



**UNIVERSIDAD DE CHILE**  
**FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS**  
**DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS NUMÉRICO Y EXPERIMENTAL DEL MÉTODO DE CONSOLIDACIÓN POR  
VACÍO PARA RELAVES INTEGRALES**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

FELIPE IGNACIO SÁNCHEZ HENRÍQUEZ

PROFESOR GUÍA:

CÉSAR RODRIGO PASTÉN PUCHI

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

ROBERTO ENRIQUE GESCHE SCHÜLER

JUAN PABLO OSORIO SALAS

SANTIAGO DE CHILE

2016

## **RESUMEN DE MEMORIA PARA OPTAR AL**

**TITULO DE:** Ingeniero Civil con Mención en Estructuras, Construcción Y Geotecnia.

**POR:** Felipe Ignacio Sánchez Henríquez

**FECHA:** 17/10/2016

**PROFESOR GUÍA:** César Pastén Puchi

### **ANÁLISIS NUMÉRICO Y EXPERIMENTAL DEL MÉTODO DE CONSOLIDACIÓN POR VACÍO PARA RELAVES INTEGRALES**

El presente trabajo de título analiza el método de consolidación por vacío y su aplicabilidad para el mejoramiento de un relave integral. El estudio se basa en la comparación de resultados obtenidos a partir de un modelo experimental, modelaciones numéricas de elementos finitos y soluciones analíticas recopiladas de la literatura técnica. El modelo experimental aplica succión generada por una bomba de vacío sobre una columna de relave integral saturado y monitorea la evolución temporal de la deformación vertical, simulando la aplicación de esta técnica en suelos depositados en la cubeta de un tranque de relaves. Además, se realizan simulaciones numéricas de elementos finitos con el software Abaqus para reproducir las condiciones del modelo experimental y poder capturar las mediciones de laboratorio. El comportamiento elasto-plástico del material se simula con el modelo constitutivo Cam-Clay Modificado (MCCM). La calibración de los parámetros de compresibilidad y de conductividad hidráulica del material se realiza con ensayos de laboratorio considerando dos estados de depositación y otros parámetros se adoptan de los trabajos de Cifuentes y Verdugo (2007) y Conejera (2016). La aplicación de -80 kPa de vacío induce deformaciones verticales en la columna de relave integral que son equivalentes a las inducidas por la aplicación de 3,5 - 4 metros de material de relleno. El fenómeno de consolidación de vacíos se puede simular numéricamente con un software de elementos finitos y el uso de un modelo constitutivo elasto-plástico, como Cam-Clay Modificado (MCCM). Los parámetros críticos para modelar apropiadamente el fenómeno son los parámetros de compresibilidad y la conductividad hidráulica del material. Si bien estos parámetros se pueden estimar con ensayos estándares de laboratorio, se requieren algunos ajustes para estimar el asentamiento máximo y el tiempo de consolidación.

*“La prueba del éxito de la educación  
no es lo que el muchacho sabe según los exámenes al salir del colegio,  
sino lo que está haciendo diez años más tarde”*

*Baden Powell.*

*A mis padres y a Macarena.  
Sin ustedes, nada de esto habría sido posible.*

## **Agradecimientos**

Primero que todo, agradezco a mis padres y hermanos, gracias por la ayuda, la paciencia, el cariño compartido y por sobretodo, gracias por siempre querer lo mejor para mí. Gracias papá por ser la persona que me presentó el mundo de la ingeniería, no creo que estaría donde estoy si no me hubieses entregado este interés por las ciencias matemáticas desde pequeño, gracias mamá por ser la mejor desde siempre, por brindarme las comodidades con las que hoy cuento y por entregarme más amor que nadie en pequeños detalles. Gracias Seba y Samu por compartir la vida conmigo, espero que logremos lazos más fuertes y podamos mantenerlos en el tiempo.

Gracias a mis segundos padres, Jaime y Magaly, por ser un apoyo constante desde la adolescencia hasta el día de hoy, gracias por las invitaciones y los buenos ratos. Agradezco también a mi vecino Alejandro, quien me ayudó y motivó a ser un InJeniero desde los inicios de esta aventura. Cuenten conmigo para lo que sea.

Gracias a PBP, por los infinitos mambos, trifulcas y piscolas compartidas. También a la gente del cuarto piso, especialmente a José, Emi, Nata, Nacho, Rodrigo, Miguel S., Sol, Coni, Tomás y Jones, gracias por los Zatackas, los buenos momentos compartidos y por el apoyo brindado lo largo de este trabajo. A mi grupo de amigos CiBilis, por incluirme en tan selecto grupo y por compartir alegrías estos últimos años de U. Especialmente, agradezco al Zorro, al Jaleb y al Potín por entregarme su amistad sin esperar nada a cambio

Agradezco también a mi principal agente motivador por el área de la geotecnia, profesor César Pastén, por la buena disposición incondicional, las enseñanzas y por transmitirme el interés por el buen trabajo. Agradezco también a los profesores Roberto Gesche y Juan Pablo Osorio por su motivación porque este trabajo resultara de la mejor forma.

Quiero agradecer al Jaime, por ser mi cable a tierra, mi compañero desde colegio hasta la U y por ser el amigo que toda persona quiere y necesita tener. También al Emilio, porque no conozco persona más leal que tú, mi amigo desde los inicios de la U y con el que espero compartir mucho tiempo más. Espero aportar en sus vidas tanto como ustedes aportan a la mía.

Por último, doy gracias a la persona más importante de mi vida, Macarena, gracias por las risas, el apoyo, la paciencia, el cariño, por ser la mejor compañera y por ser la luz en los momentos de oscuridad y dificultad. Quiero compartir contigo para siempre. Te amo.

Este trabajo fue financiado por fondos de titulación del Departamento de Ingeniería Civil.

## Tabla de contenido

1.	INTRODUCCIÓN .....	1
2.	OBJETIVOS.....	3
2.1.	Objetivo general .....	3
2.2.	Objetivos específicos.....	3
3.	REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	4
3.1.	Teoría Clásica de Consolidación de Suelos.....	4
3.2.	Consolidación por aplicación de vacío .....	6
3.3.	Técnicas de aplicación de consolidación por vacío.....	8
3.4.	Soluciones analíticas axisimétricas para drenes verticales y aplicación de vacío .....	10
3.5.	Modelo constitutivo Cam-Clay Modificado (MCCM) .....	19
3.6.	Casos de aplicación de método de consolidación por vacío .....	20
3.7.	Consolidación en tranques de relaves .....	33
4.	CARACTERIZACIÓN DEL RELAVE INTEGRAL.....	35
4.1.	Relave integral del tranque de Ovejería.....	35
4.2.	Ensayos de consolidación .....	35
4.3.	Ensayos de permeabilidad a carga variable y con pared flexible para muestras estructuradas y secas .....	43
4.4.	Índice de vacío inicial para asentamientos máximos de soluciones analíticas .....	46
4.5.	Pendiente de línea de estado último (M).....	48
5.	MODELO EXPERIMENTAL DE CONSOLIDACIÓN POR VACÍO .....	50
5.1.	Elementos y especificaciones del modelo experimental .....	50
5.2.	Deposición de la pulpa.....	57
5.3.	Ensayos de consolidación por vacío .....	57
6.	MODELAMIENTO NUMÉRICO CON ELEMENTOS FINITOS .....	58

6.1.	Software Abaqus de Elementos Finitos .....	58
6.2.	Modelamiento numérico de ensayos de consolidación .....	58
6.3.	Calibración de parámetros de compresibilidad .....	62
6.4.	Calibración de la permeabilidad.....	67
6.5.	Modelamiento numérico del modelo experimental .....	70
7.	RESULTADOS.....	75
7.1.	Ensayo de consolidación por vacío en columna de modelo experimental.....	75
7.2.	Modelación numérica del ensayo de consolidación por vacío en columna del modelo experimental y soluciones analíticas .....	76
7.3.	Discusión de resultados.....	79
8.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	88
8.1.	Conclusiones.....	88
8.2.	Recomendaciones.....	90
9.	BIBLIOGRAFÍA.....	91
	ANEXOS.....	95
A.	Ensayos edométricos para ambos tipos de muestras .....	96
B.	Calibración Permeabilidad.....	113
C.	Ajustes Ensayos de Perméametro a carga variable y pared flexible .....	121
D.	Código Abaqus para ensayo de consolidación por vacío .....	125

## Índice de Tablas

Tabla 1: Resumen de proyectos de mejoramiento de suelos utilizando la técnica del método de consolidación por vacío (Modificado de Griffin et al. 2014) .....	21
Tabla 2: Perfiles de suelos para cada subdivisión del área S3A (Indraratna et al. 2011). .....	23
Tabla 3: Perfil típico simplificado en zona de estudio de consolidación por vacío (Osorio et al. 2010). .....	30
Tabla 4: Resumen de propiedades índice del relave integral. ....	36
Tabla 5: Características iniciales de probetas para ensayos edométricos.....	38
Tabla 6: Etapas de carga y descarga efectuadas en los ensayos edométricos.....	39
Tabla 7: Características iniciales de las probetas depositadas como pulpa para los ensayos de consolidación.....	41
Tabla 8: Características de las probetas talladas y tubo capilar para ensayos de permeabilidad. ....	45
Tabla 9: Resultados de conductividad hidráulica a partir de método de permeámetro a carga variable y con pared flexible.....	46
Tabla 10: Resumen de propiedades de probetas utilizadas para cálculo de índice de vacíos inicial. ....	47
Tabla 11: Parámetros utilizados para el cálculo de asentamientos en ensayos con aplicación de vacío.....	48
Tabla 12: Características bomba de vacío utilizada en modelo experimental (Catalogo Busch Miniseco SV/SD 1002-1006B) .....	51
Tabla 13: Resumen de depositaciones para ensayos de consolidación por vacío. ....	57
Tabla 14: Condiciones de borde aplicadas en paso inicial del modelo numérico de ensayos edométricos. ....	60

Tabla 15: Valores de permeabilidad con menor error cuadrático medio para cada probeta tallada.....	68
Tabla 16: Valores de permeabilidad con menor error cuadrático medio para cada probeta. ....	70
Tabla 17: Condiciones de borde aplicadas en paso inicial del modelo numérico de consolidación por vacío.....	72
Tabla 18: Parámetros de compresibilidad obtenidos a partir de calibraciones para ambos tipos de muestras.....	76
Tabla 19: Valores de conductividad hidráulica obtenidos para ambos tipos de muestras. ....	77
Tabla 20: Historial de carga y tiempo de duración para modelos numéricos de aplicación de sobrecarga.....	86



## Índice de Figuras

Figura 3.1: Analogía del resorte para método de consolidación con a) aplicación de sobrecarga con relleno y b) aplicación de carga de vacío (Modificado de Chu et al. 2005). .....	5
Figura 3.2: Consolidación convencional por medio de un terraplén y drenes verticales (Modificado de Budhu, 2011) .....	6
Figura 3.3: Mecanismos de aplicación de carga de vacío: a) Sistemas con membranas; b) Sistemas sin membranas (Geng et al, 2010). .....	9
Figura 3.4: Conexión de mecha drenante y tuberías para transmisión de vacío (Seah et al, 2006) .....	9
Figura 3.5: Distribución lineal de vacío para modelación axisimétrica de un PVD (Indraratna et al, 2007).....	10
Figura 3.6: Relación de espaciamiento y diámetro de influencia de un dren según patrón de colocación (Rixner et al. 1986).....	13
Figura 3.7: Esquema de colocación de PVDs para técnica de consolidación por vacío en un sistema sin membranas (Cofra, 2014) .....	14
Figura 3.8: Generación de zona alterada por colocación de PVDs (Cofra, 2014).....	14
Figura 3.9: Aproximación para el cálculo de diámetros de zonas alteradas y no alteradas (Rixner et al, 1986).....	15
Figura 3.10: Influencia de razón $q_w/k_h$ en el tiempo de consolidación (Jamiolkowski et al. 1983). .....	16
Figura 3.11: Influencia del largo de PVD en el tiempo de consolidación (Jamiolkowski et al. 1983). .....	16
Figura 3.12: Variación tiempo de consolidación de a) Sin efectos, b) Efecto de espaciamiento, c) Efecto de espaciamiento + “Well resistance” y d) Efecto de espaciamiento + “Well resistance” + zona alterada.....	18

Figura 3.13: Curvas representativas del modelo constitutivo Cam-Clay Modificado: a) Curvas de carga y descarga, b) Línea de Estado Último (Plaxis (2008) modificado).....	20
Figura 3.14: Mapa de la extensión del puerto de Brisbane y sitio S3A con su plan de instrumentación (Indraratna et al. 2011).....	22
Figura 3.15: Etapas de carga, asentamientos superficiales y reducción de presión de poros para subdivisiones WD2 y VC2 (Indraratna et al. 2011).....	24
Figura 3.16: Desplazamientos laterales normalizados con el total de carga aplicada para el caso de aplicación de vacío (VC1) y para la combinación de esta técnica con la sobrecarga (WD3) (Indraratna et al. 2011) .....	25
Figura 3.17: Propiedades de resistencia al corte no drenado promedio y parámetros de compresibilidad de los suelos a mejorar (Indraratna et al. 2005b).....	26
Figura 3.18: Esquema de terraplén TV2 y su plan de monitoreo (Indraratna et al. 2005b).....	27
Figura 3.19: Historial de carga de a) vacío en superficie y b) sobrecarga durante 160 días (Indraratna et al. 2005b). .....	27
Figura 3.20: a) Asentamientos total medidos en terreno y obtenidos con modelos numéricos, b) Variación de presión de poros medida en terreno (medido a 3 metros de profundidad y 0,5 metros horizontalmente desde el centro del terraplén) y obtenidos con modelos numéricos (Indraratna et al. 2005b). .....	28
Figura 3.21: Asentamientos a tres profundidades distintas medidos en terreno y obtenidos con el modelo numérico B (Indraratna et al. 2005b). .....	29
Figura 3.22: Sección transversal de sistema de aplicación de vacío (Osorio et al. 2010).....	31
Figura 3.23: Vista en planta de sistema de aplicación de vacío: a) Sistema de distribución horizontal de la carga, b) Instrumentación en el área de estudio (Osorio et al. 2010). .....	31
Figura 3.24: Asentamientos a distintos niveles de profundidad para ambos casos de espaciamiento (Osorio et al. 2010) .....	32

Figura 3.25: Reducción de presión de poros a distintas profundidades para a) $s=0,85m$ y b) $s=1,2m$ (Osorio et al. 2010). .....	32
Figura 4.1: Contenedor utilizado para las muestras depositadas (Conejera, 2016).....	37
Figura 4.2: Muestras obtenidas a partir de dos ciclos de depositación: a) Altura de las capas una vez abierto el contenedor y b) Bloques para tallado de muestras (Modificado de Conejera, 2016). .....	37
Figura 4.3: M: Muestras obtenidas a partir de tres ciclos de depositación: a) Altura de las capas una vez abierto el contenedor y b) Bloques para tallado de muestras (Modificado de Conejera, 2016). .....	37
Figura 4.4: Probeta tipo para ensayos edométricos. ....	38
Figura 4.5: Deformación vertical vs. tiempo de la probeta 1 en escala semilogarítmica (Carga). .....	39
Figura 4.6: Deformación vertical vs. tiempo de la probeta 1 en escala semilogarítmica (Descarga).....	40
Figura 4.7: Índice de vacíos alcanzado en cada etapa de carga y descarga (normalizado) vs. tensión vertical aplicada para muestras talladas. ....	40
Figura 4.8: Deformación vertical vs. tiempo de la probeta 1, en escala semilogarítmica (Carga). .....	42
Figura 4.9: Deformación vertical vs. tiempo de la probeta 1, en escala semilogarítmica (Descarga).....	42
Figura 4.10: Índice de vacíos alcanzado en cada etapa de carga y descarga (normalizado) vs. tensión vertical aplicada para muestras depositadas. ....	43
Figura 4.11: Equipo utilizado en ensayos de permeabilidad a carga variable y pared flexible... ..	44
Figura 4.12: Probetas para ensayos de permeabilidad: a) Probeta 1, con capa superior de finos y b) Probeta 2, sin capa superior de finos. ....	44

Figura 4.13: Ajuste exponencial para la obtención de permeabilidad a partir de ensayos de permeabilidad a carga variable y pared flexible para el ensayo 1 de la probeta 2.....	46
Figura 4.14: Muestras talladas para cálculo de índice de vacíos inicial: a) Probeta 5: Obtenida a partir de la muestra de dos ciclos de depositación, capa superior (Zona 1, Figura 4.2) y b) Probeta 6: Obtenida a partir de la muestra de tres ciclos de depositación, capa inferior (Zona 6, Figura 4.3). .....	47
Figura 4.15: $q_{ult}$ vs. $p'_{ult}$ para ensayos de Conejera (2016) y aproximación de variable M por medio del trazado de regresión lineal. ....	49
Figura 5.1: Equipo experimental para la aplicación de consolidación por vacío. En la imagen se muestra: 1) Bomba de vacío, 2) Trampas de agua, 3) Válvula reguladora de vacío, 4) Válvula selladora de vacío, 5) Vacuómetro, 6) Contenedor cilíndrico de suelo depositado, 7) dren, 8) Tapa hermética superior, 9) Diales, 10) Panel piezométrico y 11) Mangueras reforzadas con tejido de fibras flexibles.....	50
Figura 5.2: a) Bomba generadora de vacío marca BUSCH, modelo SV 1006 B, b) Trampas de agua y válvula reguladora de vacío y c) Válvula selladora y vacuómetro.....	52
Figura 5.3: Contenedor cilíndrico de suelo depositado y dren utilizado para transmitir la succión en la profundidad de la columna de relaves.....	54
Figura 5.4: Tapa hermética superior e instalación de diales para registrar deformación vertical e Instalación de piezómetros al interior del contenedor.....	55
Figura 5.5: Panel piezométrico utilizado para registrar la presión de poros.....	56
Figura 6.1: Conjunto de elementos 2D correspondientes al modelo físico de una probeta de ensayos edométricos.....	59
Figura 6.2: Calibración de parámetros de compresibilidad en escala normal.....	63
Figura 6.3: Calibración de parámetros de compresibilidad en escala semilogarítmica.....	64
Figura 6.4: Cálculo de pendiente de carga modelado con Abaqus a partir de ensayos edométricos.....	64

Figura 6.5: Calibración de parámetros de compresibilidad en escala normal.....	65
Figura 6.6: Calibración de parámetros de compresibilidad en escala semilogarítmica.....	66
Figura 6.7: Cálculo de pendiente de carga modelado con Abaqus a partir de ensayos edométricos.....	66
Figura 6.8: Comparación de resultados para distintas permeabilidades con valores obtenidos en laboratorio para probeta 2, tensión vertical de 0,1 kgf/cm <sup>2</sup> , en escala semilogarítmica. ....	68
Figura 6.9: Error cuadrático medio vs. permeabilidad para las 4 probetas talladas.....	68
Figura 6.10: Comparación de resultados para distintas permeabilidades con valores obtenidos en laboratorio para probeta 1, tensión vertical de 0,1 kgf/cm <sup>2</sup> , en escala semilogarítmica. ....	69
Figura 6.11: Error cuadrático medio vs. permeabilidad para las 4 probetas depositadas.....	70
Figura 6.12: Conjunto de elementos axisimétricos del modelo numérico para la simulación de los ensayos con aplicación de vacío.....	71
Figura 6.13: Selección de nodos representativos del dren.....	74
Figura 7.1: Deformación vertical, historial de carga y agua recolectada en los ensayos de consolidación por vacío realizados con el modelo experimental.....	75
Figura 7.2: Registro en panel piezométrico para los ensayos de consolidación por vacío.....	76
Figura 7.3: Resultados de deformación vertical para modelos analíticos y numéricos evaluados con los parámetros de compresibilidad de las muestras depositadas, en contraste con los resultados experimentales.....	77
Figura 7.4: Resultados de deformación vertical para modelos analíticos y numéricos evaluados con los parámetros de compresibilidad de las muestras talladas en contraste con los resultados experimentales.....	78
Figura 7.5: Resultados de disipación de presión de poros para soluciones analíticas y modelo numérico para la altura de los cuatro piezómetros.....	79

Figura 7.6: Resultados de deformación vertical para modelos numéricos de aplicación de vacío y sobrecargas de 75 kPa y 80 kPa ( $k= 6 \times 10^{-8}$  m/s)..... 87

## 1. INTRODUCCIÓN

El método de consolidación por vacío se estudiará en el contexto de la industria minera, que ha sido protagonista del crecimiento y desarrollo económico de Chile en las últimas décadas, principalmente por la extracción y exportación de cobre. Se estiman reservas de hasta 212 millones de toneladas de cobre, correspondiente al 30% del total mundial (Cochilco, 2015). No obstante, en los últimos años se han observado limitaciones en la competitividad de esta industria, siendo uno de los grandes problemas la excesiva cantidad de desechos mineros generados debido a las bajas leyes de mineral con que opera la minería actualmente, disminuyendo la productividad del sector minero en un 20% durante el periodo 2000-2013 (Cochilco, 2014).

Este material sin valor para la industria minera, conocido como “relave”, se ha almacenado durante décadas en depósitos, alcanzando una producción de 230.000 toneladas de relave seco al día en una operación minera en el norte del país (Onuaguluchi, 2012). Esta situación ha generado que se busquen alternativas a la construcción de un depósito nuevo, debido a su alto costo y el daño medioambiental asociado. Para solucionar este problema, normalmente se aumenta el tamaño del muro perimetral de los depósitos, sin considerar en ningún caso el mejoramiento del material depositado, que está constituido por lamas y el mismo relave integral, es decir, el material extraído de los yacimientos sin ninguna alteración.

En busca de alternativas menos costosas, surge la idea de mejorar las propiedades del suelo depositado para generar un material que resista en conjunto con el muro los empujes generados por los materiales de la cubeta. De esta manera, se podría lograr un material más competente que permite reducir la robustez del muro y los costos asociados. Con el objetivo de mejorar las propiedades del relave integral, aportar en el proceso de recuperación de agua y aumentar la capacidad disponible para el almacenamiento de material en un depósito, se propone el estudio del método de consolidación por vacío considerando un relave integral obtenido del tranque Ovejería perteneciente a la División Andina de CODELCO.

Kjellman (1952) introdujo los principios del método de consolidación por vacío, como una alternativa al método clásico con sobrecargas. Esta técnica consiste en la aplicación de succión mediante bombas de vacío y sistemas de drenaje. Esta presión es transmitida

tanto horizontal como verticalmente al suelo mediante sistemas de distribución que a la vez aceleran la disipación de presión de poros, al transmitir la carga en profundidad y acortar la ruta de escape de agua. Para que esta técnica funcione, se necesita que la zona de aplicación de carga sea hermética, lo cual se logra convencionalmente con geomembranas o sistemas de distribución conectados completamente entre sí en las zonas más superficiales y para las zonas más profundas se aprovecha la baja permeabilidad del suelo o se utilizan muros pantalla enterrados perimetralmente.

Ejemplos de proyectos de ingeniería que utilizaron consolidación por vacío son la extensión del Puerto de Brisbane en Australia donde se aplicó la técnica sobre una superficie de 15.000 m<sup>2</sup> (Berthier et al. 2009, Indraratna et al. 2010, Indraratna et al. 2011), el mejoramiento de suelos con altas cantidades de material orgánico en turberas de Irlanda (Osorio et al. 2010) y la construcción del segundo aeropuerto internacional de Bangkok (Indraratna et al. 2005a, Indraratna et al. 2005b, Seah, 2006, Indraratna et al. 2010). En este último caso, el aeropuerto se construyó sobre arcillas blandas de origen deltaico y marino, con gran contenido de humedad, y la técnica se combinó con la aplicación de sobrecarga con terraplén, logrando mejores resultados.

Las ventajas principales del método de consolidación por vacío con respecto al de sobrecarga son: (i) Se minimizan los tiempos de consolidación debido a la rapidez de aplicación del vacío en contraste con la construcción de terraplenes (Rujikiatkamjorn et al. 2008, Indraratna et al. 2011); (ii) su mayor eficiencia de consolidación se traduce en ahorros de costos y de material de relleno (Chu et al. 2000, Berthier et al. 2009), (iii) como en algunos casos el suelo a consolidar es muy blando para construir sobre él un terraplén de gran altura, el método es ideal para reducir la altura de relleno o prescindir del terraplén y por consiguiente evitar una posible pérdida de estabilidad debido a fallas por resistencia al esfuerzo cortante (Chu et al. 2005, Chu et al. 2008), iv) No hay necesidad de agregar mezclas químicas evitando la contaminación de las napas subterráneas (Chai et al. 2005, Osorio et al. 2010) y v) no hay necesidad de utilizar maquinaria pesada (Osorio et al. 2010).



## **2. OBJETIVOS**

### **2.1. Objetivo general**

Este trabajo de título tiene como objetivo general estudiar la aplicabilidad del método de consolidación por vacío sobre relaves integrales por medio de la elaboración de un modelo físico y su modelación numérica mediante el método de los elementos finitos con un modelo constitutivo Cam-Clay Modificado.

### **2.2. Objetivos específicos**

Este trabajo plantea los siguientes objetivos específicos:

- 1) Desarrollar un modelo físico para reproducir la consolidación por vacío de un relave integral en condiciones similares a lo estudiado en la literatura técnica.
- 2) Realizar ensayos edométricos y de permeabilidad para caracterizar la compresibilidad del relave integral en distintas condiciones de depositación.
- 3) Calibrar los parámetros del modelo Cam-Clay Modificado para el relave integral.
- 4) Verificar numéricamente el modelo físico, utilizando el software de elementos finitos Abaqus y un modelo constitutivo Cam-Clay Modificado.
- 5) Utilizar soluciones analíticas para verificar los resultados del modelamiento numérico.
- 6) Analizar la aplicabilidad del método en base a la comparación de los resultados experimentales, numéricos y analíticos.

### 3. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

#### 3.1. Teoría Clásica de Consolidación de Suelos

El método utilizado convencionalmente para la consolidación de suelos finos es la aplicación de una sobrecarga, que en la práctica se lleva cabo con la construcción de un terraplén que busca aumentar las tensiones efectivas. Esta técnica se muestra esquemáticamente en la Figura 3.1a con la analogía de un resorte inserto en un émbolo con agua. Para este caso, se asume que existe alguna vía de escape del fluido, como en terreno a través de los mismos intersticios, capas con altas permeabilidades, mechas drenantes, también denominadas drenes verticales prefabricados (o PVD: Prefabricated Vertical Drain) lo que se modela con el orificio en el émbolo de la Figura 3.1a. Se utiliza la condición inicial que la presión de poros ( $u_0$ ) es igual a la presión atmosférica ( $P_{atm}$ ) cuando no hay carga, es decir,

$$u_0 = P_{atm} \quad (1)$$

Al aplicar la carga vertical ( $\Delta P$ ), ésta es instantáneamente resistida por el fluido intersticial, generando que la presión de poros aumente hasta el valor de la carga aplicada. Al escapar el agua y disiparse la presión de poros, el suelo representado por el resorte se comprimirá y reducirá su índice de vacíos. Como la tensión total ( $\sigma$ ) menos la presión del fluido intersticial o presión de poros ( $u$ ) es la tensión efectiva que siente el suelo ( $\sigma'$ ), es decir,

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2)$$

se deduce que a medida que la variación o exceso de presión de poros ( $\Delta u$ ) disminuye en un punto donde la tensión normal se mantiene constante, la tensión efectiva aumentará a la misma tasa, como se muestra en los gráficos de la Figura 3.1a. Entonces, durante la carga del resorte/suelo, la tensión normal y la presión de poros quedan definidas respectivamente como

$$\sigma = P_{atm} + \Delta P \quad (3)$$

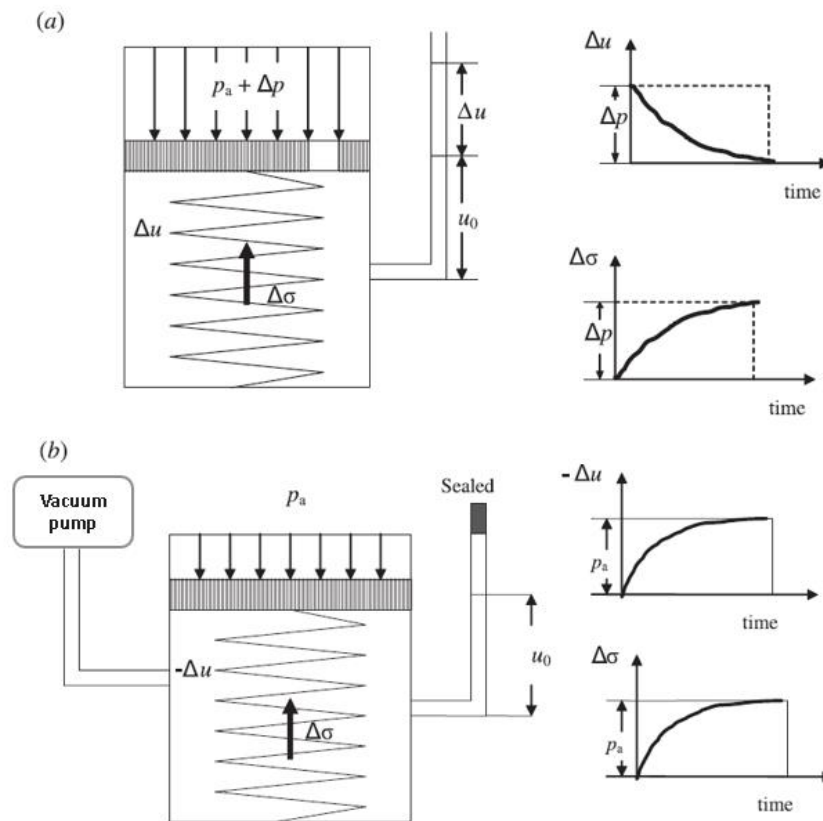
$$u = u_0 + \Delta u \quad (4)$$

Utilizando esto junto a la condición inicial, se puede estimar la tensión efectiva resistida por el suelo/resorte como

$$\sigma' = \Delta\sigma = \sigma - u = (P_{atm} + \Delta P) - (u_o + \Delta u) = (P_{atm} + \Delta P) - (P_{atm} + \Delta u) \quad (5)$$

$$\rightarrow \Delta\sigma = \Delta P - \Delta u \quad (6)$$

Es decir, la tensión efectiva aumenta a medida que disminuye la presión de poros. Luego, cuando el suelo se carga inicialmente en  $t = t_0$ ,  $\Delta\sigma = 0$  y cuando ha pasado un tiempo suficientemente prolongado como para que el exceso de presión de poros alcance la asíntota en el eje de las abscisas, es decir en  $t = \infty$ ,  $\Delta\sigma = \Delta P$ , momento en que el suelo completa el proceso de consolidación para la carga aplicada.



**Figura 3.1: Analogía del resorte para método de consolidación con a) aplicación de sobrecarga con relleno y b) aplicación de carga de vacío (Modificado de Chu et al. 2005).**

En la Figura 3.2 se muestra un ejemplo de aplicación de consolidación convencional por medio de un terraplén y drenes verticales. Se observa una capa granular por debajo del

terraplén, que se utiliza para permitir el drenaje lateral del agua extraída por los drenes verticales.

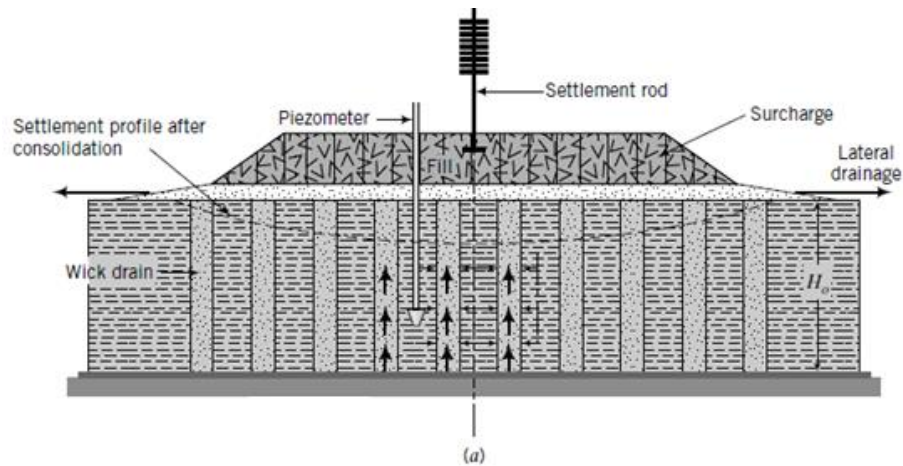


Figura 3.2: Consolidación convencional por medio de un terraplén y drenes verticales (Modificado de Budhu, 2011)

### 3.2. Consolidación por aplicación de vacío

Los principios de la teoría de consolidación por vacío fueron publicados por Kjellman en 1952 y ha sido estudiado por diversos autores, como Chu et al. (2005 y 2008), Rujikiatkamjorn (2007) e Indraratna (2010). La teoría tras la técnica se puede explicar de manera sencilla con la misma analogía que en el caso anterior. Este caso se muestra en la Figura 3.1b, donde la carga aplicada es generada por vacío o succión ( $-\Delta u$ ). Esta carga se aplica en un sistema hermético, siendo la misma vía de transmisión de vacío (a la izquierda del resorte de la Figura 3.1b) el escape del fluido.

Al igual que en el caso anterior, ocurre que la presión de poros inicial es igual a la presión atmosférica:

$$u_0 = P_{\text{atm}} \quad (7)$$

Al aplicar la carga de vacío en condiciones herméticas sobre todo el suelo, se genera una succión que extrae el agua en dirección a la bomba. Al mismo tiempo, el suelo comienza a acomodarse y a consolidarse. Este proceso se puede sostener hasta que la presión

de poros alcanza el valor del vacío aplicado, en cuyo caso el proceso de consolidación se detiene.

Entonces, siguiendo la misma lógica que en el caso anterior, durante la aplicación de vacío, la tensión normal y presión de poros quedan definidas respectivamente como:

$$\sigma = P_{atm} \quad (8)$$

$$u = u_0 - \Delta u \quad (9)$$

Y finalmente, la tensión efectiva como:

$$\sigma' = \Delta\sigma = \sigma - u = P_{atm} - (u_0 - \Delta u) = P_{atm} - (P_{atm} - \Delta u) \quad (10)$$

$$\rightarrow \Delta\sigma = \Delta u \quad (11)$$

En el instante inicial donde se aplica la carga de vacío, es decir  $t = t_0$ , la variación o disminución de presión de poros es nula y también la variación del esfuerzo efectivo

$$\Delta u(t = t_0) = 0 \rightarrow \Delta\sigma(t = t_0) = 0 \quad (12)$$

Cuando ha pasado un tiempo suficiente como para que la bomba reduzca la presión de poros al máximo desde su valor inicial, la disminución de presión de poros se define como:

$$\Delta u(t = \infty) = P_{atm} \rightarrow \Delta\sigma(t = \infty) = P_{atm} \quad (13)$$

Este valor es teórico ya que es imposible lograr que una bomba genere una presión de succión igual que la presión atmosférica, por lo que en términos prácticos se alcanzan valores cercanos a -80 kPa (Rujikiatkamjorn, 2007, Chu et al. 2005, Osorio et al. 2010),

Con lo anterior se concluye que la tensión efectiva aumenta a la misma tasa en que la presión de poros disminuye en el sistema o la misma tasa que la carga de vacío se transmite al resorte, como se observa en los gráficos de la Figura 3.1b.

### **3.3. Técnicas de aplicación de consolidación por vacío**

Comercialmente, existen dos tipos de mecanismos de aplicación de vacío: el método con membrana y el método sin membrana (Geng et al. 2010). Ambas técnicas se combinan con la construcción de un terraplén, debido a que el método de la sobrecarga y el de aplicación de vacío son complementarios, lo que se genera por las restricciones observadas en ambos casos.

En el caso de la técnica de aplicación de vacío, la magnitud máxima de la succión está acotada superiormente por la presión atmosférica, o en términos prácticos y alcanzados en terreno, por valores cercanos a -80 kPa (Rujikiatkamjorn, 2007, Chu et al. 2005, Osorio et al. 2010).

Respecto a la aplicación de una sobrecarga generada por un terraplén, se dificulta su utilización para algunos proyectos en que se busca consolidar suelos con baja capacidad de soporte y alta compresibilidad, debido a que la construcción de terraplenes de gran altura puede generar problemas de estabilidad y constructabilidad.

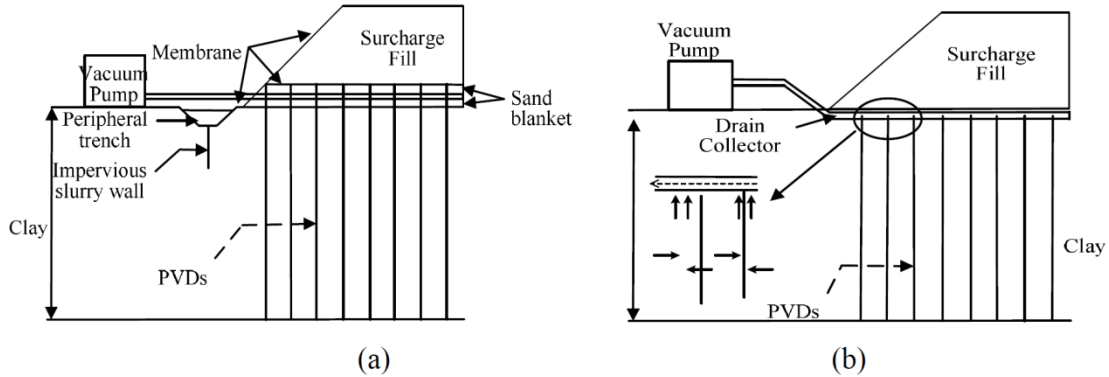
Entonces, al combinar ambos métodos se puede aplicar una carga mayor que la máxima para la consolidación por vacío y además, se logra reducir los problemas de inestabilidad al minimizar la altura del terraplén.

El caso de la aplicación de vacío con membrana se puede observar en la Figura 3.3a, donde la succión es transmitida desde una bomba, por tuberías horizontales en la dirección que se observa en la figura como también transversal al plano del dibujo. Estas tuberías se conectan a una capa de arena o algún material granular que permita la transmisión del vacío horizontalmente. A esta capa también llega el extremo superior de los drenes verticales utilizados (generalmente se utilizan mechas drenantes) que traspasan la carga en profundidad. Para lograr un sistema hermético, se colocan geomembranas en la zona de aplicación de carga, las que se afirman en los lados del terraplén con zanjas perimetrales. Adicionalmente, para evitar fugas por lentes de suelos con alta permeabilidad o para lograr mayor hermetismo, se utilizan muros perimetrales.

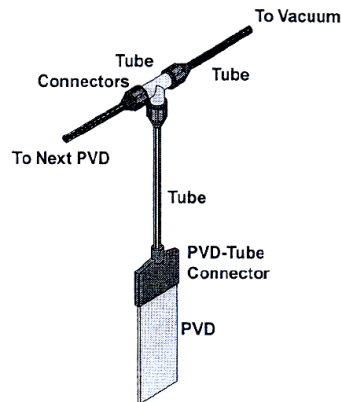
El caso de la aplicación de vacío sin membrana se muestra en la Figura 3.3b, mecanismo que no necesita membranas ni la capa de arena, ya que posee un sistema interconectado entre las tuberías que unen la bomba y las mechas drenantes. Un ejemplo de conexión

entre estos elementos se muestra en la Figura 3.4. Para evitar el escape de vacío superficial, generalmente se utiliza una capa de arcillas en este tipo de configuración.

La eficiencia de estos métodos variará según algunas características y propiedades del sistema, como por ejemplo: el tipo de suelo, el hermetismo alcanzado en el sistema, la continuidad de electricidad para que la bomba funcione durante el tiempo correspondiente, la calidad de los elementos y los materiales del sistema.



**Figura 3.3: Mecanismos de aplicación de carga de vacío: a) Sistemas con membranas; b) Sistemas sin membranas (Geng et al, 2010).**



**Figura 3.4: Conexión de mecha drenante y tuberías para transmisión de vacío (Seah et al, 2006)**

### 3.4. Soluciones analíticas axisimétricas para drenes verticales y aplicación de vacío

Se han desarrollado diversas fórmulas para la modelación de drenes verticales prefabricados (PVD: Prefabricated Vertical Drain), o mechas drenantes, combinados con la aplicación de vacío, con el objetivo de predecir el comportamiento del suelo durante el proceso de consolidación. Indraratna (2005a) propuso un modelo axisimétrico para la variación promedio de la presión de poros para un dren con aplicación de vacío, bajo el supuesto de que la distribución de vacío se reduce linealmente en profundidad. Lo anterior se incorpora por medio del factor  $k_1$  [-], que es la razón entre la carga de vacío en el fondo y la parte superior del dren (Figura 3.5).

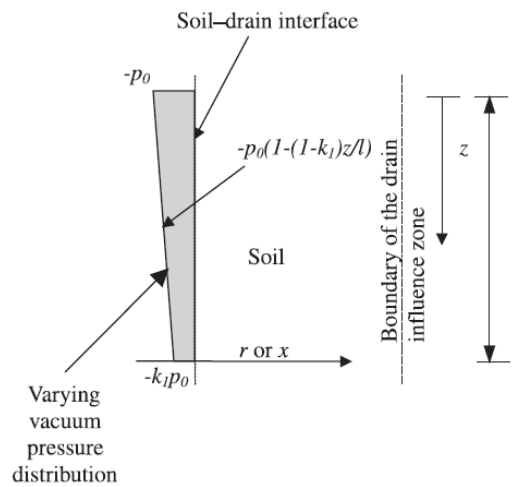


Figura 3.5: Distribución lineal de vacío para modelación axisimétrica de un PVD (Indraratna et al, 2007).

La variación promedio de presión de poros en el PVD  $\bar{u}_{ax}$  [kPa] que se propone es

$$\bar{u}_{ax} = \left[ 1 + \frac{(1+k_1)P_o}{2} \right] \times \exp\left(\frac{-8T_{h,ax}}{u_{ax}}\right) - \frac{(1+k_1)P_o}{2} \text{ [kPa]} \quad (14)$$

Con

$$T_{h,ax} = \frac{c_{h,ax} \times t}{d_e^2} \text{ [-]} \quad (15)$$

Y

$$u_{ax} = F_n + F_s + F_r \text{ [-]} \quad (16)$$

Dónde,



$k_1$  [-]: Razón de presión de vacío entre extremos superior e inferior del PVD.

$P_o$  [kPa]: Presión de vacío aplicada en extremo superior del PVD.

$T_{h,ax}$  [-]: Factor tiempo para modelo axisimétrico.

$c_{h,ax}$  [ $m^2/año$ ]: Coeficiente de consolidación horizontal para modelo axisimétrico.

$t$  [años]: Tiempo de aplicación de vacío.

$d_e$  [m]: Diámetro de zona de influencia del PVD.

$u_{ax}$  [-]: Factor que considera efecto de espaciamiento entre PVDs de la zona alterada por colocación del dren y resistencia del pozo ( $F_n$ ,  $F_s$  y  $F_r$ , respectivamente).

El factor  $\bar{u}_{ax}$  considera el efecto del espaciamiento entre los PVDs ( $F_n$ ) la zona alterada por la colocación del dren ( $F_s$ ) y la resistencia del pozo ( $F_r$ ). Este término se puede expresar como la suma de estos tres términos,  $F_n$ ,  $F_s$  y  $F_r$ , que se explican a continuación con mayor detalle. En este trabajo se utilizará esta fórmula, pero sin los efectos de zona alterada por la colocación del dren y resistencia de pozo, debido a que no se dan las condiciones en los ensayos experimentales para considerarlos. Aun cuando en laboratorio se utiliza un solo dren, el efecto de espaciamiento entre drenes se considerará con un arreglo cuadrado, de manera que la distancia entre los drenes ficticios genere un diámetro de influencia igual al diámetro de influencia en el ensayo de laboratorio, que es el diámetro de la probeta.

Para el cálculo del coeficiente de consolidación horizontal, que se asumirá igual al vertical, se utilizará la fórmula obtenida a partir de la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi:

$$C_v = \frac{k \times (1 + e)}{a_v \times \gamma_w} = \frac{k}{m_v \times \gamma_w} \left[ \frac{m^2}{s} \right] \quad (17)$$

Dónde,

$k$  [m/s]: Permeabilidad del suelo.

$e$  [-]: Índice de vacíos del suelo.

$a_v$  [ $m^2/kN$ ]: Coeficiente de compresibilidad del suelo.

$m_v$  [ $m^2/kN$ ]: Coeficiente de compresibilidad volumétrica.

$\gamma_w$  [ $kN/m^3$ ]: Peso específico del agua.

### 3.4.1. Efecto de espaciamiento entre drenes

El término  $F_n$  agrega a la fórmula el efecto de espaciamiento entre los drenes utilizados. Es importante adicionar este efecto para realizar un análisis previo del espaciamiento que se dará entre estos elementos y la cantidad de drenes que es necesario utilizar.

La expresión que resume este efecto es la siguiente:

$$F_n = \ln(n) - 0,75 [-] \quad (18)$$

Con

$$n = \frac{d_e}{d_w} [-] \quad (19)$$

Dónde,

$n [-]$  : Razón entre diámetro de influencia y diámetro equivalente de los PVDs.

$d_e [m]$  : Diámetro de influencia del PVD.

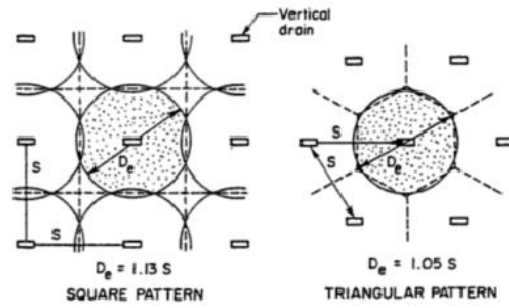
$d_w [m] = 2(h + b)/\pi$  : Diámetro equivalente circular del PVD.

El término  $d_e$  o diámetro de influencia es el valor de la longitud radial desde el dren hasta el lugar donde se distribuirá el vacío y es controlable dependiendo del patrón o forma de colocación de los drenes. Generalmente se utilizan dos patrones de colocación, que son el triangular y el cuadrado (Figura 3.6), para los que se calcula el diámetro de influencia como se muestra a continuación (Rixner et al. 1986):

$d_e [m] = 1,13 \times S$ , para patrones cuadrados y

$d_e [m] = 1,05 \times S$ , para patrones triangulares

$S [m]$  : Espaciamiento entre drenes (Figura 3.6).



**Figura 3.6: Relación de espaciamiento y diámetro de influencia de un dren según patrón de colocación (Rixner et al. 1986)**

El término  $d_w$  es el diámetro equivalente del PVD, que se obtiene al igualar el perímetro de la sección del dren (rectangulares para PVDs) con la de uno circular. Esto se realiza para utilizar el área de entrada de flujo en un modelo axisimétrico desde la geometría no circular de un dren.

### 3.4.2. Efecto de zona alterada por colocación de drenes

Este efecto es generado por la colocación de los PVDs en el suelo a mejorar. La colocación es realizada con maquinaria especial (Figura 3.7), que al aplicar presión sobre el suelo altera sus propiedades en relación al resto del material. En la Figura 3.8 se puede apreciar el estado del suelo luego de la colocación del PVD. Este efecto se modela como una zona de permeabilidad diferente a la del suelo, denotada como  $k_s$ , entre el diámetro equivalente y el diámetro de influencia. En la Figura 3.9 se puede observar la aproximación de Rixner et al. (1986) para calcular el diámetro de la zona perturbada o alterada por colocación. La expresión que permite agregar este efecto a la modelación es la siguiente:

$$F_s = \left( \frac{k_h}{k_s} - 1 \right) \ln(s) [-] \quad (20)$$

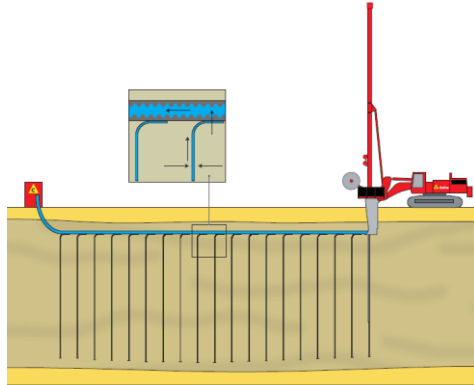
Con

$$s = \frac{d_s}{d_w} [-] \quad (21)$$

Donde,

$k_h$  [m/día]: Permeabilidad horizontal del suelo a mejorar.

$k_s$  [m/día] : Permeabilidad horizontal de zona alterada por colocación de drenes.  
 $s$  [-] : Razón entre diámetros de zona alterada y equivalente.  
 $d_s$  [m] : Diámetro de zona alterada por colocación de drenes.  
 $d_w$  [m] : Diámetro equivalente circular del dren.



**Figura 3.7: Esquema de colocación de PVDs para técnica de consolidación por vacío en un sistema sin membranas (Cofra, 2014)**



**Figura 3.8: Generación de zona alterada por colocación de PVDs (Cofra, 2014)**

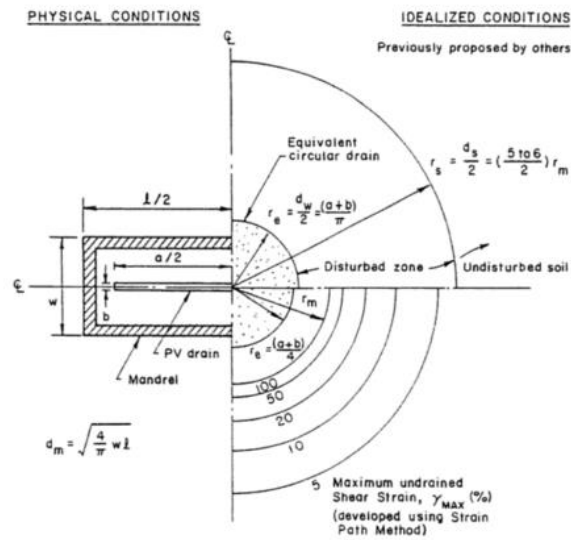


Figura 3.9: Aproximación para el cálculo de diámetros de zonas alteradas y no alteradas (Rixner et al, 1986).

### 3.4.3. Efecto de resistencia de pozo (“Well-resistance”)

El flujo de agua a través del dren o PVD puede ser impedido por el efecto de resistencia de pozo (“well resistance”), que se genera principalmente en trabajos de aplicación de vacío a profundidades considerables. Generalmente, se asume que la permeabilidad del dren utilizado es considerablemente mayor que el suelo por lo que el flujo de agua podría presentarse libremente sin que exista resistencia alguna, pero en casos de suelos altamente permeables, en que la capacidad de descarga del dren no es suficiente para la cantidad de agua que se succiona, puede impedirse la libertad del flujo.

En 1983, Jamiolkowski publicó diversos estudios que presentaban el efecto de resistencia del pozo, los que proponían que el grado de consolidación para modelos axisimétricos está controlado entre otros, por la razón entre la capacidad de descarga de los drenes  $q_w$  y la permeabilidad horizontal del suelo  $k_h$ , aumentando considerablemente el tiempo necesario para alcanzar un cierto grado de consolidación. Este efecto se muestra en la Figura 3.10 en forma más pronunciada para una razón  $q_w/k_h < 500 \text{ m}^2$ .

Jamiolkowski publicó además estudios que dejan en evidencia que el tiempo para alcanzar cierto grado de consolidación aumenta proporcionalmente con el largo del dren.

En la Figura 3.11 se observa este aumento, para un valor de  $q_w/k_h = 400 \text{ m}^2$ . La suma de estos dos efectos se resume como el efecto de “well- resistance”.

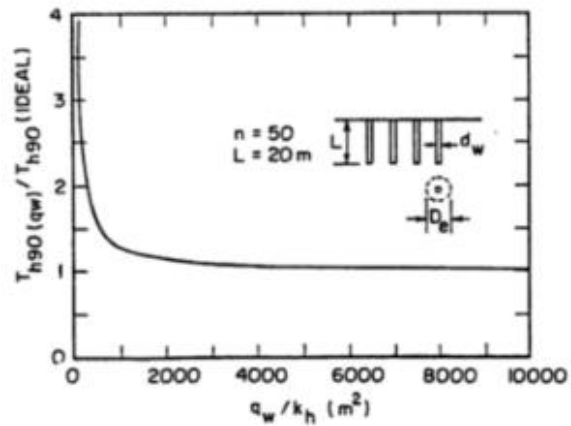


Figura 3.10: Influencia de razón  $q_w/k_h$  en el tiempo de consolidación (Jamiolkowski et al. 1983).

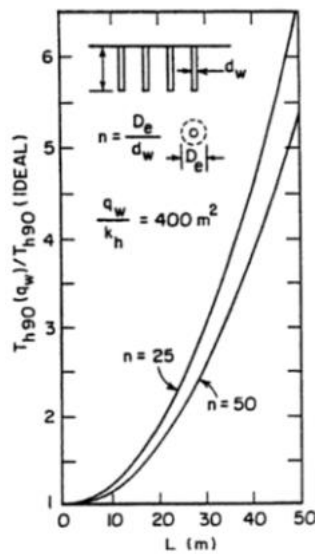


Figura 3.11: Influencia del largo de PVD en el tiempo de consolidación (Jamiolkowski et al. 1983).

Indraratna (2005a) resumió el efecto de “Well-resistance” en la siguiente fórmula:

$$F_r[-] \approx \pi z(2L - z) \frac{k_h}{q_w} \quad (22)$$

### 3.4.4. Asentamientos

Para suelos normalmente consolidados, Indraratna (2011) utiliza la fórmula conocida para la teoría unidimensional de consolidación. El asentamiento máximo del estrato  $\rho_{\infty}$  [cm] sometido a un esfuerzo vertical efectivo final  $\sigma'$  [kPa] partiendo de un esfuerzo vertical efectivo inicial  $\sigma'_0$  [kPa] es

$$\rho_{\infty}[\text{cm}] = \frac{H \times C_c}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0}\right) \quad (23)$$

Dónde,

H [cm]: Altura de estrato analizado

$C_c$  [-]: Coeficiente de compresión del estrato

$e_0$  [-]: Índice de vacío inicial promedio del estrato

Esta fórmula también puede ser aplicada para el modelo constitutivo Cam Clay, que se utilizará en este trabajo, debido a que la curva de carga virgen en el gráfico  $e$  vs.  $\sigma'$  es lineal y su pendiente ( $C_c$ ) se puede calcular mediante una regresión lineal.

### 3.4.5. Grado de consolidación

Con las expresiones anteriores es posible obtener el grado de consolidación del suelo en función del tiempo como

$$U(t)[\%] = \frac{\bar{u}_{ax}(t)}{\bar{u}_{ax}(t = \infty)} \times 100 = \frac{\bar{u}_{ax}(t)}{\left[ \frac{(1 + k_1) \times P_0}{2} \right]} \times 100 \quad (24)$$

Cabe destacar que el término que se encuentra en el denominador es igual a la presión de vacío promedio aplicada a lo largo del dren, es decir, la carga total a disiparse como presión de poros (ver Figura 3.5).

El grado de consolidación también se puede calcular a partir de los asentamientos como:

$$U(t)[\%] = \frac{\rho_t}{\rho_{\infty}} \quad (25)$$

Con

$$\rho_{\infty} [\text{cm}] = \frac{H \times Cc}{1 + e_o} \log \left( \frac{\sigma'_o + \Delta P + P_o}{\sigma'_o} \right) \quad (26)$$

Donde,

$\Delta P$  [kPa]: Presión por sobrecarga

La Figura 3.12 muestra un ejemplo de las variaciones generadas en el tiempo de consolidación dadas por los efectos descritos. La curva de color rojo muestra el efecto de espaciamiento de drenes verticales, la curva verde suma el efecto de resistencia de pozo y finalmente, la curva azul adiciona a los efectos anteriores el de zona alterada por colocación de los drenes. Como es esperable, la adición de cada efecto genera que el proceso de consolidación se ralentice. La magnitud de las variaciones entre las curvas dependerá de los parámetros observados en las fórmulas de cada efecto.

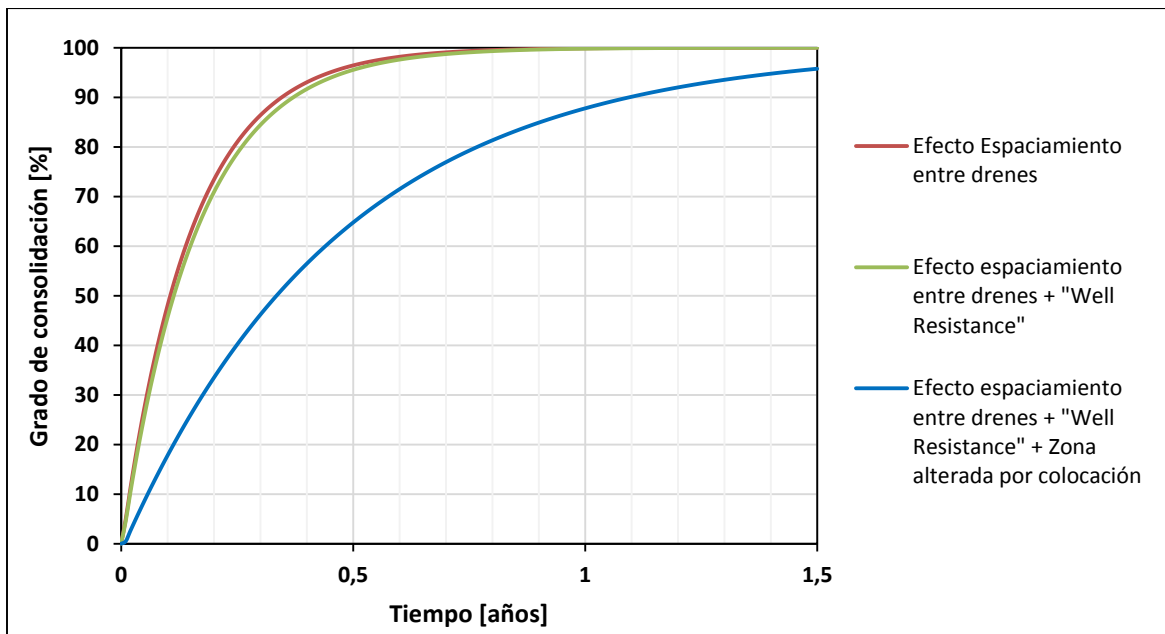


Figura 3.12: Variación tiempo de consolidación de a) Sin efectos, b) Efecto de espaciamiento, c) Efecto de espaciamiento + "Well resistance" y d) Efecto de espaciamiento + "Well resistance" + zona alterada.



### 3.5. Modelo constitutivo Cam-Clay Modificado (MCCM)

El modelo Cam-Clay Modificado es un modelo constitutivo que se aplica a suelos cohesivos, es decir, limos y arcillas, y permite simular su comportamiento con características elasto-plásticas (Bayoumi, 2006). El modelo será utilizado en la modelación numérica para capturar el comportamiento del material desde un estado inicial de tensiones y durante la aplicación de vacío, posterior a una calibración de los parámetros necesarios para su modelación. Las curvas que representan este modelo se muestran en la Figura 3.13 y son las siguientes:

- 1) Línea de Estado Último: El estado último es una recta en el espacio índice de vacíos  $e$ , tensión efectiva promedio  $p'$  y esfuerzo desviador  $q$ , la que se denomina como línea de estado último o crítico (CSL: Critical State Line). En el espacio  $p'$ - $q$  (Figura 3.13b), se define como la recta que pasa por el origen y con pendiente  $M$ , que se puede expresar en función del ángulo de fricción interno  $\phi$ , como:

$$M = \frac{6\text{sen}(\phi)}{3 - \text{sen}(\phi)} \quad (27)$$

Fórmula válida para  $p'$  y  $q$  definidos con la nomenclatura de Cambridge, es decir:

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (28)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (29)$$

- 2) Curva de carga (Figura 3.13a): Esta curva es una recta que representa el comportamiento plástico del suelo en el espacio índice de vacíos vs. esfuerzo efectivo promedio, es decir,  $e - p'$ . Se representa por medio de la fórmula:

$$e = N - \lambda \times \ln(p') \quad (30)$$

Dónde,

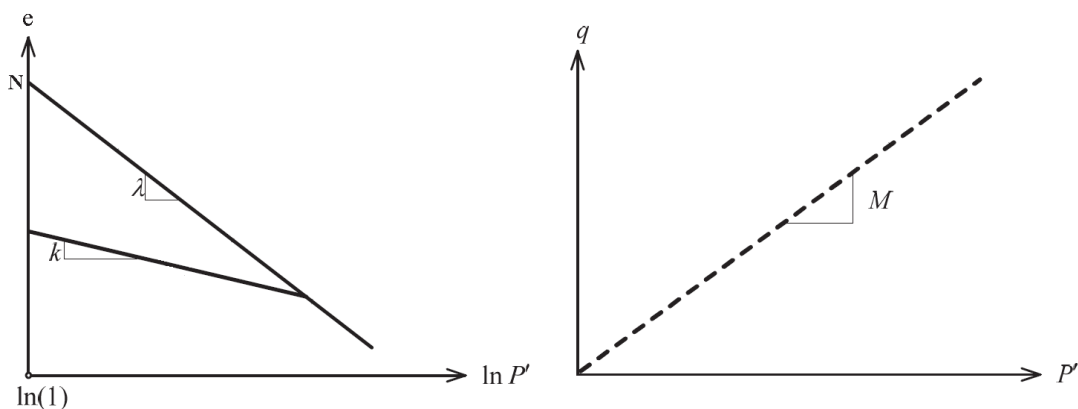
$e$ : Índice de vacíos

$N$ : Valor de referencia de índice de vacíos. Generalmente se utiliza como el valor de esta variable para  $p'=1,0$  kPa (Bayoumi, 2006).

$\lambda$ : Pendiente de curva de carga.

$p'$ : Tensión efectiva promedio.

- 3) Curva de descarga (Figura 3.13a): Esta curva es una recta que representa el comportamiento elástico del suelo en el espacio deformación volumétrica o índice de vacíos vs. esfuerzo efectivo promedio. La pendiente es el parámetro característico de esta curva y se representa con la letra griega Kappa.



**Figura 3.13: Curvas representativas del modelo constitutivo Cam-Clay Modificado: a) Curvas de carga y descarga, b) Línea de Estado Último (Plaxis (2008) modificado)**

Finalmente, los parámetros necesarios para definir el modelo MCCM son  $M$ ,  $N$ ,  $\lambda$  y  $\kappa$ , los que se obtendrán a partir de calibraciones con modelos de elementos finitos ajustados a los resultados de ensayos edométricos realizados en laboratorio y de la información disponible de la memoria de título de Conejera (2016) de ensayos triaxiales consolidados isotrópicamente no drenados (CIU) realizados con el mismo material utilizado en este estudio.

### 3.6. Casos de aplicación de método de consolidación por vacío

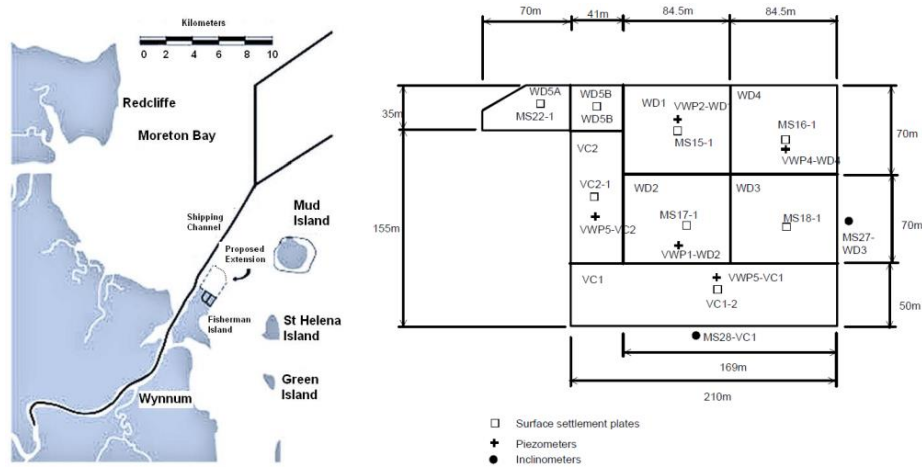
La Tabla 1 resume los casos de estudio del método de consolidación por vacío recopilados por Griffin et al. (2014). De estos proyectos, se analizarán tres casos en detalle, que compararon resultados en terreno y modelos de elementos finitos. Los proyectos son la extensión de un puerto en Australia, la construcción del segundo aeropuerto internacional de Tailandia y un estudio de mejoramiento de suelos orgánicos en Irlanda.

**Tabla 1: Resumen de proyectos de mejoramiento de suelos utilizando la técnica del método de consolidación por vacío (Modificado de Griffin et al. 2014)**

N°	Proyecto, País	Tipo de suelo(s)	Sistema de aplicación	Tipo de bomba	Vacío aplicado [kPa]
1	Nuevo Puerto Tianjin, China	Arcilla limosa	Con membrana	NR	80
2	Nueva línea férrea del Noreste, China	Turba, limo	Con membrana	NR	93
3	Fábrica, Ciudad de Lianyungang, China	Arcilla de origen marino	Con membrana	NR	86
4	Prueba piloto de carretera sobre terraplén, Ambes, Francia	Turba, arcilla altamente orgánica	Membrana más terraplén	Bomba de agua-aire respaldada por bombas Venturi	150 en combinación de sobrecarga y vacío
5	Depósito de petróleo, Ambes, Francia	Turba, limo, arcilla orgánica	Membrana más terraplén	NR	NR
6	Aeropuerto Lemantín, Francia	Aluvión compresible	Membrana más terraplén	NR	NR
7	Áreas de prueba en el Segundo Aeropuerto Internacional de Bangkok, Tailandia	Arcilla blanda de Bangkok	Membrana más terraplén	Bomba de vacío y sistema colector de agua	60
8	Estación de almacenamiento de petróleo, Tianjin, China	Arcilla blanda	Membrana más terraplén	Bomba inyectora con bomba centrífuga	80
9	Estabilización de terraplenes, Ishikari, Japón	Turba, arcilla, arcilla limosa, arena limosa, arena	Membrana más terraplén	NR	60-70
10	Construcción de terraplenes, Ruta 337, Sapporo, Japón	Turba, turba arcillosa, arcilla arena	Membrana más terraplén	Dos bombas de vacío	60
11	Camino en el Puerto de Tianjin, China	Limo, arcilla limosa	Membrana	Bomba inyectora con bomba centrífuga	80
12	Patio de almacenaje, Puerto de Tianjin, China	Arcilla limosa, arcilla fangosa	Membrana más terraplén	Bomba inyectora con bomba centrífuga	80
13	Construcción de caminos, Saga, Japón	Arcilla, arcilla limosa, arcilla arenosa, arena gravosa, relleno de limo arenoso, arcilla blanda, arcilla limosa y arcilla arenosa	Membrana	NR	60-70
14	Trabajos de mejoramiento de suelos, Puerto Guangzhou, China	Limo arenoso, arcilla blanda,	Membrana	Bomba inyectora	70
15	Pruebas de terraplén, Ciudad de Kushiro, Japón	Turba, arcilla y arena	Membrana más terraplén	NR	60
16	Proyecto de terreno ganado al mar, Prefectura de Yamaguchi, Japón	Capa de arcilla recuperada, capa de arcilla original, arena	Sin membrana	NR	65
17	Dos secciones de prueba, vertedero recuperado, Bahía de Tokio, Japón	Capa recuperada, suelo arcilloso	Sin membrana	NR	80-90
18	Carretera de circunvalación Ballina, Australia	Limo arcilloso, arcilla limosa	Membrana	NR	70-80
19	Prueba de campo, turbera, Irlanda	Turba pseudo-fibrosa	Membrana	Bomba inyectora, Bomba de vacío de anillo líquido	80 inicialmente, 71 prolongado
20	Puerto de Brisbane, Australia	Arcilla, arena, fango de dragado	Membrana	NR	60-75
21	Autopista del Sur cerca de Colombo, Sri Lanka	Turba amorfa	Membrana	NR	55 inicialmente, 35 en promedio

### 3.6.1. Extensión del Puerto de Brisbane, Australia

El puerto de Brisbane está ubicado en la desembocadura del río Brisbane en las Islas Fisherman. En el año 2003, la Corporación del Puerto de Brisbane propuso una expansión de 235 hectáreas ganadas al mar (Figura 3.14), cambio que se materializaría progresivamente a lo largo de 20 años. Con el objetivo de comparar los métodos de sobrecarga y la combinación de sobrecarga con la aplicación de vacío, ambos con la utilización de PVDs, se subdividió el área S3A en tres zonas (Figura 3.14). En la zona WD1-WD5 se aplicó sólo sobrecarga y en las zonas VC1-VC2 se trabajó con una combinación de las dos técnicas abarcando un área de aproximadamente 15000m<sup>2</sup> con un sistema hermético en base a una membrana HDPE, PVDs instalados en un patrón cuadrado con espaciamiento de 1,2m y muros perimetrales. Cabe destacar que se eligieron estas zonas para aplicar el método de consolidación por vacío ya que sus bordes son contiguos al parque marino de la Bahía Moreton y se requería disminuir la inestabilidad lateral para no afectar el ecosistema del lugar (Berthier et al. 2009 de Boyle et al. 2007 e Indraratna et al. 2011 de Menard, 2008).



**Figura 3.14: Mapa de la extensión del puerto de Brisbane y sitio S3A con su plan de instrumentación (Indraratna et al. 2011).**

En la Figura 3.14 se muestra también el plan de instrumentación para monitorear y obtener resultados del proceso de consolidación. Este consiste en placas de asentamientos superficiales para medir la deformación vertical total del suelo, piezómetros de cuerda vibrante para medir la presión de poros e inclinómetros verticales para medir desplazamientos laterales.

La Tabla 2 muestra los perfiles de suelo presentes en cada subdivisión, los que presentan características de alta compresibilidad y baja resistencia al corte. Se analizó el comportamiento de los dos métodos utilizados en este proyecto para las zonas WD2 y VC2, en las que los espesores de suelo eran relativamente similares.

**Tabla 2: Perfiles de suelos para cada subdivisión del área S3A (Indraratna et al. 2011).**

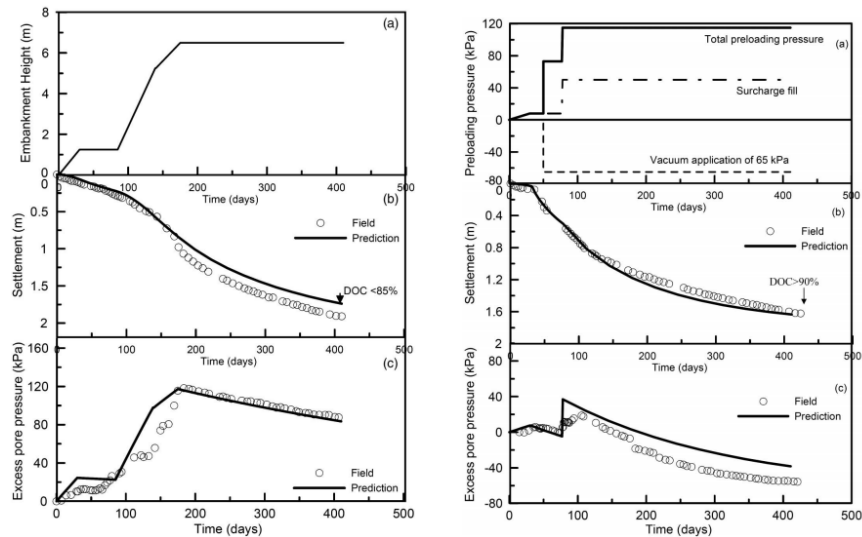
Area	Layer Thickness (m)			
	Dredged Mud	Upper Holocene Sand	Upper Holocene Clay	Lower Holocene Clay
WD1	2-3	1-2	4-6	10-12
WD2	1-2.5	1-3	2-5	18-20
WD3	2-4	1-3	2-3	8-15
WD4	1.5-2.2	1-2	1.5-3.5	18-23
WD5A	0-1	0-1	2-4	6-8
WD5B	2-4	1-2	2-4	7-8
VC1	2-3	2-3	2-3	5-18
VC2	0.5-2.5	2-3	2-3	9-16

Los terraplenes de sobrecarga se materializaron con arena blanca compactada de peso unitario  $\gamma = 20[\text{kN}/\text{m}^3]$  y se llevaron a cabo en etapas. La aplicación de vacío se realizó luego de 40 días del inicio del proyecto, con una succión promedio de -65 kPa continuamente sin fallas en las bombas ni en el sistema de hermetización. El proceso para ambos casos (WD2 y VC2) duró aproximadamente 400 días.

En la Figura 3.15 se muestran las etapas de carga (de sobrecarga y vacío), los asentamientos superficiales medidos en el centro del terraplén con las placas de asentamiento y la reducción de presión de poros medida a profundidades de 9,2 m en WD2 y 14,1 m en VC2. También, se adjuntan en los gráficos de asentamientos y reducción de presión de poros, las simulaciones realizadas en base a modelos numéricos.

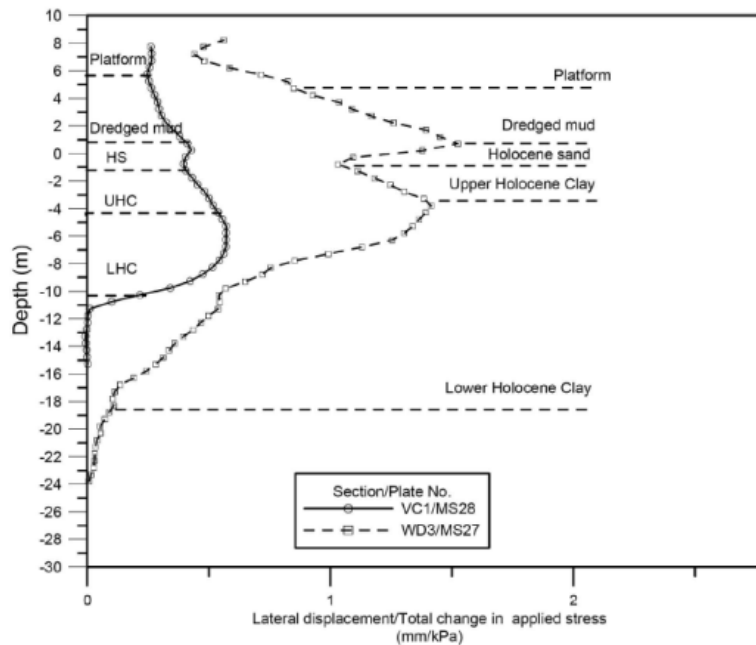
De los resultados mencionados se puede observar que la carga total aplicada en ambos casos y los espesores de estrato hacen que la comparación sea realista y la principal conclusión que se puede obtener es que para el día 400, el grado de consolidación (DOC: "Degree Of Consolidation") obtenido para el área con aplicación de vacío excede el 90% y para la zona en que sólo se utilizó la sobrecarga este valor fue menor al 85%. Indraratna (2011) explica que esto se debe a que en las zonas sin aplicación de vacío, el terraplén de sobrecarga se debe construir de manera cautelosa debido a que se debe evitar que se generen fallas en las capas inferiores, que tienen baja resistencia, lo que no ocurre para la aplicación de vacío, que además reduce la altura del terraplén para una misma carga.

Además, menciona que la sobrecarga reduce su efecto en profundidad a tasas mayores que el vacío, que es transmitido más eficientemente por los PVDs habiendo pérdidas mínimas de succión.



**Figura 3.15: Etapas de carga, asentamientos superficiales y reducción de presión de poros para subdivisiones WD2 y VC2 (Indraratna et al. 2011).**

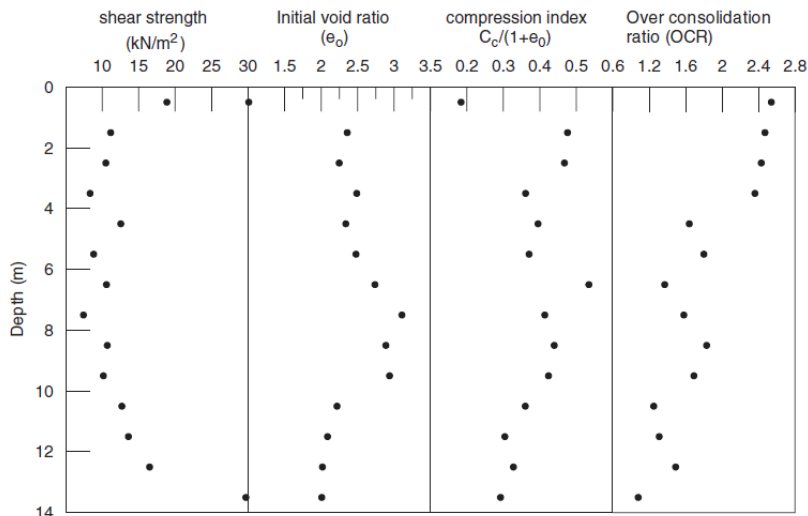
Es destacable también el nivel de desplazamientos laterales para los dos métodos. En la Figura 3.16 se muestra el gráfico de desplazamiento lateral normalizado por la carga total que se aplicó en cada caso: VC1 vacío y sobrecarga ( $65+45=105$  kPa), WD3 sólo sobrecarga (90 kPa). Se concluye que la aplicación de vacío proporciona una reducción de los desplazamientos laterales a diferencia de la sobrecarga que ejerce desplazamientos laterales positivos.



**Figura 3.16: Desplazamientos laterales normalizados con el total de carga aplicada para el caso de aplicación de vacío (VC1) y para la combinación de esta técnica con la sobrecarga (WD3) (Indraratna et al. 2011)**

### **3.6.2. Construcción de segundo Aeropuerto Internacional de Bangkok, Tailandia**

El segundo aeropuerto internacional de Bangkok o el aeropuerto de Suvarnabhumi está ubicado a 30km de la ciudad de Bangkok y se construyó en una zona de arcillas blandas de origen deltaico o marino que genera muchos problemas en la construcción, en términos de asentamientos y desplazamientos laterales por su alta compresibilidad y baja resistencia al corte. Los estratos del suelo del lugar de construcción consistían en 2m de una arcilla erosionada con un alto índice de preconsolidación, seguido de un estrato de arcilla muy blanda con un espesor de 6m. Más en profundidad se distinguen dos capas de 2m de arcilla blanda y medianamente blanda, respectivamente, y un último estrato de arcillas más rígidas. La resistencia al corte no drenado promedio por metro, el índice de vacíos, el índice de compresión y el OCR se muestran en la Figura 3.17.



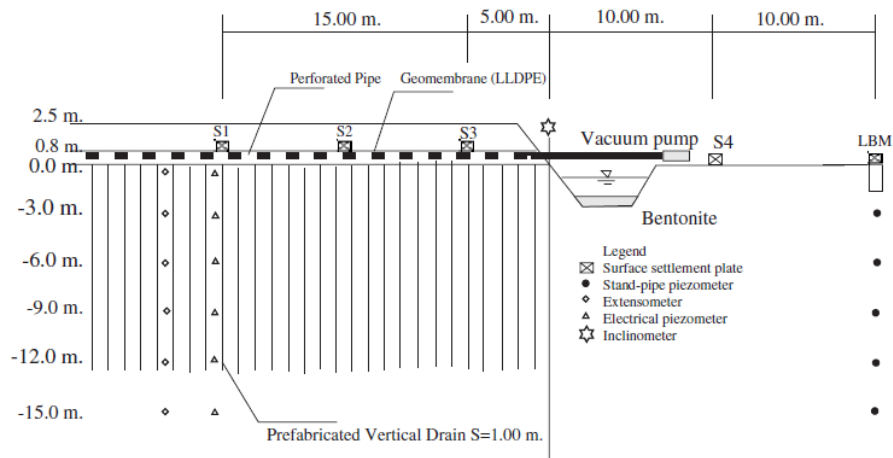
**Figura 3.17: Propiedades de resistencia al corte no drenado promedio y parámetros de compresibilidad de los suelos a mejorar (Indraratna et al. 2005b).**

La figura muestra que la resistencia al corte de la mayoría de los estratos es baja. Al observar la columna de OCR se identifican suelos altamente preconsolidados en la superficie y estratos ligeramente preconsolidados en profundidad. Además, los estratos que se muestran tienen características de alta compresibilidad, exceptuando la arcilla superior, que no sigue este patrón por procesos, como la desecación y compactación.

Se estudiará el terraplén TV2, que se muestra en la Figura 3.18. Se utilizó la técnica combinada de vacío y sobrecarga, con un relleno de 2,5 m y una capa de arena de 0,8 m para distribuir el vacío horizontalmente, la que fue cubierta con una geomembrana LLDPE que se sujetó con zanjas perimetrales constituidas por bentonita y agua. Para la transmisión del vacío en profundidad, se utilizaron PVDs espaciados cada 1 metro, en patrón triangular y de 12m de largo.

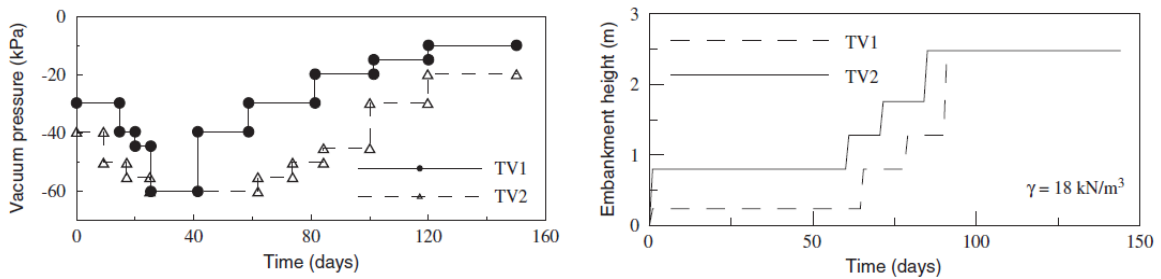
Respecto a la instrumentación, se utilizaron piezómetros de cuerda vibrante para medir la presión de poros y extensómetros multipunto para medir los asentamientos en profundidad, ambos cada 3 m en profundidad como se muestra en el esquema, placas de asentamiento superficiales, instaladas al nivel de la capa de arena y en las cercanías del terraplén, inclinómetros para medir desplazamientos laterales al pie del terraplén y finalmente piezómetros de Casagrande para monitorear el nivel del nivel freático.





**Figura 3.18: Esquema de terraplén TV2 y su plan de monitoreo (Indraratna et al. 2005b).**

Las solicitaciones a la que se sometió el suelo fueron de vacío y sobrecarga durante 150 días, ninguna de las dos constante en el tiempo. Como se observa en la Figura 3.19, el historial de carga varió a lo largo del tiempo debido a que hubo filtraciones por fugas y respecto a la sobrecarga, porque los terraplenes se construyen por etapas. El vacío es el registrado en superficie.



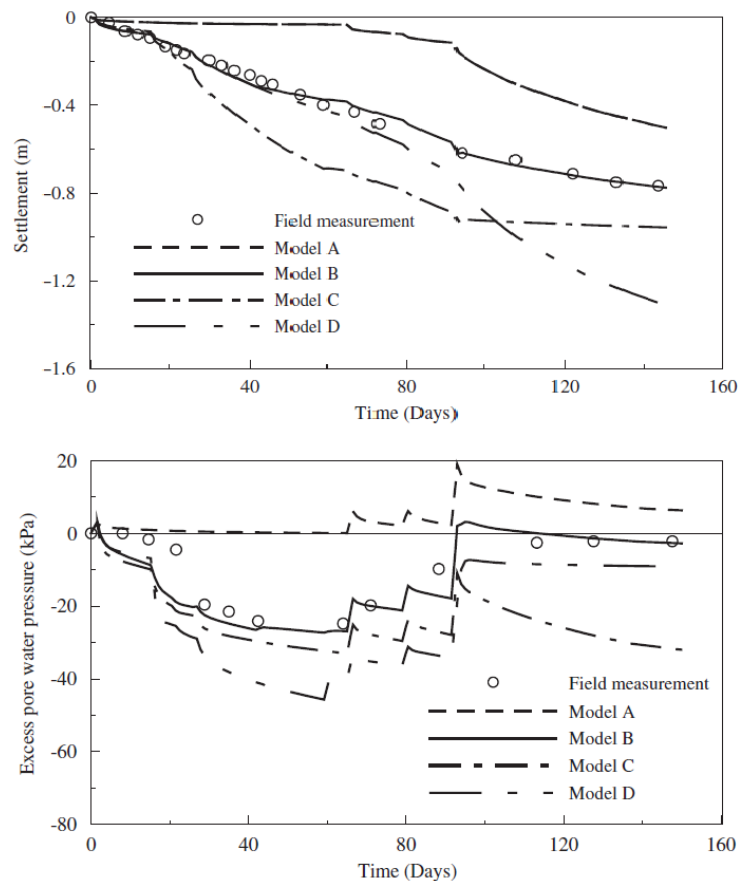
**Figura 3.19: Historial de carga de a) vacío en superficie y b) sobrecarga durante 160 días (Indraratna et al. 2005b).**

Se compararon los resultados obtenidos en terreno con 4 modelos numéricos distintos de elementos finitos, los que tenían las siguientes características:

- 1) Modelo A: Análisis con la sobrecarga y sin la aplicación de vacío, caso convencional.

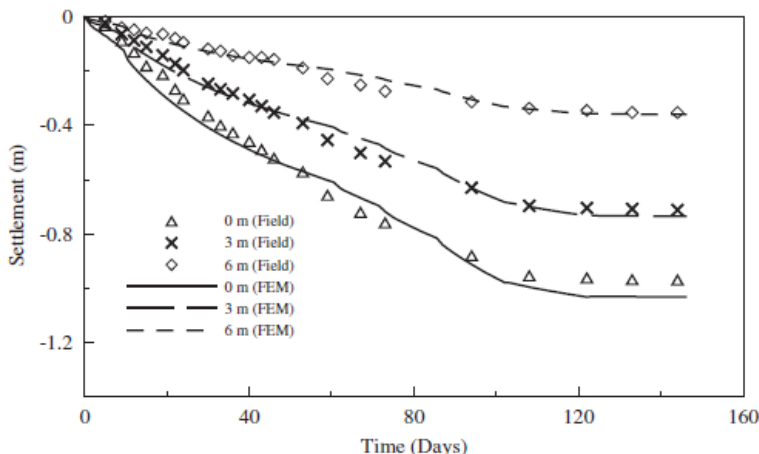
- 2) Modelo B: Se ajustó la presión de vacío según lo registrado en terreno y asumiendo que en la parte inferior del dren el vacío llegaba con magnitud nula ( $k_1 = 0$ ).
- 3) Modelo C: Se ajustó la presión de vacío en un escenario positivo sin fugas de vacío, es decir, a una sub-presión igual a -60 kPa luego del día 40 y con una distribución lineal desde la superficie (máximo vacío) hasta ser nula en el extremo inferior del dren, es decir,  $k_1 = 0$ .
- 4) Modelo D: Igual que modelo C, pero con una distribución constante de vacío en profundidad, es decir,  $k_1 = 1$ .

Los resultados obtenidos para los asentamientos totales y la variación de presión de poros en cada modelo se muestran en la siguiente figura:



**Figura 3.20: a) Asentamientos total medidos en terreno y obtenidos con modelos numéricos, b) Variación de presión de poros medida en terreno (medido a 3 metros de profundidad y 0,5 metros horizontalmente desde el centro del terraplén) y obtenidos con modelos numéricos (Indraratna et al. 2005b).**

Como se puede observar en la Figura 3.20, el modelo B es el que entrega los resultados más cercanos a los obtenidos en terreno. Esto se puede apreciar de mejor manera en la comparación de asentamientos a distintas profundidades, que se muestra en la Figura 3.21.



**Figura 3.21: Asentamientos a tres profundidades distintas medidos en terreno y obtenidos con el modelo numérico B (Indraratna et al. 2005b).**

De este gráfico se destaca el hecho que en las tres profundidades estudiadas, la relación entre el modelo computacional y lo obtenido en terreno siguen una tendencia similar. Además, es importante destacar que la distribución de vacío decreciente y lineal desde la superficie es una buena aproximación o supuesto para ensayos en terreno y con mechas drenantes con largos de varios metros en profundidad.

### 3.6.3. Mejoramiento de caminos sobre turbas en Irlanda

En Irlanda, existe la necesidad de mejorar caminos pantanosos constituidos principalmente por turbas (“peats”) o suelos con alto porcentaje de material orgánico, baja resistencia al corte y alta compresibilidad, debido a que los costos de mantenimiento de estos caminos son elevados, hasta 10 veces mayores que un camino en terreno firme (Cuddy et al. 1988). Osorio (2010) propone y lleva a cabo la técnica de consolidación por vacío como un método viable y más económico en comparación con otras alternativas, como mejoramiento con sobrecargas y con estabilización química

El lugar de estudio es el pantano Ballydermot, ubicado al norte de la ciudad de Rathangan, Condado de Offaly, Irlanda. Este es un pantano de turbas o comúnmente

denominado “turbera”. Un perfil estratigráfico típico simplificado de la zona de estudio es el que se muestra a continuación:

**Tabla 3: Perfil típico simplificado en zona de estudio de consolidación por vacío (Osorio et al. 2010).**

<b>Layer</b>	<b>Depth (m)</b>	<b>Description</b>	<b>Observations and properties</b>
1	0 – 0.7	Man-made fill	Black peat; occasional plastic bags, gravel, pieces of geotextile, machine parts.
2	0.7 – 4.0	Pseudo-fibrous peat	w = 660 – 1085% $G_s = 1.39 – 1.54$ LOI = 96 – 99%    pH = 4.5 – 6.2 Von Post = $H_4 – H_7$
3	4.0 – 7.0	Boulder clay	The clay fraction reduces with depth until only boulders are found.

El nivel freático de la zona se midió durante los meses de Verano y Otoño del 2009, variando entre 0,25m y 0,90m, con valores extremos de 0,02m y 1,05m (Osorio et al. 2010).

El proyecto comenzó el día 30 de Noviembre del año 2009. Abarcó un área de 10 x 10m en superficie y en profundidad, se instalaron 98 PVDs hasta los 2,65 m desde la superficie, quedando un espacio de 1,35 m aproximadamente de turbas entre el extremo inferior de las mechas drenantes y la capa de arcillas con bolones. Con el objetivo de estudiar la eficiencia del método respecto al espaciamiento entre los PVDs, se extendieron dos zonas en el terreno estudiado, con espaciamientos de 0,85 m y 1,20 m respectivamente. El esquema del sistema se muestra en las Figura 3.22 y Figura 3.23.

Para la distribución del vacío a lo largo del estrato de turbas se colocaron capas de arena y grava en superficie, en las que se empotraron tuberías horizontales continuas en forma de “S continuas” como se muestra en la Figura 3.23a. Los extremos superiores de los PVDs también se empotraron a estas capas granulares, para que la presión transmitida horizontalmente también fuese transferida en profundidad. Además, se instaló una membrana para generar el hermetismo necesario para que el sistema funcionase, la que se sujetó en zanjas perimetrales de 0,3 m de ancho y 1 m de profundidad. Las trincheras fueron tapadas con relleno, al igual que el área de aplicación de carga para proteger la membrana y asegurar el sellado de la zona.

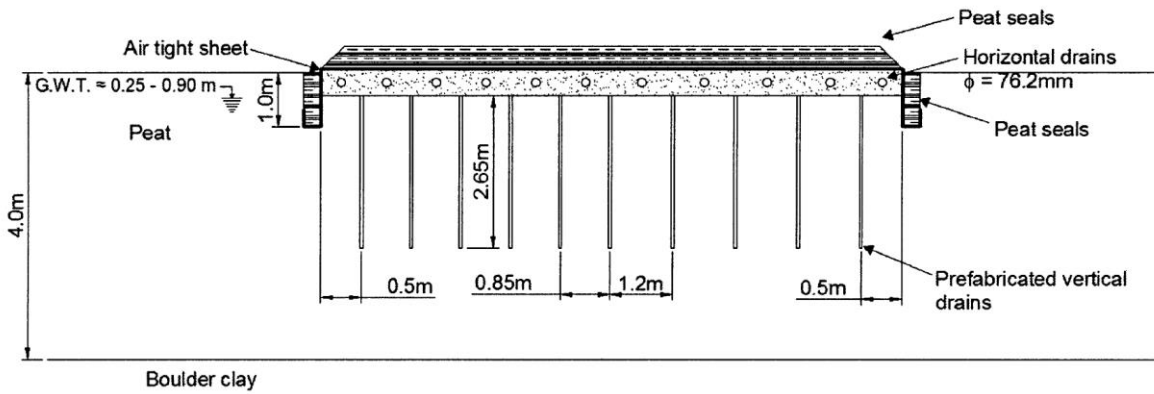


Figura 3.22: Sección transversal de sistema de aplicación de vacío (Osorio et al. 2010).

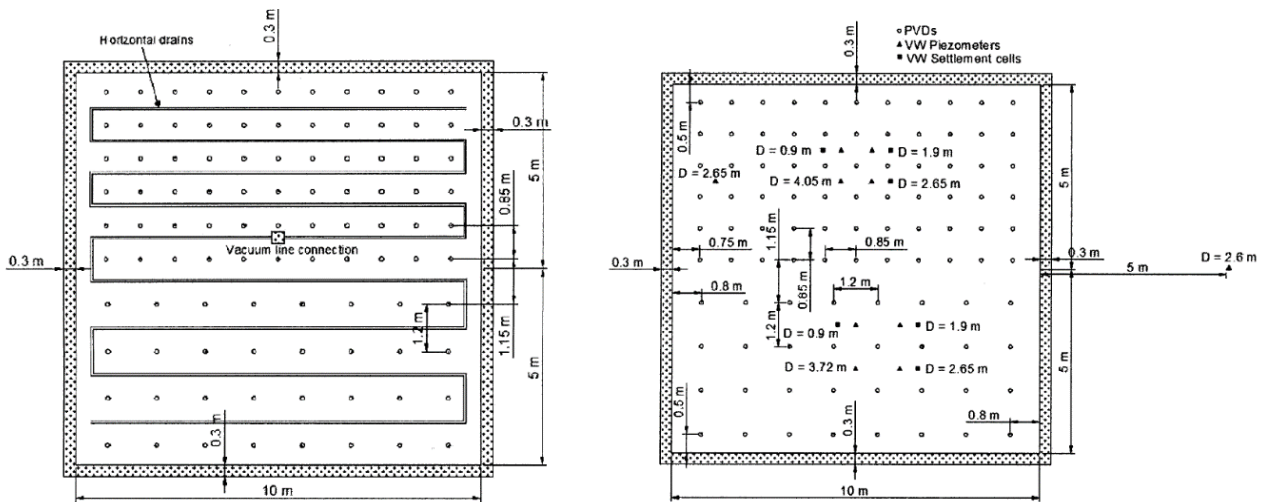


Figura 3.23: Vista en planta de sistema de aplicación de vacío: a) Sistema de distribución horizontal de la carga, b) Instrumentación en el área de estudio (Osorio et al. 2010).

Respecto a la instrumentación en la zona, se montaron diversos dispositivos para monitorear las variables que permiten evaluar la eficiencia de la técnica: asentamientos y presión de poros. También se midieron variables externas que podrían generar diferencias en los resultados, como por ejemplo, el aporte de agua al suelo por la lluvia y el nivel freático en zonas más alejadas, entre otros. En la Figura 3.23b se observa el lugar de colocación de 3 piezómetros de cuerda vibrante y 4 placas de asentamientos, cada uno a diferentes profundidades en el sector central de las dos zonas de espaciamentos entre PVDs. En la zona de espaciamiento de 0,85 m se instalaron los instrumentos en las profundidades de 0,9; 1,9; 2,65 m y la última placa a 4,05 m y en la zona de espaciamiento de 1,2 m en las profundidades de 0,9; 1,9; 2,65 m y la última placa a 3,72

m. El vacío promedio aplicado fue de -50 kPa en las capas granulares superficiales, en el primer mes de funcionamiento (hasta el 1 de Enero del 2010) y los resultados obtenidos hasta esa fecha se muestran en las Figura 3.24 y Figura 3.25.

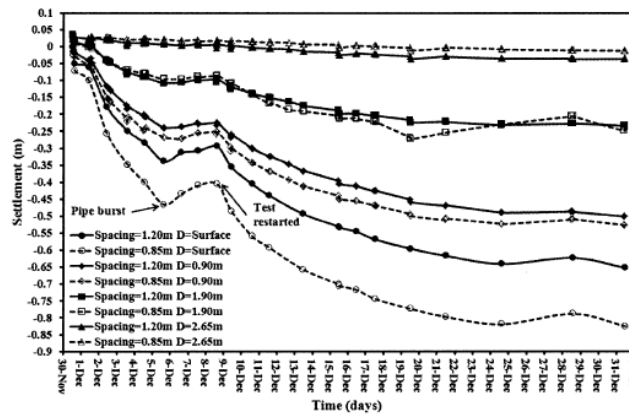


Figura 3.24: Asentamientos a distintos niveles de profundidad para ambos casos de espaciamiento (Osorio et al. 2010)

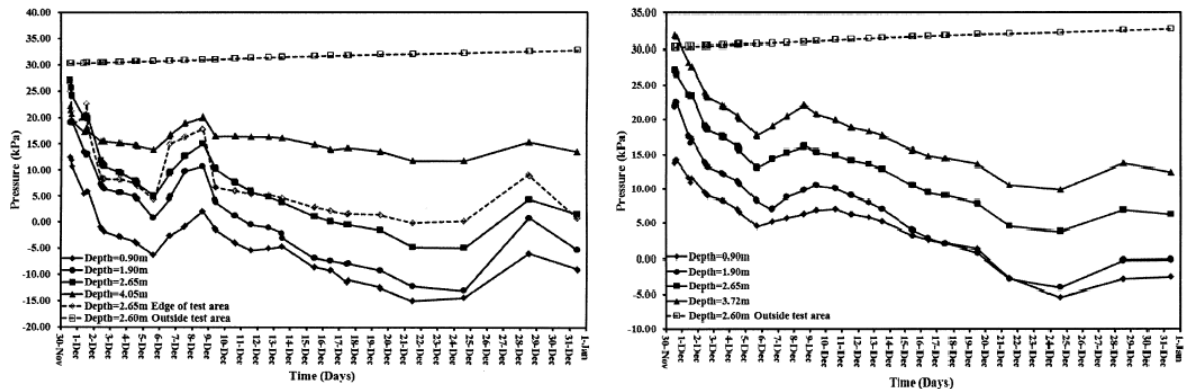


Figura 3.25: Reducción de presión de poros a distintas profundidades para a)  $s=0,85\text{m}$  y b)  $s=1,2\text{m}$  (Osorio et al. 2010).

En la Figura 3.24 se puede observar que la deformación es mayor para la zona con espaciamientos de 0,85 m registrando asentamientos de hasta 0,85 m. Para la zona con espaciamientos de 1,20 m, se registraron asentamientos totales de 0,65 m. En la Figura 3.25 se muestra la reducción de la presión de poros para ambos casos de espaciamiento y se observa que en general, la variación de presión es similar para distintas profundidades e igual espaciamiento, lo que podría indicar que la distribución de vacío fue relativamente constante a lo largo de los PVD's o con un valor de  $k_1$  muy bajo. Para la

zona de 0,85 m de espaciamiento, se alcanzaron reducciones de entre 27,2 kPa y 31,9 kPa, valores mayores a lo registrado en la otra zona, entre 18,3 kPa y 23 kPa. Es importante destacar que en este estudio se ven efectos de la aplicación de vacío en las zonas con espaciamientos de 1,2m, contrario a lo que publica Hayashi et al. (2002).

### **3.7. Consolidación en tranques de relaves**

Existen factores importantes en el estudio de tranques de relaves de cobre, que motivan a comprender el proceso de consolidación de las lamas contenidas en estas obras civiles. La recuperación de agua es uno de estos factores para la industria minera en Chile (Montalva & Sanhueza, 2014), debido a su escasez en el norte y a que es necesaria para elaborar pulpas más trabajables y transportables en conjunto con los relaves extraídos de la minería. Otro factor es la disponibilidad de espacio y capacidad de almacenamiento de los tranques, debido a que cada tonelada de cobre producida en Chile genera aproximadamente 196 toneladas de relaves sólidos y líquidos (Bridge, 2000) y una operación minera en el norte puede producir 230.000 toneladas de relave seco al día (Onuaguluchi, 2012).

La consolidación estudiada en la literatura está exenta de cargas “externas”, siendo el inductor de este proceso, el peso propio y la recarga permanente a medida que el depósito crece. Bajo los supuestos de la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi: pequeñas deformaciones, permeabilidad constante, peso propio despreciable (Ahmed & Siddiqua, 2014 de Terzaghi, 1943), esta teoría no es completamente aplicable para relaves, debido a los cambios considerables en compresibilidad y permeabilidad.

Se han considerado entonces, relaciones no lineales para el estudio de la permeabilidad y la compresibilidad, que son los dos parámetros constitutivos básicos para modelar consolidación en depósitos de relaves (Ahmed & Siddiqua, 2014). En este trabajo se utilizará el modelo Cam-Clay Modificado como modelo constitutivo del material, con el objetivo de modelar el suelo estudiado con un índice de vacíos variable en función del estado tensional del suelo. Respecto a la permeabilidad, se considerará constante en base a ensayos de laboratorio de permeabilidad y la calibración con ensayos edométricos y modelos numéricos.

Con el objetivo de aumentar la capacidad de los depósitos de relave, la práctica que se realiza generalmente en el contexto nacional es el crecimiento o aumento de la robustez de los muros perimetrales. Como una alternativa a esta solución, se presenta la idea de estudiar la aplicación del método de consolidación por vacío en relaves integrales, para lograr una mejora de sus propiedades mecánicas, compartir la carga resistida por el muro y a la vez, ser un aporte para el proceso de recuperación de aguas.



## 4. CARACTERIZACIÓN DEL RELAVE INTEGRAL

### 4.1. Relave integral del tranque de Ovejería

El material utilizado corresponde a relave integral proveniente del Tranque de Relaves Ovejería, perteneciente a la División Andina de CODELCO, ubicado en la comuna de Colina, Región Metropolitana (Conejera, 2016). El relave fue extraído, secado y almacenado en el Laboratorio de Sólidos y Medios Particulados de la Universidad de Chile (Cifuentes y Verdugo, 2007). Este material fue ensayado por Conejera (2016) con una concentración en peso de los sólidos  $C_p$  de 60% y por Cifuentes y Verdugo (2007) con un  $C_p$  de 72%. La concentración en peso de los sólidos  $C_p$ , que se utiliza principalmente para la clasificación de los tipos de relave y su forma de almacenamiento (Conejera, 2016), se define como

$$C_p [\%] = \frac{W_{\text{relave}}}{W_{\text{relave}} + W_{\text{agua}}} \quad (31)$$

Dónde,

$W_{\text{relave}}$  [kg] : Peso del relave.

$W_{\text{agua}}$  [kg] : Peso del agua.

Cifuentes y Verdugo (2007) realizaron ensayos para la determinación de propiedades índice con granulometría por tamizado y por hidrometría, límites de Atterberg, peso específico, Próctor estándar y modificado, densidad máxima y densidad mínima, todo bajo las normativas ASTM, NCh y Japonesa. El resumen de estos ensayos se muestra en la Tabla 4.

Según ensayos de caracterización de Conejera (2016), este material clasifica como Limo Arenoso de Baja Plasticidad.

### 4.2. Ensayos de consolidación

Se realizaron ensayos de consolidación del relave considerando dos estados de depositación, simulando posibles escenarios para relaves integrales en la cubeta de un tranque. Muestras estructuradas y secas a partir de relave depositado en capas y muestras normalmente depositadas.

**Tabla 4: Resumen de propiedades índice del relave integral (Cifuentes y Verdugo, 2007).**

Tamaño máximo de partículas	2.00 mm
Porcentaje de finos (<0.074 mm)	56%
D <sub>60</sub>	0.092 mm
D <sub>30</sub>	0.016 mm
Porcentaje material bajo 0.02mm	34%
Peso específico	2.75
Límite Líquido	19
Límite Plástico	s/n
Límite de Contracción	14.5
Clasificación USCS	ML
Densidad máxima compactada seca (P. M.)	2.056 t/m <sup>3</sup>
Humedad óptima de compactación (P. M.)	10.0%
Densidad máxima compactada seca (P. S.)	1.959 t/m <sup>3</sup>
Humedad óptima de compactación (P. S.)	12.5%
Densidad máxima por vibrado (M. J.)	1.586 t/m <sup>3</sup>
Densidad mínima (M. J.)	1.087 t/m <sup>3</sup>

Notas: (P.M. y P.S) Proctor Modificado y Proctor Standard  
(M.J.) Método Japonés

#### **4.2.1. Ensayos de consolidación para muestras estructuradas y secadas**

Se realizaron 4 ensayos edométricos en el Laboratorio de Sólidos y Medios Particulados de la Universidad de Chile, sobre muestras sedimentadas y secadas durante 2 semanas por Conejera (2016), selladas y almacenadas en la cámara húmeda del laboratorio.

Se utilizaron muestras de dos de los ensayos de depositación de Conejera, que consistieron en sedimentar y secar pulpa de relave integral con una concentración en peso de los sólidos de 60% en un contenedor de acrílico (Figura 4.1), para dos situaciones distintas: dos ciclos de depositación y tres ciclos de depositación, tal como se muestra en las Figura 4.2 y Figura 4.3.

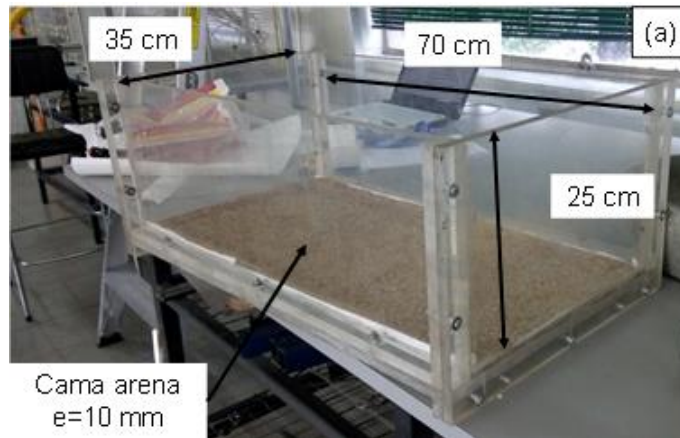


Figura 4.1: Contenedor utilizado para las muestras depositadas (Conejera, 2016).

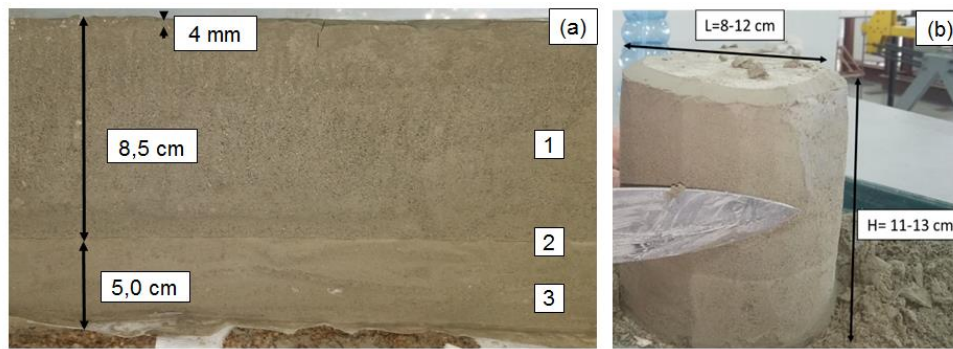


Figura 4.2: Muestras obtenidas a partir de dos ciclos de depositación: a) Altura de las capas una vez abierto el contenedor y b) Bloques para tallado de muestras (Modificado de Conejera, 2016).

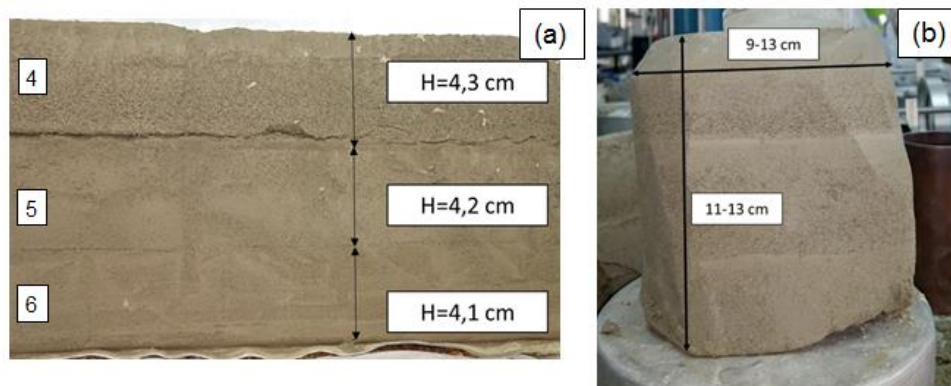


Figura 4.3: Muestras obtenidas a partir de tres ciclos de depositación: a) Altura de las capas una vez abierto el contenedor y b) Bloques para tallado de muestras (Modificado de Conejera, 2016).

Se obtuvieron 4 muestras de estas dos depositaciones según el esquema que se muestra en las Figura 4.2 y Figura 4.3 de las zonas 1, 2, 3 y 4. Se realizaron sólo 4 probetas por la disponibilidad de consolidómetros y el tiempo que requiere realizar este tipo de ensayos. Las probetas se tallaron a partir de estas muestras y se enumeraron como se muestra a continuación:

- Probeta 1: Dos depositaciones – capa superior.
- Probeta 2: Dos depositaciones – entre ambas capas.
- Probeta 3: Dos depositaciones – capa inferior.
- Probeta 4: Tres depositaciones – capa superior.

Las probetas tenían dimensiones de 2 cm de altura y 5 cm de diámetro aproximadamente (Figura 4.4). Los ensayos edométricos duraron aproximadamente 29 días, las propiedades de las probetas se muestran en la Tabla 5 y las etapas de carga y descarga se muestran en la Tabla 6.



Figura 4.4: Probeta tipo para ensayos edométricos.

Tabla 5: Características iniciales de probetas para ensayos edométricos.

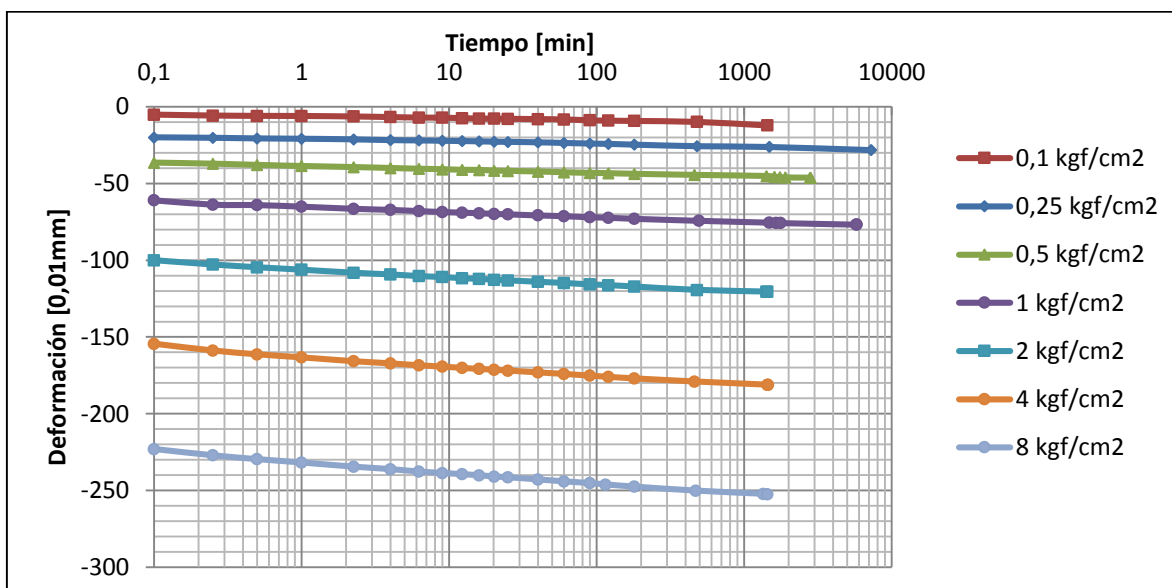
Propiedades	2 ciclos			3 ciclos
	Probeta 1	Probeta 2	Probeta 3	Probeta 4
Densidad natural [g/cm <sup>3</sup> ]	1,87	1,83	1,88	1,84
Humedad natural [%]	26,44	15,36	17,36	13,76
Densidad seca inicial [g/cm <sup>3</sup> ]	1,47	1,53	1,59	1,49
Gr. Compactación Pr. Mod. [%]	71,6	74,5	77,4	72,5
Índice de vacíos inicial [-]	0,85	0,78	0,71	0,83

El valor de referencia para calcular el porcentaje del Grado de Compactación de Proctor Modificado se obtuvo a partir de la publicación de Cifuentes y Verdugo (2007) en la que muestran un análisis de propiedades índice del mismo suelo utilizado en este trabajo (Tabla 4).

**Tabla 6: Etapas de carga y descarga efectuadas en los ensayos edométricos.**

Cargas [kgf/cm <sup>2</sup> ]	Descargas [kgf/cm <sup>2</sup> ]
0,1	4
0,25	2
0,5	1
1	0,5
2	0,25
4	0,1
8	0

Los resultados de deformación vertical vs. tiempo, para todo el proceso de carga y descarga de la probeta 1 se muestran a continuación:



**Figura 4.5: Deformación vertical vs. tiempo de la probeta 1 en escala semilogarítmica (Carga).**

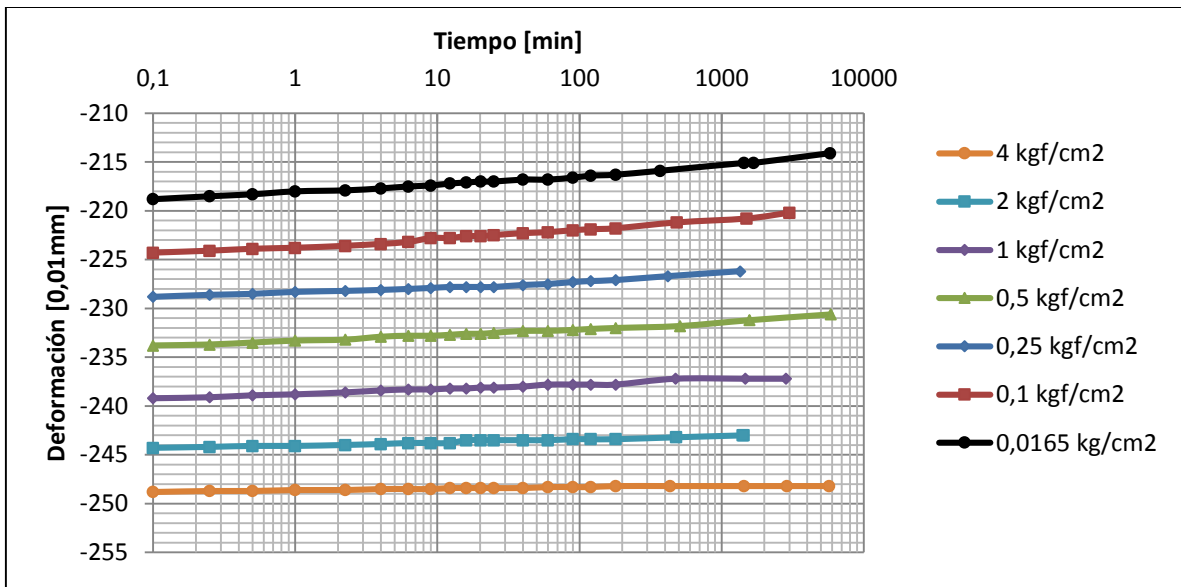


Figura 4.6: Deformación vertical vs. tiempo de la probeta 1 en escala semilogarítmica (Descarga).

Los resultados de las demás probetas se adjuntan en el Anexo 0.1. Finalmente, se muestran las curvas que se utilizarán para la calibración de los parámetros de compresibilidad, es decir, las curvas de índice de vacíos alcanzado en el fin de cada etapa de carga y descarga vs. tensión vertical aplicada. Se normalizaron las curvas para lograr un mejor ajuste.

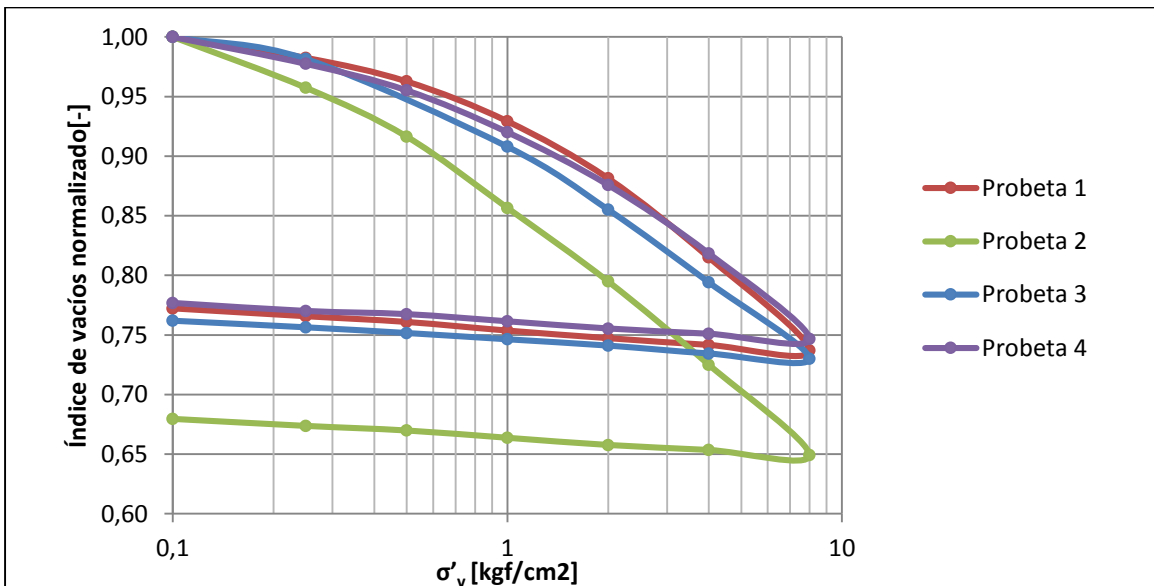


Figura 4.7: Índice de vacíos alcanzado en cada etapa de carga y descarga (normalizado) vs. tensión vertical aplicada para muestras talladas.

#### 4.2.1. Ensayos de consolidación para muestras depositadas y normalmente consolidadas

Se realizaron ensayos de consolidación para muestras depositadas como pulpa, los que duraron aproximadamente 16 días. El historial de carga es el mismo que para los ensayos de consolidación anteriores (Tabla 6), pero hasta una tensión vertical máxima de 4 kgf/cm<sup>2</sup>. Las muestras se dejaron sedimentar por dos días siempre en estado saturado, logrando una altura promedio de 2,3 cm y luego de la colocación del equipo para aplicar las tensiones verticales (consolidómetro) se alcanzó una altura promedio de 2,05 cm después de 4 días. El resumen de las propiedades iniciales de las probetas se muestra en la Tabla 7. Cabe destacar que los parámetros de densidad inicial y humedad natural se obtuvieron a partir de estimaciones realizadas con la pulpa en los ensayos de consolidación por vacío y los demás parámetros se calcularon con las propiedades de las mismas probetas depositadas.

**Tabla 7: Características iniciales de las probetas depositadas como pulpa para los ensayos de consolidación.**

Propiedades	Probeta 1	Probeta 2	Probeta 3	Probeta 4
Densidad inicial [g/cm <sup>3</sup> ]	1,77	1,77	1,77	1,77
Humedad natural [%]	44,44	44,44	44,44	44,44
Densidad seca inicial [g/cm <sup>3</sup> ]	1,41	1,43	1,45	1,43
Gr. Compactación Pr. Mod. [%]	68,7	69,6	70,3	69,4
Índice de vacíos inicial [-]	0,93	0,91	0,89	0,91

Ejemplos de las curvas de carga y descarga de la probeta 1 se muestran en las Figura 4.8 y **Error! Reference source not found.** En estos gráficos se muestra una carga de 0,016 kgf/cm<sup>2</sup>, la que representa el peso colocado sobre la probeta en el consolidómetro para la aplicación de carga vertical. En los ensayos expuestos en la sección anterior, no se registró el proceso para el consolidómetro, solo se observó el valor final alcanzado por la carga de este elemento, que se refleja en la altura inicial de la probeta.

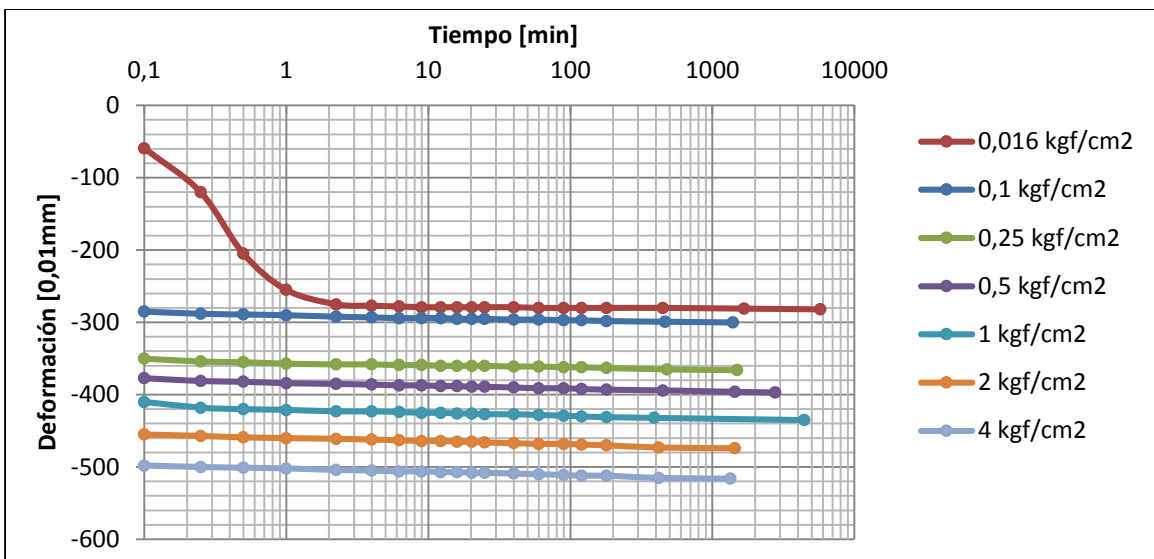


Figura 4.8: Deformación vertical vs. tiempo de la probeta 1, en escala semilogarítmica (Carga).

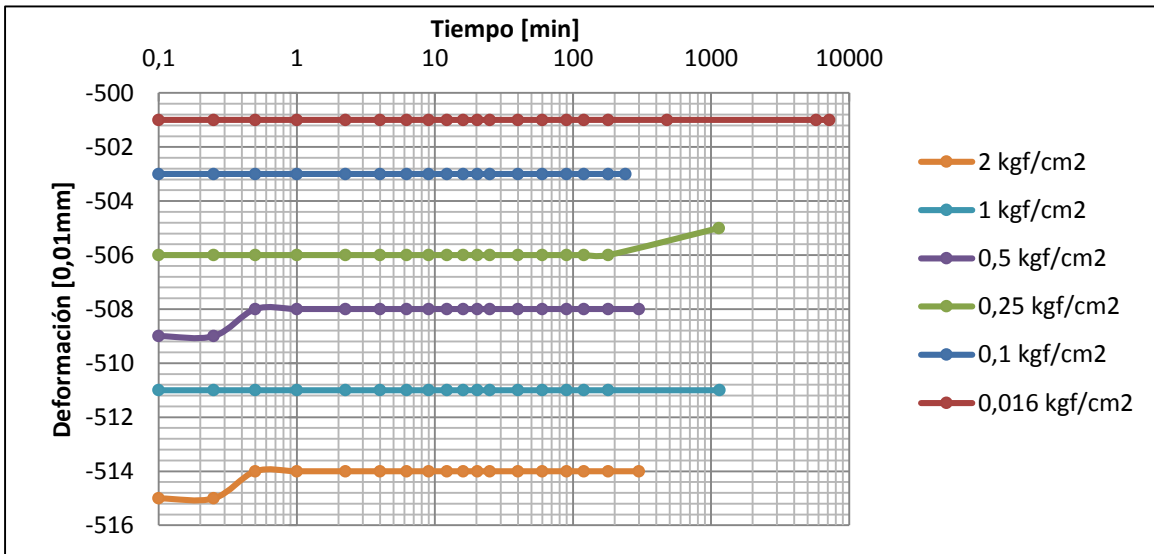


Figura 4.9: Deformación vertical vs. tiempo de la probeta 1, en escala semilogarítmica (Descarga).

De la Figura 4.9 se destaca que las probetas no sufren cambios significativos en la descarga de los ensayos edométricos, de hecho solo se puede observar deformación en las curvas de 0,5 kgf/cm<sup>2</sup> y 2 kgf/cm<sup>2</sup>. Los resultados de las demás probetas, se adjuntan en el Anexo 0.2 de este trabajo.

Las curvas utilizadas para la calibración de los parámetros de compresibilidad se muestran en la Figura 4.10.



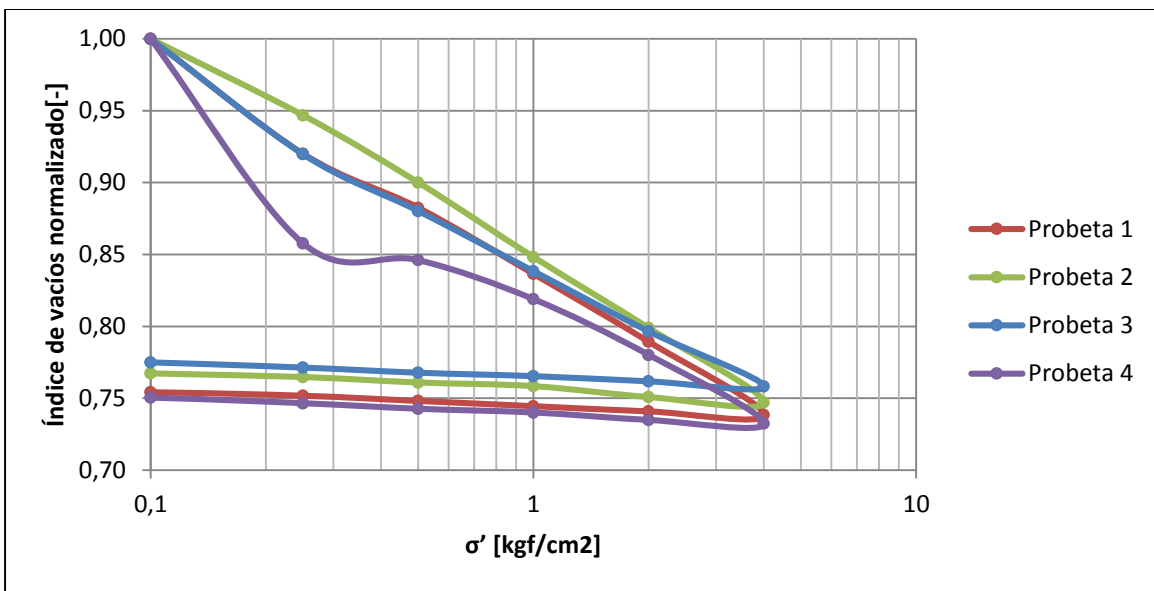


Figura 4.10: Índice de vacíos alcanzado en cada etapa de carga y descarga (normalizado) vs. tensión vertical aplicada para muestras depositadas.

### 4.3. Ensayos de permeabilidad a carga variable y con pared flexible para muestras estructuradas y secas

A modo de complemento, se realizaron ensayos de permeabilidad a carga variable y pared flexible sobre muestras estructuradas de las depositaciones de Conejera. Se escogió este método debido a que el suelo estudiado contiene un alto contenido de finos y el hecho de tener una pared ajustada a la probeta analizada, no da el espacio para que el fluido pase entre el suelo y la pared, al contrario de lo que sucede en los ensayos con pared rígida, donde se puede sobreestimar el caudal que pasa a través de la probeta.

Los ensayos se hicieron siguiendo la norma ASTM D5084 en el Laboratorio de Sólidos y Medios Particulados de la Universidad de Chile, con el equipo de la Figura 4.11. Este sistema consiste en una celda contenedora de las probetas, a las que se aplicó un confinamiento efectivo de 0,1 kgf/cm<sup>2</sup> y un tubo milimetrado contenedor de una columna de agua que se hizo pasar a través de la probeta desde su parte inferior, saliendo por la sección superior, posterior a una saturación de 48 horas. Para el cálculo de las permeabilidades se registró la disminución del tubo en intervalos de tiempo medidos con un cronómetro.



**Figura 4.11: Equipo utilizado en ensayos de permeabilidad a carga variable y pared flexible.**

Para la obtención de la permeabilidad, se tallaron dos probetas a partir del estrato superior de la segunda depositación hecha por Conejera, de altura igual a 8,5cm (Zona 1, Figura 4.2). La primera probeta se talló de manera que contuviera la capa de finos superior del estrato y la segunda, sacando esta parte, con el objetivo de estudiar la relevancia de los finos en la conductividad hidráulica del suelo. Las probetas talladas se muestran en la Figura 4.12 y sus características en la Tabla 8.



**Figura 4.12: Probetas para ensayos de permeabilidad: a) Probeta 1, con capa superior de finos y b) Probeta 2, sin capa superior de finos.**

**Tabla 8: Características de las probetas talladas y tubo capilar para ensayos de permeabilidad.**

<b>Característica</b>	<b>Probeta 1</b>	<b>Probeta 2</b>
<b>Diámetro probeta [cm]</b>	5,01	4,98
<b>Sección probeta [cm<sup>2</sup>]</b>	19,71	19,46
<b>Altura probeta [cm]</b>	8,05	5,90
<b>Volumen probeta [cm<sup>3</sup>]</b>	158,69	114,81
<b>Peso material [g]</b>	269,35	217,96
<b>Densidad natural [g/cm<sup>3</sup>]</b>	1,70	1,90
<b>Diámetro tubo capilar [cm]</b>	1,09	
<b>Área tubo capilar [cm<sup>2</sup>]</b>	0,93	
<b>Humedad natural [%]</b>	15,02	
<b>Humedad final [%]</b>	21,81	23,57

La conductividad hidráulica  $k$  se obtiene a partir de una regresión de tipo exponencial para cada ensayo, utilizando la siguiente ecuación (ecuación 3 de la norma ASTM D5084)

$$h_f = h_i \times \exp\left(\frac{-k \times A \times \Delta t}{a \times L_0}\right) [\text{cm}] \quad (32)$$

Dónde

$h_i$  [cm]: Altura inicial de cada ensayo.

$h_f$  [cm]: Altura final de cada ensayo.

$k$  [cm/s]: Permeabilidad del suelo ensayado

$A$  [cm<sup>2</sup>]: Sección probeta ensayada.

$\Delta t$  [s]: Tiempo transcurrido en el ensayo.

$a$  [cm<sup>2</sup>]: Sección tubo contenedor de columna de agua.

$L_0$  [cm]: Altura de probeta ensayada.

Un ejemplo de este ajuste se muestra en la Figura 4.13. Los demás ajustes se adjuntan en el Anexo C y los resultados se muestran en la Tabla 8.

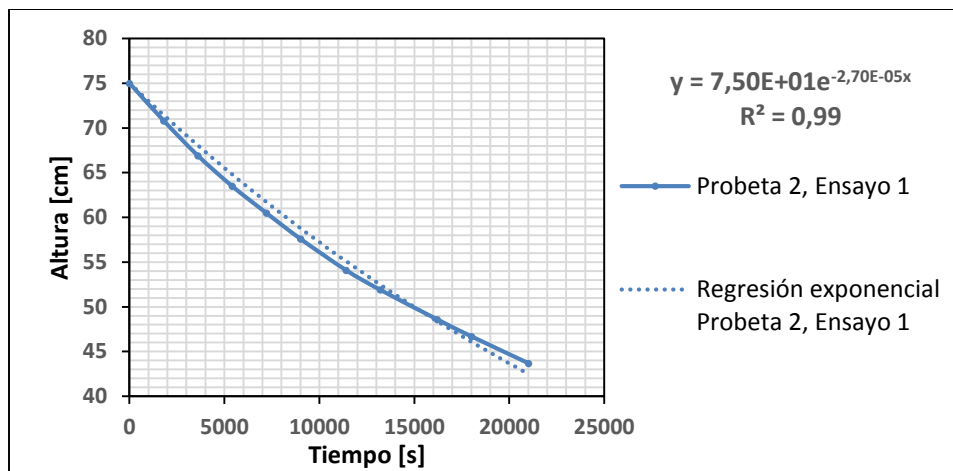


Figura 4.13: Ajuste exponencial para la obtención de permeabilidad a partir de ensayos de permeabilidad a carga variable y pared flexible para el ensayo 1 de la probeta 2.

Tabla 9: Resultados de conductividad hidráulica a partir de método de permeámetro a carga variable y con pared flexible.

Probeta	Ensayo	EXP()	k [m/s]	Promedio por probeta [m/s]	Promedio ensayo permeabilidad [m/s]
1	1	-8,02E-06	3,06E-08	2,52E-08	2,61E-08
	2	-5,19E-06	1,98E-08		
2	1	2,70E-06	7,64E-09	2,70E-08	
	2	1,64E-05	4,64E-08		

#### 4.4. Índice de vacío inicial para asentamientos máximos de soluciones analíticas

Se debió estimar el valor del índice de vacíos inicial para los dos tipos de muestras estudiadas en este trabajo. Para las muestras estructuradas y secadas se calculó el promedio del índice de vacíos inicial para las probetas utilizadas en los ensayos edométricos y de dos muestras más obtenidas de las depositaciones de Conejera (Zonas 1 y 6 de las Figura 4.2 y Figura 4.3 respectivamente). El resumen de las propiedades de todas las probetas se adjunta en la Tabla 10 y una imagen de las últimas dos muestras en la Figura 4.14.

Tabla 10: Resumen de propiedades de probetas utilizadas para cálculo de índice de vacíos inicial.

Propiedad	Probeta 1	Probeta 2	Probeta 3	Probeta 4	Probeta 5	Probeta 6
Densidad húmeda [g/cm <sup>3</sup> ]	1,87	1,83	1,88	1,84	1,92	1,98
Densidad seca [g/cm <sup>3</sup> ]	1,47	1,53	1,59	1,49	1,55	1,70
Humedad natural [%]	26,44	15,36	17,36	13,76	23,32	16,42
Índice de vacíos inicial [-]	0,85	0,78	0,71	0,83	0,76	0,61
Grado compactación Proc. Mod. [%]	71,5	74,5	77,5	72,5	75,6	82,7



Figura 4.14: Muestras talladas para cálculo de índice de vacíos inicial: a) Probeta 5: Obtenida a partir de la muestra de dos ciclos de depositación, capa superior (Zona 1, Figura 4.2) y b) Probeta 6: Obtenida a partir de la muestra de tres ciclos de depositación, capa inferior (Zona 6, Figura 4.3).

El índice de vacíos inicial promedio calculado para las muestras estructuradas secadas es:

$$e_{o1} = 0,76[-]$$

Para las muestras depositadas y normalmente consolidadas se realizó el mismo procedimiento para el cálculo del índice de vacíos inicial, utilizando las propiedades de las probetas expuestas en la Tabla 7. El valor obtenido es de:

$$e_{o2} = 0,91[-]$$

#### 4.4.1. Asentamiento máximo calculado para propiedades de ambos tipos de muestras

Utilizando la fórmula 23 de la sección 3.4.4, se puede obtener el valor de la deformación vertical o asentamiento producido en la columna para los ensayos de aplicación de vacío. Como la fórmula necesita el nivel de tensiones del suelo en el momento en que se desea calcular el asentamiento y esto no se puede realizar en laboratorio, se calculará el valor máximo que se puede alcanzar para el vacío aplicado. Se utilizaron los siguientes parámetros para los dos tipos de muestras estudiadas y el modelo experimental de consolidación por vacío (capítulo 5):

Tabla 11: Parámetros utilizados para el cálculo de asentamientos en ensayos con aplicación de vacío.

Parámetros	Muestras estructuradas y secadas	Muestras depositadas NC.
H [cm]	65	
Cc [-]	0,129	0,062
e <sub>o</sub> [-]	0,91	0,76
Y <sub>sat</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	17,37	
Y <sub>w</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	9,8	
ΔP [kPa]	0,57	
<b>NOTA: Los parámetros Cc se obtienen en la sección 6.2</b>		

El cálculo de asentamiento total calculado para los parámetros de rigidez de las muestras estructuradas y secadas para una aplicación de vacío de -80 kPa es:

$$\rho_{11}(P_o = -80\text{kPa}) = 3,5[\text{cm}]$$

Con los parámetros de las muestras depositadas normalmente consolidadas se obtiene análogamente:

$$\rho_{22}(P_o = -80\text{kPa}) = 6,7[\text{cm}]$$

#### 4.5. Pendiente de línea de estado último (M)

Como se menciona en la sección 3.5, uno de los parámetros necesarios para la modelación en MCCM, es la pendiente de la línea de estado último para el espacio q vs. p', la que se utiliza para calcular el coeficiente de empuje lateral k<sub>o</sub> por las propiedades del

MCCM y que es solicitado como input en el software Abaqus para este modelo constitutivo.

Para obtener este valor, se utilizó la información de Conejera (2016) de los valores  $p'$  y  $q'$  últimos que obtuvo en triaxiales CIU a partir de 4 probetas talladas de los ensayos de 2 ciclos de depositación, 4 probetas de los ensayos de 3 ciclos de depositación y de 4 probetas remoldeadas. Estos resultados se graficaron y se ajustó una regresión lineal, con la que se aproximó la pendiente  $M$  (Figura 4.15), obteniéndose  $M = 1,41$ . Se utilizará este parámetro para los dos tipos de muestras.

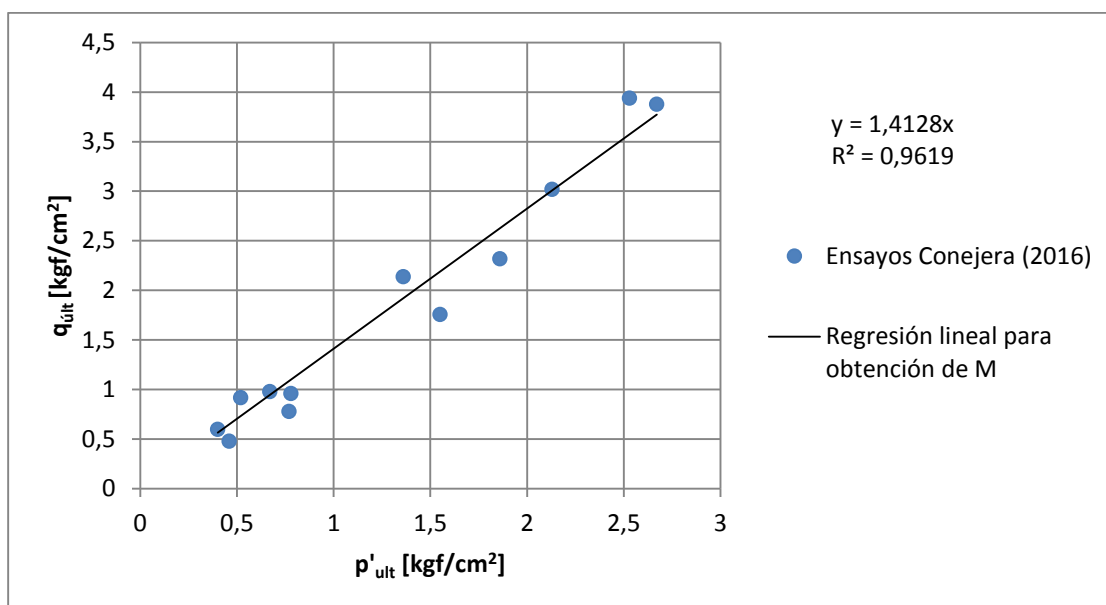
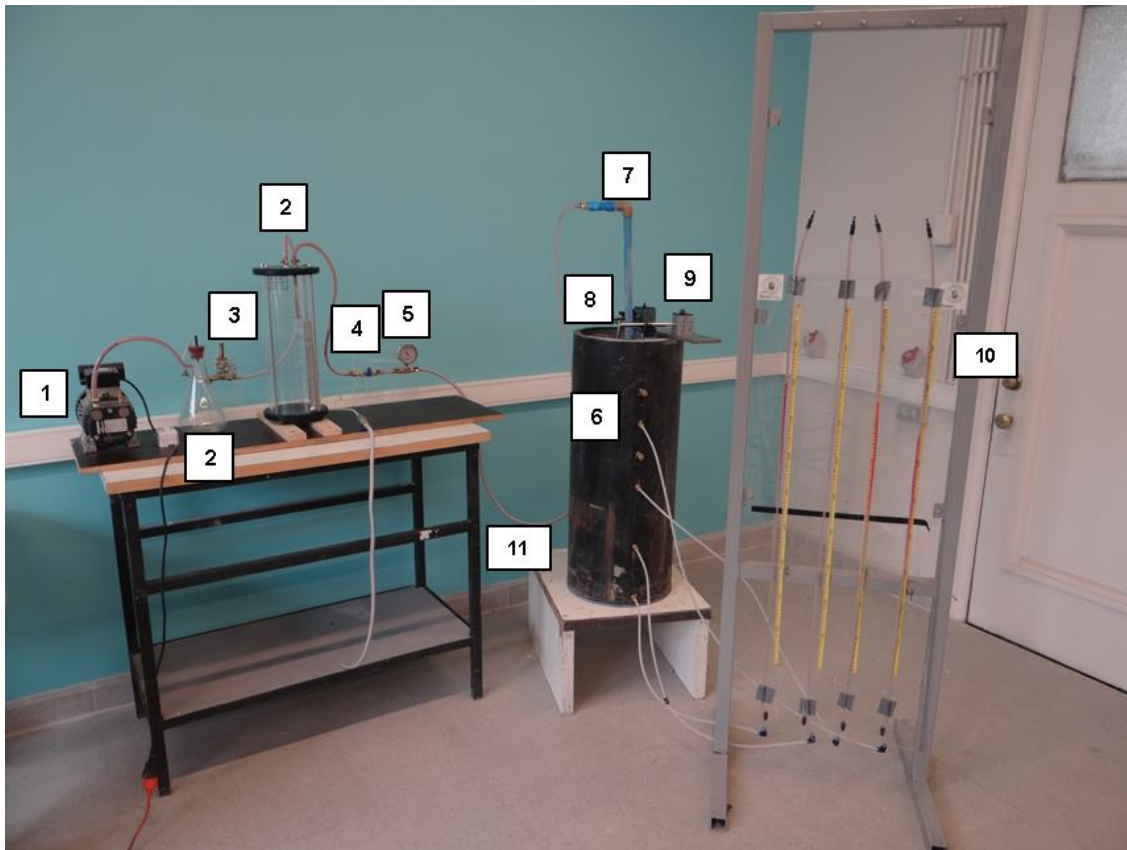


Figura 4.15:  $q'_{ult}$  vs.  $p'_{ult}$  para ensayos de Conejera (2016) y aproximación de variable  $M$  por medio del trazado de regresión lineal.

## 5. MODELO EXPERIMENTAL DE CONSOLIDACIÓN POR VACÍO

### 5.1. Elementos y especificaciones del modelo experimental

Se elaboró un modelo experimental para llevar a cabo ensayos de consolidación con aplicación de vacío. El sistema que se creó se muestra en la Figura 5.1 y se detalla a continuación.



**Figura 5.1: Equipo experimental para la aplicación de consolidación por vacío. En la imagen se muestra: 1) Bomba de vacío, 2) Trampas de agua, 3) Válvula reguladora de vacío, 4) Válvula selladora de vacío, 5) Vacuómetro, 6) Contenedor cilíndrico de suelo depositado, 7) dren, 8) Tapa hermética superior, 9) Diales, 10) Panel piezométrico y 11) Mangueras reforzadas con tejido de fibras flexibles.**

1) Bomba de vacío (Figura 5.2a)

Se adquirió una bomba generadora de vacío con las siguientes especificaciones técnicas:



**Tabla 12: Características bomba de vacío utilizada en modelo experimental (Catalogo Busch Miniseco SV/SD 1002-1006B)**

Marca	BUSCH
Modelo	SV 1006 B
Vacío máximo	-85
Caudal [m <sup>3</sup> /h]	6
Tipo de bomba	De paletas secas

Respecto al vacío máximo, se buscó una bomba que lograra al menos los -80 kPa de vacío máximo, debido a que según la literatura técnica, este valor es el mayor alcanzado en terreno. Respecto a este parámetro, la bomba cumplía con lo requerido.

El parámetro de caudal no fue relevante para la elección de la bomba debido a que esta variable sólo controla la rapidez con la que se puede generar el vacío máximo especificado por la bomba en el volumen que se requiera. El valor comercial más bajo que se encontró (que cumpliera con la condición de vacío máximo) fue de 2m<sup>3</sup>/h para este parámetro y tenía la capacidad de lograr el vacío máximo en el contenedor del relave en menos de 3 minutos, por lo que se consideró razonable y por lo que se decidió que cualquier valor mayor o igual a este sería suficiente para los objetivos de este ensayo.

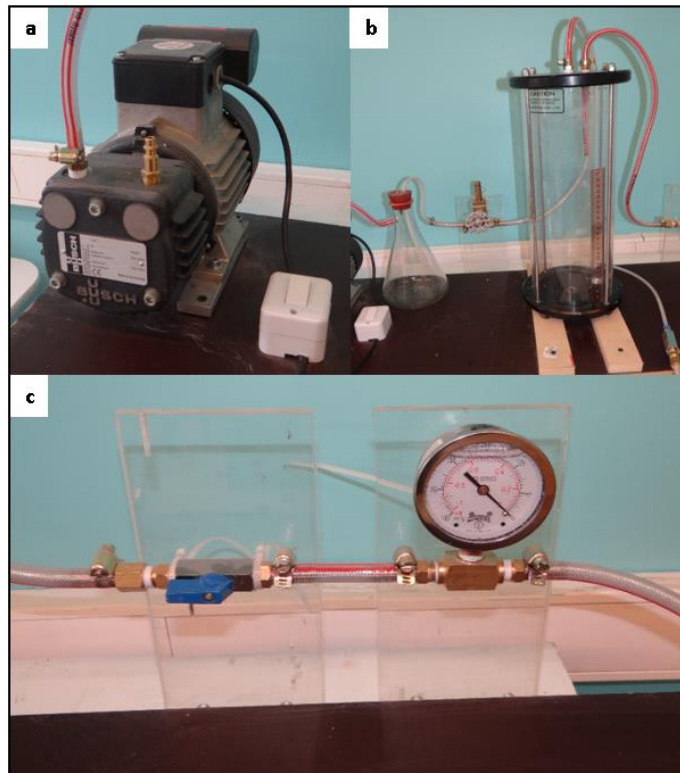
El tipo de bomba de vacío fue importante debido a que en este ensayo se succionaría agua desde los intersticios del suelo. No se encontró una bomba que permitiera esto, por lo que se tomaron las medidas pertinentes en el modelo para cuidar la integridad del equipo.

Comercialmente se encontraron tres tipos de bombas de vacío que cumplieran con los requisitos ya descritos: i) Tipo “Anillo Líquido”: Utilizan agua para comprimir el aire y generar vacío. No permiten la entrada de líquidos en el sistema, ii) Tipo “Paletas lubricadas”: Estas bombas funcionan en base a paletas lubricadas con aceite y no permiten la entrada de agentes externos como agua ya que al mezclarse con el aceite, este puede reaccionar y malograr el sistema generador de vacío y iii) Tipo “Paletas secas”: Son bombas que funcionan en base a paletas de grafito y no permiten la entrada de agua ya que su funcionamiento es en seco.

## 2) Trampas de agua (Figura 5.2b)

Como la bomba adquirida fue del tercer tipo y no aceptaba la entrada de fluidos en el sistema, se debió elaborar un sistema que contuviera el agua extraída del relave de manera que la bomba permaneciera seca y en buen estado. Se utilizaron dos elementos para lograr este objetivo, un contenedor cilíndrico hermético de 15cm de diámetro y 40cm de altura, al que se le conectó una salida desde la tapa superior hacia el contenedor del suelo depositado y otra hacia la bomba de manera que el vacío generado se transmitiera a través de todo el sistema y el agua extraída del relave se recolectara en este recipiente. Este elemento tenía un sistema de descarga en la tapa inferior, para poder descargar el fluido recolectado si alcanzaba su capacidad máxima.

A modo de brindar mayor seguridad y asegurar la integridad de la bomba, se agregó al sistema un matraz con dos salidas en su parte superior, para conseguir el mismo objetivo que la trampa anterior. Este se conectó entre la bomba y la trampa cilíndrica, para contener el fluido que pudiera pasar a través de la primera trampa.



**Figura 5.2:** a) Bomba generadora de vacío marca BUSCH, modelo SV 1006 B, b) Trampas de agua y válvula reguladora de vacío y c) Válvula selladora y vacuómetro.

### 3) Válvula reguladora de vacío (Figura 5.2b)

Se conectó esta válvula de globo al sistema con el objetivo de poder regular el vacío que se ejercía sobre el suelo. Esta funcionó regulando el aire que entraba al sistema.

### 4) Válvula selladora (Figura 5.2c)

Esta válvula de bola se conectó entre la trampa de agua cilíndrica y el contenedor del suelo depositado, con el propósito de sellar el suelo con la magnitud de vacío que se deseara y dar la oportunidad de descargar el agua recolectada en la trampa cilíndrica para lo que se necesitaba estar exenta de vacío. Cabe destacar que cuando fue requerida, esta válvula no cumplió su función, debido a que no logró mantener un nivel de vacío constante sin el funcionamiento de la bomba.

### 5) Vacuómetro (Figura 5.2c)

Este medidor de vacío se instaló previo a la conexión con la probeta. El objetivo de su instalación es poder registrar la magnitud de vacío que se aplicaba

### 6) Contenedor cilíndrico de suelo depositado (Figura 5.3a)

Se utilizó una tubería industrial de altas presiones de 1,5cm de espesor, 32cm de diámetro y 85cm de altura como contenedor del suelo depositado. Se selló con una tapa inferior y se realizaron 4 orificios por un lado para conectar los piezómetros que se utilizarían para registrar la presión de poros del suelo.

### 7) Dren (Figura 5.3b)

Se elaboró un dren con un tubo de PVC de 25mm de diámetro interior y largo de 145cm. Con el propósito de distribuir el vacío a través del suelo desde el centro hasta los bordes de la tubería se realizaron orificios hasta la altura de 60cm del PVC, como se muestra en la Figura 5.3. Para evitar que el sistema succionara partículas del suelo, se revistió la sección perforada con papel filtro.



**Figura 5.3: Contenedor cilíndrico de suelo depositado y dren utilizado para transmitir la succión en la profundidad de la columna de relaves.**

8) Tapa hermética superior (Figura 5.4)

La tapa de la tubería vertical consistió en una madera circular de 30 cm de diámetro a la que se acoplaron 4 piezas de acero de 1 kg cada una para asegurar que la tapa se moviese en conjunto con el suelo y se le perforó en el medio de manera que el dren pudiese pasar a través de esta tapa. Para lograr el hermetismo en el suelo se adjuntó a esta tapa una bolsa de polietileno que se adhería al dren y a los bordes de la tubería dejando holgura para permitir la deformación vertical del suelo.

9) Diales (Figura 5.4)

Se utilizaron dos diales con precisión al 0,01mm para registrar la deformación vertical del suelo. Es importante destacar que la tapa no se movió completamente horizontal, por lo que se utilizará el promedio de estos dos diales para definir el asentamiento total del suelo.



**Figura 5.4: Tapa hermética superior e instalación de diales para registrar deformación vertical e  
Instalación de piezómetros al interior del contenedor.**

#### 10) Panel piezométrico (Figura 5.5)

Se elaboraron piezómetros con tubos de polietileno de diámetro interior de  $\frac{1}{4}$ " los que se hicieron llegar en un extremo a las cercanías del drén (o del centro del contenedor del relave) y los que atravesaban la tubería, con las conexiones necesarias para que el sistema siguiese en condiciones herméticas. A este extremo de los tubos se hizo un corte longitudinal con el propósito de que el agua tuviese una mayor superficie para entrar y se forraron con papel filtro (Figura 5.4). El otro extremo se conectó al panel piezométrico milimetrado para registrar la presión de poros. Se instalaron 4 piezómetros a alturas de 3cm, 20cm, 40cm y 60cm, como se muestra en la Figura 5.3.



**Figura 5.5: Panel piezométrico utilizado para registrar la presión de poros.**

#### 11) Manguera reforzada con tejido de fibras flexibles

Para conectar todos los elementos del sistema de vacío se utilizó una manguera reforzada con tejido de fibras flexibles para asegurar que no se deformara ante la aplicación de vacío.

Diversos autores han utilizado modelos experimentales para simular la aplicación de vacío en terreno y registrar la información de deformación vertical y presión de poros. La mayoría utiliza consolidómetros o celdas cilíndricas a gran escala hechos de PVC, acero y otros materiales, con drenaje radial a través de un PVD instalado en el eje central, lo que se conecta a bombas o generadores de vacío en la parte superior para transmitir la succión (Indraratna et al. 2004, Chai et al. 2007, Saowapakpiboon et al. 2010, Saowapakpiboon et al. 2011, Geng et al. 2012). Otro aparato que se utiliza es el edómetro múltiple Maruto (Chai et al. 2005, Chai et al. 2009), que consiste en celdas individuales conectadas entre sí por tuberías, que simulan capas de suelos distintos. Generalmente, estos modelos experimentales pueden soportar cargas verticales y de succión, para simular la combinación de sobrecarga, vacío o ambas a la vez.

## 5.2. Depositación de la pulpa

La depositación del material se realizó como pulpa con una concentración en peso de los sólidos de 69%, vertiendo 5 baldes consecutivamente: cuatro baldes de 26 kilos y uno de 7 kilos, de manera de lograr una mezcla lo más homogénea posible. Se alcanzó una altura de 80 cm de pulpa, lo que se dejó depositar por 2 días logrando una columna de suelo saturado de 65 cm y una película de agua de 15 cm, la que se retiró para la posterior colocación de la tapa y sellado del contenedor.

Todos los cálculos para lograr esta columna de relave saturado se realizaron apoyándose en las deformaciones obtenidas por Conejera (2016) en sus ensayos de depositación. El resumen de las depositaciones se adjunta en la Tabla 13.

Tabla 13: Resumen de depositaciones para ensayos de consolidación por vacío.

Depositación N°	Altura capa [cm]	Altura acumulada [cm]	Tiempo para estabilizar	Altura final relave saturado [cm]	Altura final pulpa [cm]
1	18,7	18,7	2 días	65	80,1
2	18,7	37,5			
3	18,7	56,2			
4	18,7	75,0			
5	5,2	80,1			

## 5.3. Ensayos de consolidación por vacío

Se realizaron tres ensayos de consolidación por vacío con una duración entre 7 y 8 horas, alcanzando un vacío máximo de -80 kPa, aumentando la succión por medio de la válvula del modelo experimental a una tasa de -20 kPa cada 10 minutos, iniciando con -20 kPa y alcanzando el máximo a los 30 minutos de manera que la aplicación de la carga fuese suave, evitando problemas de convergencia en la etapa de modelación. Los ensayos debieron ser interrumpidos para descargar la trampa de agua cilíndrica al alcanzar su máxima capacidad. También se realizó un ensayo con un vacío máximo de -60 kPa, alcanzado a la misma tasa de los ensayos anteriores y siguiendo su misma metodología. A lo largo de los ensayos se registraron las presiones de poros en los 4 piezómetros, la deformación vertical, el vacío aplicado y la cantidad de agua retenida en la trampa de agua cilíndrica.

## **6. MODELAMIENTO NUMÉRICO CON ELEMENTOS FINITOS**

### **6.1. Software Abaqus de Elementos Finitos**

Abaqus 6.13 es un software de simulación desarrollado por Dassault Systems, basado en el Método de Elementos Finitos, que posee la ventaja de tener una amplia variedad en su librería de elementos y materiales (Britto 2010), lo que permite modelar prácticamente cualquier tipo de geometría y modelo. Para el interés de la ingeniería geotécnica permite simular el comportamiento de materiales como suelos y roca, en análisis estructurales, es decir, de deformación y tensión como también en otro tipo de problemas, como transferencia de calor, difusión de masa, de dinámica de fluidos, termoeléctricos entre otros (Roman 2013).

En este trabajo se utilizará este software para realizar la simulación de los ensayos de laboratorio con aplicación de vacío, en suelos de relave integral del tranque de Ovejería, con un modelo constitutivo Cam-Clay Modificado. En las siguientes secciones se explica la obtención de los parámetros necesarios para la modelación.

Se realizarán estudios sobre dos tipos de muestras: talladas a partir de las depositaciones de Conejera y depositadas como pulpa en laboratorio con un  $C_p=69\%$ , al igual que en los ensayos de consolidación por vacío.

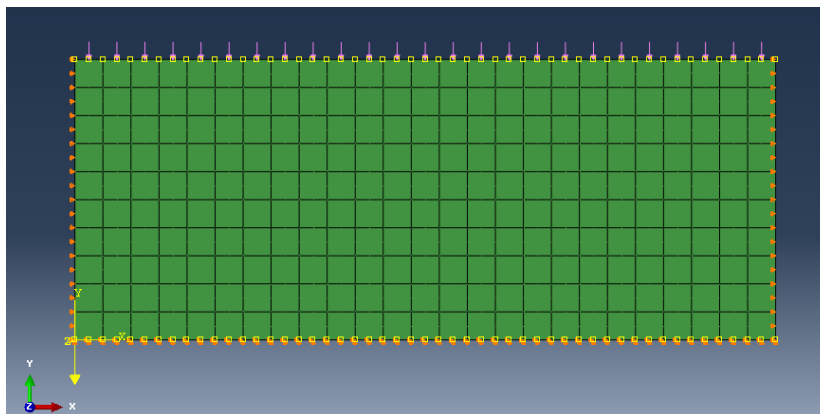
Esto tiene el objetivo de estudiar dos posibles estados del suelo en los tranques de relave. De la primera forma, se simula un suelo afectado por el clima, secado por el calor, lo que genera efectos de preconsolidación al evaporarse el agua de la muestra, lo que se puede dar en las zonas menos húmedas y superficiales de un tranque. De la segunda forma, se representa un suelo depositado y dejado sedimentar, sin efectos externos más que la consolidación por peso propio, generando niveles bajos o nulos de preconsolidación. Ejemplo de este tipo de zonas es la “laguna de aguas claras”, que consiste en una poza de agua alejada del muro de contención, formada por la decantación del relave luego de su depositación.

### **6.2. Modelamiento numérico de ensayos de consolidación**

Tanto para la calibración de los parámetros de compresibilidad y de conductividad hidráulica, se necesita modelar la experiencia de un ensayo de consolidación, para lo que



se utiliza el software Abaqus, de Elementos Finitos. Se elaboró un modelo de las probetas utilizadas para estos ensayos, de geometría 2D, como un rectángulo de lados 2 cm y 5 cm, correspondientes a las longitudes de altura y diámetro. Los elementos vienen dados por el mallado utilizado, que se elaboró cada 2mm (Figura 6.1). Los elementos utilizados fueron del tipo CPE8RP, que se usan para modelos 2D, están compuestos por 8 nodos, bicuadráticos para el cálculo de desplazamiento y bilineales para el cálculo de presión de poros.



**Figura 6.1: Conjunto de elementos 2D correspondientes al modelo físico de una probeta de ensayos edométricos.**

Para hacer funcionar un modelo, se debe ingresar la geometría y las propiedades pertinentes del material de lo que se va a simular. Luego, se definen los pasos, que son etapas con una determinada duración donde se crean las condiciones iniciales, de borde, cargas y lo que se desee simular. A continuación se especifican las propiedades y pasos utilizados en el problema.

### **6.2.1. Propiedades del material utilizado**

Las propiedades que se dan al material para simular su comportamiento en el consolidómetro son las siguientes:

- I. **Permeabilidad:** Esta propiedad se deja fija para la calibración de los parámetros de compresibilidad. Lo único que hay que asegurar es que con la permeabilidad escogida, se logre estabilizar la deformación o índice de vacíos en la probeta. Para la calibración de la conductividad hidráulica, este es el parámetro que se varía para lograr el ajuste.

II. **Densidad:** La densidad solicitada por el programa es la densidad seca, que se obtiene a partir de las propiedades obtenidas de las probetas en laboratorio (Tabla 5 y Tabla 7).

III. **Plasticidad y elasticidad de material poroso:** Para dar la propiedad de plasticidad y de elasticidad a un material poroso, se introducen los parámetros  $M$ ,  $N$ ,  $\lambda$  y  $\kappa$ , donde la pendiente de estado último se obtiene de la sección 4.5. Los demás parámetros se obtienen por medio de calibraciones que se explican más adelante.

### 6.2.2. Paso inicial

En el paso inicial del programa se definen las condiciones de borde y las condiciones o estados iniciales que se deben precisar en un problema geotécnico para este software. Este paso no tiene tiempo de duración, debido a que corresponde a un tiempo “cero”.

Las condiciones de borde definidas en esta etapa son 5, los primeros 3 corresponden al tipo Desplazamiento/Rotación y los últimos dos al tipo Presión de poros:

**Tabla 14: Condiciones de borde aplicadas en paso inicial del modelo numérico de ensayos edométricos.**

Condición de borde	Lugar de aplicación	Condición
1	Costado izquierdo	Desplazamiento horizontal nulo
2	Costado derecho	Desplazamiento horizontal nulo
3	Superficie inferior probeta	Desplazamiento horizontal y vertical nulos
4	Superficie superior probeta	Presión de poro nula
5	Superficie inferior probeta	Presión de poro nula

Las condiciones de borde 4 y 5 se introducen debido a que en los consolidómetros existe doble drenaje a partir de piedras prosas y papel filtro.

Las condiciones iniciales definidas en esta etapa son las siguientes:

### **I. Índice de vacíos inicial**

Para definir el índice de vacíos, se utilizará la ecuación 30 de la sección 3.5. Con esta curva el modelo Cam-Clay Modificado entrega un valor de índice de vacíos para cada nivel de tensiones medias ( $p$ ), por lo que se deben calcular las presiones ejercidas por el peso propio del suelo. Es necesario mencionar que en la superficie superior del modelo de la probeta se debió crear una tensión ficticia, debido a que la fórmula utilizada trabaja con el logaritmo natural de la tensión media, por lo que al ser nula en esa zona, la ecuación se indetermina. Se obtiene también una distribución lineal de índice de vacíos inicial a lo largo de la columna y los extremos obtenidos en función de la altura para cada ensayo.

### **II. Presiones de poros iniciales**

Las presiones de poros iniciales corresponden a una distribución lineal de presión hidrostática y se introducen los extremos de esta distribución, es decir la presión de poros en la superficie y en el fondo de la probeta.

### **III. Tensiones efectivas iniciales**

El perfil lineal de tensiones efectivas iniciales se calculó como la disminución de la tensión normal vertical por la tensión resistida por el agua o presión de poros, más la tensión ficticia creada en la primera condición de borde. También se entregan los extremos para estas tensiones.

#### **6.2.3. Paso geostático**

En los problemas geotécnicos se debe definir un paso posterior al inicial para agregar el efecto de la gravedad al modelo. En este paso el software realiza un análisis interno para asegurar que el sistema se encuentra en equilibrio previo al trabajo que se desee realizar. Además, en este paso se agrega la carga ficticia para lograr que las propiedades del

suelo concuerden y no haya divergencia entre lo calculado por el programa y lo definido en las condiciones iniciales.

#### **6.2.4. Pasos para aplicación de cargas**

En estos pasos se introduce la carga vertical aplicada en los ensayos edométricos y la duración del paso se define como el tiempo en que fue aplicada la carga en laboratorio hasta estabilizarse. En la Figura 6.1 se destaca con flechas color morado una presión distribuida sobre la superficie superior de la probeta correspondiente a alguna de las etapas de carga de los ensayos edométricos.

### **6.3. Calibración de parámetros de compresibilidad**

Tres de los parámetros necesarios para modelar el ensayo con aplicación de vacío con MCCM son  $\kappa$ ,  $\lambda$  y  $N$  que representan la compresibilidad del material bajo comportamientos elásticos y plásticos. Estas variables, como se muestra en la Figura 3.13, definen las curvas de carga y descarga en el espacio  $e$  vs.  $p'$ .

#### **6.3.1. Calibración de parámetros de compresibilidad para muestras estructuradas y secadas**

La calibración se llevó a cabo con el software Abaqus, modelando los ensayos edométricos con las características y dimensiones de las probetas, con la magnitud y duración de cada etapa de carga y descarga. El suelo de las probetas se modeló con Cam-Clay Modificado, variando los parámetros de  $N$ ,  $\lambda$  y  $\kappa$ , hasta ajustarse a los resultados obtenidos en laboratorio. Para lo anterior, se compararon los resultados de índice de vacíos final para cada etapa de carga y descarga para todas las probetas, utilizando en el eje de las ordenadas la variable deformación normalizada. Lo anterior, con el objetivo de que los resultados de laboratorio se acoplaran y se pudiese ajustar con mayor precisión la curva obtenida con el software.

La primera calibración se realizó utilizando toda la información de los ensayos, es decir, con tensiones verticales hasta  $8 \text{ kgf/cm}^2$ , donde se destaca la precisión con la que se ajustó la pendiente de descarga y la variación de los resultados de la probeta 2 con respecto a las otras, por lo que no se consideró para este procedimiento. Esta variación

se asocia a que al estar en la interfaz de dos capas, concentra un alto contenido de finos, generando una mayor compresibilidad en la probeta.

La pendiente de carga no se ajustó con mucha precisión, por lo que se consideró realizar una segunda calibración siguiendo el mismo procedimiento que la primera, pero en un rango de tensiones más adecuadas respecto a lo que se enfrentaría en el modelo de laboratorio con carga de vacío (entre 0 kPa y 80 kPa aproximadamente). Respecto al parámetro  $\kappa$ , se considera una buena aproximación inicial el valor obtenido en la primera calibración.

La segunda calibración se realizó en un rango de tensiones entre 0,1 kgf/cm<sup>2</sup> y 1 kgf/cm<sup>2</sup>, obteniendo los parámetros calibrados para la curva de carga. Los resultados de las calibraciones se muestran en las Figura 6.2 y Figura 6.3. Los parámetros de compresibilidad introducidos en el programa para ambas calibraciones y que se utilizarán para la modelación de los ensayos de consolidación por vacío son:

$$N=0,81[-] \quad , \quad \lambda=0,028[-] \quad , \quad \kappa=0,02[-]$$

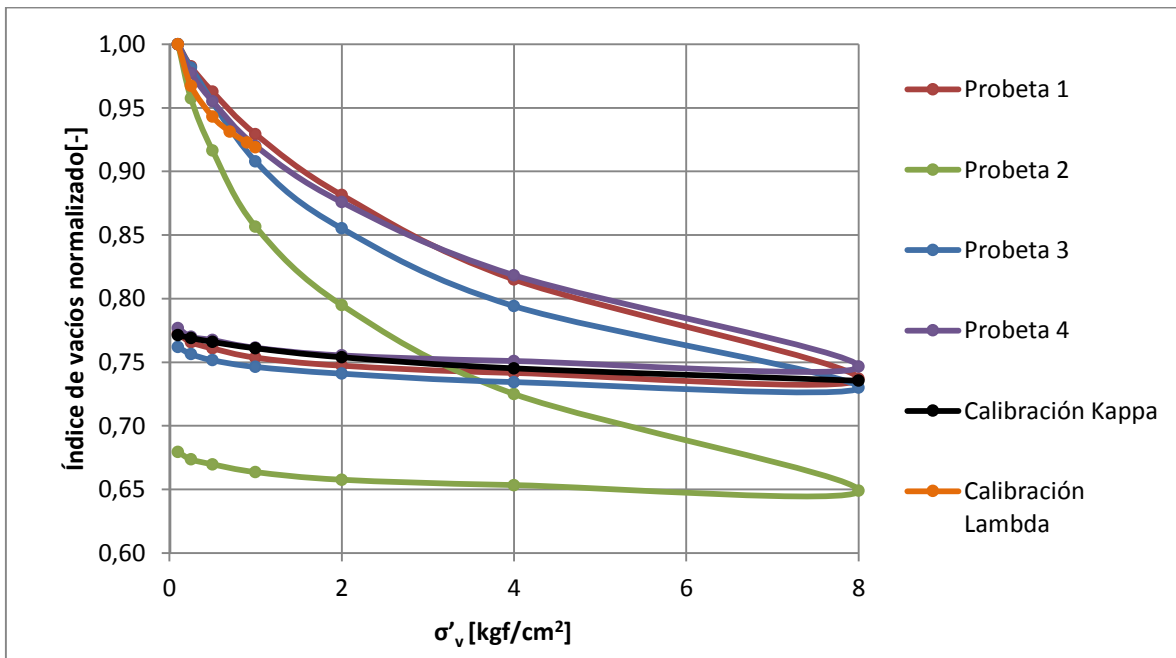


Figura 6.2: Calibración de parámetros de compresibilidad en escala normal.

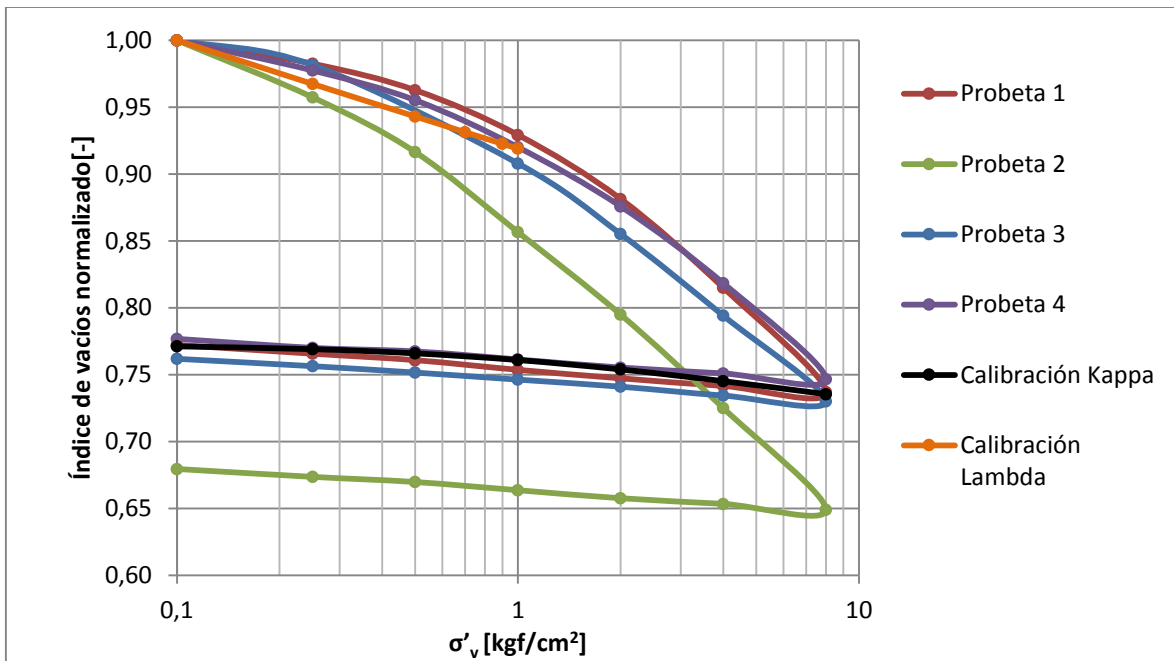


Figura 6.3: Calibración de parámetros de compresibilidad en escala semilogarítmica.

Con el objetivo de calcular posteriormente el asentamiento, es necesario obtener la pendiente de la carga en el espacio  $e$  vs.  $\log(\sigma'_v)$  calculado con Abaqus, lo que se realiza con la herramienta de regresión lineal y se muestra en la Figura 6.4.

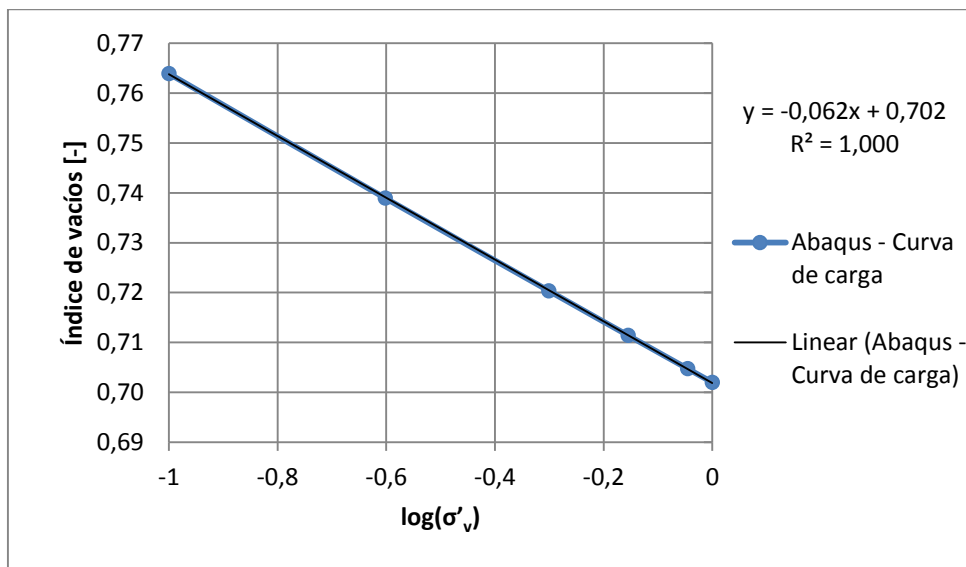


Figura 6.4: Cálculo de pendiente de carga modelado con Abaqus a partir de ensayos edométricos.

De lo que se obtiene un valor de la pendiente en cuestión:

$$C_c = 0,062[-]$$

### 6.3.2. Calibración de parámetros de compresibilidad para muestras depositadas y normalmente consolidadas

La calibración se realizó siguiendo la misma metodología que en el caso anterior, pero bastó con realizar solo una y en todo el rango de cargas debido a que las curva de la modelación se ajustó notablemente. En los siguientes gráficos se muestran las curvas de índice de vacíos normalizado vs. tensión vertical en escala normal y semilogarítmica, que se utilizaron para seleccionar los parámetros de compresibilidad. Se destaca la curva de la probeta 4, la que sufre una clara discordancia en la tensión 0,25 kgf/cm<sup>2</sup> lo que se asocia con problemas al cargar el consolidómetro en esta etapa. Los resultados de los parámetros de compresibilidad para esta calibración son los siguientes:

$$N=0,85 [-] \quad , \quad \lambda=0,06 [-] \quad , \quad \kappa=0,015 [-]$$

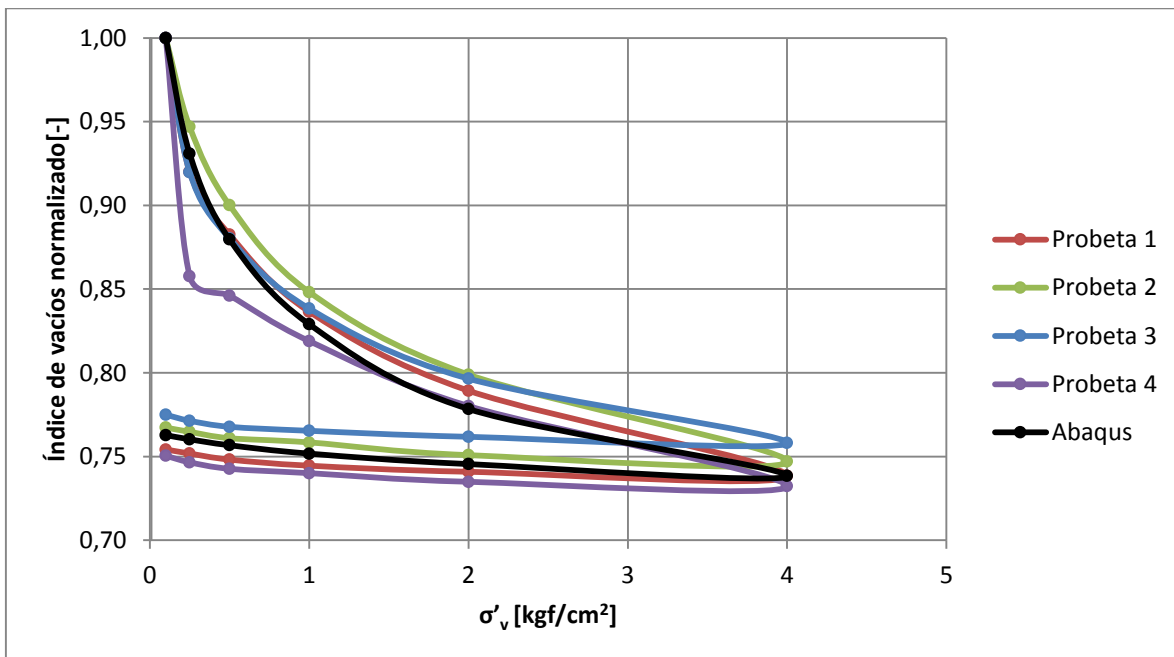


Figura 6.5: Calibración de parámetros de compresibilidad en escala normal.

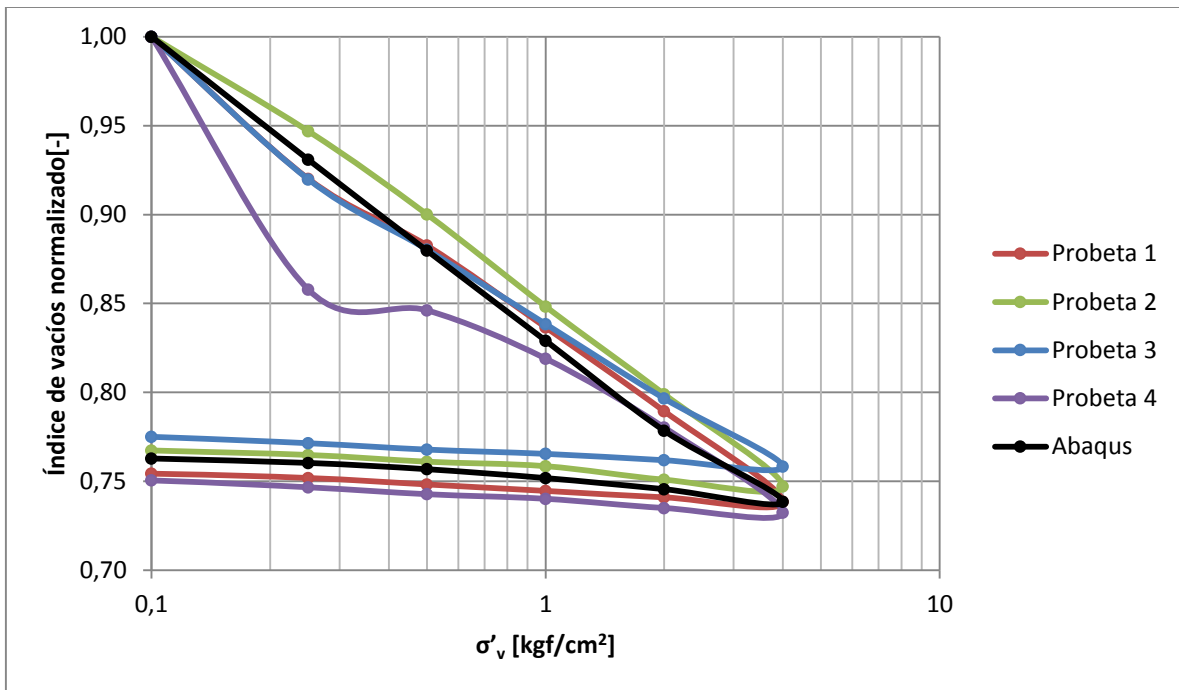


Figura 6.6: Calibración de parámetros de compresibilidad en escala semilogarítmica.

La curva  $C_c$  se calculó de la misma forma que en el caso anterior obteniendo un valor de:

$$C_c = 0,129[-]$$

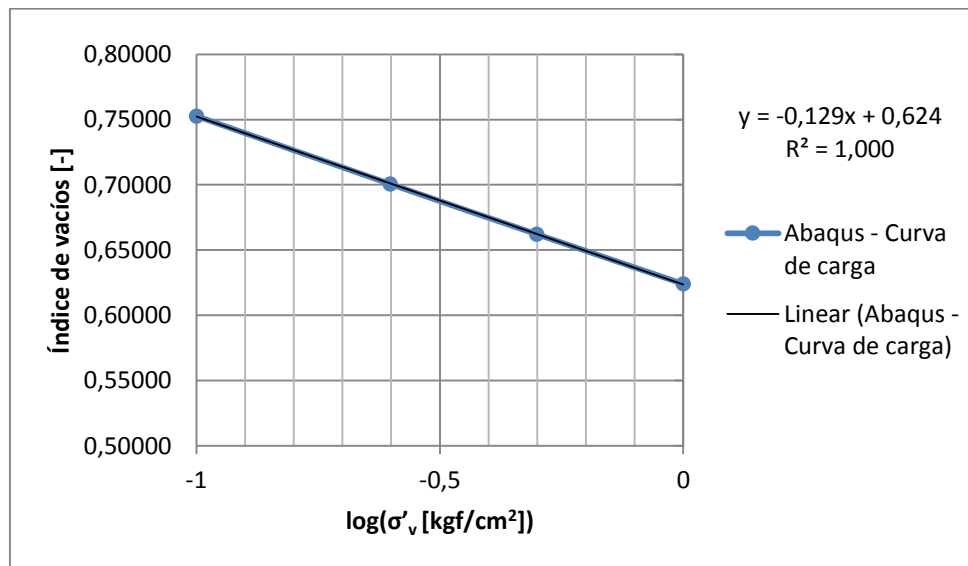


Figura 6.7: Cálculo de pendiente de carga modelado con Abaqus a partir de ensayos edométricos.



## **6.4. Calibración de la permeabilidad**

En la sección anterior se realizó la calibración para controlar la magnitud de la deformación final o índice de vacíos final, según la tensión aplicada en el suelo en estudio. En este capítulo se realizará una calibración para poder simular el progreso de la consolidación en el tiempo en el modelo numérico.

La calibración se realizó para cada ensayo edométrico de laboratorio y para cada etapa de carga hasta  $1 \text{ kgf/cm}^2$ , en base a modelos numéricos representativos de los mismos ensayos.

La metodología que se siguió fue que para cada etapa de carga de las 4 probetas, se comparó cada punto de lectura registrado en laboratorio con los obtenidos a partir de los modelos con distintas permeabilidades. El criterio para la elección de la conductividad hidráulica, fue utilizar el valor para este parámetro que redujera el error cuadrático medio a través de la comparación de las curvas de laboratorio y las modeladas por Abaqus para el espacio de deformación normalizada vs. tiempo. Se utilizó la deformación normalizada, de manera que coincidiera tanto el valor inicial como el final de cada curva y se comparara la evolución de la consolidación del suelo en función del tiempo.

### **6.4.1. Calibración para muestras estructuradas y secadas**

En la Figura 6.8, se muestran los resultados obtenidos para la modelación con distintas permeabilidades, en la etapa de carga de  $0,1 \text{ kgf/cm}^2$  de tensión vertical aplicada en la probeta 2. Es necesario comentar que esta fue la única probeta en que se necesitó modelar con un valor de permeabilidad mayor a  $5 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ , debido a que el error cuadrático medio se minimizó para este valor, por lo que se realizó una simulación más para identificar si era el mínimo real y el error no disminuía aún más para permeabilidades mayores.

En la Figura 6.9 se puede observar la variación del error cuadrático medio para todas las probetas talladas según las permeabilidades modeladas. En la Tabla 15 se muestra el resumen de los valores que minimizaron el error cuadrático medio y el promedio de todos ellos, que finalmente será utilizado para un extremo del rango de la permeabilidad del suelo estudiado de forma aproximada, siendo el otro extremo el valor obtenido en laboratorio a partir de ensayos de permeámetro de carga variable y pared flexible.

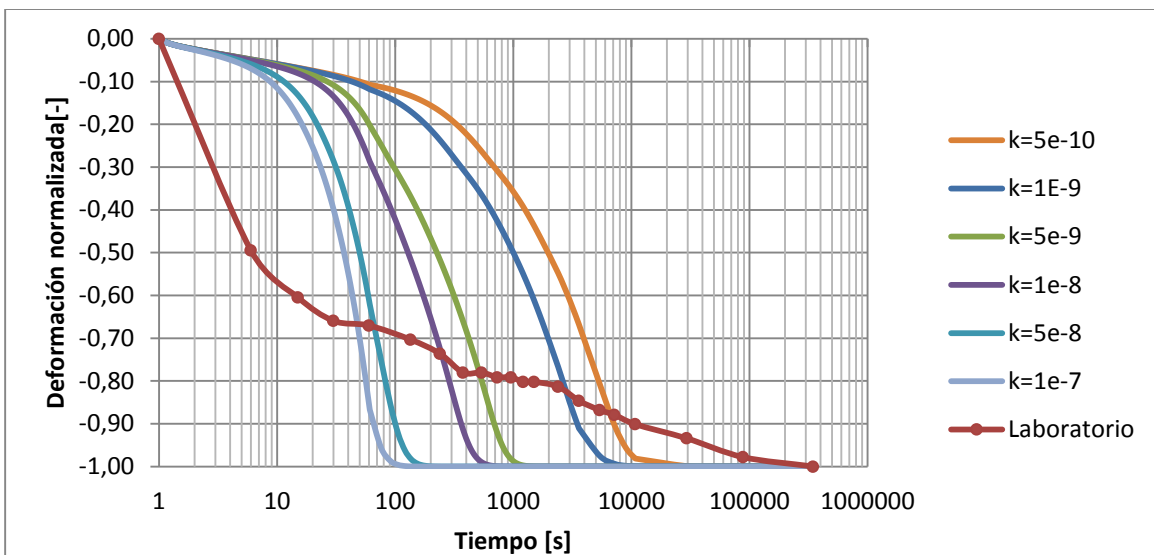


Figura 6.8: Comparación de resultados para distintas permeabilidades con valores obtenidos en laboratorio para probeta 2, tensión vertical de 0,1 kgf/cm<sup>2</sup>, en escala semilogarítmica.

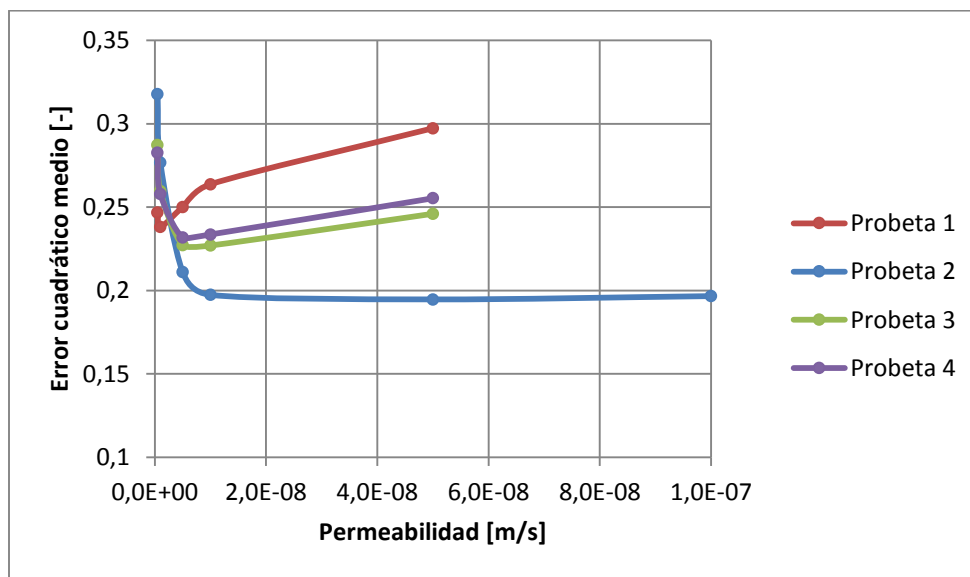


Figura 6.9: Error cuadrático medio vs. permeabilidad para las 4 probetas talladas.

Tabla 15: Valores de permeabilidad con menor error cuadrático medio para cada probeta tallada.

Probeta	Permeabilidad [m/s]
1	1,0E-09
2	5,0E-08
3	1,0E-08
4	5,0E-09
<b>Promedio</b>	<b>1,7E-08</b>

Si bien, no se logró ajustar las curvas de laboratorio con las del modelo numérico con gran precisión, se decidió por seguir con esta metodología para la calibración de la permeabilidad, ya que el reducir el error cuadrático medio entre las curvas brinda finalmente la curva con menos variación respecto a la de laboratorio.

Finalmente, este valor se promedió con el valor calculado a partir de los ensayos de permeabilidad a carga variable y pared flexible obteniendo un valor final de permeabilidad de  $2,11 \times 10^{-8}$  m/s. Para el modelamiento numérico del modelo experimental se utilizará un valor de  $2 \times 10^{-8}$  m/s.

#### 6.4.2. Calibración para muestras depositadas normalmente consolidadas

Se realizó la misma metodología para la calibración de la permeabilidad que en la sección 6.4.1 para las probetas talladas. Como ejemplo se muestra en la Figura 6.10 la comparación de las curvas modeladas con distintas permeabilidades y las obtenidas a partir de los registros en laboratorio. En la Figura 6.11 se puede observar el gráfico de error cuadrático medio obtenido para la modelación con distintas permeabilidades, para cada probeta.

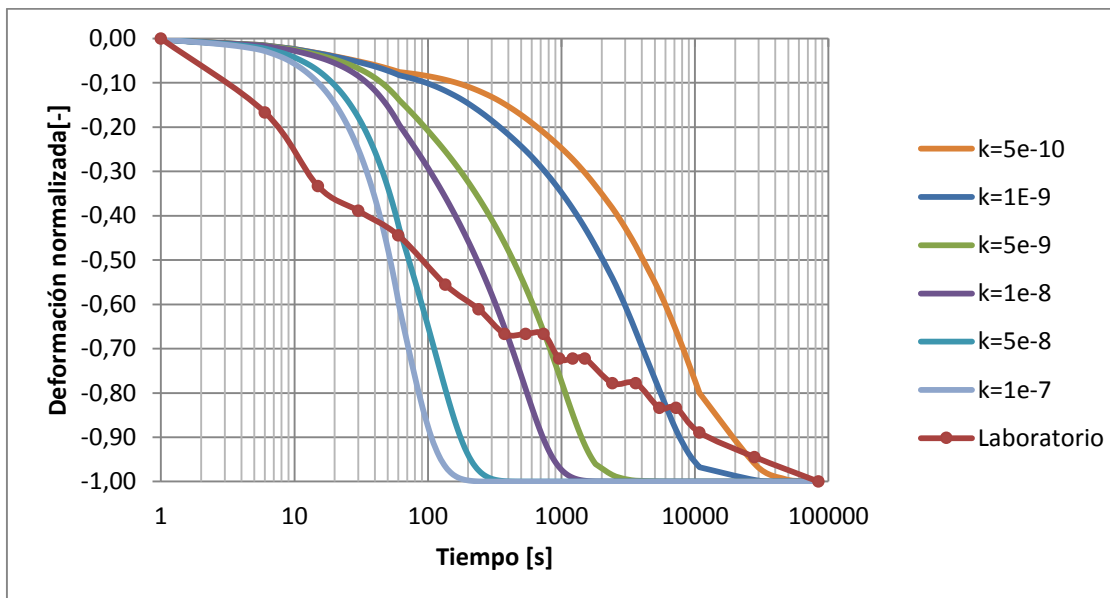


Figura 6.10: Comparación de resultados para distintas permeabilidades con valores obtenidos en laboratorio para probeta 1, tensión vertical de 0,1 kgf/cm<sup>2</sup>, en escala semilogarítmica.

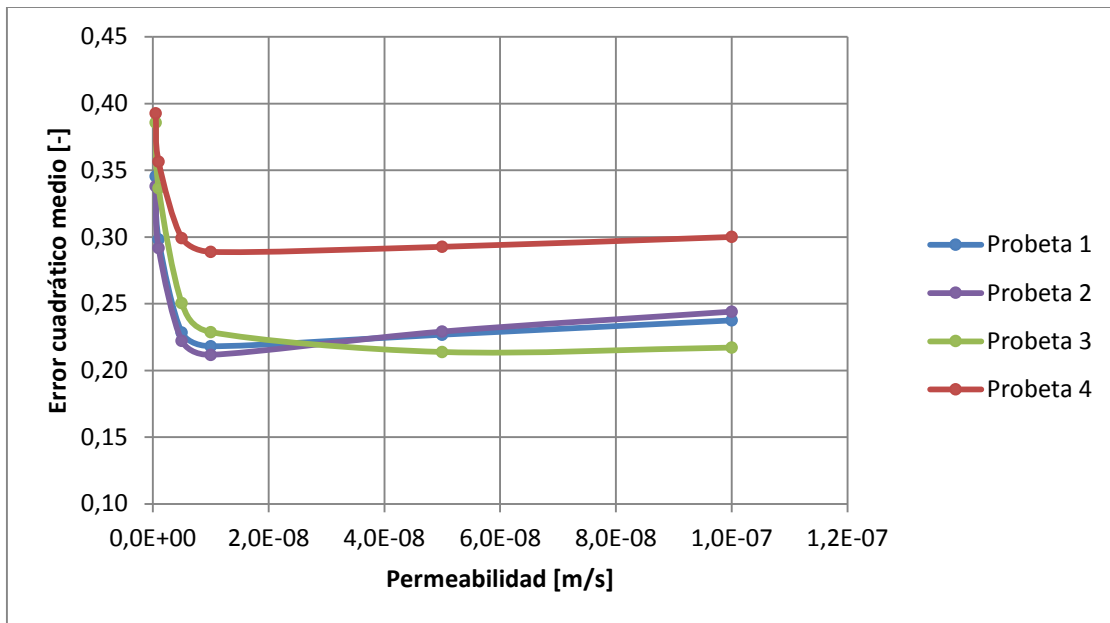


Figura 6.11: Error cuadrático medio vs. permeabilidad para las 4 probetas depositadas.

Finalmente, se muestran los resultados de la permeabilidad asociada al mínimo error cuadrático medio en comparación con los datos registrados en laboratorio, para cada probeta y el resultado final como un promedio de estas:

Tabla 16: Valores de permeabilidad con menor error cuadrático medio para cada probeta.

Probeta	Permeabilidad [m/s]
1	1,0E-08
2	1,0E-08
3	5,0E-08
4	1,0E-08
<b>Promedio</b>	<b>1,6E-08</b>

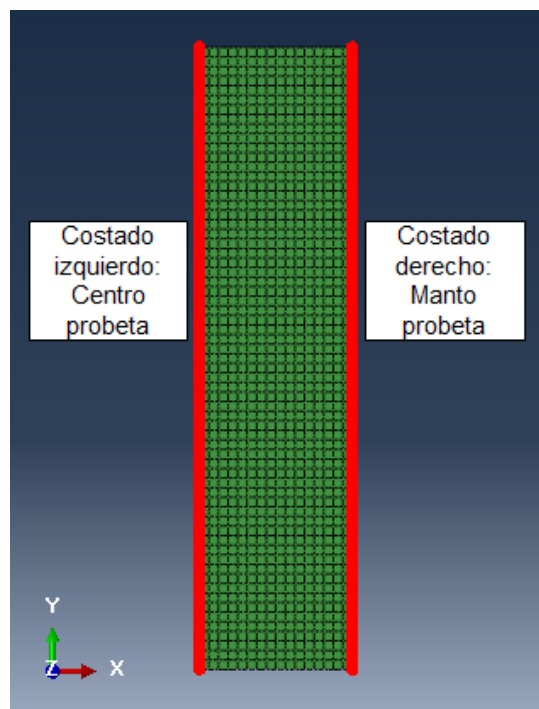
Para el modelamiento numérico del modelo experimental se utilizará un valor de  $2 \times 10^{-8}$  m/s.

### 6.5. Modelamiento numérico del modelo experimental

Se elaboró un modelo mediante el software Abaqus de la columna contenida en la tubería de la Figura 5.3, a la que se aplicó el vacío. Esto se realizó con un modelo axisimétrico respecto al centro del contenedor, la geometría del modelo se definió en un rectángulo como el de la Figura 6.12 con lados de 16 cm (radio de la tubería) y 65 cm de alto que

corresponde a la altura de la columna del suelo saturado en todos los ensayos. Respecto al dren que va introducido en el centro de la probeta, se modeló como una condición de borde, despreciando su geometría al tener un radio de bajas dimensiones.

Los elementos vienen dados por el mallado, que se elaboró cada un centímetro cuadrado (Figura 6.12). Los elementos utilizados fueron del tipo CAX8RP, que se usan para modelos axisimétricos, compuestos por 8 nodos, bicuadráticos para el cálculo de desplazamiento y bilineales para el cálculo de presión de poros.



**Figura 6.12: Conjunto de elementos axisimétricos del modelo numérico para la simulación de los ensayos con aplicación de vacío.**

A continuación se especifican las propiedades y pasos utilizados en el problema.

#### **6.5.1. Propiedades del material utilizado**

Las propiedades que se dan al material para simular su comportamiento en laboratorio son las siguientes:

- IV. Permeabilidad:** Obtenida a partir de las calibraciones realizadas para este parámetro y los ensayos de permeabilidad con pared flexible y a carga variable.

- V. **Densidad:** La densidad solicitada por el programa es la densidad seca, la que se obtuvo a partir de las propiedades utilizadas por Britto (2010), que relacionan esta propiedad con los parámetros  $G_s$ ,  $Y_w$  y  $Y_{sat}$ , de lo que se obtiene:

$$\rho_d = 1220 \left[ \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right]$$

- VI. **Plasticidad y elasticidad de material poroso:** Para dar la propiedad de plasticidad y de elasticidad a un material poroso, se introducen los parámetros calculados en la calibración de los parámetros de compresibilidad, además de la pendiente de la Línea de Estado Último obtenidos en la sección 4.5.

### 6.5.2. Paso Inicial

Las condiciones de borde definidas en esta etapa son 3 y corresponden al tipo Desplazamiento/Rotación:

Tabla 17: Condiciones de borde aplicadas en paso inicial del modelo numérico de consolidación por vacío

Condición de borde	Lugar de aplicación	Condición
1	Costado izquierdo (centro probeta)	Desplazamiento horizontal nulo
2	Costado derecho (manto probeta)	Desplazamiento horizontal nulo
3	Fondo probeta	Desplazamiento horizontal y vertical nulos

Las condiciones iniciales definidas en esta etapa son las siguientes:

### VII. Índice de vacíos inicial:

Se realiza el mismo procedimiento para el cálculo de índice de vacíos inicial que para el modelamiento de los ensayos edométricos. También se utiliza una presión ficticia de 0,01 kPa, que se considera despreciable. Se obtiene una distribución lineal de índice de vacíos inicial a lo largo de la columna y los extremos obtenidos en función de la altura (h) son:

$$e_0(h = 65\text{cm}) = 0,95[-]$$

$$e_0(h = 0\text{cm}) = 0,776[-]$$

### VIII. Presiones de poros iniciales:

Las presiones de poros iniciales corresponden a una distribución lineal de presión hidrostática y los extremos obtenidos en función de la altura son:

$$\mu(h = 65\text{cm}) = 0[\text{kPa}]$$

$$\mu(h = 0\text{cm}) = 6,37[\text{kPa}]$$

### IX. Tensiones efectivas iniciales:

El perfil lineal de tensiones efectivas iniciales se calculó como la disminución de la tensión normal vertical por la tensión resistida por el agua o presión de poros más la tensión ficticia creada en la condición de borde anterior. Para esto se calculó el peso específico saturado a partir de la probeta de laboratorio con la medición de las dimensiones y la cantidad de material vertido para lograr este volumen. El valor de este peso específico y los valores extremos del perfil de tensiones efectivas iniciales corresponden a:

$$\gamma_{\text{sat}} = 17,37 \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right]$$

$$\sigma' v(h = 65\text{cm}) = 0,01[\text{kPa}]$$

$$\sigma' v(h = 0\text{cm}) = 4,93[\text{kPa}]$$

#### 6.5.3. Paso geostático

Se realiza el mismo procedimiento que para la modelación de los ensayos edométricos en este paso.

#### 6.5.4. Paso de carga por tapa

El tercer paso se realiza para aplicar la carga ejercida por la tapa de la probeta. El peso de esta es de 5 kg, que se traduce en una presión de 0,573 kPa distribuida en el área transversal de la probeta. Se agrega esta presión como una carga distribuida en la superficie superior de la probeta.

#### 6.5.5. Pasos de aplicación de vacío

La succión aplicada por el vacío se realiza en el software por medio de una condición de borde. Esta condición de borde se aplica en un conjunto de nodos que se seleccionan con el objetivo de representar el dren, por lo que se eligen en el eje de rotación del modelo y en la zona donde el dren tiene orificios para distribuir el vacío (Figura 6.13)

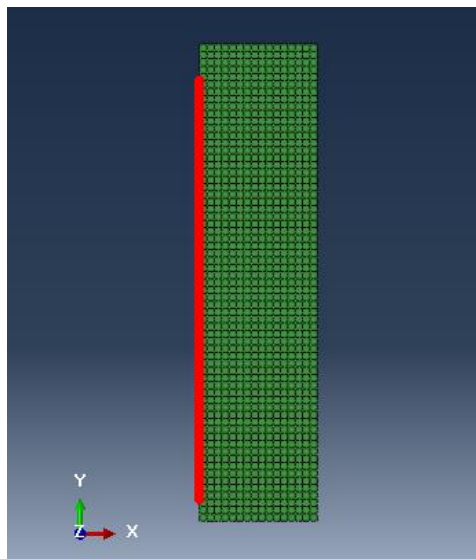


Figura 6.13: Selección de nodos representativos del dren.

La condición es del tipo “Presión de poros” y el input para modelar el vacío aplicado se agrega como la magnitud registrada en el vacuómetro y controlada por la válvula del modelo experimental durante los ensayos en laboratorio.

El código utilizado para modelar el ensayo experimental se adjunta en los anexos. Para ser utilizado en Abaqus, se debe guardar en un archivo de texto con formato .inp e importarlo como modelo desde la plataforma del software.



## 7. RESULTADOS

### 7.1. Ensayo de consolidación por vacío en columna de modelo experimental

Los resultados de deformación vertical junto al historial de carga y del agua recolectada en la trampa de agua para los ensayos de consolidación por vacío realizados sobre la columna del modelo experimental se muestran en la Figura 7.1.

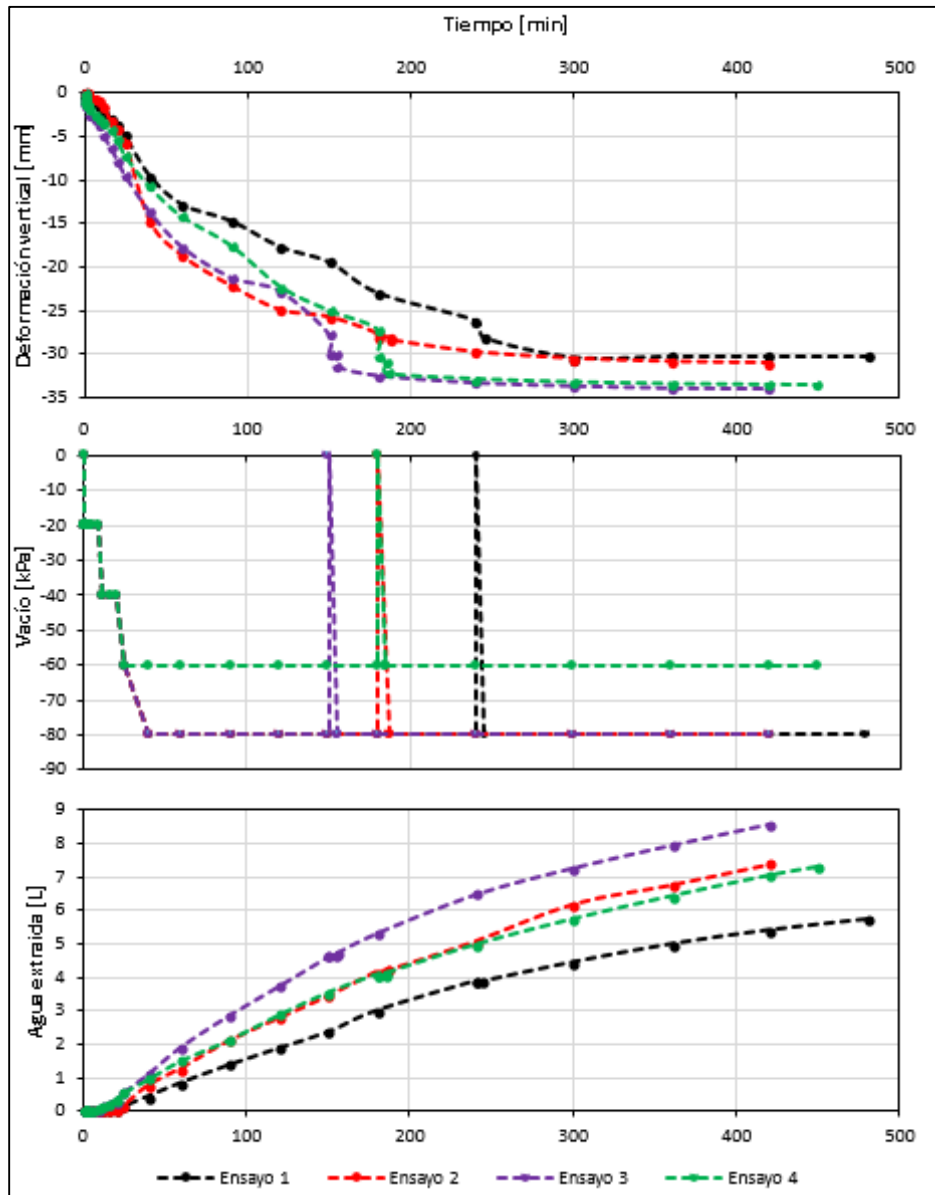


Figura 7.1: Deformación vertical, historial de carga y agua recolectada en los ensayos de consolidación por vacío realizados con el modelo experimental.

Los resultados registrados en el panel piezométrico, para cada ensayo de consolidación por vacío y para las distintas alturas medidas se muestran en la Figura 7.2.

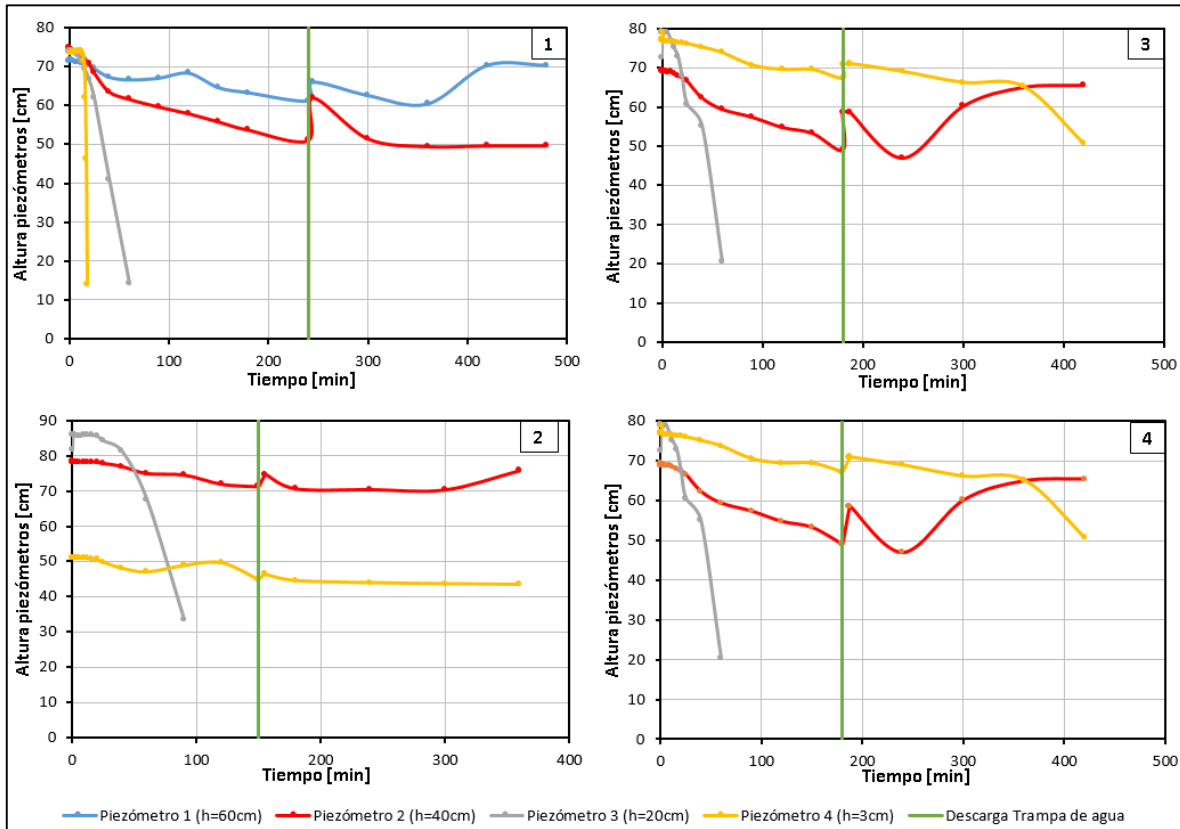


Figura 7.2: Registro en panel piezométrico para los ensayos de consolidación por vacío.

## 7.2. Modelación numérica del ensayo de consolidación por vacío en columna del modelo experimental y soluciones analíticas

A continuación se presentan los parámetros  $\lambda$  obtenidos a partir de las calibraciones de las variables de compresibilidad y los valores de conductividad hidráulica obtenidos de las calibraciones y ensayos de permeámetro a carga variable y pared flexible:

Tabla 18: Parámetros de compresibilidad obtenidos a partir de calibraciones para ambos tipos de muestras.

Tipos de muestras	$\lambda$ [-]
Depositadas NC	0,028
Estructuradas y secadas	0,060

Tabla 19: Valores de conductividad hidráulica obtenidos para ambos tipos de muestras.

Tipos de muestras	Conductividad hidráulica [m/s]			
	Calibración	Ensayos de permeabilidad	Valor promedio	Valor utilizado en modelamiento
Depositadas	1,70E-08	-	1,70E-08	2,00E-08
Talladas	1,60E-08	2,61E-08	2,11E-08	2,00E-08

En las Figura 7.3 se exponen los resultados de deformación vertical obtenidos a partir de los ensayos de consolidación por vacío en el modelo experimental, en contraste con los modelos numéricos de simulación del ensayo experimental de consolidación por vacío, elaborados con los parámetros de compresibilidad de muestras depositadas normalmente consolidadas. Además se grafica el asentamiento máximo calculado a partir de la solución analítica para este caso (ecuación 26). Finalmente, se adjunta una curva modelada numéricamente para una permeabilidad de  $8 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ , con los mismos parámetros de compresibilidad estudiados en este caso, lo que se explicará más adelante.

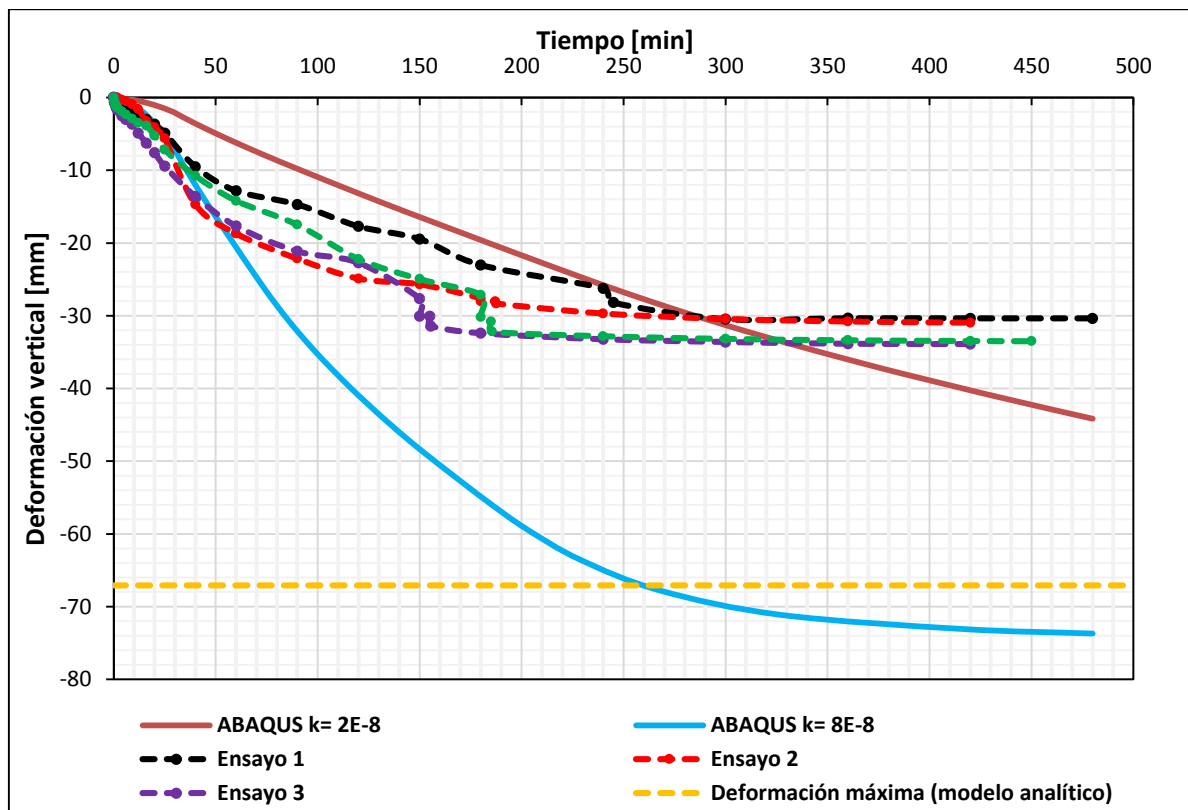
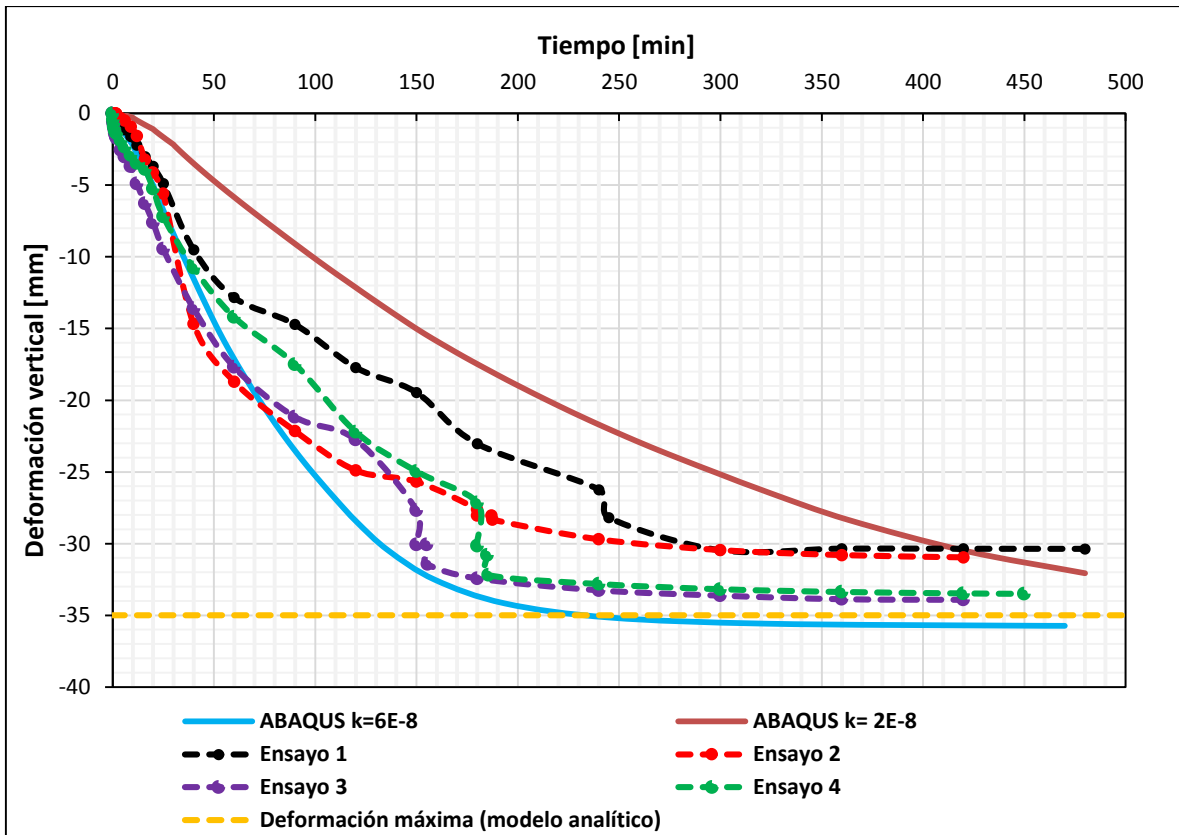


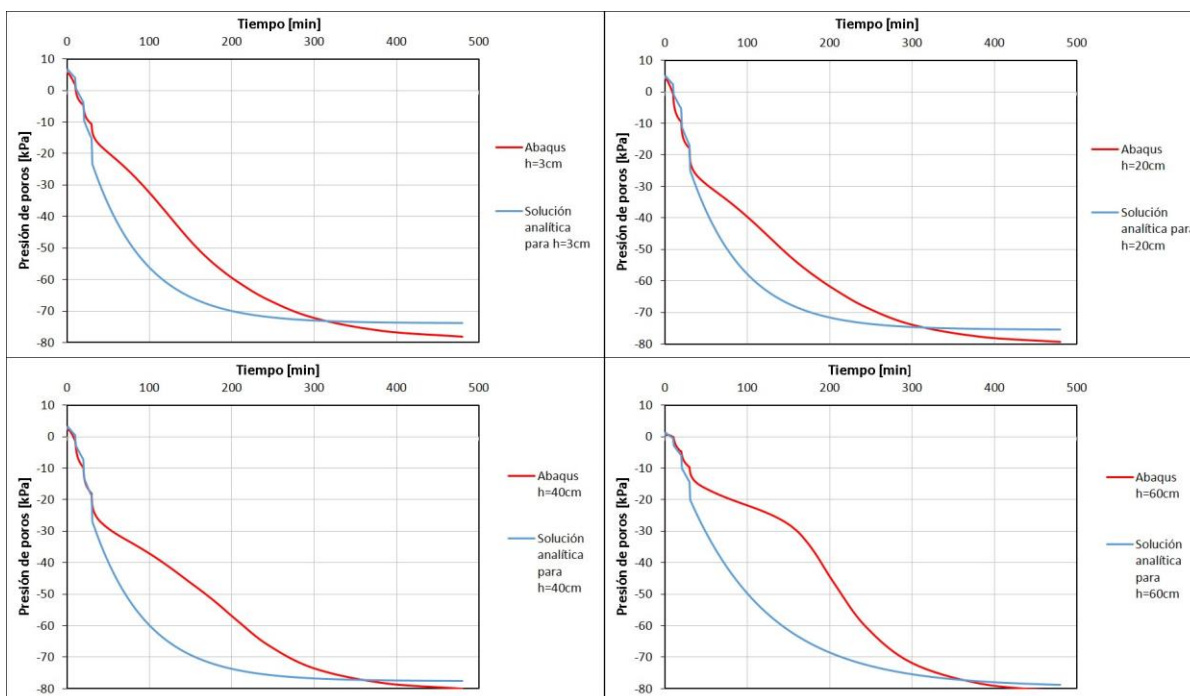
Figura 7.3: Resultados de deformación vertical para modelos analíticos y numéricos evaluados con los parámetros de compresibilidad de las muestras depositadas, en contraste con los resultados experimentales.

En la Figura 7.4 se realiza el mismo análisis que en la figura anterior, pero con los parámetros de compresibilidad de las muestras estructuradas y secadas. También se adjunta una curva modelada numéricamente para una permeabilidad de  $6 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ , con los parámetros de compresibilidad calibrados para este caso, lo que se explicará más adelante.



**Figura 7.4: Resultados de deformación vertical para modelos analíticos y numéricos evaluados con los parámetros de compresibilidad de las muestras talladas en contraste con los resultados experimentales.**

En la Figura 7.5 se muestran los resultados para disipación de presión de poros obtenidas a partir del modelo numérico de simulación del ensayo de consolidación por vacío sobre la columna del modelo experimental para la posición y altura de los 4 piezómetros. Además se adjuntan las curvas de presión de poros obtenidos a partir de las soluciones analíticas. Para la comparación de estos resultados se modeló con una permeabilidad de  $6 \times 10^{-8} \text{ m/s}$  y con los parámetros de compresibilidad de las muestras estructuradas y secadas.



**Figura 7.5: Resultados de disipación de presión de poros para soluciones analíticas y modelo numérico para la altura de los cuatro piezómetros.**

### 7.3. Discusión de resultados

Con el objetivo de lograr una mejora de la compresibilidad y resistencia del relave depositado en la cubeta de un tranque, además de aportar en el proceso de recuperación de agua y aumentar el espacio disponible para el almacenamiento de material, se estudia la aplicabilidad del método de consolidación por vacío en relaves integrales extraídos del tranque de Ovejería, en base a la comparación de estudios experimentales, numéricos de elementos finitos y el apoyo de soluciones analíticas obtenidas de la literatura técnica.

#### 7.3.1. Ensayo de consolidación por vacío para columna de modelo experimental

Se elaboraron ensayos de consolidación por vacío con el modelo experimental expuesto en el Capítulo 5. Este modelo experimental permitió registrar la información de la deformación vertical superficial, vacío aplicado sobre la columna, el agua extraída de la probeta y almacenada en la trampa de agua y la presión de poros a alturas de 3 cm, 20 cm, 40 cm y 60 cm. El sistema se elaboró considerando lograr un estado totalmente hermético, simulando las condiciones de los ejemplos estudiados en el Capítulo 3.

La información de la deformación vertical superficial junto al historial de carga y el agua recolectada en la trampa de agua se muestra en la Figura 7.1 y la altura piezométrica registrada para cada ensayo en la Figura 7.2. La variación de la deformación vertical indica que el vacío aplicado por la bomba en el modelo experimental efectivamente induce consolidación y asentamientos en la columna de relave integral depositado.

Además, la pendiente de la deformación es pronunciada al inicio de cada ensayo y disminuye a medida que el tiempo pasa, tal como se espera de un proceso de consolidación. También, se aprecia un aumento abrupto en la deformación vertical en el momento de descargar el agua de la trampa en los ensayos 3 y 4, lo que también se observa en los ensayos 1 y 2, pero con menor magnitud. Lo anterior se asocia a la reacomodación de las partículas de la columna en conjunto con el agua intersticial, al dejar de aplicar vacío.

Se puede observar que todas las curvas de deformación vertical comienzan su estabilización entre los 250 y 300 minutos, lo que indica que el proceso de consolidación de la columna es interrumpido. En conjunto con la disminución abrupta observada en algunos piezómetros, la estabilización se puede explicar con el hecho de que el vacío generado por la bomba succiona el agua de la probeta demasiado rápido y el relave queda en un estado no saturado, interrumpiendo el proceso de consolidación. Esto se evidenció en la extracción del suelo al final de cada ensayo, donde no se presenció agua libre entre los intersticios del suelo. Este hecho se destaca como la principal limitación del modelo experimental.

No se observan diferencias importantes entre las curvas de deformación vertical para un vacío máximo de -80 kPa y la de -60 kPa. Contrario a lo esperable, la curva del ensayo 4 a -60 kPa alcanza deformaciones mayores que las de los ensayos 1 y 2 a -80kPa. Este hecho se podría asociar a que, al generar un vacío menor que en los otros tres ensayos, el proceso de consolidación en la columna tuvo una duración mayor que en los demás.

En la Figura 7.1 se puede observar una relación entre estos resultados y la deformación vertical. En el ensayo que alcanzó una menor deformación (Ensayo 1) se extrajo una menor cantidad de agua y en el ensayo que alcanzó una mayor deformación (Ensayo 3), se extrajo la mayor cantidad. En los otros dos ensayos se extrajo una cantidad de agua

similar, pero el cuarto (vacío máximo de -60 kPa) alcanzó una deformación mayor, similar al tercero.

Se puede apreciar que no existe consolidación secundaria, lo que se asocia al tipo de suelo con el que se trabajó. Si bien, es un suelo con un alto contenido de finos, este es producido a partir de la molienda de roca proveniente de la minería, por lo que no sigue el comportamiento de un suelo de este tipo. Tampoco se observa un aumento de volumen en el momento de dejar de aplicar vacío, lo que se asocia a que las curvas de descarga de los ensayos edométricos expuestas en las Figura 4.7 y Figura 4.10 muestran pendientes muy bajas.

La presión de poros registrada en laboratorio presenta problemas debido a que algunos piezómetros no funcionaron en todo un ensayo y que a algunos de ellos se vaciaron abruptamente por la succión aplicada. Este fenómeno también podría ocurrir en un tranque de relaves, ya que los drenes utilizados podrían funcionar como puntales, deprimiendo el nivel freático, interrumpiendo el proceso de consolidación y disminuyendo los asentamientos esperados en comparación a los teóricos.

### **7.3.2. Calibración de modelo constitutivo Cam Clay**

Con el objetivo de simular o predecir el comportamiento de un estrato de relave integral bajo la aplicación de vacío, se llevaron a cabo modelamientos numéricos de elementos finitos utilizando el software Abaqus y un modelo constitutivo Cam-Clay Modificado. Se estudiaron dos estados de depositación de relaves, con lo que se buscó representar posibles escenarios del suelo en la cubeta de un tranque:

- i) Muestras depositadas con un  $C_p = 69\%$  igual al de la columna del ensayo experimental y con dos días de consolidación por peso propio, o normalmente consolidadas.
- ii) Muestras talladas a partir de bloques estructurados de Conejera, los que fueron depositados, secados por dos semanas y almacenados en una cámara húmeda.

Los parámetros que principalmente intervienen en la consolidación de suelos son la compresibilidad y la conductividad hidráulica. El parámetro de compresibilidad  $\lambda$  controla la magnitud de la deformación del suelo ante la aplicación de una carga (en este caso, el

vacío), al considerar un modelo constitutivo MCCM y la conductividad hidráulica controla la velocidad del proceso de consolidación.

El parámetro de compresibilidad  $\lambda$  se calculó mediante la calibración de un ensayo de consolidación convencional para dos probetas en cada escenario obteniendo los resultados de la

Tabla 18. Respecto a los valores obtenidos para ambos tipos de muestra, se cree que son una buena representación para la compresibilidad del material, debido a que las curvas modeladas numéricamente son similares a las obtenidas en laboratorio. Se destaca la precisión de la calibración obtenida para las muestras depositadas normalmente consolidadas, ya que los ensayos de laboratorio entregaron curvas lineales en el espacio  $e$  vs.  $\log(\sigma_v)$ . Respecto a las curvas obtenidas en laboratorio para las muestras estructuradas y talladas, estas presentaron un mayor grado de preconsolidación lo que generó que las curvas modeladas con elementos finitos no siguieran su misma tendencia, debido a la simplicidad del modelo numérico.

En relación a la elección de los parámetros de compresibilidad para el modelamiento de material proveniente de la cubeta de un tranque, depende del estado de depositación del relave. Como se observa en los resultados, se alcanzaron valores cercanos al doble del parámetro  $\lambda$  entre los dos tipos de muestras, lo que implica alcanzar el doble de magnitud de deformación final. De hecho, podrían encontrarse valores de este parámetro menores a los calculados en laboratorio, debido a que al haber grandes cantidades de material depositado, estos podrían generar un mayor grado de consolidación por peso propio de los relaves, reduciendo su compresibilidad o rigidez.

Para la conductividad hidráulica, se realizaron calibraciones con cuatro probetas para ambos tipos de muestras sin alcanzar ajustes precisos, ya que las curvas modeladas numéricamente no resultaron similares a las experimentales. Por lo anterior, el valor de conductividad hidráulica obtenido se utilizó como referencia y se permitió su variación en las simulaciones del ensayo experimental, manteniendo el orden de magnitud. Adicionalmente, para el tipo de muestras talladas se realizaron ensayos de permeabilidad a carga variable y con pared flexible, lo que no se pudo realizar para muestras depositadas debido a la inviabilidad de elaborar probetas para una mezcla con tal contenido de humedad.



Los resultados obtenidos para la conductividad hidráulica en ambos tipos de muestras se muestran en la Tabla 19. Respecto a los valores obtenidos, se puede apreciar que para ambos casos, el valor escogido es el mismo ( $2 \times 10^{-8}$  m/s), considerado razonable para el tipo de suelo estudiado, que al tener un alto contenido de finos se espera un coeficiente de permeabilidad relativamente bajo.

### **7.3.3. Modelación numérica del ensayo de consolidación por vacío para columna del modelo experimental y soluciones analíticas**

Luego de obtener la compresibilidad y permeabilidad de ambos tipos de muestras, se realizaron las simulaciones de la columna del ensayo de consolidación por vacío. En la Figura 7.3 se muestran los resultados de deformación vertical obtenidos en laboratorio en conjunto con los resultados numéricos calculados a partir de los parámetros de compresibilidad de las muestras depositadas normalmente consolidadas. Una de las curvas modeladas corresponde a una permeabilidad de  $2 \times 10^{-8}$  m/s, valor que se obtuvo a partir de la calibración. Como se puede observar, esta curva no ajusta la deformación medida en laboratorio. Sin embargo, se seleccionó una permeabilidad de  $8 \times 10^{-8}$  m/s, que reproduce más adecuadamente las deformaciones medidas. Además, la Figura 7.3 muestra el valor de asentamiento máximo obtenido en el Capítulo 4.4.1.

Respecto al valor de permeabilidad escogido ( $8 \times 10^{-8}$  m/s), se cree que es una buena estimación debido a que es cercano al valor de referencia ( $2 \times 10^{-8}$  m/s) obtenido a partir de la calibración y para el tipo de suelo estudiado, aunque deja en evidencia la falta de precisión de esta calibración. En relación a la curva escogida, se puede apreciar que esta es similar en el inicio del proceso de consolidación a las obtenidas en los ensayos, donde se asume que no ha sido interrumpido aun por la succión del agua de la columna y comienza a alejarse de ellas aproximadamente en el minuto 50 por esta razón. Además, su estabilización comienza entre los 450 y 500 minutos, lo que se considera rápido en comparación a los casos estudiados en este trabajo, lo que se asocia a que la cantidad de material es baja tanto superficial, como en profundidad y que el vacío aplicado es alto.

En la Figura 7.4 se muestran los resultados de deformación vertical obtenidos a partir de los ensayos de consolidación por vacío y las curvas modeladas con los parámetros de compresibilidad de las muestras talladas a partir de bloques estructurados, que corresponden a una permeabilidad de  $2 \times 10^{-8}$  m/s (valor obtenido a partir de la calibración

y los ensayos de permeabilidad) y a  $6 \times 10^{-8}$  m/s, la que se escogió como la curva que mejor se ajustaba a los resultados de laboratorio con el mismo criterio que en el caso de las muestras depositadas. Por la forma de depositación de la columna, se esperaba un mejor ajuste en la deformación modelada numéricamente con los parámetros de las muestras normalmente consolidadas, pero la curva escogida en este caso se comportó de forma similar, lo que se asocia a la interrupción que se generó en el proceso de consolidación de la columna, lo que conllevó a no alcanzar mayores deformaciones.

Los asentamientos máximos calculados analíticamente en la

Figura 7.4 se ajustan a la curva modelada con permeabilidad de  $6 \times 10^{-8}$  m/s. La correcta convergencia se puede asociar a una buena estimación del índice de vacíos inicial (Tabla 10). Este buen ajuste no se observa en la Figura 7.3, lo que se relaciona a una sobreestimación del índice de vacío inicial, obtenido como el promedio del índice de 4 pequeñas probetas de 2 cm de altura depositadas en los consolidómetros. Al ser la columna del modelo experimental de 65 cm de altura, su mismo peso propio genera que las zonas más profundas alcancen índices de vacío menores al de las probetas depositadas en el consolidómetro. Por lo tanto, el modelo experimenta asentamientos máximos menores que los predichos.

En la Figura 7.5 se muestra la disipación de presión de poros modelada a partir del modelo numérico con parámetros de compresibilidad de las muestras estructuradas y secadas, con una permeabilidad de  $6 \times 10^{-8}$  m/s en contraste con las calculadas a partir de las soluciones analíticas. Para las dos curvas de cada gráfico se puede apreciar el aumento de vacío aplicado en cada etapa, pero al momento de aplicar la última etapa de carga, lo que ocurre entre -15 kPa y -25 kPa, las curvas dejan de parecerse, siendo más rápida la disipación de poros de las soluciones analíticas en todos los casos. La diferencia entre estas curvas se asocia, primero, a que la solución analítica considera la disipación promedio de la probeta, y, segundo, que en las fórmulas que la definen utilizan el coeficiente de consolidación, asociado a la teoría unidimensional de Terzaghi, pero que no aplica necesariamente para el modelo constitutivo MCCM. Por último, no fue posible comparar las presiones de poros modeladas numérica y analíticamente con los datos registrados en el panel piezométrico del modelo experimental, debido a que no se pudo medir apropiadamente en laboratorio.

#### **7.3.4. Comparación de parámetros de compresibilidad**

El parámetro de compresibilidad  $\lambda$  obtenido para las probetas talladas es menor que el calculado para las muestras depositadas normalmente consolidadas. Esto se debe a que las probetas talladas a partir de los bloques estructurados de Conejera pasaron por un estado de desecación por un período de dos semanas, generando una densificación del relave y el aumento de su rigidez, además de un proceso de consolidación por peso propio más avanzado. Distinto es el caso de las muestras depositadas en los moldes de los consolidómetros, debido a que estas fueron dejadas consolidar por peso propio por sólo dos días en un estado constante de saturación, para posteriormente ser ensayadas por consolidación convencional. Al observar las Figura 7.3 y Figura 7.4 de deformación vertical para ambos tipos de muestras se puede apreciar lo comentado, debido a que las curvas modeladas numéricamente alcanzan una mayor deformación en el caso de las muestras depositadas normalmente consolidadas. Lo mismo ocurre en el caso de los asentamientos máximos obtenidos a partir de las soluciones analíticas, para lo que se obtuvo un valor de 6,7 cm y de 3,5 cm respectivamente.

#### **7.3.5. Comparación de conductividades hidráulicas**

Respecto a la selección de la permeabilidad para cada tipo de muestra, se escogió la curva modelada numéricamente que ajustara el inicio de la consolidación, donde se asume que el proceso aún no es interrumpido. Los valores obtenidos fueron de  $8 \times 10^{-8}$  m/s en el caso de las muestras depositadas normalmente consolidadas y de  $6 \times 10^{-8}$  m/s para las muestras talladas a partir de bloques estructurados. Al comparar estos valores lo primero que se destaca es que son valores muy similares entre sí, por lo que prácticamente al utilizar cualquiera de ellos para modelación numérica, los resultados no mostrarían variaciones importantes. Además, se destaca que estos valores también son similares en magnitud a los obtenidos como referencia (Tabla 19).

La conductividad hidráulica no es el único parámetro que controla el proceso de consolidación. De hecho, según la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi, este proceso es controlado por el coeficiente de consolidación  $C_v$ , que depende de la permeabilidad y de parámetros de compresibilidad principalmente (Fórmula 17, Capítulo 3.4). Además, como mencionan Ahmed & Siddiqua (2014), este parámetro sufre cambios

considerables durante la consolidación de relaves, por lo que considerarla constante podría no ser adecuado.

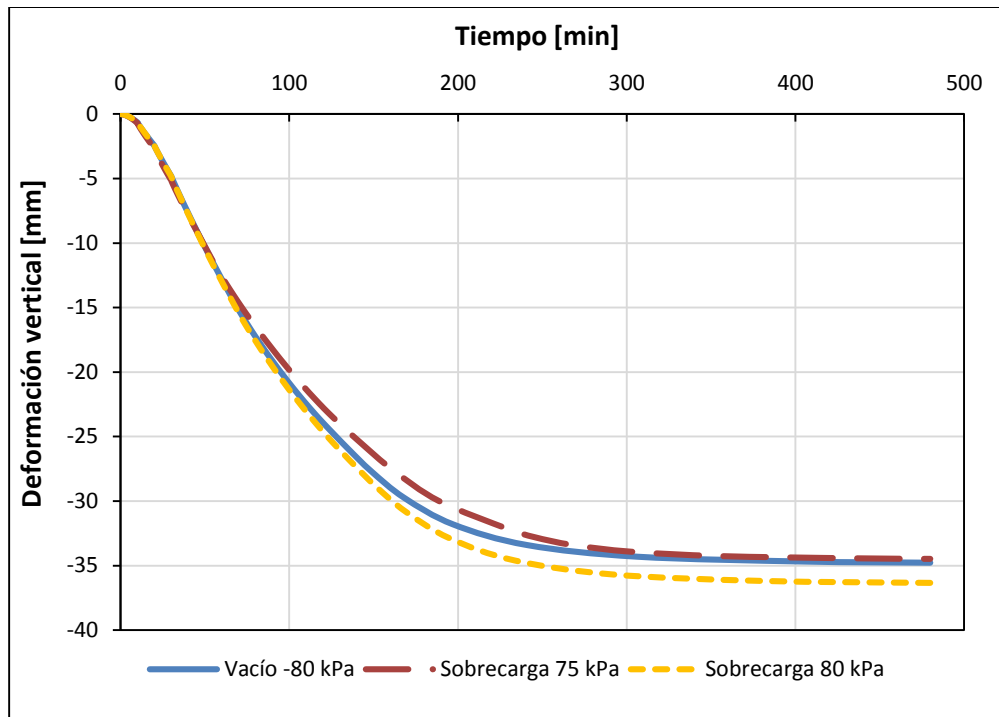
### **7.3.6. Comparación de ensayo de consolidación por vacío y consolidación por sobrecarga.**

A modo de complemento, se modeló numéricamente en Abaqus la misma columna elaborada en laboratorio, pero solo con una sobrecarga aplicada en su superficie y un dren en el eje central del contenedor. Esto se realizó con el objetivo de evaluar la magnitud necesaria de la carga para alcanzar un nivel de deformación similar en la columna del modelo experimental. Se aumentó el valor de la sobrecarga en los mismos periodos de tiempo que el ensayo en laboratorio y se modelaron dos succiones máximas, con un historial de carga igual a los ensayos con vacío máximo de -80 kPa, tal como se muestra en la Tabla 20. Se escogieron los parámetros de compresibilidad de las muestras estructuradas y secadas con una conductividad hidráulica de  $6 \times 10^{-8}$  m/s.

Los resultados de estas simulaciones se observan en la Figura 7.6, donde se puede apreciar que la curva que representa una sobrecarga de 75 kPa alcanza un nivel de deformación similar a la de -80 kPa de vacío aplicado. Lo anterior permite destacar que el efecto producido por un vacío de -80 kPa es similar al de un relleno estándar de 3,5 – 4 m (Berthier et al. 2009). Se destaca que las formas de las curvas son muy similares, lo que se asocia a que la sobrecarga y el vacío se transfieren rápidamente a toda la columna de suelo en un modelo de pequeñas dimensiones.

**Tabla 20: Historial de carga y tiempo de duración para modelos numéricos de aplicación de sobrecarga.**

<b>Sobrecarga aplicada [kPa]</b>	<b>Tiempo de aplicación</b>	<b>Tiempo acumulado</b>
20	10	10'
40	10'	20'
60	10'	30'
75, 80	7h 30'	8h



**Figura 7.6: Resultados de deformación vertical para modelos numéricos de aplicación de vacío y sobrecargas de 75 kPa y 80 kPa ( $k= 6 \times 10^{-8}$  m/s).**

## 8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 8.1. Conclusiones

A partir del desarrollo y resultados de este trabajo de título se concluye lo siguiente:

- El modelo experimental permite transmitir la aplicación de vacío a la columna de forma efectiva. Al aplicar el vacío sobre la probeta, la deformación vertical aumenta, logrando valores finales cercanos al 5% de la altura inicial de la probeta.
- El proceso de consolidación por vacío se ve interrumpido en los ensayos experimentales por la excesiva cantidad de agua succionada por la bomba. Esto se evidencia al observar la estabilización en las curvas de deformación vertical en conjunto con la caída abrupta del nivel de algunos piezómetros.
- Por la interrupción generada durante los ensayos de consolidación por vacío, no fue posible validar completamente el modelamiento numérico del relave integral con el modelo constitutivo MCCM.
- Respecto a la calibración de los parámetros de compresibilidad se destaca el ajuste preciso que se logró mediante la modelación numérica de elementos finitos y los ensayos de consolidación convencionales. Al analizar el caso de las probetas depositadas normalmente consolidadas, se recalca el hecho que los datos de laboratorio entregaron una curva de carga lineal en el espacio  $e$  vs.  $\log(\sigma_v)$ , que siguió una tendencia similar con las del modelo MCCM.
- Respecto a la calibración de la permeabilidad, no se pudo ajustar apropiadamente las curvas de deformación para cada etapa de carga de los ensayos de consolidación convencionales. Se justifica la elección de distintas permeabilidades para los dos tipos de muestras estudiadas, ajustando las curvas modeladas numéricamente con las obtenidas en los ensayos de consolidación por vacío. Se descarta la obtención de este parámetro a partir de un retroanálisis, luego de obtener el parámetro  $C_v$  con las construcciones de Casagrande o Taylor, debido a que las curvas de deformación en los ensayos edométricos se estabilizaban rápidamente, limitando la posibilidad de seguir estas metodologías.

- Se debe considerar el estado de depositación del relave integral para el estudio de la consolidación de estos suelos, ya que, como se observa en este trabajo, el parámetro de compresibilidad  $\lambda$  puede variar considerablemente.
- Las soluciones analíticas para la disipación de presión de poros con un dren y aplicación de vacío no pudieron ser verificadas debido a que el ensayo experimental de consolidación por vacío limita la utilización de los factores de espaciamiento de drenes, zona alterada por colocación y resistencia de pozo.
- Las deformaciones de los modelos numéricos de aplicación de vacío de -80 kPa y de sobrecarga con 75 kPa son similares. Esto justifica que el método de consolidación por vacío con una aplicación de -80 kPa logra una deformación equivalente a la de un relleno estándar de 3,5 – 4 m, aproximadamente. Con esto se concluye que el método estudiado durante este trabajo presenta una alternativa efectiva para un suelo compuesto por relaves integrales. Además, estos resultados concuerdan con lo publicado por Berthier et al. (2009), quien afirma que con un vacío de -80 kPa se puede ahorrar 4m de relleno.
- La aplicación del método de consolidación por vacío en terreno depende de otros parámetros como el largo del dren, el espesor del estrato a consolidar, la distribución del vacío en profundidad y el efecto de la sobrecarga en profundidad.
- Por la cantidad de relaves producido en la industria minera, la capacidad de almacenamiento es una de las variables importantes a considerar en el estudio de un depósito de relaves. En este aspecto, la técnica de consolidación por vacío es efectiva, ya que logra reducir el volumen utilizado por el material de la cubeta, generando más espacio y como complemento, extrae agua por medio de la succión para apoyar el proceso de recuperación de agua. En los ensayos de consolidación por vacío se alcanzaron valores cercanos al 5% de la columna de relaves, aun cuando el proceso se interrumpió. Al alcanzar un grado de consolidación mayor, se pueden obtener asentamientos considerables para el aumento de capacidad del depósito.

## 8.2. Recomendaciones

Continuando con la línea de investigación de este trabajo, se recomienda:

- Elaborar un sistema de aplicación de vacío que permita una recarga de agua, de forma que el proceso de consolidación no se vea afectado o detenido. Además, considerar un sistema que asegure el hermetismo, no permita filtraciones y de ser necesario, aumentar el tamaño de la trampa de agua para no generar interrupciones en el proceso. Finalmente, elaborar un nuevo sistema para medir asentamientos, que reduzca las deformaciones diferenciales en la superficie superior de la probeta, con el objetivo que esta se mueva horizontal y uniformemente.
- Elaborar metodologías para la caracterización de la conductividad hidráulica que no la consideren constante ya que, como mencionan Ahmed & Siddiqua (2014), esta sufre cambios considerables durante el proceso de consolidación de relaves.
- Comparar y/o validar resultados de consolidación para probetas depositadas en laboratorio con muestras inalteradas obtenidas directamente de la cubeta de un tranque de relaves.
- Realizar ensayos para estudiar el aumento de la resistencia del suelo luego de la aplicación de vacío. Lo anterior, para evaluar si se puede considerar como un suelo competente para compartir carga con el muro perimetral de un tranque de relave o para posibles solicitaciones.
- Estudiar e investigar respecto a la formación de capas en un tranque de relaves para elaborar muestras más representativas de la cubeta. Considerar la cantidad de material, cantidad de agua y la frecuencia con que se vierte en un tranque, para estudiar la altura alcanzada por cada capa y el tiempo de depositación.
- Realizar un estudio de costos de la técnica de consolidación por vacío para evaluar económicamente el beneficio de llevarla a cabo en un depósito de relaves. Realizar la comparación con otras técnicas de consolidación factibles para un tranque.



## 9. BIBLIOGRAFÍA

1. Ahmed, S. I., & Siddiqua, S. (2014). A review on consolidation behavior of tailings. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 8(1), 102-111.
2. ASTM D1557 (2011). Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading.
3. ASTM D5084 (2010). Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter.
4. Bayoumi, A. M. (2006). New laboratory test procedure for the enhanced calibration of constitutive model.
5. Berthier, D., Boyle, P., Ameratunga, J., De Bok, C., & Vincent, P. (2009). A successful trial of vacuum consolidation at the Port of Brisbane.
6. Boyle, P., Ameratunga, J., De Bok, C., & Tranberg, B. (2007). PLANNING FOR THE FUTURE-GROUND IMPROVEMENT TRIALS AT THE PORT OF BRISBANE. *TERRA ET AQUA*, 108, 19.
7. Bridge, G. (2000). The social regulation of resource access and environmental impact: production, nature and contradiction in the US copper industry. *Geoforum*, 31(2), 237-256.
8. Budhu, M. (2011). *Soil Mechanics and Foundations*. New Delhi: Wiley John Wiley & Sons.
9. Cofra (2014): Revista Mejora de suelos (<http://cofra.com/documents/>)
10. BUSCH: Catálogo de Especificaciones técnicas para Bombas de paletas secas Miniseco. Modelos 1002-1006 B.
11. Conejera, C. (2016). "Efecto de la fábrica y estructura en la resistencia no drenada de relave integral", Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
12. Chai, J. C., Carter, J. P., & Hayashi, S. (2005). Ground deformation induced by vacuum consolidation. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 131(12), 1552-1561.
13. Chai, J. C., MIURA, N., & NOMURA, T. (2007). Experimental investigation on optimum installation depth of PVD under vacuum consolidation.
14. Chai, J. C., Matsunaga, K., Sakai, A., & Hayashi, S. (2009). Comparison of vacuum consolidation with surcharge load induced consolidation of a two-layer system. *Géotechnique*, 59(7), 637-642.

15. Chu, J., Yan, S. W., & Yang, H. (2000). Soil improvement by the vacuum preloading method for an oil storage station. *Geotechnique*, 50(6), 625-632.
16. Chu, J., & Yan, S. W. (2005). Application of the vacuum preloading method in soil improvement projects. Elsevier Geo-Engineering Book Series, 3, 91-117.
17. Chu, J., Yan, S., & Indraratna, B. (2008). Vacuum preloading techniques-recent developments and applications. ASCE GeoCongress: Geosustainability and Geohazard Mitigation, 586-595.
18. Cifuentes, L., & Verdugo, R. (2007). Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Espesados. In VI Congreso Chileno de Geotecnia, Valparaíso, Chile.
19. Cuddy, T. (1988), "The Behaviour of Bog Road Pavements", MAI Thesis, Trinity College, Dublin.
20. Cochilco: Comisión Chilena del Cobre (2014): "Productividad en la Industria Minera en Chile" ([www.programaaltaley.cl/wp-content/uploads/2015/10/Informe\\_de\\_productividad\\_en\\_mineria\\_VF.pdf](http://www.programaaltaley.cl/wp-content/uploads/2015/10/Informe_de_productividad_en_mineria_VF.pdf)).
21. Cochilco: Comisión Chilena del Cobre (2015): "Competitividad de la minería chilena del cobre" ([www.programaaltaley.cl/wp-content/uploads/2015/10/Informe\\_Competitividad\\_de\\_la\\_mineria\\_chilena\\_del\\_cobre.pdf](http://www.programaaltaley.cl/wp-content/uploads/2015/10/Informe_Competitividad_de_la_mineria_chilena_del_cobre.pdf)).
22. Dunnycliff, J. (1993). Geotechnical instrumentation for monitoring field performance. John Wiley & Sons.
23. Geng, X., Indraratna, B., & Rujikiatkamjorn, C. (2010). Analytical solutions for a single vertical drain with vacuum and time-dependent surcharge preloading in membrane and membraneless systems. *International Journal of Geomechanics*, 12(1), 27-42.
24. Griffin, H., & O'Kelly, B. (2014). Ground improvement by vacuum consolidation—a review. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 167(4), 274-290.
25. Hansbo, S. (1981). Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. *Proc. of 10th ICSMFE*, 1981, 3, 677-682.
26. Indraratna, B., Bamunawita, C., & Khabbaz, H. (2004). Numerical modeling of vacuum preloading and field applications. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(6), 1098-1110.
27. Indraratna, B., Sathanathan, I., Rujikiatkamjorn, C., & Balasubramaniam, A. S. (2005a). Analytical and numerical modeling of soft soil stabilized by prefabricated

- vertical drains incorporating vacuum preloading. *International Journal of Geomechanics*, 5(2), 114-124.
28. Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C., Balasubramaniam, A. S., & Wijeyakulasuriya, V. (2005b). Predictions and observations of soft clay foundations stabilized with geosynthetic drains and vacuum surcharge. *Elsevier Geo-Engineering Book Series*, 3, 199-229.
  29. Indraratna, B. (2010). Recent advances in the application of vertical drains and vacuum preloading in soft soil stabilization.
  30. Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C., Ameratunga, J., & Boyle, P. (2011). Performance and prediction of vacuum combined surcharge consolidation at Port of Brisbane. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(11), 1009-1018.
  31. Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., & Wolski, W. (1983). Precompression and speeding up consolidation. *Proc. 8th ECSMFE*, 3, 1201-1206.
  32. Kjellman, W. (1952). "Consolidation of clayey soils by atmospheric pressure". *Proc. of a Conf. On Soil Stabilization*, Massachusetts Institute of Technology, Boston, 258-263.
  33. Menard, A. (2008). Personal communication internal report and confidential.
  34. Montalva, G. & Sanhueza, P. (2014). Consolidación en Relaves de Cobre. In VIII Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica, Santiago, Chile.
  35. Onuaguluchi, O. (2012). Properties of Cement Based Materials Containing Copper Tailings (Doctoral dissertation, Eastern Mediterranean University (EMU)).
  36. Osorio, J. P., Farrell, E. R., & O'Kelly, B. C. (2010). Peat improvement under vacuum preloading: a novel approach for bog roads in Ireland. In *Proceedings of the Joint Symposium on Bridge and Infrastructure Research in Ireland and Concrete Research in Ireland* (pp. 255-262).
  37. PLAXIS. (2008). Reference manual, 2D-version 9.0, PLAXIS. Chapter 4: "Material". Delft Univ. of Technology, Delft, Netherlands.
  38. Rixner, J. J., Kraemer, S. R., & Smith, A. D. (1986). Prefabricated Vertical Drains, Vol. I, II and III: Summary of Research Report-Final Report. Federal Highway Admin., Report No. FHWA-RD-86/169, Washington DC.
  39. Roman D. (2013). Guía del modelado con el Software Abaqus.

40. Rujikiatkamjorn, C., Indraratna, B., & Chu, J. (2007). Numerical modelling of soft soil stabilized by vertical drains, combining surcharge and vacuum preloading for a storage yard. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(3), 326-342.
41. Rujikiatkamjorn, C., Indraratna, B., & Chu, J. (2008). 2D and 3D numerical modeling of combined surcharge and vacuum preloading with vertical drains. *International Journal of Geomechanics*, 8(2), 144-156.
42. Saowapakpiboon, J., Bergado, D. T., Youwai, S., Chai, J. C., Wanthong, P., & Voottipruex, P. (2010). Measured and predicted performance of prefabricated vertical drains (PVDs) with and without vacuum preloading. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(1), 1-11.
43. Saowapakpiboon, J., Bergado, D. T., Voottipruex, P., Lam, L. G., & Nakakuma, K. (2011). PVD improvement combined with surcharge and vacuum preloading including simulations. *Geotextiles and Geomembranes*, 29(1), 74-82.
44. Seah, T. H. (2006). Design and construction of ground improvement works at Suvarnabhumi Airport. *GEOTECHNICAL ENGINEERING*, 37(3), 171.
45. Shang, J. Q., Tang, M., & Miao, Z. (1998). Vacuum preloading consolidation of reclaimed land: a case study. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(5), 740-749.
46. Terzaghi, K. (1943), *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York.
47. Yan, S. W., & Chu, J. (2003). Soil improvement for a road using the vacuum preloading method. *Proceedings of the ICE-Ground Improvement*, 7(4), 165-172.

# **ANEXOS**

## **A. Ensayos edométricos para ambos tipos de muestras**

Se muestran los resultados de las propiedades de las probetas, la deformación registrada durante los ensayos edométricos, para cada probeta de ambos tipos de muestras estudiados en este trabajo.

### **A.1. Ensayos edométricos para probetas talladas a partir de muestras estructuradas y secadas**

- 1) Probeta zona 1: Dos depositaciones, capa superior

Etapas de carga													
0.1 kg/cm <sup>2</sup>		0.25 kg/cm <sup>2</sup>		0.5 kg/cm <sup>2</sup>		1 kg/cm <sup>2</sup>		2 kg/cm <sup>2</sup>		4 kg/cm <sup>2</sup>		8 kg/cm <sup>2</sup>	
Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]
0	0	0	-12,2	0	-28,2	0	-46,3	0	-76,8	0	-120,5	0	-220,2
0,1	-5,2	0,1	-20	0,1	-36,5	0,1	-61	0,1	-100	0,1	-154,4	0,1	-223
0,25	-5,8	0,25	-20,3	0,25	-37,2	0,25	-63,8	0,25	-102,8	0,25	-158,6	0,25	-227,1
0,5	-6	0,5	-20,7	0,5	-38	0,5	-64,1	0,5	-104,6	0,5	-161,3	0,5	-229,6
1	-6,1	1	-20,9	1	-38,7	1	-65,1	1	-106,2	1	-163,3	1	-231,8
2,25	-6,4	2,25	-21,3	2,25	-39,4	2,25	-66,5	2,25	-108,2	2,25	-165,8	2,25	-234,5
4	-6,8	4	-21,8	4	-40	4	-67,2	4	-109,3	4	-167,2	4	-236,1
6,25	-7,1	6,25	-22	6,25	-40,5	6,25	-68	6,25	-110,4	6,25	-168,5	6,25	-237,7
9	-7,2	9	-22,2	9	-40,8	9	-68,6	9	-111	9	-169,3	9	-238,6
12,25	-7,5	12,25	-22,4	12,25	-41,2	12,25	-69	12,25	-111,8	12,25	-170,2	12,25	-239,4
16	-7,7	16	-22,6	16	-41,3	16	-69,4	16	-112,2	16	-170,8	16	-240,1
20,25	-7,8	20,25	-22,8	20,25	-41,7	20,25	-69,8	20,25	-112,8	20,25	-171,4	20,25	-240,9
25	-7,9	25	-22,9	25	-41,9	25	-70,1	25	-113,2	25	-171,9	25	-241,4
40	-8,1	40	-23,2	40	-42,3	40	-70,8	40	-114,1	40	-173,1	40	-242,8
60	-8,3	60	-23,6	60	-42,8	60	-71,3	60	-114,9	60	-174,1	60	-244,1
90	-8,9	90	-24	90	-43,2	90	-72	90	-115,8	90	-175,2	90	-245,2
120	-9,1	120	-24,2	120	-43,4	120	-72,3	120	-116,3	120	-176	120	-246,1
180	-9,3	180	-24,7	180	-43,8	180	-73	180	-117,2	180	-177	180	-247,5
480	-9,9	480	-25,7	460	-44,5	495	-74,3	480	-119,4	460	-179	470	-250,1
1440	-12,2	1485	-26,2	1415	-45,2	1480	-75,5	1415	-120,5	1440	-181,1	1350	-252,2
-	-	7250	-28,2	1605	-45,7	1642	-75,7	1440	-120,5	1455	-181,1	1440	-252,4
-	-	-	-	1750	-46	1765	-75,8	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	1905	-46,2	5760	-76,8	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	2800	-46,3	5790,0	-76,8	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	2825	-46,3	-	-	-	-	-	-	-	-

Etapas de descarga													
4 kg/cm <sup>2</sup>		2 kg/cm <sup>2</sup>		1 kg/cm <sup>2</sup>		0,5 kg/cm <sup>2</sup>		0,25 kg/cm <sup>2</sup>		0,1 kg/cm <sup>2</sup>		0,0165 kg/cm <sup>2</sup>	
Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]
0	-252,4	0	-248,2	0	-243	0	-237,2	0	-230,6	0	-226,2	0	-220,2
0,1	-248,8	0,1	-244,3	0,1	-239,2	0,1	-235,8	0,1	-228,8	0,1	-224,3	0,1	-218,8
0,25	-248,7	0,25	-244,2	0,25	-239,1	0,25	-235,7	0,25	-228,6	0,25	-224,1	0,25	-218,5
0,5	-246,7	0,5	-244,1	0,5	-236,9	0,5	-233,9	0,5	-226,5	0,5	-223,9	0,5	-216,3
1	-248,6	1	-244,1	1	-236,8	1	-233,3	1	-228,3	1	-223,8	1	-218
2,25	-248,6	2,25	-244	2,25	-238,6	2,25	-232,2	2,25	-228,2	2,25	-223,6	2,25	-217,9
4	-248,5	4	-243,9	4	-238,4	4	-232,9	4	-228,1	4	-223,4	4	-217,7
6,25	-248,5	6,25	-243,8	6,25	-238,3	6,25	-232,8	6,25	-228	6,25	-223,2	6,25	-217,5
9	-248,5	9	-243,8	9	-238,3	9	-232,8	9	-227,9	9	-222,8	9	-217,4
12,25	-248,4	12,25	-243,8	12,25	-238,2	12,25	-232,7	12,25	-227,8	12,25	-222,8	12,25	-217,2
16	-248,4	16	-243,5	16	-238,2	16	-232,6	16	-227,8	16	-222,6	16	-217,1
20,25	-248,4	20,25	-243,5	20,25	-238,1	20,25	-232,6	20,25	-227,8	20,25	-222,6	20,25	-217
25	-248,4	25	-243,5	25	-238,1	25	-232,5	25	-227,8	25	-222,5	25	-217
40	-248,4	40	-243,5	40	-238	40	-232,3	40	-227,5	40	-222,3	40	-216,8
60	-248,3	60	-243,5	60	-237,8	60	-232,3	60	-227,5	60	-222,3	60	-216,8
90	-248,3	90	-243,4	90	-237,8	90	-232,2	90	-227,3	90	-222	90	-216,6
120	-248,3	120	-243,4	120	-237,8	120	-232,1	120	-227,2	120	-221,9	120	-216,4
180	-248,2	180	-243,4	180	-237,8	180	-232,1	180	-227,1	180	-221,8	180	-216,3
435	-248,2	480	-243,2	475	-237,2	510	-231,8	485	-226,7	485	-221,2	370	-215,9
1440	-248,2	1410	-243	1470	-237,2	1570	-231,2	1352	-226,2	1500	-220,8	1440	-215,1
2880	-248,2	1435	-243	2840	-237,2	5863	-230,6	-	-	3010	-220,2	1680	-215,1
5720	-248,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5820	-214,1

Propiedades probeta	
Diametro anillo [cm]	5,02
Altura anillo [cm]	3,13
Altura inicial probeta [cm]	2,01
Altura anillo [cm]	19,79
Peso anillo [g]	272,27
Peso anillo + suelo natural [g]	238,6
Peso anillo + suelo húmedo [g]	239,4
Peso anillo + suelo seco [g]	347,83
Densidad natural húmeda [g/cm <sup>3</sup> ]	330,87
Densidad natural húmeda [g/cm <sup>3</sup> ]	1,88
Densidad natural seca [g/cm <sup>3</sup> ]	1,47
Densidad final húmeda [g/cm <sup>3</sup> ]	2,13
Densidad final seca [g/cm <sup>3</sup> ]	1,65
Humedad natural [%]	26,44
Humedad final [%]	28,94
DMCS	71,64

Figura A. 1: Propiedades y registro de deformación de probeta 1 de muestras estructuradas y secadas durante ensayos edométricos

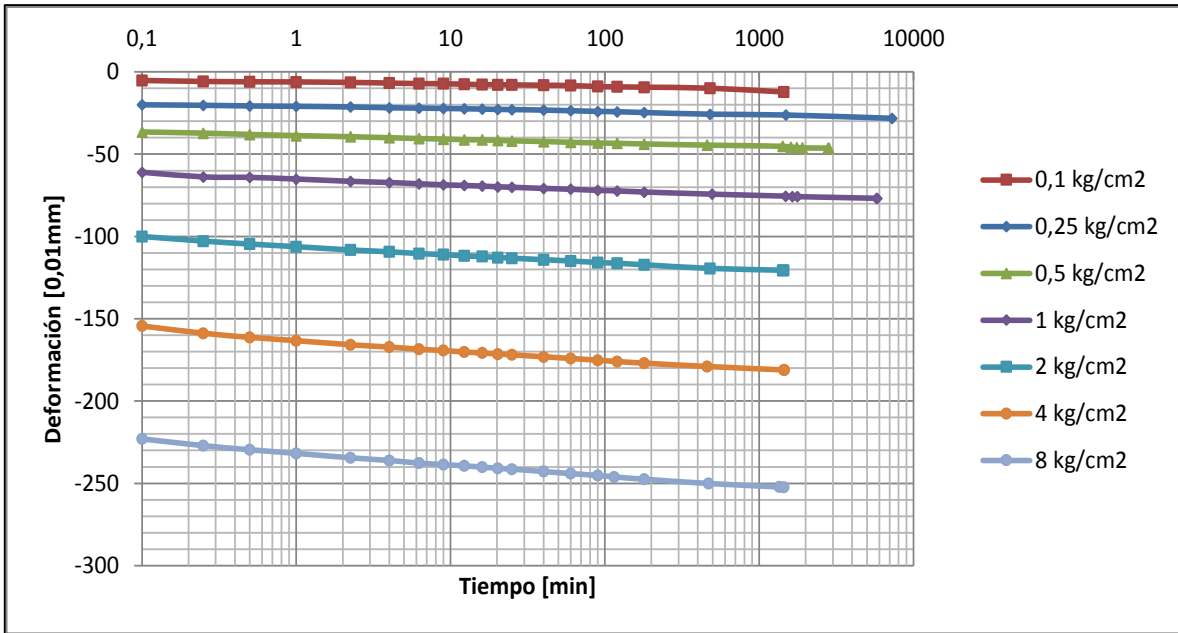


Figura A. 2: Deformación para cada etapa de carga para la probeta 1 de muestras estructuradas y secadas durante ensayos edométricos

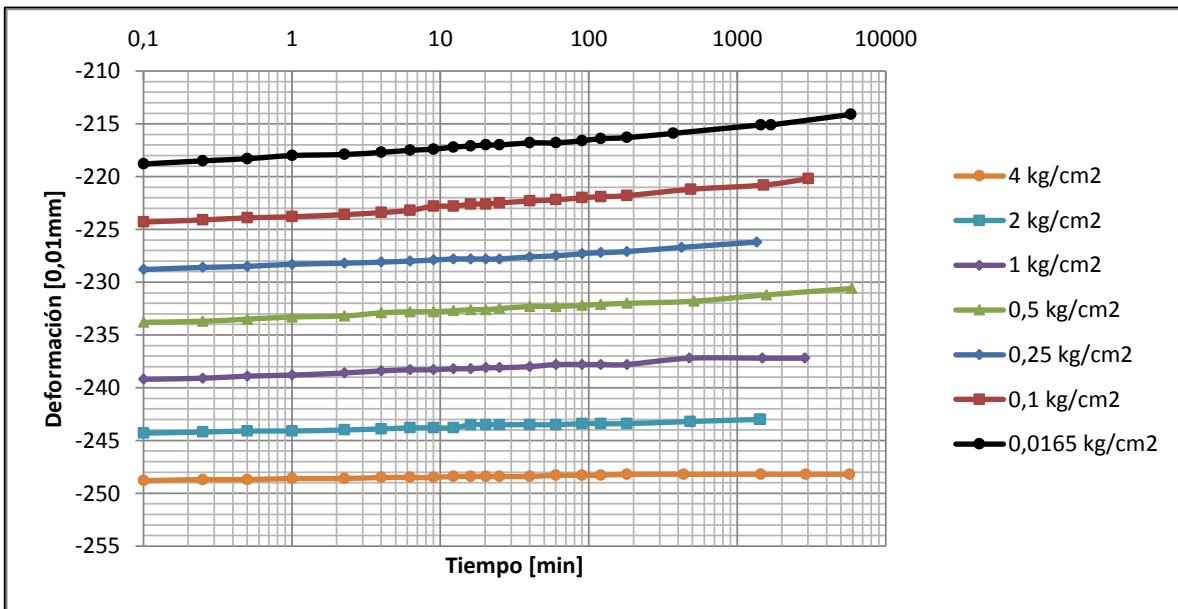


Figura A. 3: Deformación para cada etapa de descarga para la probeta 1 de muestras estructuradas y secadas durante ensayos edométricos



2) Probeta zona 2: Dos depositaciones, entre dos capas

0.1 kg/cm <sup>2</sup>		0.25 kg/cm <sup>2</sup>		0.5 kg/cm <sup>2</sup>		1 kg/cm <sup>2</sup>		2 kg/cm <sup>2</sup>		4 kg/cm <sup>2</sup>		8 kg/cm <sup>2</sup>	
Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]
0	-	0	-35,2	0	-70,7	0	-104,8	0	-154,6	0	-205,9	0	-264,1
0,1	-23	0,1	-52,3	0,1	-86,2	0,1	-134,8	0,1	-184,2	0,1	-241,1	0,1	-302,1
0,25	-23,5	0,25	-54,8	0,25	-90,2	0,25	-136,5	0,25	-186,7	0,25	-244,2	0,25	-305,8
0,5	-24	0,5	-56,2	0,5	-91,6	0,5	-137,6	0,5	-188,6	0,5	-246	0,5	-307,6
1	-24,1	1	-56,5	1	-92,8	1	-139,4	1	-190,6	1	-248	1	-309,8
2,25	-24,9	2,25	-58	2,25	-94,2	2,25	-141,2	2,25	-192,8	2,25	-250,1	2,25	-312,2
4	-25,2	4	-59	4	-95,1	4	-142,2	4	-194	4	-251,5	4	-313,6
6,25	-25,8	6,25	-59,8	6,25	-95,8	6,25	-143,2	6,25	-195,1	6,25	-252,8	6,25	-314,7
9	-26,1	9	-60,4	9	-96,4	9	-144	9	-195,9	9	-253,5	9	-315,5
12,25	-26,3	12,25	-60,8	12,25	-97	12,25	-144,7	12,25	-196,6	12,25	-254,3	12,25	-316,2
16	-26,7	16	-61,3	16	-97,3	16	-145,1	16	-197,1	16	-254,9	16	-317
20,25	-26,8	20,25	-61,7	20,25	-97,8	20,25	-145,6	20,25	-197,8	20,25	-255,4	20,25	-317,6
25	-27	25	-62,1	25	-98,1	25	-146	25	-198,1	25	-255,9	25	-318,1
40	-27,4	40	-62,8	40	-98,8	40	-146,8	40	-199,1	40	-257	40	-319,2
60	-27,9	60	-63,4	60	-99,4	60	-147,7	60	-200	60	-258	60	-320,2
90	-28,3	90	-64,3	90	-100	90	-148,3	90	-201	90	-259	90	-321,2
120	-28,8	120	-64,9	120	-100,4	120	-149	120	-201,7	120	-259,8	120	-322,8
180	-29,2	180	-65	180	-101	180	-149,8	180	-202,5	180	-260,7	180	-323
480	-30,5	480	-67,6	480	-102,2	480	-151,2	480	-204,8	480	-262,5	480	-325,3
1440	-35,2	1440	-70,7	1440	-103,3	1440	-152,8	1440	-205,9	1440	-264,1	1440	-327,3
-	-	7260	-70,7	1595	-103,9	1632	-153,1	1435	-205,9	1450	-264,1	1425	-327,3
-	-	-	-	1740	-104,2	1755	-153,2	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	1900	-104,7	1900	-154,6	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	2790	-104,8	2790	-154,6	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	2846	-104,8	2846	-154,6	-	-	-	-	-	-

0.0173 kg/cm <sup>2</sup>		0.1 kg/cm <sup>2</sup>		0.25 kg/cm <sup>2</sup>		0.5 kg/cm <sup>2</sup>		1 kg/cm <sup>2</sup>		2 kg/cm <sup>2</sup>		4 kg/cm <sup>2</sup>	
Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]
0	-302	0	-310,1	0	-315,2	0	-320,2	0	-320,2	0	-323,7	0	-327,3
0,1	-300,1	0,1	-308,5	0,1	-311,9	0,1	-316,6	0,1	-316,6	0,1	-320,8	0,1	-324,1
0,25	-300	0,25	-308,4	0,25	-311,8	0,25	-316,6	0,25	-316,6	0,25	-320,8	0,25	-324,1
0,5	-299,8	0,5	-308,4	0,5	-311,8	0,5	-316,6	0,5	-316,6	0,5	-320,7	0,5	-324,1
1	-299,7	1	-308,3	1	-311,8	1	-316,4	1	-316,4	1	-320,7	1	-324,1
2,25	-299,4	2,25	-308,2	2,25	-311,7	2,25	-316,3	2,25	-316,3	2,25	-320,6	2,25	-324
4	-299,3	4	-308,2	4	-311,6	4	-316,3	4	-316,3	4	-320,6	4	-324
6,25	-299,3	6,25	-308,2	6,25	-311,4	6,25	-316,1	6,25	-316,1	6,25	-320,2	6,25	-323,9
9	-299,2	9	-308,2	9	-311,3	9	-315,9	9	-315,9	9	-320,2	9	-323,8
12,25	-299,1	12,25	-308,1	12,25	-311,3	12,25	-315,9	12,25	-315,9	12,25	-320,2	12,25	-323,7
16	-299,1	16	-308,1	16	-311,3	16	-315,9	16	-315,9	16	-320,2	16	-323,7
20,25	-299,1	20,25	-308,1	20,25	-311,3	20,25	-315,9	20,25	-315,9	20,25	-320,2	20,25	-323,7
25	-299	25	-308	25	-311,3	25	-315,9	25	-315,9	25	-320,2	25	-323,7
40	-298,9	40	-307,9	40	-311,3	40	-315,9	40	-315,9	40	-320,2	40	-323,7
60	-298,8	60	-307,8	60	-311,2	60	-315,9	60	-315,9	60	-320,2	60	-323,7
90	-298,7	90	-307,8	90	-311,2	90	-315,9	90	-315,9	90	-320,2	90	-323,7
120	-298,6	120	-307,7	120	-311,2	120	-315,9	120	-315,9	120	-320,2	120	-323,7
180	-298,4	180	-307,7	180	-311,1	180	-315,9	180	-315,9	180	-320,2	180	-323,7
360	-298,2	360	-307,4	360	-311	360	-315,8	360	-315,8	360	-320,2	360	-323,7
1440	-297,5	1440	-306,9	1440	-310,6	1440	-315,2	1440	-315,2	1440	-320,2	1440	-323,7
1680	-297,4	1680	-306,9	1680	-310,6	1680	-315,2	1680	-315,2	1680	-320,2	1680	-323,7
5820	-296,8	5820	-302	5820	-310,1	5820	-315,2	5820	-315,2	5820	-320,2	5820	-323,7

Propiedades probeta	
Diámetro anillo [cm]	5,05
Altura anillo [cm]	3,12
Área anillo [cm <sup>2</sup> ]	2,00
Peso anillo [g]	20,03
Peso anillo + suelo natural [g]	272,24
Peso anillo + suelo húmedo [g]	345,38
Peso anillo + suelo seco [g]	347,15
Densidad natural húmeda [g/cm <sup>3</sup> ]	333,60
Densidad natural seca [g/cm <sup>3</sup> ]	1,83
Densidad final húmeda [g/cm <sup>3</sup> ]	2,22
Densidad final seca [g/cm <sup>3</sup> ]	1,82
Humedad natural [%]	15,36
Humedad final [%]	22,08
DMCS	74,50

Figura A. 4: Propiedades y registro de deformación de probeta 2 de muestras estructuradas y secadas durante ensayos edométricos

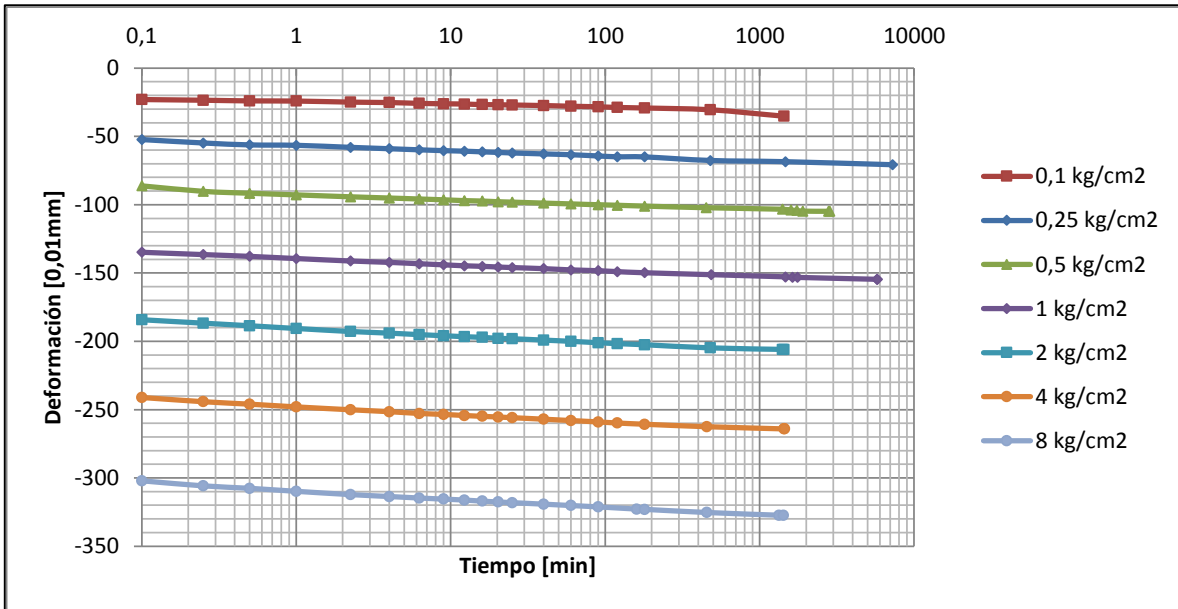


Figura A. 5: Deformación para cada etapa de carga para la probeta 2 de muestras estructuradas y secadas durante ensayos edométricos

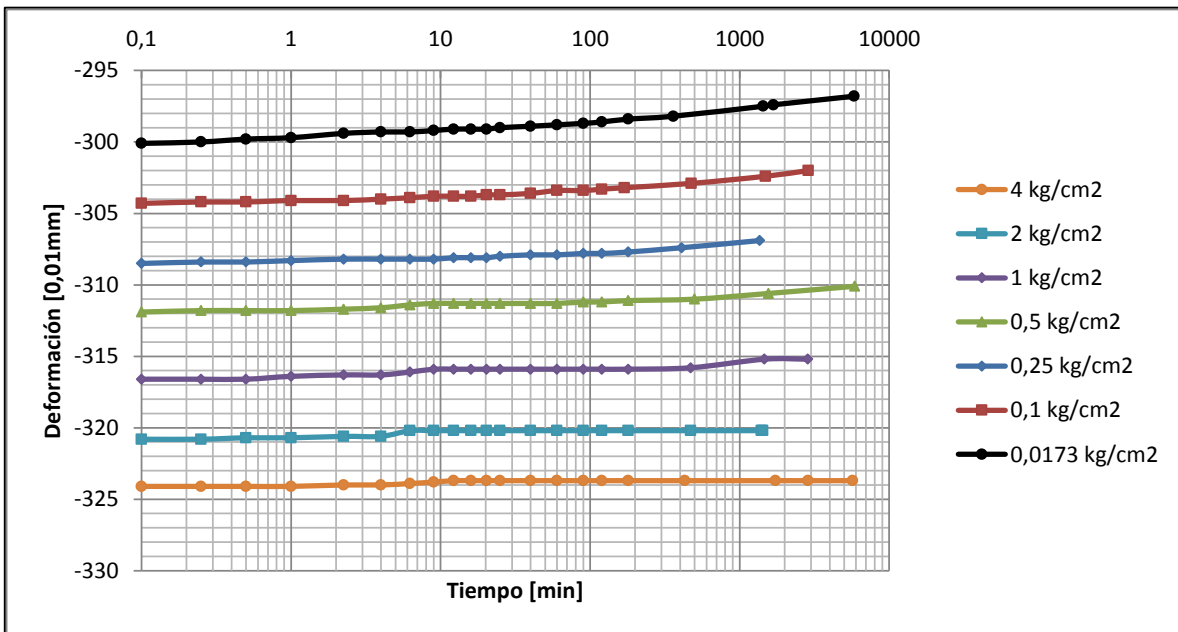


Figura A. 6: Deformación para cada etapa de descarga para la probeta 2 de muestras estructuradas y secadas durante ensayos edométricos

3) Probeta zona 3: dos depositaciones, capa inferior

Etapa de carga											
0.1 kg/cm <sup>2</sup>		0.25 kg/cm <sup>2</sup>		1 kg/cm <sup>2</sup>		2 kg/cm <sup>2</sup>		4 kg/cm <sup>2</sup>		8 kg/cm <sup>2</sup>	
Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]
0	0	0	-9,1	0	-24,2	0	-84,2	0	-127,2	0	-177
0,1	-4,5	0,1	-18	0,1	-65	0,1	-106	0,1	-153,4	0,1	-208
0,25	-5,5	0,25	-18,6	0,25	-67,8	0,25	-108,8	0,25	-157	0,25	-211,6
0,5	-6	0,5	-19,1	0,5	-69,2	0,5	-110,8	0,5	-159,1	0,5	-213
1	-6,1	1	-19,3	1	-70,5	1	-111,9	1	-160	1	-214,8
2,25	-6,4	2,25	-19,9	2,25	-71,8	2,25	-113,9	2,25	-162	2,25	-216,8
4	-6,7	4	-20,2	4	-72,7	4	-114,8	4	-163,3	4	-218,3
6,25	-7,1	6,25	-20,5	6,25	-73,4	6,25	-115,7	6,25	-164,2	6,25	-219,3
9	-7,1	9	-20,8	9	-74	9	-116,3	9	-165	9	-220
12,25	-7,2	12,25	-20,9	12,25	-74,5	12,25	-116,9	12,25	-165,7	12,25	-220,8
16	-7,2	16	-21,1	16	-74,9	16	-117,3	16	-166,2	16	-221,3
20,25	-7,3	20,25	-21,2	20,25	-75,2	20,25	-117,8	20,25	-166,8	20,25	-221,8
25	-7,3	25	-21,3	25	-75,6	25	-118,2	25	-167,1	25	-222,2
40	-7,4	40	-21,7	40	-76,3	40	-119,1	40	-167,9	40	-223,3
60	-7,7	60	-22	60	-77	60	-119,9	60	-168,8	60	-224,2
90	-7,9	90	-22,2	90	-77,8	90	-120,7	90	-169,4	90	-225,1
120	-8	120	-22,4	105	-78,2	120	-121,2	120	-170	120	-225,8
180	-8,2	180	-22,6	180	-78,8	180	-121,9	180	-170,8	180	-226,4
490	-8,5	480	-23,2	460	-80	475	-123,8	505	-172,7	415	-228
1475	-8,9	1410	-23,8	1340	-80,8	1405	-125,1	1565	-174,3	1352	-
1637	-9,1	1470	-23,9	1430	-81	1440	-125,3	5883	-177	-	-
1760	-9,1	1500	-24	1470	-81,3	1470	-125,6	-	-	-	-
5755	-9,1	1560	-24,1	1680	-81,8	1560	-125,8	-	-	-	-
5785	-9,1	1620	-24,2	1800	-81,9	1680	-126	-	-	-	-
-	-	2880	-24,2	3180	-83	1920	-126,2	-	-	-	-

Etapa de descarga											
4 kg/cm <sup>2</sup>		2 kg/cm <sup>2</sup>		1 kg/cm <sup>2</sup>		0,5 kg/cm <sup>2</sup>		0,25 kg/cm <sup>2</sup>		0,1 kg/cm <sup>2</sup>	
Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]
0	-229,2	0	-225,3	0	-220,3	0	-216	0	-211,7	0	-207,8
0,1	-226	0,1	-221,8	0,1	-216,8	0,1	-213,3	0,1	-209,7	0,1	-205,2
0,25	-225,9	0,25	-221,6	0,25	-216,8	0,25	-213,2	0,25	-209,6	0,25	-205,2
0,5	-225,9	0,5	-221,6	0,5	-216,8	0,5	-213,2	0,5	-209,5	0,5	-205,2
1	-225,9	1	-221,5	1	-216,7	1	-213,1	1	-209,5	1	-205,1
2,25	-225,9	2,25	-221,5	2,25	-216,7	2,25	-213	2,25	-209,4	2,25	-205,1
4	-225,9	4	-221,4	4	-216,5	4	-212,9	4	-209,4	4	-205,1
6,25	-225,9	6,25	-221,3	6,25	-216,4	6,25	-212,9	6,25	-209,3	6,25	-205
9	-225,9	9	-221,3	9	-216,4	9	-212,8	9	-209,3	9	-205
12,25	-225,8	12,25	-221,3	12,25	-216,4	12,25	-212,8	12,25	-209,3	12,25	-205
16	-225,8	16	-221,3	16	-216,4	16	-212,7	16	-209,2	16	-205
20,25	-225,8	20,25	-221,3	20,25	-216,4	20,25	-212,7	20,25	-209,2	20,25	-204,9
25	-225,8	25	-221,3	25	-216,4	25	-212,7	25	-209,2	25	-204,9
40	-225,8	40	-221,3	40	-216,4	40	-212,7	40	-209,1	40	-204,9
60	-225,8	60	-221,3	60	-216,3	60	-212,7	60	-209,1	60	-204,9
90	-225,8	90	-221,3	90	-216,3	90	-212,7	90	-209,1	90	-204,9
120	-225,8	120	-221,2	120	-216,3	120	-212,6	120	-208,9	120	-204,8
180	-225,8	180	-221,2	180	-216,3	180	-212,6	180	-208,8	180	-204,8
480	-225,8	365	-221,1	360	-216,3	450	-212,1	450	-208,6	360	-204,7
1495	-225,7	1440	-220,6	1350	-216	1435	-211,7	1680	-208	1500	-199,6
3010	-225,3	1680	-220,6	-	-	-	-	2790	-207,8	1680	-199,6
-	-	5820	-220,3	-	-	-	-	-	-	-	-

Propiedades probeta	
Diámetro anillo [cm]	5,03
Altura anillo [cm]	3,10
Altura inicial probeta [cm]	1,98
Area anillo [cm <sup>2</sup> ]	19,87
Peso anillo [g]	267,97
Peso anillo + suelo natural [g]	341,87
Peso anillo + suelo humedo [g]	342,82
Peso anillo + suelo seco [g]	330,62
Densidad natural humeda [g/cm <sup>3</sup> ]	1,88
Densidad natural seca [g/cm <sup>3</sup> ]	1,59
Densidad final humeda [g/cm <sup>3</sup> ]	2,12
Densidad final seca [g/cm <sup>3</sup> ]	1,78
Humedad natural [%]	17,36
Humedad final [%]	19,47
DMCS	77,45

Figura A. 7: Propiedades y registro de deformación de probeta 3 durante ensayos edométricos

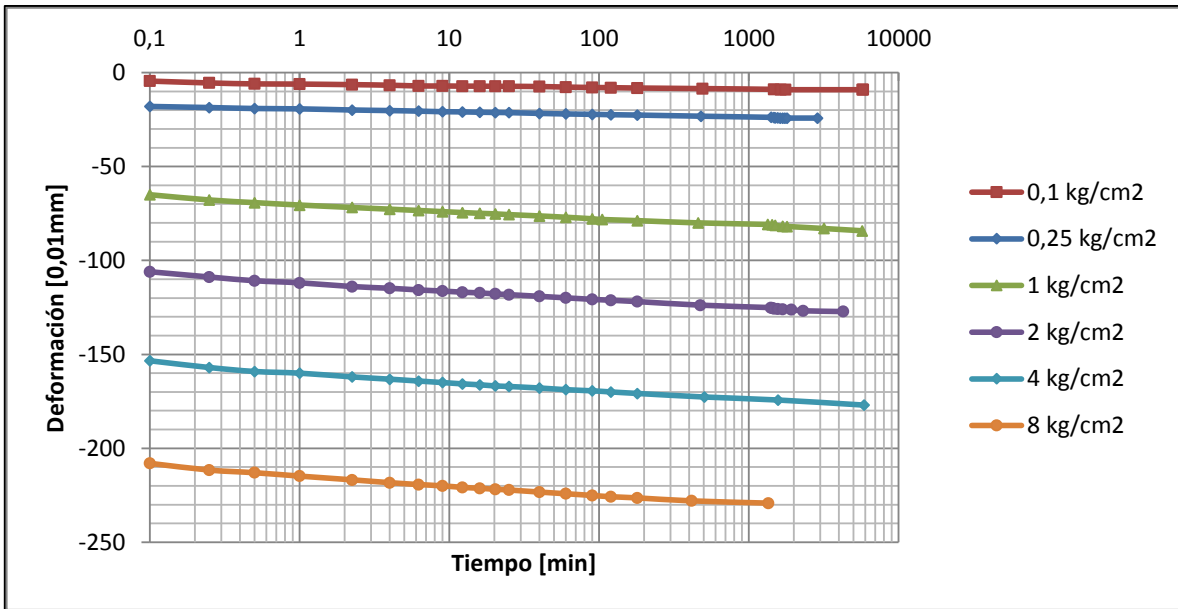


Figura A. 8: Deformación para cada etapa de carga para la probeta 3 de muestras estructuradas y secadas durante ensayos edométricos

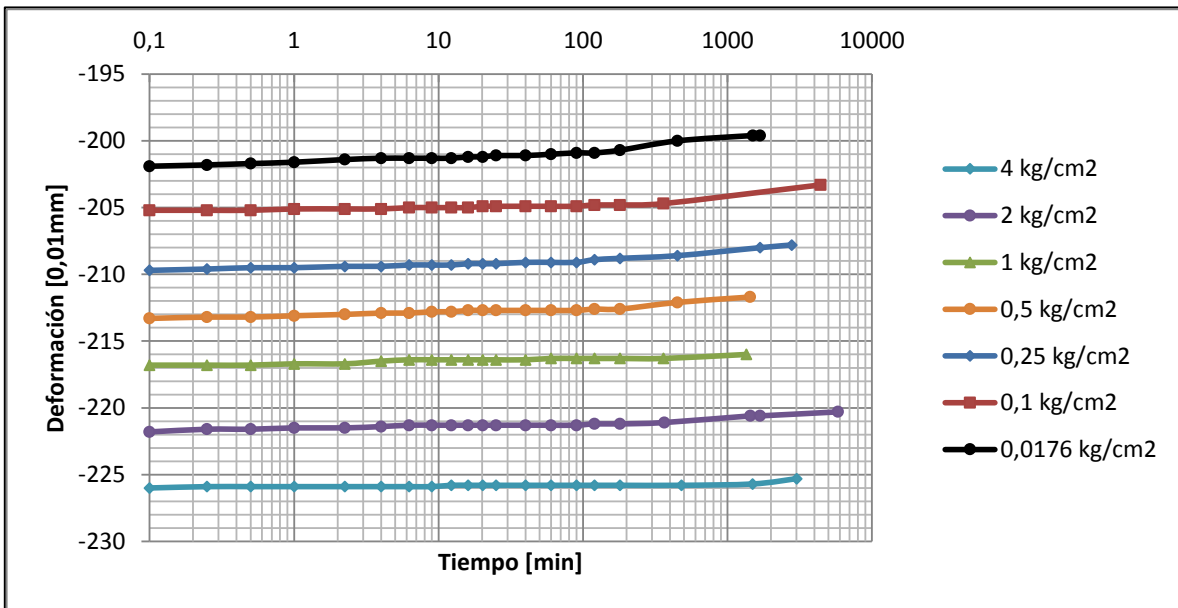


Figura A. 9: Deformación para cada etapa de descarga para la probeta 3 de muestras estructuradas y secadas durante ensayos edométricos

4) Probeta zona 4: tres depositaciones, capa superior

Propiedades probeta	
Diámetro anillo [cm]	5,02
Altura anillo [cm]	3,10
Altura inicial probeta [cm]	1,97
Area anillo [cm <sup>2</sup> ]	19,79
Peso anillo [g]	269,69
Peso anillo + suelo natural [g]	341,69
Peso anillo + suelo humedo [g]	343,84
Peso anillo + suelo seco [g]	328,12
Densidad natural humeda [g/cm <sup>3</sup> ]	1,85
Densidad natural seca [g/cm <sup>3</sup> ]	1,49
Densidad final humeda [g/cm <sup>3</sup> ]	2,14
Densidad final seca [g/cm <sup>3</sup> ]	1,69
Humedad natural [%]	13,76
Humedad final [%]	26,90
DMCS	72,52

0,1 kg/cm <sup>2</sup>		0,25 kg/cm <sup>2</sup>		0,5 kg/cm <sup>2</sup>		1 kg/cm <sup>2</sup>		2 kg/cm <sup>2</sup>		4 kg/cm <sup>2</sup>		8 kg/cm <sup>2</sup>	
Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]
0	0	0	-21,3	0	-40,8	0	-60	0	-90,3	0	-128,5	0	-178,1
0,1	-13,1	0,1	-31,1	0,1	-46,2	0,1	-78	0,1	-114,3	0,1	-160	0,1	-215,5
0,25	-14	0,25	-32,1	0,25	-51,2	0,25	-79,5	0,25	-115,8	0,25	-162,5	0,25	-219,7
0,5	-14,1	0,5	-32,7	0,5	-52	0,5	-80,3	0,5	-117	0,5	-163,8	0,5	-221,3
1	-14,2	1	-33	1	-52,8	1	-81	1	-117,8	1	-165	1	-223,2
2,25	-14,9	2,25	-33,7	2,25	-53,7	2,25	-82,1	2,25	-119,3	2,25	-167	2,25	-225,8
4	-15	4	-34	4	-54,1	4	-82,7	4	-120,2	4	-168	4	-226,9
6,25	-15,2	6,25	-34,2	6,25	-54,7	6,25	-83,1	6,25	-120,9	6,25	-169	6,25	-228,1
9	-15,4	9	-34,8	9	-54,9	9	-83,7	9	-121,3	9	-169,7	9	-229
12,25	-15,7	12,25	-35	12,25	-55,2	12,25	-84	12,25	-121,8	12,25	-170,2	12,25	-229,6
16	-15,8	16	-35,1	16	-55,4	16	-84,3	16	-122,2	16	-170,8	16	-230,3
20,25	-15,9	20,25	-35,2	20,25	-55,6	20,25	-84,6	20,25	-122,7	20,25	-171,2	20,25	-230,9
25	-16,1	25	-35,6	25	-55,8	25	-84,8	25	-122,9	25	-171,4	25	-231,3
40	-16,3	40	-35,9	40	-56,2	40	-85,3	40	-123,7	40	-172,2	40	-232,3
60	-16,8	60	-36,5	60	-56,6	60	-85,8	60	-124,2	60	-173,1	60	-233,2
90	-16,9	90	-37,1	90	-57	90	-86,3	90	-125	90	-173,9	90	-234,3
120	-17,1	120	-37,3	120	-57,3	120	-86,8	120	-125,3	120	-174,3	120	-235,5
180	-17,4	180	-37,8	180	-57,8	180	-87,3	180	-126	180	-175,1	180	-235,9
480	-19,8	480	-38,8	445	-58,3	480	-88,2	480	-127,9	480	-176,8	450	-238
1440	-21,3	1465	-39,4	1400	-59,1	1465	-89,2	1400	-128,5	1430	-178,1	1330	-239,9
-	-	7270	-40,8	1600	-59,7	1627	-89,5	1430	-128,5	1445	-178,1	1420	-240
-	-	-	-	1745	-59,9	1750	-89,7	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	1895	-60	5745	-90,3	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	2785	-60	5775	-90,3	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	2846	-60	-	-	-	-	-	-	-	-

4 kg/cm <sup>2</sup>		2 kg/cm <sup>2</sup>		1 kg/cm <sup>2</sup>		0,25 kg/cm <sup>2</sup>		0,1 kg/cm <sup>2</sup>		0,0178 kg/cm <sup>2</sup>	
Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]
0	-240	0	-236,3	0	-232,5	0	-227,3	0	-219,8	0	-214
0,1	-237	0,1	-233,3	0,1	-229	0,1	-223,1	0,1	-216,3	0,1	-213
0,25	-236,8	0,25	-233,3	0,25	-228,8	0,25	-223	0,25	-216,1	0,25	-212,8
0,5	-236,8	0,5	-233,2	0,5	-228,8	0,5	-223	0,5	-216	0,5	-212,7
1	-236,7	1	-233,1	1	-228,6	1	-223	1	-215,9	1	-212,6
2,25	-236,7	2,25	-233	2,25	-228,6	2,25	-223	2,25	-215,8	2,25	-212,3
4	-236,6	4	-232,9	4	-228,5	4	-222,9	4	-215,7	4	-212,2
6,25	-236,6	6,25	-232,9	6,25	-228,5	6,25	-222,9	6,25	-215,7	6,25	-212,2
9	-236,6	9	-232,9	9	-228,3	9	-222,9	9	-215,7	9	-212,1
12,25	-236,5	12,25	-232,9	12,25	-228,3	12,25	-222,9	12,25	-215,6	12,25	-212,1
16	-236,5	16	-232,9	16	-228,2	16	-222,9	16	-215,5	16	-212,1
20,25	-236,5	20,25	-232,9	20,25	-228,2	20,25	-222,8	20,25	-215,4	20,25	-212
25	-236,5	25	-232,9	25	-228,2	25	-222,7	25	-215,3	25	-212
40	-236,4	40	-232,8	40	-228,2	40	-222,7	40	-215,2	40	-211,9
60	-236,3	60	-232,8	60	-228,1	60	-222,7	60	-215,2	60	-211,7
90	-236,3	90	-232,8	90	-228,1	90	-222,7	90	-215,1	90	-211,5
120	-236,3	120	-232,7	120	-228	120	-222,7	120	-215,1	120	-211,4
180	-236,3	180	-232,7	180	-228	180	-222,6	180	-215,1	180	-211,4
425	-236,3	465	-232,7	465	-228	495	-222,6	405	-220	395	-211,1
1440	-236,3	1395	-232,5	1460	-227,7	1555	-222,3	1360	-219,8	1440	-210,3
2865	-236,3	1425	-232,5	2845	-227,3	5880	-222,1	2885	-214	1680	-210,3
5705	-236,3	-	-	-	-	-	-	-	-	5820	-209,7

Figura A. 10: Propiedades y registro de deformación de probeta 4 durante ensayos edométricos

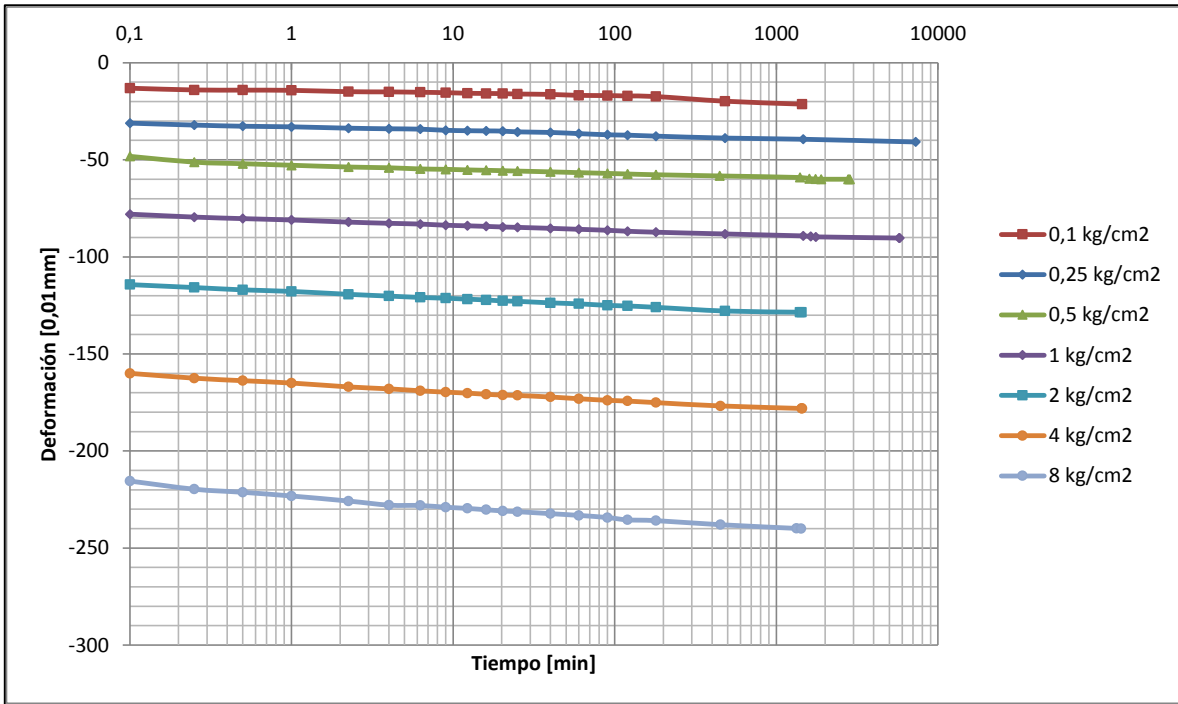


Figura A. 11: Deformación para cada etapa de carga para la probeta 4 de muestras estructuradas y secadas durante ensayos edométricos

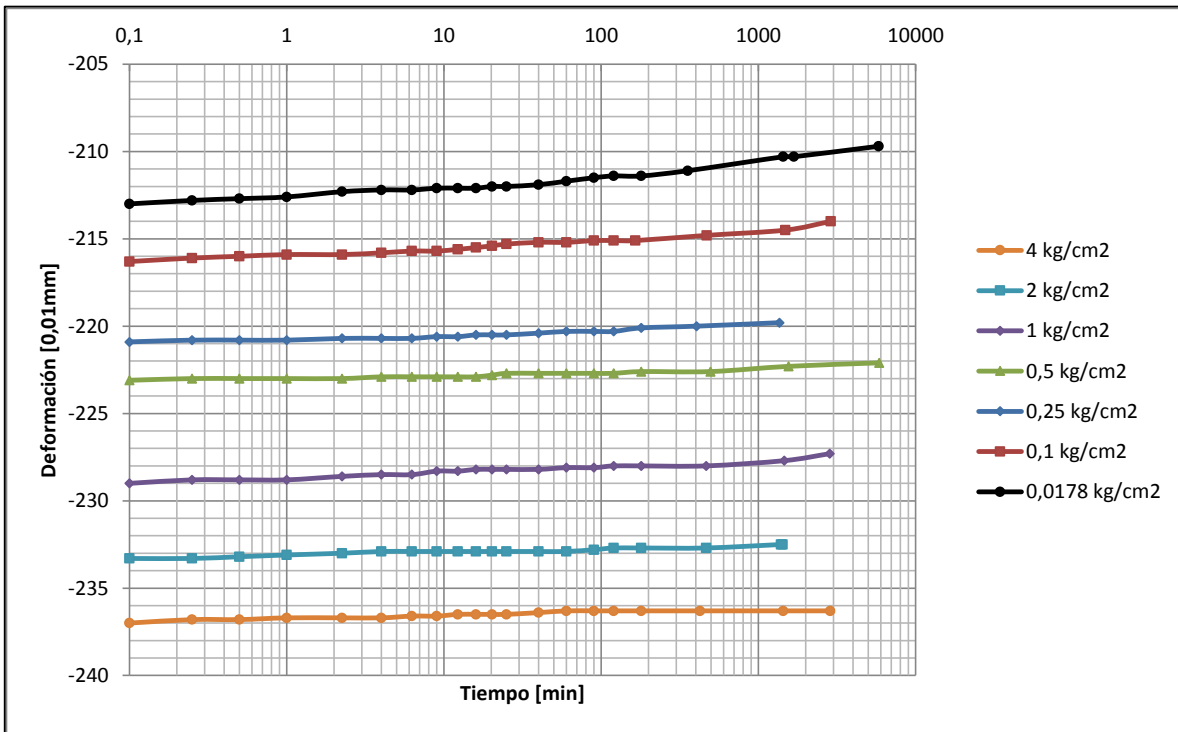


Figura A. 12: Deformación para cada etapa de descarga para la probeta 4 de muestras estructuradas y secadas durante ensayos edométricos

## A.2. Ensayos edométricos de probetas depositadas normalmente consolidadas

### 1) Probeta 1

Etapa de carga													
0,016 kg/cm <sup>2</sup>		0,1 kg/cm <sup>2</sup>		0,25 kg/cm <sup>2</sup>		0,5 kg/cm <sup>2</sup>		1 kg/cm <sup>2</sup>		2 kg/cm <sup>2</sup>		4 kg/cm <sup>2</sup>	
Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]
0	0	0	-282	0	-300	0	-366	0	-397	0	-435	0	-474
0,1	-59	0,1	-285	0,1	-350	0,1	-377	0,1	-410	0,1	-455	0,1	-498
0,25	-120	0,25	-288	0,25	-354	0,25	-381	0,25	-418	0,25	-457	0,25	-500
0,5	-205	0,5	-289	0,5	-355	0,5	-382	0,5	-420	0,5	-459	0,5	-501
1	-255	1	-290	1	-357	1	-384	1	-421	1	-460	1	-502
2,25	-275	2,25	-292	2,25	-358	2,25	-385	2,25	-423	2,25	-461	2,25	-504
4	-277	4	-293	4	-358	4	-386	4	-423	4	-462	4	-505
6,25	-278	6,25	-294	6,25	-359	6,25	-387	6,25	-424	6,25	-463	6,25	-506
9	-279	9	-294	9	-359	9	-387	9	-425	9	-464	9	-506
12,25	-279	12,25	-294	12,25	-360	12,25	-388	12,25	-425	12,25	-464	12,25	-507
16	-279	16	-295	16	-360	16	-388	16	-426	16	-465	16	-507
20,25	-279	20,25	-295	20,25	-360	20,25	-389	20,25	-426	20,25	-465	20,25	-508
25	-279	25	-295	25	-360	25	-389	25	-427	25	-466	25	-508
40	-279	40	-296	40	-361	40	-390	40	-427	40	-467	40	-509
60	-280	60	-296	60	-361	60	-391	60	-428	60	-468	60	-510
90	-280	90	-297	90	-362	90	-391	90	-429	90	-468	90	-511
120	-280	120	-297	120	-362	120	-392	120	-430	120	-469	120	-512
180	-280	180	-298	180	-363	180	-393	180	-431	180	-470	180	-512
450	-280	465	-299	480	-365	450	-394	390	-432	420	-473	420	-515
1680	-281	1400	-300	1495	-366	1440	-396	4457	-435	1445	-474	1342	-516
5760	-282	-	-	2770	-397	-	-	-	-	-	-	-	-
Etapa de descarga													
2 kg/cm <sup>2</sup>		1 kg/cm <sup>2</sup>		0,5 kg/cm <sup>2</sup>		0,25 kg/cm <sup>2</sup>		0,1 kg/cm <sup>2</sup>		0,016 kg/cm <sup>2</sup>		Propiedades probeta	
Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Diámetro anillo [cm]	5,02
0	-516	0	-514	0	-511	0	-508	0	-505	0	-503	Altura anillo [cm]	3,13
0,1	-515	0,1	-511	0,1	-509	0,1	-506	0,1	-503	0,1	-501	Altura inicial probeta [cm]	2,33
0,25	-515	0,25	-511	0,25	-509	0,25	-506	0,25	-503	0,25	-501	Área anillo [cm <sup>2</sup> ]	19,79
0,5	-514	0,5	-511	0,5	-508	0,5	-506	0,5	-503	0,5	-501	Peso extra [gr]	367,92
1	-514	1	-511	1	-508	1	-506	1	-503	1	-501	Peso extra + suelo húmedo [g]	451,45
2,25	-514	2,25	-511	2,25	-508	2,25	-506	2,25	-503	2,25	-501	Peso extra + suelo seco [g]	433,11
4	-514	4	-511	4	-508	4	-506	4	-503	4	-501	Densidad inicial seca [g/cm <sup>3</sup> ]	1,41
6,25	-514	6,25	-511	6,25	-508	6,25	-506	6,25	-503	6,25	-501	Densidad final húmeda [g/cm <sup>3</sup> ]	1,80
12,25	-514	12,25	-511	12,25	-508	12,25	-506	12,25	-503	12,25	-501	Densidad final seca [g/cm <sup>3</sup> ]	1,80
16	-514	16	-511	16	-508	16	-506	16	-503	16	-501	Humedad inicial [%]	44,44
20,25	-514	20,25	-511	20,25	-508	20,25	-506	20,25	-503	20,25	-501	Humedad final [%]	28,13
25	-514	25	-511	25	-508	25	-506	25	-503	25	-501	DMCS	68,68
40	-514	40	-511	40	-508	40	-506	40	-503	40	-501		
60	-514	60	-511	60	-508	60	-506	60	-503	60	-501		
90	-514	90	-511	90	-508	90	-506	90	-503	90	-501		
120	-514	120	-511	120	-508	120	-506	120	-503	120	-501		
180	-514	180	-511	180	-508	180	-506	180	-503	180	-501		
300	-514	1152	-511	300	-508	1140	-505	240	-503	480	-501		
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5760	-501		
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7200	-501		

**Figura A. 13: Propiedades y registro de deformación de probeta 1 de muestras depositadas normalmente consolidadas durante ensayos edométricos**

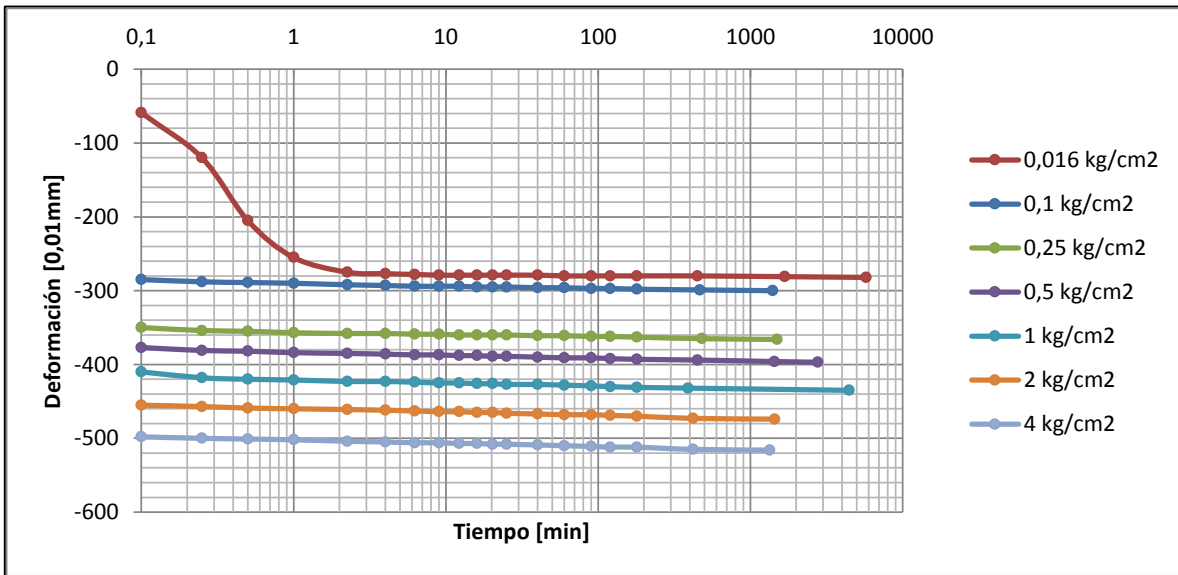


Figura A. 14: Deformación para cada etapa de carga para la probeta 1 de muestras depositadas normalmente consolidadas durante ensayos edométricos

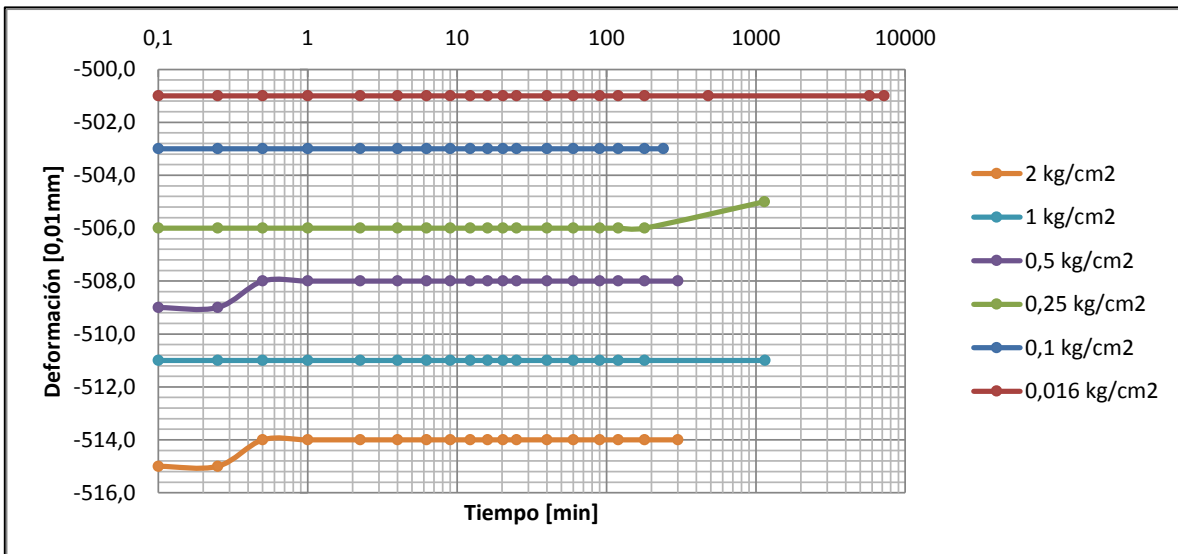


Figura A. 15: Deformación para cada etapa de descarga para la probeta 1 de muestras depositadas normalmente consolidadas durante ensayos edométricos



2) Probeta 2

Etapas de carga													
0,016 kg/cm <sup>2</sup>		0,1 kg/cm <sup>2</sup>		0,25 kg/cm <sup>2</sup>		0,5 kg/cm <sup>2</sup>		1 kg/cm <sup>2</sup>		2 kg/cm <sup>2</sup>		4 kg/cm <sup>2</sup>	
Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]
0	0	0	-297	0	-337	0	-379	0	-416	0	-457	0	-496
0,1	-100	0,1	-309	0,1	-354	0,1	-392	0,1	-432	0,1	-476	0,1	-519
0,25	-168	0,25	-315	0,25	-359	0,25	-396	0,25	-438	0,25	-478	0,25	-521
0,5	-190	0,5	-319	0,5	-361	0,5	-398	0,5	-440	0,5	-480	0,5	-522
1	-230	1	-323	1	-363	1	-400	1	-441	1	-481	1	-523
2,25	-245	2,25	-325	2,25	-366	2,25	-402	2,25	-442	2,25	-482	2,25	-524
4	-262	4	-328	4	-368	4	-403	4	-443	4	-483	4	-525
6,25	-265	6,25	-329	6,25	-369	6,25	-404	6,25	-443	6,25	-485	6,25	-526
9	-266	9	-329	9	-370	9	-405	9	-444	9	-485	9	-527
12,25	-267	12,25	-330	12,25	-371	12,25	-405	12,25	-445	12,25	-486	12,25	-528
16	-268	16	-331	16	-371	16	-406	16	-446	16	-486	16	-528
20,25	-268	20,25	-331	20,25	-372	20,25	-406	20,25	-446	20,25	-487	20,25	-529
25	-269	25	-331	25	-372	25	-407	25	-447	25	-487	25	-529
40	-269	40	-332	40	-373	40	-408	40	-447	40	-488	40	-530
60	-290	60	-333	60	-374	60	-409	60	-448	60	-489	60	-531
90	-291	90	-334	90	-375	90	-409	90	-449	90	-490	90	-532
120	-292	120	-334	120	-376	120	-410	120	-450	120	-491	120	-532
180	-293	180	-335	180	-377	180	-411	180	-451	180	-492	180	-533
435	-294	460	-336	480	-379	448	-413	390	-452	420	-495	420	-536
1680	-295	1395	-337	1495	-379	1440	-415	4457	-457	1445	-496	1342	-537
5760	-297	-	-	2768	-416	-	-	-	-	-	-	-	-

Etapas de descarga											
2 kg/cm <sup>2</sup>		1 kg/cm <sup>2</sup>		0,5 kg/cm <sup>2</sup>		0,25 kg/cm <sup>2</sup>		0,1 kg/cm <sup>2</sup>		0,016 kg/cm <sup>2</sup>	
Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]
0	-537	0	-534	0	-528	0	-526	0	-523	0	-521
0,1	-535	0,1	-528	0,1	-526	0,1	-524	0,1	-522	0,1	-519
0,25	-535	0,25	-528	0,25	-526	0,25	-524	0,25	-522	0,25	-519
0,5	-535	0,5	-528	0,5	-526	0,5	-524	0,5	-522	0,5	-519
1	-534	1	-528	1	-526	1	-524	1	-522	1	-519
2,25	-534	2,25	-528	2,25	-526	2,25	-524	2,25	-522	2,25	-519
4	-534	4	-528	4	-526	4	-524	4	-521	4	-519
6,25	-534	6,25	-528	6,25	-526	6,25	-524	6,25	-521	6,25	-519
9	-534	9	-528	9	-526	9	-524	9	-521	9	-519
12,25	-534	12,25	-528	12,25	-526	12,25	-524	12,25	-521	12,25	-519
16	-534	16	-528	16	-526	16	-524	16	-521	16	-519
20,25	-534	20,25	-528	20,25	-526	20,25	-524	20,25	-521	20,25	-519
25	-534	25	-528	25	-526	25	-524	25	-521	25	-519
40	-534	40	-528	40	-526	40	-524	40	-521	40	-519
60	-534	60	-528	60	-526	60	-524	60	-521	60	-519
90	-534	90	-528	90	-526	90	-524	90	-521	90	-519
120	-534	120	-528	120	-526	120	-524	120	-521	120	-517
180	-534	180	-528	180	-526	180	-524	180	-521	180	-517
300	-534	1152	-528	300	-526	1140	-523	240	-521	480	-517
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5760	-517
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7200	-517

Propiedades probeta	
Diámetro anillo [cm]	5,03
Altura anillo [cm]	3,10
Altura inicial probeta [cm]	2,37
Área anillo [cm <sup>2</sup> ]	19,87
Peso extra [gr]	365,84
Peso extra + suelo húmedo [g]	472,50
Peso extra + suelo seco [g]	453,23
Densidad inicial seca [g/cm <sup>3</sup> ]	1,43
Densidad final seca [g/cm <sup>3</sup> ]	1,83
Densidad final húmeda [g/cm <sup>3</sup> ]	2,35
Humedad inicial [%]	44,44
Humedad final [%]	28,59
DIMCS	69,60

Figura A. 16: Propiedades y registro de deformación de probeta 2 de muestras depositadas normalmente consolidadas durante ensayos edométricos

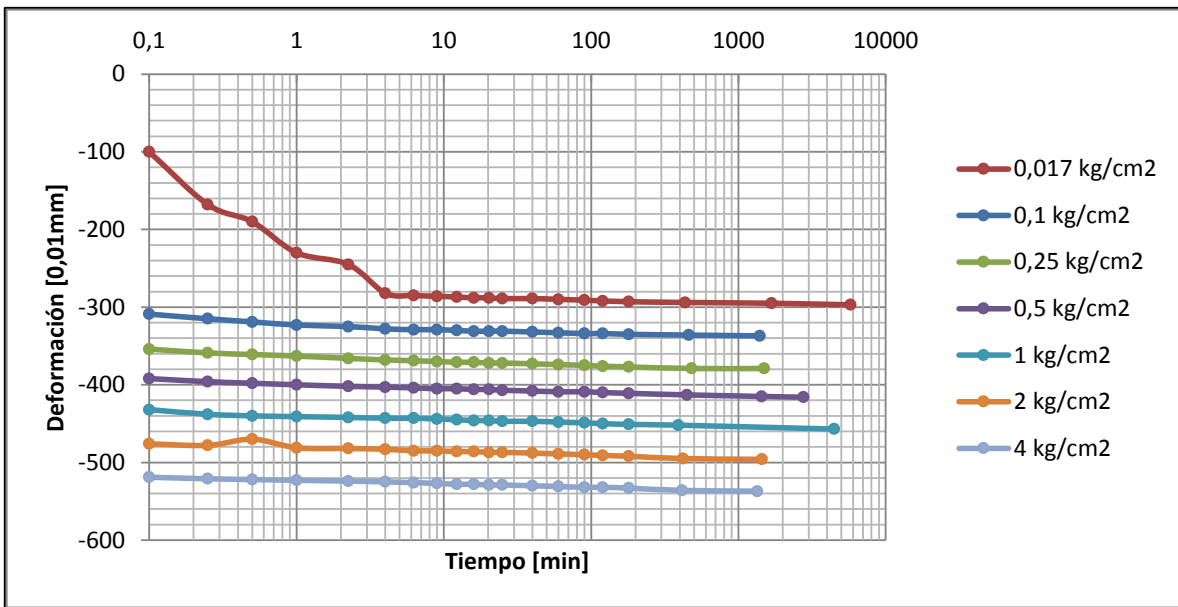


Figura A. 17: Deformación para cada etapa de carga para la probeta 2 de muestras depositadas normalmente consolidadas durante ensayos edométricos

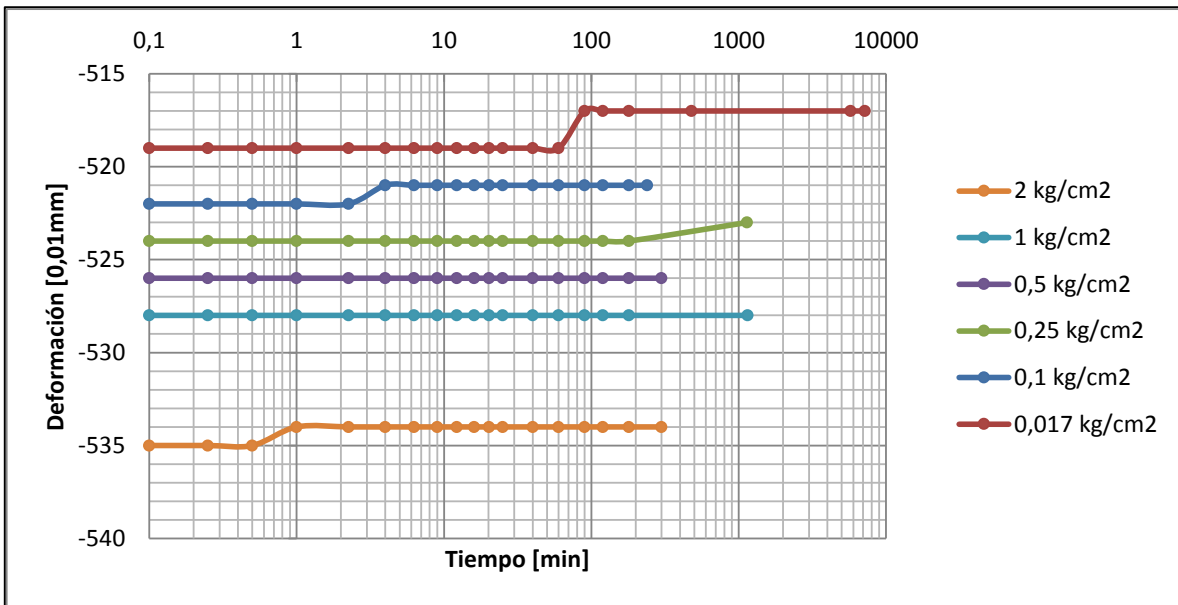


Figura A. 18: Deformación para cada etapa de descarga para la probeta 1 de muestras depositadas normalmente consolidadas durante ensayos edométricos

3) Probeta 3

Etapa de carga													
0,016 kg/cm <sup>2</sup>		0,1 kg/cm <sup>2</sup>		0,25 kg/cm <sup>2</sup>		0,5 kg/cm <sup>2</sup>		1 kg/cm <sup>2</sup>		2 kg/cm <sup>2</sup>		4 kg/cm <sup>2</sup>	
Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]
0	0	0	-237	0	-280	0	-347	0	-380	0	-415	0	-450
0,1	-90	0,1	-252	0,1	-328	0,1	-362	0,1	-395	0,1	-433	0,1	-466
0,25	-155	0,25	-259	0,25	-332	0,25	-365	0,25	-398	0,25	-435	0,25	-468
0,5	-180	0,5	-264	0,5	-334	0,5	-366	0,5	-400	0,5	-437	0,5	-469
1	-200	1	-268	1	-336	1	-368	1	-401	1	-438	1	-470
2,25	-212	2,25	-270	2,25	-337	2,25	-369	2,25	-402	2,25	-439	2,25	-472
4	-220	4	-271	4	-338	4	-370	4	-403	4	-440	4	-473
6,25	-234	6,25	-272	6,25	-339	6,25	-371	6,25	-404	6,25	-441	6,25	-473
9	-234	9	-272	9	-340	9	-371	9	-405	9	-441	9	-474
12,25	-234	12,25	-273	12,25	-340	12,25	-372	12,25	-405	12,25	-442	12,25	-474
16	-234	16	-273	16	-341	16	-372	16	-406	16	-442	16	-475
20,25	-234	20,25	-274	20,25	-341	20,25	-373	20,25	-406	20,25	-442	20,25	-475
25	-235	25	-274	25	-341	25	-373	25	-407	25	-443	25	-475
40	-235	40	-275	40	-342	40	-374	40	-407	40	-444	40	-476
60	-235	60	-275	60	-342	60	-374	60	-408	60	-444	60	-477
90	-235	90	-276	90	-343	90	-375	90	-409	90	-445	90	-477
120	-236	120	-276	120	-343	120	-375	120	-409	120	-445	120	-478
180	-236	180	-277	180	-344	180	-376	180	-410	180	-446	180	-478
420	-236	455	-278	480	-346	445	-378	390	-411	420	-449	420	-481
1650	-236	1390	-280	1495	-347	1440	-379	4457	-415	1445	-450	1342	-482
5740	-237			2765	-380								

Etapa de descarga											
2 kg/cm <sup>2</sup>		1 kg/cm <sup>2</sup>		0,5 kg/cm <sup>2</sup>		0,25 kg/cm <sup>2</sup>		0,1 kg/cm <sup>2</sup>		0,016 kg/cm <sup>2</sup>	
Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]
0	-482	0	-479	0	-476	0	-474	0	-471	0	-468
0,1	-479	0,1	-476	0,1	-474	0,1	-472	0,1	-468	0,1	-466
0,25	-479	0,25	-476	0,25	-474	0,25	-472	0,25	-468	0,25	-465
0,5	-479	0,5	-476	0,5	-474	0,5	-472	0,5	-468	0,5	-465
1	-479	1	-476	1	-474	1	-472	1	-468	1	-465
2,25	-479	2,25	-476	2,25	-474	2,25	-472	2,25	-468	2,25	-465
4	-479	4	-476	4	-474	4	-472	4	-468	4	-465
6,25	-479	6,25	-476	6,25	-474	6,25	-472	6,25	-468	6,25	-465
9	-479	9	-476	9	-474	9	-472	9	-468	9	-465
12,25	-479	12,25	-476	12,25	-474	12,25	-472	12,25	-468	12,25	-465
16	-479	16	-476	16	-474	16	-472	16	-468	16	-465
20,25	-479	20,25	-476	20,25	-474	20,25	-472	20,25	-468	20,25	-465
25	-479	25	-476	25	-474	25	-472	25	-468	25	-465
40	-479	40	-476	40	-474	40	-472	40	-468	40	-465
60	-479	60	-476	60	-474	60	-472	60	-468	60	-465
90	-479	90	-476	90	-474	90	-472	90	-468	90	-463
120	-479	120	-476	120	-474	120	-472	120	-468	120	-463
180	-479	180	-476	180	-474	180	-472	180	-468	180	-463
300	-479	1152	-476	300	-474	1140	-471	240	-468	480	-463
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5760	-463
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7200	-463

Propiedades probeta	
Díámetro anillo [cm]	5,05
Altura anillo [cm]	3,12
Altura inicial probeta [cm]	2,37
Área anillo [cm <sup>2</sup> ]	20,03
Peso extra [gr]	345,02
Peso extra + suelo húmedo [g]	429,78
Peso extra + suelo seco [g]	413,62
Densidad inicial seca [g/cm <sup>3</sup> ]	1,45
Densidad final seca [g/cm <sup>3</sup> ]	1,80
Densidad final húmeda	2,22
Humedad inicial [%]	44,44
Humedad final [%]	23,56
DMCS	70,29

Figura A. 19: Propiedades y registro de deformación de probeta 3 de muestras depositadas normalmente consolidadas durante ensayos edométricos

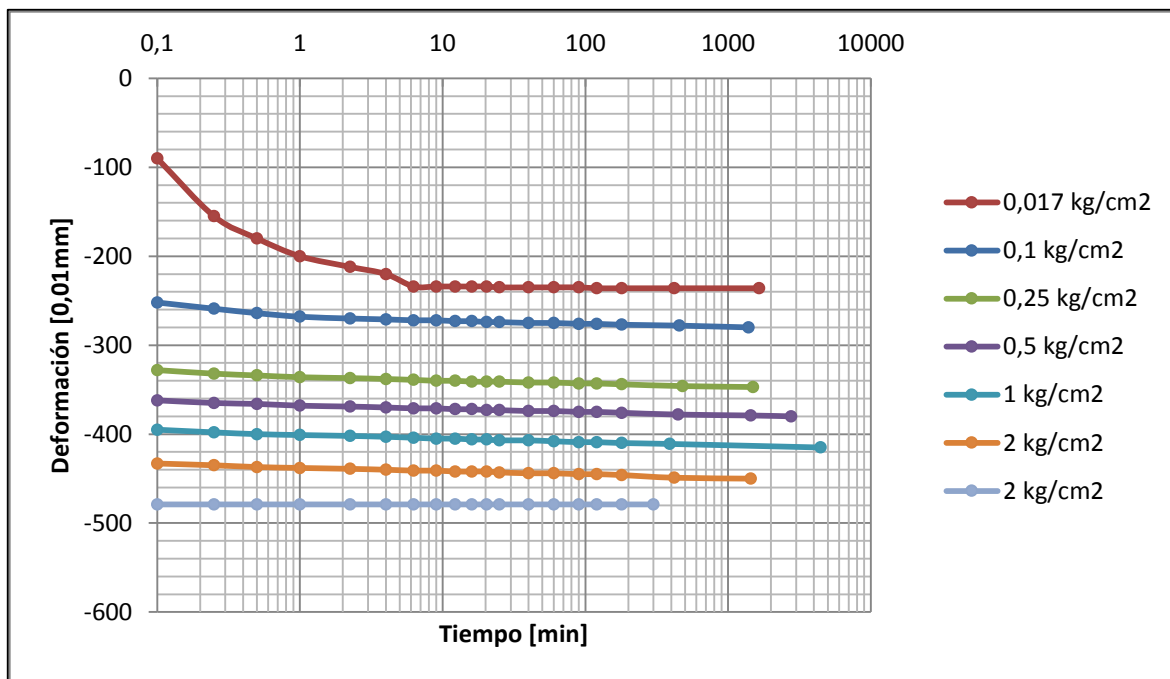


Figura A. 20: Deformación para cada etapa de carga para la probeta 3 de muestras depositadas normalmente consolidadas durante ensayos edométricos

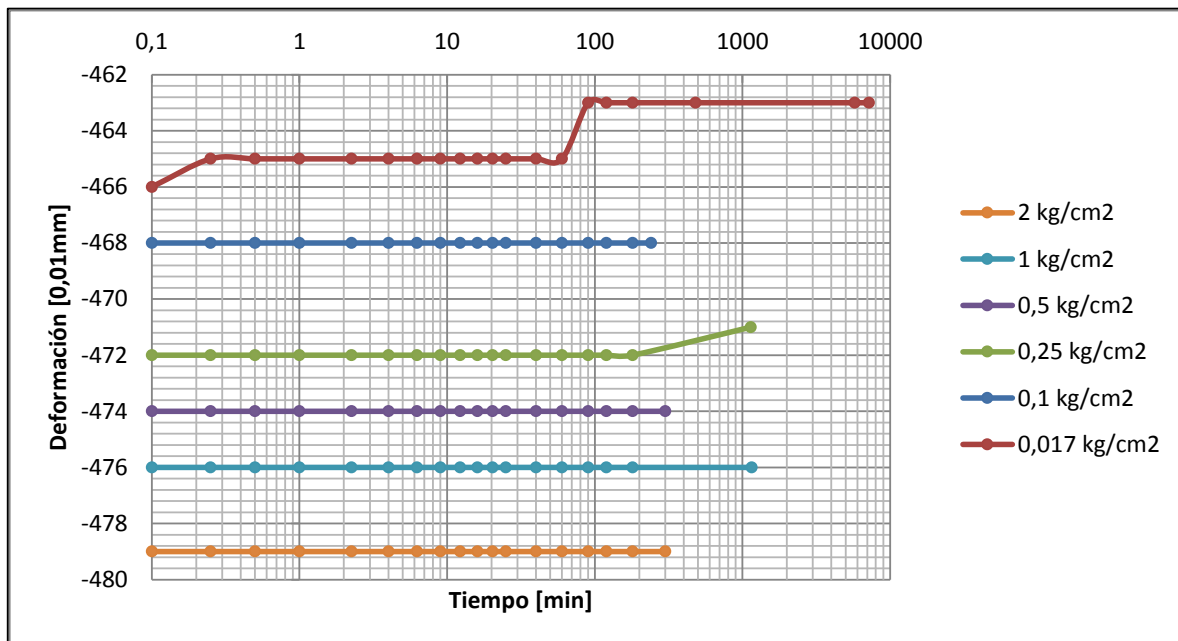


Figura A. 21: Deformación para cada etapa de descarga para la probeta 3 de muestras depositadas normalmente consolidadas durante ensayos edométricos

4) Probeta 4

Etapa de carga													
0,016 kg/cm <sup>2</sup>		0,1 kg/cm <sup>2</sup>		0,25 kg/cm <sup>2</sup>		0,5 kg/cm <sup>2</sup>		1 kg/cm <sup>2</sup>		2 kg/cm <sup>2</sup>		4 kg/cm <sup>2</sup>	
Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]
0	0	0	-223	0	-257	0	-367	0	-376	0	-397	0	-427
0,1	-100	0,1	-236	0,1	-318	0,1	-370	0,1	-380	0,1	-411	0,1	-449
0,25	-139	0,25	-241	0,25	-350	0,25	-370	0,25	-385	0,25	-413	0,25	-450
0,5	-163	0,5	-244	0,5	-353	0,5	-371	0,5	-386	0,5	-414	0,5	-451
1	-192	1	-247	1	-355	1	-371	1	-387	1	-415	1	-453
2,25	-201	2,25	-249	2,25	-357	2,25	-371	2,25	-388	2,25	-417	2,25	-454
4	-210	4	-250	4	-358	4	-371	4	-388	4	-418	4	-455
6,25	-212	6,25	-250	6,25	-362	6,25	-371	6,25	-389	6,25	-418	6,25	-455
9	-214	9	-251	9	-364	9	-372	9	-389	9	-419	9	-456
12,25	-214	12,25	-251	12,25	-365	12,25	-372	12,25	-390	12,25	-419	12,25	-456
16	-215	16	-252	16	-365	16	-372	16	-390	16	-420	16	-457
20,25	-215	20,25	-252	20,25	-366	20,25	-372	20,25	-390	20,25	-420	20,25	-457
25	-216	25	-252	25	-366	25	-372	25	-391	25	-421	25	-458
40	-216	40	-253	40	-366	40	-372	40	-391	40	-421	40	-458
60	-217	60	-253	60	-366	60	-372	60	-392	60	-422	60	-459
90	-218	90	-254	90	-366	90	-373	90	-392	90	-422	90	-459
120	-218	120	-254	120	-366	120	-373	120	-393	120	-423	120	-460
180	-219	180	-255	180	-367	180	-373	180	-393	180	-424	180	-460
420	-219	450	-256	480	-367	390	-373	390	-426	420	-426	420	-463
1650	-221	1385	-257	1495	-367	1440	-375	4457	-397	1445	-427	1342	-464
5740	-221	-	-	2763	-376	-	-	-	-	-	-	-	-
Etapa de descarga													
2 kg/cm <sup>2</sup>		1 kg/cm <sup>2</sup>		0,5 kg/cm <sup>2</sup>		0,25 kg/cm <sup>2</sup>		0,1 kg/cm <sup>2</sup>		0,016 kg/cm <sup>2</sup>		Propiedades probeta	
Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Tiempo [min]	Rayas [0,01mm]	Díámetro anillo [cm]	5,02
0	-464	0	-462	0	-458	0	-456	0	-453	0	-450	Altura anillo [cm]	3,10
0,1	-462	0,1	-459	0,1	-456	0,1	-455	0,1	-451	0,1	-447	Altura inicial probeta [cm]	2,16
0,25	-462	0,25	-459	0,25	-456	0,25	-455	0,25	-450	0,25	-447	Área anillo [cm <sup>2</sup> ]	19,79
0,5	-462	0,5	-459	0,5	-456	0,5	-455	0,5	-450	0,5	-447	Peso extra [gr]	112,23
1	-462	1	-459	1	-456	1	-455	1	-450	1	-447	Peso extra + suelo húmedo [g]	200,61
2,25	-462	2,25	-459	2,25	-456	2,25	-454	2,25	-450	2,25	-447	Peso extra + suelo seco [g]	173,13
4	-462	4	-459	4	-456	4	-454	4	-450	4	-447	Densidad inicial seca [g/cm <sup>3</sup> ]	1,43
6,25	-462	6,25	-459	6,25	-456	6,25	-456	6,25	-450	6,25	-447	Densidad final húmeda	2,61
9	-462	9	-459	9	-456	9	-454	9	-450	9	-447	Humedad inicial [%]	44,44
12,25	-462	12,25	-459	12,25	-456	12,25	-454	12,25	-450	12,25	-447	Humedad final [%]	45,12
16	-462	16	-459	16	-456	16	-454	16	-450	16	-447	DMCS	69,37
20,25	-462	20,25	-459	20,25	-456	20,25	-454	20,25	-450	20,25	-447		
25	-462	25	-459	25	-456	25	-454	25	-450	25	-447		
40	-462	40	-459	40	-456	40	-454	40	-450	40	-447		
60	-462	60	-459	60	-456	60	-454	60	-450	60	-447		
90	-462	90	-459	90	-456	90	-454	90	-450	90	-446		
120	-462	120	-459	120	-456	120	-454	120	-450	120	-446		
180	-462	180	-459	180	-456	180	-454	180	-450	180	-446		
300	-462	1152	-458	300	-456	1140	-453	240	-450	480	-446		
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5760	-446		
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7200	-446		

Figura A. 22: Propiedades y registro de deformación de probeta 4 de muestras depositadas normalmente consolidadas durante ensayos edométricos

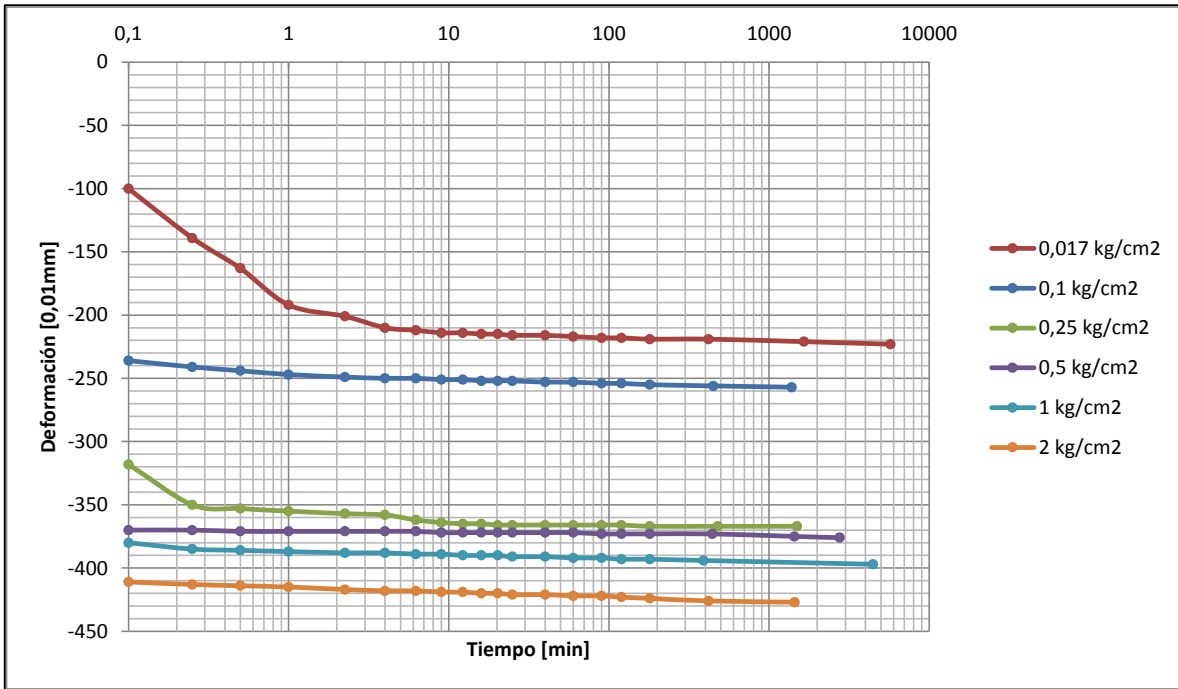


Figura A. 23: Deformación para cada etapa de carga para la probeta 4 de muestras depositadas normalmente consolidadas durante ensayos edométricos

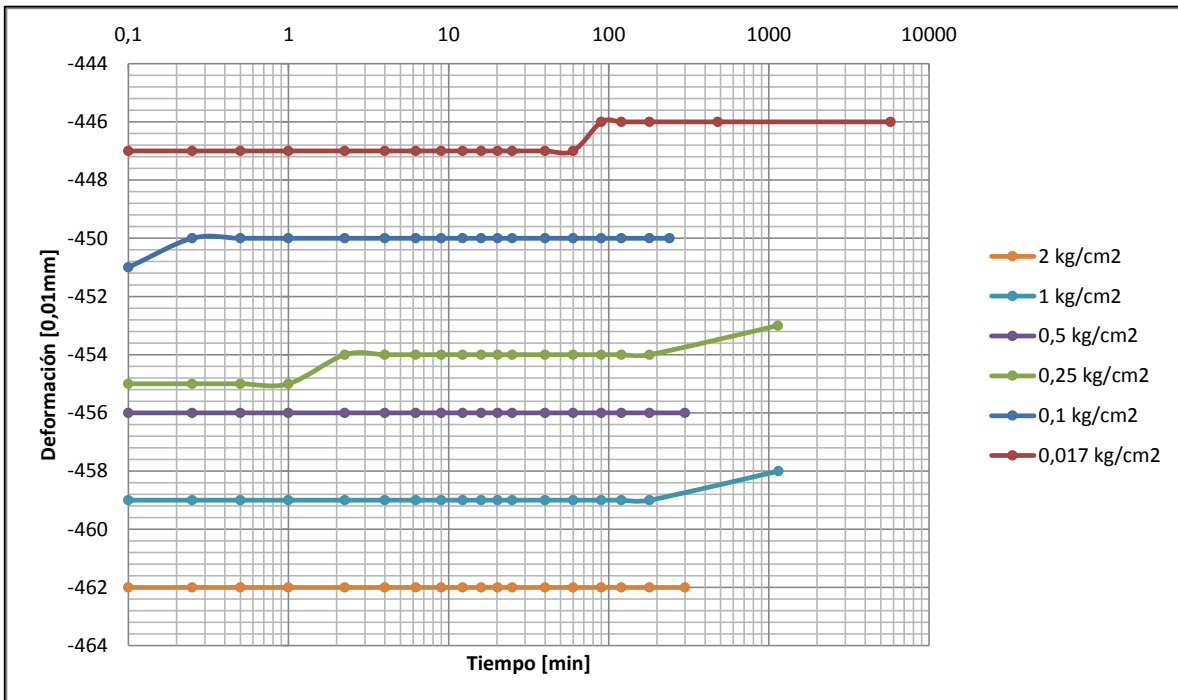


Figura A. 24: Deformación para cada etapa de descarga para la probeta 4 de muestras depositadas normalmente consolidadas durante ensayos edométricos

## B. Calibración Permeabilidad

Se adjuntan los gráficos de comparación entre las curvas modeladas para distintas permeabilidades y los resultados obtenidos en laboratorio para cada probeta, además de las tablas de valores de error cuadrático medio o mínimos cuadrados obtenido para cada permeabilidad.

### B.1. Ensayos edométricos de probetas talladas a partir de muestras estructuradas y secadas

1) Probeta zona 1: Dos depositaciones, capa superior

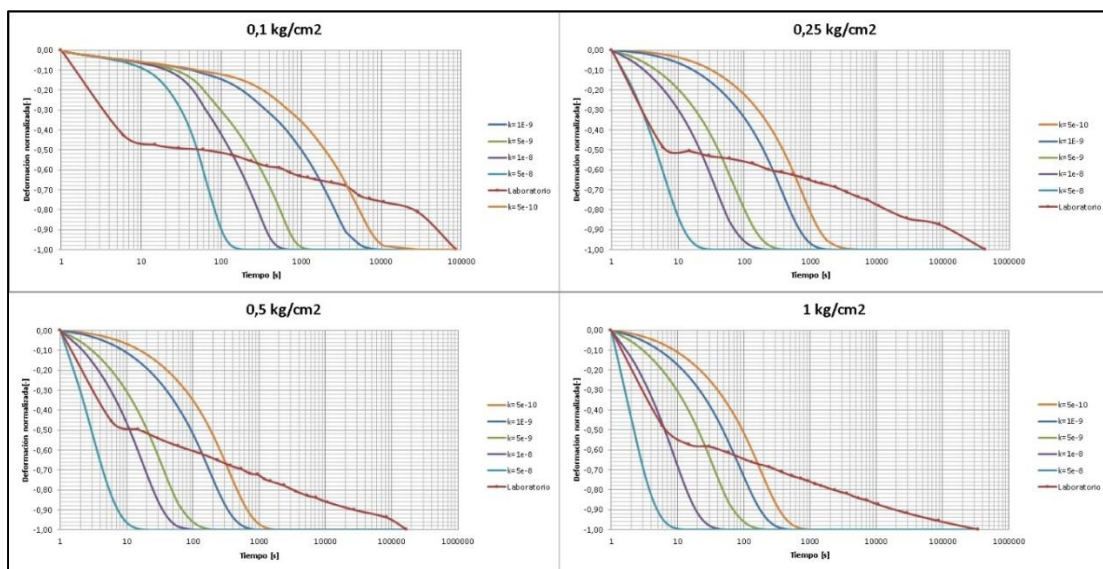


Figura B. 1: Curvas de simulación de ensayos edométricos para todas las etapas de carga y para cada valor de permeabilidad en contraste con las curvas obtenidas en laboratorio (Probeta 1 de muestras estructuradas y secadas).

Tabla B. 1: Error cuadrático medio obtenido en la modelación de las curvas de carga de los ensayos edométricos para cada valor de permeabilidad (Probeta 1 de muestras estructuradas y secadas).

Permeabilidad [m/s]	Error cuadrático medio [-]
5,00E-10	0,247
1,00E-09	0,238
5,00E-09	0,250
1,00E-08	0,264
5,00E-08	0,297

2) Probeta zona 2: Dos depositaciones, entre dos capas

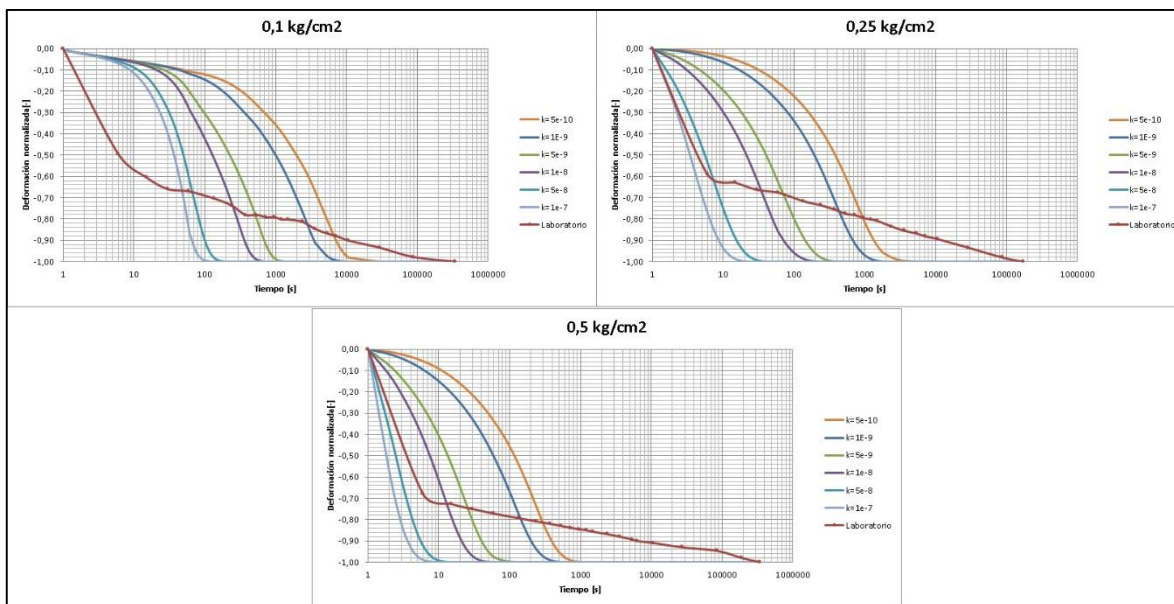


Figura B. 2: Curvas de simulación de ensayos edométricos para todas las etapas de carga y para cada valor de permeabilidad en contraste con las curvas obtenidas en laboratorio (Probeta 1 de muestras estructuradas y secadas).

Tabla B. 2: Error cuadrático medio obtenido en la modelación de las curvas de carga de los ensayos edométricos para cada valor de permeabilidad (Probeta 2 de muestras estructuradas y secadas).

Permeabilidad [m/s]	Error cuadrático medio [-]
5,00E-10	0,318
1,00E-09	0,277
5,00E-09	0,211
1,00E-08	0,197
5,00E-08	0,195
1,00E-07	0,197



3) Probeta zona 3: Dos depositaciones, capa inferior

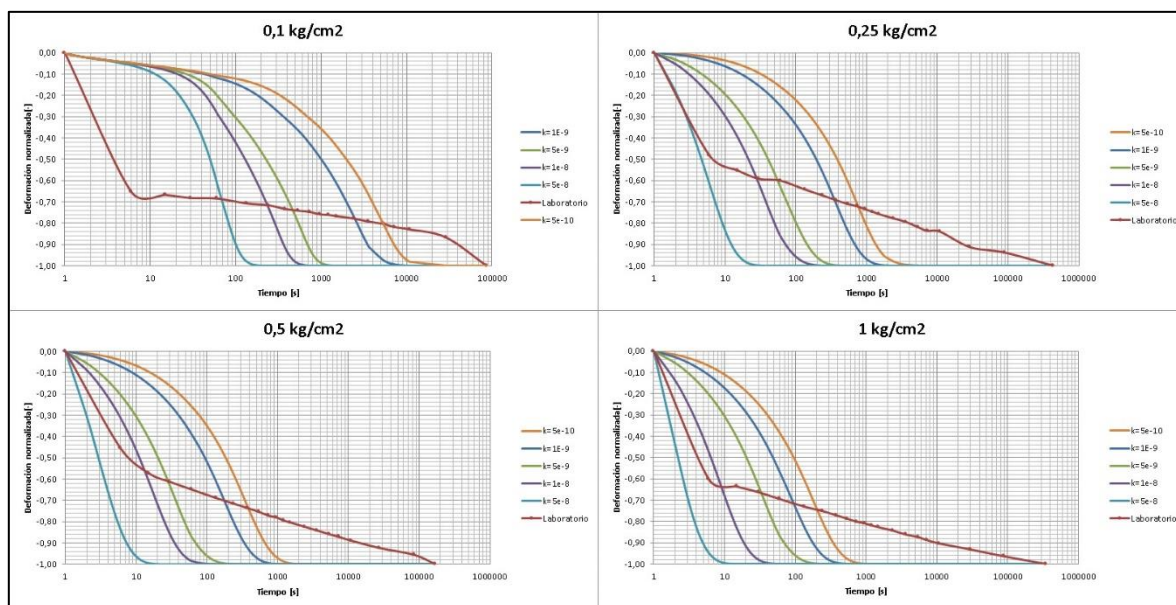


Figura B. 3: Curvas de simulación de ensayos edométricos para todas las etapas de carga y para cada valor de permeabilidad en contraste con las curvas obtenidas en laboratorio (Probeta 2 de muestras estructuradas y secadas).

Tabla B. 3: Error cuadrático medio obtenido en la modelación de las curvas de carga de los ensayos edométricos para cada valor de permeabilidad (Probeta 3 de muestras estructuradas y secadas).

Permeabilidad [m/s]	Error cuadrático medio [-]
5,00E-10	0,287
1,00E-09	0,260
5,00E-09	0,227
1,00E-08	0,227
5,00E-08	0,246

4) Probeta zona 4: Tres depositaciones, capa superior

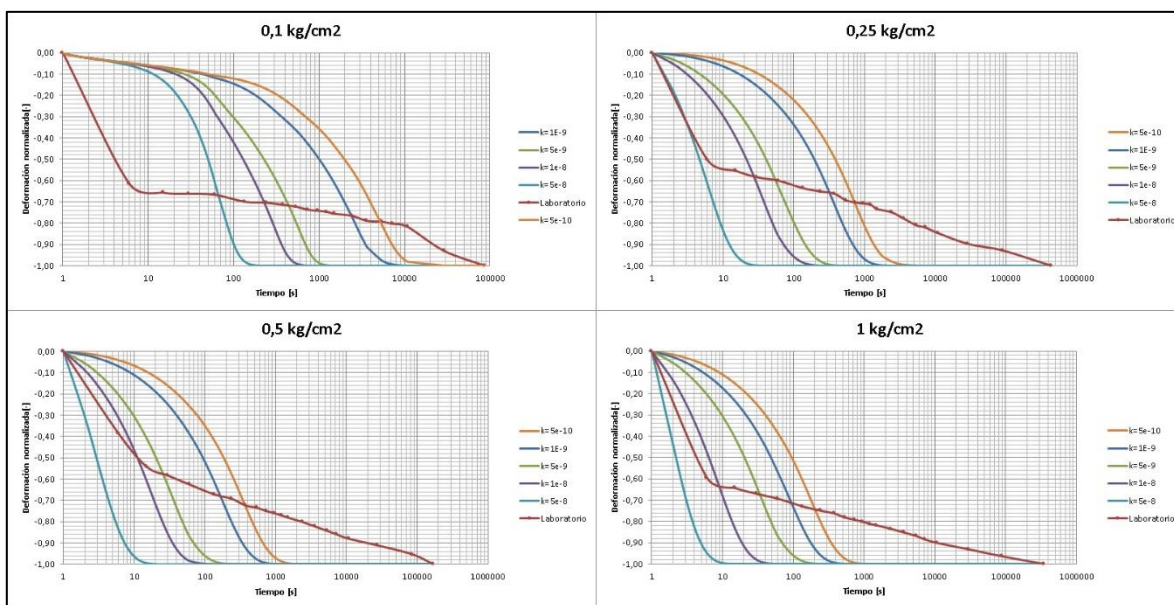


Figura B. 4: Curvas de simulación de ensayos edométricos para todas las etapas de carga y para cada valor de permeabilidad en contraste con las curvas obtenidas en laboratorio (Probeta 4 de muestras estructuradas y secadas).

Tabla B. 4: Error cuadrático medio obtenido en la modelación de las curvas de carga de los ensayos edométricos para cada valor de permeabilidad (Probeta 4 de muestras estructuradas y secadas).

Permeabilidad [m/s]	Error cuadrático medio [-]
5,00E-10	0,283
1,00E-09	0,258
5,00E-09	0,232
1,00E-08	0,234
5,00E-08	0,255

## B.2. Ensayos edométricos de probetas depositadas normalmente consolidadas

### 1) Probeta 1

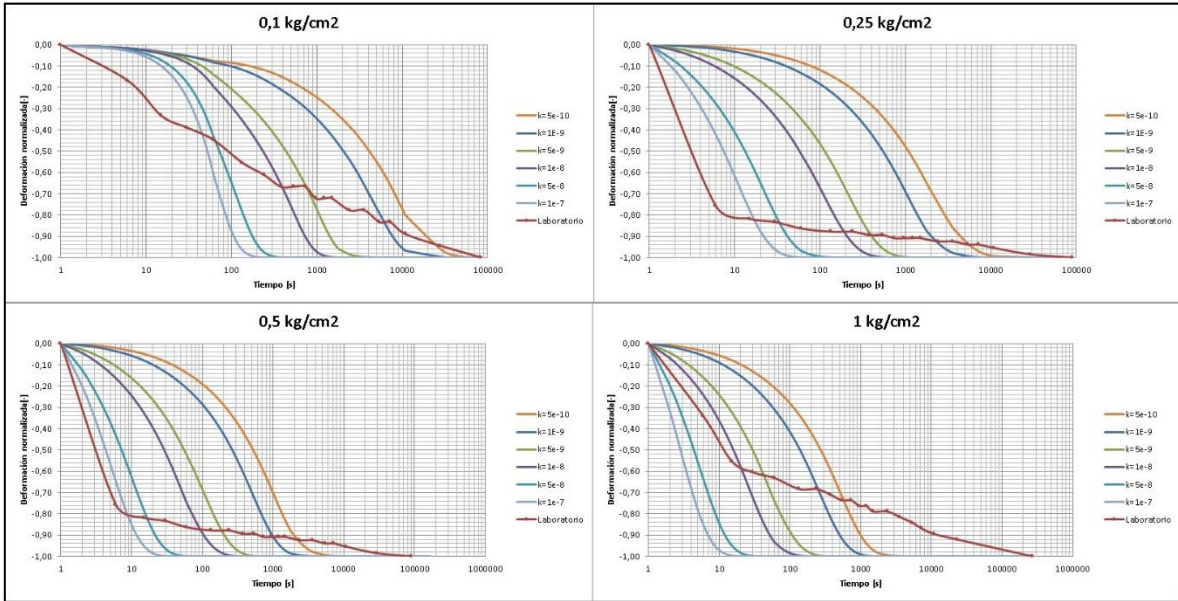


Figura B. 5: Curvas de simulación de ensayos edométricos para todas las etapas de carga y para cada valor de permeabilidad en contraste con las curvas obtenidas en laboratorio (Probeta 1 de muestras depositadas).

Tabla B. 5: Error cuadrático medio obtenido en la modelación de las curvas de carga de los ensayos edométricos para cada valor de permeabilidad (Probeta 1 de muestras depositadas).

Permeabilidad [m/s]	Error cuadrático medio [-]
5,00E-10	0,35
1,00E-09	0,30
5,00E-09	0,23
1,00E-08	0,22
5,00E-08	0,23
1,00E-07	0,24

## 2) Probeta 2

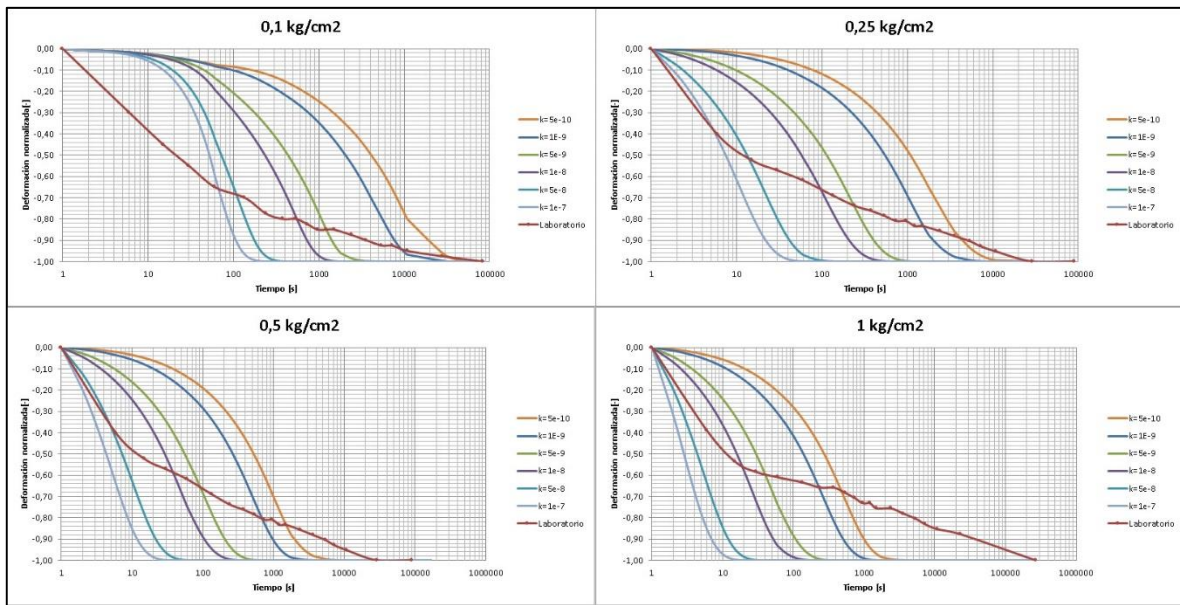
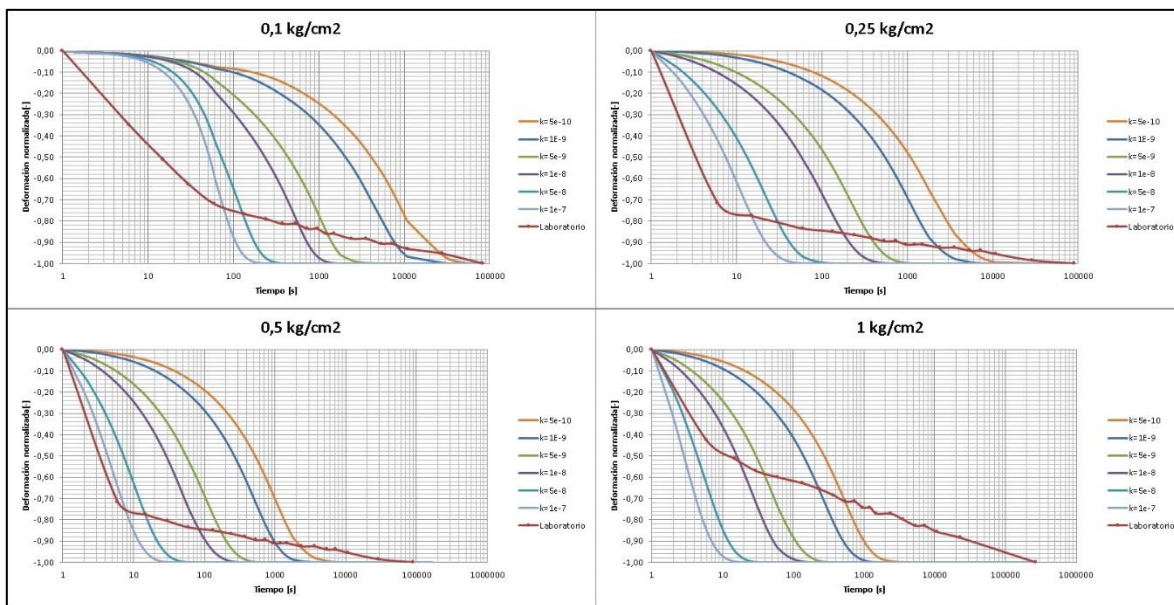


Figura B. 6: Curvas de simulación de ensayos edométricos para todas las etapas de carga y para cada valor de permeabilidad en contraste con las curvas obtenidas en laboratorio (Probeta 2 de muestras depositadas).

Tabla B. 6: Error cuadrático medio obtenido en la modelación de las curvas de carga de los ensayos edométricos para cada valor de permeabilidad (Probeta 2 de muestras depositadas).

Permeabilidad [m/s]	Error cuadrático medio [-]
5,00E-10	0,34
1,00E-09	0,29
5,00E-09	0,22
1,00E-08	0,21
5,00E-08	0,23
1,00E-07	0,24

### 3) Probeta 3

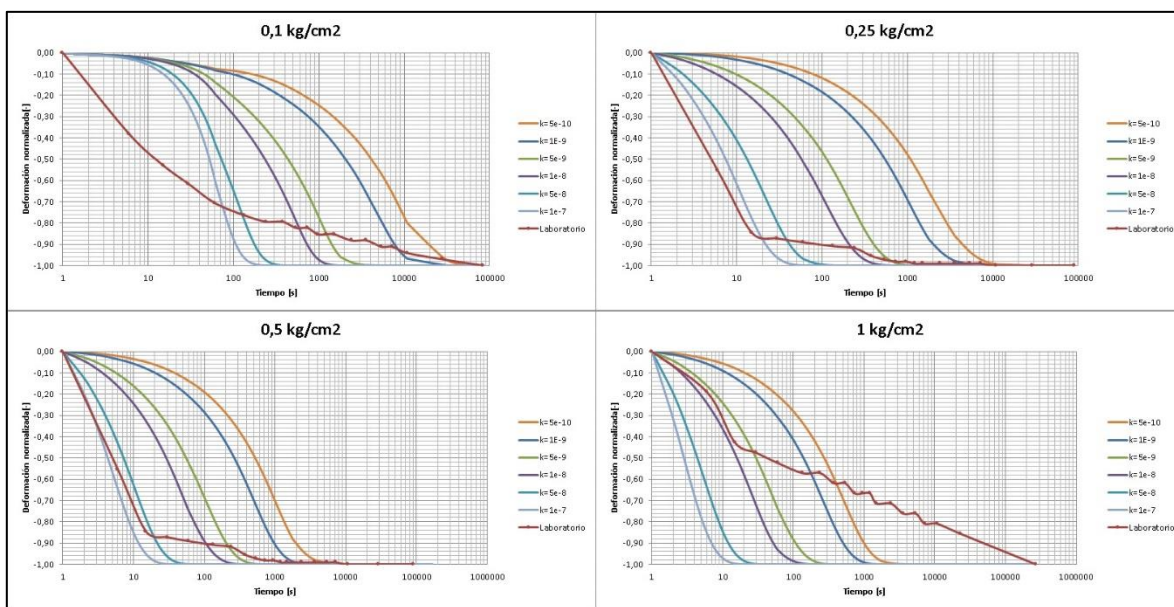


**Figura B. 7:** Curvas de simulación de ensayos edométricos para todas las etapas de carga y para cada valor de permeabilidad en contraste con las curvas obtenidas en laboratorio (Probeta 3 de muestras depositadas).

**Tabla B. 7:** Error cuadrático medio obtenido en la modelación de las curvas de carga de los ensayos edométricos para cada valor de permeabilidad (Probeta 3 de muestras depositadas).

Permeabilidad [m/s]	Error cuadrático medio [-]
5,00E-10	0,39
1,00E-09	0,34
5,00E-09	0,25
1,00E-08	0,23
5,00E-08	0,21
1,00E-07	0,22

#### 4) Probeta 4



**Figura B. 8:** Curvas de simulación de ensayos edométricos para todas las etapas de carga y para cada valor de permeabilidad en contraste con las curvas obtenidas en laboratorio (Probeta 4 de muestras depositadas).

**Tabla B. 8:** Error cuadrático medio obtenido en la modelación de las curvas de carga de los ensayos edométricos para cada valor de permeabilidad (Probeta 4 de muestras depositadas).

Permeabilidad [m/s]	Error cuadrático medio [-]
5,00E-10	0,393
1,00E-09	0,356
5,00E-09	0,299
1,00E-08	0,289
5,00E-08	0,293
1,00E-07	0,300

### C. Ajustes Ensayos de Permémetro a carga variable y pared flexible

Se adjuntan los registros de la altura del tubo capilar del ensayo, además de los ajustes realizados para las curvas obtenidas en laboratorio con regresiones exponenciales.

1) Probeta 1: Con capa superior de finos

1.1) Ensayo 1

Tabla C. 1: Registros obtenidos para ensayos de permeabilidad (Probeta 1, ensayo 1)

Registro N°	hi [cm]	hf [cm]	Tiempo [s]	Tiempo acumulado [s]
0	71	71	0	0
1	71	68,7	3600	3600
2	68,7	66,9	3600	7200
3	66,9	65	3600	10800
4	65	64,4	1800	12600

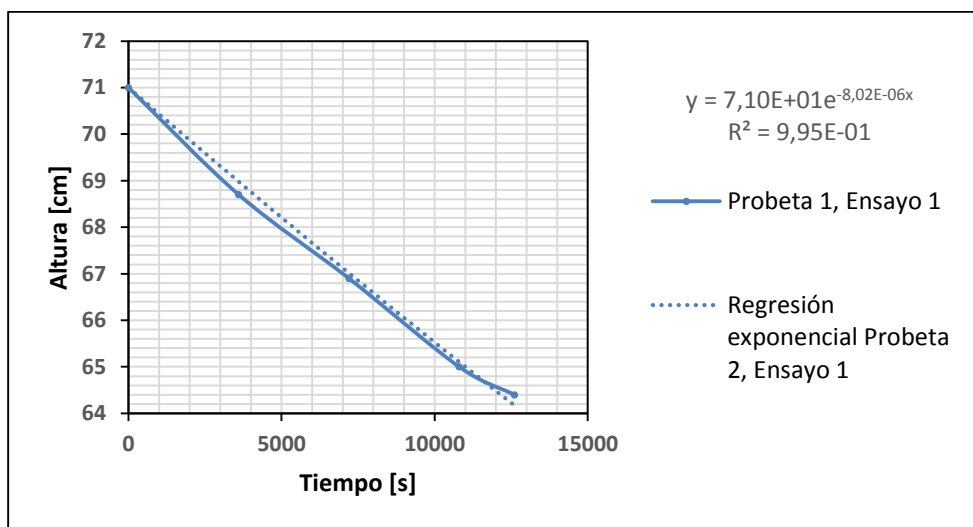


Figura C. 1: Ajuste exponencial para la obtención de permeabilidad a partir de ensayos de permeámetro a carga variable y pared flexible para el ensayo 1 de la probeta 1.

1.2) Ensayo 2

Tabla C. 2: Registros obtenidos para ensayos de permeabilidad (Probeta 1, ensayo 2)

Registro N°	hi [cm]	hf [cm]	Tiempo [s]	Tiempo acumulado [s]
0	71	71	0	0
1	71	51,8	61200	61200
2	51,8	50,6	3600	64800
3	50,6	49,5	3600	68400
4	49,5	48,5	3600	72000
5	48,5	48	3600	75600
6	48	47,6	3300	78900

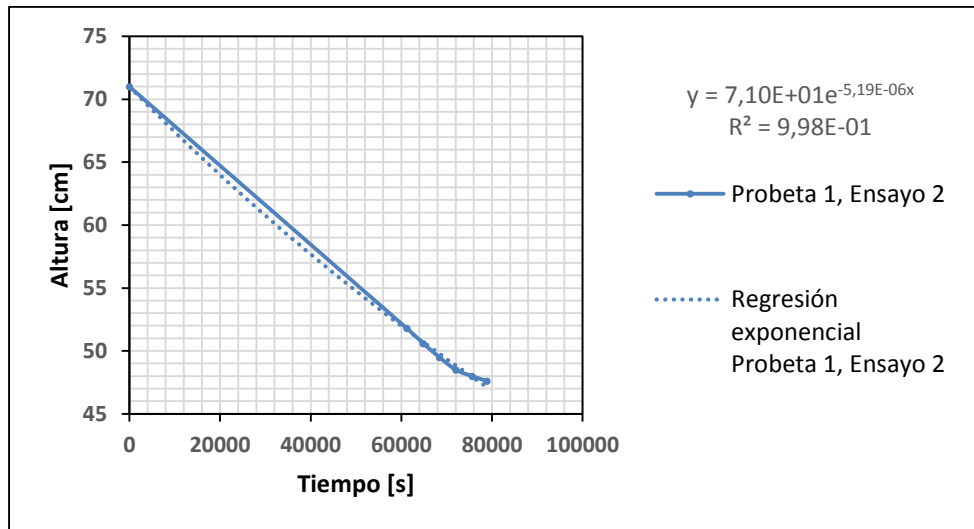


Figura C. 2: Ajuste exponencial para la obtención de permeabilidad a partir de ensayos de permeámetro a carga variable y pared flexible para el ensayo 2 de la probeta 1.



2) Probeta 2: Sin capa superior de finos

2.1) Ensayo 1

Tabla C. 3: Registros obtenidos para ensayos de permeabilidad (Probeta 2, ensayo 1)

Registro N°	hi [cm]	hf [cm]	Tiempo [s]	Tiempo acumulado [s]
0	75	75	0	0
1	75	70,8	1800	1800
2	70,8	66,9	1800	3600
3	66,9	63,5	1800	5400
4	63,5	60,5	1800	7200
5	60,5	57,6	1800	9000
6	57,6	54,1	2400	11400
7	54,1	51,9	1800	13200
8	51,9	48,6	3000	16200
9	48,6	46,7	1800	18000
10	46,7	43,7	3000	21000

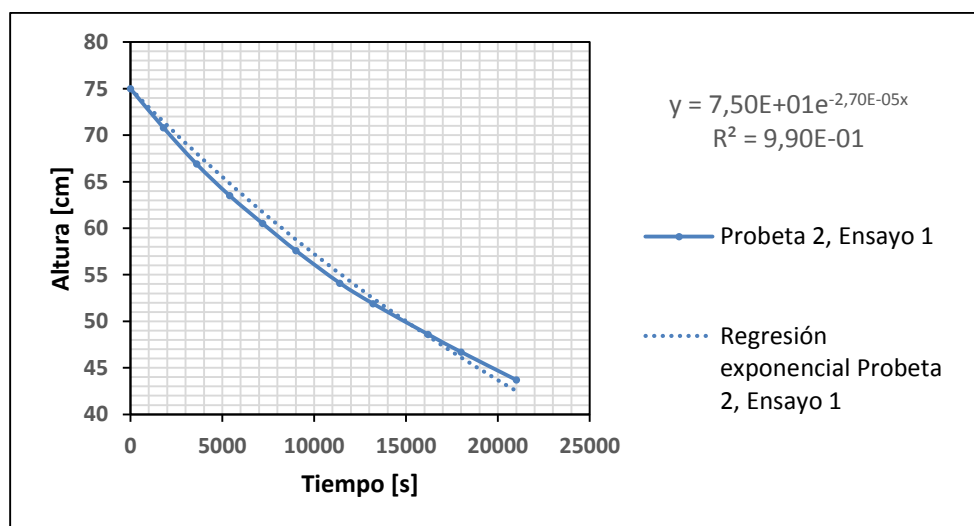


Figura C. 3: Ajuste exponencial para la obtención de permeabilidad a partir de ensayos de permeámetro a carga variable y pared flexible para el ensayo 1 de la probeta 2.

2.2) Ensayo 2

Tabla C. 4: Registros obtenidos para ensayos de permeabilidad (Probeta 2, ensayo 2)

Registro N°	hi [cm]	hf [cm]	Tiempo [s]	Tiempo acumulado [s]
0	75	75	0	0
1	75	72,1	1800	1800
2	72,1	69,5	1800	3600
3	69,5	67,2	1800	5400
4	67,2	65,1	1800	7200
5	65,1	62,9	1800	9000
6	62,9	61,4	1800	10800
7	61,4	59,8	1800	12600
8	59,8	56,9	3600	16200
9	56,9	54,3	3600	19800
10	54,3	52,1	3600	23400
11	52,1	50,8	2100	25500

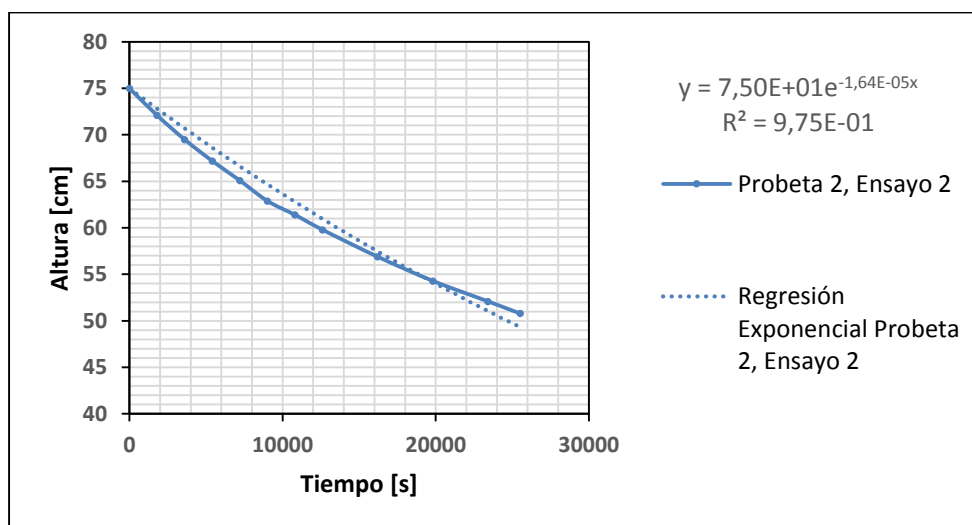


Figura C. 4: Ajuste exponencial para la obtención de permeabilidad a partir de ensayos de permeámetro a carga variable y pared flexible para el ensayo 2 de la probeta 2.

## D. Código Abaqus para ensayo de consolidación por vacío

Se adjunta el código utilizado para llevar a cabo la simulación del modelo experimental de consolidación por vacío. Para ser utilizado en Abaqus, se debe guardar en un archivo de texto con formato .inp e importarlo como Modelo desde la plataforma del software o ejecutarlo a través de líneas de comando con el código "abaqus j=xxxxx.inp int".

```
*Heading
** Job name: Ensayovacio Model name: Columna
** Felipe Sánchez Henríquez
*Preprint, echo=NO, model=NO, history=NO, contact=NO
**
** PARTS-----
-----
**
*Part, name=PART-1
*Node, NSET=NALL
*INCLUDE, INPUT=nodos.inp
*Element, type=CAX8RP, ELSET=EALL
*INCLUDE, INPUT=elementos.inp
*Nset, nset=NBOTTOM
*INCLUDE, INPUT=nbottom.inp
*Nset, nset=NTOP
*INCLUDE, INPUT=ntop.inp
*Nset, nset=NDRAIN
*INCLUDE, INPUT=ndrain.inp
*Nset, nset=NLEFT
*INCLUDE, INPUT=nleft.inp
*Nset, nset=NRIGHT
*INCLUDE, INPUT=nright.inp
*Elset, elset=_TOPS_S3_7, internal, generate
  1025, 1040, 1
*Surface, type=ELEMENT, name=TOPS
_TOPS_S3_7, S3
**-----
-----
** Section: Section-1-EALL
*Solid Section, elset=EALL, material="RELAVE INT"
*End Part
**-----
-----
** ASSEMBLY-----
-----
**
*Assembly, name=Assembly
**
```

```

*Instance, name=PART-1-1, part=PART-1
*Nset, nset=NDRAIN_PP_PP_PP_PP_PP_, internal
*INCLUDE, INPUT=ndrain.inp
*End Instance
*End Assembly
**-----
-----
** MATERIALS-----
-----
** Units: m, kN, kPa, s, densidad: 10^3kg/m3
*Material, name="RELAVE INT"
*Density
  1.22,
*Clay Plasticity, intercept=0.81
  0.028, 1.41,  0.,  1.,  1.
*Permeability, specific=9.8
  2e-08,0.
*Porous Elastic, SHEAR=POISSON
** kappa Poisson
  0.02, 0.3,  0.
**-----
-----
** STEPS-----
-----
**
** STEP INICIAL -> CB y CI
**
** BOUNDARY CONDITIONS
**
*Boundary
PART-1-1.NLEFT, 1, 1
PART-1-1.NRIGHT, 1, 1
PART-1-1.NBOTTOM, 1, 1
PART-1-1.NBOTTOM, 2, 2
**
** PREDEFINED FIELDS
**
** Name: IC-1   Type: Void ratio
*Initial Conditions, TYPE=RATIO
PART-1-1.NALL, 0.95, 0.65, 0.776, 0.
** Name: IC-2   Type: Pore pressure
*Initial Conditions, TYPE=PORE PRESSURE
PART-1-1.NALL, 0., 0.65, 6.37, 0.
** Name: IC-3   Type: Geostatic stress
*Initial Conditions, type=STRESS, GEOSTATIC
PART-1-1.EALL, -0.01, 0.65, -4.929, 0., 0.508, 0.508
**-----
-----
**

```

```

** STEP: GRAVEDAD
**
*Step, name=GRAVEDAD, nlgeom=NO
*Geostatic
*Dload
PART-1-1.EALL, GRAV, 9.8, , -1.
*Dsload
PART-1-1.TOPS, P, 0.01
*Restart, write, frequency=0
*Output, field
*Node Output
POR, U
*Element Output, directions=YES
E, S, VOIDR
*Output, history, frequency=0
*End Step
** -----
**
** STEP: TAPA
**
*Step, name=TAPA, nlgeom=NO
*Soils, consolidation, end=PERIOD, utol=90.
6., 600., 0.006, 600.,
*Dsload
PART-1-1.TOPS, P, 0.573
*Restart, write, frequency=0
*Output, field
*Node Output
POR, U
*Element Output, directions=YES
E, S, VOIDR
*Output, history, frequency=0
*End Step
** -----
**
** STEP: VAC-20
**
*Step, name=VAC-20, nlgeom=YES, amplitude=RAMP, inc=1000
*Soils, consolidation, end=PERIOD, utol=90., creep=none, stabilize,
factor=0.08, allsdtol=0, continue=NO
0.05, 600., 0.006, 600.,
*Boundary
PART-1-1.NDRAIN_PP_PP_PP_PP_PP_, 8, 8, -20.
*Restart, write, frequency=0
*Output, field
*Node Output
POR, U
*Element Output, directions=YES
E, S, VOIDR

```

```

*Output, history, frequency=0
*End Step
** -----
**
** STEP: VAC-40
**
*Step, name=VAC-40, nlgeom=YES
*Soils, consolidation, end=PERIOD, utol=90.
6., 600., 0.006, 600.,
*Boundary
PART-1-1.NDRAIN_PP_PP_PP_PP_PP_, 8, 8, -40.
*Restart, write, frequency=0
*Output, field
*Node Output
POR, U
*Element Output, directions=YES
E, S, VOIDR
*Output, history, frequency=0
*End Step
** -----
**
** STEP: VAC-60
**
*Step, name=VAC-60, nlgeom=YES
*Soils, consolidation, end=PERIOD, utol=90.
6., 600., 0.006, 600.,
*Boundary
PART-1-1.NDRAIN_PP_PP_PP_PP_PP_, 8, 8, -60.
*Restart, write, frequency=0
*Output, field
*Node Output
POR, U
*Element Output, directions=YES
E, S, VOIDR
*Output, history, frequency=0
*End Step
** -----
**
** STEP: VAC-80
**
*Step, name=VAC-80, nlgeom=YES, inc=1000
*Soils, consolidation, end=PERIOD, utol=85.
6., 27000., 0.006, 27000.,
*Boundary
PART-1-1.NDRAIN_PP_PP_PP_PP_PP_, 8, 8, -80.
*Restart, write, frequency=0
*Output, field
*Node Output
POR, U

```

```
*Element Output, directions=YES  
E, S, VOIDR  
*Output, history, frequency=0  
*End Step  
** -----  
**FIN DEL CÓDIGO
```