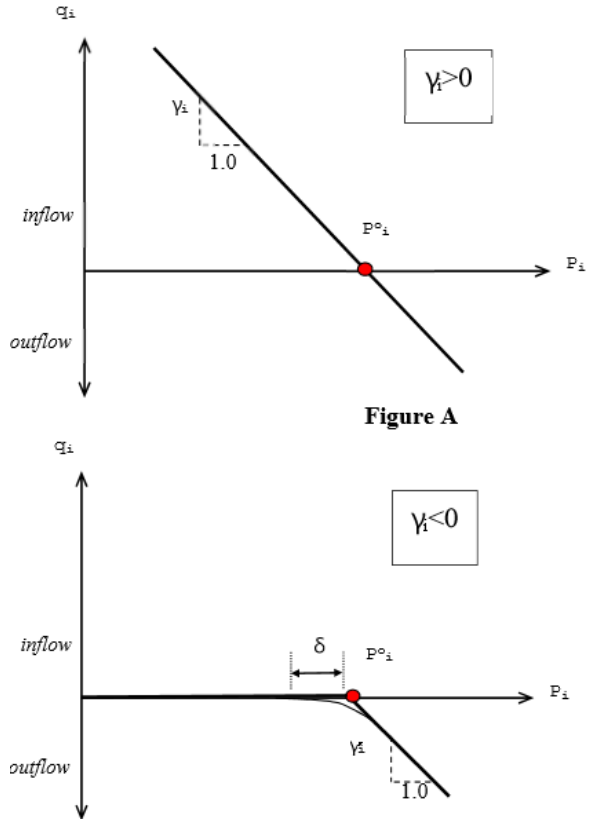


Figura 81: Parámetro γ de la ecuación de flujo de masa.

En la Tabla 24 se muestra el valor del parámetro γ_l impuesto según si es un contorno de flujo de entrada/salida de líquido (contorno atmósfera o de dren).

Condiciones contorno		
γ_w (kg/s/MPa)	flujo entrada	1,00E+05
	flujo salida	-1,00E+05

Tabla 24: Parámetro γ_w que gobierna la condición de contorno del flujo, de inyección o de descarga.

5.2.2 Condiciones iniciales

Las condiciones iniciales del medio poroso se definen en la Tabla 25.

Condiciones iniciales	
ϕ_o = porosidad inicial	0,4077
Succión inicial = Pl_o (MPa)	-0,02

Tabla 25: Condiciones iniciales del talud impuestas en Code_Bright.

5.2.3 Parámetros hidráulicos

Los datos hidráulicos introducidos para modelar el flujo en la fase líquida están basado en los resultados de los ensayos de laboratorio realizados y quedan resumidos en la Tabla 26.

DATOS HIDRÁULICOS		
Curva Retención		Van Genuchten model: $S_e = \frac{S_l - S_{rl}}{S_{ls} - S_{rl}} = \left(1 + \left(\frac{P_g - P_l}{P}\right)^{\frac{1}{1-\lambda}}\right)^{-\lambda}$ $P = P_o \frac{\sigma}{\sigma_o}$
ITYCL	1	
P1 : P_0 (MPa)	2,343E-02	
P2 : σ_0 (Nm-1)	0,072	
P3: λ	0,4588	
P4: S_{rl}	0	
P5: S_{ls}	0,8326	
Permeabilidad intrínseca		Darcy's law: $\mathbf{q}_l = -\frac{\mathbf{k}k_{rl}}{\mu_l}(\nabla P_l - \rho_l \mathbf{g})$ Kozeny's model: $\mathbf{k} = \mathbf{k}_o \frac{\phi^3}{(1-\phi)^2}\frac{(1-\phi_o)^2}{\phi_o^3}$
ITYCL	1	
P1: $(k_{11})_0$ (m^2)	3,18E-16	
P2: $(k_{22})_0$ (m^2)	3,18E-16	
P3: $(k_{33})_0$ (m^2)	3,18E-16	
P4: ϕ_0 (porosidad inicial)	0,4077	
P5: ϕmin	0,01	
Permeabilidad relativa fase líquida		Generalized power $k_{rl} = AS_e^{\lambda}$
ITYCL	6	
P2: A	1	
P3: λ	3	
P4: S_{rl}	0	
P5: S_{ls}	0,8326	
Permeabilidad relativa fase gaseosa		Generalized power $k_{rg} = AS_{eg}^{\lambda}$
ITYCL	6	
P2: A	1	
P3: λ	3	
P4: S_{rg}	0,1674	
P5: S_{gs}	1	

Tabla 26: Datos hidráulicos para la resolución de las diferentes ecuaciones constitutivas de la fase líquida.

5.2.4 Malla elementos finitos

La malla generada se muestra en la Figura 82, y está compuesta por 1866 triángulos y 1034 nodos. Se ha generado una malla más refinada en el pie del talud, donde los gradientes son mayores.

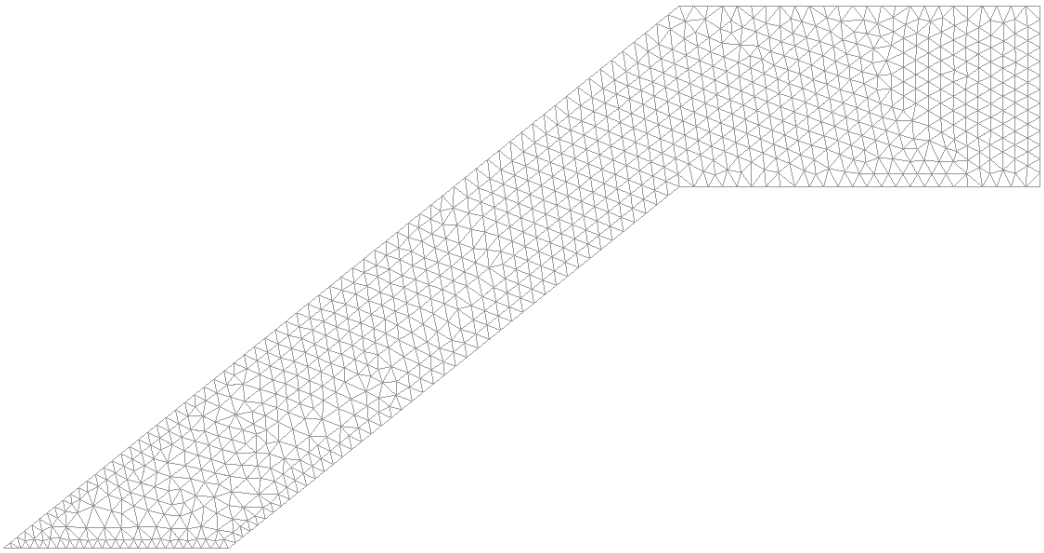


Figura 82: Malla generada con Code_Bright.

5.2.5 Resultados modelación

A continuación se presentan los resultados obtenidos con Code_Bright para la modelación de la infiltración en el talud.

En la Figura 83 se observa el grado de saturación calculado y la presión del líquido prescrita en el tiempo inicial, que corresponde con la succión de 20 kPa impuestos. El grado de saturación modelado corresponde con el obtenido mediante la curva de retención del modelo de *Van Genuchten*, ver Tabla 12 del presente documento.

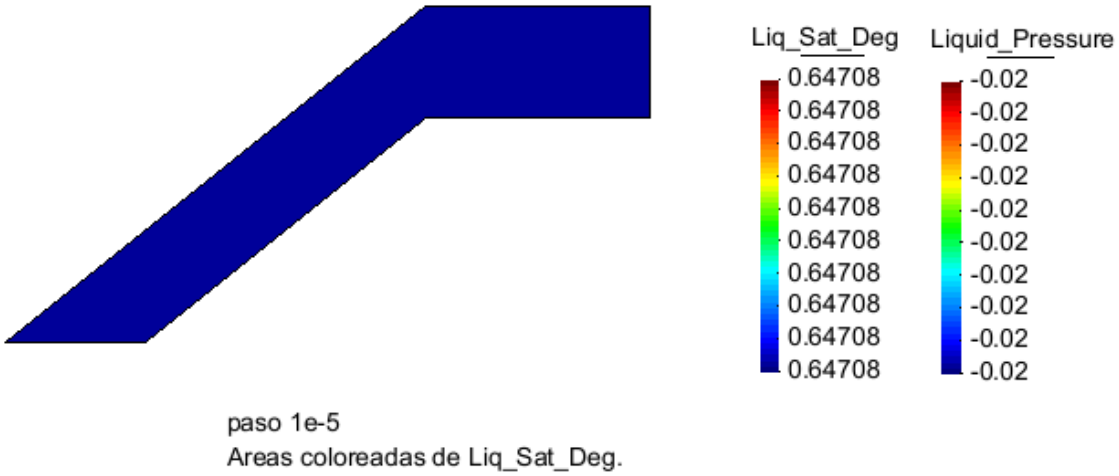


Figura 83: Grado de saturación y presión de líquido en el tiempo inicial.

En la Figura 84 y 85 se muestra el grado de saturación y la presión del líquido a los 4,5 días de simulación de infiltración. En la Figura 84 se observa como la infiltración va avanzando en profundidad, saturando progresivamente el material. La saturación máxima simulada es de 0.8326 y corresponde con la prescrita en el modelo de curva de retención de *Van Genuchten* para succión nula.

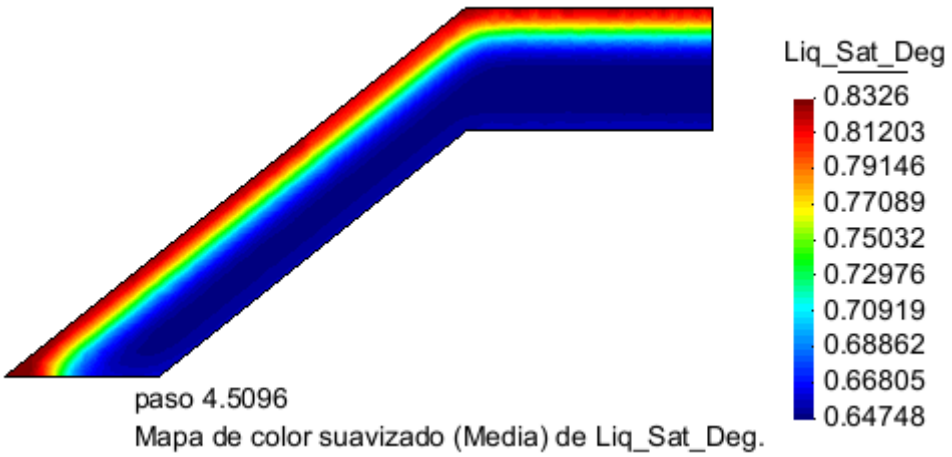


Figura 84: Grado de saturación tras 4,5 de simulación de filtración.

En la Figura 85 se observa como la presión del líquido en el contacto con la atmósfera ha convergido hasta la presión prescrita de 0. Se observa como en el dren la presión no ha llegado a la condición de presión atmosférica en toda su longitud, aunque en la esquina del pie del talud las presiones empiezan a ser positivas. En este tiempo todavía no saldrá agua de forma apreciable por el sistema de drenaje.

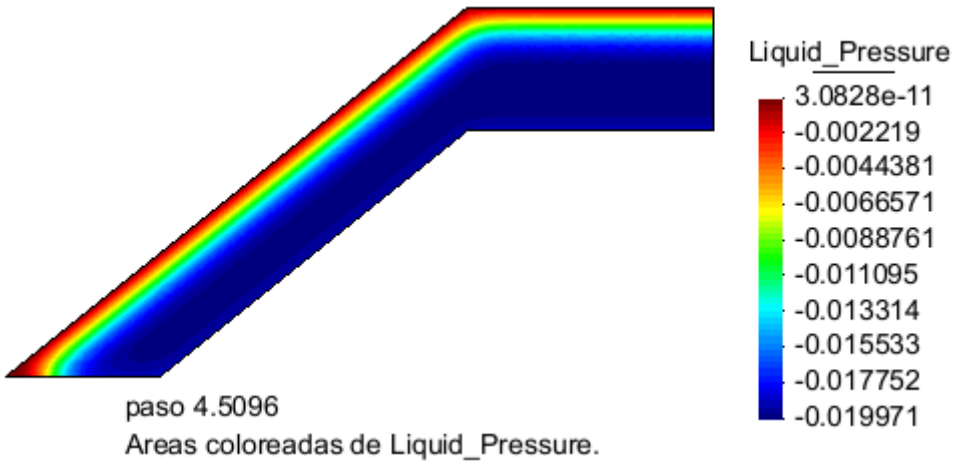


Figura 85: Presión del líquido tras 4,5 días de simulación.

En la Figura 86 y 87 se representan los valores obtenidos del grado de saturación y de la presión del líquido tras 51.8 días de infiltración. En la Figura __ se observa como el grado de saturación en el pie del talud ha aumentado hasta el valor máximo impuesto por la curva de retención, de 0.8326, que indica que el NF ha empezado a ascender por el talud desde el pie. En la Figura 87 se observa como la presión de líquido en la zona de descarga del dren ha llegado a converger hasta el valor prescrito de 0, presión del líquido en condiciones atmosféricas relativas. Por tanto, en esta etapa habrá un flujo de salida de agua en el dren a lo largo de toda su longitud.

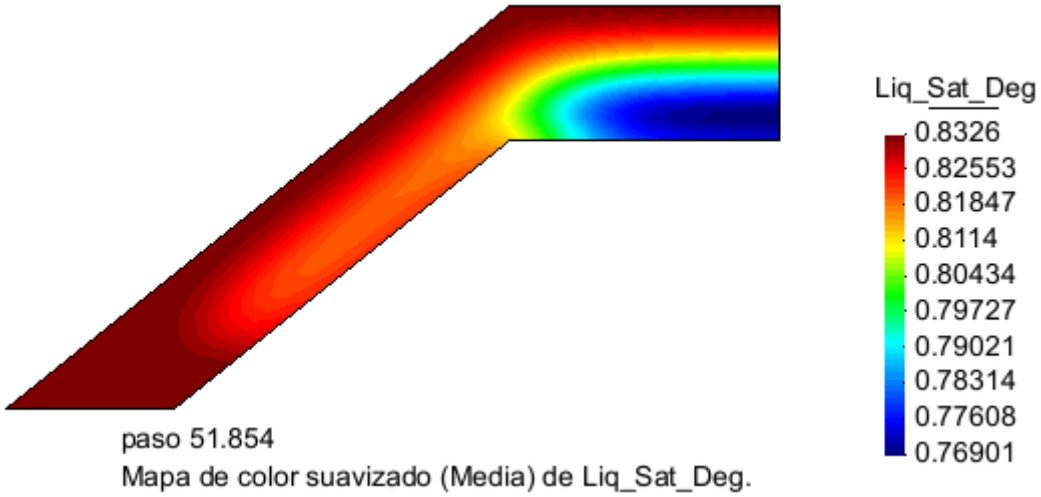


Figura 86: Grado de saturación tras 51.8 días de simulación de filtración.

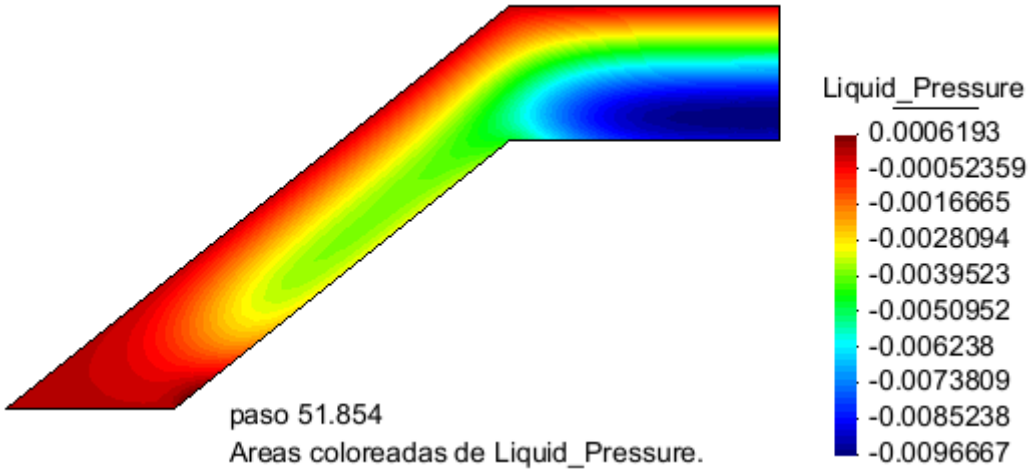


Figura 87: Presión del líquido tras 51.8 días de simulación.

En la Figura 88 y 89 se muestra el grado de saturación simulado y la presión del líquido tras 74.2 días de simulación. Se aprecia como la última zona en saturarse corresponde con la zona superior del talud, en el contacto con el contorno impermeable, donde calcula una succión de 2.7 kPa

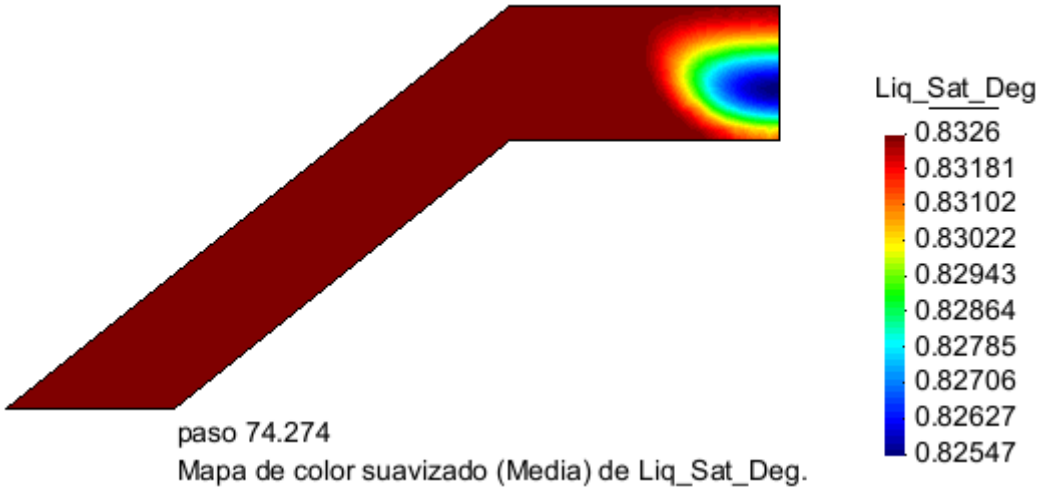


Figura 88: Grado de saturación tras 74.2 días de simulación de filtración

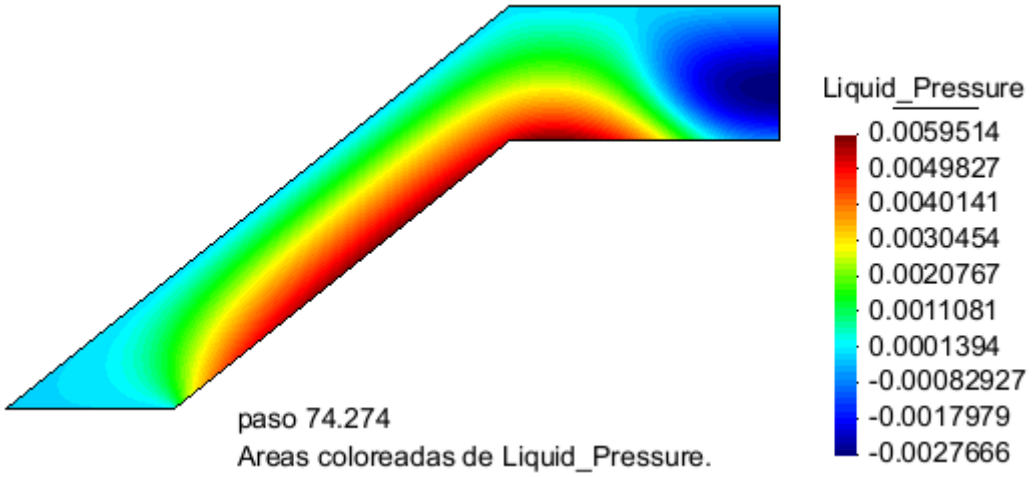


Figura 89: Presión del líquido tras 74.2 días de simulación

Tras la simulación con Code_Bright se puede estimar el tiempo necesario de infiltración para la saturación total del talud, que se da a los 77 días de infiltración, ver Figuras 90 u 91. Este tiempo es muy parecido al obtenido mediante el programa Slide, por lo que puede asumirse que los dos análisis conducen a soluciones semejantes. Se aprecia como el grado de saturación total coincide con el grado de saturación máximo fijado por la curva de retención de *Van Genuchten*, con un valor de 0,8326. Se observa como la presión del líquido en la parte más profunda de la parte superior del talud es de 9,47 kPa, que corresponde casi con la presión hidrostática del agua en 1 metro de profundidad (9,81 · 1 metro espesor = 9,810 kPa).

Figura 90: Saturación total tras 77 días de infiltración.

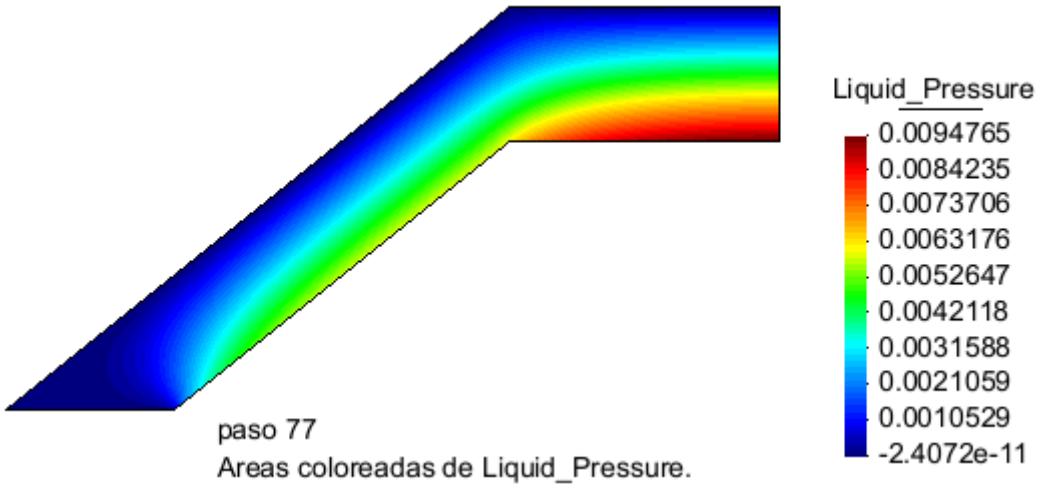


Figura 91: Presión de líquido tras la saturación total tras 77 días de infiltración.

En la Figura 92 se representa la evolución del grado de saturación a distintas profundidades del espesor de la parte central del talud. Se observa como el punto que más rápido responde a la infiltración es el más cercano a la superficie, y el que responde de manera más lenta es el más lejano.

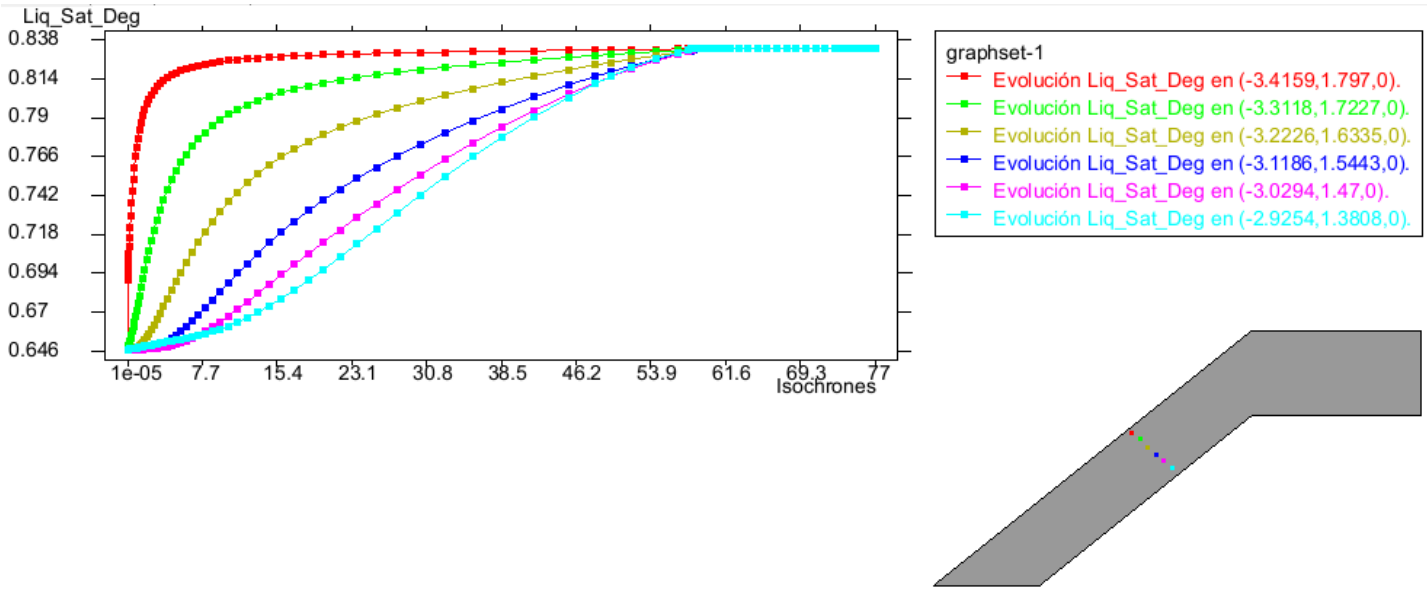


Figura 92: Evolución del grado de saturación durante los 77 días de infiltración a diferentes profundidades en la parte central del talud

En la Figura 93 se representa la evolución en el tiempo de la presión del líquido a lo largo del espesor en la zona central del talud. Se observa como el punto más cercano a la superficie aumenta casi instantáneamente a la infiltración, anulándose la succión en condiciones iniciales de -20 kPa y llegando a la presión prescrita de cero. Los puntos más alejados de la superficie responden de manera más lenta a la infiltración, tal como se esperaba debido a la baja permeabilidad de los limos que forman el talud. Se observa cómo tras aproximadamente 55 días toda la zona pasa a saturarse, con un aumento de las presiones de agua por encima de los 0 kPa, indicador de que el nivel freático está por

encima de los puntos considerados. A partir de ese momento, las presiones de agua más altas estarán en el contacto entre el suelo y la barrera impermeable.

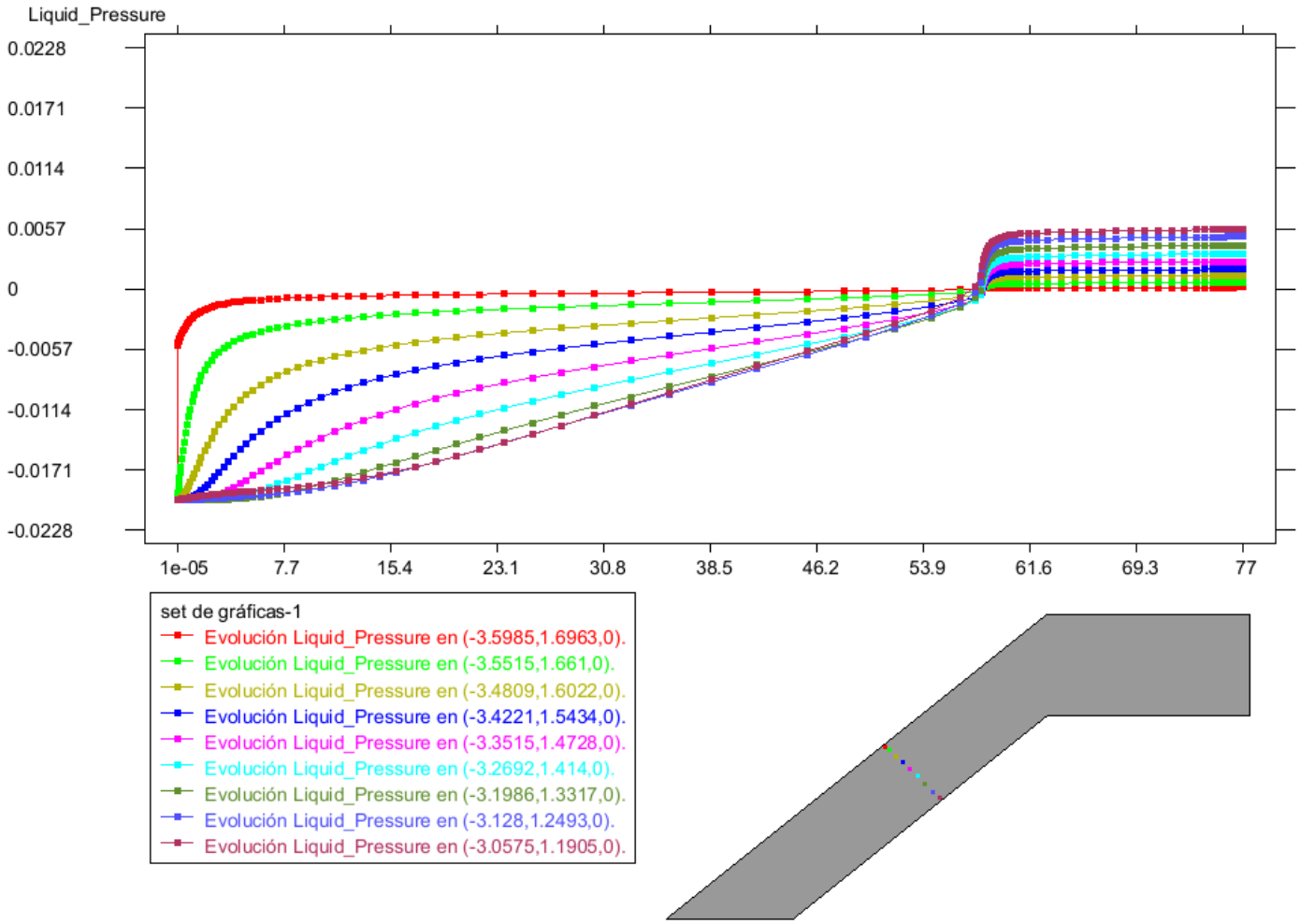


Figura 93: Evolución de la presión del líquido tras 77 días de infiltración a diferentes profundidades en la zona central del talud.

En la Figura 94 se muestra la evolución del grado de saturación en el tiempo de la sección situada en la zona última de saturación (eje del terraplén), en la parte superior del talud en el contacto con el borde impermeable. Se aprecia como la saturación total del talud se da tras 77 días de infiltración.

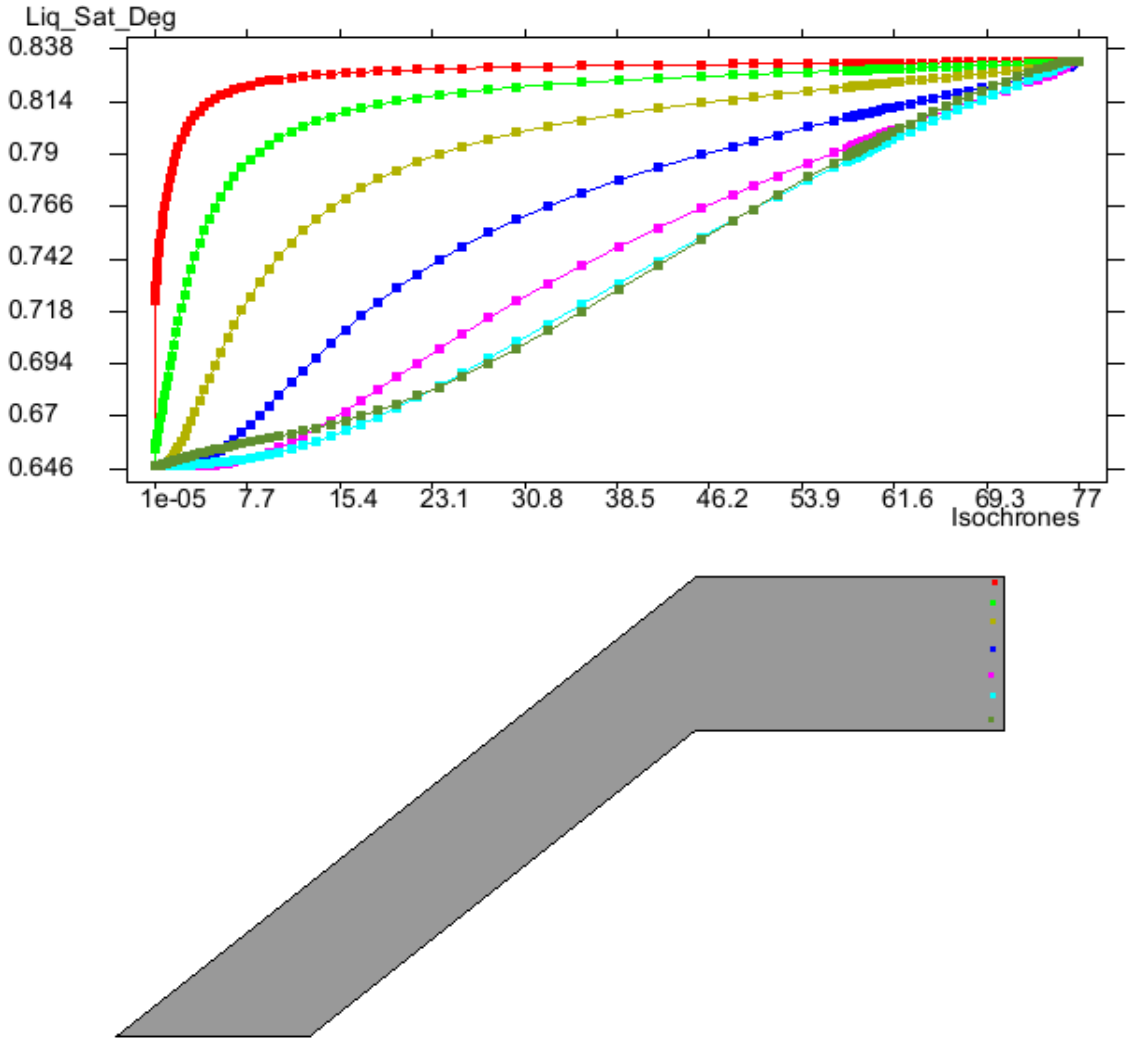


Figura 94: Evolución del grado de saturación tras 77 días de infiltración en el metro de espesor de la zona de la cabeza del talud.

En la Figura 95 se representa el perfil de presiones de agua en la zona de colocación de los sensores durante el periodo de infiltración, partiendo de una succión de 20 kPa en todo el suelo y llegando a presiones hidrostáticas tras 77 días de infiltración. Se observa como la presión del líquido aumenta, empezando por los estratos superiores debido a la infiltración.

Se ha considerado interesante estudiar el proceso de desecación que se produciría si cesa la infiltración y se considera a la superficie del talud como un borde impermeable. En ese caso, la salida de agua, sólo se producirá por el dren inferior hasta llegar a una situación de equilibrio en la que el suelo del talud estará en succión. Hay que decir, que en periodos sin lluvia en realidad existirá un flujo de salida de agua por la superficie debida a la evaporación que no se ha tenido en cuenta en este análisis.

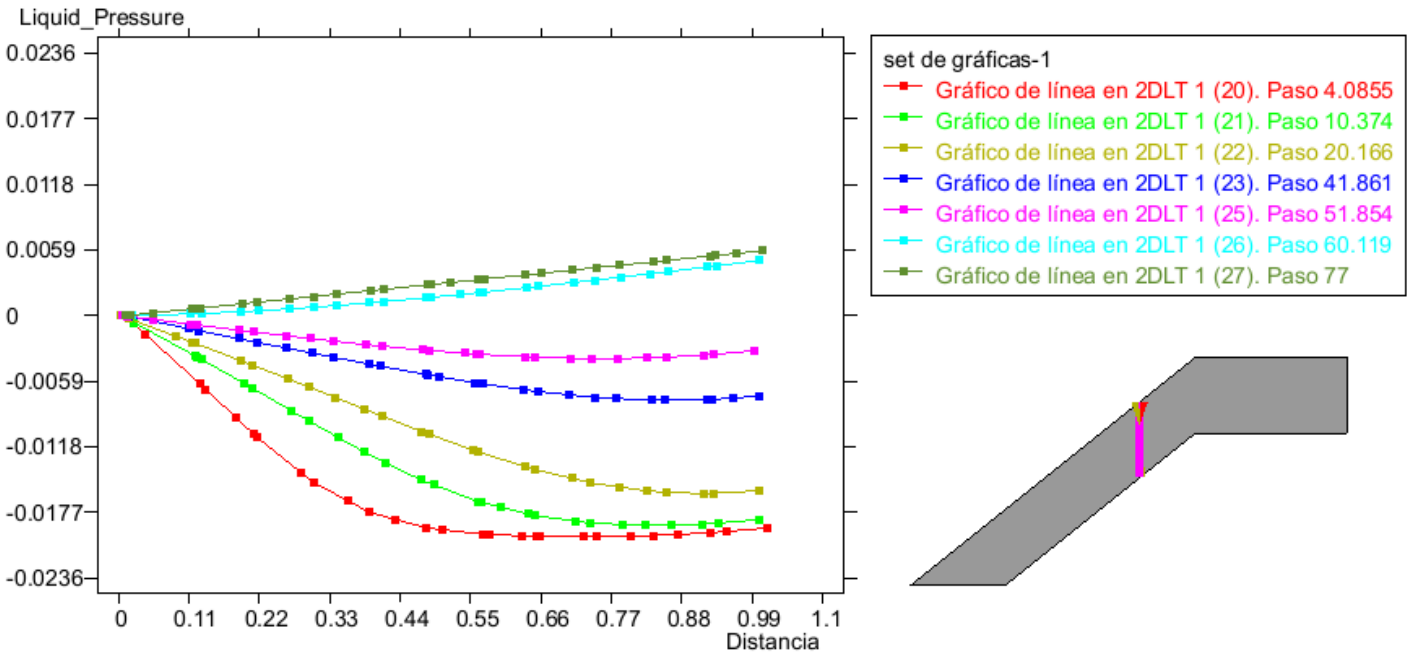


Figura 95: Perfil de presiones de agua en la zona de colocación de los perfiles verticales (sensores), mostrando el avance del evento de infiltración a diferentes profundidades.

En la Figura 96 se muestra el perfil de presión de agua en los poros durante un periodo "seco", sin infiltraciones, en la zona donde se instalarán los perfiles verticales con los sensores. El primer perfil de presiones corresponde a la situación de total saturación, con presiones hidrostáticas (tras 77 días de infiltración). Se aprecia como la presión evoluciona desde la presión hidrostática hasta valores negativos de succión, indicando que el suelo se va secando. Se puede observar que como no hay flujo en la superficie, los gradientes de presión son muy parecidos a los hidrostáticos. Ésta condición sin infiltración no es realista, dado que considera los bordes en contacto con la atmósfera como impermeables, permitiendo el flujo solo por el borde inferior correspondiente al borde drenante y sin considerar la evapotranspiración.

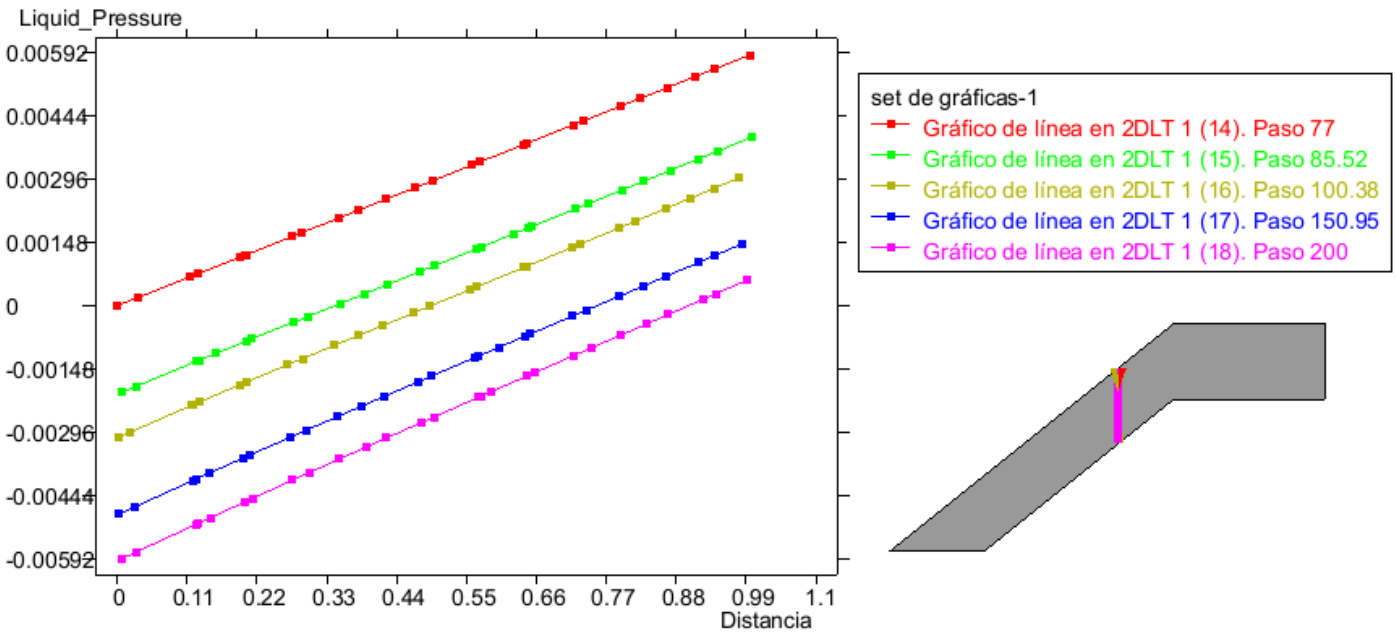


Figura 96: Perfil de presiones de agua en la zona de colocación de los perfiles verticales (sensores), mostrando el avance del evento seco a diferentes profundidades.

En la Figura 97 se aprecia la evolución del grado de saturación en función del tiempo tanto en la fase de infiltración (t<77 días) como de secado. Se observa como durante el periodo de infiltración la respuesta es muy rápida, a diferencia del período seco donde los cambios son muy progresivos. Téngase en cuenta que el agua sólo puede salir a través del dren inferior.

Se puede apreciar también como durante el periodo de infiltración los estratos superiores son los primeros en saturarse, a diferencia del periodo seco dónde son los primeros en secarse.

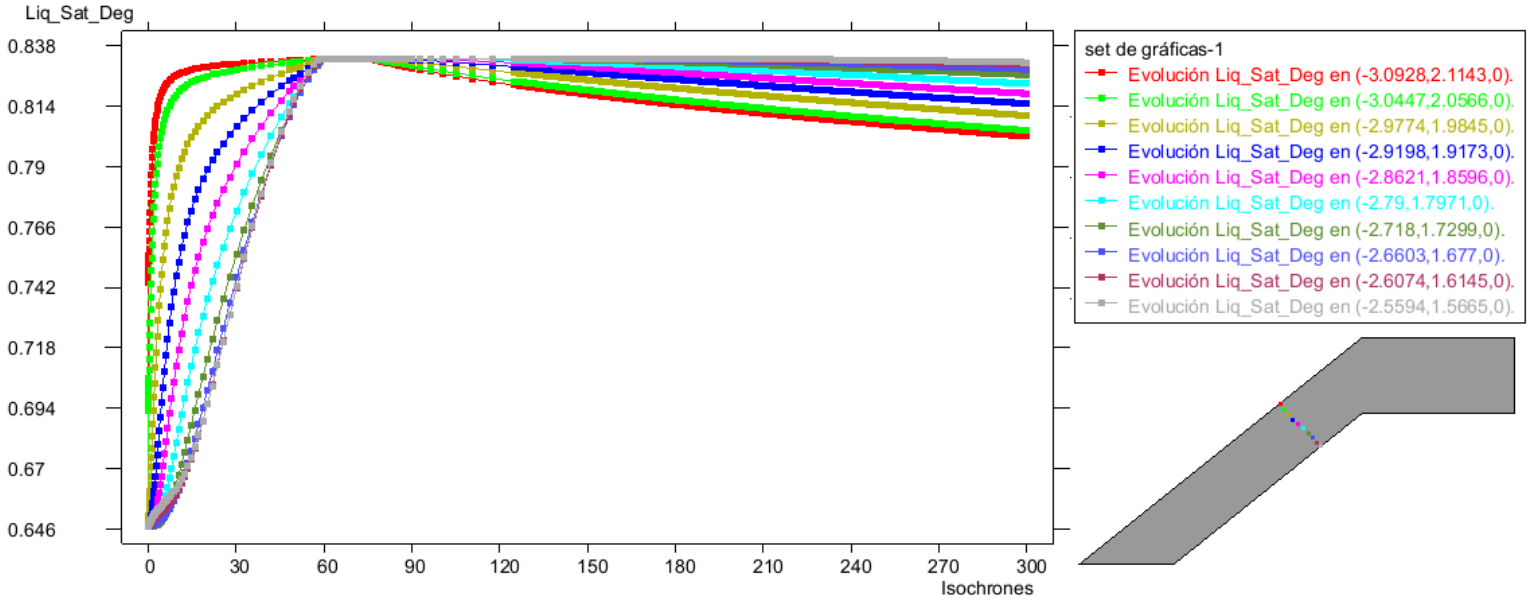


Figura 97: Evolución del grado de saturación durante el periodo de infiltración (0-77 días) y en el periodo seco (>77 días).

Finalmente hay que mencionar que la velocidad de los procesos estará ligada de forma lineal con el valor de la permeabilidad saturada considerada en los cálculos. En el análisis realizado se ha supuesto una densidad seca de 1.6 g/cm^3 (n=0.407; e=0.688) y según los ensayos de laboratorio la permeabilidad correspondiente a esa densidad es la de 3,18 10^{-9}m/s. Sin embargo, es muy posible que en el terraplén la densidad sea menor y, por tanto, la permeabilidad mayor, acortando los plazos deducidos del cálculo precedente.

En la figura 98 se puede observar el efecto de la densidad seca del suelo en el tiempo necesario para que se produzca la saturación (y rotura) del talud. Es evidente que si la aportación de agua es artificial la densidad seca deseable en el suelo de la superficie del terraplén debe ser del orden de 1.4 a 1.45 g/cm^3.

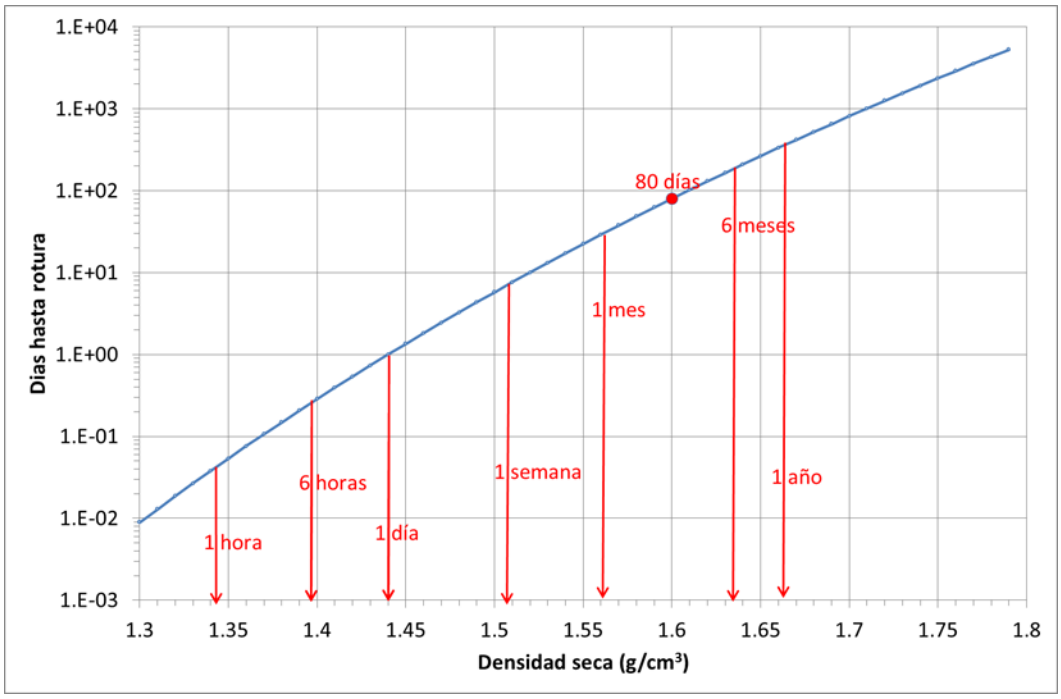


Figura 98: Periodo de tiempo en el que hay que mantener la infiltración para llegar a la rotura para difentes valores de la densidad seca del suelo.

6. Instrumentación

6.1 Perfiles verticales

La función de la instrumentación en perfiles verticales será la de caracterizar el flujo de agua y calor en el suelo. En condiciones normales, estos flujos serán fundamentalmente verticales, de ahí la distribución a lo largo de una vertical. Básicamente en relación al flujo de agua se medirán presiones de poros (mediante tensiómetros y piezómetros) y contenidos volumétricos de agua. En relación al flujo de calor se medirá la temperatura y el flujo de calor. Por otra parte, a fin de establecer las condiciones de contorno en la superficie del suelo, se medirá la temperatura, la humedad y la velocidad y dirección del viento encima de cada uno de los perfiles.

En la Tabla 27 se resumen los sensores e instrumentos necesarios para cada uno de los perfiles verticales (variables medidas, tipo de conexión, precio y número), y en la Figura 99 se muestra su distribución a lo largo del metro de espesor a instrumentar, por encima de la geomembrana impermeable.

Instrumentación en cada perfil vertical				
Sensor	**Variable medida**	**Conexión**	**web**	**Número**
5TE Decagon	Water content, T, Elec. cond	SDI12	https://drive.google.com/folderview?id=0Bxs7TC4tj717QXZzNk9PeUlCZ2s&usp=sharing	3
T4C Decagon (UMS)	Suction, water pressure	1 Canal	http://www.ums-muc.de/en/products/soil-water/tensiometer/t4/	1
107 Campbell	Soil temperature	1 Canal	https://www.campbellsci.com/107	3
MPS-6	Suction	SDI12	https://drive.google.com/folderview?id=0Bxs7TC4tj717QXZzNk9PeUlCZ2s&usp=sharing	2
CUP-ANM	Anemómetro de cazoletas con veleta.	Pulsos	http://www.lab-ferrer.com/sensores/instrumentacion-y-sensores/parametros-ambientales/sensor-para-medir-la-direccion-y-la-velocidad-del-viento.html	1
HFP01	Heat flux	1 Canal	https://www.campbellsci.com/hfp01	1
PASS VP-4	HR T (over the soil surface)	SDI12	https://drive.google.com/folderview?id=0Bxs7TC4tj717QXZzNk9PeUlCZ2s&usp=sharing	1
Outdoor box + wires (RS)+……				1

Tabla 27: Instrumentación necesaria para cada perfil.

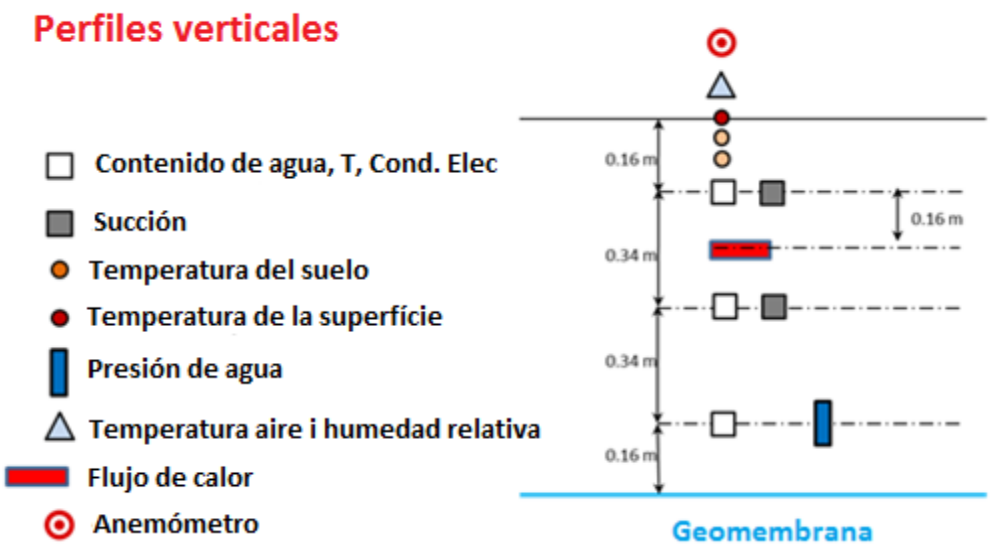


Figura 99: Posición instrumentación en cada uno de los perfiles verticales.

En el *Anejo 2. Instrumentación* se muestra un resumen de las variables y precisión medidas, el rango, el tiempo de medida, entre otros parámetros importantes para cada uno de los sensores distribuidos a lo largo del perfil.

6.2 Estación meteorológica

En la Tabla 28 se resumen los sensores de la estación meteorológica.

Estación meteorológica				
Sensor	**Variable medida**	**Conexión**	**web**	**Número**
RAIN-O-MATIC 0.2M	Pluviómetro de 0.2mm de resolución	pulsos	http://www.lab-ferrer.com/sensores/instrumentacion-y-sensores/parametros-ambientales/pluviometro.html	1
NR-LITE2	Radiómetro neto	1 canal	https://www.campbellsci.com/nr-lite2	1
PYR+SOP	Sensor para medir la Radiación Solar SP-110		http://www.apogeeinstruments.co.uk/apogee-pyranometer-technical-information/	0
Armario estanco+ soporte (RS)				1

Tabla 28: Sensores de la estación meteorológica situada en el centro del terraplén.

Instrumentos para otras medidas:

- Cámaras digitales + accesorios para imágenes termales.
- Bomba de agua
- Medidor caudal

7. Conclusiones

Tras la realización de este trabajo se concluye que el suelo es un limo arcilloso más plástico que la mayoría de limos del delta, con un IP del orden de 13 y con un contenido de finos elevado, del 63%. Su puesta en obra en periodos de lluvia debe descartarse dado que pequeños cambios en su humedad implican cambios de consistencia importantes.

La permeabilidad medida en laboratorio, del orden de 10^{-9} m/s, sobre una muestra de pequeño tamaño es baja y puede ser diferente de la permeabilidad en el campo, donde pueden existir heterogeneidades en el suelo y existir caminos preferentes para la circulación del agua. Para procurar la máxima homogeneidad en el terraplén experimental a construir será necesario un control minucioso del proceso constructivo, con el objeto de que las densidades secas iniciales, tanto en el núcleo como en el espesor a instrumentar, sean lo más uniformes posibles.

La curva de retención obtenida en laboratorio es típica de un limo, observándose que con una succión de 100 kPa el grado de saturación se reduce mucho.

Se ha modificado el pistón de carga del aparato de corte directo con el objeto de realizar ensayos a confinamientos reducidos, del orden de 20 kPa. Estos confinamientos son los estimados en el rango del metro de profundidad a instrumentar y dónde se requiere la generación de deslizamientos superficiales para el estudio del presente trabajo. La resistencia al corte es alta para estos confinamientos pequeños, con un ángulo de rozamiento de 53º. Para confinamientos más elevados el ángulo de rozamiento disminuye, con una envolvente de rotura no lineal. La succión tiene una gran contribución sobre la resistencia a cortante del suelo y utilizando una tensión constitutiva ($\sigma + s \cdot S_r$) la resistencia a cortante saturada y no saturada queda definida con un ángulo de 53º.

La geometría del flujo en el pie del talud tiene una gran influencia en su estabilidad. Se ha decidido colocar un dren en el pie para que el flujo sea casi paralelo en todo el talud, aumentando así su estabilidad.

Con *Slide* se puede estudiar la estabilidad en las condiciones estacionarias de flujo con el medio saturado. Los *FS* obtenidos son muy parecidos a los obtenidos con los cálculos teóricos considerando flujo paralelo al talud.

El análisis con *Code_Bright* permite modelar el flujo de forma más versátil y es un primer paso para introducir modelos con comportamiento mecánico elásto-plástico y condiciones de contorno más realistas, considerando los cambios atmosféricos y la interacción con vegetación.

Los resultados del análisis de flujo transitorio no saturado con *Code_Bright* y *Slide* han sido muy parecidos, aunque con *Code_Bright* se ha podido modelar de forma más realista el comportamiento del dren en el pie del talud.

Los tiempos necesarios de infiltración continuada para llegar a la saturación y rotura del talud son del orden de más de dos meses con la permeabilidad obtenida en ensayos de

laboratorio y con densidades secas del orden de 1,6 g/cm^3. Estos tiempos son muy elevados si se tiene en cuenta que esta infiltración debería ser procurada de forma artificial mediante un sistema de aspersores aún por definir. Por ello la densidad seca del suelo en la parte superficial del talud deberá ser bastante menor. Con una densidad seca del orden de 1.45 g/cm^3 se han estimado tiempos del orden de un día que serían aceptables para la buena marcha del experimento.

Por lo que concierne al diseño del talud, tras los resultados de laboratorio y los cálculos efectuados la pendiente sería de 5H:4V. Se ha propuesto una instrumentación para caracterizar el movimiento del agua y del calor en el talud, acorde con las restricciones presupuestarias del proyecto.

A fin de completar el trabajo realizado, en el futuro inmediato se proponen las siguientes acciones:

- Realizar ensayos de corte directo con el suelo compactado a la densidad seca de 1.45 g/cm^3 y comprobar el valor de la permeabilidad saturada y de la curva de retención a esa densidad.
- Introducir el comportamiento mecánico en *Code_Bright* y evaluar el acoplamiento hidro-mecánico. Introducir la interacción con vegetación y ante condiciones atmosféricas más realistas.
- Diseñar el sistema de recogida y medida de los caudales infiltrados y de la escorrentía en el talud.

Referencias

- Apuntes asignatura Mecánica de Suelos del Máster en Ingeniería del Terreno
    - Estructura y propiedades básicas de los suelos. Identificación y clasificación.
    - Ensayos de resistencia en suelos.
    - Comportamiento mecánico suelos saturados.
    - Introducción a los suelos no saturados.
    - Los ensayos de compactación.

- F. D'Onza, S.J. Wheeler, D. Gallipoli, M. Barrera Bucio, M. Hofmann, M. Lloret-Cabot, A. Lloret Morancho, C. Mancuso, J.-M. Pereira, E. Romero Morales,M. Sánchez, W. Sołowski, A. Tarantino, D.G. Toll, R. Vassallo (2015): *Benchmarking selection of parameter values for the Barcelona Basic Model*.
- H . Rahardjo, R . B . Rezaur, E . C . Leong, E . E . Alonso, A . Lloret, y A . Gens (2008): *Monitoring and modeling of slope response to climate changes*.
- Gens, A. y Lloret, A. (2005). *Plan Barcelona. Modificación de la carretera C-31: Análisis de la estabilidad de los terraplenes*.
- Gens, A. y Lloret, A. (2004): *Informe sobre la utilización de los limos superficiales del delta del Llobregat como material de construcción de terraplenes.*

- Manual Code_Bright v.6 (https://www.etcg.upc.edu/recerca/webs/code_bright/downloads)
- Manual Slide v.7
- Manual tensiómetro laboratorio UMS T5x (http://www.ums-muc.de/en/products/soil-water/tensiometer/t5x/)

- UNE-103103-1994: Determinación del límite liquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande.
- UNE-103104-1993: Determinación del límite plástico de un suelo.
- UNE 103302-1994: Determinación de la densidad relativa de las partículas de un suelo.
- UNE 103300-1993: Determinación de la humedad de un suelo mediante secado en estufa.

ANEJOS

Anejo 1: Ensayos Laboratorio

Anejo 1.1 Análisis granulométrico de suelos por tamizado

(UNE 103101:1995)

Equipo y herramientas:

- Balanza con precisión de 0,01 gramos.
- Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable (110º ±5º C).
- Mazo de goma y cubeta de goma.
- Bandejas.
- Cepillo y brocha para limpiar tamices.
- Serie de tamices según Tabla 29.

Nº de Tamiz (ASTM)	Abertura (mm)
4	4,76
10	2
20	0,85
40	0,425
60	0,25
100	0,15
200	0,075

Tabla 29: Abertura y designación tamices ASTM.

No se han utilizado tamices de abertura mayor dado que la muestra de suelo recogida en *Agrópolis* no contenía partículas tan grandes.

Método granulometría por tamizado:

- Preparación de la muestra:
  - Separar aproximadamente 500 gramos de la muestra tomada en campo y secarla al horno.

- Desmenuzar el material en una cubeta de goma con un mazo de goma, evitando así la destrucción de las partículas más gruesas, ver Figura 100.

Figura 100: Desmenuzar material con cubeta y mazo de goma.

- Procedimiento:
  - Cribar el material por el tamiz nº 10.
  - Pesar material retenido por tamiz nº 10 (tamaño partículas > 2mm) y el que ha pasado.
  - Poner el material retenido en una bandeja, y el material que ha pasado en otra bandeja.
  - Añadir agua a cada bandeja y dejar remojar el material durante 24 horas.
    - **Para parte retenida (>2mm):**
    - Poner la parte retenida encima columna de tamices formada por el tamiz nº 40 (abertura 0,425mm) en la parte superior, y el nº200 (abertura 0,074mm) en la inferior.
    - Lavar finos: lavar material dispuesto sobre columna tamices debajo del grifo, evitando que el material rebose por arriba, hasta que el agua salga limpia.
    - Poner material en bandeja y secarlo durante 24 horas en el horno.
    - Pesar material seco
    - **Para parte no retenida (≤ 2mm)**
    - Poner parte no retenida encima el tamiz nº 200 (abertura 0,074mm)

- Lavar finos: lavar material dispuesto sobre el tamiz nº 200 debajo del grifo, evitando que el material rebose por arriba, hasta que el agua salga limpia.
- Poner material en bandeja y secarlo durante 24 horas en el horno.
- Pesar material seco

- Armar la columna de tamices (Figura 101) y tamizar los suelos lavados, pesando el suelo retenido en cada uno de los tamices. Conocido el peso retenido en cada tamiz, se calcula el porcentaje de partículas de diámetro inferior al de cada tamiz.

- ***Figura 101: Columna de tamices usada para la obtención de la curva granulométrica.***

- Representar gráficamente los resultados obteniendo la curva granulométrica.

Anejo 1.2 Límites Atterberg

En función de su humedad, un suelo puede tener diferentes consistencias. La consistencia de un suelo es su resistencia a ser deformado o remoldeado. *Albert Atterberg* definió a principios del siglo XX cuatro estados de consistencia para los suelos (líquido, plástico, semisólido y sólido):

- Estado líquido: suelo sin apenas consistencia, comportamiento de fluido.
- Estado plástico: suelo moldeable con una ligera resistencia al corte.
- Estado semisólido: Resistencia al corte considerable. Se agrieta al reducir su humedad.
- Estado sólido: Resistencia al corte notable.

A los valores de la humedad que separan estos estados se les denomina límites de *Atterberg* y son característicos de cada suelo:

- Límite líquido (ω_L): humedad frontera entre el estado líquido y plástico.
- Límite plástico (ω_P): humedad frontera entre el estado plástico y el semisólido.
- Límite de retracción (ω_R): humedad frontera entre el estado semisólido y sólido.

En la Figura 102 se representan los diferentes estados del suelo en función de su humedad y los límites de *Atterberg*.

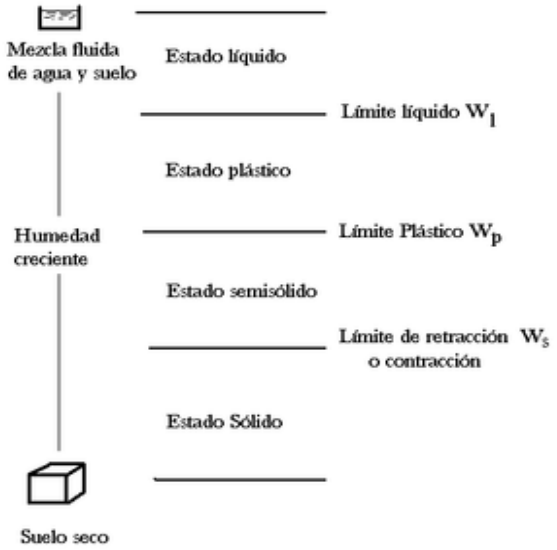


Figura 102: Estados del suelo y límites de Atterberg. Fuente: UPC, Apuntes Máster en Ingeniería del Terreno)

Anejo 1.2.1 Determinación del límite liquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande

(UNE-103103-1994)

- Equipo y herramientas:

- Muestra de suelo.
  - Espátula
  - Equipo cuchara Casagrande (Figura 103_)
  - Acanalador normalizado para hacer el surco (Figura 104)
  - Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable (110º ±5º C).
  - Guantes

Figura 103: Cuchara de Casagrande para la determinación del límite líquido.

Figura 104: Acanalador normalizado para hacer el surco.

- Procedimiento:
    - Secar material en horno y desmenuzarlo con ayuda de una cubeta de goma y una maza de goma.
    - Tamizar el material desmenuzado y reservar la fracción que pasa tamiz nº40 (0,425mm).
    - Añadir agua poco a poco y mezclar con la espátula hasta que quede una masa homogénea.
    - Poner una fracción del suelo amasado en la cuchara de Casagrande, enrasando y evitando coqueras de aire.
    - Hacer un surco en el material, tocando el fondo de la cuchara de Casagrande.
    - Girar la manivela del equipo y contar los golpes hasta el cierre del surco en una longitud aproximada de 12mm. Apuntar el nº de golpes (entre 25 y 40) y retirar una pequeña muestra cercana al surco cerrado, obteniendo posteriormente su humedad tras secarla en el horno.
    - Añadir un poco más de agua al suelo tamizado y humedecido anteriormente, contar los golpes necesarios para que se cierre el surco y determinar posteriormente su humedad en el horno.
    - Añadir un poco más de agua a la mezcla de suelo húmeda, repitiendo el proceso (nº golpes entre 12 y 25) y obteniendo su humedad posterior mediante secado en horno.
    - Una vez determinado el nº de golpes necesarios para cerrar el surco con tres humedades diferentes, se obtiene la humedad para el cierre del surco en 25 golpes exactos, que corresponde con la humedad del límite líquido. Para ello se llevan los resultados del ensayo a un gráfico de doble escala logarítmica en el que se representa en abscisas el número de golpes y en ordenadas la humedad en tanto por ciento, trazando una recta con pendiente -0,117 que equidiste de los 3 puntos obtenidos. La humedad del punto de la recta corresponde a la abscisa de los 25 golpes, que es la humedad del límite líquido.

Anejo 1.2.2 Determinación del límite plástico de un suelo

(UNE-103104-1993)

- Equipo y herramientas:
  - Muestra de suelo.
  - Espátula
  - Papel film
  - Baldosa de cristal
  - Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable ($110^{o} \pm 5^{o}$ C).
  - Guantes
  - Recipiente hermético

- Procedimiento:
  - Secar material en horno y desmenuzarlo con ayuda de una cubeta de goma y una maza de goma.
  - Tamizar el material desmenuzado y reservar la fracción que pasa tamiz nº40 (0,425mm).
  - Poner un poco de agua procurando que quede una mezcla con cierta plasticidad.
  - Envolver en papel film el material humedecido y esperar 24 horas.
  - Hacer 12 elipsoides pequeños (unos 5 gramos cada uno) con el material y rodarlos entre la mano y la superficie rugosa de la baldosa de cristal por separado, formando unos cilindros de unos 3 milímetros. Los cilindros que se formen deben agrietarse longitudinalmente al llegar a los 3 milímetros de espesor. En caso de que se rompa antes de llegar a los 3 milímetros de grosor se deberá añadir un poco de agua y repetir la operación.
  - A medida que se obtienen los cilindros se guardan en un bote hermético para evitar el cambio de humedad por interacción con la atmósfera.
  - Determinar el promedio de la humedad de los cilindros para obtener el valor de la humedad promedio correspondiente al límite plástico.

Anejo 1.5 Densidad de las partículas (γ_s): Método del picnómetro

(UNE 103302-1994)

Se basa en la obtención de la densidad de las partículas sólidas a partir de un recipiente (picnómetro) lleno de alcohol cuyo volumen es conocido. Introduciendo las partículas de suelo finas dentro del picnómetro con alcohol se conoce el volumen de suelo añadido y pesándolo seguidamente se encuentra la densidad de las partículas sólidas.

- Equipo y herramientas:

  - Muestra de suelo que pase por el tamiz nº40 (abertura 0,425mm)
  - Tamices nº 4, 10, 20, y 40 de la serie *ASTM (ver Tabla 2 del Capítulo 3.2.1 Granulometría)*.
  - Balanza con precisión de 0,01 gramos.
  - Picnómetro
  - Alcohol
  - Termómetro
  - Baño maría regulable a 22 ±3 ^{o}C (bidón o tanque con temperatura controlada en laboratorio)
  - Vaso de precipitados, embudo y papel de filtro.

El diseño del picnómetro permite que las burbujas de aire asciendan por el cuello, siendo expulsadas y permitiendo conocer el volumen real de las partículas sólidas. A continuación se detalla el procedimiento seguido:

- **Procedimiento:**

  - Obtener unos 50-100 gramos de suelo que pase por el tamiz nº 40 (abertura 0,425 mm), correspondiente a limos y arcillas.
  - Llenar de alcohol el picnómetro hasta llegar a una altura comprendida entre los dos émbolos, con una escala comprendida entre 0 y 1 ml., y taparlo con un tapón de vidrio para evitar la pérdida de alcohol por evaporación. (Ver Figura 105).

Figura 105: Picnómetro lleno de alcohol hasta una altura comprendida entre los dos émbolos.

- Introducir el picnómetro con el alcohol durante +8 horas en el bidón con agua y control de temperatura a 20 ^{o}C, de manera que la temperatura del alcohol se estabilice. La boca del picnómetro debe quedar por encima del nivel de agua del bidón.

- Sacar el picnómetro del bidón, secar el agua y hacer una primera lectura lo más rápidamente posible, comprendida entre 0 y 1 ml. La lectura debe ser rápida para evitar que el alcohol cambie de volumen debido al cambio de temperatura.

- Pesar el picnómetro con el alcohol

- Introducir la muestra de suelo fino de forma gradual, evitando que el material se atasque en el cuello, hasta que el alcohol llene el émbolo superior y llegue a una altura próxima a la mitad del cuello superior. Seguidamente poner el tapón de vidrio.

- Introducir el picnómetro con el alcohol y la muestra de suelo fina en el picnómetro, esperando unas 8 horas a que se estabilice la temperatura de nuevo. (Ver Figura 106).

Figura 106: Introducir el picnómetro con el alcohol y el suelo en el tanque con agua estabilizada a 20 ^{o}C.

- Sacar el picnómetro del bidón, secar el agua y hacer una segunda lectura lo más rápidamente posible.
- Pesar el picnómetro con el alcohol y el suelo.
- Recuperar el alcohol utilizado mediante un papel de filtro dispuesto en un embudo sobre un vaso de precipitados, ver Figura 107.

Figura 107: Recuperación del alcohol utilizado mediante un embudo y papel de filtro.

Anejo 1.6 Humedad natural (ω_{nat}): Método secado en horno

(UNE 103300-1993)

- Equipo y herramientas:

- Muestra de suelo.
- Balanza con precisión de 0,01 gramos.
- Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable (110º ±5º C).
- Guantes, espátula, recipiente metal.

- Procedimiento:

- Se toma una muestra representativa de suelo con una espátula. La muestra de suelo tomada estará previamente precintada y guardada en la cámara húmeda para evitar pérdidas o absorción de humedad. Dado el pequeño tamaño de las partículas será suficiente una pequeña muestra, de 10 a 100 gramos.
- Tarar recipiente a poner en el horno (Peso Tara).
- Colocar la muestra húmeda en el recipiente y pesarlo (Peso Tara+Suelo húmedo).
- Colocar el conjunto en el horno, transcurridos 24 horas sacar el recipiente con la muestra seca (Peso Tara+Suelo seco) y pesar el conjunto lo más rápido posible, evitando así la absorción de la humedad atmosférica.

- Cálculo humedad

$$\omega\ (\%) = \frac{(Peso\ Tara + Suelo\ húmedo)\ -\ (Peso\ Tara + Suelo\ seco)}{(Peso\ Tara + Suelo\ seco)\ -\ (Peso\ Tara)} \cdot 100$$

Anejo 1.7 Curva de retención

- **Equipo y herramientas:**

Para obtener la curva de retención se ha hecho uso del siguiente equipo y herramientas:

- Tensiómetro electrónico de laboratorio: lecturas del potencial del agua.
- *Datalogger*: recogida de datos,
- Recipiente donde introducir la muestra y realizar las medidas.
- Balanza con precisión de 0,01 gramos.
- Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable (110º ±5º C).
- Guantes, espátula, recipiente metal.

Con ayuda del tensiómetro se mide el potencial del agua en el suelo (S), cuyas lecturas son recogidas por el *datalogger* para su posterior análisis. Una vez tomadas las lecturas se obtiene la humedad de la muestra con el método del secado en horno. Posteriormente, y conociendo la densidad de las partículas y el índice de poros de la muestra se obtiene el grado de saturación.

El tensiómetro de laboratorio utilizado es el T5x de la empresa alemana UMS (Figura 108), con un rango de lectura del potencial del agua comprendido entre +100/-160 kPa. Estas lecturas se realizan con un transductor de presión con compensación automática de la presión atmosférica.

Figura 108: Tensiómetro de laboratorio UMS-T5x. Fuente: ums-muc.de

El *datalogger* utilizado ha sido el INFIELD7 (Figura 109), de la misma empresa (*UMS)* que el tensiómetro. Permite leer las lecturas a tiempo real.

Figura 109: Datalogger UMS-INFIELD7 usado para la recogida de lecturas a tiempo real. Fuente: ums-muc.de

En la Figura 110 se muestra el recipiente o molde usado para introducir la muestra y compactarla hasta la densidad requerida (1,6 g/cm^3).

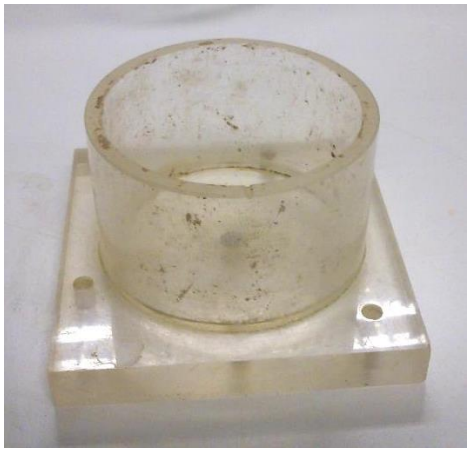


Figura 110 : Recipiente para la introducción de la muestra parcialmente saturada.

- **Método:**

- Obtener el peso de suelo seco (W_s) necesario para llenar el recipiente a la densidad seca requerida (1,6 g/cm^3).
- Añadir el peso de agua necesaria (W_a) para obtener la humedad deseada, evitando llegar a la humedad de saturación de la muestra.
- Compactar la muestra:
- Introducir la muestra parcialmente saturada dentro del recipiente circular en capas de espesor pequeño, compactando cada capa por igual hasta obtener una densidad seca de 1,6 g/cm^3.

- Sellar el recipiente y dejarlo durante 24 horas en la cámara húmeda para conseguir una distribución de la humedad lo más homogénea posible.

- Verificar que el tensiómetro está completamente saturado con ayuda del manual del tensiómetro. En caso contrario serán necesarias unas 12 horas más para saturarlo correctamente, evitando cualquier burbuja de aire en su interior.

- Pasadas 24 horas del sellado de la muestra, hacer un pequeño agujero en la capa de sellado e introducir una barrena del diámetro del eje del tensiómetro hasta la mitad de la muestra.

- Conectar el tensiómetro al *datalogger*.

- Punzar con cuidado el tensiómetro hasta que la piedra cerámica porosa, situada en el extremo inferior del tensiómetro, llegue hasta el fondo del agujero y entre en contacto con la muestra de suelo. Se deben controlar las lecturas del tensiómetro durante la inserción del tensiómetro para que no superen los 300 kPa, tensión a la que se destruye el transductor de presión. Detener la inserción o bajar la velocidad de inserción para permitir la liberación de tensiones.

- Anotar las lecturas del *datalogger* para su posterior análisis.

- Obtener la humedad de la muestra con el método del secado al horno (apartado 3.2.5)

- Obtener el grado de saturación en función la humedad, del índice de poros y la densidad de las partículas sólidas obtenida anteriormente en laboratorio (apartado 3.2.4).

$$S_r = \frac{\omega \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w}$$

$$e = \frac{(h_{muestra} - h_{sólidos})}{h_{sólidos}}$$

$$h_{sólidos} = \frac{V_{sólidos}}{Área} = \frac{W_{sólidos}}{\gamma_s \cdot Área}$$

- Repetir el procedimiento con diferentes humedades, obteniendo su grado de saturación y la lectura de succión del tensiómetro para cada uno de ellos.

- Graficar la succión obtenida para diferentes grados de saturación.

- Obtener la curva de retención a partir de la aproximación de *Van Genuchten (1980)*.

- **Resultados lecturas tensiómetro:**

Muestra nº	1
Fecha	07/04/2016
Observaciones	Succión medida en muestra ensayada en equipo de corte
Diámetro muestra (cm)	5,99
h_t: Altura muestra (cm)	2,93
V_t: Volumen muestra (cm^3)	82,64
W_s: Peso muestra seca (g)	113,81
γ_d (g/cm3)	1,38
h_s: Altura partículas sólidas (cm)	1,50
e: Índice poros	0,96
Tara (g)	191,10
T+S+A (g)	326,50
T+S (g)	302,83
ω (%) : humedad	20,00
S_r (%)	56,22
s: Succión (kPa)	27,00

Tabla 30: Resultado succión S_r = 0,56 .

Muestra nº	2
Fecha	25/04/2016
Observaciones	Humedad no medida tras ensayo
Diámetro recipiente (cm)	3,83
Altura recipiente (cm)	7,63
Volumen recipiente (cm^3)	87,90
h_t: Altura muestra (cm)	7,63
V_t: Volumen muestra (cm^3)	87,90
W_s: Peso muestra seca (g)	140,64
γ_d (g/cm3)	1,60
h_s: Altura partículas sólidas (cm)	4,52
e: Índice poros	0,69
W_w: Peso agua añadida (g)	4,33
ω (%) : humedad	3,08
S_r (%)	12,09
s: Succión (kPa)	87,00

Tabla 31: Resultado succión S_r = 0,12 .

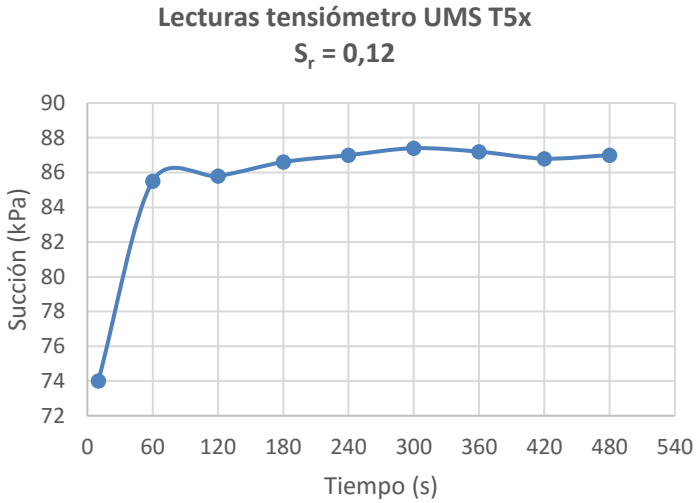


Figura 111: Lecturas tensiómetro muestra 2, S_r = 0,12 .

Muestra nº	**3**
Fecha	27/04/2016
Observaciones	
Diámetro recipiente (cm)	3,83
Altura recipiente (cm)	7,63
Volumen recipiente (cm^3)	87,90
h_t: Altura muestra (cm)	7,63
V_t: Volumen muestra (cm^3)	87,90
W_s: Peso muestra seca (g)	140,60
γ_d (g/cm3)	1,60
h_s: Altura partículas sólidas (cm)	4,52
e: Índice poros	0,69
Tara (g)	97,34
T+S+A (g)	173,17
T+S (g)	169,04
ω (%) : humedad	5,76
S_r (%)	22,60
s: Succión (kPa)	100,00

Tabla 32: Resultado succión S_r = 0,22 .

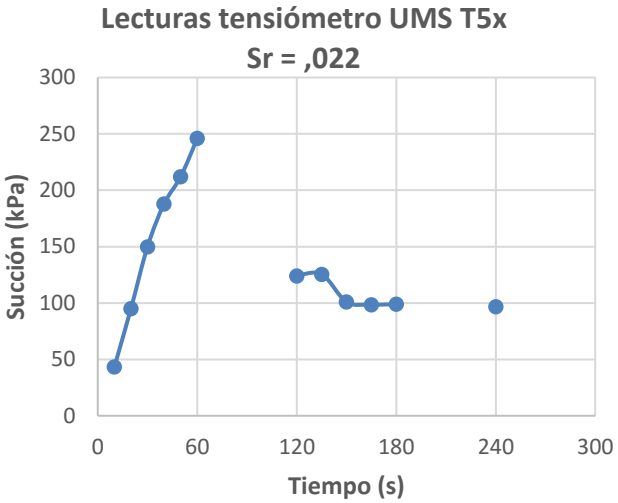


Figura 112: Lecturas tensiómetro muestra 3, Sr = 0,22 .

Muestra nº	**4**
Fecha	07/06/2016
Observaciones	
Diámetro recipiente (cm)	7,00
Altura recipiente (cm)	4,54
Volumen recipiente (cm^3)	174,82
h_t: Altura muestra (cm)	4,54
V_t: Volumen muestra (cm^3)	174,82
W_s: Peso muestra seca (g)	279,71
γ_d (g/cm3)	1,60
h_s: Altura partículas sólidas (cm)	2,69
e: Índice poros	0,69
Tara (g)	52,28
T+S+A (g)	106,58
T+S (g)	101,16
ω (%) : humedad	11,09
S_r (%)	43,55
s: Succión (kPa)	80,00

Tabla 33: Resultado succión S_r = 0,43 .

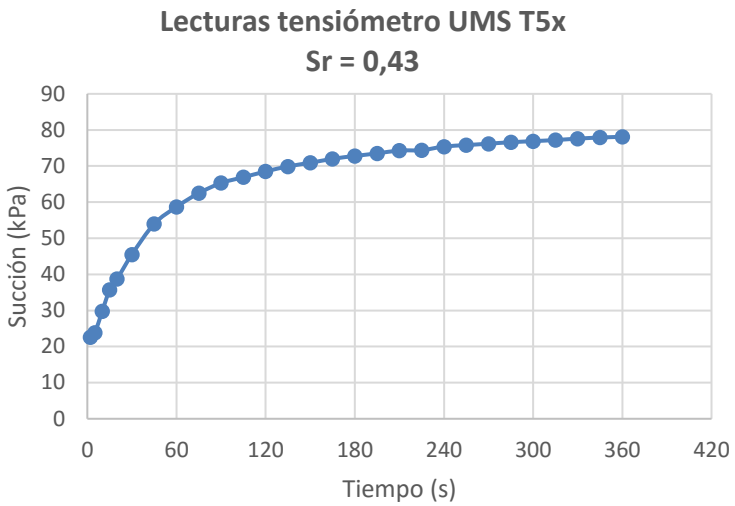


Figura 113: Lecturas tensiómetro muestra 4, Sr = 0,43 .

Muestra nº	**5**
Fecha	15/06/2016
Observaciones	
Diámetro recipiente (cm)	7,00
Altura recipiente (cm)	4,54
Volumen recipiente (cm^3)	174,82
h_t: Altura muestra (cm)	4,54
V_t: Volumen muestra (cm^3)	174,82
W_s: Peso muestra seca (g)	280,00
γ_d (g/cm3)	1,60
h_s: Altura partículas sólidas (cm)	2,69
e: Índice poros	0,69
Tara (g)	21,36
T+S+A (g)	27,92
T+S (g)	26,75
ω (%) : humedad	21,71
S_r (%)	85,47
s: Succión (kPa)	1,50

Tabla 34: Resultado succión S_r = 0,85.

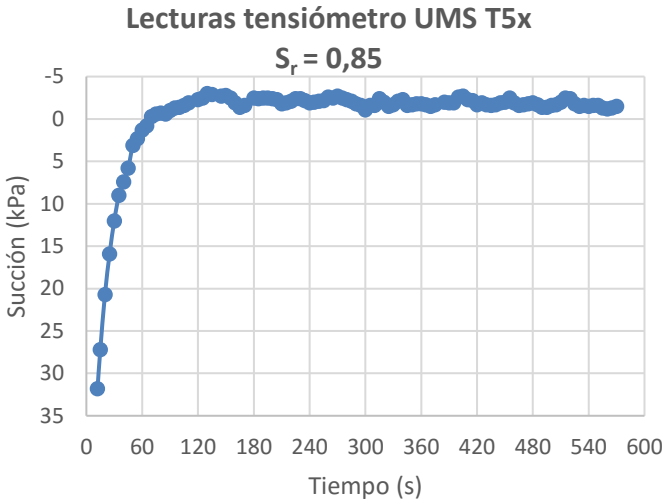


Figura 114: Lecturas tensiómetro muestra 5, Sr = 0,85 .

Muestra nº	**6**
Fecha	16/06/2016
Observaciones	Recipiente nº2
Diámetro recipiente (cm)	7,00
Altura recipiente (cm)	4,54
Volumen recipiente (cm^3)	174,82
h_t : Altura muestra (cm)	4,54
V_t : Volumen muestra (cm^3)	174,82
W_s : Peso muestra seca (g)	280,00
γ_d (g/cm^3)	1,60
h_s: Altura partículas sólidas (cm)	2,69
e: Índice poros	0,69
Tara (g)	63,33
T+S+A (g)	71,05
T+S (g)	69,76
ω (%) : humedad	20,06
S_r (%)	78,99
s: Succión (kPa)	4,50

Tabla 35: Resultado succión S_r = 0,79 .

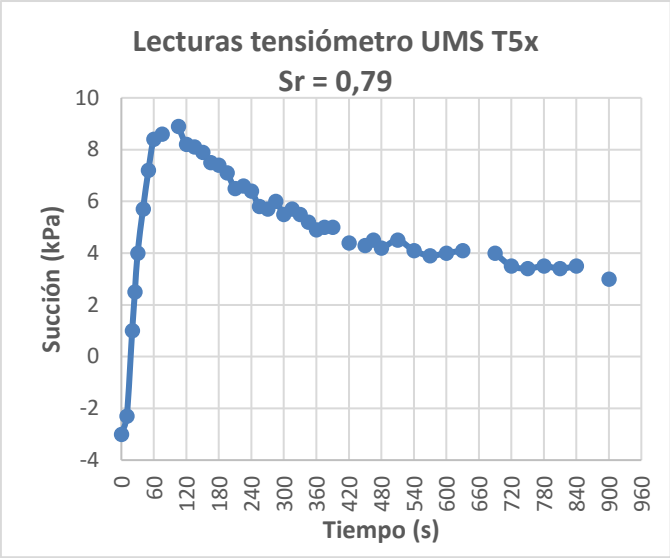


Figura 115: Lecturas tensiómetro muestra 6, Sr = 0,79 .

Anejo 1.8 Ensayos de corte

La metodología seguida para la realización del ensayo de corte directo queda resumida en los siguientes puntos:

- Preparación del equipo:
  - Limpiar y engrasar las paredes del anillo y las superficies de corte.
  - Anotar las dimensiones y pesos de los componentes de la célula.
  - Ajustar posiciones de los tornillos y comprobar el mecanismo.

- Preparación de la muestra:
  - Limo: remoldeado, con una densidad inicial próxima a 1.6 g/cm3 obtenida mediante una prensa.

- Velocidad de desplazamiento:
  - Muestra humedad natural, Ensayo drenado en limos: 1.2 mm/min
  - Muestra saturada, Ensayo drenado en limos: 0.0048 mm/min

- Procedimiento de ensayo:

  - Ensayo con humedad natural, no saturado:

  - Medir la célula de corte dónde se coloca la muestra de suelo.
  - Colocar la placa ranurada y una piedra porosa en la parte inferior de la célula de corte.
  - Pesar la muestra a ensayar, colocarla dentro de la célula de carga y mediante la prensa densificarla hasta un valor próximo a 1.6 g/cm3.
  - Medir la altura de la muestra dentro de la célula de corte determinar su densidad inicial.
  - Colocar una piedra porosa encima de la muestra + pistón modificado + carga vertical correspondiente.
  - Ajustar el comparador: desplazamiento vertical

- Consolidación de la probeta (tornillos de fijación): entre 20 y 60 minutos.
- Desplazamiento a velocidad de 1.2mm/min controlada por motor hasta rotura (7-8 mm), aproximadamente 7 minutos. Medición de la trayectoria de avance.
- Retirar la carga vertical.
- Desmontar la célula y recuperar toda la probeta: humedad y densidad
- Repetir el ensayo a diferente tensión vertical
- Análisis de los resultados obtenidos mediante el programa informático de la UPC *GeoLAB*: valores de carga tangencial, desplazamiento horizontal y desplazamiento vertical.

En la Figura 116 se observa la obtención de datos de manera automatizada mediante un ordenador y el software de la *UPC GeoLAB*.

Figura 116: Obtención de datos de manera automatizada mediante el uso de UPC-GeoLAB.

- Ensayo saturado:

- Medir la célula de corte dónde se coloca la muestra de suelo.
- Colocar la placa ranurada y una piedra porosa en la parte inferior de la célula de corte.
- Pesar la muestra a ensayar, colocarla dentro de la célula de carga y mediante la prensa densificarla hasta un valor próximo a 1.6 g/cm^3.

- Medir la altura de la muestra dentro de la célula de corte determinar su densidad inicial.
- Colocar una piedra porosa encima de la muestra + pistón modificado
- Ajustar el comparador: desplazamiento vertical
- Precargar la muestra con una carga pequeña, de 1 kp, de manera que consolide durante 20 minutos.
- Llenar la banqueta de agua, donde se coloca la célula de corte, y dejarlo saturar entre 12 y 24h. Medir el desplazamiento vertical al precargar y saturar la muestra.
- Cargar la muestra hasta alcanzar la carga deseada para el ensayo de corte.
- Consolidación de la probeta (tornillos de fijación): 24 horas.
- Desplazamiento a velocidad de 0.0048mm/min controlada por motor hasta rotura (7-8 mm), aproximadamente durante 24 horas. Medición de la trayectoria de avance.
- Retirar la carga vertical.
- Desmontar la célula y recuperar toda la probeta: humedad y densidad
- Repetir el ensayo a diferente tensión vertical
- Análisis de los resultados obtenidos mediante el programa informático de la *UPC GeoLAB*: valores de carga tangencial, desplazamiento horizontal y desplazamiento vertical.

El ensayo se repite con diferentes tensiones verticales, obteniendo la resistencia máxima al corte, o cortante de falla (τ_f), para cada escalón de carga, y graficando los resultados en función del esfuerzo normal aplicado. Sobre los diversos puntos de rotura se ajusta una recta, o envolvente de rotura, cuya pendiente representa el ángulo de rozamiento, correspondiente al ángulo de rozamiento de pico para las tensiones de corte de pico, y al ángulo de rozamiento a volumen constante para las tensiones de corte últimas.

Ensayo de corte CD w_{nat} nº 1:

Fecha: 07/04/2016

Tensión normal aplicada: 7 kPa.

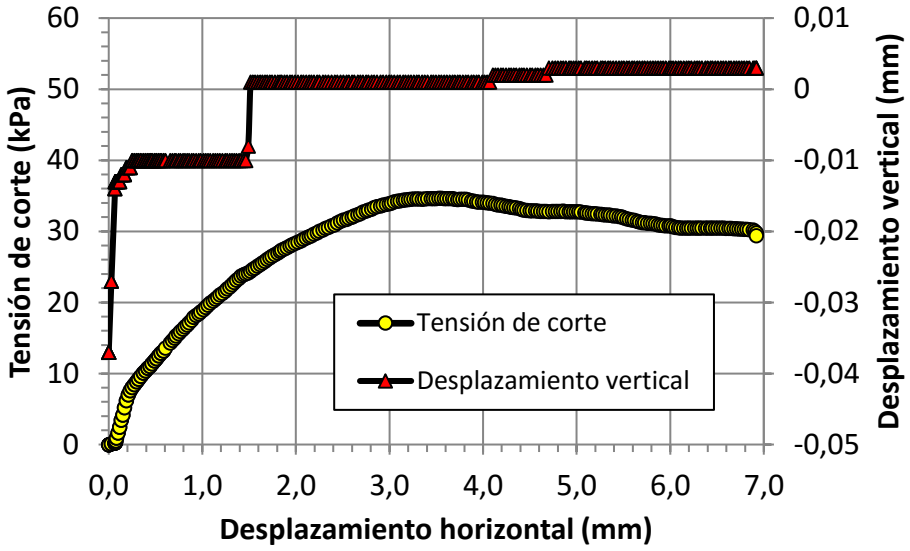


Figura 117: Tensión de corte y desplazamiento vertical en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº1 con σ_n =7 kPa y w_{nat}.

En la Figura 117 se observa un comportamiento extraño en el desplazamiento vertical, con desplazamientos verticales bruscos y constantes después.

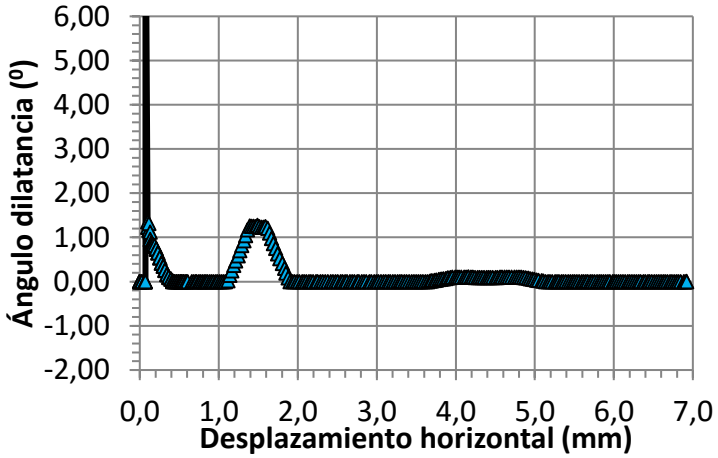


Figura 118: Ángulo de dilatancia (Ψ) en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº1 con σ_n =7 kPa y w_{nat}.

σ_n (kPa)	τ_{pico} (kPa)	τ_{cv} (kPa)	X_{pico} (mm)	ψ_{pico} (º)	Φ'_{pico} (º)	Φ'_{cv} (º)
7,03	34,67	30,2	3,3	0	78,5	76,9

Tabla 36: Resultados resistencia de corte y ángulo de fricción (pico y a volumen constante), desplazamiento horizontal y ángulo de dilatancia pico. Ensayo nº1 con σ_n =7 kPa y w_{nat}.

Ensayo de corte CD w_{nat} nº 2:

Fecha: 13/04/2016

Tensión normal aplicada: 7 kPa.

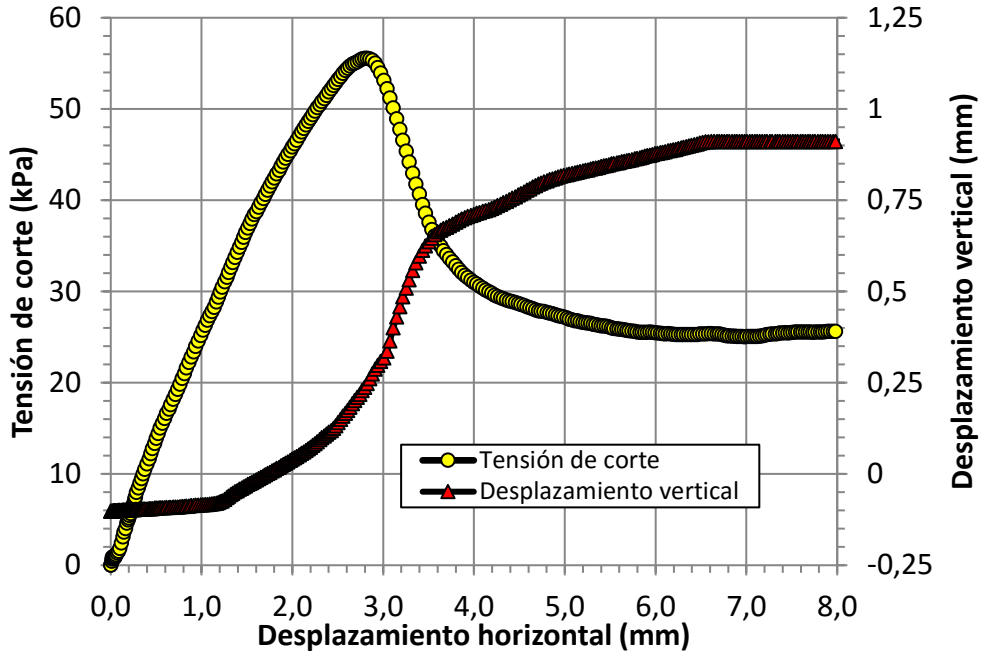


Figura 119: Tensión de corte y desplazamiento vertical en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº2 con σ_n = 7 kPa y w_{nat}.

En la Figura 119 se observa un comportamiento típico de muestras sobreconsolidadas, con un valor pico en la tensión de corte (2.9mm) y un valor a tensión residual o a volumen constante a grandes deformaciones (6-8mm). Se aprecia como la muestra presenta un comportamiento delatante ante esfuerzos cortantes, con un aumento de la altura de la muestra, y como el ángulo de dilatancia máximo coincide con la tensión de corte de pico en el desplazamiento pico (Figura 120).

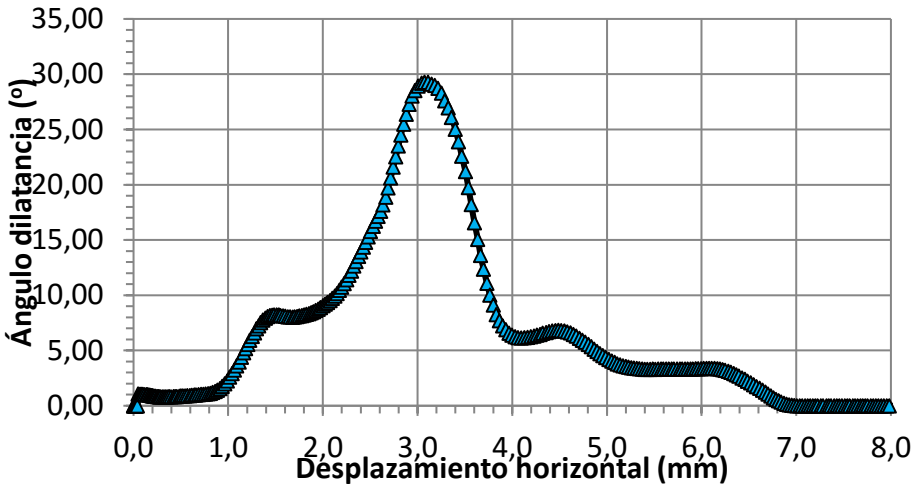


Figura 120: Ángulo de dilatancia (Ψ) en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº2 con σ_n = 7 kPa y w_{nat}.

σ_n (kPa)	τ_{pico} (kPa)	τ_{cv} (kPa)	X_{pico} (mm)	ψ_{pico} (º)	Φ'_{pico} (º)	Φ'_{cv} (º)
7,03	55,56	25,13	2,9	29	82,8	74,4

Tabla 37: Resultados resistencia de corte y ángulo de fricción (pico y a volumen constante), desplazamiento horizontal y ángulo de dilatancia pico. Ensayo nº2 con σ_n = 7 kPa y w_{nat}.

Ensayo de corte CD w_{nat} nº 3:

Fecha: 13/04/2016

Tensión normal aplicada: 14 kPa.

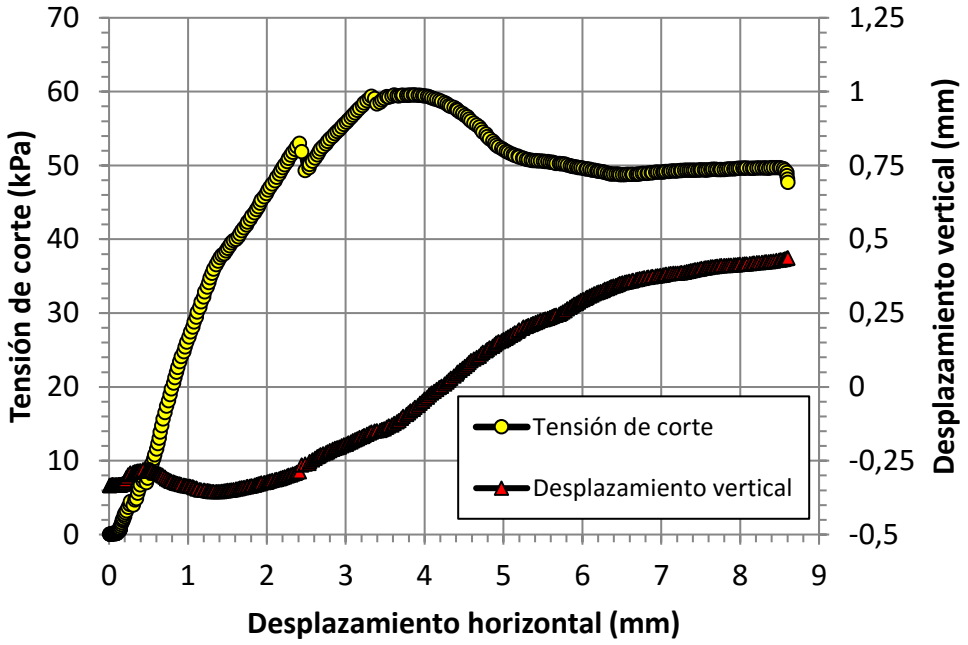


Figura 121: Tensión de corte y desplazamiento vertical en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº3 con σ_n = 14 kPa y w_{nat}.

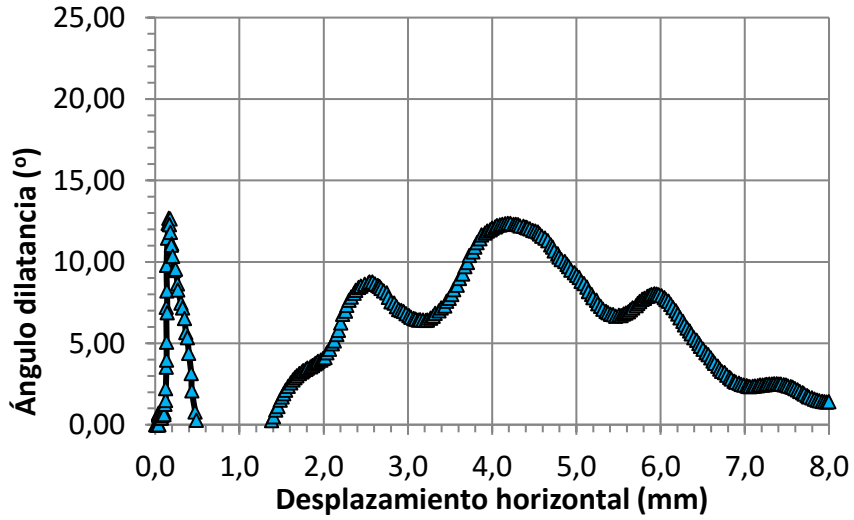


Figura 122: Ángulo de dilatancia (Ψ) en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº3 con σ_n = 14 kPa y w_{nat}.

σ_n (kPa)	τ_{pico} (kPa)	τ_{cv} (kPa)	X_{pico} (mm)	ψ_{pico} (º)	Φ'_{pico} (º)	Φ'_{cv} (º)
14,06	59,53	48,8	3,8	12,4	76,7	73,9

Tabla 38: Resultados resistencia de corte y ángulo de fricción (pico y a volumen constante), desplazamiento horizontal y ángulo de dilatancia pico. Ensayo nº3 con σ_n = 14 kPa y w_{nat}.

Ensayo de corte CD w_{nat} nº 4:

Fecha: 21/04/2016

Tensión normal aplicada: 7 kPa.

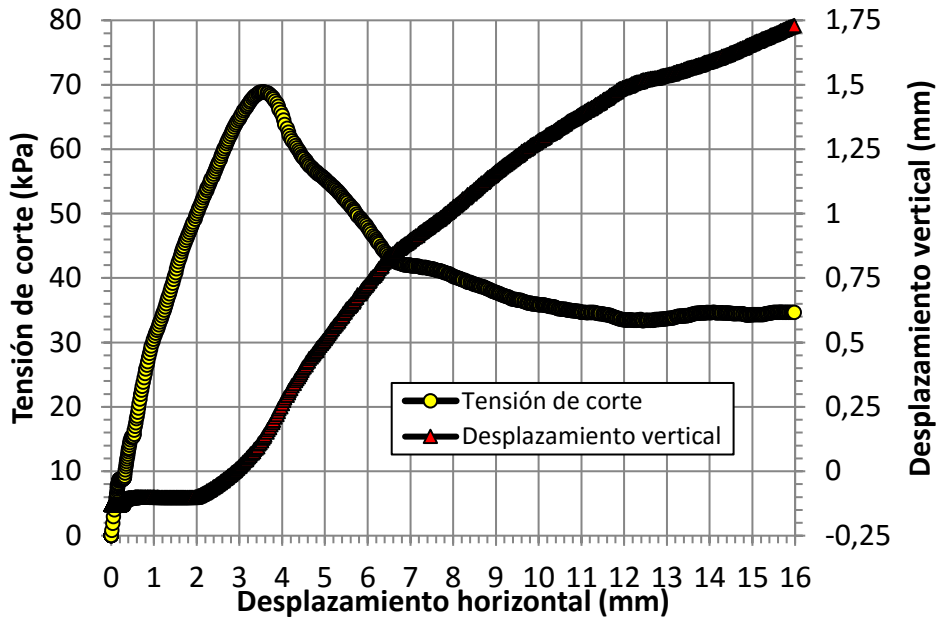


Figura 123: Tensión de corte y desplazamiento vertical en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº4 con σ_n = 7 kPa y w_{nat}.

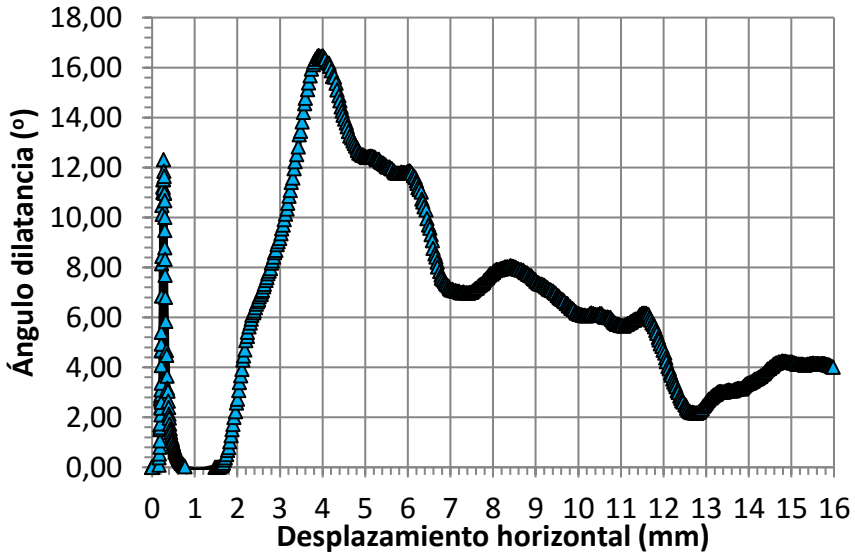


Figura 124: Ángulo de dilatancia (Ψ) en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº4 con σ_n = 7 kPa y w_{nat}.

σ_n (kPa)	τ_{pico} (kPa)	τ_{cv} (kPa)	X_{pico} (mm)	ψ_{pico} (º)	Φ'_{pico} (º)	Φ'_{cv} (º)
7,03	68,89	33,5	3,5	16,50	84,2	78,1

Tabla 39: Resultados resistencia de corte y ángulo de fricción (pico y a volumen constante), desplazamiento horizontal y ángulo de dilatancia pico. Ensayo nº4 con σ_n = 7 kPa y w_{nat}.

Ensayo de corte CD w_{nat} nº 5:

Fecha: 22/04/2016

Tensión normal aplicada: 7 kPa.

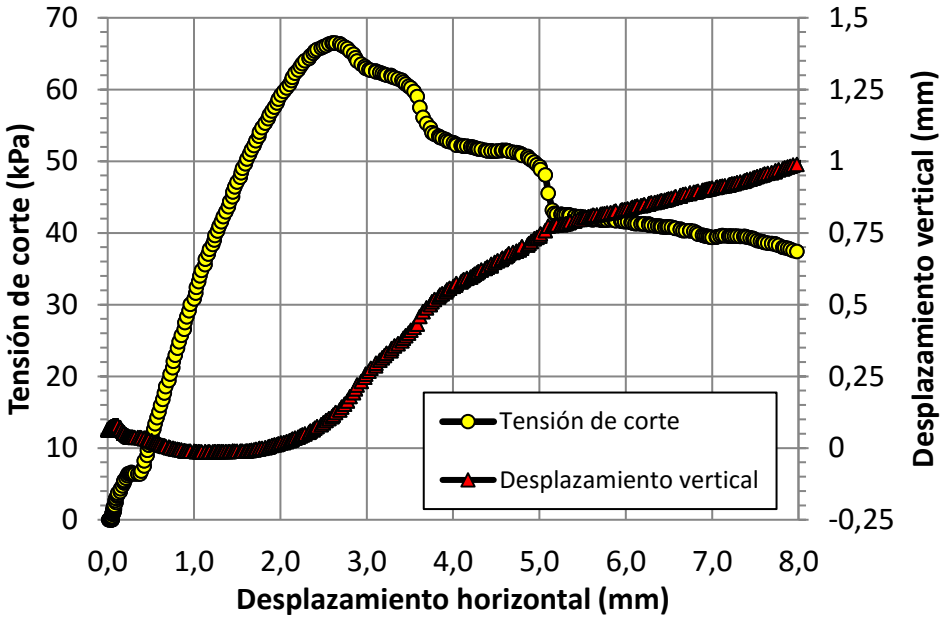


Figura 125: Tensión de corte y desplazamiento vertical en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº5 σ_n = 7 kPa y w_{nat}.

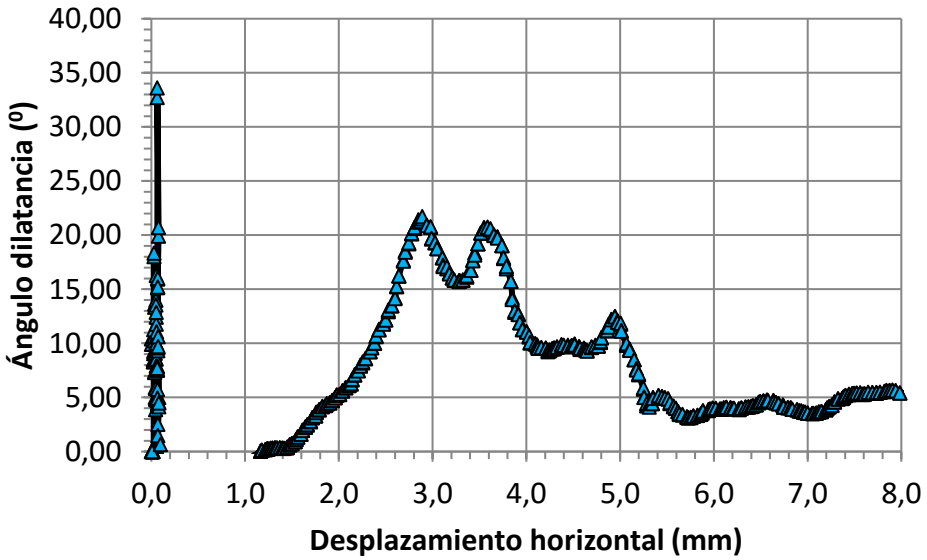


Figura 126: Ángulo de dilatancia (Ψ) en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº5 con σ_n = 7 kPa y w_{nat}.

σ_n (kPa)	τ_{pico} (kPa)	τ_{cv} (kPa)	X_{pico} (mm)	ψ_{pico} (º)	Φ'_{pico} (º)	Φ'_{cv} (º)
7,03	66,46	38,6	2,6	21,4	84,0	79,7

Tabla 40: Resultados resistencia de corte y ángulo de fricción (pico y a volumen constante), desplazamiento horizontal y ángulo de dilatancia pico. Ensayo nº5 con σ_n = 7 kPa y w_{nat}.

Ensayo de corte CD w_{nat} nº 6:

Fecha: 22/04/2016

Tensión normal aplicada: 14 kPa.

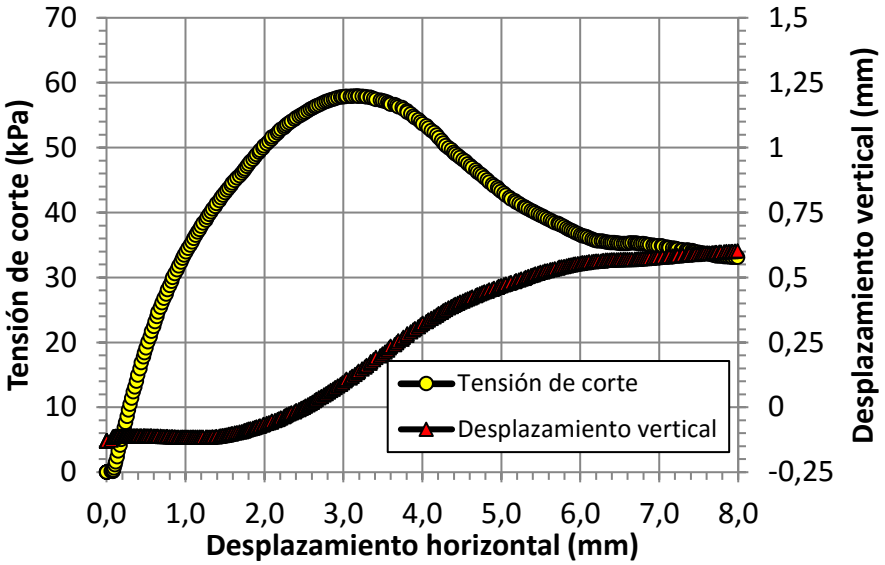


Figura 127: Tensión de corte y desplazamiento vertical en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº6 con σ_n = 14 kPa y w_{nat}.

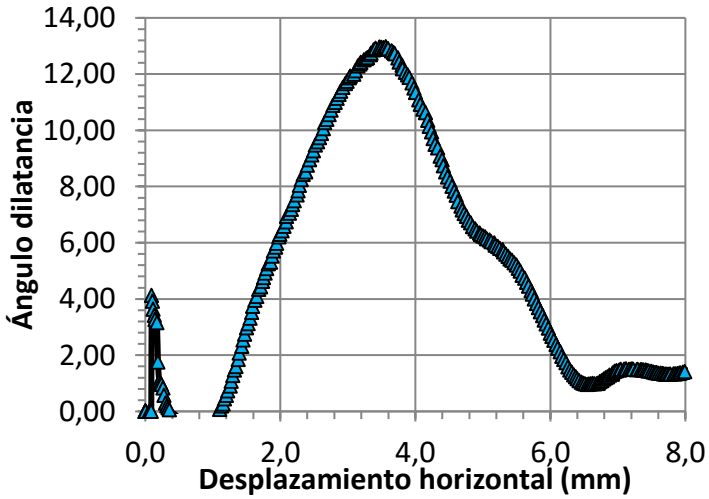


Figura 128: Ángulo de dilatancia (Ψ) en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº6 con σ_n = 14 kPa.

σ_n (kPa)	τ_{pico} (kPa)	τ_{cv} (kPa)	X_{pico} (mm)	ψ_{pico} (°)	Φ'_{pico} (°)	Φ'_{cv} (°)
14,06	57,96	35,4	3,1	13	76,4	68,3

Tabla 41: Resultados resistencia de corte y ángulo de fricción (pico y a volumen constante), desplazamiento horizontal y ángulo de dilatancia pico. Ensayo nº6 con σ_n = 14 kPa y w_{nat}.

Ensayo de corte CD w_{nat} nº 7:

Fecha: 22/04/2016

Tensión normal aplicada: 20,88 kPa.

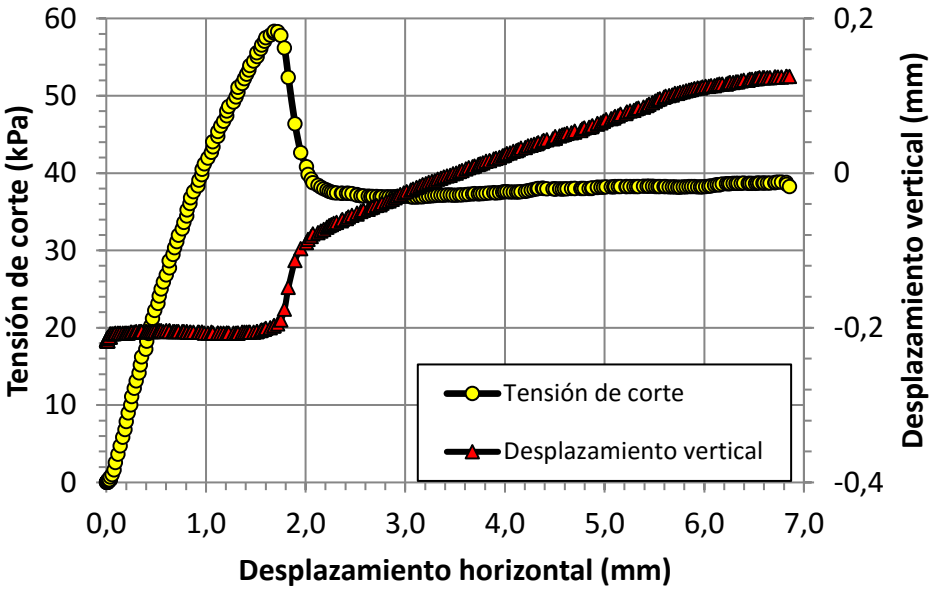


Figura 129: Tensión de corte y desplazamiento vertical en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº7 con σ_n = 20,88 kPa y w_{nat}.

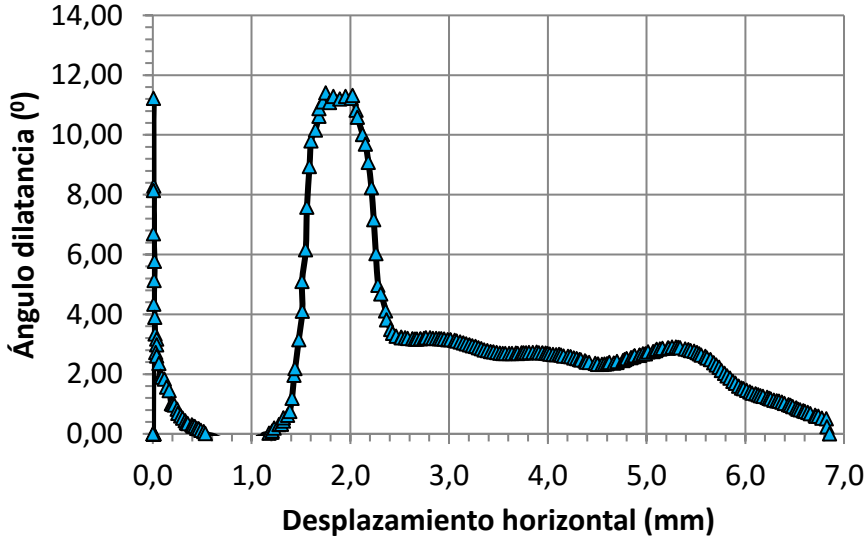


Figura 130: Ángulo de dilatancia (Ψ) en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº7 con σ_n = 20,88 kPa.

σ_n (kPa)	τ_{pico} (kPa)	τ_{cv} (kPa)	X_{pico} (mm)	ψ_{pico} (º)	Φ'_{pico} (º)	Φ'_{cv} (º)
20,88	58,31	36,9	1,7	11,3	70,3	60,5

Tabla 42: Resultados resistencia de corte y ángulo de fricción (pico y a volumen constante), desplazamiento horizontal y ángulo de dilatancia pico. Ensayo nº7 con σ_n = 20,88 kPa y w_{nat}.

Ensayo de corte CD w_{nat} nº 8:

Fecha: 29/04/2016

Tensión normal aplicada: 29,4 kPa.

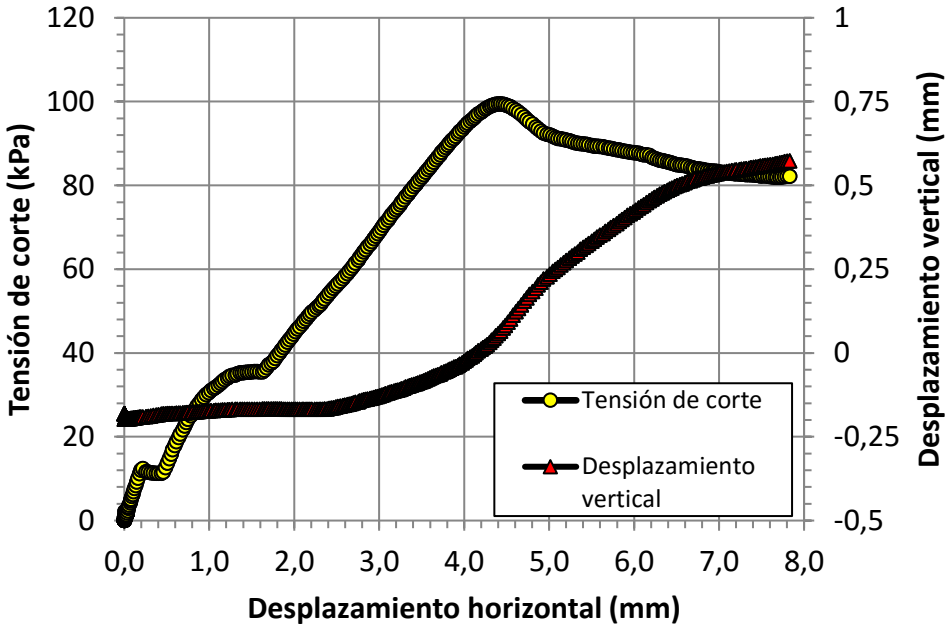


Figura 131: Tensión de corte y desplazamiento vertical en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº8 con σ_n = 29,4 kPa y w_{nat}.

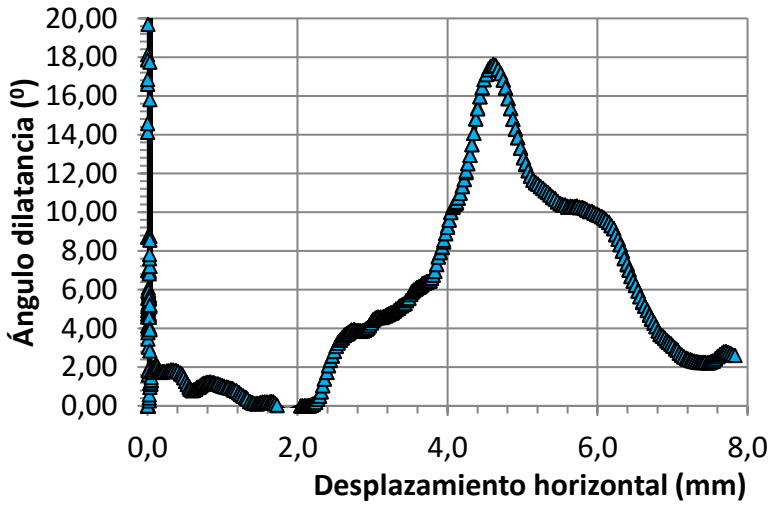


Figura 132: Ángulo de dilatancia (Ψ) en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº8 con σ_n = 29,4 kPa y w_{nat}.

σ_n (kPa)	τ_{pico} (kPa)	τ_{cv} (kPa)	X_{pico} (mm)	ψ_{pico} (º)	Φ'_{pico} (º)	Φ'_{cv} (º)
29,39	99,42	81,9	4,4	17,4	73,5	70,3

Tabla 43: Resultados resistencia de corte y ángulo de fricción (pico y a volumen constante), desplazamiento horizontal y ángulo de dilatancia pico. Ensayo nº8 con σ_n = 29,4 kPa y w_{nat}..

Ensayo de corte CD w_{nat} nº 9:

Fecha: 29/04/2016

Tensión normal aplicada: 3,5 kPa.

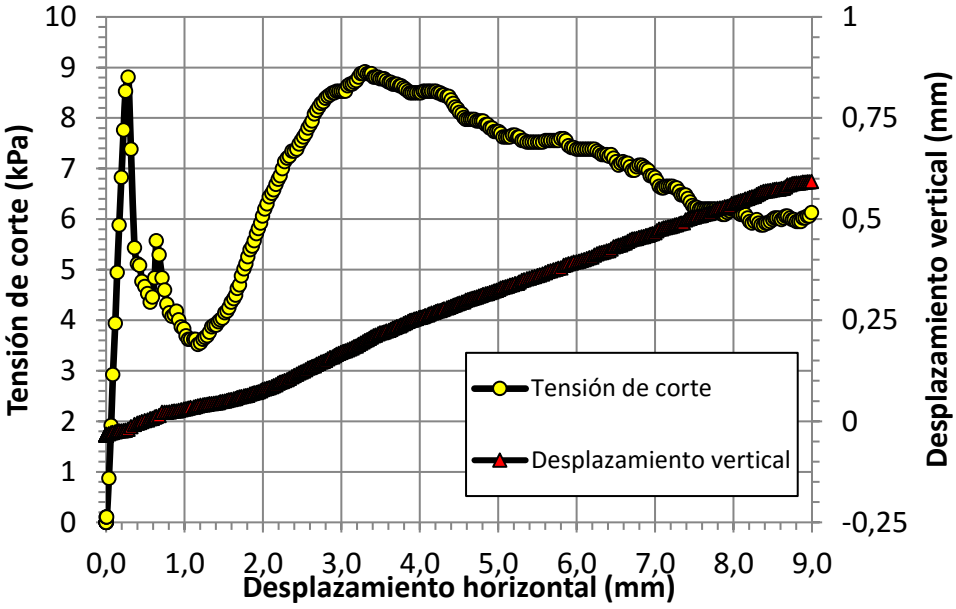


Figura 133: Tensión de corte y desplazamiento vertical en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº9 con σ_n = 3,5 kPa y w_{nat}.

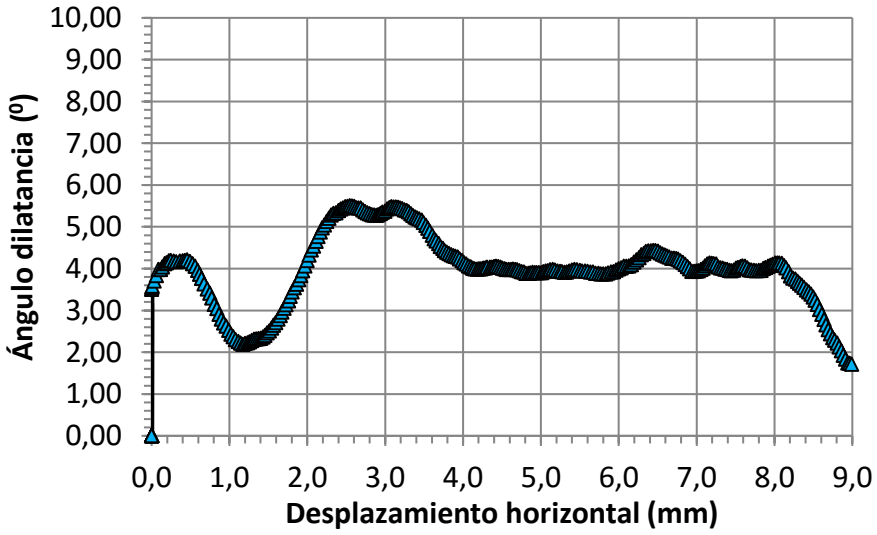


Figura 134: Ángulo de dilatancia (Ψ) en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº9 con σ_n = 3,5 kPa y w_{nat}.

σ_n (kPa)	τ_{pico} (kPa)	τ_{cv} (kPa)	X_{pico} (mm)	ψ_{pico} (º)	Φ'_{pico} (º)	Φ'_{cv} (º)
3,49	8,91	5,9	3,2	5,5	68,6	59,4

Tabla 44: Resultados resistencia de corte y ángulo de fricción (pico y a volumen constante), desplazamiento horizontal y ángulo de dilatancia pico. Ensayo nº9 con σ_n = 3,5 kPa y w_{nat}.

Ensayo de corte CD w_{nat} nº 10:

Fecha: 05/05/2016

Tensión normal aplicada: 28 kPa.

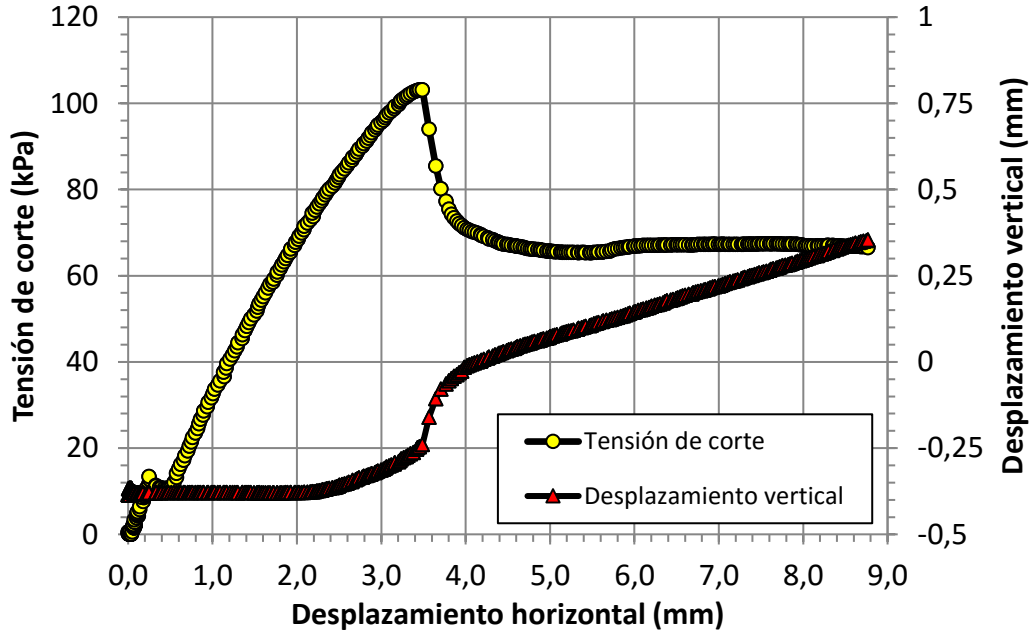


Figura 135: Tensión de corte y desplazamiento vertical en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº10 con σ_n = 28 kPa y w_{nat}.

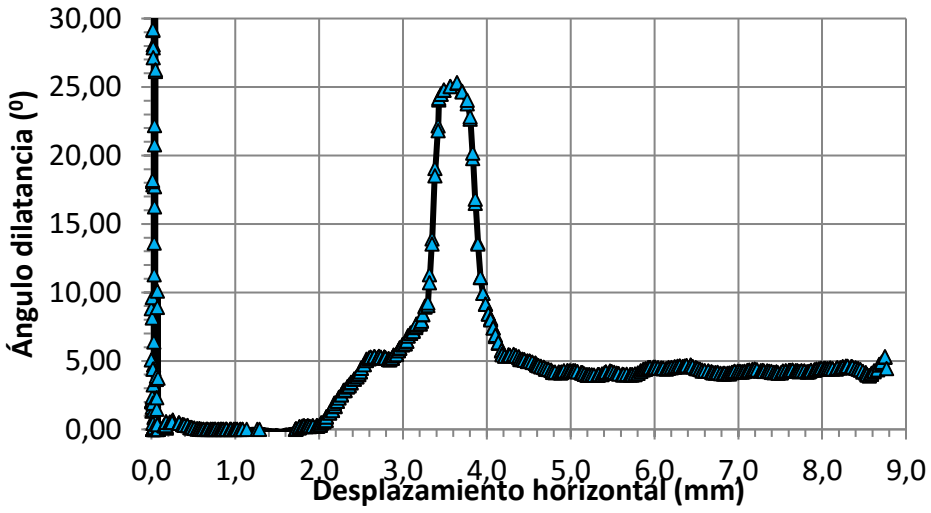


Figura 136: Ángulo de dilatancia (Ψ) en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº10 con σ_n = 28 kPa y w_{nat}.

σ_n (kPa)	τ_{pico} (kPa)	τ_{cv} (kPa)	X_{pico} (mm)	ψ_{pico} (º)	Φ'_{pico} (º)	Φ'_{cv} (º)
28,12	103,15	65,30	3,5	25	74,7	66,7

Tabla 45: Resultados resistencia de corte y ángulo de fricción (pico y a volumen constante), desplazamiento horizontal y ángulo de dilatancia pico. Ensayo nº10 con σ_n = 28 kPa y w_{nat}.

Ensayo de corte CD w_{nat} nº 11:

Fecha: 09/05/2016

Tensión normal aplicada: 14 kPa.

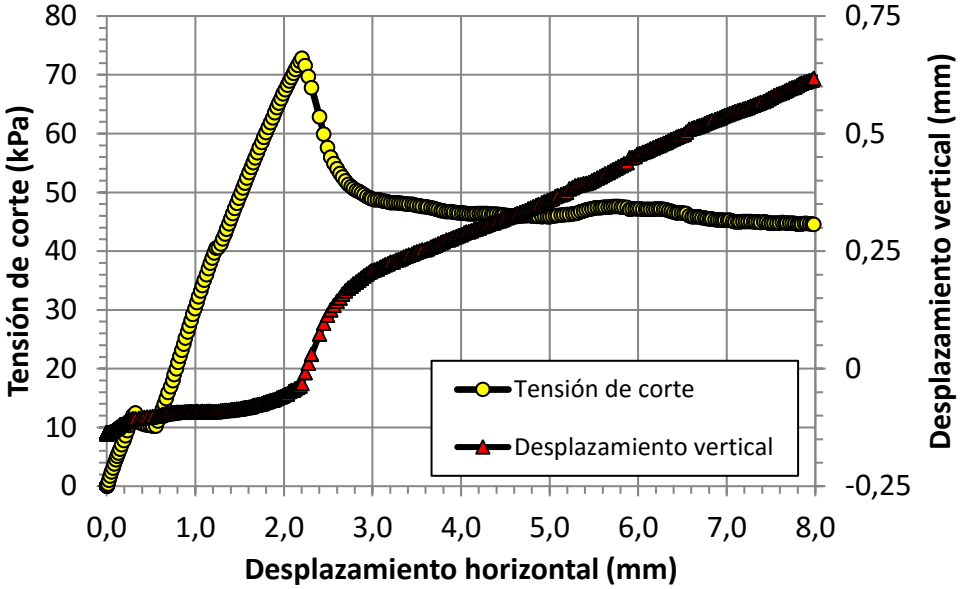


Figura 137: Tensión de corte y desplazamiento vertical en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº11 con σ_n = 14 kPa y w_{nat}.

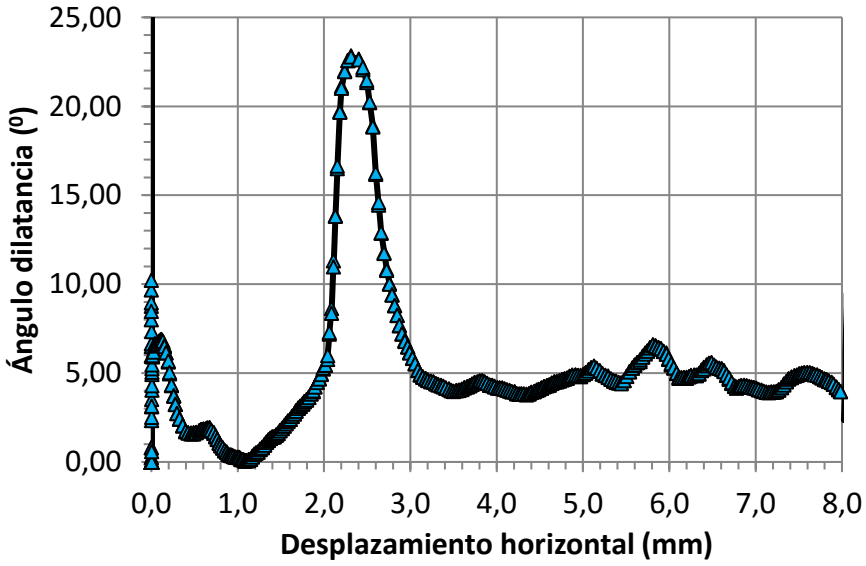


Figura 138: Ángulo de dilatancia (Ψ) en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº11 con σ_n = 14 kPa y w_{nat}.

σ_n (kPa)	τ_{pico} (kPa)	τ_{cv} (kPa)	X_{pico} (mm)	ψ_{pico} (º)	Φ'_{pico} (º)	Φ'_{cv} (º)
14,07	72,79	45	2,2	22,8	79,1	72,6

Tabla 46: Resultados resistencia de corte y ángulo de fricción (pico y a volumen constante), desplazamiento horizontal y ángulo de dilatancia pico. Ensayo nº11 con σ_n = 14 kPa y w_{nat}.

Ensayo de corte CD w_{nat} nº 12:

Fecha: 09/05/2016

Tensión normal aplicada: 22 kPa.

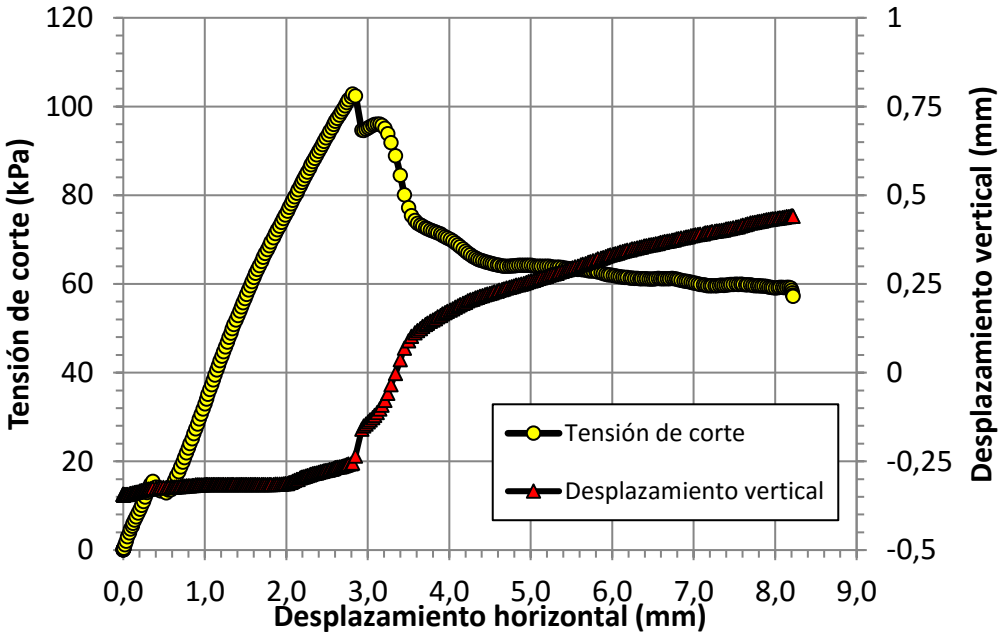


Figura 139: Tensión de corte y desplazamiento vertical en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº12 con σ_n = 22 kPa y w_{nat}.

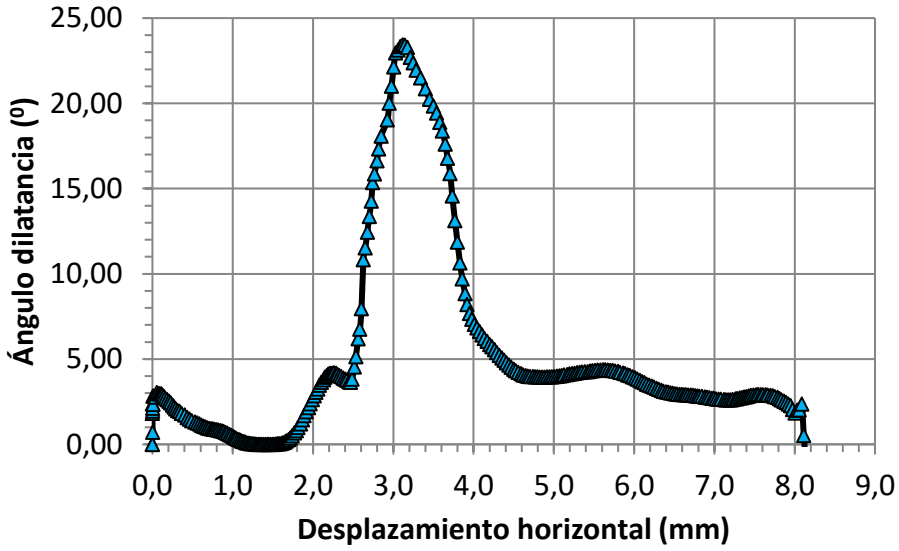


Figura 140: Ángulo de dilatancia (Ψ) en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº12 con σ_n = 22 kPa y w_{nat}.

σ_n (kPa)	τ_{pico} (kPa)	τ_{cv} (kPa)	X_{pico} (mm)	ψ_{pico} (º)	Φ'_{pico} (º)	Φ'_{cv} (º)
21,97	102,76	59,2	2,8	23,1	77,9	69,6

Tabla 47: Resultados resistencia de corte y ángulo de fricción (pico y a volumen constante), desplazamiento horizontal y ángulo de dilatancia pico. Ensayo nº12 con σ_n = 22 kPa y w_{nat}.

Ensayo de corte CD w_{nat} nº 13:

Fecha: 26/05/2016

Tensión normal aplicada: 1,8 kPa.

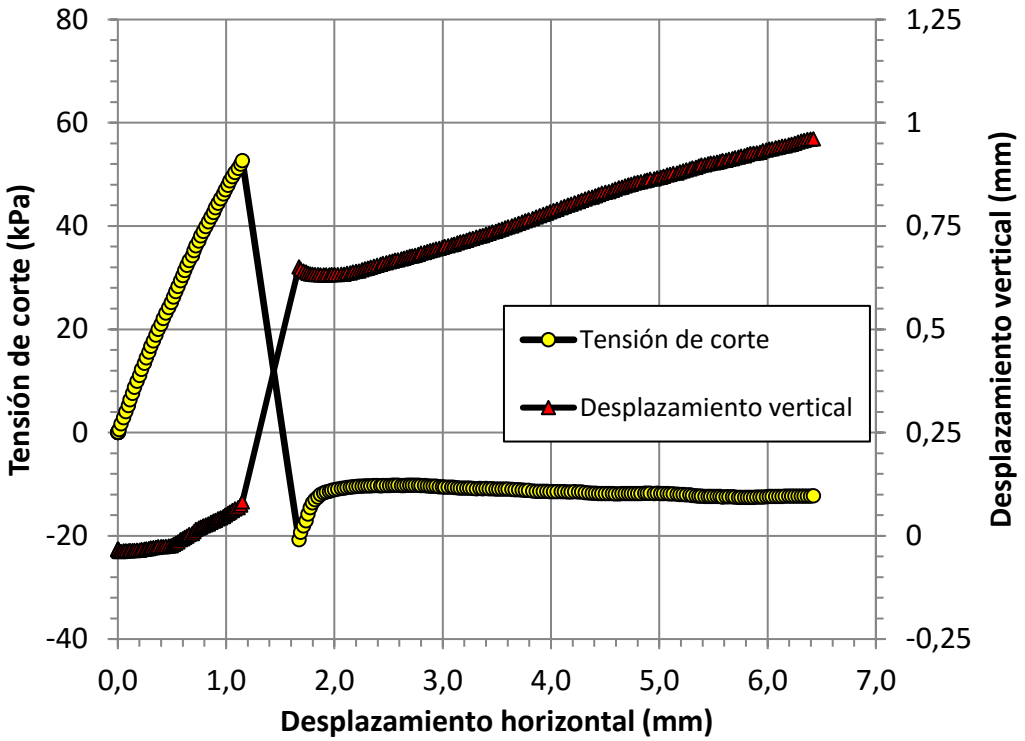


Figura 141: Tensión de corte y desplazamiento vertical en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº13 con σ_n = 1,8 kPa y w_{nat} .

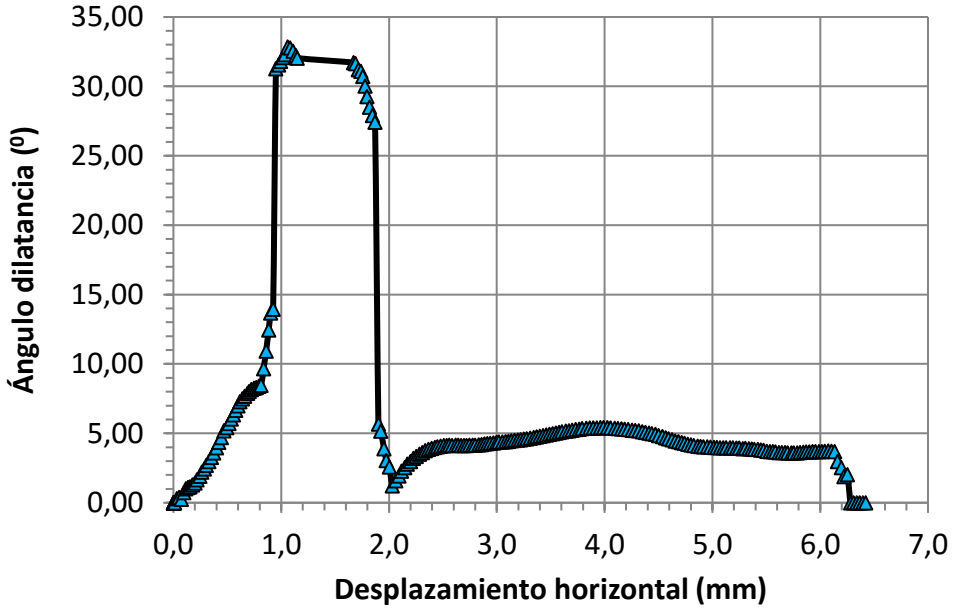


Figura 142: Ángulo de dilatancia (Ψ) en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº13 con σ_n = 1,8 kPa y w_{nat}.

Tal como se observa en la Figura __, la muestra presenta un comportamiento no realista, con una caída brusca de la tensión de corte hasta llegar a valores negativos. Esta caída brusca puede ser debida a un golpe en la mesa de corte durante el ensayo, es por ello que los valores de resistencia de pico y a volumen constante se han tomado sin considerar los valores anómalos que se representan después de la caída brusca, en 1.1 mm de desplazamiento horizontal.

σ_n (kPa)	τ_{pico} (kPa)	τ_{cv} (kPa)	X_{pico} (mm)	ψ_{pico} (º)	Φ'_{pico} (º)	Φ'_{cv} (º)
1,80	52,67	50	1,1	32,55	88,0	87,9

Tabla 48: Resultados resistencia de corte y ángulo de fricción (pico y a volumen constante), desplazamiento horizontal y ángulo de dilatancia pico. Ensayo nº13 con σ_n = de 1,8 kPa y w_{nat}.

Ensayo de corte CD w_{nat} nº 14:

Fecha: 26/05/2016

Tensión normal aplicada: 3,5 kPa.

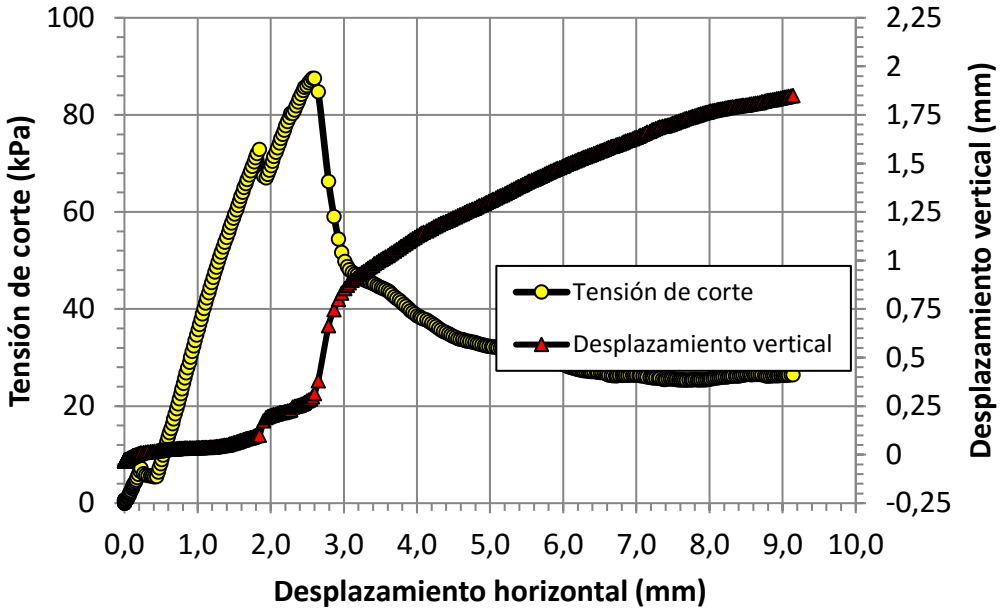


Figura 143: Tensión de corte y desplazamiento vertical en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº14 con σ_n = 3,5 kPa y w_{nat}.

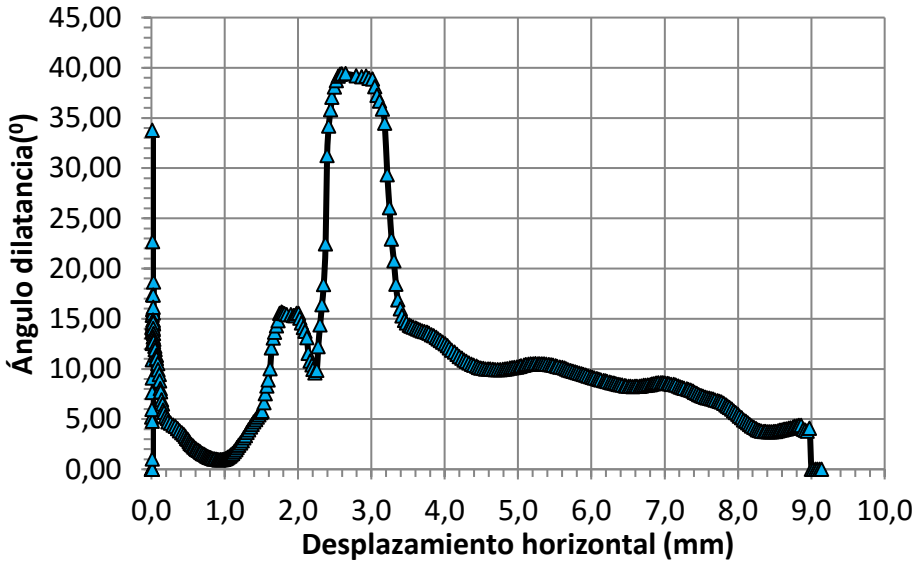


Figura 144: Ángulo de dilatancia (Ψ) en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº14 con σ_n =3,5 kPa y w_{nat}.

σ_n (kPa)	τ_{pico} (kPa)	τ_{cv} (kPa)	X_{pico} (mm)	ψ_{pico} (º)	Φ'_{pico} (º)	Φ'_{cv} (º)
3,5	87,48	25,4	2,55	39	87,7	82,1

Tabla 49: Resultados resistencia de corte y ángulo de fricción (pico y a volumen constante), desplazamiento horizontal y ángulo de dilatancia pico. Ensayo nº14 con σ_n = 3,5 kPa y w_{nat}.

Ensayo de corte CD w_{nat} nº 15:

Fecha: 26/05/2016

Tensión normal aplicada: 5,3 kPa.

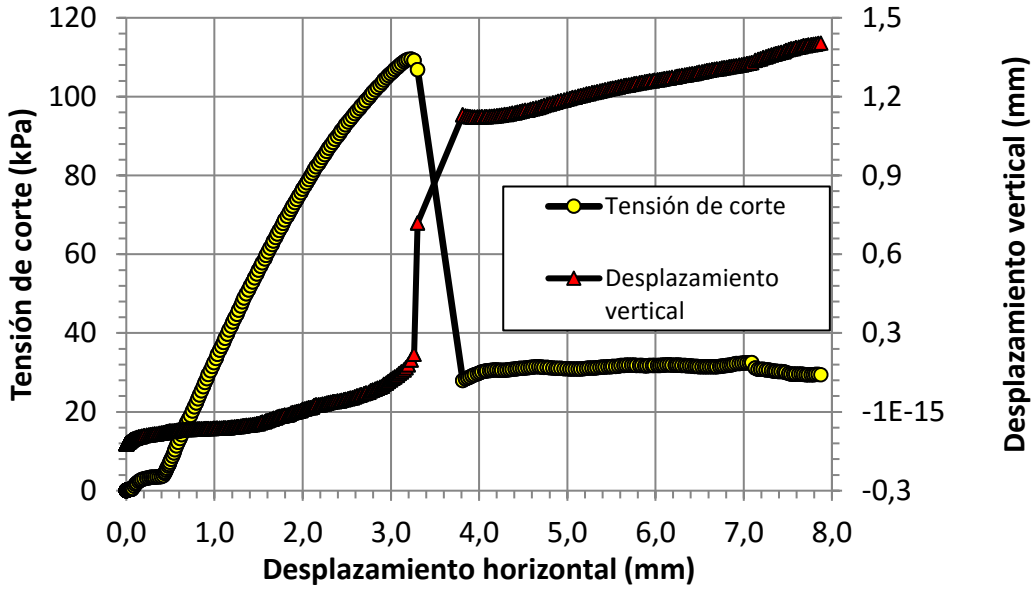


Figura 145: Tensión de corte y desplazamiento vertical en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº15 con σ_n = 5,3 kPa y w_{nat}.

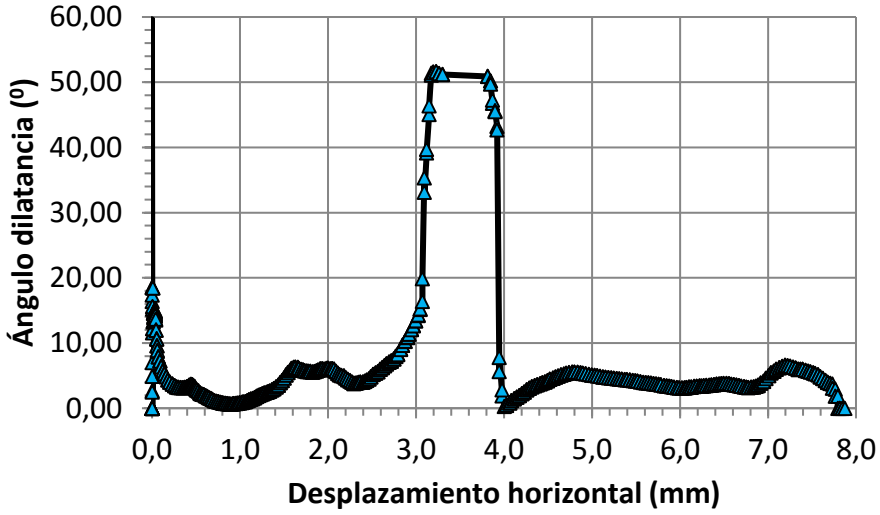


Figura 146: Ángulo de dilatancia (Ψ) en función del desplazamiento horizontal. Ensayo nº15 con σ_n = 5,3 kPa y w_{nat}.

σ_n (kPa)	τ_{pico} (kPa)	τ_{cv} (kPa)	X_{pico} (mm)	ψ_{pico} (º)	Φ'_{pico} (º)	Φ'_{cv} (º)
5,3	109,52	30	3,17	51	87,2	80,0

Tabla 50: Resultados resistencia de corte y ángulo de fricción (pico y a volumen constante), desplazamiento horizontal y ángulo de dilatancia pico. Ensayo nº15 con σ_n = 5,3 kPa y w_{nat}.

Ensayo de corte CD SATURADO nº 1:

Fecha: 02/05/2016

Tensión normal aplicada: 6,7 kPa.

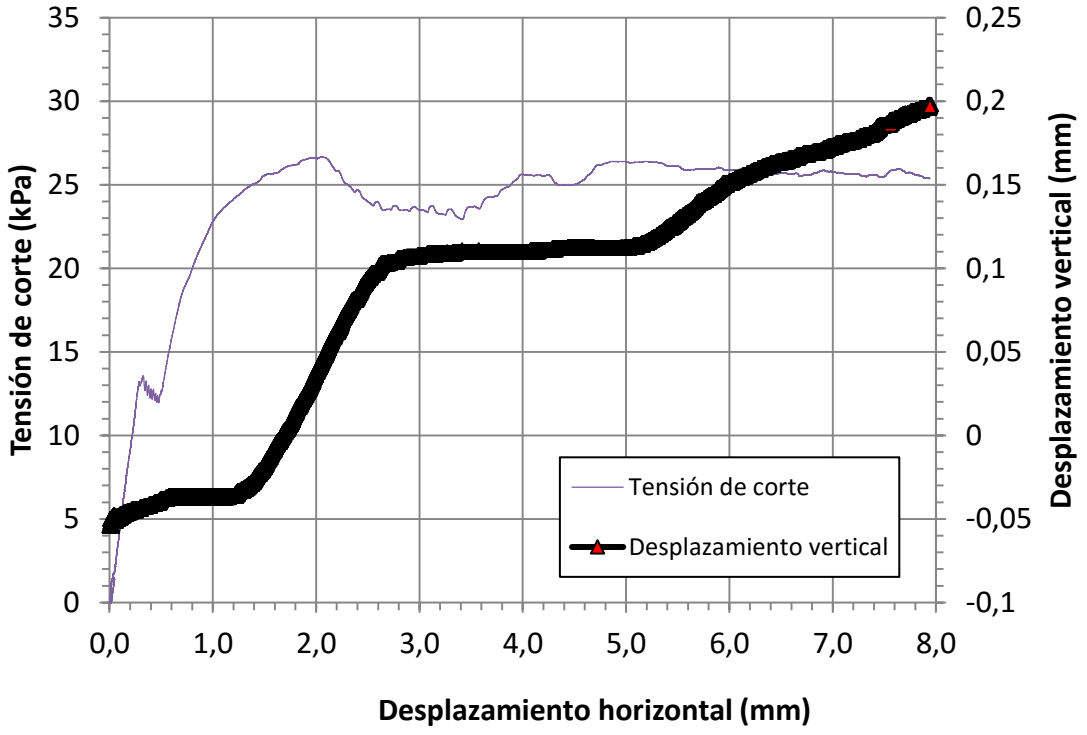


Figura 147: Tensión de corte y desplazamiento vertical en función del desplazamiento horizontal. Ensayo saturado nº1 con σ_n = 6.7 kPa.

σ_n (kPa)	τ_{pico} (kPa)	τ_{cv} (kPa)	X_{pico} (mm)	ψ_{pico} (º)	Φ'_{pico} (º)	Φ'_{cv} (º)
6,71	26,66	23,50	2,1	6,41	75,88	74,07

Tabla 51: Resultados resistencia de corte y ángulo de fricción (pico y a volumen constante), desplazamiento horizontal y ángulo de dilatancia pico. Ensayo nº1 saturado con σ_n = 6,71 kPa.

Ensayo de corte CD SATURADO nº 2:

Fecha: 09/05/2016

Tensión normal aplicada: 14.1 kPa.

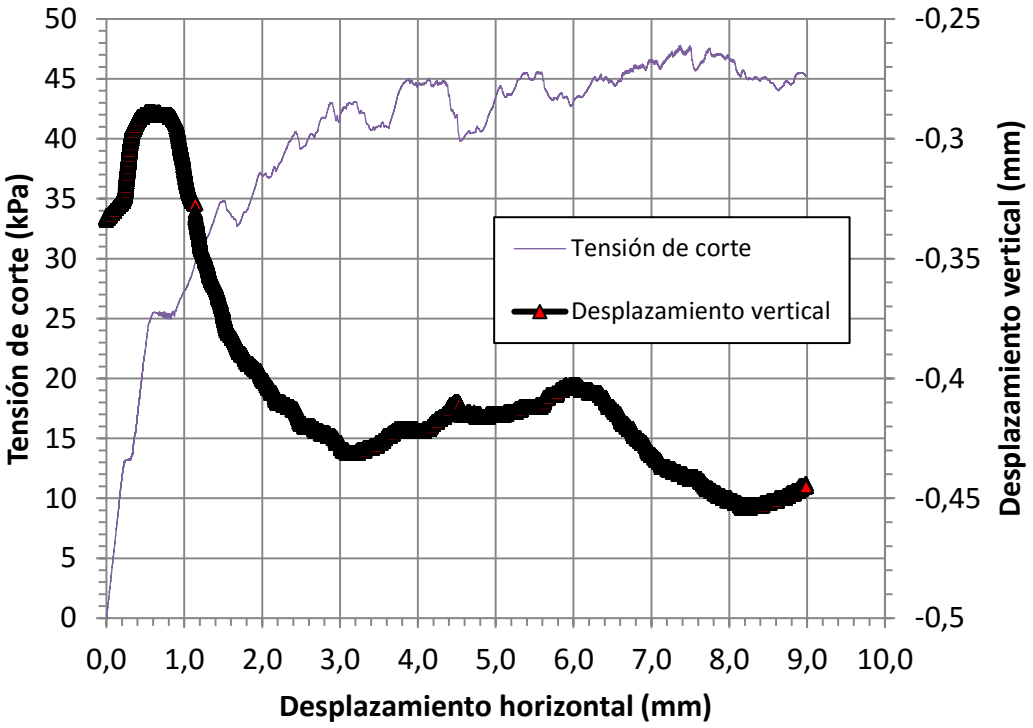


Figura 148: Tensión de corte y desplazamiento vertical en función del desplazamiento horizontal. Ensayo saturado nº2 con σ_n = 14,1 kPa.

σ_n (kPa)	τ_{pico} (kPa)	τ_{cv} (kPa)	X_{pico} (mm)	ψ_{pico} (º)	Φ'_{pico} (º)	Φ'_{cv} (º)
14,12	47,79	43,50	No pico	-	73,54	72,01

Tabla 52: Resultados resistencia de corte y ángulo de fricción (pico y a volumen constante), desplazamiento horizontal y ángulo de dilatancia pico. Ensayo nº2 saturado con σ_n = 14,12 kPa.

En este caso el material presenta un comportamiento contractante ante esfuerzo cortante a partir de 0,85mm de desplazamiento horizontal (ver Figura 148), con un valor negativo de la dilatancia y una contracción de 0,154mm.

Ensayo de corte CD SATURADO nº 3:

Fecha: 17/05/2016

Tensión normal aplicada: 21,1 kPa.

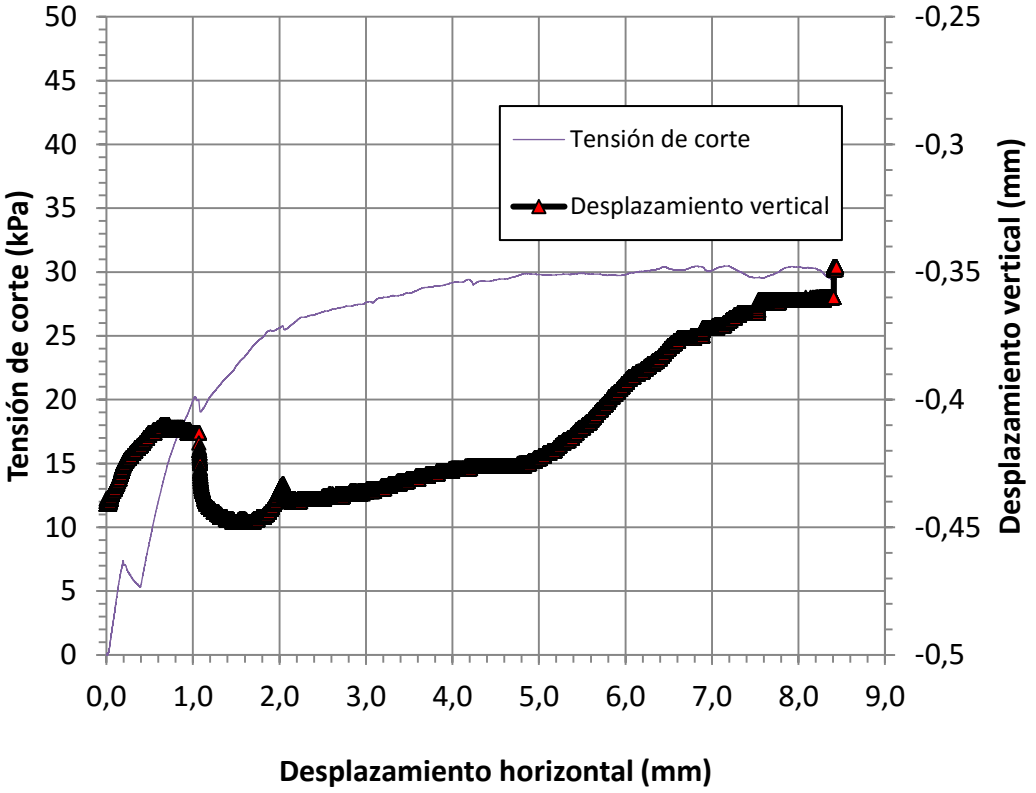


Figura 149: Tensión de corte y desplazamiento vertical en función del desplazamiento horizontal. Ensayo saturado nº3 con σ_n = 21,1 kPa.

σ_n (kPa)	τ_{pico} (kPa)	τ_{cv} (kPa)	X_{pico} (mm)	ψ_{pico} (º)	Φ'_{pico} (º)	Φ'_{cv} (º)
21,10	30,46	29,76	No pico	-	55,29	54,67

Tabla 53: Resultados resistencia de corte y ángulo de fricción (pico y a volumen constante), desplazamiento horizontal y ángulo de dilatancia pico. Ensayo saturado nº3 con σ_n = 21,1 kPa.

Ensayo de corte CD SATURADO nº 4:

Fecha: 02/06/2016

Tensión normal aplicada: 5,37 kPa.

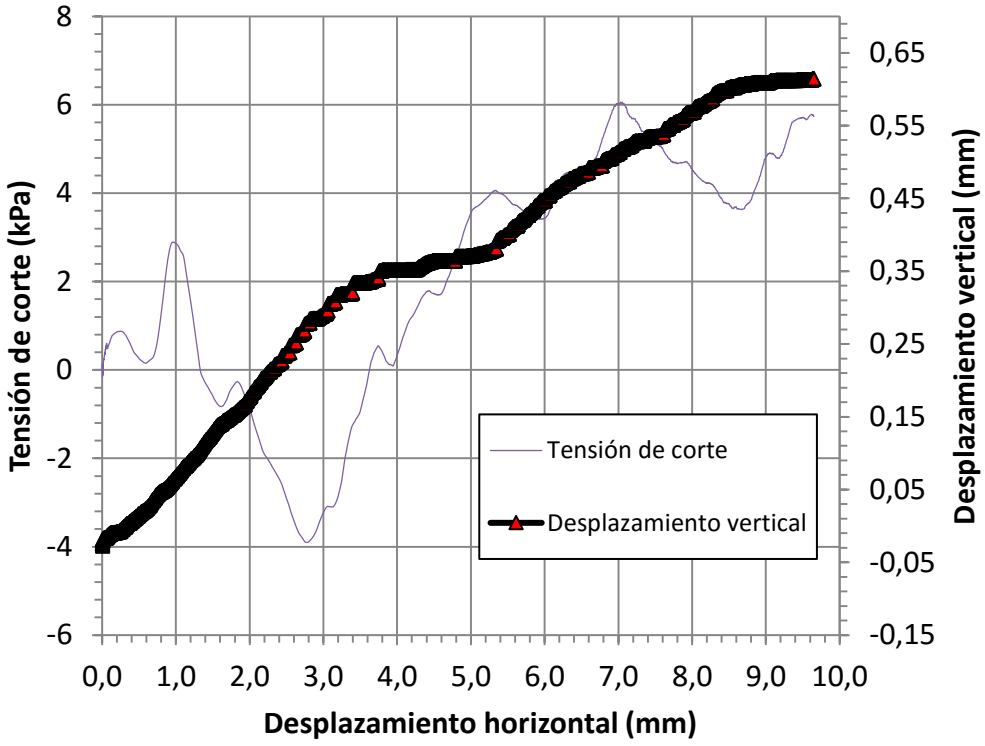


Figura 150: Tensión de corte y desplazamiento vertical en función del desplazamiento horizontal. Ensayo saturado nº4 con σ_n = 5,37 kPa.

σ_n (kPa)	τ_{pico} (kPa)	τ_{cv} (kPa)	X_{pico} (mm)	ψ_{pico} (º)	Φ'_{pico} (º)	Φ'_{cv} (º)
5,37	6	4	-	-	48,19	36,70

Tabla 54: Resultados resistencia de corte y ángulo de fricción (pico y a volumen constante), desplazamiento horizontal y ángulo de dilatancia pico. Ensayo saturado nº4 con σ_n = 5,37 kPa.

Tal y como se observa en la Figura 150 las lecturas de tensión de corte obtenidos con la carga más pequeña aplicada sobre la muestra son erráticas, considerándose valores de entorno los 4 y 6 kPa para la resistencia a corte residual y de pico.

Anejo 2: Instrumentación

Especificaciones técnicas de la instrumentación colocada en cada uno de los perfiles verticales:

☐ **Contenido de agua, T, Cond. Elec.**
Sensor: 5TE Decagon Dev.

ACCURACY	Apparent Dielectric Permittivity (εa): ± 1 εa (unitless) from 1 - 40 (soil range), ± 15% from 40 - 80 Soil Volumetric Water Content (VWC): Using Topp equation: ± 0.03 m3/m3 (± 3% VWC) typical in mineral soils that have solution electrical conductivity < 10 dS/m; using medium specific calibration, ± 0.01 - 0.02 m3/m3 (± 1 - 2% VWC) in any porous medium Electrical Conductivity (EC): ± 10% from 0 to 7 dS/m, user calibration required above 7 dS/m Temperature: ± 1°C
RESOLUTION	εa: 0.1 εa (unitless) from 1 - 20, < 0.75 εa (unitless) from 20 - 80 VWC: 0.0008 m3/m3 (0.08% VWC) from 0 to 50% VWC EC: 0.01 dS/m from 0 to 7 dS/m, 0.05 dS/m from 7 to 23.1 dS/m Temperature: 0.1 °C
RANGE	εa: 1 (air) to 80 (water) EC: 0 - 23 dS/m (bulk) Temperature: -40 - 60°C* *Sensors can be used at higher temperatures under some conditions. Contact Decagon for more details.
MEASUREMENT TIME	150 ms
SENSOR TYPE	VWC: Frequency domain EC: Two probe design Temperature: Thermistor

Figura 151: Especificaciones técnicas sensor 5TE Decagon.

Succión
Sensor: MPS6 Decagon Dev.

ACCURACY	Soil Water Potential: ±(10% + 2 kPa) from -9 to -100 kPa (see manual for additional accuracy specifications past -100 kPa) Soil Temperature: ± 1°C
RESOLUTION	Soil Water Potential: 0.1 kPa Soil Temperature: 0.1°C
RANGE	Soil Water Potential: -9 to -100,000 kPa Soil Temperature: -40° to 60°C* *Sensors can be used at higher temperatures under some conditions. Contact Decagon for more details.
MEASUREMENT SPEED	150 ms (milliseconds)
EQUILIBRATION TIME	10 min to 1 hr depending on soil water potential
SENSOR TYPE	Frequency domain with calibrated ceramic discs, thermistor

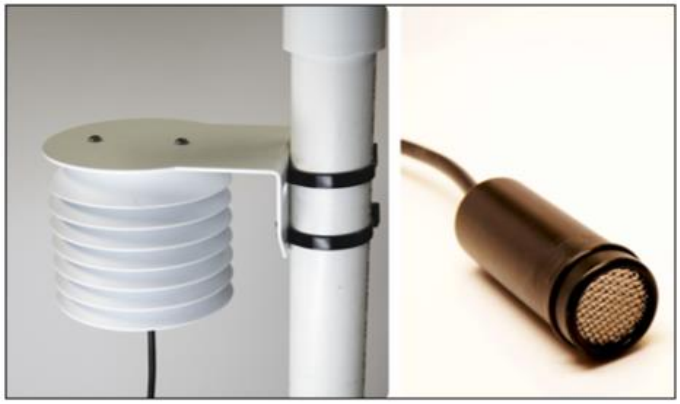
Figura 152: Especificaciones técnicas sensor MPS6 Decagon.

Presión del agua
Sensor: STCP-850, SDEC

Measuring range : 0 Hpa to -999 Hpa.
Ceramic : screwable ceramic, ref. SDEC 2150E.
Water refilling : by two nylon capillaries.
Accuracy : better than 1% of full scale.
Pressure sensor : differental pressure type with integrated temperature compensation.
Offset : factory calibrated. Each sensor is delivered with an individual calibration certificate.
Measuring process : sensor's measurement at the bottom of the tensiometric tube = direct measurement of matric potential.
Output : On cable across nickel stuffing box.
Power supply : direct current: +6 to +15 Volts.
Temperature compensation : -10°C to +50°C.
Weight : 185 gramms.
Operating temperature : -10°C à + 50°C.

Figura 153: Especificaciones técnicas sensor STCP-850 SDEC.

△ Temperatura aire y humedad relativa
Sensor: Pass VP-3, ICT int.



Humidity Resolution	0.1% RH
Temperature Resolution	0.1°C
VAPOR PRESSURE RESOLUTION	0.01 kPa
Humidity Range	0-100% RH
Temperature Range	-40°C to 80°C
VAPOR PRESSURE RANGE	0-47 kPa
Sensor Type	Digital Capacitance and Thermistor

Figura 154: Especificaciones técnicas sensor Pass VP-3 de ICT.

●● Temperatura del suelo y de la superfície
Sensor: 107 Campbell

Sensor Element:	Measurement Specialties 100K6A1iA thermistor
Survival Range:	–50 to 100 °C
Measurement Range:	–35 to 50 °C
Time Constant in Air:	30 to 60 s in a wind speed of 5 m/s
Maximum Cable Length:	1000 ft
Accuracy[1]	
Worst case:	±0.4 °C (–24 to 48 °C) ±0.9 °C (–35 to 50 °C)

Figura 155: Especificaciones técnicas sensor 107 Campbell.

Flujo de calor
sensor: HFP01 Campbell

Specifications

General	
Sensor Type	Thermopile
Sensitivity	50 µV W^{-1} m^{-2} (nominal)
Nominal Resistance	2 Ω
Temperature Range	-30° to +70°C
Sensor Thermal Resistance	< 6.25 x 10^{-3} K m^2 W^{-1}
Measurement Range	±2000 W m^{-2}
Expected Typical Accuracy	Within -15% to +5% in most common soils (12 hour totals)
Plate Diameter	80 mm (3.15 in.)
Plate Thickness	5 mm (0.20 in.)
Weight	200 g (7.05 oz) without cable

Figura 156: Especificaciones técnicas sensor HFP01 de Campbell.