



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

**CONSOLIDACIÓN DE SUELOS VISCO – PLÁSTICOS:
GENERACIÓN DE PRESIÓN DE PORO Y
DEFORMACIONES DIFERIDAS**

TESIS

PARA OBTENER EL GRADO DE

MAESTRA EN INGENIERÍA

(GEOTECNIA)

QUE PRESENTA:

JULIANA HIDALGO MEJÍA

DIRECTOR DE TESIS

ING. JESÚS ALBERRO ARAMBURU



CIUDAD UNIVERSITARIA, 2007



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD
Secretario: DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY
Vocal: ING. JESÚS ALBERRO ARAMBURU
1er. Suplente: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
2do. Suplente: DR. MANUEL J. MENDOZA LÓPEZ

Lugar donde se realizó la tesis:

MÉXICO, DISTRITO FEDERAL.

TUTOR DE TESIS:

ING. JESÚS ALBERRO ARAMBURU

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la Universidad Nacional Autónoma de México y al Instituto de Ingeniería por la oportunidad brindada para fortalecer mi formación como profesional y como persona.

Al Ing. Jesús Alberro Aramburu por su apoyo, paciencia, conocimientos compartidos y valiosa asesoría.

A cada uno de los integrantes del comité de sinodales: Dr. Gabriel Auvinet Guichard, Dr. Efraín Ovando Shelley, Dr. Rigoberto Rivera Constantino y Dr. Manuel J. Mendoza López, por sus comentarios y aportes durante la evaluación de mi trabajo.

Al personal del Laboratorio de Suelos y del área de Instrumentación y Electrónica del Instituto de Ingeniería, al igual que a los demás integrantes del grupo de trabajo del Ing. Jesús Alberro Aramburu, por su directa e importante colaboración en la realización de la parte experimental de esta tesis.

A mis amigos y mi familia, de quienes siempre he recibido mucho apoyo.

A Ana María, Alirio y Alejandra.

TABLA DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	iii
RESÚMEN	vii
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Generalidades	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Alcance	3
1.4 Antecedentes	3
2. PRUEBAS DE CONSOLIDACIÓN EN LA CELDA ROWE	6
2.1 Descripción y características de la celda Rowe	6
2.1.1 Introducción.....	6
2.1.2 Diseño de la celda Rowe.....	6
2.1.3 Componentes de la celda Rowe.....	8
2.1.4 Montaje para la realización de las pruebas.....	10
2.1.5 Tipos de pruebas que pueden efectuarse en la celda Rowe.....	12
2.1.6 Instrumentación de la celda Rowe y dispositivos electrónicos.....	14
2.1.7 Calibración.....	15
2.1.8 Precisión del equipo.....	20
2.2 Preparación del equipo para las pruebas de consolidación	21
2.3 Labrado de la muestra de suelo	24
2.4 Ensayes de consolidación	27
2.4.1 Programa de computadora para el control de la celda.....	28
2.4.2 Saturación de la muestra de suelo por contrapresión.....	29
2.4.3 Medición del coeficiente B de Skempton.....	30
2.4.4 Etapa de consolidación.....	32
2.5 Desempeño de la celda Rowe	33

2.5.1 Ventajas.....	33
2.5.2 Limitaciones y Recomendaciones.....	34
3. RESULTADOS EXPERIMENTALES OBTENIDOS CON LA CELDA ROWE.....	37
3.1 Programa de ensayos.....	37
3.2 Características generales de los materiales estudiados y resultados de las pruebas de consolidación.....	37
3.3 Comentarios respecto a las curvas de consolidación obtenidas con la celda Rowe.....	46
4. INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE ANÁLISIS TRADICIONAL Y VISCO – PLÁSTICO.....	48
4.1 Introducción.....	48
4.2 Teoría de consolidación de Terzaghi.....	48
4.2.1 Generalidades.....	48
4.2.2 Modelo reológico.....	49
4.2.3 Ecuación diferencial de la consolidación unidimensional.....	50
4.3 Curvas de consolidación según la teoría de Terzaghi.....	53
4.4 Teoría del comportamiento visco – plástico en la fase sólida del suelo.....	59
4.4.1 Generalidades.....	59
4.4.2 Modelo reológico.....	60
4.4.3 Ecuación diferencial de la consolidación con carga externa constante.....	62
4.5 Curvas de consolidación según la teoría del modelo M.....	66
4.5.1 Curva de deformación.....	66
4.5.2 Curvas de presión de poro con coeficiente de permeabilidad constante y variable con el tiempo.....	69
4.5.3 Ajuste de las curvas de consolidación.....	73

4.5.4 Resultados y comentarios.....	76
5. CONCLUSIONES.....	84
APÉNDICE A. CURVAS DE CONSOLIDACIÓN EXPERIMENTALES, DE TERZAGHI Y POR EL MODELO M.....	89
APÉNDICE B. PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LAS CONSTANTES MECÁNICAS DEL MODELO M.....	107
1. Determinación del parámetro α.....	107
2. Determinación de los módulos de variación volumétrica m_{vi} y m_{vd}.....	108
3. Determinación del coeficiente de permeabilidad k.....	109
APÉNDICE C. CURVAS $u_B / \Delta\sigma$ SEGÚN EL MODELO M, PARA k_a VARIABLE.....	112
APÉNDICE D. PROGRAMA PARA LOS CÁLCULOS NUMÉRICOS SEGÚN EL MODELO M.....	120
REFERENCIAS.....	126

RESUMEN

En este trabajo se presentan los resultados de un programa experimental con el cual se evaluó la aplicabilidad para las arcillas del Valle de México del modelo M de consolidación desarrollado por Alberro (2006), en el cual se toma en cuenta la naturaleza visco – plástica del suelo.

Las curvas de consolidación correspondientes a deformación y disipación del exceso de presión de poro obtenidas mediante la aplicación del modelo M, se compararon con las curvas experimentales y las determinadas utilizando la teoría de Terzaghi. A pesar de ser esta última la metodología empleada comúnmente para obtener parámetros de compresibilidad del suelo y realizar predicciones de asentamientos, se encontró que el modelo M reproduce de manera más acertada el comportamiento de las arcillas que fueron objeto de estudio.

Con base en las consideraciones del modelo M, se plantea un método de cálculo con el que se puede ir estableciendo los diferentes valores que va tomando el coeficiente de permeabilidad del suelo durante el proceso de consolidación. Al tomar en cuenta la variación de esta propiedad, las curvas de disipación del exceso de presión de poro determinadas mediante el modelo resultaron ser muy similares a las obtenidas en laboratorio.

Para poder efectuar las pruebas de consolidación se adecuó e instrumentó una celda Rowe propiedad del laboratorio de suelos del Instituto de Ingeniería, cuyo proceso de montaje, calibración y funcionamiento se describe aquí.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

Es bien sabido que el estudio de la compresibilidad de los suelos es de considerable relevancia para la Ingeniería Geotécnica, debido a que la predicción de asentamientos para cualquier edificación constituye un problema que debe tratarse con cuidado, sobre todo si se encuentra ésta cimentada en estratos constituidos por materiales finos. En el caso de la ciudad de México este tipo de análisis adquiere especial importancia, teniendo en cuenta la alta compresibilidad de las arcillas que conforman una gran parte del subsuelo y el fenómeno de hundimiento regional que se presenta en la zona.

La teoría de consolidación que tradicionalmente se ha utilizado para realizar análisis de asentamientos corresponde a la de Terzaghi (1925), cuya formulación se basa en ciertas hipótesis simplificadoras del problema, que conllevan a inexactitudes al momento de comparar las predicciones con hechos observados tanto en campo como en laboratorio. Lo anterior ha generado la inquietud en muchos investigadores de plantear nuevos métodos de análisis y de introducir al estudio del proceso de consolidación leyes de comportamiento visco – plástico del suelo en términos de esfuerzos efectivos. Tal es el caso de la teoría para el modelo M de consolidación desarrollada por Alberro (2006), la cual es base para el estudio que se presenta en este trabajo.

Con el fin de realizar una comparación adecuada entre resultados experimentales, según la teoría de Terzaghi y obtenidos mediante la utilización del modelo M, se llevaron a cabo pruebas de consolidación por incrementos de carga en una celda Rowe, equipo que fue acoplado e instrumentado en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería para la realización de esta tesis. Respecto a los odómetros convencionales, la celda Rowe posee entre otras ventajas la posibilidad de saturar la muestra mediante la

aplicación de contrapresión y que pueden efectuarse mediciones de presión de poro a lo largo de cada incremento de carga efectuado.

En el siguiente texto se presentan entonces las bases teóricas del modelo M de consolidación, así como el análisis de su validez respecto a resultados experimentales obtenidos de estudios efectuados para arcillas del Valle de México.

1.2 Objetivos

- Presentar el modelo M de consolidación como una metodología de análisis aplicable a las arcillas del Valle de México, para la obtención adecuada de parámetros de compresibilidad y predicción de asentamientos teniendo en cuenta la naturaleza visco – plástica del suelo.
- Realizar una serie de pruebas de consolidación por incrementos de carga en una celda Rowe, durante las cuales se efectúen de manera sistemática mediciones de presión de poro en la base de la muestra.
- Efectuar el proceso de adecuación e instrumentación de la celda Rowe para llevar a cabo el trabajo experimental, así como presentar de manera escrita un manual del equipo en donde se explique detalladamente su utilización y alcances.
- Determinar los parámetros de compresibilidad para las muestras estudiadas según la teoría de Terzaghi y el modelo M, con el fin de analizar la validez de ambas metodologías y de realizar una comparación crítica de los resultados obtenidos respecto a las mediciones en laboratorio.
- Evaluar los cálculos obtenidos de las pruebas de consolidación con relación a la permeabilidad del suelo, con el fin de plantear una nueva metodología que permita

tener en cuenta el cambio que va presentando éste parámetro a lo largo de los incrementos de carga efectuados.

1.3 Alcance

La aplicabilidad del modelo M de consolidación se evalúa mediante la obtención de los parámetros de compresibilidad visco – plásticos para 5 pruebas de consolidación efectuadas en arcillas procedentes de dos diferentes lugares de la ciudad de México, en un equipo que permite medir directamente la disipación de la presión de poro para todos los incrementos de carga efectuados durante cada una de las pruebas.

Haciendo uso del modelo M, se obtienen las curvas de consolidación en términos de deformaciones y presión de poro para todas las pruebas, las cuales se comparan con las curvas de consolidación experimentales y las determinadas mediante la aplicación de la teoría de Terzaghi.

Con base en los parámetros de compresibilidad obtenidos utilizando tanto la teoría de Terzaghi como el modelo M, se determina el coeficiente de permeabilidad del suelo considerando éste último como constante durante un incremento de carga dado. Asimismo, se plantea un método de cálculo con el que se puede establecer la variación que va presentando el coeficiente de permeabilidad durante el proceso de consolidación para cada uno de estos incrementos, y se evalúa la importancia de tomar en cuenta dicha variación para poder realizar cálculos teóricos que modelen de manera más aproximada las mediciones efectuadas en laboratorio.

1.4 Antecedentes

Al desarrollar su teoría de consolidación en 1925, Terzaghi tuvo como objetivo explicar y modelar matemáticamente el comportamiento de un suelo saturado sometido a una carga sostenida, relacionando los cambios de las condiciones de esfuerzo y de la relación de

vacíos en cualquier punto de dicha masa de suelo y para un tiempo determinado. Posteriores a Terzaghi, surgieron otros estudios en donde empezaron a cuestionarse algunas hipótesis asumidas para el desarrollo de esta teoría y en especial la que plantea que la relación e vs $\Delta\sigma$ es lineal, después de observar discrepancias importantes entre los resultados teóricos y las mediciones efectuadas en laboratorio para muestras sometidas a procesos de consolidación.

Entre los años 1936 y 1941 investigadores como Buisman, Merchant y Taylor desarrollaron algunos modelos en los que se consideró la variación de la relación de vacíos y del esfuerzo efectivo con respecto al tiempo. A partir de dichos estudios, empezó a entenderse el fenómeno de consolidación como un proceso de dos fases: una primaria en donde la disminución de volumen de una muestra de suelo se debe principalmente a la disipación del exceso de presión de poro generado por un incremento en el estado de esfuerzos y una secundaria, en la cual dicha disminución de volumen es causada por el movimiento relativo y reacomodo de las partículas internas que forman la estructura del suelo, el cual se ha establecido que presenta propiedades visco – plásticas. Entre otros autores que más adelante analizaron la consolidación mediante modelos visco – plásticos están Gibson y Lo (1961) y Marsal (1961).

También cabe mencionar otros investigadores que posterior a éstos han tratado de modelar y explicar el fenómeno de consolidación tanto primaria como secundaria, entre los que se encuentran Barden (1965), Bjerrum (1967), Zeevaert (1967), Leonards (1977), Mesri et al (1985) y Leroueil (2001). Asimismo, autores como Juárez (1986) han propuesto teorías en las que se toma en cuenta la variación del coeficiente de permeabilidad durante el proceso de consolidación.

A pesar de ser uno de los temas más ampliamente estudiados dentro de la Mecánica de Suelos, en la práctica los análisis de asentamientos siguen siendo realizados utilizando la metodología de Terzaghi, pues no se ha logrado establecer hasta el momento un modelo que reproduzca con exactitud el comportamiento del suelo. Sin embargo, debe resaltarse la

importancia de empezar a emplear otras teorías cuya aplicabilidad pueda comprobarse al menos para arcillas del Valle de México, debido a las especiales características que presenta el suelo en esta zona y a la problemática de asentamientos y hundimiento regional que afecta de manera muy marcada las edificaciones en una parte considerable de la ciudad.

2. PRUEBAS DE CONSOLIDACIÓN EN LA CELDA ROWE

2.1 Descripción y características de la celda Rowe

2.1.1 *Introducción*

La celda Rowe es un equipo que fue desarrollado en la Universidad de Manchester por P.W. Rowe, con el objetivo de efectuar pruebas de consolidación en suelos de baja permeabilidad, sin los inconvenientes que presentan los consolidómetros convencionales.

En cuanto a su funcionamiento, la celda Rowe se diferencia de los demás consolidómetros en que la muestra de suelo es cargada hidráulicamente, mediante presión aplicada en un diafragma flexible ubicado en su parte superior. Asimismo en la celda es posible controlar las condiciones de drenaje de la muestra, se puede aplicar contrapresión e igualmente pueden efectuarse mediciones de presión de poro durante la realización de las pruebas de consolidación.

Debido a las características de este equipo, también es posible llevar a cabo pruebas de permeabilidad bajo condiciones determinadas de esfuerzo efectivo; ya que en alguna de las líneas de drenaje es viable instalar un dispositivo para medir el volumen de agua expulsada de la muestra de suelo.

2.1.2 *Diseño de la celda Rowe*

Actualmente existen en el mercado tres tamaños de celda Rowe según su diámetro: tres, seis y diez pulgadas. En el laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería se cuenta con dos celdas de tres pulgadas de diámetro, una de las cuales fue adecuada e instrumentada para la realización del presente trabajo de grado y la cual se muestra en la

figura 2.1. Las dimensiones exactas de esta celda, a la cual se hará referencia en lo sucesivo, se encuentran en la tabla 2.1.

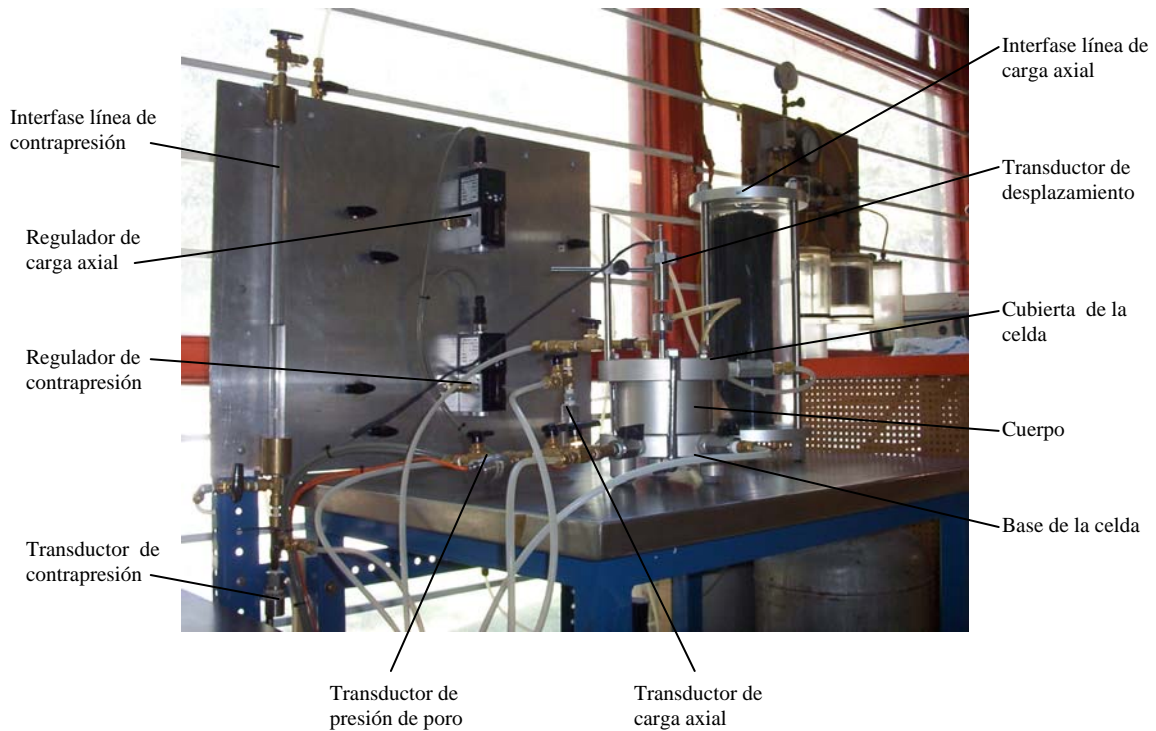


Figura 2.1 Celda Rowe del Laboratorio de Suelos, Instituto de Ingeniería, UNAM

Diámetro nominal (in)	3
Diámetro equivalente de la muestra (cm)	7.54
Área transversal de la muestra (cm ²)	44.65
Altura recomendada para la muestra ¹ (cm)	3.00
Volumen de la muestra (basado en la altura recomendada) (cm ³)	133.95

La celda Rowe consta de tres partes: el cuerpo, la cubierta y la base, fabricados con una aleación de aluminio apropiadamente tratada para eliminar la porosidad. El interior del

¹ HEAD, H. K. Manual of Soil Laboratory Testing. Volume 3. Effective Stress Tests. ELE International Limited.

cuerpo y la parte superior de la base se encuentran recubiertos de un material plástico suave, similar al teflón.

2.1.3 Componentes de la celda Rowe

En la figura 2.2 se puede observar en detalle las tres partes que componen la celda, las cuales están unidas y aseguradas entre sí mediante tres tornillos largos, con sus respectivas rondanas y tuercas en los extremos superior e inferior. En la parte de arriba del cuerpo de la celda se encuentra ubicada una válvula de drenaje, denominada válvula 10.

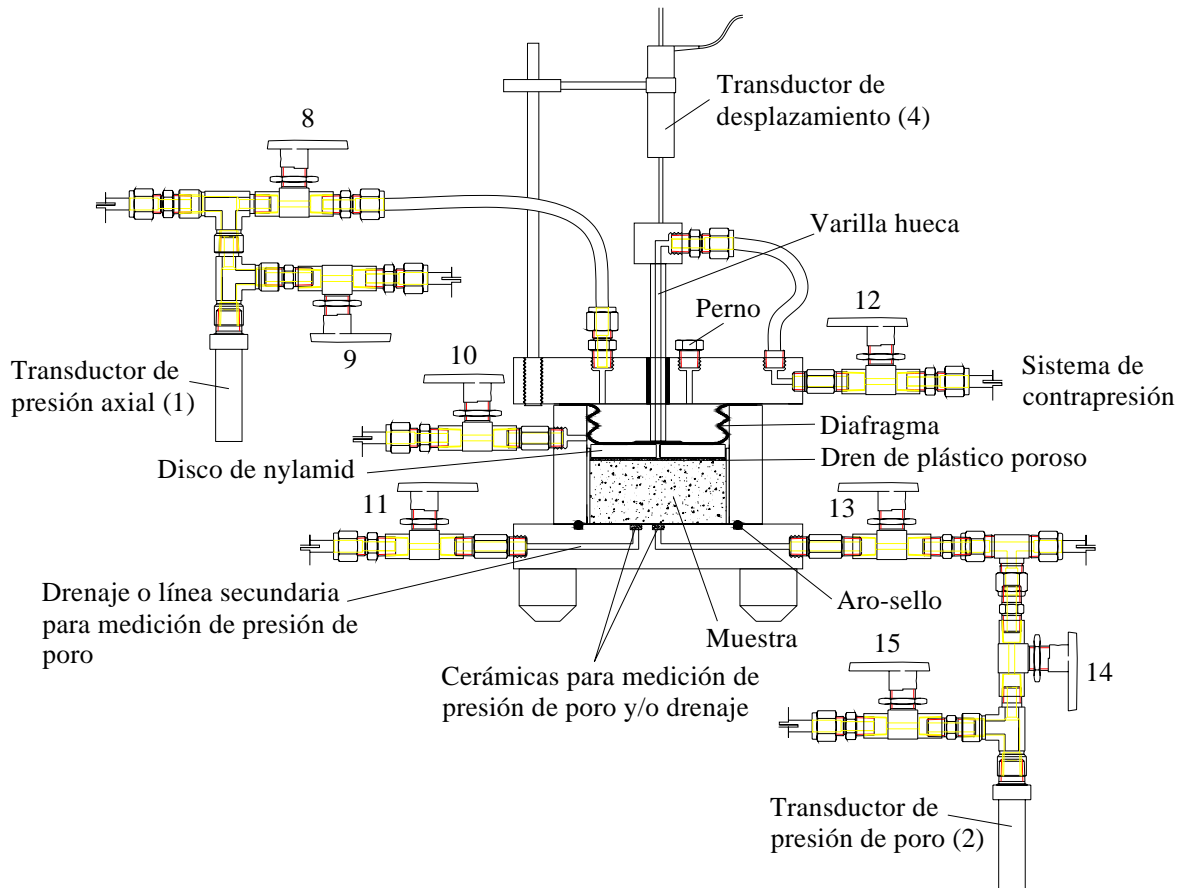


Figura 2.2 Componentes principales de la celda Rowe

En la parte inferior de la cubierta se encuentra un diafragma de hule, cuyos bordes se acomodan entre ésta y el cuerpo de la celda, cumpliendo la función de transmitir uniformemente la presión sobre la muestra de suelo. En la parte central del diafragma se localiza una placa metálica, la cual a su vez va unida a una varilla hueca cuya parte inferior atraviesa la cubierta pasando por un sello de baja fricción, el cual permite su movimiento en sentido vertical sin dejar escapar el agua que debe llenar completamente el diafragma. La parte superior de esta varilla se encuentra conectada mediante manguera flexible a la válvula 12 ubicada en la cubierta. Así mismo, en la parte superior de dicha varilla se encuentra un cabezal en donde se apoya el transductor de desplazamiento o LVDT, con el cual se mide el desplazamiento que va sufriendo el centro de la muestra de suelo durante la prueba de consolidación.

Igualmente la cubierta está conectada a la válvula 8, línea por donde se transmite la carga axial a la muestra de suelo, mediante la aplicación de la presión hidráulica que llega directamente al diafragma. También en la cubierta se encuentra un perno, el cual se abre para permitir que el aire que pueda encontrarse dentro del sistema de aplicación de la carga axial sea expulsado totalmente.

En la base de la celda, la parte inferior del cuerpo se acomoda sobre un aro-sello con el fin de garantizar un acople hermético entre ambos componentes. Igualmente en el centro de la base se encuentra el punto principal para la medición de presión de poro, el cual consiste en una pequeña cerámica o piedra porosa que se comunica con la válvula 13, que es la que antecede al transductor correspondiente. Existe también una segunda cerámica o piedra porosa al lado de la primera y con características similares, que se encuentra comunicada con la válvula 11. Este constituye un punto en el que eventualmente también podrían efectuarse mediciones de presión de poro, así como utilizarse para efectos de drenaje.

En términos generales, como accesorios de la celda Rowe se tienen los elementos que se describen a continuación:

- Disco rígido de plástico (nylamid®) con un pequeño orificio en el centro, de 7.45 cm de diámetro y 0.7 cm de espesor, que debe ubicarse bajo el diafragma de la celda cuando se requiere hacer pruebas con deformación uniforme de la muestra de suelo.
- Disco de plástico poroso de 7.5 cm de diámetro y 1 mm de espesor, el cual se acomoda sobre la parte superior de la muestra de suelo de manera que conduzca el agua durante la prueba de consolidación hacia el agujero inferior de la varilla hueca, donde se inicia el drenaje. Según recomendaciones de Head (1986), la permeabilidad de este material poroso debe ser del orden de 1×10^{-3} cm/min.
- Elementos de instrumentación: transductores de presión axial, contrapresión y presión de poro, así como transductor de desplazamiento o LVDT.
- Aro-sello para la base de la celda y diafragma de hule para la parte inferior de la cubierta.
- Implementos para el labrado y ubicación de la muestra de suelo dentro del cuerpo de la celda, que incluyen dos discos de nylamid® de 7.44 cm y 7.76 cm de diámetro y 1 cm y 2.40 cm de altura respectivamente, así como dos anillos de acero inoxidable, dispuestos como se mostrará en el numeral correspondiente.

2.1.4 Montaje para la realización de las pruebas

El montaje realizado para efectuar las pruebas de consolidación en este equipo consta de dos sistemas independientes para control de presión, una para la aplicación de la carga axial al diafragma y otro para la contrapresión. Ambos sistemas cuentan con reguladores e interfases que reciben aire a presión y la transmiten al agua que posteriormente llega a la celda.

Según la disposición de los componentes que conforman el equipo, la contrapresión puede ser aplicada a la muestra tanto por la parte inferior como superior de la celda (abriendo las válvulas 12 y 13). En esta línea de contrapresión la interfase corresponde a una bureta, que luego, durante la etapa de consolidación, recibe el agua que va expulsando la muestra.

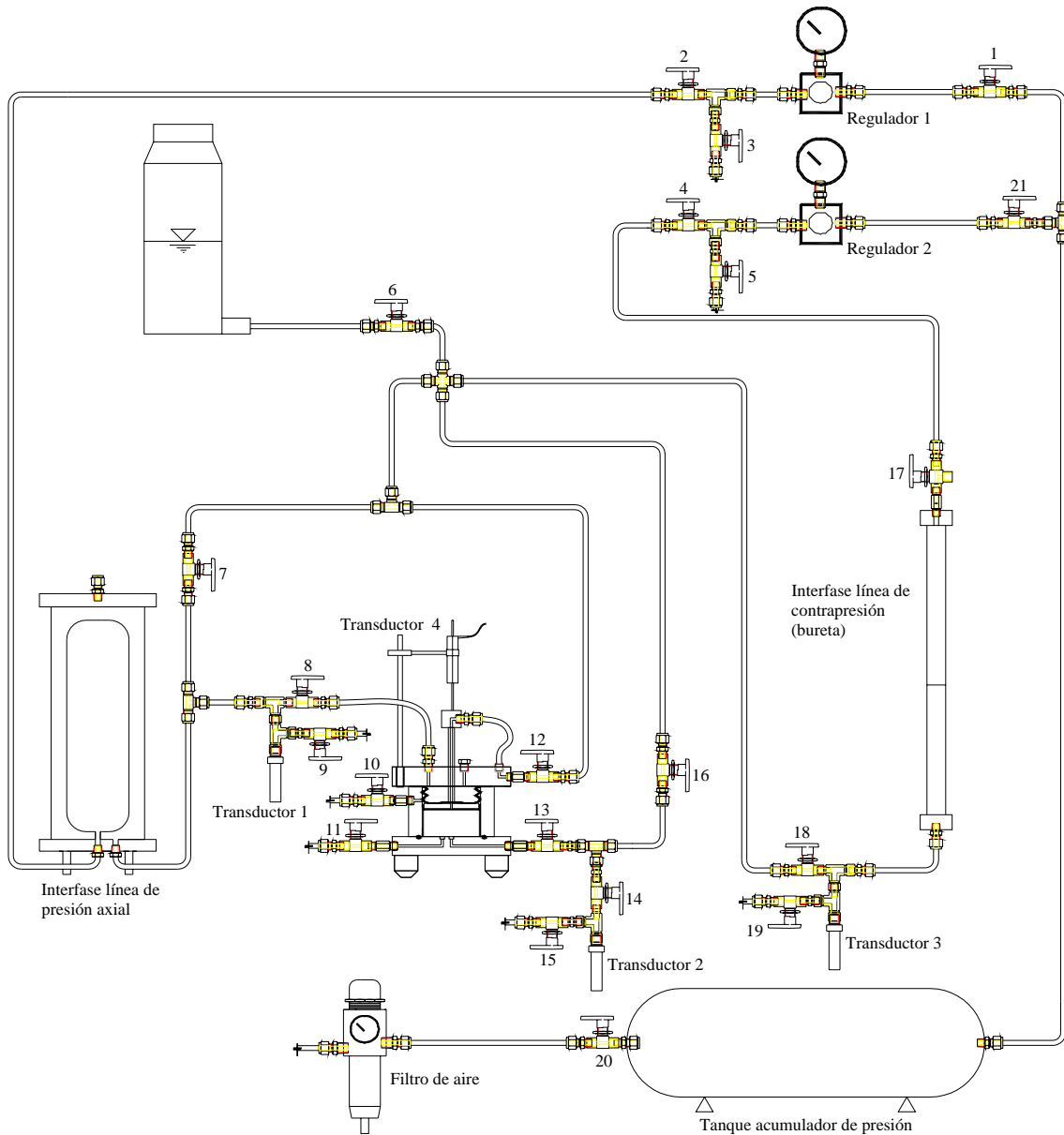


Figura 2.3 Esquema general del montaje para la realización de pruebas de consolidación en la celda Rowe

El montaje para la realización de las pruebas también incluye un tanque acumulador de presión, un filtro de aire y un tanque elevado para reserva de agua desaerada. El esquema de este montaje corresponde a la figura 2.3.

2.1.5 Tipos de pruebas que pueden efectuarse en la celda Rowe

La celda Rowe es un equipo en el cual pueden efectuarse pruebas de consolidación de diversos tipos. Si se cuenta con una capa drenante que se instale bien en la base, en las paredes de la celda o en el centro de la muestra, se pueden obtener cuatro diferentes condiciones de drenaje. Asimismo la aplicación de la carga puede realizarse con deformación uniforme de la muestra de suelo (ubicando el disco rígido de nylamid® para la distribución de la carga axial) o con deformación libre (ubicando únicamente el disco de plástico poroso, el cual al ser flexible permite una distribución de esfuerzos uniforme sobre la muestra). Con lo anterior se obtienen entonces ocho posibilidades para efectuar los ensayos, los cuales se muestran esquemáticamente en la figura 2.4.

La celda con la que se cuenta en el laboratorio del Instituto actualmente posee los accesorios para la realización de pruebas sólo con drenaje vertical, de manera que en adelante se hará referencia únicamente a este tipo de ensayos. Sin embargo, cabe tener en cuenta que para aplicaciones posteriores pueden conseguirse y adecuarse materiales drenantes que permitan llevar a cabo pruebas con drenaje radial.

Al contarse en este caso con una celda totalmente instrumentada, también existe la posibilidad de efectuar ensayos de consolidación con velocidad de desplazamiento constante. Electrónicamente podría lograrse que la presión axial aplicada en el diafragma se controle de manera que la muestra se vaya comprimiendo a una velocidad determinada, comprobando lo anterior con base en el registro del transductor de desplazamiento y el tiempo transcurrido.

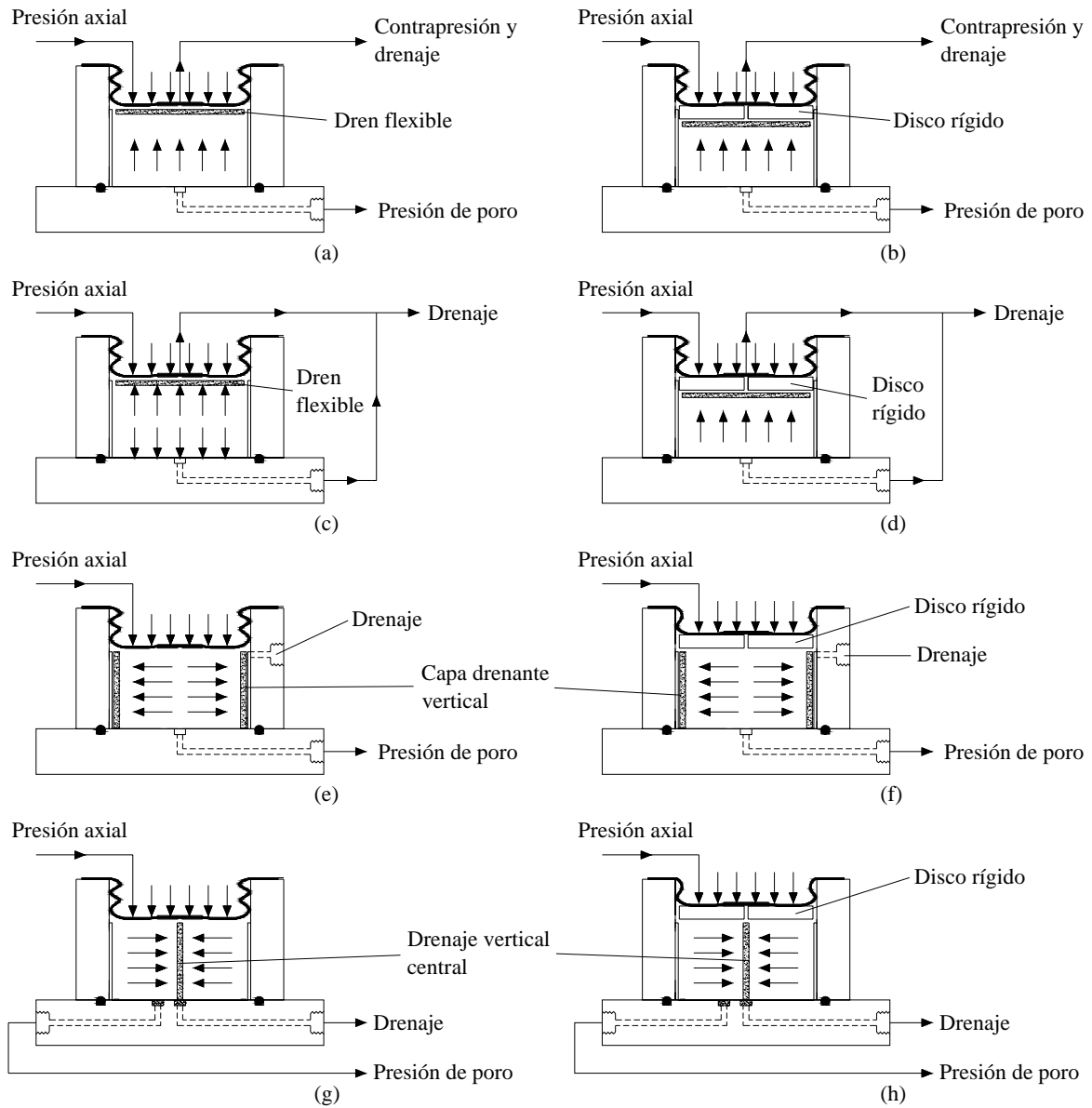


Figura 2.4 Diferentes condiciones de drenaje y aplicación de carga para las pruebas de consolidación que pueden realizarse en la celda Rowe

2.1.6 Instrumentación de la celda Rowe y dispositivos electrónicos

Durante la realización de pruebas en la celda Rowe es necesario mantener registro de los valores de carga axial aplicada a la muestra, contrapresión y disipación de presión de poro para la etapa de consolidación. Igualmente el asentamiento vertical al centro de la muestra de suelo también debe ser medido.

Para este caso, los anteriores parámetros se monitorean por medio del uso de transductores, cuya señal es recibida por una tarjeta de adquisición de datos y procesada para ser mostrada en unidades bien de presión (kg/cm^2) o desplazamiento (mm) en un programa de computadora, desarrollado por personal del área de instrumentación y electrónica del Instituto de Ingeniería.

Los dispositivos utilizados para la instrumentación de la celda Rowe con algunas de sus principales características, son los siguientes:

- a) Transductores de presión marca Druck, modelo PDCR 4020. Estos transductores se componen de un diafragma de silicón con un deformímetro eléctrico, ubicados dentro de un cilindro metálico sellado y soldado eléctricamente. Poseen una capacidad de hasta $7 \text{ kg}/\text{cm}^2$ (690 kPa) y de acuerdo con el fabricante, su precisión es de $\pm 0.04\%$ y su estabilidad es de $\pm 0.1\%$ respecto a su capacidad total.
- b) Transductor de desplazamiento marca Schaevitz, modelo PCA 116 – 300. El transductor de desplazamiento es un transformador diferencial lineal envuelto en un cilindro de acero, dentro del que se ubica una barra metálica que se mueve axialmente. La barra genera diferentes voltajes de salida proporcionales a su posición, con lo cual se puede determinar el desplazamiento que va sufriendo la muestra de suelo durante la etapa de consolidación. El rango de trabajo de este transductor es de $\pm 3''$ (76 mm) y según el fabricante, su error máximo corresponde al 0.5% de su capacidad total.

- c) Válvulas proporcionales o reguladores de presión marca Norgren, modelo VP5110PK111H00. Este tipo de regulador tiene la ventaja de que es programable, lo cual permite la adecuación del montaje actual de la celda Rowe para efectuar pruebas con velocidad de desplazamiento constante, además de ser un dispositivo con un buen nivel de estabilidad. Las válvulas proporcionales VP51 poseen un sensor de presión interno con el cual siempre se está midiendo la presión de salida y comparándola con la señal que se emite respecto a la presión deseada. Estos reguladores tienen una capacidad de hasta 14 kg/cm^2 (1380 kPa) y el error máximo de acuerdo con su fabricante es de 0.07 kg/cm^2 (6.93 kPa).
- d) Tarjeta de adquisición de datos National Instruments, modelo PCI-6024E. Esta tarjeta es la encargada de transformar las señales de voltaje que emiten los transductores en registros digitales que pueden procesarse en la computadora. Se compone de una serie de circuitos integrados acomodados en una tarjeta que se instala directamente en la CPU.

2.1.7 Calibración

Cada uno de los dispositivos electrónicos para regulación y medición de presión así como desplazamiento se calibró con el fin de conseguir una mejor precisión al momento de relacionar señales de voltaje con parámetros de medida utilizados en ingeniería. De la calibración tanto de reguladores de presión como de transductores se obtienen entonces correlaciones que tienden a conformar una línea recta, cuya ecuación se utiliza para ajustar a valores más reales los registros que generan estos dispositivos.

Para la calibración de transductores y reguladores se cuenta con programas de computadora elaborados igualmente por el personal de instrumentación del Instituto, donde el principio básicamente es el mismo: comparar los valores esperados del parámetro que se desea evaluar frente a los que realmente registran los equipos.

El procedimiento de calibración para los reguladores de presión consiste en enviar una señal de voltaje al regulador y evaluar cuál es el registro que se genera en éste, teniendo en cuenta que 1 V debe corresponder a 1.05 kg/cm² (103.42 kPa).

Las señales enviadas al regulador, en unidades de presión, empezaron en cero y fueron en aumento cada 0.5 kg/cm² hasta llegar a 6.5 kg/cm², con lo que se obtuvo una serie de puntos conformando una línea casi recta.

Las figuras 2.5 y 2.6 corresponden a las gráficas de calibración de los reguladores de carga axial y contrapresión respectivamente. En éstas se pueden observar las ecuaciones de las rectas que se ajustan mejor a los datos medidos.

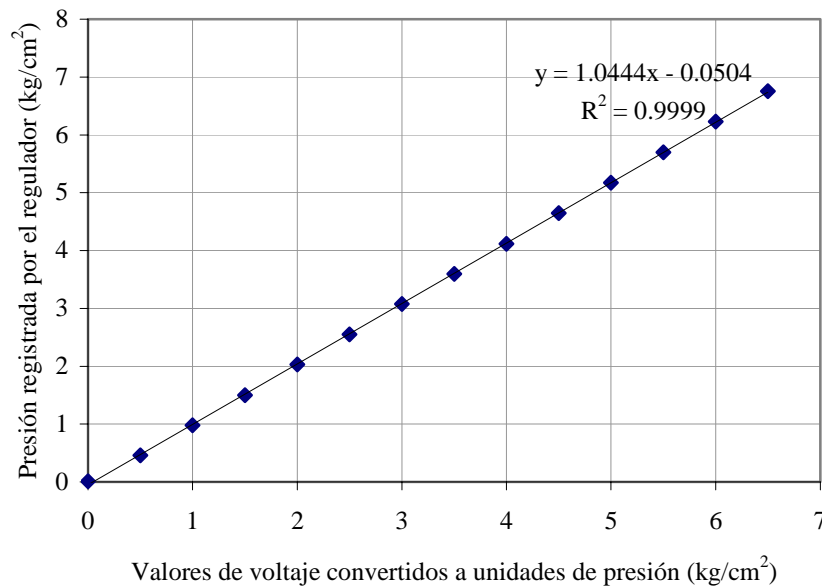


Figura 2.5 Gráfica de calibración del regulador de carga axial

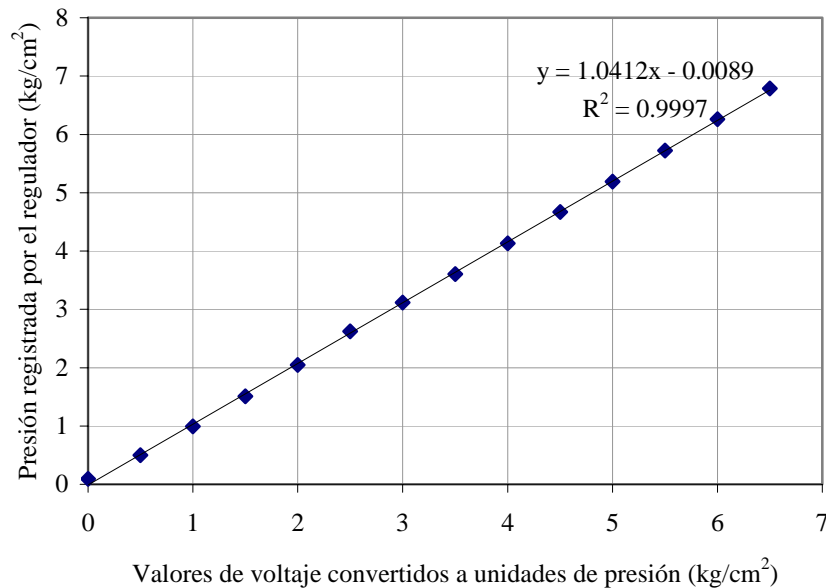


Figura 2.6 Gráfica de calibración del regulador de contrapresión

La calibración de los transductores de presión se efectúa conectando las entradas de los reguladores tanto de presión axial como de contrapresión con una línea de medición que llega directamente a una columna de mercurio. Desde el programa de computadora se solicita un valor determinado de presión para ser aplicado al sistema, evaluando cuál es el valor que registra el transductor así como el que se mide directamente en la columna de mercurio. Al igual que para los reguladores, las presiones se evaluaron en intervalos de 0.5 kg/cm², pero en este caso sólo se llegó a un valor máximo de presión de 5 kg/cm². Asimismo, se obtuvieron las correspondientes gráficas de calibración para cada transductor, las cuales se muestran más adelante.

Debe agregarse que para el proceso de calibración de los transductores de presión es necesario introducir en el programa un valor denominado parámetro patrón, el cual corresponde a la relación entre las unidades que se van a medir respecto a las unidades que se van a calibrar. En este caso, la relación entre mm de mercurio y kg/cm² es de 0.001356.

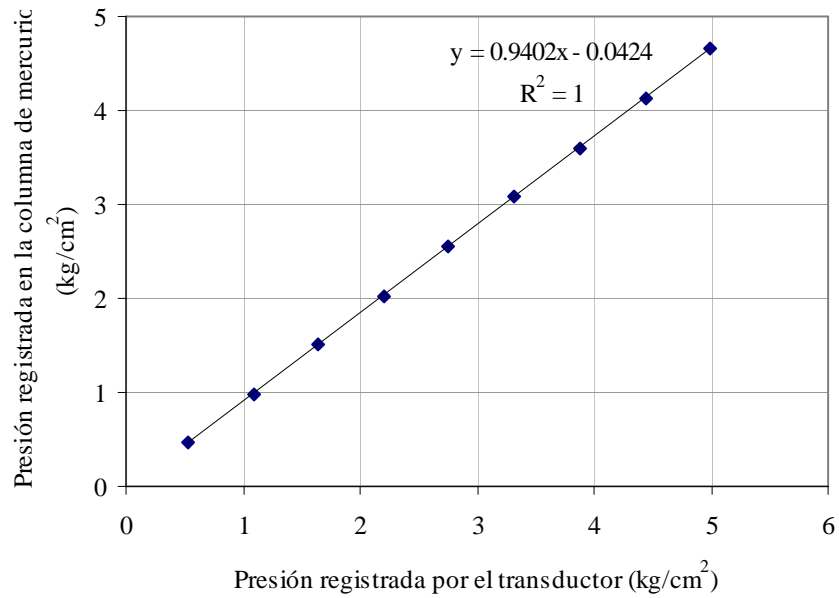


Figura 2.7 Gráfica de calibración del transductor de carga axial

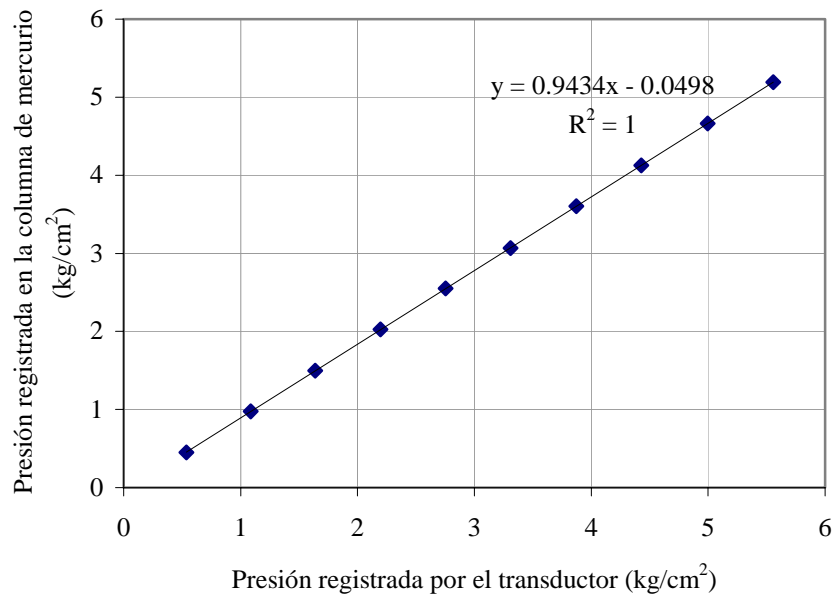


Figura 2.8 Gráfica de calibración del transductor de contrapresión

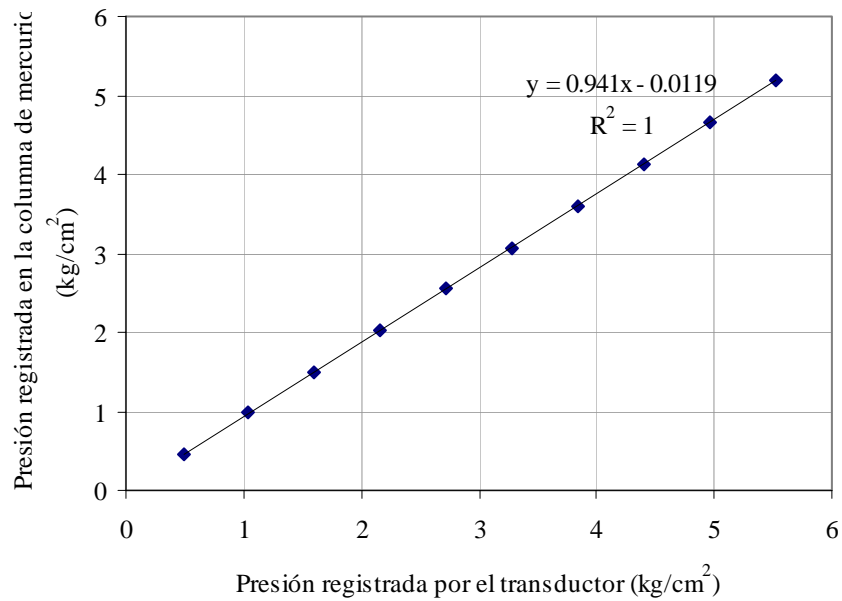


Figura 2.9 Gráfica de calibración del transductor de presión de poro

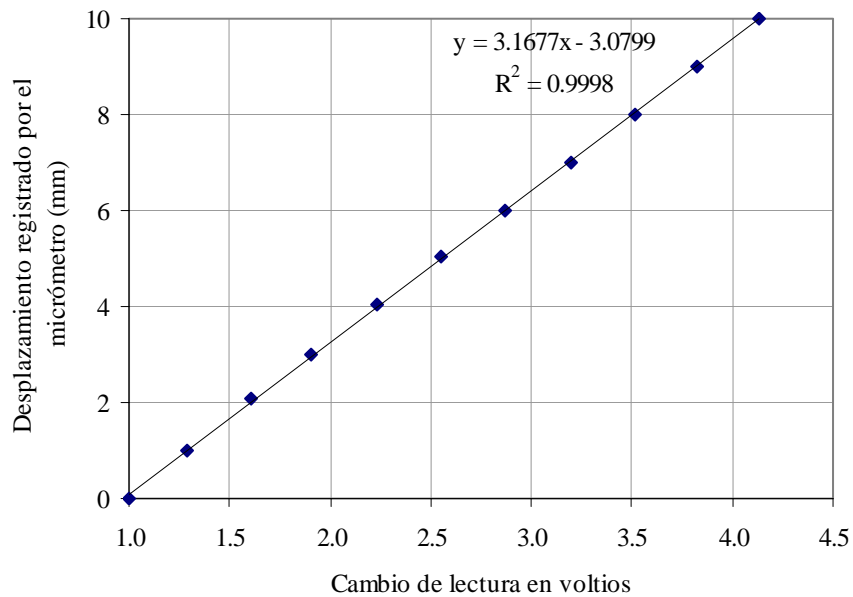


Figura 2.10 Gráfica de calibración del transductor de desplazamiento

Para el transductor de desplazamiento, la calibración se efectuó comparando el voltaje que registra dicho transductor cuando éste se encuentra en una posición determinada, la cual se

mide con un tornillo micrométrico especial para tal fin. Inicialmente, debe registrarse la lectura de voltaje del transductor correspondiente a una posición inicial establecida y determinada con el micrómetro. Luego se van efectuando incrementos sucesivos de desplazamiento en el transductor, en intervalos de aproximadamente 1 mm; mientras se van realizando las lecturas correspondientes tanto en el transductor (voltaje) como en el micrómetro (desplazamiento exacto). Tal como para los dispositivos anteriores, la correlación entre estas variables conformó una línea casi recta, la cual corresponde a la curva de calibración que se muestra en la figura 2.10.

2.1.8 Precisión del equipo

A pesar de los procesos de calibración llevados a cabo para los dispositivos electrónicos de la celda, el equipo trabaja con cierto error teniendo en cuenta que cada pieza que lo conforma no funciona con una precisión del 100%. La estimación de este error, específicamente para las líneas de aplicación de carga axial y contrapresión, se efectuó después de haber observado una serie de mediciones correspondientes a las tres primeras pruebas que se llevaron a cabo en el equipo. De valores establecidos para ambos parámetros que se pedía que fueran aplicados al interior de la celda, se analizó hasta qué punto estos valores permanecieron estables y cuál fue la dispersión máxima que se presentó mientras las pruebas tuvieron lugar. De esta manera, se determinó el error máximo correspondiente para ambas líneas de presión.

Con el análisis realizado, se concluye que la línea de carga axial presenta un error máximo del 5% sólo por encima del valor de presión esperado, el cual por lo general se hace evidente a medida que la carga aplicada va siendo mayor. La línea de contrapresión presenta un error máximo de 6.7% por encima del valor esperado y 0.9% por debajo del mismo.

La dispersión de los datos para la línea de carga axial se puede observar en la figura 2.11, ya que para ésta sí se tiene registro de diferentes cargas aplicadas a la muestra. En el caso

de la contrapresión el valor aplicado siempre fue el mismo (1.9 kg/cm^2) y la dispersión corresponde a la mencionada anteriormente.

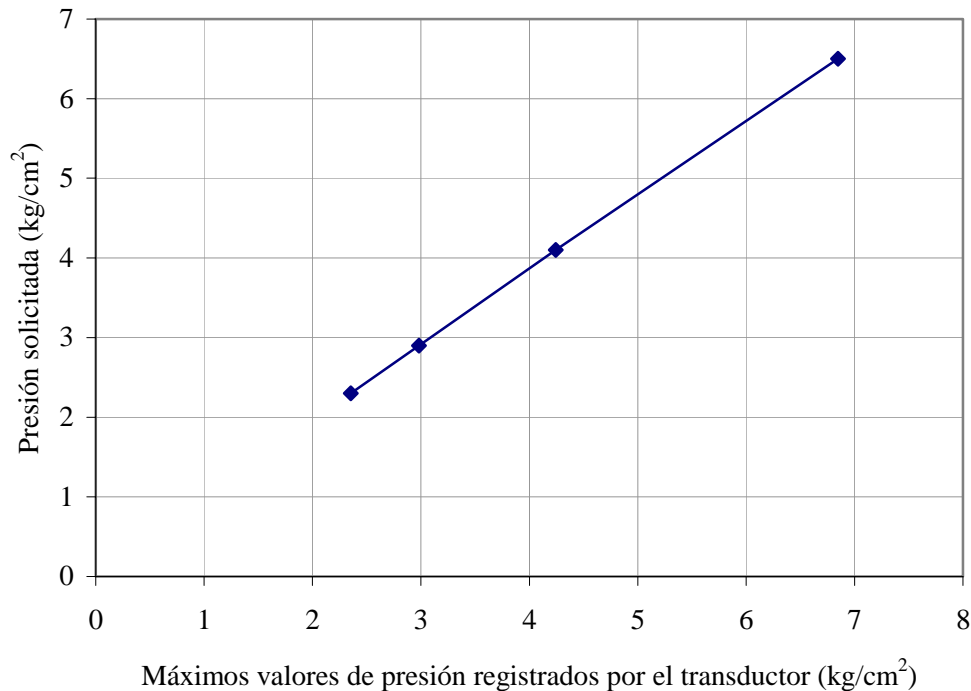


Figura 2.11 Comparación de los valores de presión registradas por el equipo contra las solicitadas, para la línea de carga axial.

2.2 Preparación del equipo para las pruebas de consolidación

Antes de empezar un ensayo en la celda Rowe es necesario verificar que todos sus componentes se encuentren secos y limpios. El aro-sello de la base, además de encontrarse en buenas condiciones, debe ser recubierto con una capa delgada de grasa de silicón, sin permitir que posteriormente se ensucie o moje. Es necesario también que el dren de plástico poroso se encuentre saturado, por lo que mientras no se encuentre en uso durante algún ensayo, debe dejarse sumergido en agua destilada.

Para la correcta realización de las pruebas de consolidación, es sumamente importante efectuar un proceso de saturación de las líneas del equipo con agua destilada y completamente desaerada. Este proceso se inicia al momento de llenar de agua la interfase de la línea de presión axial, de donde se envía agua a todas las demás líneas que llegan directamente a la celda. También debe tenerse en cuenta que las primeras etapas de este proceso se realizan con la celda desarmada, pero luego ésta debe ensamblarse para finalizar la saturación. A continuación se especifica paso a paso cómo debe efectuarse el montaje del equipo y la saturación de todo el sistema, teniendo en cuenta que por defecto, al inicio de cada etapa todas las válvulas deben encontrarse cerradas. Las válvulas y componentes de la celda a las que se hacen referencia pueden observarse más claramente en la figura 2.3.

- a) Se abren las válvulas 6 y 18 para que llegue agua a la bureta. La válvula 17 debe estar abierta para que el aire dentro de la bureta se encuentre a presión atmosférica, permitiendo la entrada del líquido.
- b) Con la válvula 6 abierta, se abre la válvula 7 de manera que empiece a llenarse la interfase de agua. Esta interfase posee en su parte superior un perno que debe desatornillarse con el fin que no se cree un vacío dentro del recipiente y éste pueda ser llenado completamente. Una vez que se observa flujo a través del orificio superior de la tapa de la interfase, se vuelve a atornillar el perno.
- c) Como parte fundamental del proceso de saturación del sistema, se debe hacer llegar agua a una pequeña cámara que se encuentra al interior de los transductores de presión, con el fin de obtener un registro adecuado de este parámetro. Para iniciar con la saturación de las líneas en donde se obtienen mediciones de presión, se abren las válvulas 7 y 19, hasta que por esta última se observe un flujo consistente de agua.
- d) Posteriormente, deben permanecer abiertas las válvulas 7, 14, 15 y 16, hasta que se presente flujo de agua a través de la válvula 15.

- e) Se abren las válvulas 7, 13 y 16 con el fin de que ingrese agua a la línea de presión de poro de la base de la celda, por la cual debe empezar a observarse salida de agua. Es muy importante que esta línea quede adecuadamente saturada, de manera que se debe permitir la salida de una cantidad considerable de agua para asegurar que no queden burbujas de aire atrapadas. Asimismo, la línea secundaria para medición de presión de poro también debe quedar saturada, por lo que es necesario asegurarse que salga agua por la válvula 11, o bien en esta misma válvula conectar una manguera por donde se haga ingresar agua a presión hasta que ésta asome por la piedra porosa correspondiente. Para tal fin, se puede considerar conectar a la válvula 11 la manguera que llega a la válvula 16, dejar correr agua por la base de la celda y luego volver a ubicar dicha manguera en su posición original.
- f) Para continuar con las siguientes etapas de montaje y saturación del equipo, debe efectuarse el labrado de la muestra de suelo dentro del cuerpo de la celda según recomendaciones que se describirán más adelante. El cuerpo debe ser ubicado adecuadamente en la base, teniendo cuidado de no desacomodar el aro-sello. Posteriormente se coloca el dren de plástico poroso sobre la muestra y el disco rígido de nylamid®, según como vaya a realizarse la prueba. Luego debe verterse un poco de agua desaerada dentro del cuerpo de la celda.
- g) Se acomoda la cubierta sobre el cuerpo de la celda, alineada respecto a la base para poder luego asegurar los tornillos y teniendo especial cuidado en que ambos elementos encajen bien, así como que el diafragma quede concéntrico. Igualmente debe evitarse que el diafragma se doble o quede mal acomodado con respecto al tope del cuerpo. Una vez se haya asegurado toda la celda con los tornillos correspondientes, se abre la válvula 9 y se permite salida de agua, de manera que se sature la línea del transductor de presión axial.
- h) Se abre la válvula 8 al igual que el perno que se encuentra en la cubierta de la celda, hasta que por el orificio de dicha cubierta salga agua. Es necesario que toda la celda

se incline un poco dejando hacia abajo el orificio, con el fin de asegurar que se expulse todo el aire que pueda estar atrapado dentro del diafragma. Una vez que haya salido una cantidad suficiente de agua se vuelve a atornillar el perno.

- i) Se abren las válvulas 7 y 12, con el fin de que ingrese agua al interior de la celda y la parte que contiene la muestra de suelo quede completamente saturada. Lo anterior se verifica dejando salir una cantidad considerable de agua por la válvula 10.
- j) Por último, deben volver a abrirse las válvulas 6 y 7 así como el perno de la parte superior de la interfase, con el fin de que esta última quede de nuevo completamente llena de agua. El perno se cierra en el momento en que se observe que el agua empieza a salir por el orificio superior de la interfase.

Para que el proceso de saturación de las líneas del sistema se efectúe de manera un poco más ágil, puede enviarse un poco de presión directamente al depósito/interfase de la línea de presión axial que contiene el agua, abriendo la válvula 2.

Una vez que la celda se encuentre completamente ensamblada, es necesario ubicar adecuadamente el transductor de desplazamiento o LVDT en posición vertical y cercana a cero. Lo anterior puede realizarse monitoreando dicha posición en la computadora, donde continuamente se muestran las lecturas correspondientes a cada uno de los transductores.

2.3 Labrado de la muestra de suelo

Para la realización de pruebas en el prototipo de celda Rowe con que se cuenta en el laboratorio se ha trabajado con muestras inalteradas, las cuales vienen en tubos Shelby de 4" de diámetro y son cuidadosamente extraídas, enceradas y almacenadas en cuarto húmedo. Los implementos necesarios para el labrado de dichas muestras se presentan en la figura 2.12.



Figura 2.12 Implementos para el labrado de las muestras de suelo

Con el fin de obtener una probeta de suelo de las dimensiones adecuadas para ser ensayada en la celda, se cuenta con un anillo de acero inoxidable con 7.54 cm de diámetro, 3.01 cm de altura y uno de sus bordes con terminación en filo. La muestra inalterada se va labrando en un torno con cuidado, hasta que su diámetro alcance un valor casi igual al del anillo. En este momento el anillo se empuja y se hace penetrar en la muestra hasta que queda suficiente material en ambos extremos, de manera que puedan ser pulidos primero por los bordes con cuchilla y luego en toda la superficie con espátula o arco. Inmediatamente después la muestra debe ser pesada junto con el anillo, para posteriormente obtener el dato de peso inicial, necesario para fines de cálculos.

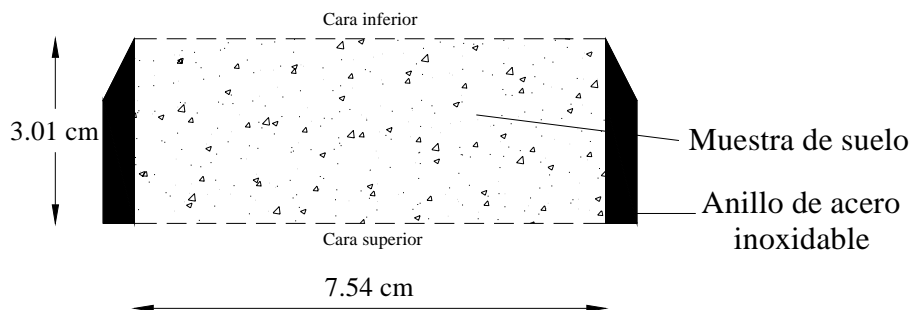


Figura 2.13 Ubicación de la muestra de suelo en el anillo de acero inoxidable

La muestra de suelo es luego trasladada al interior del cuerpo de la celda, utilizando un segundo anillo de acero que se acomoda en la parte inferior de la celda y el cual sirve de guía para ubicar el anillo que contiene la muestra. El cuerpo entonces debe ser ubicado de manera invertida y se utilizan dos discos de nylamid como tope, para que la muestra quede correctamente ubicada en la parte del cuerpo en donde debe quedar, tal como se muestra en la figura 2.14.

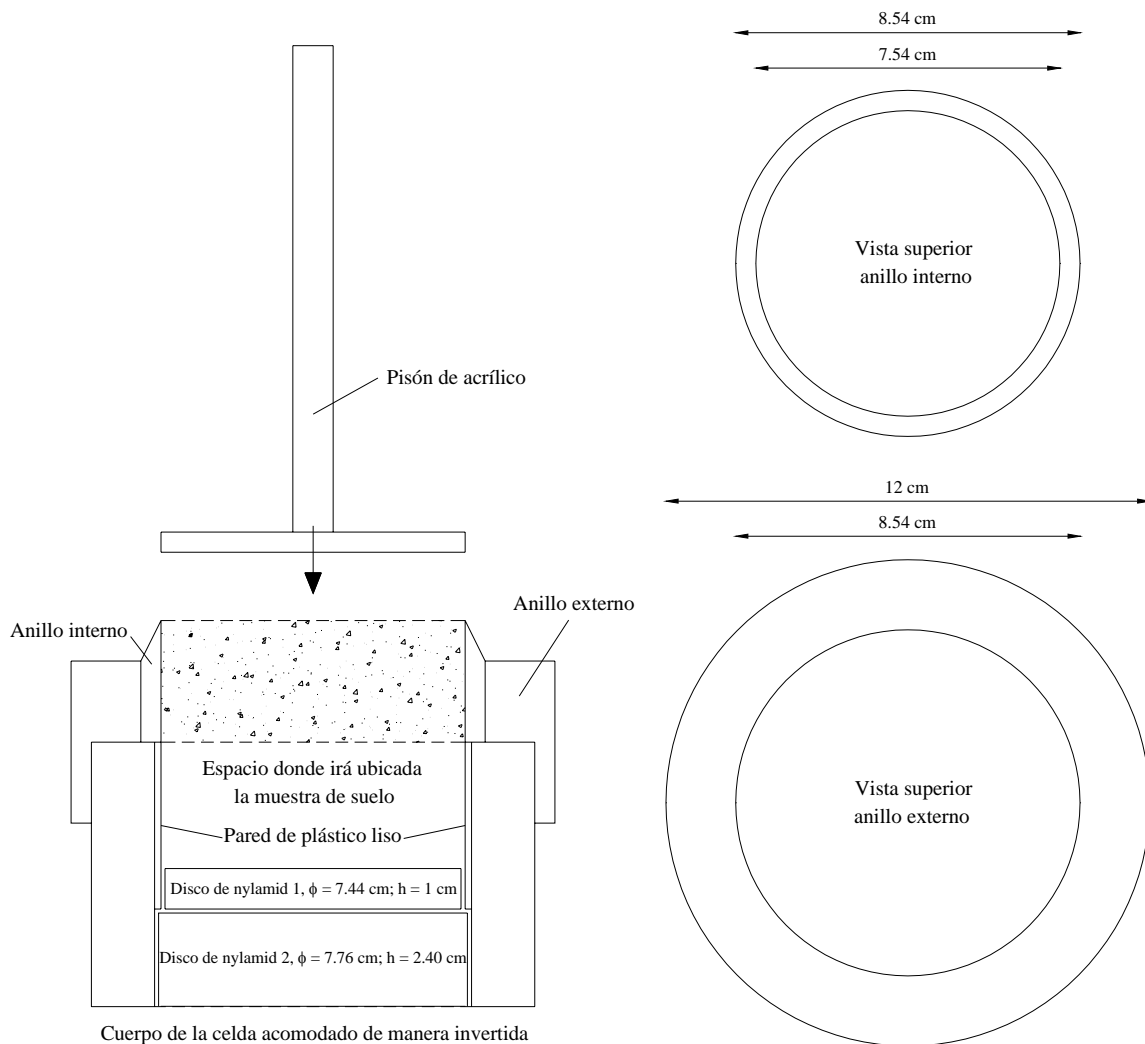


Figura 2.14 Ubicación de la muestra de suelo en el cuerpo de la celda Rowe y dimensiones de los anillos de acero inoxidable

Mediante un pisón de acrílico, se empuja con cuidado la pastilla de suelo, la cual debe empezar a deslizar para acomodarse finalmente dentro de la celda. Es recomendable acomodar papel drenante húmedo en el extremo de la probeta que quedará en contacto con el pisón, para evitar que se adhiera material a este último.

Es necesario tener en cuenta que debe aplicarse una capa delgada de aceite de silicón al interior del anillo en donde se labra inicialmente la muestra de suelo y en la pared de teflón del cuerpo de la celda, con el fin de facilitar que la muestra deslice dentro de éste.

2.4 Ensayes de consolidación

Las pruebas que comúnmente se llevan a cabo en la celda Rowe corresponden a ensayos de consolidación con drenaje vertical ascendente y medición de presión de poro al centro de la base de la muestra; cuyo principio básico se puede observar en las secciones (a) y (b) de la figura 2.4.

El montaje de las celdas con la que se cuenta en el laboratorio del Instituto permiten realizar pruebas con las anteriores características, y específicamente la celda instrumentada durante el desarrollo de esta tesis se adecuó para efectuar pruebas de consolidación por incrementos de carga, siendo éstas las de interés para la investigación cuyos resultados se presentarán mas adelante.

En términos generales, dichas pruebas de consolidación constan de las siguientes etapas:

- Saturación del sistema y ensamblaje del equipo.
- Inicio del programa de computadora para control de la celda Rowe.
- Aplicación de carga axial y contrapresión a la muestra, para someterla a un determinado esfuerzo efectivo e inducir su saturación.
- Medición del parámetro B de Skempton para verificar el grado de saturación de la muestra de suelo.

- Consolidación de la probeta bajo diferentes valores de carga axial.
- Descarga de la probeta.
- Cálculos y análisis de resultados.

La preparación del equipo, ensamblaje y saturación de sus líneas se efectúa tal y como se describió en el numeral 2.2. Las demás etapas posteriores se describen detalladamente a continuación.

2.4.1 Programa de computadora para el control de la celda Rowe

Para iniciar una prueba de consolidación en la celda Rowe, es necesario ingresar al programa de computadora desarrollado especialmente para controlar la carga axial y la contrapresión, así como para efectuar el registro de todos los parámetros involucrados en el ensaye. Al abrir el programa, se debe dar un nombre al archivo de datos en donde se guardarán las lecturas de todos los transductores durante cada una de las etapas de la prueba, tomadas en los tiempos que se especifiquen al inicio de la misma. Igualmente es necesario ingresar algunos datos generales respecto a la muestra de suelo con la que se esté trabajando, como son ubicación, profundidad, número de sondeo y peso inicial de la muestra labrada.

El programa cuenta con cuatro módulos: el primero se encarga de monitorear el proceso de saturación de la muestra, el segundo efectúa las mediciones necesarias para calcular el cociente B de Skempton, el tercero lleva el registro de datos durante la consolidación de la muestra y el cuarto sirve para poder observar las lecturas de los transductores en cualquier momento y aumentar o disminuir la carga axial y la contrapresión de ser necesario.

En el módulo de consolidación, además de capturar las lecturas de todos los transductores, el programa va dibujando las curvas de consolidación correspondientes a cada etapa en formato Casagrande ($\Delta H/H_0$ vs logaritmo del tiempo) y Taylor ($\Delta H/H_0$ vs raíz del tiempo), al igual que la curva Presión de poro U vs logaritmo del tiempo. Al finalizar cada

incremento o decremento de carga, se va conformando una tabla de resultados resumen en donde se encuentran consignados los siguientes valores:

- Carga axial total aplicada sobre la muestra de suelo P
- Incremento de carga axial ΔP
- Altura final de la muestra H
- Diferencia de altura respecto a la altura final de la anterior etapa ΔH
- Volumen final de la muestra V
- Diferencia de volumen respecto al volumen final para la anterior etapa ΔV
- Relación $\Delta V/V$
- Relación de vacíos final e

Con base en los parámetros calculados en esta tabla, el programa también va dibujando la curva de compresibilidad del material (relación de vacíos vs esfuerzo efectivo) conforme va avanzando la prueba de consolidación.

2.4.2 Saturación de la muestra de suelo por contrapresión

Una de las principales ventajas que se tiene al realizar pruebas de consolidación en la celda Rowe es que puede aplicarse contrapresión a la muestra de suelo, así como medir el parámetro B de Skempton para verificar que el material se encuentra lo suficientemente cerca al 100% de saturación. Para tal fin se cuenta con un módulo dentro del programa de computadora que opera la celda, en donde se regula tanto la presión axial como la contrapresión para generar un esfuerzo efectivo determinado e inducir la saturación en la muestra de suelo.

Para llevar a cabo este proceso de saturación deben seguirse los siguientes pasos, en donde nuevamente las válvulas a las que se hace referencia pueden identificarse en la figura 2.3.

- Inicialmente todas las válvulas del sistema deben encontrarse cerradas. Se abren las válvulas 1, 2, 20 y 21. Se ingresa al módulo del programa de computadora correspondiente a la saturación de la muestra y se escoge el valor inicial de presión axial que quiera aplicarse.
- Se abren las válvulas 4, 16 y 18 y se ubica la válvula 17 en posición vertical con dirección hacia la bureta. Se escoge el valor inicial de contrapresión que se aplicará a la muestra y se efectúa una lectura del nivel inicial de agua en la bureta, la cual se ingresa al programa.
- Se abre la válvula 8 con el fin de aplicar la carga axial escogida al interior de la celda, e inmediatamente después se abren de manera simultánea las válvulas 12 y 13, con el fin de que ingrese la contrapresión tanto por la parte superior como inferior de la celda.
- Después de realizar el paso descrito anteriormente, cierta cantidad de agua de la que se encuentra en la bureta ingresará dentro de la muestra debido a la contrapresión que se está aplicando. Una vez el nivel del agua en la bureta vuelva a estabilizarse, se efectúa la lectura final correspondiente y se ingresa igualmente al programa.
- Bajo estas condiciones, se deja actuando sobre la muestra de suelo tanto la carga axial como la contrapresión durante un determinado lapso de tiempo, permitiendo que la saturación vaya llevándose a cabo. Dependiendo de las condiciones iniciales del material con que se esté trabajando, este tiempo puede variar entre algunas horas o días.

2.4.3 *Medición del coeficiente B de Skempton*

Para medir este parámetro debe ingresarse al correspondiente módulo, en donde el programa de computadora relaciona un incremento dado de presión axial con el incremento

en la presión de poro que se genera como respuesta. Para llevar a cabo esta medición deben seguirse los lineamientos que se describen a continuación, teniendo en cuenta que las válvulas se encuentran en la misma posición en la que quedan al finalizar la etapa de saturación de la muestra.

- Se ingresa al módulo del programa para determinación del B de Skempton y se cierran las válvulas 8, 12, 13 y 16.
- El programa pide que se especifique el valor inicial de carga axial a considerar, el cual por lo general es el mismo que se había establecido para la etapa de saturación de la muestra. Luego debe escogerse un valor determinado de carga axial final, según el incremento ΔP que quiera aplicarse.
- Se abren las válvulas 13 y 14. Luego debe darse la orden para que el programa registre el valor inicial de presión de poro que se tenga en ese momento.
- Se abre la válvula 8 para aplicar el incremento de carga axial escogido. El programa va graficando el valor de presión de poro en función del tiempo después de que se abre ésta válvula, con lo cual puede irse evaluando hasta dónde crece dicho parámetro en respuesta de la carga axial que se aplicó sobre la muestra y en vista que no se está permitiendo drenaje. Una vez que la presión de poro se estabilice, el valor que alcance se registra como el final y se cierra la válvula 8.
- Finalmente el programa determina la relación $\Delta U/\Delta P$ para establecer el valor del parámetro B de Skempton. Como mínimo éste debe ser de 0.96, para que pueda asumirse que la muestra de suelo se encuentra en un estado muy cercano a la saturación. De alcanzar un valor menor esta relación, debe regresarse a la etapa de saturación y aplicar por un poco mas de tiempo la carga axial y la contrapresión que se tenían inicialmente, o bien incrementar un poco ambos valores. El B de

Skempton debe medirse tantas veces como sea necesario hasta que se cumpla con el mínimo establecido.

2.4.4 Etapa de consolidación

La etapa de consolidación se lleva a cabo una vez que se haya determinado que la muestra de suelo se encuentra saturada o cercana a la saturación. Al ingresar al módulo del programa correspondiente a esta etapa, deben verificarse los tiempos a los cuales se efectuarán las lecturas de carga axial, contrapresión, presión de poro y desplazamiento y así mismo, especificar los valores de densidad de sólidos y contenido de agua inicial para la muestra de suelo. En el programa también debe definirse la cantidad de incrementos de carga que piensan realizarse, incluyendo las fases de descarga del material.

Para llevar a cabo el proceso de consolidación se deben seguir los siguientes pasos, recordando que en este caso las válvulas se encuentran en la misma posición en la que quedan al finalizar la etapa de medición del B de Skempton.

- Se escoge el primer valor de carga axial al cual será sometida la muestra de suelo y se verifica también el valor de la contrapresión que seguirá actuando a lo largo de la prueba.
- Una vez establecidos los valores de carga axial y contrapresión se da inicio al registro de los datos en el programa. Inmediatamente se abre la válvula 8 para aplicar el primer incremento de carga y en el instante siguiente se abre la válvula 12 para empezar con el proceso de consolidación como tal de la muestra, al permitir que empiece a drenar el agua de la muestra hacia la bureta.
- Se aplica este primer incremento de carga hasta observar que el incremento de presión de poro originado ya se ha disipado casi en su totalidad. También es útil observar la forma de las curvas de consolidación que se van graficando en la

pantalla del programa, para definir en qué momento puede aplicarse el siguiente incremento de carga axial.

- Al finalizar cada incremento las válvulas 8 y 12 se cierran. Cuando se define el siguiente incremento en el programa éstas vuelven a abrirse en el mismo orden descrito anteriormente. Es importante recordar que durante el desarrollo de la etapa de consolidación las válvulas 13 y 14 deben encontrarse abiertas y la 16 debe estar cerrada.
- Para efectuar la descarga de la probeta se sigue exactamente el procedimiento antes descrito, para las etapas en que se considere conveniente llevar a cabo dicho proceso.

2.5 Desempeño de la celda Rowe

2.5.1 Ventajas

El sistema hidráulico de aplicación de carga en la celda Rowe hace que la muestra de suelo se encuentre menos susceptible a efectos de vibración, a diferencia de un odómetro convencional donde la aplicación de carga se efectúa mecánicamente. Así mismo, las correcciones por deformación del sistema de carga cuando éste trabaja bajo presión dejan de ser relevantes, a menos que se estudien suelos muy rígidos. En la celda es posible aplicar presiones mayores a 10 kg/cm^2 (1 MPa).

El diseño de la celda permite efectuar pruebas de consolidación con diversas condiciones de drenaje. Mediante el manejo de las válvulas, es posible controlar el momento en el cual empezará a efectuarse el drenaje después de la aplicación de carga, por lo que se puede permitir que el exceso de presión de poro se desarrolle completamente. Asimismo, el valor de la presión de poro puede ser medido en cualquier momento de la prueba. También es

posible medir el volumen de agua expulsada de la muestra y el desplazamiento que va sufriendo su superficie ante la carga aplicada.

Como ya se mencionó, las muestras de suelo pueden saturarse mediante contrapresión y controlando el esfuerzo efectivo aplicado antes de iniciar las pruebas de consolidación. El equipo permite que dichas pruebas se desarrollen manteniendo valores de contrapresión elevados hasta asegurar un nivel de saturación satisfactorio.

Los ensayos de consolidación en celdas de mayor diámetro presentan algunas ventajas adicionales, pues pueden obtenerse datos más confiables para análisis de asentamientos al efectuar pruebas que se acerquen un poco más a las verdaderas condiciones de un problema de ésta índole en campo. En general, muestras más grandes son menos susceptibles a sufrir remoldeo y por lo tanto alteraciones en su estructura interna. Igualmente éstas permiten mediciones de permeabilidad tanto horizontal como vertical más confiables, bajo condiciones de esfuerzo conocidas. Análisis de asentamientos realizados en muestras de mayor diámetro, han arrojado resultados más cercanos a mediciones efectuadas en campo (McGown, Barden y Lee, 1974; Lo, Bozozuk y Law, 1976). También se ha comprobado que pruebas con este tipo de muestras resultan más apropiadas para efectuar análisis de asentamientos en depósitos estratificados (Rowe, 1968 y 1972).

2.5.2 *Limitaciones y Recomendaciones*

Los posibles errores de la celda Rowe como equipo de medición, están relacionados con el desempeño de los dispositivos electrónicos adaptados para su instrumentación y con el manejo y realización de la prueba por parte del operario. Con el fin de asegurar al máximo un buen funcionamiento de la celda y la obtención de resultados confiables en la misma se efectúan las siguientes observaciones:

- Los equipos electrónicos de instrumentación deben ser calibrados periódicamente, según la frecuencia con la que se efectúen pruebas en la celda.

- Según lo observado durante las pruebas de consolidación realizadas en el equipo, el sistema de aplicación de la carga axial y la contrapresión no fue tan estable como se esperaba. La fluctuación de ambas presiones fue evidente en el registro de las válvulas proporcionales, lo que hace pensar que finalmente no éstas no regularon dicho parámetro con la precisión requerida. Cabría a futuro efectuar una revisión más exhaustiva respecto al desempeño de estos dispositivos, con el objetivo de afinar el funcionamiento del equipo en general.
- Al efectuar pruebas de consolidación en el modelo de celda de 7.54 cm de diámetro, es conveniente tener presente que la fricción lateral puede ejercer cierta influencia sobre los resultados obtenidos. El anillo se encuentra recubierto internamente con una capa de teflón para minimizar este problema, sin embargo la relación área lateral – volumen para este modelo de celda es alto a comparación de las celdas de mayor diámetro.
- El labrado de las muestras de suelo debe realizarse de forma muy cuidadosa. Al momento de hacer penetrar el anillo de labrado dentro de la muestra no debe aplicarse una presión excesiva que pudiera alterar la estructura del suelo. Por lo anterior es importante antes de efectuar este paso, perfilar la muestra hasta un diámetro casi igual al del anillo. Al pulir las caras superior e inferior de la muestra también debe tenerse cuidado de no ejercer presión sobre la misma. Es recomendable efectuar este procedimiento en cuarto húmedo y ensayar la muestra inmediatamente después de ser labrada.
- Es muy importante garantizar que el ensamblaje de la celda se realice de manera correcta. Debe prestarse especial atención a la colocación de la cubierta, para que el diafragma se acomode bien dentro del cuerpo de la celda y sus bordes no vayan a quedar por fuera de la parte superior del anillo, corriendo el riesgo de fugas o rompimiento del mismo diafragma.

- Para obtener mediciones confiables de cada uno de los parámetros que intervienen en la prueba, es necesario que la saturación de las líneas del sistema se realice con agua destilada y recién desaerada. Por cada una de estas líneas debe dejarse correr una cantidad considerable de agua, de manera que se garantice la expulsión de burbujas de aire que puedan encontrarse dentro de las mangueras. La línea para medición de presión de poro requiere especial atención.
- El nivel del agua dentro de la bureta que actúa como interfase para la línea de contrapresión debe ser constantemente controlado, dicho nivel no puede subir mucho pues se perdería el contacto aire – agua necesario para la transmisión de la presión que luego debe aplicarse hidráulicamente a la muestra. Así mismo es necesario asegurarse que la interfase de la línea de presión axial siempre esté completamente llena de agua.
- El transductor de desplazamiento nunca debe dejar de apoyarse en el cabezal ubicado en la parte superior de la varilla hueca que hace parte de la cubierta de la celda. Teniendo en cuenta la carrera máxima de dicho transductor, si la muestra sufre un asentamiento muy grande se considerará la reacomodación del mismo, con las correcciones posteriores en cuanto a la deformación de la muestra que éste procedimiento implique.

3. RESULTADOS EXPERIMENTALES OBTENIDOS CON LA CELDA ROWE

3.1 Programa de ensayos

Se efectuaron cinco pruebas de consolidación en la celda, para las cuales las muestras fueron previamente saturadas al ser sometidas a un esfuerzo efectivo de 0.1 kg/cm^2 , aplicando 2 kg/cm^2 de carga axial y 1.9 kg/cm^2 de contrapresión, según el procedimiento descrito en el capítulo anterior.

Para cada prueba, se aplicaron a la muestra cuatro incrementos de carga axial iniciando con un aumento de 0.3 kg/cm^2 . Se determinó que los incrementos se efectuaran duplicando el valor del anterior realizado, según la forma tradicional de llevar a cabo las pruebas de consolidación en laboratorio.

Cada incremento de carga axial se aplicó a la muestra por un tiempo mínimo de 24 horas o hasta que se observara en las curvas deformación – tiempo cierto desarrollo del proceso de consolidación secundaria, así como la disipación casi completa del exceso de presión de poro generado por la aplicación del incremento de carga. El proceso de descarga se efectuó en tres etapas, con una duración de aproximadamente dos horas para cada una. El valor de la contrapresión aplicada se dejó constante durante todo el desarrollo de los ensayos, con excepción de la última etapa de descarga para la cual el valor final de carga axial fue de 1 kg/cm^2 y el valor de la contrapresión se disminuyó a 0.9 kg/cm^2 .

3.2 Características generales de los materiales estudiados y resultados de las pruebas de consolidación

Las muestras utilizadas para el programa experimental, correspondientes a arcillas del Valle de México, provienen de dos lugares diferentes: el sector donde se construirá el Nuevo

Velódromo Olímpico en la Ciudad Deportiva de la Magdalena Mixhuca y la calle Márquez Sterling, contigua a la Ciudadela Balderas en la Colonia Centro, Delegación Cuauhtémoc. Estos lugares se encuentran ubicados dentro de la zona III o lacustre según la zonificación geotécnica presentada en el Reglamento de Construcción y Diseño de Cimentaciones para el Distrito Federal (2004):

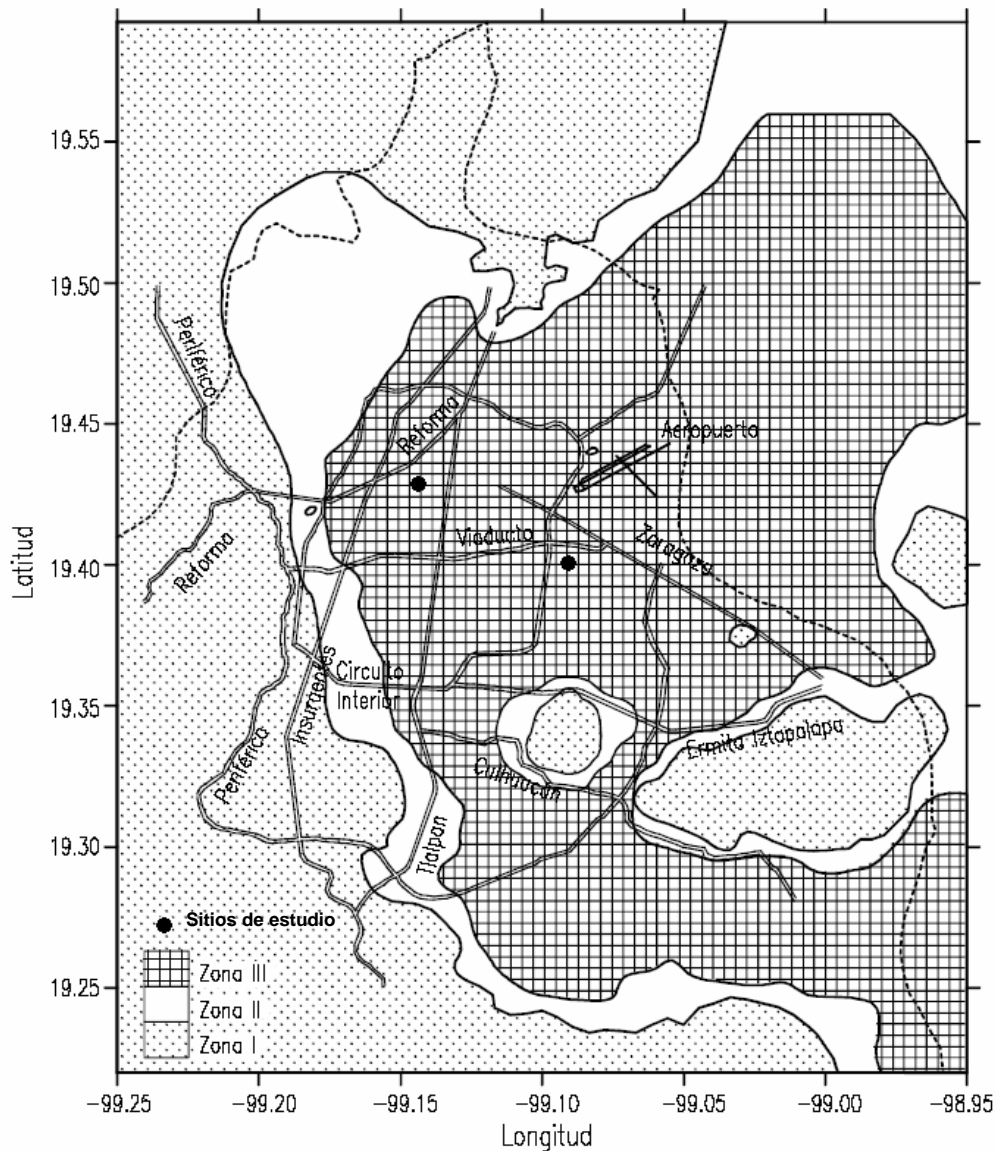


Figura 3.1 Zonificación geotécnica del Distrito Federal (2004)

La zona lacustre está integrada principalmente por suelos arcillosos altamente compresibles, formados mediante procesos de depositación y alteración fisicoquímica de materiales aluviales y cenizas volcánicas. Dichos depósitos se encuentran separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla, las cuales se formaron en su mayoría por deshidratación y en algunos casos por alta actividad volcánica. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a metros. En la estratigrafía típica de esta zona se pueden apreciar entonces cinco componentes principales (Mooser et al, 1990):

Costra Superficial. Integrada por una secuencia de materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo.

Serie Arcillosa Lacustre Superior. Corresponde a una sucesión de cuatro estratos arcillosos principales, acordes con su origen geológico y efectos de consolidación inducida. Estos estratos tienen intercalados lentes duros que pueden ser costras de secado solar o bien arena o vidrio volcánico.

Capa Dura. Depósito de limo arenoso con algo de arcilla y ocasionales gravas, de cementación heterogénea y espesor variable.

Serie Arcillosa Lacustre Inferior. Corresponde a una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros, en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior.

Depósitos Profundos. Serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio.

En función del espesor y propiedades de la costra superficial, así como de la consolidación inducida en cada sitio y la respectiva historia de cargas, la zona lacustre se ha subdividido en tres partes:

Lago Virgen. Corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos en general han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación. Sin embargo, los materiales de esta subzona en los últimos años han sido sometidos a incrementos de sobrecarga en la superficie y a bombeos profundos, debido al desarrollo urbano que se ha venido presentando en esta parte de la ciudad.

Lago Centro I. Está asociada al sector no colonial de la ciudad, el cual se empezó a desarrollar a comienzos del siglo XX y ha estado sujeto a sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas.

Lago Centro II. Esta subzona corresponde a la parte más antigua de la ciudad, en la cual la historia de cargas aplicadas ha sido muy variable. Actualmente en este sector, pueden encontrarse desde arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas debidas a construcciones coloniales y aztecas, como arcillas blandas asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos periodos de tiempo, hasta arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Es también característico de esta zona el aumento general de la resistencia en los estratos de arcilla, debido a una consolidación inducida producto del intenso bombeo para abastecer de agua a la ciudad.

La ubicación del Nuevo Velódromo Olímpico corresponde a la zona de Lago Centro I. En este sector, debido al abatimiento regional de la presión hidrostática del agua del subsuelo por bombeo, se registran hundimientos de 20 cm/año. Según estudios previos, el perfil estratigráfico con las condiciones geotécnicas de este sitio se presenta en la figura 3.2 (TGC Geotecnia, 2006).

La calle Márquez Sterling se encuentra ubicada en la zona Lago Centro II. Este es un sector donde la rigidez de la costra superficial es muy considerable y fue escenario de una serie de sucesos históricos, razón por la que actualmente se encuentran en el suelo vestigios de carbón provenientes de grandes fogatas antiguas. La figura 3.3 corresponde al perfil estratigráfico determinado para este lugar (TGC Geotecnia, 2007).

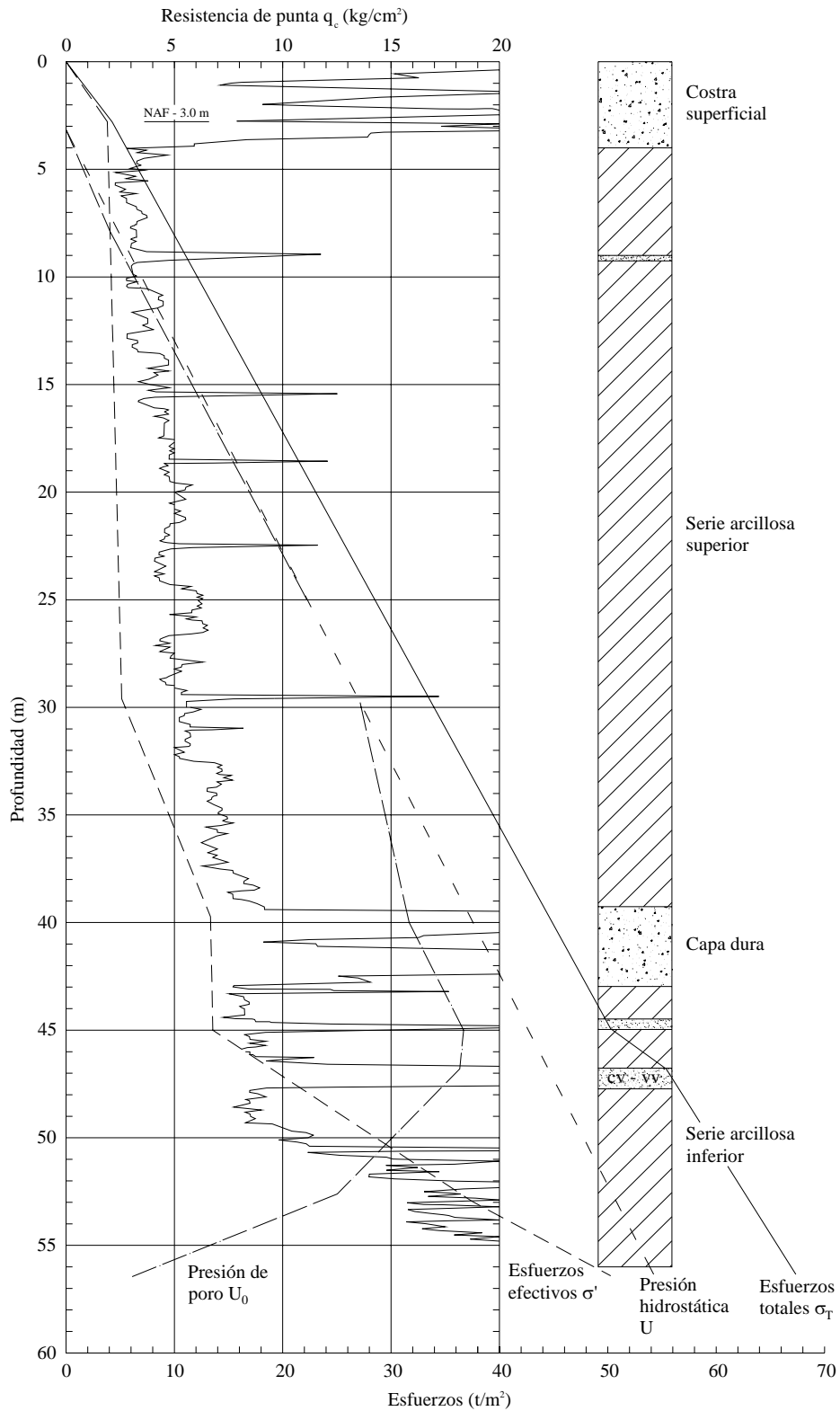


Figura 3.2 Perfil estratigráfico y condiciones geotécnicas para el Velódromo Olímpico

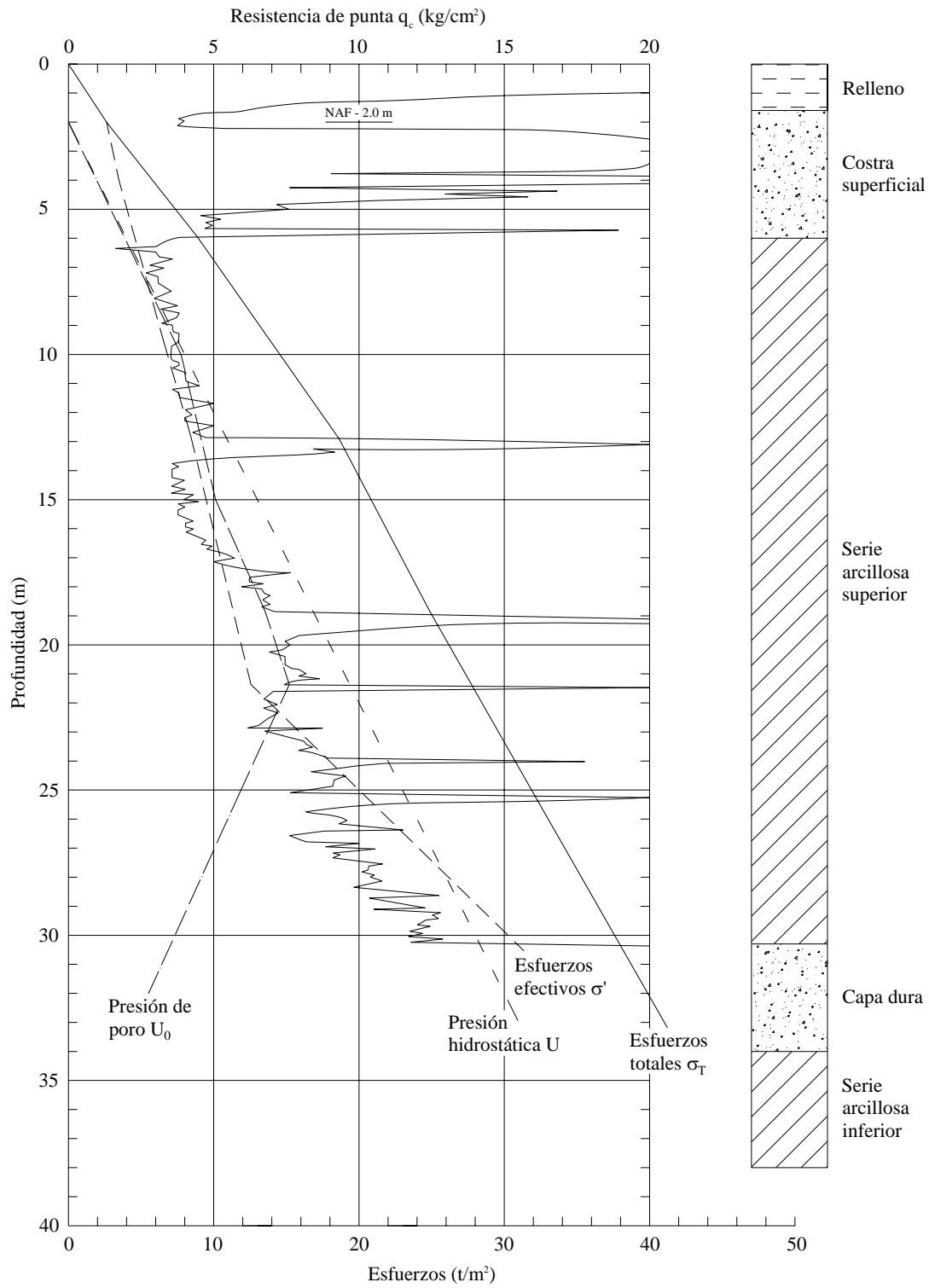


Figura 3.3 Perfil estratigráfico y condiciones geotécnicas para la calle Márquez Sterling

Origen	Muestra	Profundidad (m)	w (%)	w _L (%)	w _P (%)	γ _T (g/cm ³)	S _{r(inic.)} (%)	G _s	e _o	B	σ' _c (kg/cm ²)
Velódromo	6 - 2	47.20 - 47.40	242.7	255.8	71.4	1.21	100.0	2.53	6.13	0.97	2.50
	6 - 3		223.3			1.23	101.0		5.65	1.02	2.60
Olímpico	5 - 3	35.40 - 35.60	246.6	244.1	92.3	1.11	89.3	2.73	7.54	0.97	1.10
	5 - 4		229.4			1.19	95.8		6.55	0.98	1.07
C. Márquez	3 - 3	22.35 - 22.55	274.2	385.0	141.0	1.17	97.5	2.58	7.26	0.98	2.50

La tabla 3.1 muestra a manera de resumen las propiedades índice determinadas en laboratorio para los materiales estudiados, los valores de B de Skempton medidos al finalizar el proceso de saturación de las muestras, y los respectivos esfuerzos de preconsolidación σ'_c , obtenidos mediante el análisis de Casagrande para las curvas de compresibilidad correspondientes a cada una de las pruebas. Dichas curvas se presentan a continuación.

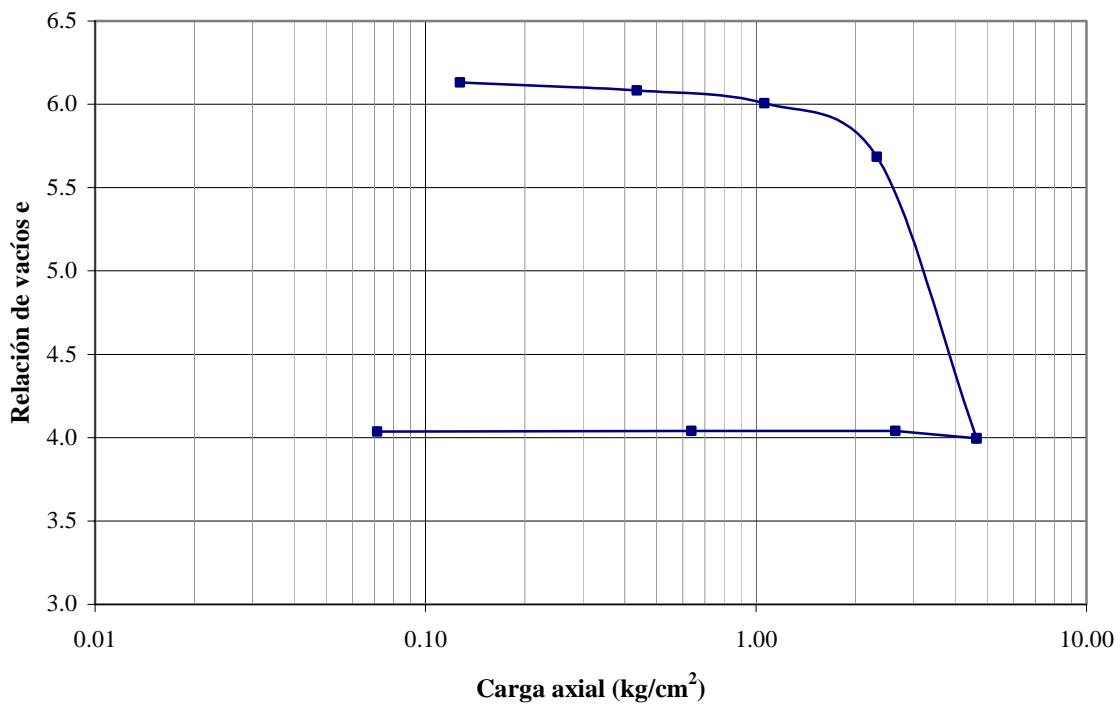


Figura 3.2 Curva de compresibilidad para la primera prueba de consolidación, muestra 6 - 2

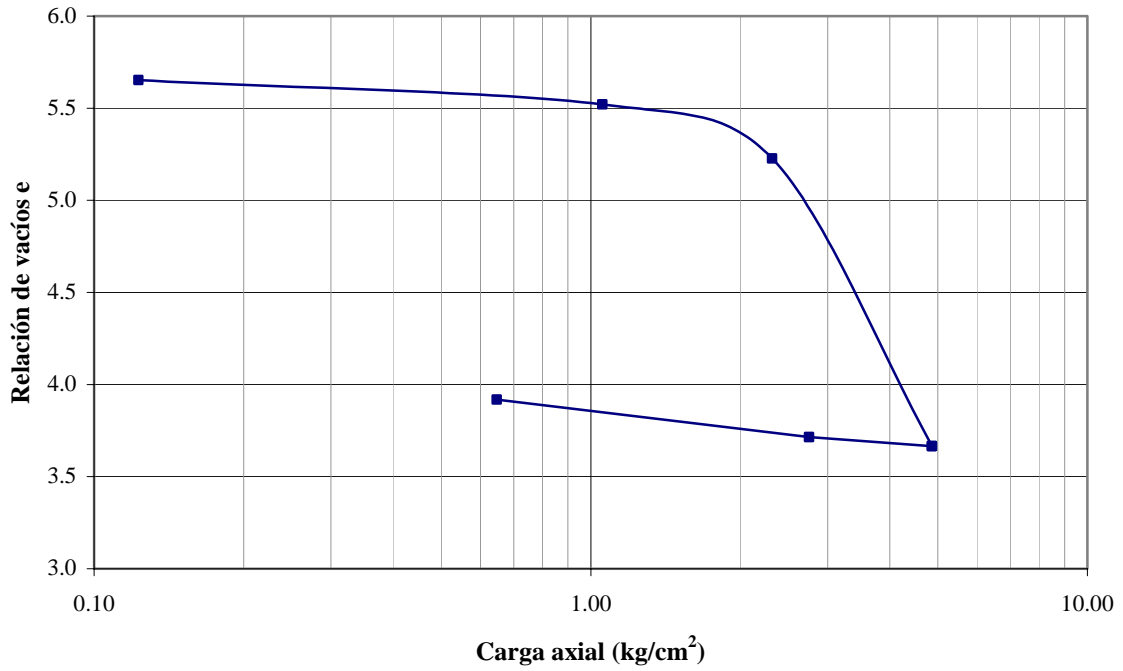


Figura 3.3 Curva de compresibilidad para la segunda prueba de consolidación, muestra 6 – 3

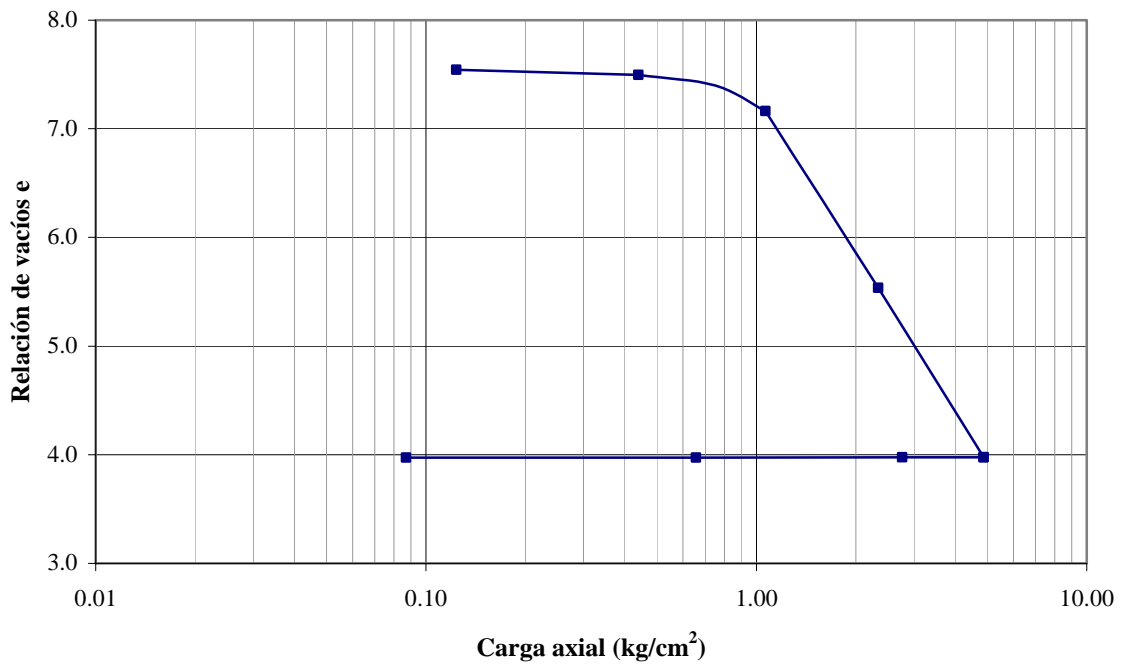


Figura 3.4 Curva de compresibilidad para la tercera prueba de consolidación, muestra 5 – 3

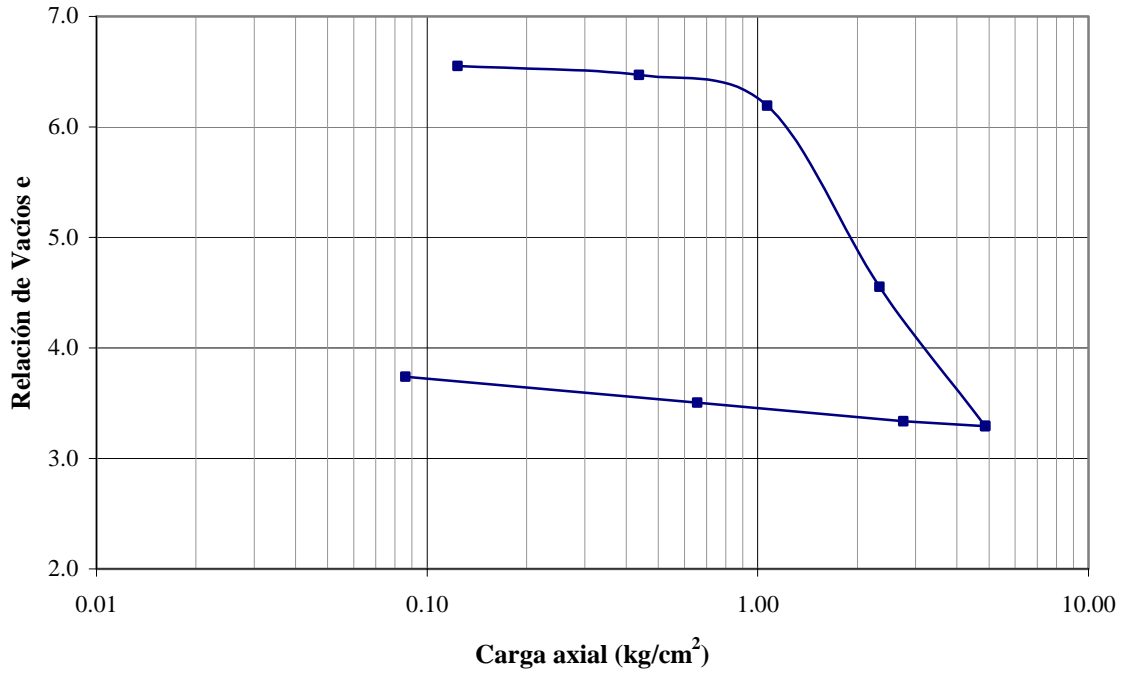


Figura 3.5 Curva de compresibilidad para la cuarta prueba de consolidación, muestra 5 – 4

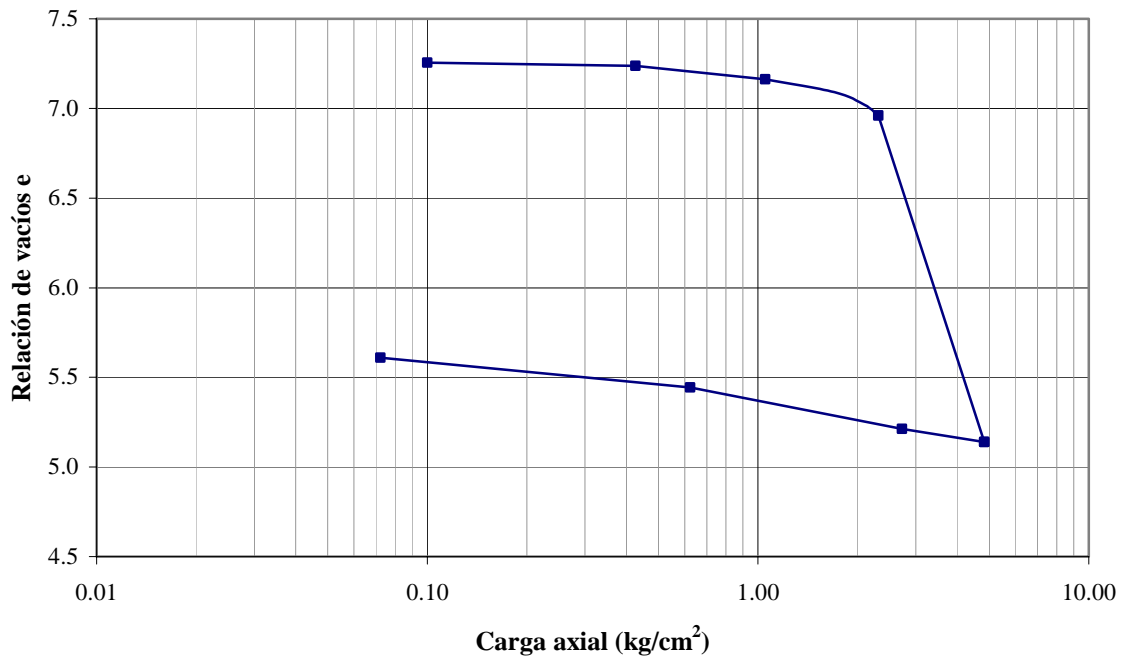


Figura 3.6 Curva de compresibilidad para la quinta prueba de consolidación, muestra 3 – 3

3.3 Comentarios respecto a las curvas de consolidación obtenidas con la celda Rowe

Las curvas obtenidas de las pruebas llevadas a cabo en laboratorio adoptan en su mayoría las formas clásicas para las arcillas del Valle de México, según amplios estudios desarrollados previamente y para esfuerzos efectivos menores y mayores al esfuerzo de preconsolidación (Marsal y Mazari, 1959). Estas curvas experimentales se presentan en el apéndice A, tanto para deformación con respecto a la altura inicial ($\Delta H/H_0$ vs $\log t$) y final ($\Delta H/H_\infty$ vs $\log t$) de la probeta así como para la relación entre presión de poro e incremento de esfuerzo efectivo ($u_B/\Delta\sigma$ vs $\log t$).

Al observar los resultados conseguidos, se advierte que para los primeros incrementos de esfuerzo en cada una de las pruebas realizadas se presenta una deformación brusca en las probetas. Lo anterior podría deberse a un fenómeno de pérdida de estructura de las muestras de suelo para un porcentaje de deformación en particular, que a excepción de la muestra 6 – 3, en todas las demás parece presentarse para un valor de $\Delta H/H_0$ alrededor de 0.2%. Otra posible explicación para esto puede consistir en algún tipo de fricción que se presente entre las paredes internas del anillo y la placa de nylamid® ubicada dentro de la celda para inducir una deformación uniforme de la muestra, o bien a un reacomodo del diafragma de hule al momento de transmitir la carga axial al suelo.

También debe considerarse la posibilidad de que la varilla hueca que atraviesa la cubierta de la celda, en cuya parte superior se encuentra el cabezal sobre el que se apoya el LVDT, presente una fricción alta con el sello ubicado en el interior de la cubierta y mediante el cual se impide la salida del agua dentro del diafragma. Lo anterior puede ocurrir cuando la superficie de dicha varilla se encuentre desgastada o presente algún tipo de rugosidad.

Cabe agregar que existen otras deformaciones bruscas para determinadas muestras que se observan en las respectivas curvas de consolidación, que aunque no son tan considerables como las mencionadas anteriormente, se pueden presentar debido a ciertas inestabilidades en el equipo observadas durante las pruebas, en especial en la línea de contrapresión. En

algunas ocasiones, el agua dentro de la bureta que corresponde a la interfase para la línea de contrapresión llegó a alcanzar altos niveles, impidiendo la correcta transmisión de la presión del aire al agua y por consiguiente causando cambios en el esfuerzo efectivo y por supuesto en la presión de poro en la muestra, siendo esto evidente también en algunas curvas de $u_B/\Delta\sigma$. Asimismo, se observó durante el desarrollo de las pruebas que la válvula proporcional correspondiente a la línea de contrapresión fue la que presentó oscilaciones más considerables respecto al valor pedido.

4. INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE ANÁLISIS TRADICIONAL Y VISCO – PLÁSTICO

4.1 Introducción

Según la mecánica de suelos tradicional, el fenómeno de consolidación de una masa de suelo se define como un proceso hidrodinámico en el que la presión de poro en exceso de la hidrostática se disipa con el tiempo mediante expulsión de agua gravitacional, debido a una modificación en su estado de esfuerzos efectivos y a la subsecuente disminución en su relación de vacíos. Esta definición es base para la formulación de la teoría de consolidación de Terzaghi, que ha sido la más ampliamente utilizada para la predicción de asentamientos en estructuras cimentadas sobre suelos compresibles.

Sin embargo, estudios posteriores a Terzaghi muestran para un gran número de casos, diferencias considerables entre los cálculos según su teoría y las observaciones tanto en laboratorio como en campo. Diversos investigadores han planteado reconsideraciones a la teoría de Terzaghi, mediante la introducción de leyes de comportamiento visco – plástico del suelo en términos de esfuerzos efectivos al estudio del proceso de consolidación. Lo anterior ha conducido a soluciones que parecen ajustarse mejor a los hechos observados.

4.2 Teoría de Consolidación de Terzaghi

4.2.1 Generalidades

La teoría de consolidación desarrollada por Terzaghi en 1925 tuvo como objetivo la determinación de una ecuación matemática para relacionar las condiciones de esfuerzo – cambio de relación de vacíos en cualquier punto de una masa de suelo saturado, en un tiempo determinado durante el cual ésta se encuentre sometida a una carga sostenida. Dicha teoría explica exclusivamente el fenómeno hidrodinámico que se verifica por la expulsión

de agua gravitacional de un material y no considera el hecho de que los suelos finos presentan una deformación visco – plástica diferida del esqueleto sólido, la cual se evidencia en las curvas asentamiento – tiempo y es denominada consolidación secundaria.

Para encontrar una solución al problema de la consolidación de suelos, Terzaghi se basó en las hipótesis simplificadoras que se mencionan a continuación:

- La masa de suelo es homogénea e isotrópica en sentido vertical en toda su extensión.
- El suelo se encuentra saturado y tanto las partículas sólidas que constituyen su estructura como el agua son incompresibles.
- El agua que expulsa el material es exclusivamente gravitacional, por lo que puede suponerse válida la ley de Darcy.
- El comportamiento del suelo es elástico, en términos de esfuerzos efectivos.
- El coeficiente de permeabilidad k del suelo permanece constante durante todo el proceso de consolidación.
- Las deformaciones de la muestra son pequeñas.

4.2.2 Modelo reológico

El modelo mecánico propuesto por Terzaghi para la explicación física del proceso de consolidación de un suelo es una adaptación del modelo Kelvin, que se basa en un dispositivo que consiste en un cilindro y un pistón sin fricción con una pequeña perforación.

El pistón está soportado por un resorte unido al fondo del cilindro y éste se encuentra totalmente lleno de un fluido incompresible. Básicamente se tiene que, si se aplica sobre el pistón una carga P y se mantiene el orificio cerrado, el resorte no puede deformarse y la carga P estará soportada en su totalidad por el fluido. Por otro lado, si se permite que el fluido salga por el orificio, se presentará una transferencia gradual de carga del fluido al resorte. La velocidad de esta transferencia dependerá del tamaño del orificio (que puede

relacionarse con la permeabilidad del material) y de la viscosidad del fluido. Así mismo, el resorte representa la estructura compresible de una masa de suelo saturado y el fluido dentro del cilindro es equivalente al agua que se encuentra en los vacíos del suelo.

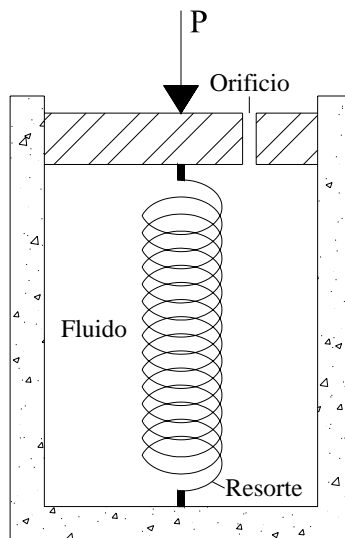


Figura 4.1 Modelo reológico de Terzaghi

De esta manera, Terzaghi supone que el proceso de transferencia de las cargas exteriores a la estructura del suelo por disipación del exceso de presión de poro está solo regulado por el flujo de agua. Asimismo acepta que el decremento en la relación de vacíos es proporcional al incremento de la presión efectiva.

4.2.3 Ecuación diferencial de la consolidación unidimensional

Según las consideraciones arriba mencionadas, la ecuación estricta, válida para un flujo transitorio y que rige el fenómeno de la consolidación unidimensional en un suelo cuya fase sólida es elástica es:

$$\frac{\partial \varphi}{\partial t} = c_v \cdot \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} \quad (4.1)$$

Con:

$$\varphi(z, t) = \frac{u(z, t)}{\gamma_w} + z \quad (4.2)$$

La ecuación 4.1 puede escribirse en términos de la presión de poro u y de la ordenada z del punto considerado de la siguiente manera:

$$\left[\frac{\partial u(z, t)}{\partial t} + \gamma_w \frac{\partial z}{\partial t} \right] = c_v \cdot \frac{\partial^2 u(z, t)}{\partial z^2} \quad (4.3)$$

Sin embargo, al tomar en cuenta que las deformaciones de la muestra son pequeñas y que la velocidad $\partial z / \partial t$ es despreciable con respecto al término $\partial u / \partial t$, la ecuación 4.1 se expresa como la ecuación diferencial básica de Terzaghi:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (4.4)$$

En el análisis de consolidación unidimensional de Terzaghi, intervienen los coeficientes de permeabilidad k , consolidación c_v , variación volumétrica m_v y compresibilidad a_v ; correspondiendo los tres últimos a las siguientes ecuaciones:

$$c_v = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_w} \quad (4.5)$$

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e} \quad (4.6)$$

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma} \quad (4.7)$$

Al integrarse la ecuación diferencial de consolidación se obtiene una función $u = f(z, t)$, la cual proporciona valores del exceso de presión de poro para un punto cualquiera del estrato

en consolidación y para cualquier valor de tiempo. La solución general de la ecuación 4.4 es entonces:

$$u = \Delta\sigma \sum_{m=0}^{m=\infty} \left\{ \frac{4}{(2m+1)\pi} \operatorname{sen} \left[\frac{(2m+1)\pi}{2} \cdot \frac{z}{H} \right] e^{-\frac{(2m+1)^2 \pi^2 c_v \cdot t}{4H^2}} \right\} \quad (4.8)$$

De la anterior expresión puede definirse el factor tiempo T como:

$$T = \frac{c_v \cdot t}{H^2} \quad (4.9)$$

El grado de consolidación U (%) para un estrato completo considerado en el instante t , corresponde a la relación entre la consolidación que ha tenido lugar en ese tiempo y la total que haya de producirse. Integrando la ecuación 4.8 para todo el espesor $2H$ del estrato y teniendo en cuenta que:

$$U (\%) = 100 \left[1 - \frac{1}{\Delta\sigma \cdot 2H} \cdot \int_0^{2H} u \cdot dz \right] \quad (4.10)$$

Puede llegarse a la siguiente expresión, en donde el grado de consolidación queda en función del factor tiempo:

$$U(T) = 1 - \left[\sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} \cdot e^{-\frac{(2m+1)^2 \pi^2 T}{4}} \right] \quad (4.11)$$

El asentamiento total primario de un estrato de arcilla de espesor H debido a un proceso de consolidación unidimensional se puede determinar como sigue:

$$\Delta H = m_v \cdot \Delta\sigma \cdot H \quad (4.12)$$

Teniendo en cuenta que se admite que en un estrato real las deformaciones que se presentan son proporcionales al grado de consolidación, la anterior expresión puede ser utilizada también de la siguiente manera:

$$\Delta H_{(t)} = m_v \cdot \Delta \sigma \cdot H \cdot U(T) \quad (4.13)$$

4.3 Curvas de consolidación según la teoría de Terzaghi

Para efectuar una comparación entre los resultados obtenidos con la celda Rowe para las curvas de deformación y disipación de presión de poro, y los arrojados mediante el análisis por la teoría de Terzaghi; fue necesario determinar para cada prueba realizada los valores de los coeficientes de consolidación, permeabilidad, variación volumétrica y compresibilidad. Para tal fin, se obtuvieron directamente de las curvas experimentales los tiempos correspondientes al t_{90} , de manera que pudieran relacionarse con el factor tiempo T_{90} dado por la función $U(T)$.

En el caso de las curvas de consolidación de $\Delta H/H_0$ contra logaritmo del tiempo y $\Delta H/H_0$ contra raíz del tiempo obtenidas de las pruebas en laboratorio, se determinaron los t_{90} según los métodos de Casagrande o Taylor, siendo utilizado éste último en los casos en que la forma de las curvas $\Delta H/H_0$ vs $\log t$ resultó muy inusual. Conocidos los t_{90} , los valores de c_v fueron calculados despejando la expresión 4.9 y mediante 4.5, 4.6 y 4.12 se determinaron k , a_v y m_v respectivamente. Para generar las curvas de Terzaghi, se obtuvieron los valores de los tiempos teóricos t de la ecuación 4.9, con los parámetros correspondientes a cada uno de los incrementos realizados y según factores de tiempo dados de 0, 0.05, 0.1 etc. hasta 1. Los valores teóricos de $\Delta H/\Delta H_\infty$ y $\Delta H/H_0$ para cada t se obtuvieron utilizando las ecuaciones 4.11 y 4.13 respectivamente.

Para generar las curvas de Terzaghi con relación a la presión de poro medida en la base de la muestra u_B ($u_B/\Delta\sigma$ vs $\log t$) se procedió de manera similar a la anterior, pero con la

diferencia que los valores de $t_{90 (u/\Delta\sigma)}$ se obtuvieron teniendo en cuenta que el valor teórico de $u_B/\Delta\sigma$ correspondiente a este tiempo es de 0.138. Los valores teóricos de $u_B/\Delta\sigma$ para cada t fueron obtenidos utilizando la expresión 4.8, pero considerando $z = H$ de donde resulta:

$$\frac{u}{\Delta\sigma} = \sum_{m=0}^{m=\infty} \left[\frac{4}{(2m+1)\pi} \cdot (-1)^m e^{-\frac{(2m+1)^2 \pi^2 T}{4}} \right] \quad (4.14)$$

En la tabla que se muestra a continuación pueden observarse cada uno de los parámetros anteriores, con los cuales se determinaron las curvas teóricas de Terzaghi.

Tabla 4.1 Parámetros relacionados con la teoría de consolidación de Terzaghi									
Muestra	Inc.	$\Delta\sigma$ (kg/cm ²)	$\Delta H/H_0$ (100% C.P.)	t_{90} (min)	c_v (cm ² /min)	m_v (cm ² /kg)	a_v (cm ² /kg)	k (cm/min)	$t_{90 (u/\Delta\sigma)}$ (min)
6 - 2	1	0.31	0.0019	18.49	0.4155	0.0049	0.0347	2.02E-06	0.40
	2	0.62	0.0063	1.44	5.2637	0.0092	0.0655	4.87E-05	1.80
	3	1.25	0.0235	6.50	1.1409	0.0182	0.1275	2.08E-05	6.20
	4	2.33	0.1856	144.00	0.0469	0.0715	0.4783	3.35E-06	130.00
6 - 3	1	0.93	0.0175	1.44	5.2360	0.0148	0.0986	7.76E-05	2.00
	2	1.26	0.0280	4.00	1.8153	0.0167	0.1091	3.04E-05	5.50
	3	2.54	0.2005	115.56	0.0573	0.0759	0.4724	4.35E-06	93.00
5 - 3	1	0.32	0.0018	12.96	0.5915	0.0051	0.0592	2.99E-06	6.80
	2	0.61	0.0325	10.24	0.7404	0.0474	0.5517	3.51E-05	15.00
	3	1.28	0.1700	139.24	0.0502	0.1210	1.3532	6.08E-06	150.00
5 - 4	1	0.31	0.0069	73.96	0.1038	0.0199	0.1504	2.07E-06	8.40
	2	0.64	0.0254	15.21	0.4939	0.0352	0.2629	1.74E-05	23.00
	3	1.16	1.2800	104.04	0.0669	0.0996	0.7160	6.66E-06	230.00
	4	2.62	0.2110	295.84	0.0140	0.0725	0.4027	1.02E-06	310.00
3 - 3	1	0.33	0.0021	176.89	0.0434	0.0058	0.0483	2.54E-07	15.00
	2	0.63	0.0082	30.25	0.2528	0.0123	0.1015	3.12E-06	33.00
	3	1.26	0.0170	32.49	0.2312	0.0121	0.0984	2.79E-06	48.00
	4	2.53	0.2005	441.00	0.0162	0.0787	0.6267	1.27E-06	410.00

En el apéndice A pueden observarse, además de las curvas de consolidación experimentales, las curvas teóricas para cada una de las pruebas realizadas.

Particularmente, las figuras 4.2 y 4.3 muestran una comparación entre las curvas de consolidación obtenidas en laboratorio respecto a las determinadas mediante la teoría de Terzaghi para la muestra 6 – 2, tercer incremento y 5 – 4, segundo incremento respectivamente. Aquí las conclusiones a las que se ha llegado después de muchos estudios respecto a la validez de la teoría de Terzaghi son evidentes: en la etapa de consolidación primaria la curva teórica de Terzaghi señala deformaciones menores a las observadas experimentalmente, hecho que está correlacionado con la evolución de u_B . En efecto, se tiene que la relación medida en laboratorio entre la presión de poro u_B generada por un incremento de esfuerzo dado es en todo momento inferior a la estimada a partir de la teoría, salvo para $t > t_{90}$. Asimismo la disipación de este Δu_B es, al comienzo del proceso, más rápida que la calculada.

A pesar de haber efectuado las pruebas con un proceso previo de saturación con contrapresión y de haber verificado valores del B de Skempton superiores a 0.97 en todos los casos, ciertas curvas de $u_B / \Delta \sigma$ experimentales no alcanzan valores cercanos a uno al momento de aplicación de la carga, lo cual se observa tanto en la figura 4.2 como en algunas de las curvas de consolidación que se muestran en el apéndice A, sobre todo las correspondientes a las pruebas con las muestras 6 – 2 y 6 – 3. Lo anterior puede ser explicado si se considera que al momento de aplicar el incremento de carga $\Delta \sigma$ se permitió inmediatamente el drenaje de la muestra. En el caso de las pruebas con las muestras 5 – 3, 5 – 4 y 3 – 3 se dejaron pasar unos segundos después de la aplicación de la carga para abrir la línea de drenaje. El efecto de este procedimiento en el comportamiento de la presión de poro puede evidenciarse en la figura 4.3 y en las curvas respectivas para las muestras mencionadas anteriormente, donde en su mayoría la relación $u_B / \Delta \sigma$ sí llega a valores cercanos a la unidad.

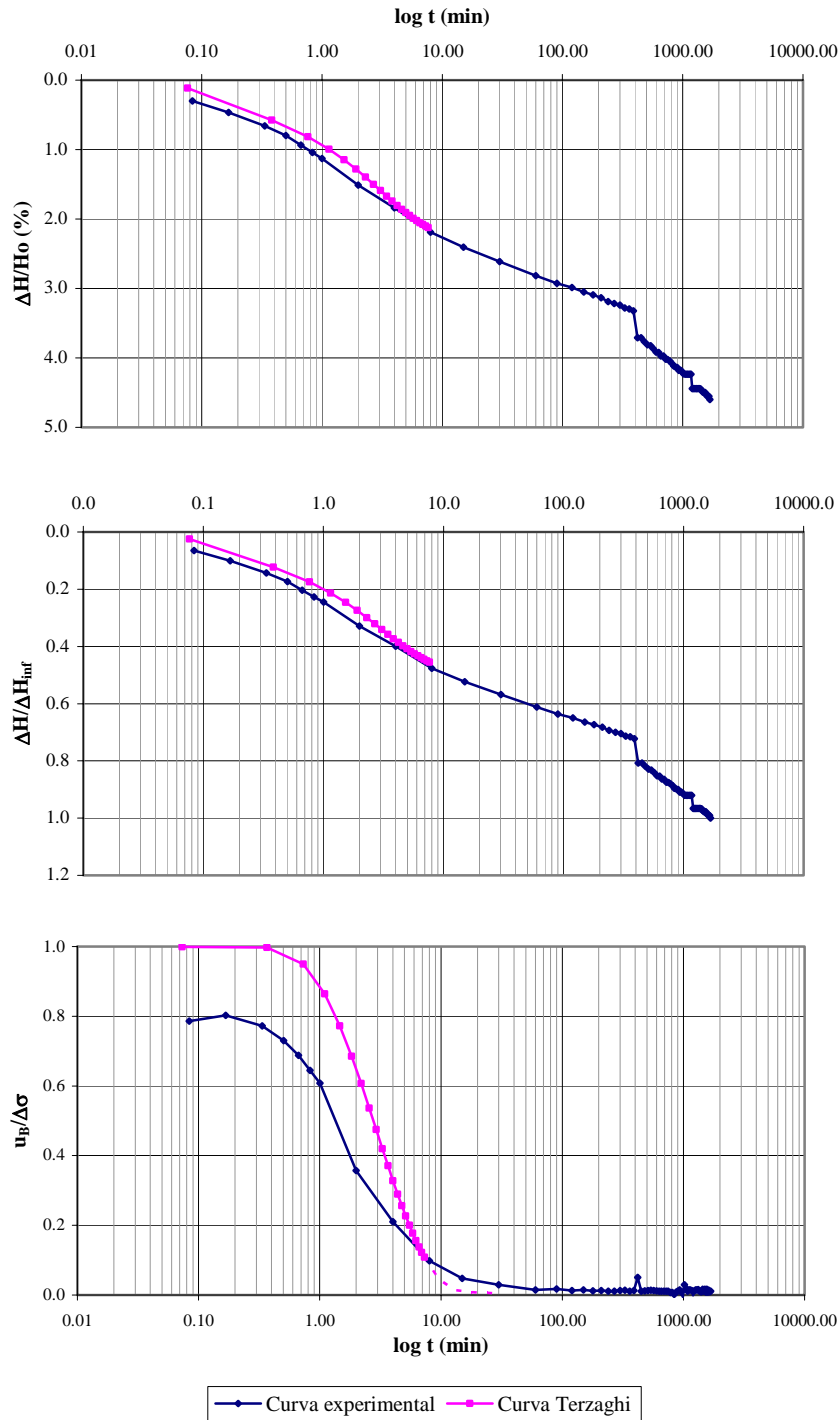


Figura 4.2 Curvas de consolidación obtenidas experimentalmente y mediante la aplicación de la teoría de Terzaghi, para la muestra 6 – 2, tercer incremento de esfuerzo

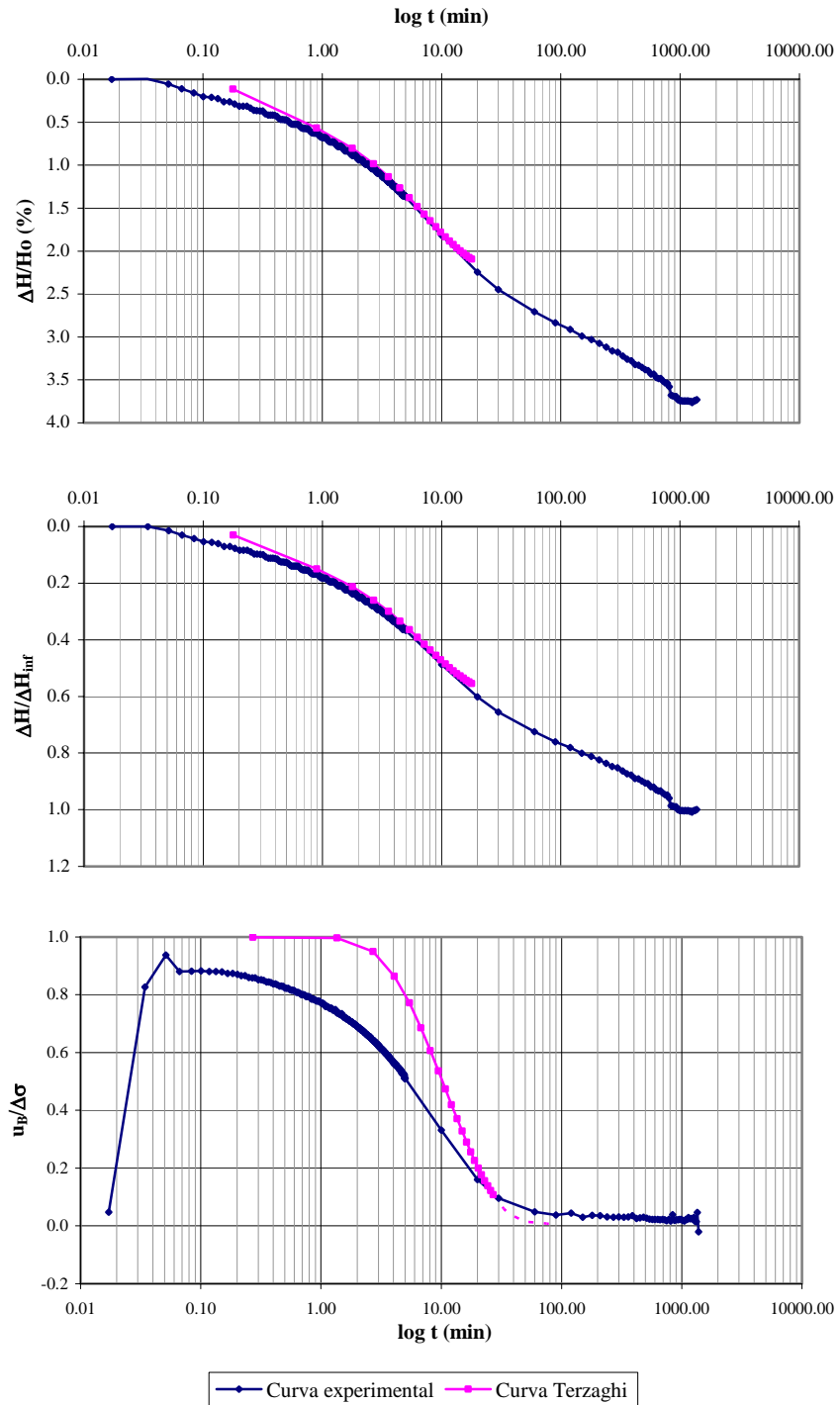


Figura 4.3 Curvas de consolidación obtenidas experimentalmente y mediante la aplicación de la teoría de Terzaghi, para la muestra 5 – 4, segundo incremento de esfuerzo

En cuanto a las curvas de $\Delta H/H_0$ vs $\log t$, es claro que existe una deformación que no es considerada en la teoría de Terzaghi. Esta corresponde a la denominada consolidación secundaria, que se define como la deformación visco – plástica diferida del esqueleto sólido, producida por el movimiento relativo y reacomodo que sufren las partículas de suelo cuando se encuentra éste sometido a un esfuerzo determinado. El mecanismo de la consolidación secundaria incluye también expulsión de agua de los elementos de la microestructura del suelo y los cambios inducidos en el acomodo de las moléculas de agua adsorbida (Mitchell, 1993).

Para el caso de las curvas en la figura 4.2, el grado de desarrollo del proceso secundario es casi del 50% de la deformación total que se presentó para ese incremento de esfuerzo. En cuanto a las curvas de la figura 4.3 el proceso secundario es del 40% de la deformación total. Puede verse en las demás curvas obtenidas (Apéndice A), que por lo general las deformaciones de este tipo oscilan mas o menos entre el 30% y el 50% de la total, por lo que corresponden a una parte muy considerable del proceso de consolidación para este tipo de materiales.

Cabe anotar que la curva deformación – tiempo de la figura 4.2 toma una forma típica para las arcillas del Valle de México cuando se somete a esfuerzos menores al de preconsolidación, a diferencia de la curva de la figura 4.3 la cual se obtuvo aplicando un esfuerzo superior al σ'_c para ese material (Marsal, 1961). En todos los casos, las curvas experimentales correspondientes a esfuerzos para el tramo normalmente consolidado son muy similares a las determinadas por la teoría de Terzaghi pero obviamente solo para la parte donde se desarrolla la consolidación primaria. Así mismo es notorio el hecho que para las curvas obtenidas bajo la aplicación de esfuerzos menores a σ'_c las deformaciones calculadas son menores a las obtenidas en laboratorio.

Lo anterior también puede verificarse si se observan los valores determinados de t_{90} tanto para las curvas de $\Delta H/H_0$ vs $\log t$ como para $u_B/\Delta\sigma$ vs $\log t$, teniendo en cuenta que para éstas últimas, dichos valores de t_{90} fueron obtenidos según el valor de $u_B/\Delta\sigma$

correspondiente al 90% de la consolidación según la teoría de Terzaghi. En la tabla 4.1, se puede ver cómo los t_{90} calculados para cada una de las curvas difieren bastante cuando la muestra está sometida a un esfuerzo considerablemente menor al de preconsolidación, mientras que cuando la muestra de suelo ya se encuentra bajo un esfuerzo cercano al de preconsolidación o en la rama normalmente consolidada durante la prueba, los t_{90} para esos incrementos y para ambas curvas adquieren valores muy similares.

Una de las principales limitaciones de la teoría de Terzaghi radica entonces en el hecho de asumir como lineal la relación entre el esfuerzo efectivo y la relación de vacíos durante un proceso de consolidación, pues como ya se ha visto el comportamiento del suelo está lejos de ser elástico. Asimismo, el análisis tradicional no toma en cuenta apropiadamente que factores como el coeficiente de permeabilidad k y de variación volumétrica m_v , no son constantes para una muestra de suelo, al ser ésta sometida a un incremento de carga determinado.

4.4 Teoría del comportamiento visco – plástico en la fase sólida del suelo

4.4.1 Generalidades

De acuerdo a los aspectos tratados anteriormente, es claro entonces que una de las principales hipótesis de la teoría de Terzaghi, que propone suponer que el comportamiento del suelo es elástico en términos de esfuerzos efectivos, no representa la realidad del fenómeno de consolidación.

En la publicación SID/650 del Instituto de Ingeniería de la UNAM, Alberro deduce y desarrolla el modelo M de consolidación. En esta sección se retoman las bases teóricas y las principales expresiones para efectuar los cálculos según este modelo, en el que se pretende introducir en la teoría clásica de Terzaghi hipótesis que representen el comportamiento visco – plástico del suelo, así como también tomar en cuenta la variación que se va presentando de las condiciones de frontera de una muestra sometida a cargas durante una

prueba de consolidación. Para el modelo M, el proceso de deformación en la fase sólida del suelo se divide en dos componentes: una instantánea la cual es función lineal del incremento de esfuerzos efectivos y otra diferida, que es proporcional al incremento de esfuerzos efectivos pero también es función del tiempo.

4.4.2 Modelo reológico

En cuanto a la evolución de las deformaciones en la fase sólida del suelo, ésta puede asemejarse a la del modelo Kelvin – Voigt, pero con la adición de una cremallera R que es un elemento restrictivo y permite el desplazamiento del elemento de Voigt (amortiguador) en un sentido únicamente. Los resortes 1 y 2 poseen las constantes m_{vi} y m_{vd} , que corresponden a los coeficientes de variación volumétrica instantáneo y diferido respectivamente y que dimensionalmente son iguales al inverso de un módulo de elasticidad. La viscosidad del amortiguador está representada por η .

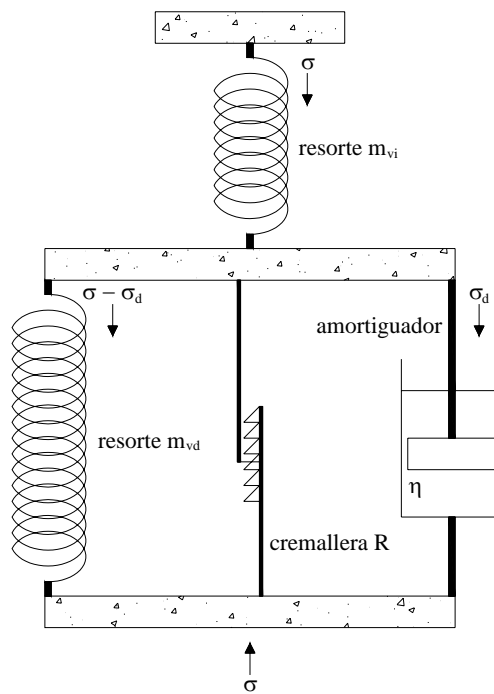


Figura 4.4 Modelo reológico Kelvin – Voigt, con un elemento restrictivo R

Al aplicar un esfuerzo efectivo σ y sin que actúe el elemento R , se tienen las expresiones 4.15 en el elemento Kelvin y 4.16 en el elemento Voigt:

$$\sigma = \frac{\varepsilon_i}{m_{vi}} \quad (4.15)$$

$$\sigma = \frac{\varepsilon_d}{m_{vd}} + \eta \dot{\varepsilon}_d \quad (4.16)$$

Siendo ε_i y ε_d las deformaciones instantánea y diferida, respectivamente. Despejando ε_d de la ecuación 4.16, se puede plantear la deformación total para el modelo como:

$$\varepsilon_{(t)} = m_{vd} (1 - e^{-\alpha t}) \sigma + m_{vi} \sigma \quad (4.17)$$

Donde α corresponde a:

$$\alpha = \frac{1}{m_{vd} \eta} \quad (4.18)$$

El inverso del parámetro α se denomina tiempo de relajación del elemento de Voigt. Es importante agregar que cuando α es infinito, el elemento de Voigt se torna puramente elástico y la fase sólida del suelo se comporta como lo supuso Terzaghi.

En la ecuación 4.17 viene implícita la suposición de que la velocidad de deformación diferida es proporcional a la compresión faltante para que el suelo logre su condición de reposo (Marsal, 1961). Esta ecuación es también lineal, por lo que es válida la superposición de efectos siempre y cuando los parámetros físicos del suelo sean constantes.

Si se considera la descarga del modelo reológico planteado, en donde el elemento R impide la recuperación de la deformación previa sufrida por el amortiguador, se ocasiona una deformación de recuperación elástica $-\varepsilon_r$ dada por:

$$-m_{vi}\sigma = \varepsilon_r \quad (4.19)$$

Al término de una etapa de descarga de duración t , la deformación plástica irrecuperable es:

$$\varepsilon_{d(T)} = \left(m_{vd} (1 - e^{-\alpha t}) \sigma + m_{vi} \sigma \right) - m_{vi} \sigma \quad (4.20)$$

Durante la descarga el resorte m_{vd} permanece deformado bajo el efecto del esfuerzo previo σ , lo que quiere decir que el modelo representa bien la condición del material, que a futuro se comportará como un suelo preconsolidado. Una recarga posterior genera deformaciones elásticas hasta que la carga alcance el valor del esfuerzo máximo actuante durante el primer ciclo de carga en el resorte m_{vd} . En el tramo preconsolidado, el suelo se comporta entonces según las hipótesis de Terzaghi, con $m_v = m_{vi}$.

4.4.3 Ecuación diferencial de la consolidación con carga externa constante

Cuando $\varphi(t)$ varía para $t \geq 0$, la ecuación diferencial básica de la consolidación de un material visco – plástico tipo Kelvin – Voigt es:

$$k \cdot \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z^2} = \frac{\partial}{\partial t} \cdot \left[\int_0^t \gamma_w \varphi'(u) f(t-u) du \right] \quad (4.21)$$

Si no se considera el efecto en $\Delta u(z,t)$ de los desplazamientos que sufre la muestra de suelo, tal como se realiza en la teoría clásica de consolidación, la presión hidrostática de reposo permanece igual a $u_0(z,0)$, se tiene entonces que:

$$\gamma_w \frac{\partial \varphi(z,t)}{\partial t} = \frac{\partial u(z,t)}{\partial t} + \gamma_w \frac{\partial z(t)}{\partial t} = \frac{\partial [u(z,t) - u_0(z,0)]}{\partial t} = \partial \frac{\Delta u_1}{\partial t} \quad (4.22)$$

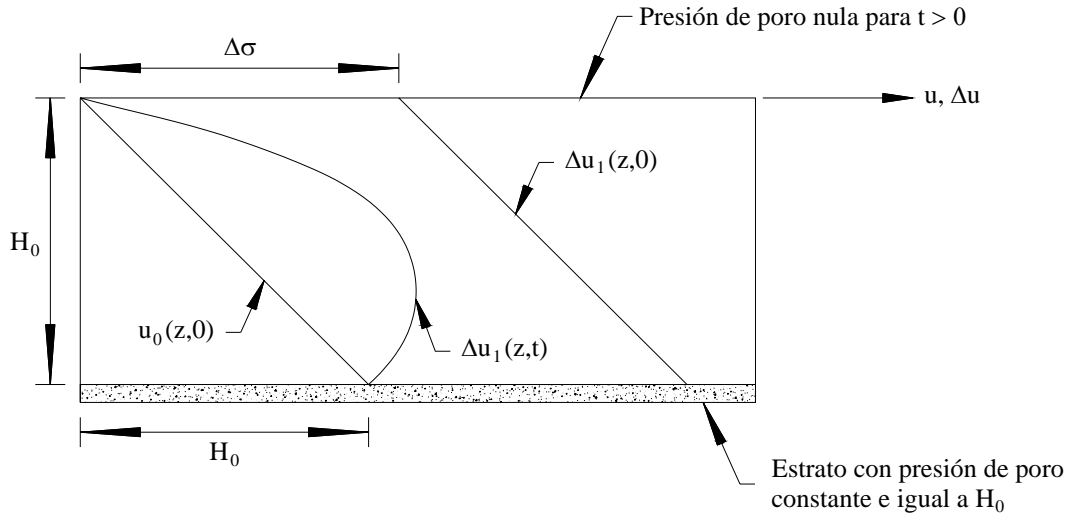


Figura 4.5 Distribución de presiones de poro sin considerar el efecto de los desplazamientos

Opuestamente, si se toman en cuenta los desplazamientos, H_0 disminuye hasta $H_{(t)}$ y la presión hidrostática de reposo es $u_0(z,t) = u_0(z,0) + \gamma_w \Delta z$, por lo que:

$$\frac{\partial u(z,t)}{\partial t} + \gamma_w \frac{\partial z(t)}{\partial t} = \frac{\partial [u(z,t) - u_0(z,0)]}{\partial t} + \frac{\partial u_0(z,0)}{\partial t} + \gamma_w \frac{\partial z(t)}{\partial t} = \frac{\partial [\Delta u_1(z,t)]}{\partial t} + \frac{\partial [\Delta u_2(z,t)]}{\partial t} \quad (4.23)$$

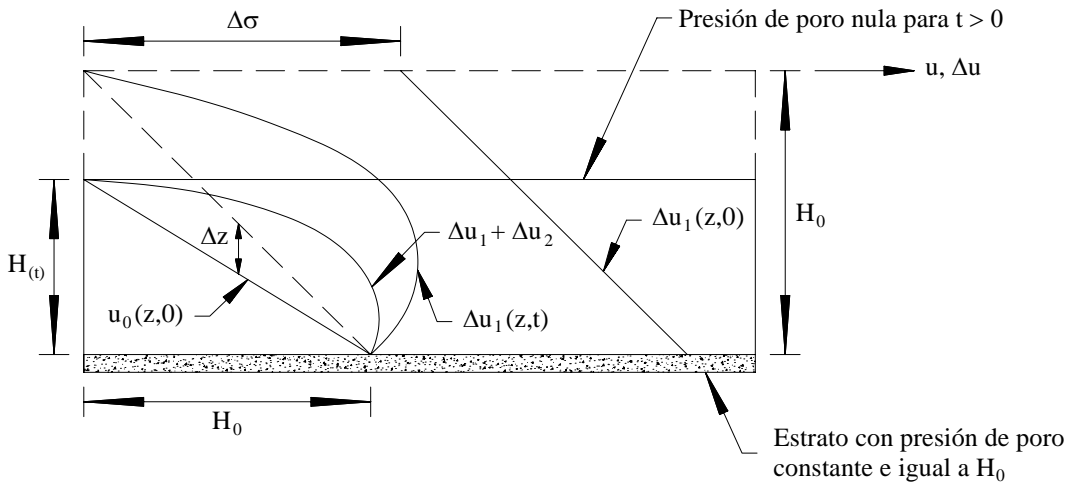


Figura 4.6 Distribución de presiones de poro considerando el efecto de los desplazamientos

Si el exceso de presión $\Delta u_1(z,0)$ es grande con respecto al complemento de exceso de presión de poro $\Delta u_2(z,t)$ generado por los asentamientos, como en las pruebas de laboratorio en que la altura de la muestra de suelo es pequeña, entonces $\Delta u(z,t) \approx \Delta u_1$.

Cuando $\Delta u_2(z,t)$ resulta apreciable con respecto a $\Delta u_1(z,0)$, como en el caso en que se presentan asentamientos grandes, se tiene que $\Delta u(z,t) = \Delta u_1(z,t) + \Delta u_2(z,t)$.

Si se considera una prueba de consolidación clásica bajo el efecto de una carga externa constante $\Delta\sigma$ aplicada en el instante $t = 0$ sobre una pastilla de suelo visco – plástico de altura inicial H_0 ; la expresión 4.21 se transforma en:

$$k \frac{\partial^2 \Delta u_1}{\partial z^2} = \gamma_w \left[m_{vi} (\Delta u_1(t))' + \alpha \cdot m_{vd} \int_0^t [(\Delta u_1(\lambda))' e^{-\alpha(t-\lambda)} d\lambda] \right] \quad (4.24)$$

Y si se toma en cuenta el efecto de la deformación de la pastilla de suelo, la ecuación 4.21 se puede expresar como:

$$k \frac{\partial^2 \Delta u_2}{\partial z^2} = \gamma_w^2 \left[m_{vi} \frac{\partial z(t)}{\partial t} + \alpha \cdot m_{vd} \int_0^t \left(\frac{\partial z(\lambda)}{\partial \lambda} e^{-\alpha(t-\lambda)} d\lambda \right) \right] \quad (4.25)$$

La ecuación 4.24 puede escribirse en términos de los coeficientes de consolidación instantáneo y diferido c_{vi} y c_{vd} respectivamente, por lo que queda:

$$\frac{\partial^2 \Delta u_1}{\partial z^2} = \frac{(\Delta u_1(t))'}{c_{vi}} + \frac{\alpha}{c_{vd}} \int_0^t [(\Delta u_1(\lambda))' e^{-\alpha(t-\lambda)} d\lambda] \quad (4.26)$$

Al solucionar la expresión 4.26, se obtiene finalmente:

$$\Delta u_1(z, t) = \frac{4\Delta\sigma}{\pi} \sum_{n=0}^{\infty} \left[\frac{1}{2n+1} \operatorname{sen} \left(\frac{(2n+1)\pi}{2H_0} \cdot z \right) \cdot (d_{2n+1} e^{-\beta_{2n+1}t} + e_{2n+1} e^{-\gamma_{2n+1}t}) \right] \quad (4.27)$$

La anterior ecuación cumple con las siguientes condiciones:

$$\begin{aligned} \Delta u_1(0, t) &= 0 && \text{para } z = 0 \\ \Delta u_1(2H_0, t) &= 0 && \text{para } z = 2H_0 \\ \Delta u_1(z, t) &= \Delta\sigma && \text{para } t = 0, \text{ pues } d_{2n+1} + e_{2n+1} = 1 \\ \sum_{n=0}^{\infty} \left[\frac{1}{2n+1} \operatorname{sen} \left(\frac{(2n+1)\pi}{2H_0} \cdot z \right) \right] &= \frac{\pi}{4} && \text{sea cual sea } z \end{aligned}$$

Los elementos que intervienen en 4.27 se encuentran definidos a continuación:

$$a = \alpha \left(1 + \frac{m_{vi}}{m_{vd}} \right) \quad (4.28)$$

$$b_{2n+1} = a + \left[\frac{(2n+1)\pi}{2H_0} \right]^2 \cdot c_{vi} \quad (4.29)$$

$$c_{2n+1} = \alpha (b_{2n+1} - a) \quad (4.30)$$

$$\beta_{2n+1} = \frac{1}{2} (b_{2n+1} - \sqrt{b_{2n+1} - 4c_{2n+1}}) \quad (4.31)$$

$$\gamma_{2n+1} = \frac{1}{2} (b_{2n+1} + \sqrt{b_{2n+1} - 4c_{2n+1}}) \quad (4.32)$$

$$d_{2n+1} = \frac{a - \beta_{2n+1}}{\gamma_{2n+1} - \beta_{2n+1}} \quad (4.33)$$

$$e_{2n+1} = \frac{\gamma_{2n+1} - a}{\gamma_{2n+1} - \beta_{2n+1}} \quad (4.34)$$

Al escribir la expresión 4.25 en términos de c_{vi} y c_{vd} y buscar su solución, se llega a la ecuación 4.35, la cual como ya se mencionó toma en cuenta el efecto de la deformación de la pastilla de suelo:

$$\Delta u_2(z, t) = \frac{z^3}{6} \gamma_w \left[\frac{1}{c_{vi} H(t)} \cdot \frac{dH(t)}{dt} + \frac{\alpha}{c_{vd}} \int_0^t \left(\frac{1}{H(\lambda)} \cdot \frac{dH(\lambda)}{d\lambda} e^{-\alpha(t-\lambda)} \right) d\lambda \right] + C(t)z + D(t) \quad (4.35)$$

Para resultados de pruebas de laboratorio, en las que Δu_2 es despreciable respecto a Δu_1 , la expresión para determinar la presión de poro correspondiente al esfuerzo efectivo medio es:

$$\bar{u}(t) = \frac{1}{2H_0} \int_0^{2H} u dz = \frac{8\Delta\sigma}{\pi^2} \sum_0^\infty \left[\frac{1}{(2n+1)^2} \left(d_{2n+1} e^{-\beta_{2n+1}t} + e_{2n+1} e^{-\gamma_{2n+1}t} \right) \right] \quad (4.36)$$

4.5 Curvas de consolidación según la teoría del modelo M

4.5.1 Curva de deformación

Para efectuar el ajuste de las curvas de consolidación $\Delta H/H_0$ vs $\log t$ con base en el modelo M, es necesario establecer seis valores partiendo de las curvas experimentales. El primero es el denominado t_{u100} , que se determina mediante la prolongación del tramo recto de la curva $u_B/\Delta\sigma$ y es el tiempo correspondiente para el momento en que esta prolongación se cruza con el eje de las abscisas. Los siguientes dos puntos, denominados t_{H95} y t_{fin} , son tiempos escogidos arbitrariamente y utilizados como referencia para poder efectuar el ajuste de las curvas. La única condición para la escogencia de dichos tiempos es que se encuentren ubicados después de t_{u100} , hacia el final del proceso.

De la curva $\Delta H/H_0$ vs $\log t$ respectiva se obtienen los tres valores de deformación correspondientes a estos tiempos, definiéndose así los seis valores como a manera de ejemplo se muestra en la figura 4.7.

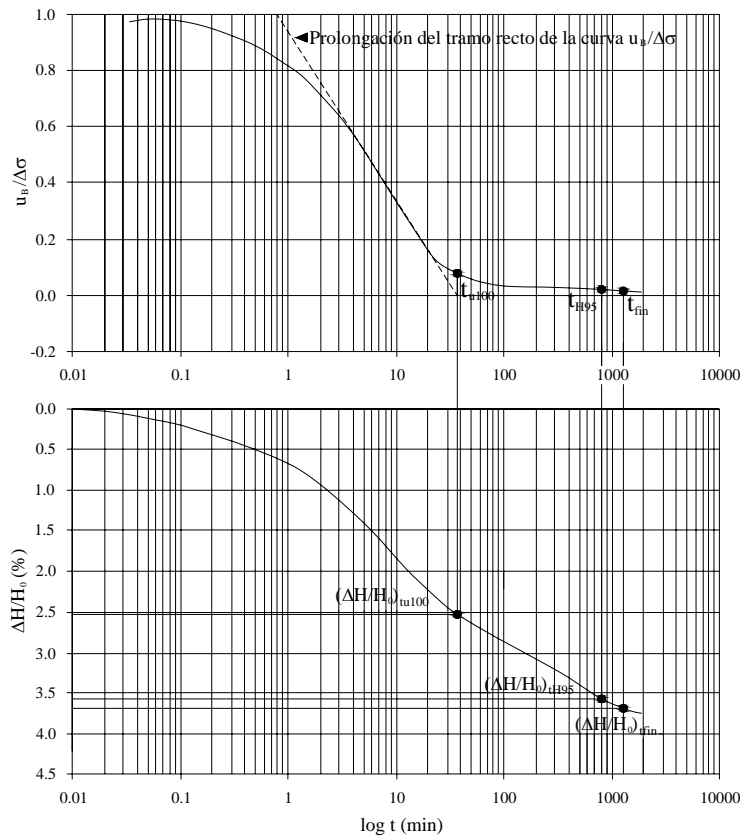


Figura 4.7 Definición de los puntos necesarios para realizar el ajuste de las curvas de deformación por el modelo M.

Al expresar la ecuación para la deformación total del modelo (4.17) en función del tiempo se tiene:

$$\varepsilon_{(t)} = m_{vi} \sigma(t) + m_{vd} \int_0^t \sigma'(\tau) \cdot [1 - e^{-\alpha(t-\tau)}] d\tau \quad (4.37)$$

Para analizar el proceso de deformación de la muestra de suelo correspondiente tanto a consolidación primaria como secundaria, se asume el punto t_{u100} como el momento para el

cual se ha terminado de disipar el exceso de presión de poro generado por el incremento de esfuerzo aplicado. La deformación total del modelo se puede expresar también como:

$$\left(\frac{\Delta H}{H_0} \right)_{t_{u100}} = m_{vi} \Delta \sigma + m_{vd} \int_0^{t_{u100}} \sigma'(\tau) d\tau - m_{vd} e^{-\alpha t} \Delta \sigma \int_0^{t_{u100}} e^{\alpha \tau} \sigma'(\tau) d\tau \quad (4.38)$$

Si se desarrollan las integrales se tiene que:

$$\int_0^{t_{u100}} \sigma'(\tau) d\tau = \Delta \sigma \quad (4.39)$$

$$\int_0^{t_{u100}} e^{\alpha \tau} \sigma'(\tau) d\tau = \int_0^{t_{u100}} e^{\alpha \tau} \cdot \frac{1}{(2n+1)^2} \cdot \frac{8}{\pi^2} \sum_0^{\infty} (d_{2n+1} \beta_{2n+1} e^{-\beta_{2n+1} \cdot \tau} + e_{2n+1} \gamma_{2n+1} e^{-\gamma_{2n+1} \cdot \tau}) d\tau = C \quad (4.40)$$

En el lapso comprendido entre cero y t_{u100} , para cada valor de t existe un respectivo valor de esfuerzo efectivo:

$$\sigma'(\tau) = \frac{d\bar{\sigma}(\tau)}{d\tau}$$

por lo que la ecuación 4.40 irá adquiriendo distintos valores en función del tiempo. Por el contrario, para tiempos mayores a t_{u100} , a consecuencia de la disipación del exceso de presión de poro, el valor del esfuerzo efectivo en la muestra de suelo será constante, así como el resultado arrojado por la expresión 4.40, debido a que:

$$\sigma'(\tau) = 0$$

Con base en lo anterior se puede escribir entonces que, para el intervalo $0 < t < t_{u100}$, la deformación de la muestra de suelo es:

$$\left(\frac{\Delta H}{H_0}\right)_t = (m_{vi} + m_{vd}) \cdot (\Delta\sigma - \bar{u}(t)) - m_{vd} e^{-\alpha t} \Delta\sigma \int_0^t e^{\alpha\tau} \cdot \frac{1}{(2n+1)^2} \cdot \frac{8}{\pi^2} \sum_0^\infty (d_{2n+1} \beta_{2n+1} e^{-\beta_{2n+1}\tau} + e_{2n+1} \gamma_{2n+1} e^{-\gamma_{2n+1}\tau}) d\tau \quad (4.41)$$

Y para $t > t_{u100}$, la deformación de la muestra se obtiene como:

$$\left(\frac{\Delta H}{H_0}\right)_t = (m_{vi} + m_{vd}) \Delta\sigma - m_{vd} e^{-\alpha t} \Delta\sigma \int_0^{t_{u100}} e^{\alpha\tau} \cdot \frac{1}{(1+2n)^2} \cdot \frac{8}{\pi^2} \sum_0^\infty (d_{2n+1} \beta_{2n+1} e^{-\beta_{2n+1}\tau} + e_{2n+1} \gamma_{2n+1} e^{-\gamma_{2n+1}\tau}) d\tau \quad (4.42)$$

Los procedimientos para determinar las constantes mecánicas α , m_{vi} , m_{vd} y k , cuyos valores son necesarios para calcular tanto la deformación de la muestra como la disipación de Δu_B durante el proceso de consolidación, se describen detalladamente en el apéndice B.

4.5.2 Curvas de presión de poro con coeficiente de permeabilidad constante y variable con el tiempo

Para generar las curvas de $u_B/\Delta\sigma$ vs $\log t$ para el modelo M, considerando la permeabilidad k del material como constante para un incremento de carga determinado, se utilizó la función definida por la expresión 4.36.

Sin embargo y como ya ha sido comprobado previamente, la permeabilidad de un material no es una propiedad que permanezca constante, sino que va variando respecto al tiempo debido a los cambios que genera el proceso de consolidación dentro de la estructura del suelo. Para tomar en cuenta este aspecto según las consideraciones del modelo M, se ha establecido un procedimiento para calcular un valor del coeficiente de permeabilidad k para cada valor de tiempo t , con el fin de incluir estos k obtenidos en la determinación de la

relación $u_B / \Delta\sigma$ para cada t , de manera que puedan definirse curvas teóricas de $u_B / \Delta\sigma$ vs $\log t$ más aproximadas a las experimentales.

Se supone entonces que la variación de la presión de poro u con respecto a z adquiere una forma parabólica, con lo que puede escribirse:

$$\frac{u_B - u}{u_B} = \left(\frac{z}{H_0} \right)^2 \quad (4.43)$$

Considerando que si $u = u_B$, $z = 0$ y si $u = 0$, $z = H_0$, como se puede observar en la figura 4.8. Se tiene entonces que:

$$2 \frac{z}{H_0^2} dz = - \frac{du}{u_B}$$

$$\left(\frac{du}{dz} \right)_{z=H_0} = - \frac{2u_B}{H_0} \quad (4.44)$$

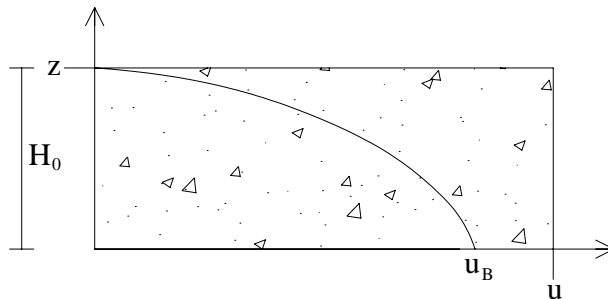


Figura 4.8 Variación de la presión de poro con respecto a z durante una prueba de consolidación

Recordando la expresión para el decremento de altura de la muestra de suelo, siendo ΔH el asentamiento de dicha muestra en un lapso dt , se tiene que:

$$\frac{k}{\gamma_w} \left(\frac{du}{dz} \right)_{z=H_0} dt = d(\Delta H) \quad (4.45)$$

Se puede igualar la anterior expresión con la ecuación 4.44, obteniendo:

$$\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{2u_B}{H_0^2} = d \left(\frac{\Delta H}{H_0} \right) \frac{1}{dt} = \frac{\left[\left(\frac{\Delta H}{H_0} \right)_t - \left(\frac{\Delta H}{H_0} \right)_{t-dt} \right]}{dt}$$

Al despejar k , queda:

$$k(t) = \gamma_w H_0^2 \frac{\left[\left(\frac{\Delta H}{H_0} \right)_t - \left(\frac{\Delta H}{H_0} \right)_{t-dt} \right]}{dt} \cdot \frac{1}{2u_B} \quad (4.46)$$

De las curvas experimentales $u_B / \Delta \sigma$ vs $\log t$, se determina de manera análoga a t_{u100} el punto denominado *gamma*, que se obtiene de la prolongación del tramo recto de la curva $u_B / \Delta \sigma$ vs $\log t$ y es el tiempo correspondiente al momento en que esta prolongación se cruza con la recta $u_B / \Delta \sigma = 1$. Con base en lo anterior, se define la siguiente relación:

$$\frac{u_B}{\Delta \sigma} = \frac{\log \left(\frac{t_{u100}}{t} \right)}{\log \left(\frac{t_{u100}}{\text{gamma}} \right)} \quad (4.47)$$

La cual puede incluirse en la ecuación 4.46, debido a que hasta ese momento el valor de la presión de poro u_B es desconocido.

$$k(t) = \gamma_w H_0^2 \frac{\left[\left(\frac{\Delta H}{H_0} \right)_t - \left(\frac{\Delta H}{H_0} \right)_{t-dt} \right]}{dt} \cdot \frac{\log \left(\frac{t_{u100}}{\text{gamma}} \right)}{2 \Delta \sigma \log \left(\frac{t_{u100}}{t} \right)} \quad (4.48)$$

De esta manera, se calcula el valor de $k(t)$ para cada valor de tiempo t y se introduce este $k(t)$ obtenido en la expresión para el cálculo de la presión de poro Δu_B para cada t considerado, sin tomar en cuenta el efecto de los desplazamientos de la pastilla de suelo y considerando $z = H$ (ecuación 4.27):

$$u_B = \frac{4\Delta\sigma}{\pi} \sum_{n=0}^{\infty} \left[(-1)^n \cdot \frac{1}{2n+1} \cdot \left(d_{2n+1} e^{-\beta_{2n+1} t} + e_{2n+1} e^{-\gamma_{2n+1} t} \right) \right]$$

Para determinar la curva $u_B/\Delta\sigma$ vs $\log t$ con $k(t)$ variable es necesario construir la serie de curvas $u_B/\Delta\sigma$ para cada valor de permeabilidad considerado constante, de acuerdo con la anterior expresión y como puede verse representado en la figura 4.9.

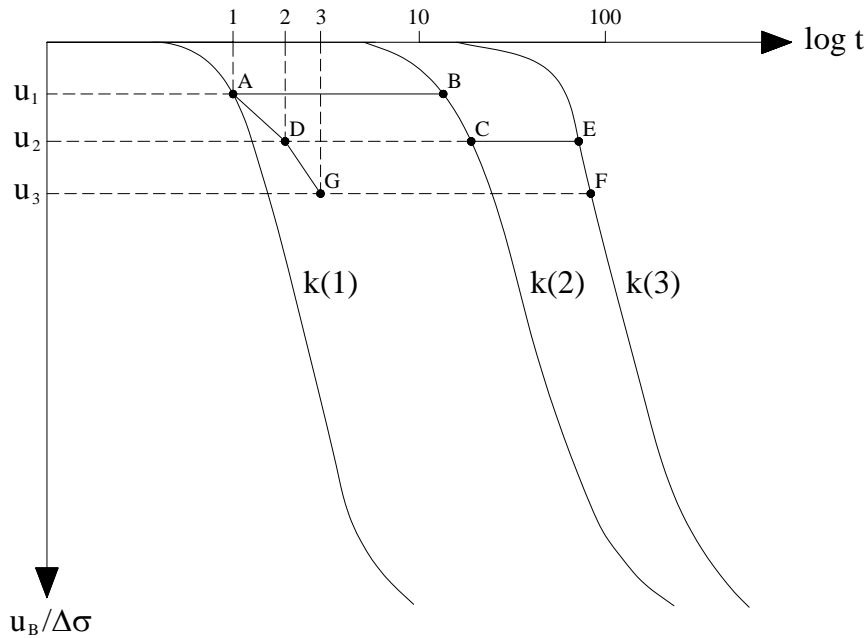


Figura 4.9 Obtención de la curva $u_B/\Delta\sigma$ vs $\log t$ con permeabilidad variable

Se parte para $t = 1$ de la curva $u_B/\Delta\sigma = f(k(1))$ definiéndose el punto A. En A la presión de poro es u_1 y en el lapso de tiempo siguiente la permeabilidad será $k(2)$. Se construye entonces la curva $u_B/\Delta\sigma = f(k(2))$, sobre la cual se define un punto B que corresponde a

la presión de poro u_1 . El material, sometido a la presión de poro u_1 y de permeabilidad $k(2)$, en el lapso de tiempo entre 1 y 2 recorrerá la curva $u_B/\Delta\sigma = f(k(2))$ hasta alcanzar el punto C, con presión de poro u_2 . Esta presión de poro corresponde al punto D de la curva $u_B/\Delta\sigma (k = k(2), t = 2)$. Luego se procede de manera análoga a la explicada anteriormente, construyendo la curva $u_B/\Delta\sigma = f(k(3))$ y obteniendo el valor de la presión de poro u_3 , con las cuales se definen los puntos E y F de la curva $u_B/\Delta\sigma (k = k(3), t = 3)$ y finalmente el punto G. Se continúa este mismo procedimiento así sucesivamente, tantas veces como se quieran definir puntos para la curva de $u_B/\Delta\sigma$ vs $\log t$.

4.5.3 Ajuste de las curvas de consolidación

El cálculo de las constantes mecánicas relacionadas con el modelo M de consolidación se efectuó mediante la utilización de un programa de computadora desarrollado en el Instituto de Ingeniería por el M en I. Rogelio Hernández Hernández. Para tal fin fue necesario establecer algunos datos iniciales ya mencionados anteriormente, los cuales se encuentran definidos en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 Datos iniciales para el cálculo de las constantes mecánicas según el modelo M									
Muestra	Inc.	γ	t_{u100} (min)	t_{H95} (min)	t_{fin} (min)	tiempo	$(\Delta H/H_0)_{t_{u100}}$	$(\Delta H/H_0)_{t_{H95}}$	$(\Delta H/H_0)_{t_{fin}}$
6 - 2	1	0.00005	2	100	1000	1500	0.0010	0.0015	0.0020
	2	0.05	2	700	1000	1500	0.0056	0.0094	0.0150
	3	0.2	8	1000	1500	2000	0.0225	0.0436	0.0450
	4	0.1	373	1000	2000	2500	0.1900	0.2401	0.2500
6 - 3	1	0.01	5	270	1200	1500	0.0155	0.0177	0.0191
	2	0.1	9	780	1350	1500	0.0240	0.0429	0.0450
	3	0.2	239	1250	2580	3000	0.2066	0.2380	0.2497
5 - 3	1	0.03	11	550	900	1500	0.0016	0.0053	0.0055
	2	0.5	26	400	1200	1500	0.0320	0.0374	0.0393
	3	0.6	321	970	1740	2000	0.1650	0.1850	0.1987

Cont. tabla 4.2 Datos iniciales para el cálculo de las constantes mecánicas según el modelo M									
Muestra	Inc.	γ	t_{u100} (min)	t_{H95} (min)	t_{fin} (min)	tiempo	$(\Delta H/H_0)_{tu100}$	$(\Delta H/H_0)_{tH95}$	$(\Delta H/H_0)_{tfin}$
5 - 4	1	0.001	98	680	960	1500	0.0060	0.0102	0.0115
	2	0.6	35	800	1260	1500	0.0250	0.0355	0.0376
	3	0.5	522	1860	3000	3000	0.1750	0.2164	0.2277
	4	0.8	745	1280	2880	3000	0.2000	0.2155	0.2264
3 - 3	1	0.1	33	500	1000	1500	0.0010	0.0025	0.0030
	2	0.5	81	500	1000	1500	0.0080	0.0090	0.0100
	3	1.0	93	500	1000	1500	0.0180	0.0225	0.0250
	4	0.1	104	500	1000	3000	0.1100	0.1800	0.2200

En esta tabla, el parámetro *tiempo* es la duración total considerada para cada uno de los incrementos. Cabe agregar que, como datos iniciales para el programa, también se incluyeron la altura de la muestra al inicio de la prueba H_0 , el valor de $t_{90 (u_B/\Delta\sigma)}$ y el incremento de esfuerzo $\Delta\sigma$ correspondientes.

Con base en los anteriores datos y siguiendo los procedimientos ya descritos, se determinaron las constantes mecánicas para el modelo M de consolidación que se resumen en la tabla 4.3. Adicionalmente a estas constantes, se obtuvieron como datos de salida del programa los tiempos y las relaciones $u_B/\Delta\sigma$, $\Delta H/H_0$ y $\Delta H/\Delta H_\infty$.

Asimismo, según las consideraciones para tener en cuenta el cambio en el coeficiente de permeabilidad durante la prueba, el programa también calculó los valores de k_a para cada tiempo t , así como la relación $u_B/\Delta\sigma$ correspondiente con la cual se generó la curva teórica.

Debe mencionarse que, debido a que en el programa se encuentra preestablecido calcular cada minuto los valores de k_a , para algunas pruebas en que la disipación de presión de poro se efectuó muy rápidamente no pudieron calcularse puntos para originar la curva $u_B/\Delta\sigma$, o sólo pudieron determinarse unos pocos.

Tabla 4.3 Constantes mecánicas para el modelo M de consolidación

Muestra	Inc.	$\Delta\sigma$ (kg/cm ²)	α (1/min)	m_{vd} (cm ² /kg)	m_{vi} (cm ² /kg)	k (cm/min)
6 - 2	1	0.31	0.007064	0.002351	0.004146	1.156E-05
	2	0.62	0.000772	0.011808	0.011742	2.784E-05
	3	1.25	0.002480	0.016752	0.019357	2.110E-05
	4	2.33	0.002790	0.070168	0.037453	5.648E-06
6 - 3	1	0.93	0.003472	0.002628	0.017905	4.706E-05
	2	1.26	0.002710	0.015690	0.020419	2.083E-05
	3	2.54	0.001110	0.023366	0.075954	6.367E-06
5 - 3	1	0.32	0.005202	0.012405	0.005122	4.596E-06
	2	0.61	0.003473	0.012172	0.050809	2.842E-05
	3	1.28	0.000780	0.050253	0.118900	7.817E-06
5 - 4	1	0.31	0.001050	0.031894	0.016472	5.076E-06
	2	0.64	0.001702	0.023563	0.038816	1.562E-05
	3	1.16	0.000905	0.073372	0.111717	5.495E-06
	4	2.62	0.001561	0.031259	0.058190	1.348E-06
3 - 3	1	0.33	0.002429	0.007087	0.002732	1.417E-06
	2	0.63	0.000386	0.011133	0.012430	2.453E-06
	3	1.26	0.001774	0.008116	0.013131	2.428E-06
	4	2.53	0.001797	0.065610	0.032435	8.273E-06

Las curvas de consolidación obtenidas por el modelo M para $u_B/\Delta\sigma$ vs $\log t$ con coeficiente de permeabilidad k constante, $\Delta H/H_0$ vs $\log t$ y $\Delta H/\Delta H_\infty$ vs $\log t$ se presentan en el apéndice A, en conjunto con las determinadas mediante la utilización de la teoría de Terzaghi y las curvas experimentales. En el apéndice C se muestran las curvas de $u_B/\Delta\sigma$ vs $\log t$ con coeficiente de permeabilidad k_a variable, también a modo comparativo con las curvas de consolidación resultado de las demás metodologías.

El programa de computadora para efectuar el cálculo de las constantes mecánicas para el modelo M y determinar las deformaciones y presiones de poro respecto al tiempo, se presenta en el apéndice D.

4.5.4 Resultados y comentarios

Respecto a las curvas de $\Delta H/H_0$ vs $\log t$ y $\Delta H/\Delta H_\infty$ vs $\log t$ obtenidas mediante la teoría del modelo M de consolidación, se puede observar que existe un grado muy aceptable de correlación con las mediciones efectuadas en laboratorio, tanto para la porción de la curva correspondiente al proceso primario como para el secundario. Cabe agregar que para el proceso primario las curvas obtenidas mediante la teoría de Terzaghi y el modelo M en la mayoría de los casos son bastante parecidas, como a manera de ejemplo se muestra en la figura 4.10.

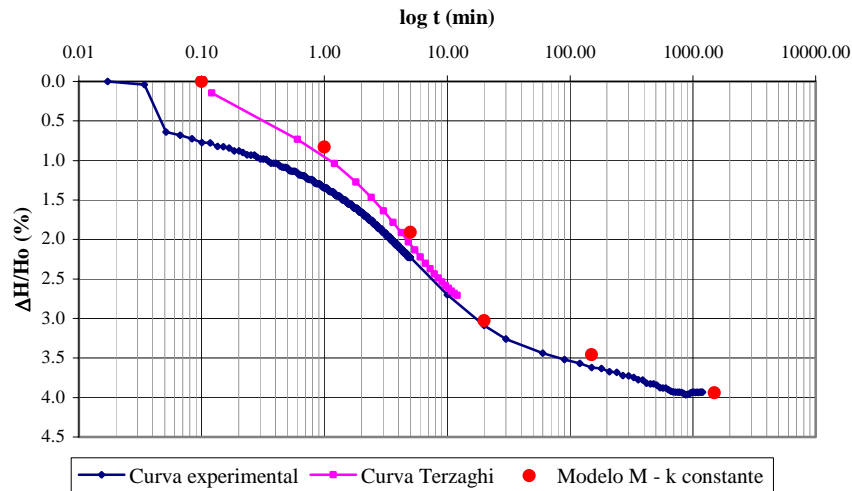


Figura 4.10 Curvas $\Delta H/H_0$ vs $\log t$ obtenidas experimentalmente, por Terzaghi y por el modelo M. Prueba 5 – 3, segundo incremento de esfuerzos

Sin embargo, según los resultados obtenidos cabe mencionar que para pruebas efectuadas con esfuerzos efectivos menores al de preconsolidación, las deformaciones predichas mediante el modelo M tienden a ser un poco menores respecto a las obtenidas por medición directa en laboratorio. Por otro lado, a medida que la muestra se somete a un σ' más cercano a σ'_c , las deformaciones correspondientes al modelo M se acercan igualmente a las experimentales. Para pruebas realizadas con σ' mayores a σ'_c se puede observar una similitud muy importante entre la curva experimental y la teórica según el modelo M. Lo anterior puede verificarse en las figuras 4.10 y 4.11, mostrando éstas la comparación entre

las 3 curvas de $\Delta H/H_0$ vs $\log t$ obtenidas para una muestra en la rama preconsolidada y en la normalmente consolidada, respectivamente.

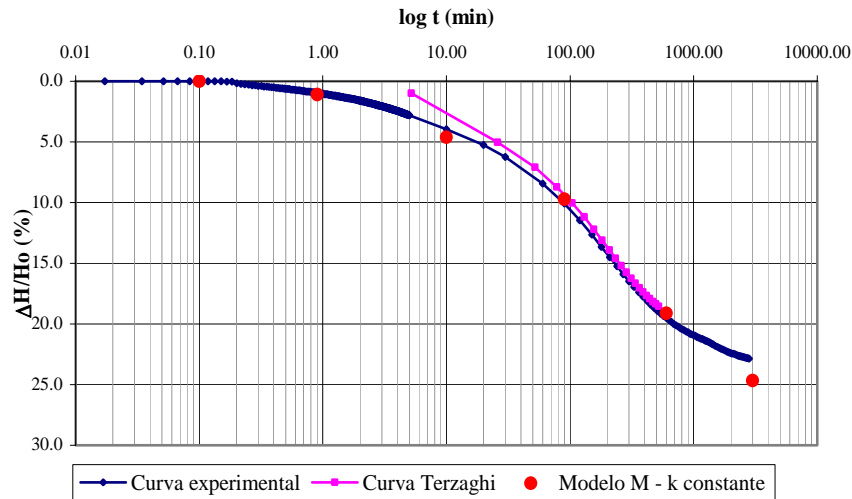


Figura 4.11 Curvas $\Delta H/H_0$ vs $\log t$ obtenidas experimentalmente, por Terzaghi y por el modelo M. Prueba 3 – 3, cuarto incremento de esfuerzos

Al observar las curvas $\Delta H/H_0$ vs $\log t$ según el modelo M es claro entonces que mediante la consideración de dos coeficientes de variación volumétrica, uno instantáneo y otro diferido, es posible reproducir de manera muy acertada tanto el proceso primario como secundario durante una prueba de consolidación.

En general, el comportamiento de los parámetros m_{vi} y m_{vd} en función de σ' para las pruebas efectuadas no sigue un patrón en particular, aunque sí se advierte que cuando se llega al esfuerzo de preconsolidación la tendencia se desvía. Se puede observar que en la rama normalmente consolidada la pendiente de la curva m_{vd} vs σ' aumenta de manera considerable, mientras que para la curva m_{vi} vs σ' sí aumenta aunque en menor medida en las pruebas 6 – 2 y 3 – 3, y para las restantes se incrementa aun más que la de m_{vd} vs σ' . Lo anterior concuerda con otros estudios previos (Marsal y Mazari, 1961), en donde se muestra que los valores del módulo de compresibilidad volumétrica de una arcilla propia del valle de México tienden a incrementarse a medida que se aumenta el esfuerzo efectivo al que está sometida, pero obviamente este aumento no puede ser indefinido pues llega un

momento en que el material, debido a estar soportando esfuerzos mucho más altos que el esfuerzo de preconsolidación, se rigidiza.

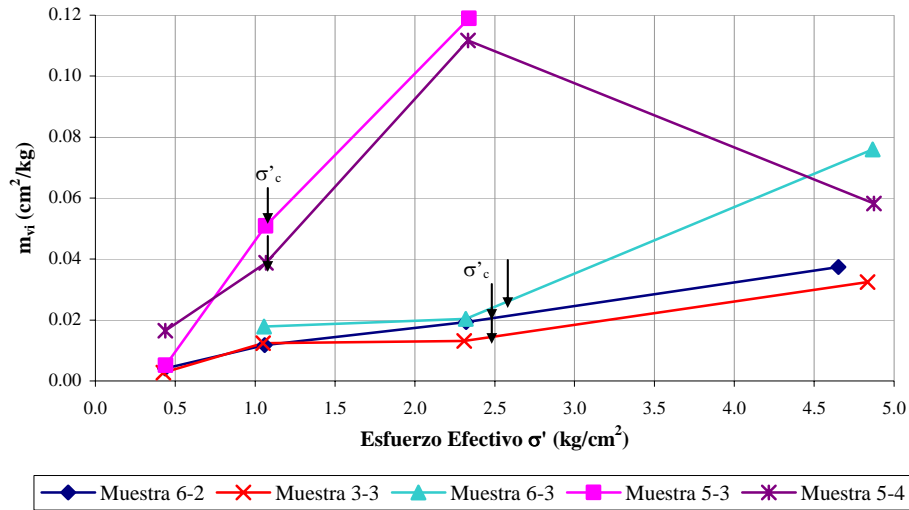


Figura 4.12 Curvas para la variación de m_{vi} con respecto a σ'

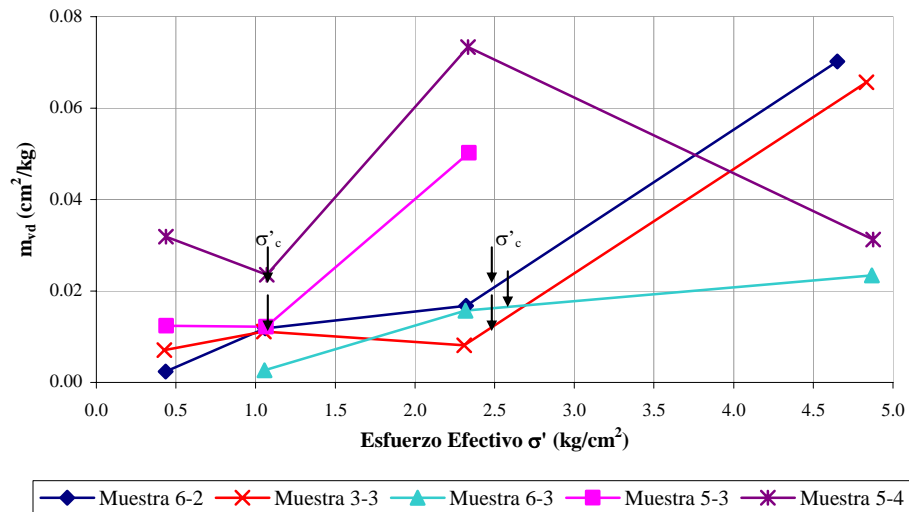


Figura 4.13 Curvas para la variación de m_{vd} con respecto a σ'

Es por la razón antes expuesta que tanto el m_{vi} como el m_{vd} para la muestra 5 – 4 presentan valores decrecientes para los esfuerzos efectivos mayores, teniendo este material un σ'_c mucho menor (1 kg/cm^2) en relación con las demás muestras analizadas.

Particularmente, al observar los valores de m_{vi} y m_{vd} en función de σ' para las pruebas 6 – 2 y 3 – 3, cuyos esfuerzos de preconsolidación σ'_c coinciden y son iguales a 2.5 kg/cm^2 , es posible comprobar cómo en la rama preconsolidada la compresibilidad del suelo se rige por el valor que representa el m_{vi} y está mas relacionada con el proceso de consolidación primaria, opuestamente a lo que sucede para esfuerzos superiores a σ'_c donde se puede ver que los m_{vd} empiezan a adquirir valores superiores, demostrando que en la rama normalmente consolidada para estos casos es más relevante el proceso de consolidación secundaria.

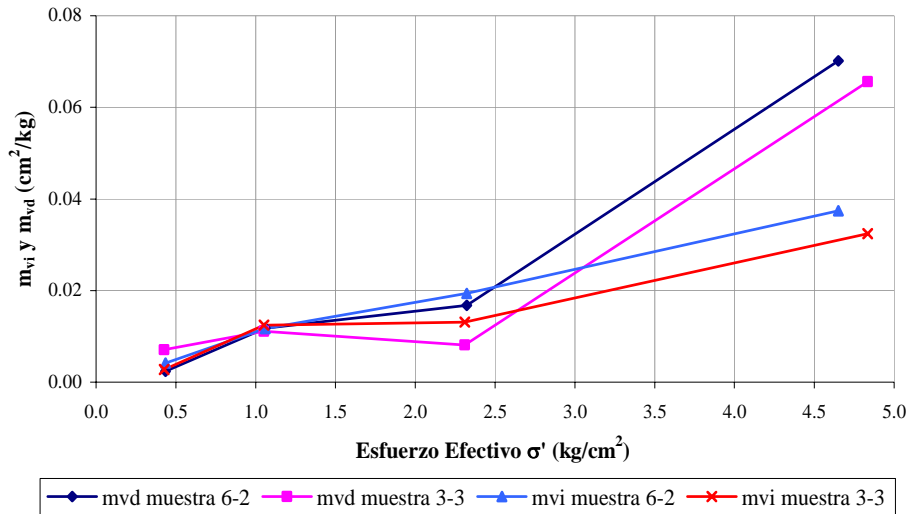


Figura 4.14 Curvas para la variación de m_{vi} y m_{vd} con respecto a σ' , para las pruebas 6 – 2 y 3 – 3

Al analizar las curvas de $u_B/\Delta\sigma$ vs $\log t$ determinadas considerando un valor constante de permeabilidad k , la tendencia señala que, a medida que la muestra se va sometiendo a esfuerzos efectivos mayores y más parecidos a σ'_c , la predicción para el comportamiento de la disipación de presión de poro con el modelo M se va acercando más a las mediciones

realizadas en laboratorio. Sin embargo, esta curva teórica es muy similar a la obtenida mediante la teoría de Terzaghi y en todos los casos predice una disipación de presión de poro más lenta que la medida durante las pruebas.

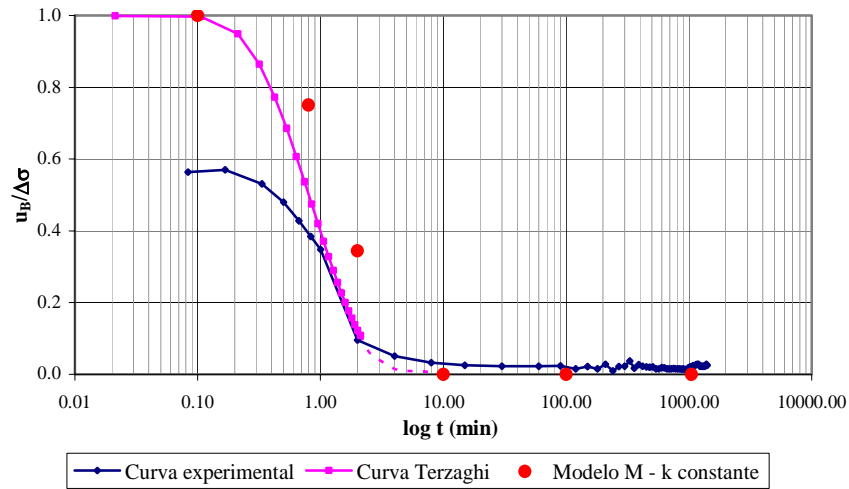


Figura 4.15 Curvas $u_B/\Delta\sigma$ vs $\log t$ obtenidas experimentalmente, por Terzaghi y por el modelo M. Prueba 6 – 2, segundo incremento de esfuerzos

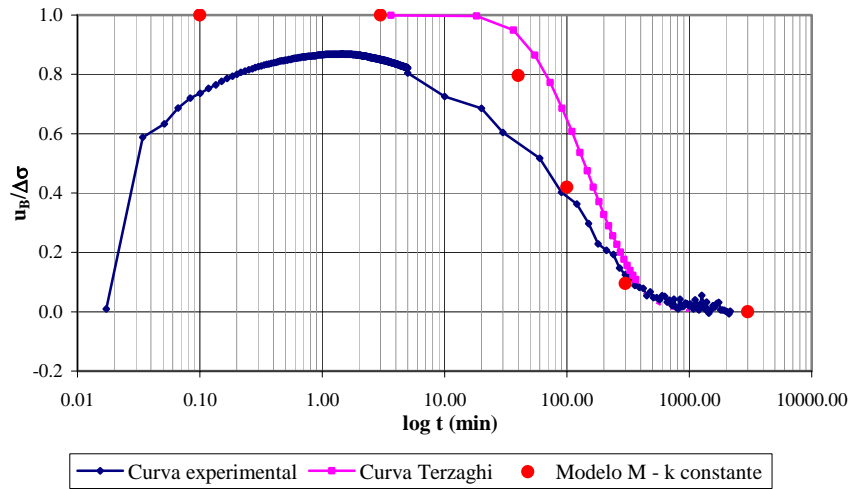


Figura 4.16 Curvas $u_B/\Delta\sigma$ vs $\log t$ obtenidas experimentalmente, por Terzaghi y por el modelo M. Prueba 5 – 4, cuarto incremento de esfuerzos

En las figuras 4.15 y 4.16 se puede constatar lo anterior, teniendo en cuenta además que para las pruebas en la rama preconsolidada, como la de la figura 4.15, la curva según el modelo M predice una disipación de u_B más lenta que la de Terzaghi; mientras que para pruebas en la rama normalmente consolidada, como la que se muestra en la figura 4.16, la disipación de u_B según el modelo M es un poco más rápida que la de Terzaghi. En general, todas las curvas de $u_B / \Delta\sigma$ vs $\log t$ para k constante obtenidas presentan este mismo comportamiento.

Se puede concluir entonces, que la determinación de la disipación de u_B para el modelo M cuando se considera k constante durante el proceso de consolidación no es muy acertada, al compararse con las mediciones efectuadas durante el desarrollo de los ensayos. La influencia de la variación de k durante las pruebas ha sido un aspecto de relevancia ya analizado previamente, razón por la que se ha tomado en cuenta dentro de las consideraciones del modelo M y para el cual efectivamente se ha comprobado que las curvas de $u_B / \Delta\sigma$ teóricas se acercan mucho más a las experimentales.

Al observar las curvas correspondientes al apéndice B, es notorio el hecho de que en general las curvas $u_B / \Delta\sigma$ vs $\log t$ para el modelo M y considerando k variable reproducen bastante bien las mediciones realizadas en laboratorio. Para todos los casos, la disipación de u_B según el modelo M es más rápida que la calculada por Terzaghi y obviamente más cercana a la experimental. La figura 4.17 representa un ejemplo de cómo la curva $u_B / \Delta\sigma$ vs $\log t$ con k variable se ajusta bastante bien a la obtenida en laboratorio.

Cabe agregar que para algunas pruebas, a pesar de la buena correlación entre las curvas obtenidas en laboratorio y mediante el modelo M de consolidación, estas últimas muestran una disipación de u_B un poco más rápida que la experimental, como es el caso que se muestra en la figura 4.18. Sin embargo, puede comprobarse nuevamente que la curva obtenida por el modelo M representa de manera más cercana a la realidad lo medido en laboratorio, respecto a lo determinado por la teoría de Terzaghi.

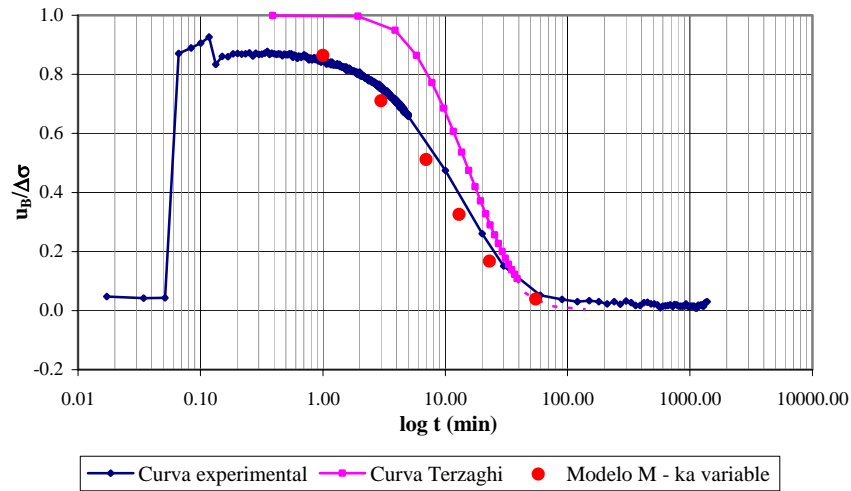


Figura 4.17 Curvas $u_B/\Delta\sigma$ vs $\log t$ obtenidas experimentalmente, por Terzaghi y por el modelo M considerando k_a variable. Prueba 3 – 3, segundo incremento de esfuerzos

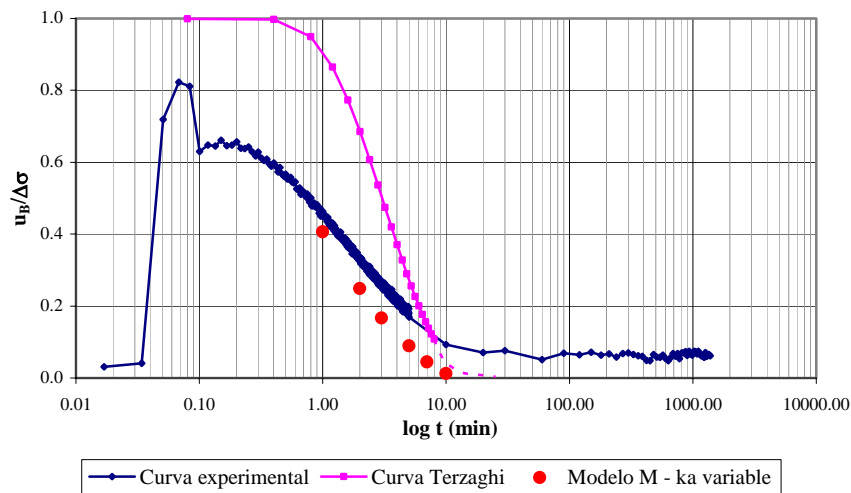


Figura 4.18 Curvas $u_B/\Delta\sigma$ vs $\log t$ obtenidas experimentalmente, por Terzaghi y por el modelo M considerando k_a variable. Prueba 5 – 3, primer incremento de esfuerzos

La relevancia de considerar el cambio en el k durante las pruebas de consolidación puede comprobarse observando también los valores que este parámetro adquiere a lo largo de un determinado incremento de esfuerzo, en donde al final las permeabilidades alcanzan a ser casi diez veces menores que al inicio del proceso. La figura 4.19 muestra el orden de variación para los coeficientes de permeabilidad correspondientes al último incremento de carga para cada una de las pruebas.

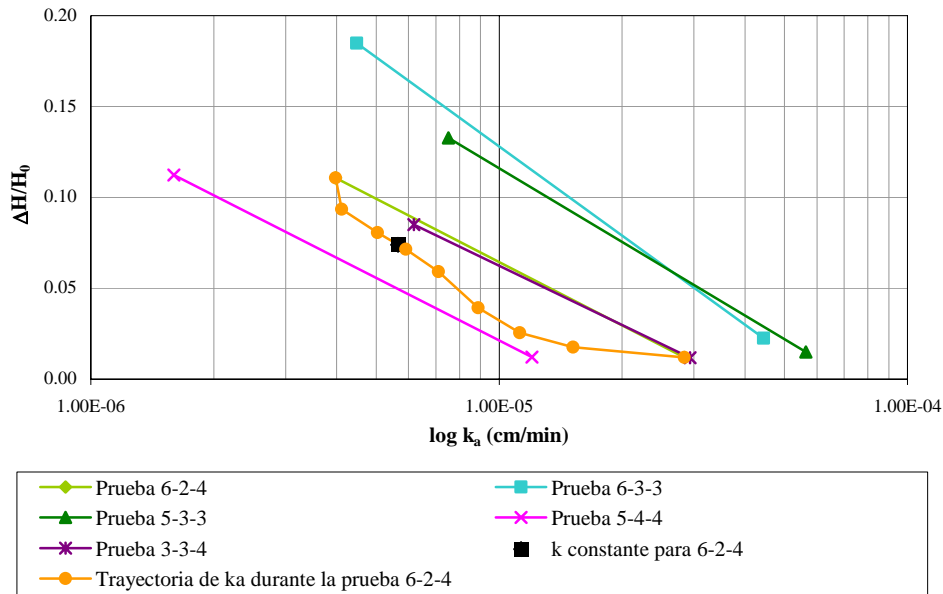


Figura 4.19 Orden de variación de k para los últimos incrementos de carga de cada prueba realizada

También es de interés observar no sólo las variaciones que se presentan para k , sino la trayectoria que dicha variación sigue para una prueba, siendo la que se muestra en la figura la 6 – 2 – 4. Para este caso también se presenta, a manera de comparación, el valor del coeficiente k constante calculado por el modelo, en donde nuevamente se puede evidenciar que efectivamente existe un rango de variación alto para dicho parámetro y que considerarlo constante puede inducir errores importantes al momento de predecir el comportamiento de un material bajo un proceso de consolidación.

5. CONCLUSIONES

- La utilización de la celda Rowe como equipo para realizar el programa experimental resultó en términos generales satisfactoria, después de los procesos de montaje, adecuación, instrumentación y calibración se observó un desempeño aceptable de la misma mediante la obtención de curvas de consolidación que en su mayoría correspondieron a las típicas para arcillas del Valle de México, según amplios estudios previos a la realización de esta tesis.
- El haber equipado la celda Rowe con dispositivos como transductores y reguladores electrónicos permitió llevar a cabo las pruebas de consolidación de manera mucho más sencilla respecto a los odómetros convencionales. La adquisición automática de datos representó un ahorro considerable de tiempo y esfuerzo al momento de efectuar los ensayos.
- Además de la ventaja señalada anteriormente, la posibilidad de saturar la muestra por contrapresión constituyó un punto importante dentro de este estudio, en especial cuando una de las hipótesis para el planteamiento de las metodologías de análisis consiste en que el suelo se encuentra en estado saturado. Asimismo fue de vital importancia para la realización de la presente tesis que pudieran efectuarse mediciones de presión de poro en la base de la muestra a lo largo de los incrementos de carga para cada prueba. Es claro que esto permitió la posterior comparación de los resultados experimentales con los obtenidos teóricamente tanto por Terzaghi como por el modelo M.
- La versatilidad de la Celda Rowe hace que este equipo pueda ser utilizado con éxito para investigaciones posteriores, en las que se aproveche la posibilidad de llevar a cabo pruebas de consolidación con drenaje radial, velocidad de desplazamiento

constante o deformación libre de la superficie de la muestra de suelo; además de pruebas de permeabilidad.

- Al observar el desempeño de la Celda Rowe y evaluar la exactitud con la que se esperaba que funcionara el equipo, se concluye que a pesar de estar sujeto a las características de precisión propias de cada uno de sus componentes electrónicos, existen algunas variables que deben ser controladas por el operario con el fin de obtener resultados más confiables. Además de atender las recomendaciones descritas en el capítulo 2, debe prestarse especial cuidado al momento de realizar los procedimientos de montaje y saturación de líneas. Otro punto importante que requiere mucha atención es el de no permitir que el agua dentro de la bureta que actúa como interfase para la línea de contrapresión alcance altos niveles, pues es posible que al no poder aplicarse la contrapresión correctamente en algunos momentos, esto causara inestabilidades en el equipo que posteriormente se vieron reflejadas en las curvas experimentales.
- Cabe tener en cuenta que a pesar de haber tenido un funcionamiento en términos generales satisfactorio, la celda Rowe es un equipo que sigue sujeto a posibles mejoras que puedan llevarse a cabo en un futuro con el fin de obtener resultados aún más confiables. Queda la inquietud de si el desempeño de los sistemas de aplicación de la carga axial y la contrapresión, en particular de las válvulas proporcionales o reguladores, podría ajustarse mejor de manera que las fluctuaciones que se presentaran en las presiones no fueran muy significativas.
- Ya ha sido discutido el hecho de que algunas de las hipótesis simplificadorias en las que se basa el estudio de la consolidación no representan la realidad del fenómeno, pero son necesarias para poder realizar aproximaciones matemáticas con las que se pueda modelar el comportamiento del suelo. Sin embargo, se ha demostrado que al tomar en cuenta dentro del análisis la naturaleza visco – plástica del suelo, se pueden llegar a resultados mucho más aproximados a los observados en laboratorio

que los determinados por la metodología tradicional; como es el caso de los obtenidos mediante la utilización del modelo M que se presentan en esta tesis.

- Se advierte que en las curvas $u_B / \Delta\sigma$ vs $\log t$ las presiones de poro calculadas mediante la teoría de Terzaghi son notablemente mayores que las medidas en laboratorio. En cuanto a las curvas $\Delta H/H_0$ vs $\log t$ es claro que la teoría no modela la parte correspondiente a la consolidación secundaria, que en la mayoría de los casos representa entre el 30% y el 50% de la deformación total. Una de las principales causas de estas discrepancias observadas puede radicar en el hecho de considerar como lineal la relación entre el esfuerzo efectivo y la relación de vacíos durante un proceso de consolidación.
- En las curvas $\Delta H/H_0$ vs $\log t$ obtenidas para cada incremento de esfuerzo y teniendo en cuenta únicamente el proceso primario, se puede observar que para esfuerzos efectivos inferiores al de preconsolidación las deformaciones determinadas según Terzaghi siempre son menores que las experimentales, y para esfuerzos efectivos mayores a σ'_c dichas deformaciones son casi iguales. Lo anterior está directamente relacionado con la evolución de u_B durante las pruebas, pues el registro de laboratorio muestra que las presiones de poro u_B medidas son en todo momento menores a las calculadas según Terzaghi, salvo para tiempos superiores a t_{90} .
- Para el modelo M, el proceso de deformación de la fase sólida del suelo se divide en dos componentes: una instantánea que es función lineal del incremento de esfuerzos efectivos y otra diferida, proporcional al incremento de esfuerzos efectivos pero también función del tiempo. Al considerar dos coeficientes de variación volumétrica, uno instantáneo y otro diferido, las predicciones referentes a la deformación de las muestras de suelo resultan ser muy aproximadas a las determinadas experimentalmente, modelando además de manera bastante acertada la consolidación secundaria para todas las pruebas realizadas.

- A pesar de que en la mayoría de las teorías de consolidación existentes se considera como constante el coeficiente de permeabilidad del suelo para cada incremento de carga efectuado, ya ha sido comprobado que la permeabilidad de un material es una propiedad que va variando respecto al tiempo debido a los cambios que genera el proceso de consolidación dentro de su estructura. Al observar las curvas de presión de poro obtenidas considerando esta propiedad constante, tanto para Terzaghi como según el modelo M, se puede apreciar que efectivamente esta hipótesis hace que los resultados teóricos difieran bastante de los experimentales.
- Al aplicar la metodología propuesta dentro de las consideraciones del modelo M, con el fin de calcular un valor de coeficiente de permeabilidad k_a para cada valor de tiempo t e incluir estos valores en la determinación de la relación $u_B / \Delta\sigma$, pudo comprobarse la conveniencia de tomar en cuenta la variación de la permeabilidad con respecto al tiempo durante un proceso de consolidación. Para todos los casos, se obtuvieron como resultado predicciones de los valores de presión de poro notablemente menores a los calculados mediante la teoría de Terzaghi, y por consiguiente más cercanos a los medidos en laboratorio.
- Para los casos analizados en los que se consideró la variación de k_a , se comprobó que la permeabilidad del material al final de cada incremento de esfuerzo resultó ser alrededor de diez veces menor que al inicio del proceso. Lo anterior demuestra nuevamente que el orden de variación para este parámetro puede llegar a ser bastante considerable.
- En general, se demostró que la aplicación de la teoría según el modelo M de consolidación arroja resultados que se aproximan bastante bien a las mediciones obtenidas experimentalmente en pruebas realizadas con arcillas del Valle de México. La introducción de hipótesis que representan el comportamiento visco – plástico del suelo en la teoría de consolidación tradicional o de Terzaghi hace que las predicciones referentes a la deformación y la disipación del exceso de presión de

poro sean considerablemente más acertadas. Es importante resaltar la utilidad de las herramientas modernas de cálculo para efectuar los procesos iterativos mediante los cuales se determinan las constantes mecánicas relacionadas con el modelo M de consolidación de manera sencilla.

APÉNDICE A. CURVAS DE CONSOLIDACIÓN EXPERIMENTALES, DE TERZAGHI Y POR EL MODELO M

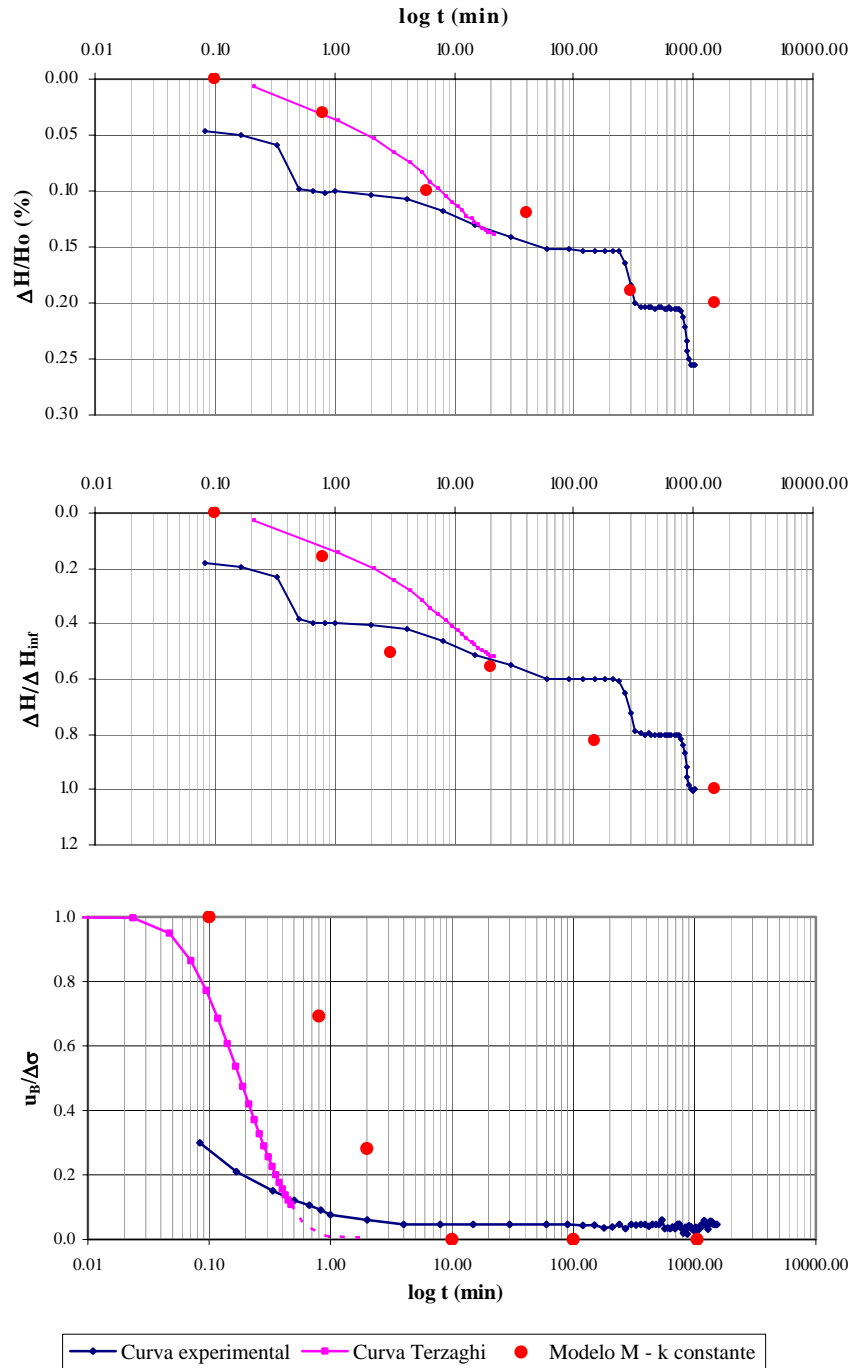


Figura A.1 Curvas para la muestra 6 – 2, primer incremento de esfuerzos

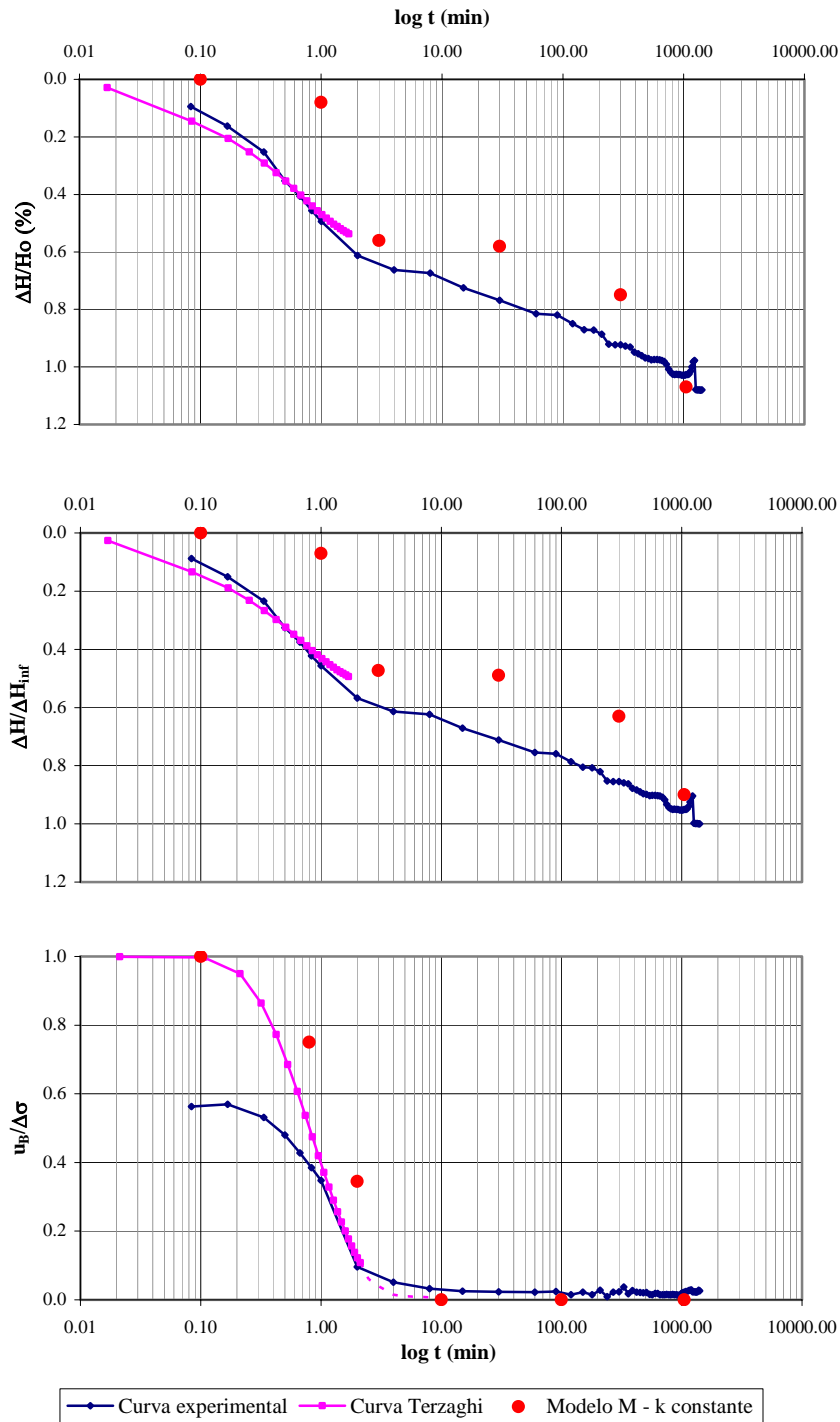


Figura A.2 Curvas para la muestra 6 – 2, segundo incremento de esfuerzos

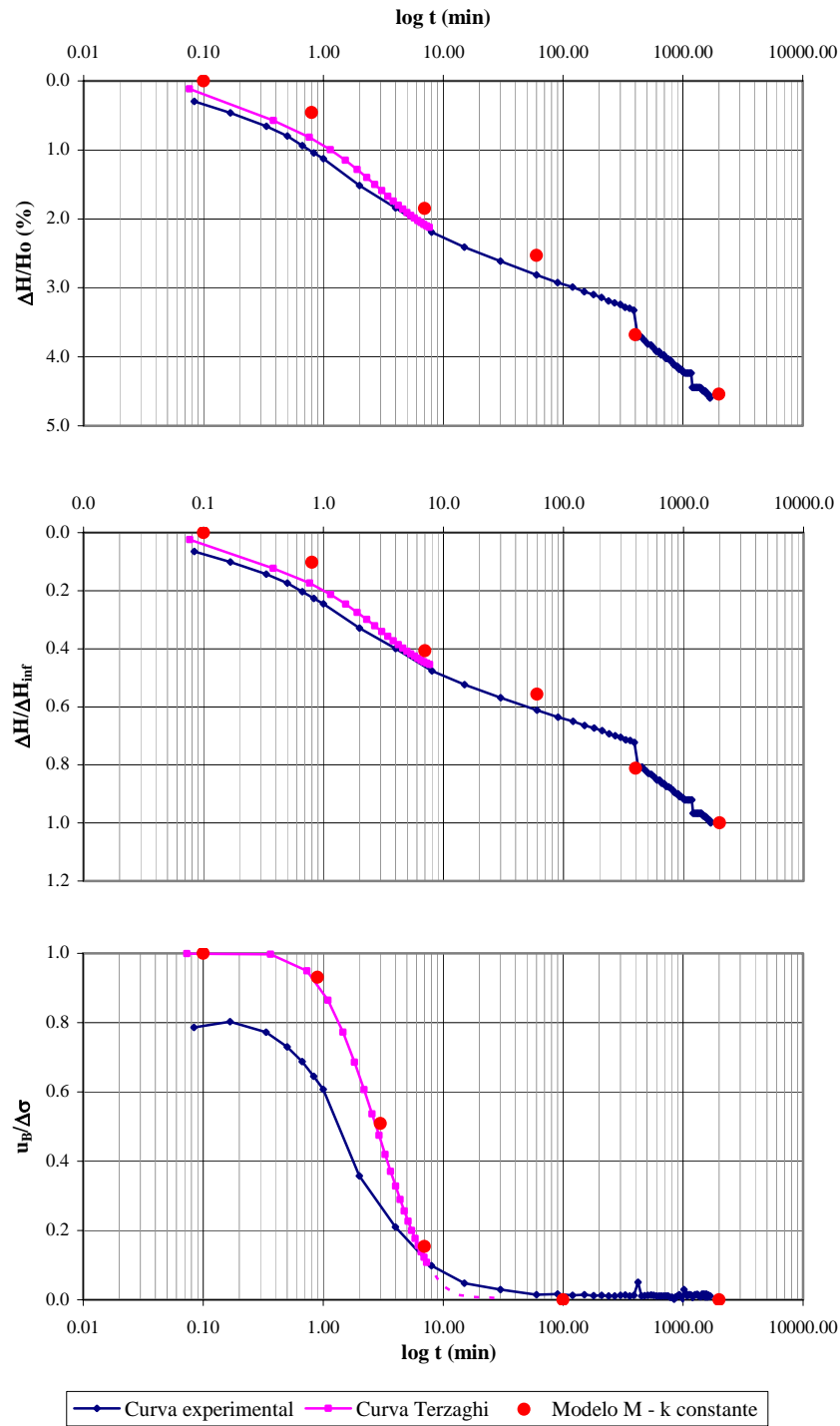


Figura A.3 Curvas para la muestra 6 – 2, tercer incremento de esfuerzos

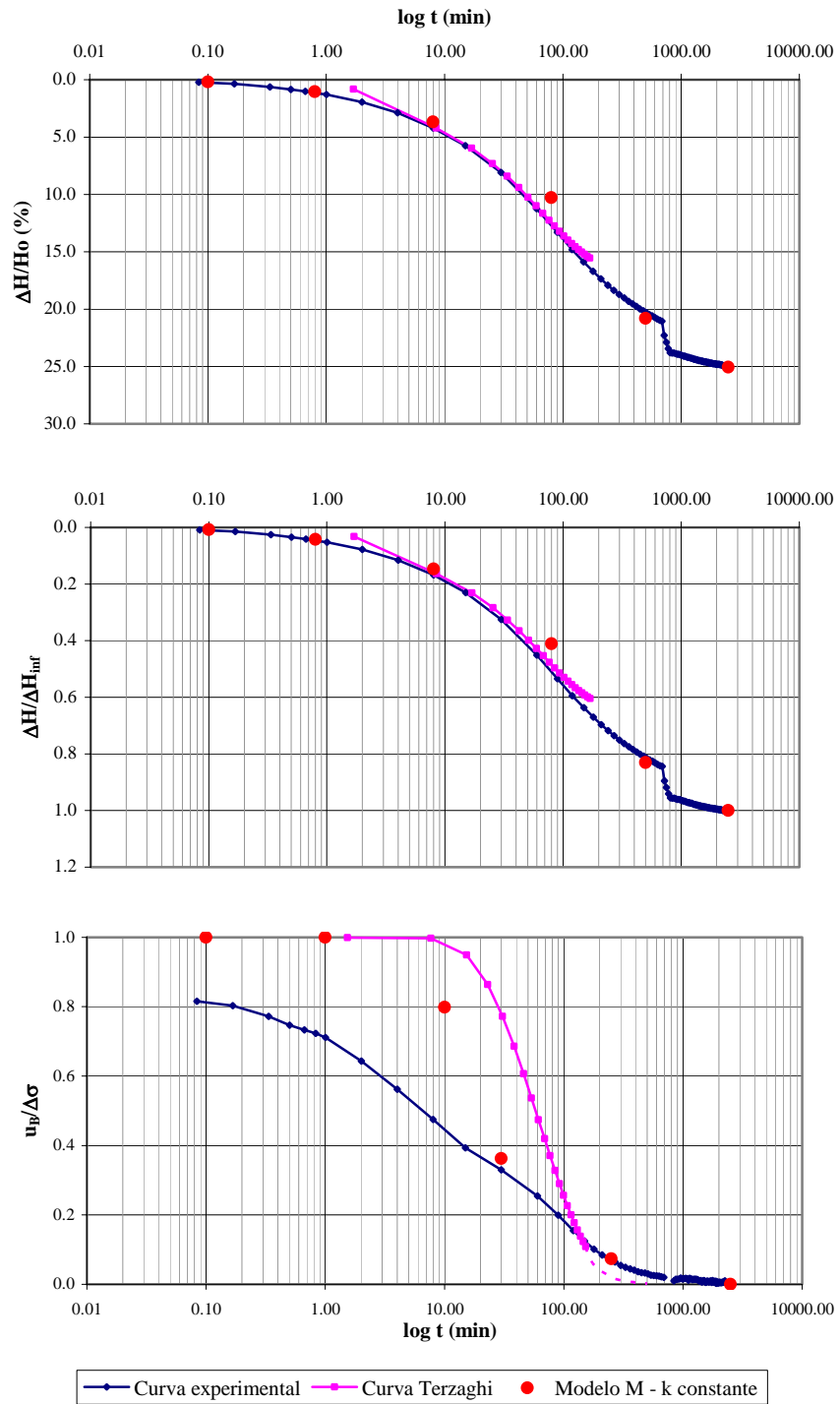


Figura A.4 Curvas para la muestra 6 – 2, cuarto incremento de esfuerzos

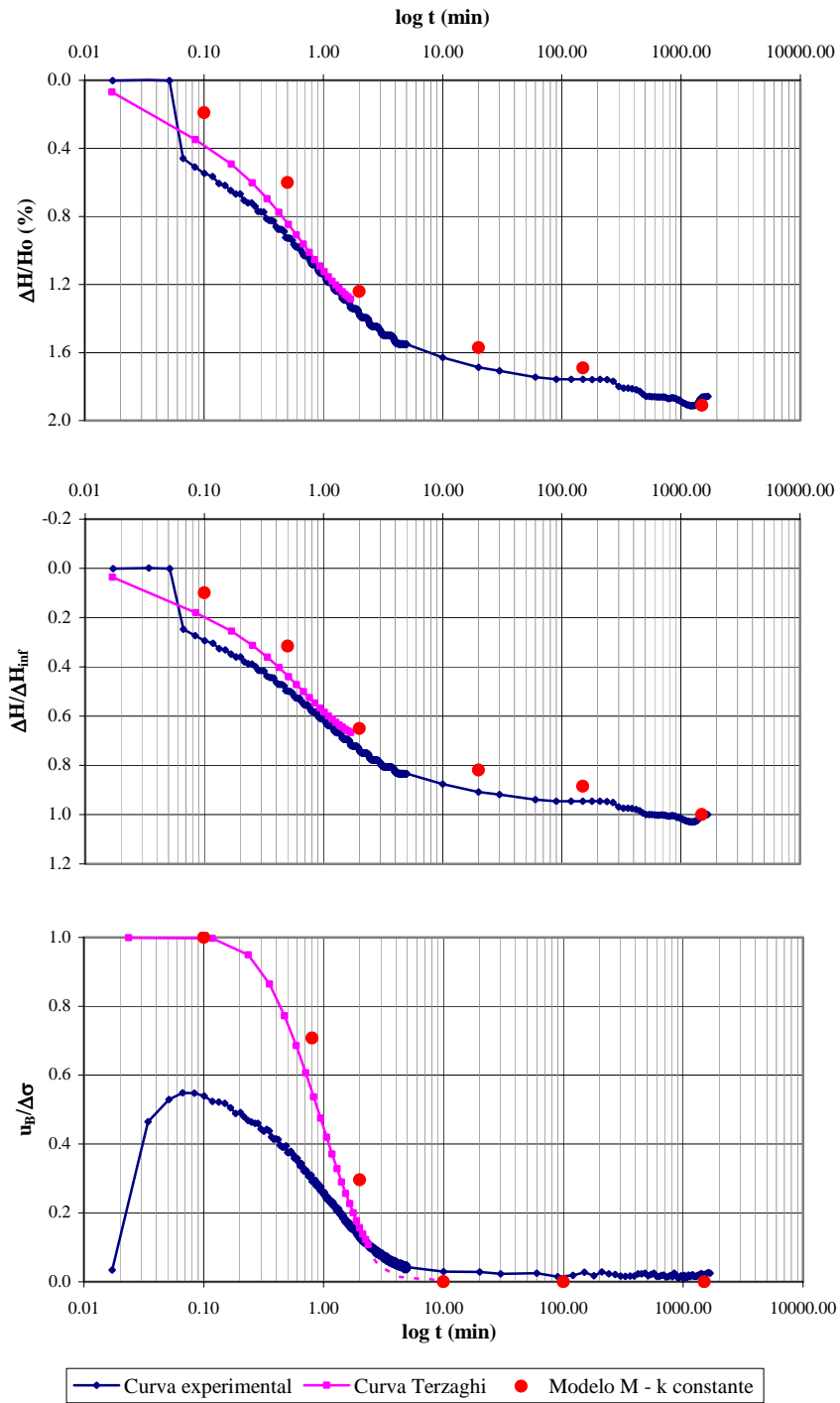


Figura A.5 Curvas para la muestra 6 – 3, primer incremento de esfuerzos

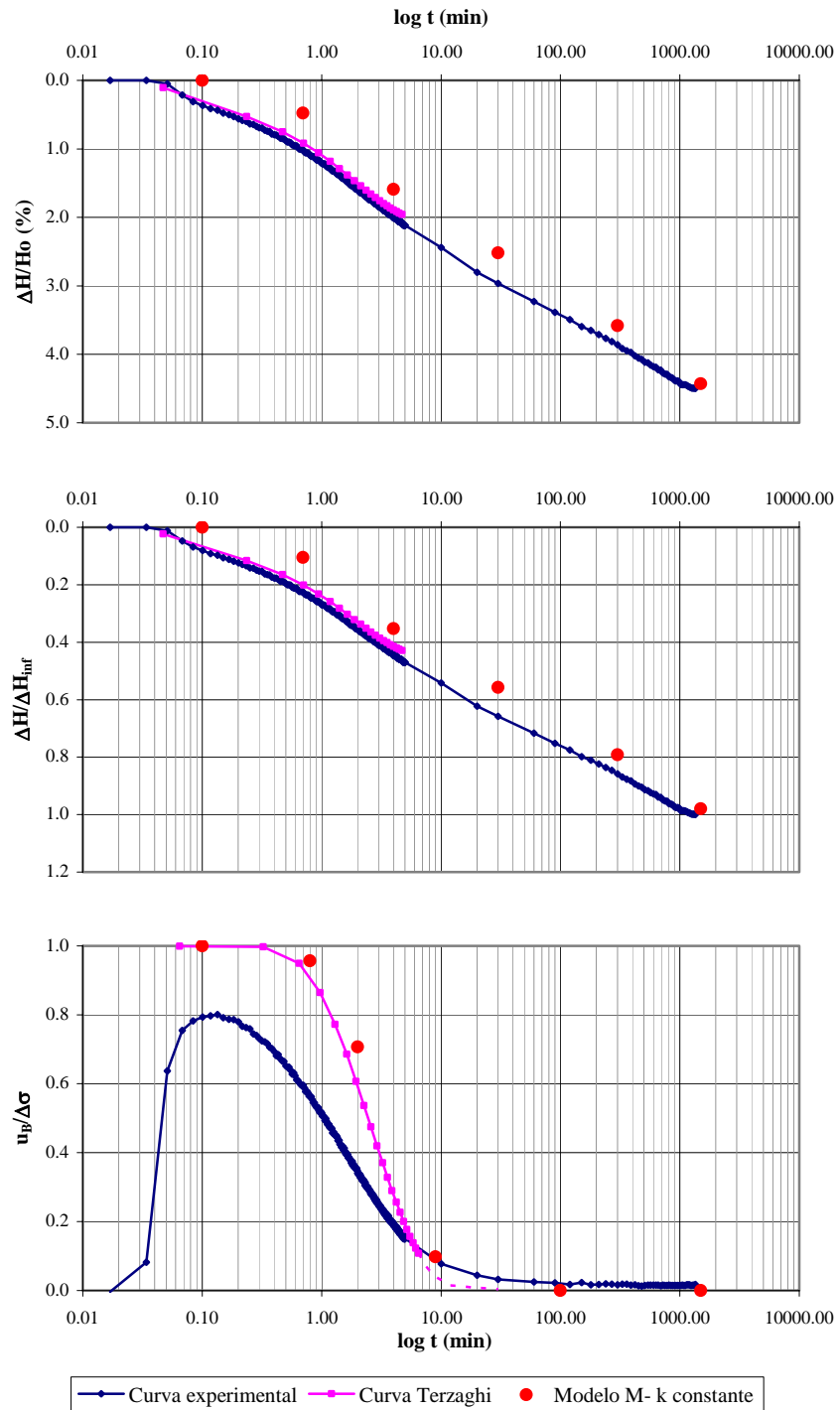


Figura A.6 Curvas para la muestra 6 – 3, segundo incremento de esfuerzos

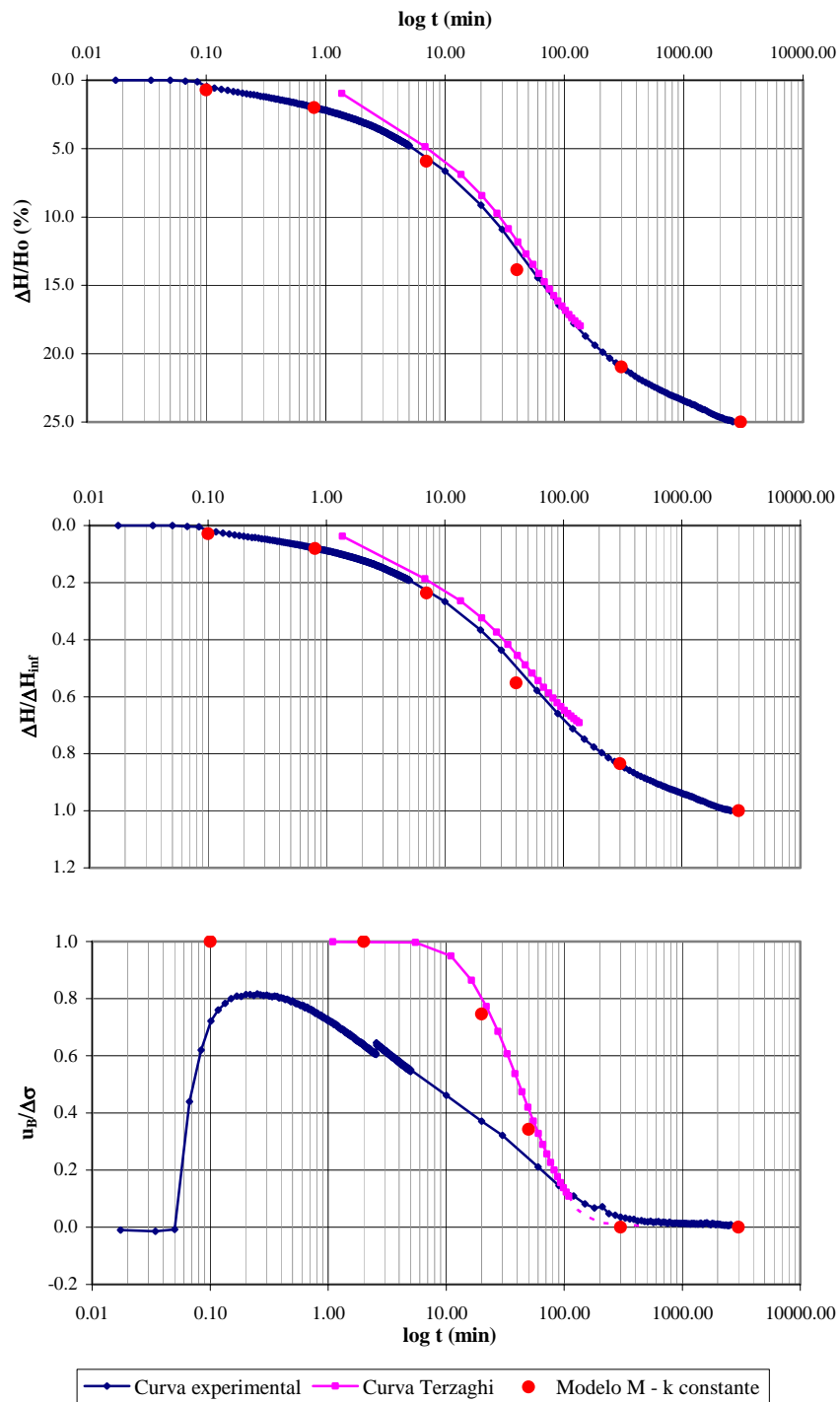


Figura A.7 Curvas para la muestra 6 – 3, tercer incremento de esfuerzos

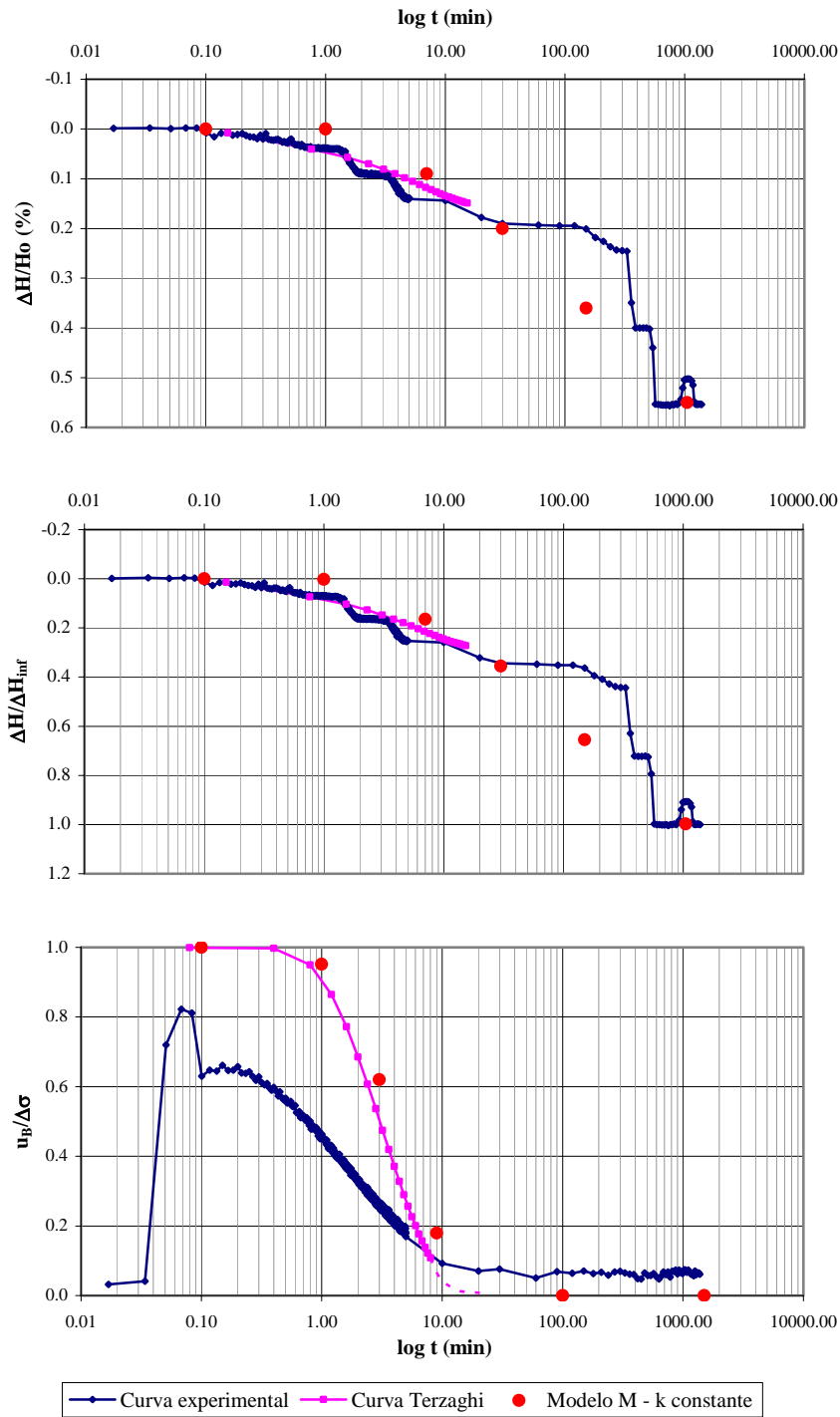


Figura A.8 Curvas para la muestra 5 – 3, primer incremento de esfuerzos

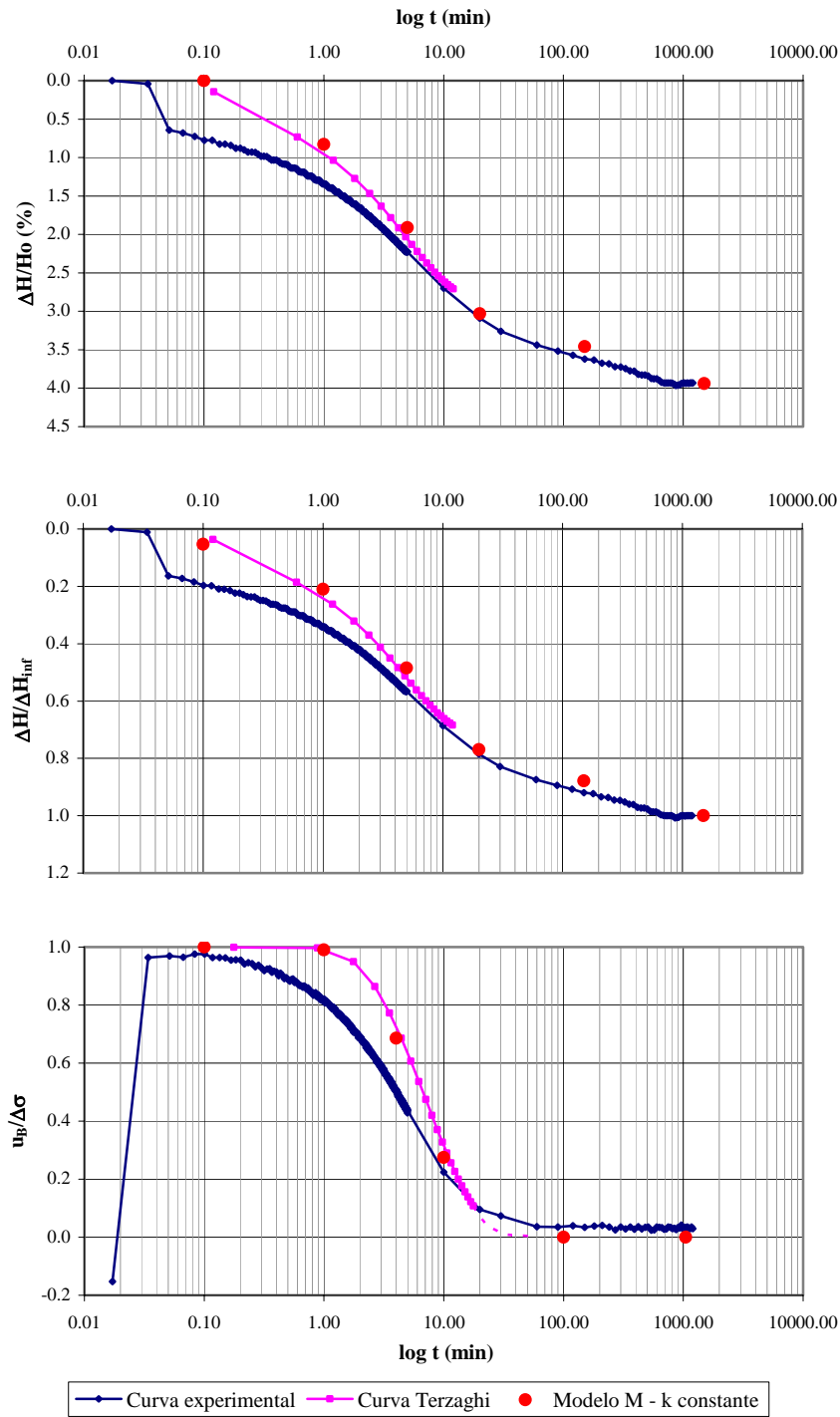


Figura A.9 Curvas para la muestra 5 – 3, segundo incremento de esfuerzos

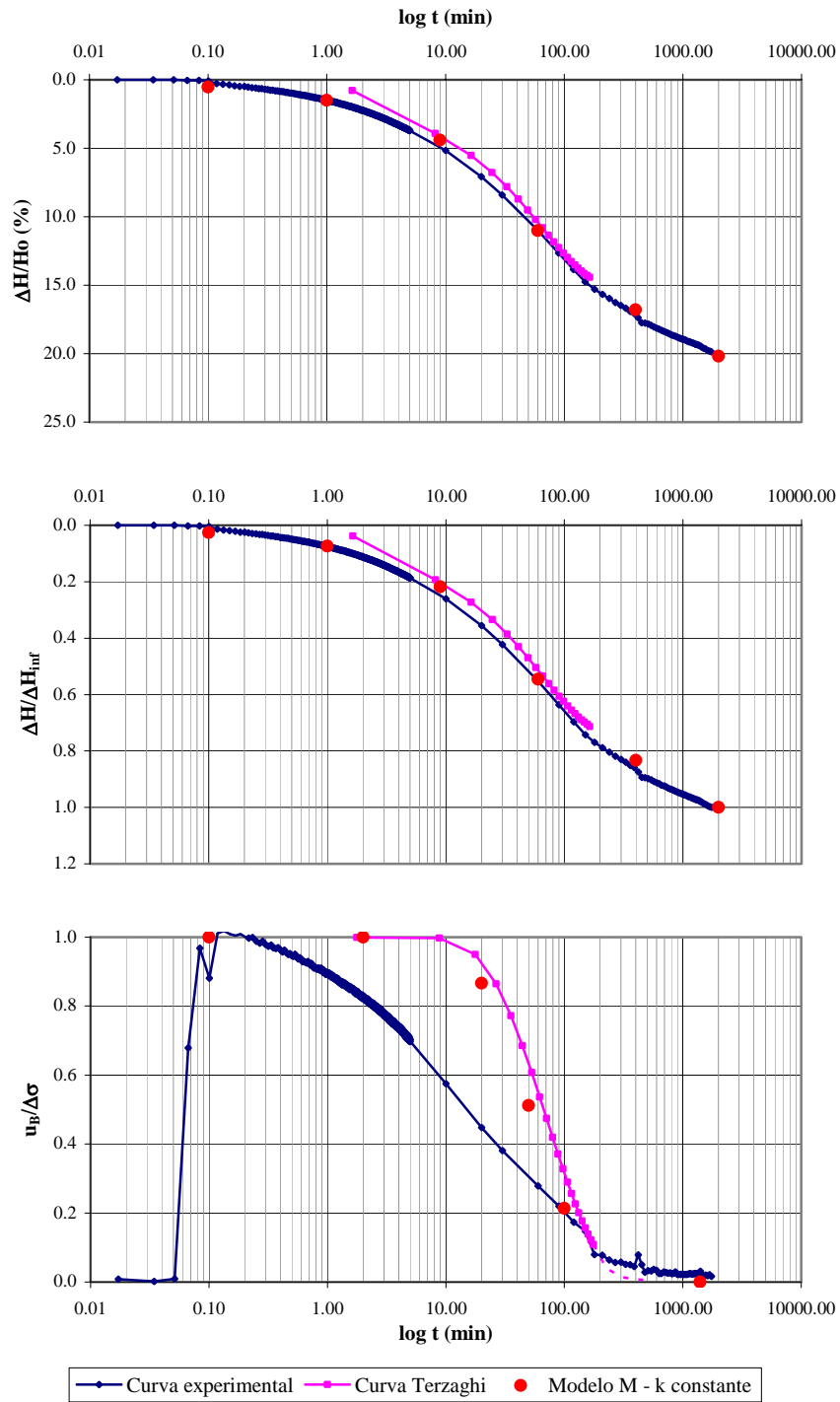


Figura A.10 Curvas para la muestra 5 – 3, tercer incremento de esfuerzos

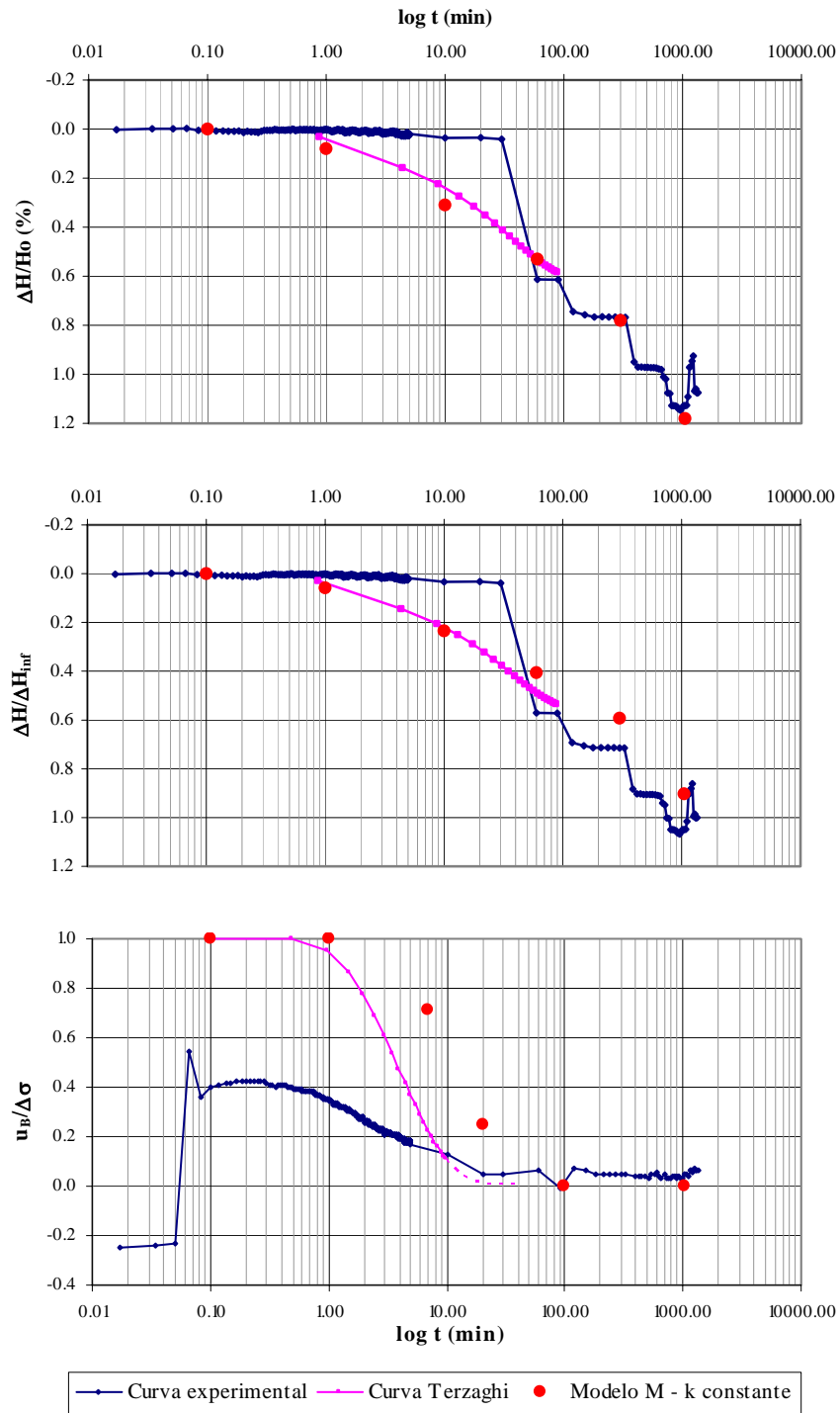


Figura A.11 Curvas para la muestra 5 – 4, primer incremento de esfuerzos

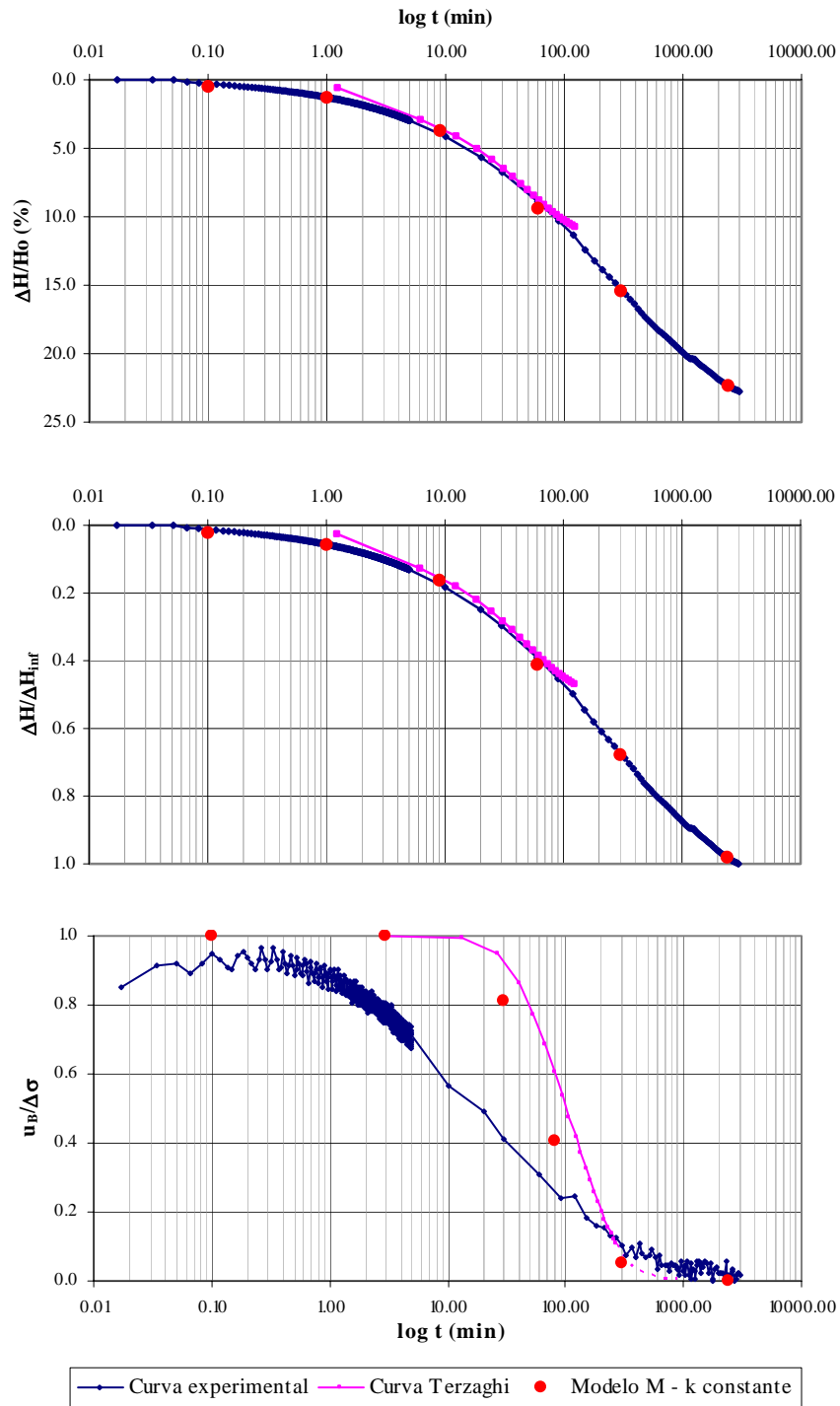


Figura A.13 Curvas para la muestra 5 – 4, tercer incremento de esfuerzos

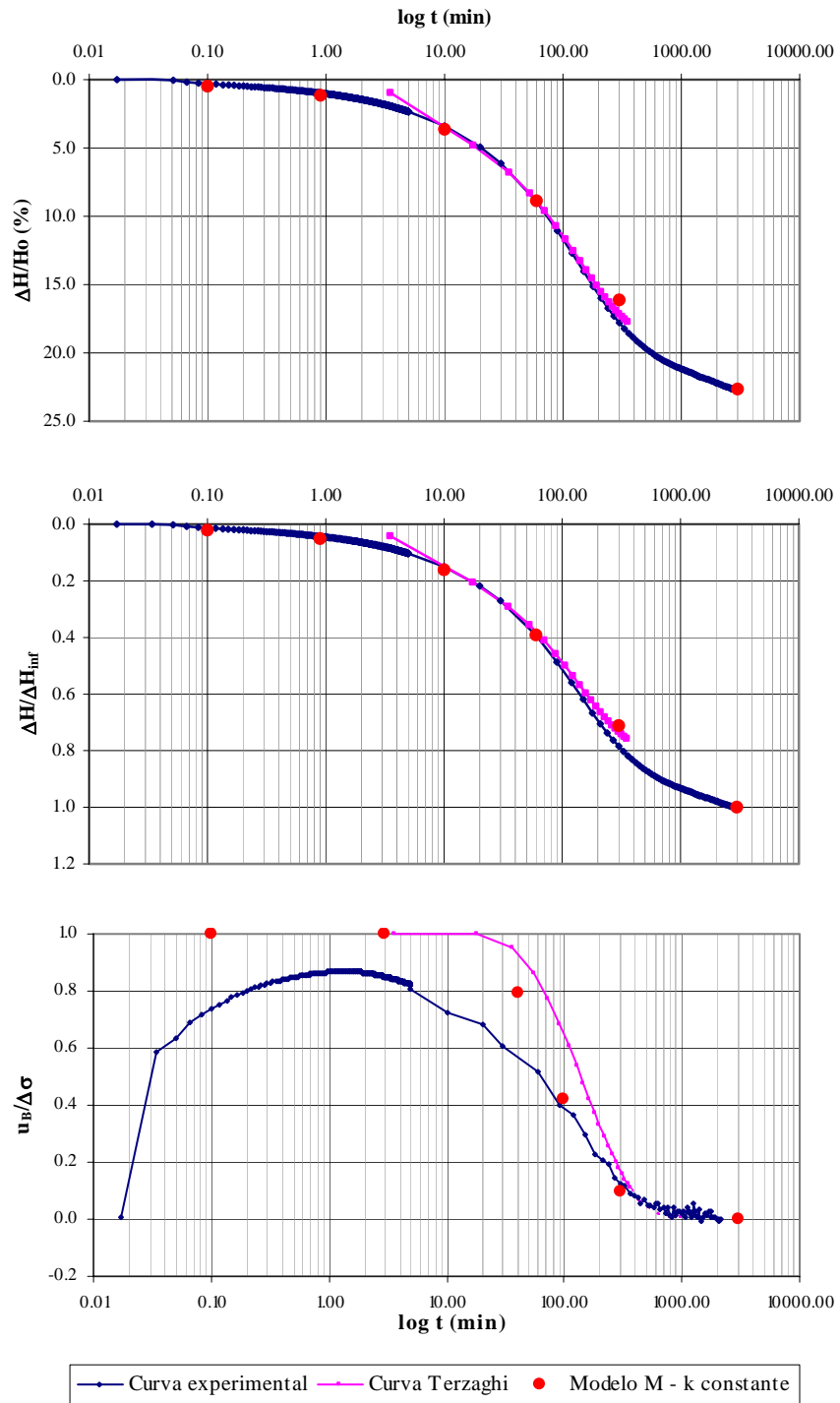


Figura A.14 Curvas para la muestra 5 – 4, cuarto incremento de esfuerzos

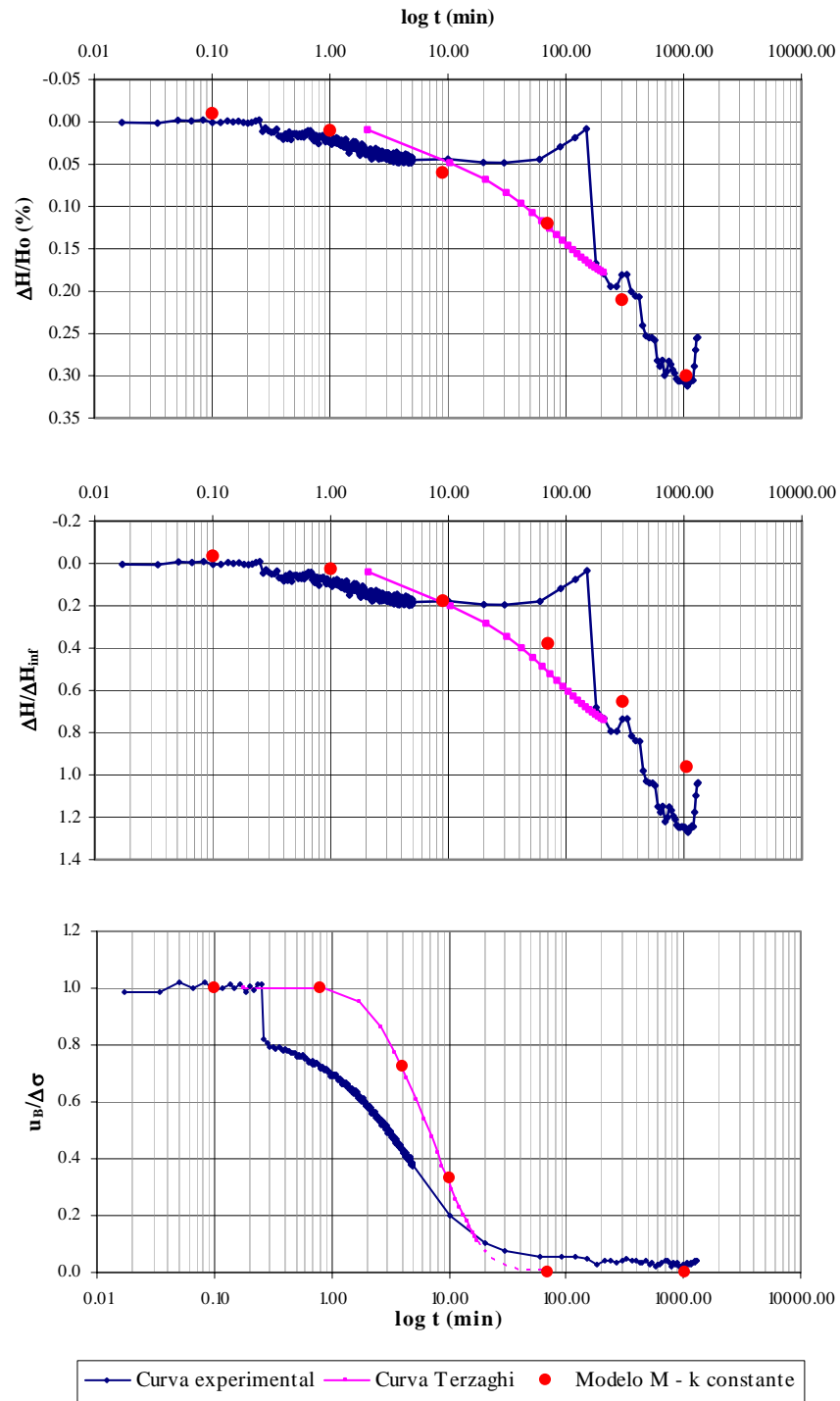


Figura A.15 Curvas para la muestra 3 – 3, primer incremento de esfuerzos

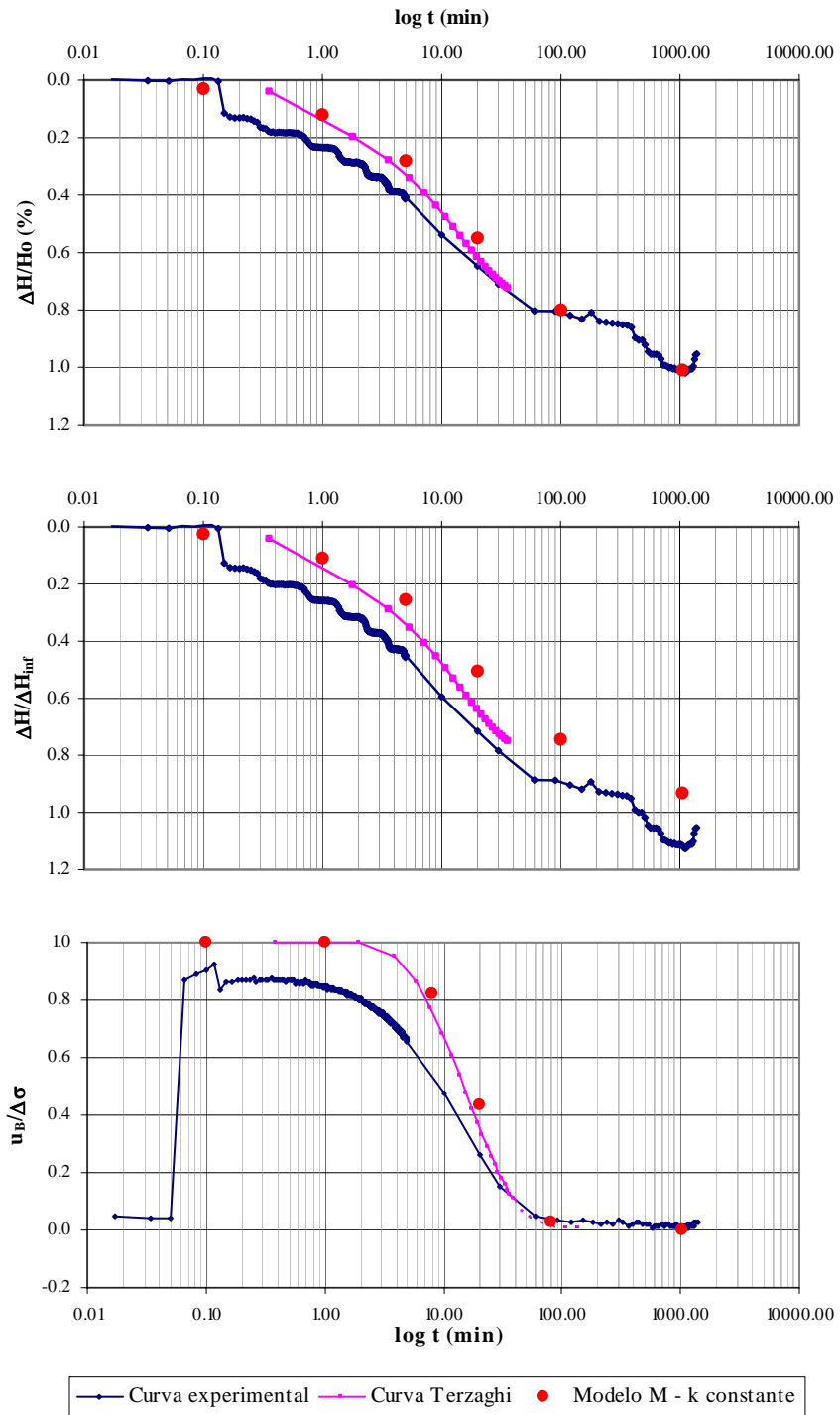


Figura A.16 Curvas para la muestra 3 – 3, segundo incremento de esfuerzos

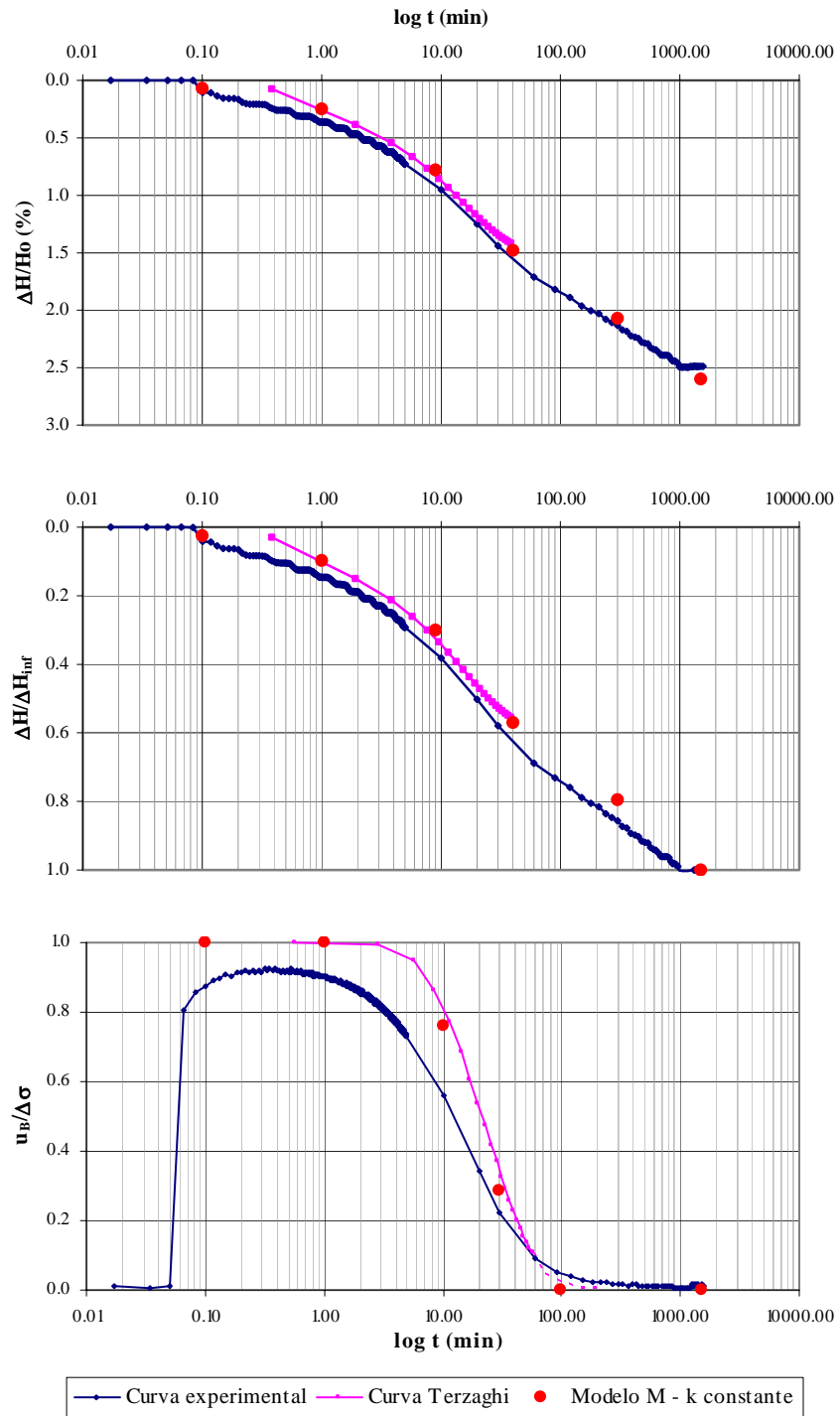


Figura A.17 Curvas para la muestra 3 – 3, tercer incremento de esfuerzos

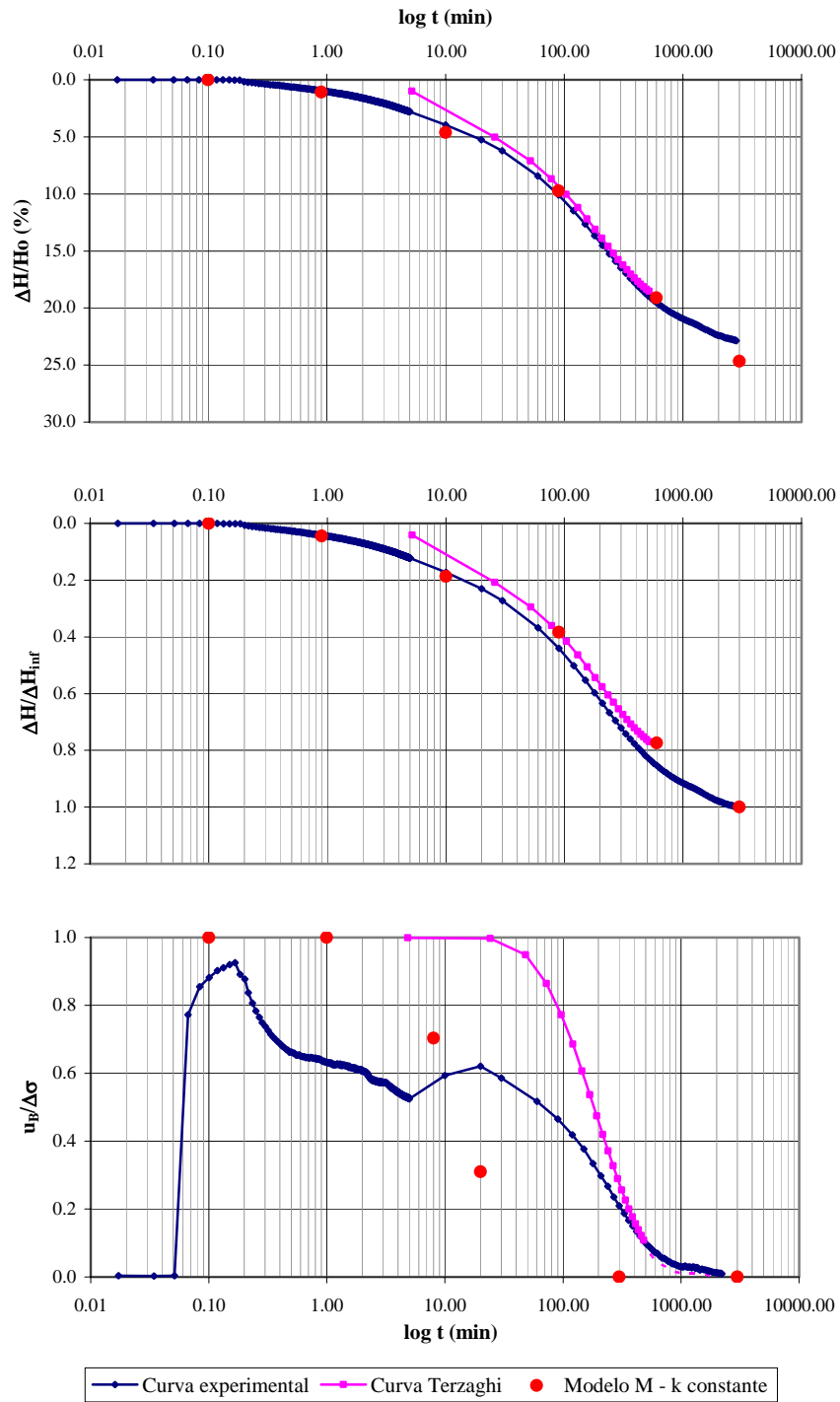


Figura A.18 Curvas para la muestra 3 – 3, cuarto incremento de esfuerzos

APÉNDICE B. PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LAS CONSTANTES MECÁNICAS DEL MODELO M

1. Determinación del parámetro α

Para los tres puntos de la curva experimental mencionados en el numeral 4.5.1 y definidos por:

$$t_{u100} \quad y \quad \left(\frac{\Delta H}{H_0} \right)_{t_{u100}}$$

$$t_{H95} \quad y \quad \left(\frac{\Delta H}{H_0} \right)_{t_{H95}}$$

$$t_{fin} \quad y \quad \left(\frac{\Delta H}{H_0} \right)_{t_{fin}}$$

Se puede escribir, recordando la definición de C dada en la expresión 4.40:

$$\left(\frac{\Delta H}{H_0} \right)_{t_{u100}} = (m_{vi} + m_{vd}) \Delta \sigma - m_{vd} e^{-\alpha t_{u100}} C \Delta \sigma \quad (\text{B.1})$$

$$\left(\frac{\Delta H}{H_0} \right)_{t_{H95}} = (m_{vi} + m_{vd}) \Delta \sigma - m_{vd} e^{-\alpha t_{H95}} C \Delta \sigma \quad (\text{B.2})$$

$$\left(\frac{\Delta H}{H_0} \right)_{t_{fin}} = (m_{vi} + m_{vd}) \Delta \sigma - m_{vd} e^{-\alpha t_{fin}} C \Delta \sigma \quad (\text{B.3})$$

Como la determinación de α resulta de un proceso iterativo, es necesario calcular un parámetro A que relacione las deformaciones para estos puntos de la curva correspondientes al tramo de consolidación secundaria:

$$A = \frac{\left(\frac{\Delta H}{H_0}\right)_{t_{fin}} - \left(\frac{\Delta H}{H_0}\right)_{t_{u100}}}{\left(\frac{\Delta H}{H_0}\right)_{t_{H95}} - \left(\frac{\Delta H}{H_0}\right)_{t_{u100}}} = \frac{1 - e^{-\alpha(t_{fin} - t_{u100})}}{1 - e^{-\alpha(t_{H95} - t_{u100})}} \quad (\text{B.4})$$

Según la definición anterior, el parámetro A adquiere un valor constante, pero si se selecciona un valor de α inicial denominado α_1 y se calcula:

$$AA = \frac{1 - e^{-\alpha_1(t_{fin} - t_{u100})}}{1 - e^{-\alpha_1(t_{H95} - t_{u100})}} \quad (\text{B.5})$$

Se puede iniciar el proceso iterativo hasta obtener valores para α y α_1 similares, aplicando la teoría de errores según la cual se puede escribir:

$$\alpha = \alpha_1 - \frac{(AA - A) \cdot (1 - e^{-\alpha_1 b})}{ae^{-\alpha_1 a} - AAbe^{-\alpha_1 b}} \quad (\text{B.6})$$

Siendo a y b :

$$a = t_{fin} - t_{u100}$$

$$b = t_{H95} - t_{u100}$$

2. Determinación de los módulos de variación volumétrica m_{vi} y m_{vd}

Para establecer los valores correspondientes a m_{vi} y m_{vd} , se toman las ecuaciones B.1 y B.3 y se multiplican respectivamente por $e^{\alpha t_{fin}}$ y $e^{\alpha t_{u100}}$

$$\left(\frac{\Delta H}{H_0}\right)_{t_{fin}} \cdot e^{\alpha t_{fin}} - \left(\frac{\Delta H}{H_0}\right)_{t_{u100}} \cdot e^{\alpha t_{u100}} = (m_{vi} + m_{vd}) \Delta \sigma \left(e^{\alpha t_{fin}} - e^{\alpha t_{u100}} \right)$$

Igualando ambas expresiones y despejando, puede obtenerse una expresión para el cálculo de $(m_{vi} + m_{vd})$ como sigue, definiendo así el parámetro AB :

$$AB = (m_{vi} + m_{vd}) = \frac{\left(\frac{\Delta H}{H_0}\right)_{t_{fin}} \cdot e^{\alpha t_{fin}} - \left(\frac{\Delta H}{H_0}\right)_{t_{u100}} \cdot e^{\alpha t_{u100}}}{\Delta\sigma (e^{\alpha t_{fin}} - e^{\alpha t_{u100}})} \quad (\text{B.7})$$

El proceso para determinar los valores de m_{vi} y m_{vd} es igualmente iterativo, por lo que debe escogerse un valor inicial de m_{vd} tal que sea menor al parámetro AB . Se calcula m_{vi-1} como:

$$m_{vi-1} = AB - m_{vd-1} \quad (\text{B.8})$$

Estos valores obtenidos, se introducen en las ecuaciones B.1 y B.3, con el fin de igualar, despejar y calcular C . Con este nuevo C , se calcula m_{vd-2} de la siguiente manera:

$$m_{vd-2} = \frac{AB \cdot \Delta\sigma - \left(\frac{\Delta H}{H_0}\right)_{t_{u100}}}{e^{-\alpha t_{u100}} \cdot C \Delta\sigma} \quad (\text{B.9})$$

Se recalcula m_{vi-2} de manera similar a como se calculó m_{vi-1} y se continúa así sucesivamente el proceso. Se ha establecido que con un número de cinco iteraciones se obtienen valores para m_{vi} y m_{vd} que convergen.

3. Determinación del coeficiente de permeabilidad k

Para determinar un valor del coeficiente de permeabilidad k para el material, correspondiente con el estado de esfuerzos según el incremento de carga aplicado, debe recordarse la hipótesis que plantea que si un material se encuentra saturado, la variación de

la altura de una muestra de suelo es igual a la cantidad de agua de poro expulsada por unidad de superficie de ambas caras de dicha muestra:

$$\Delta H_{(t)} = \frac{k}{\gamma_w} \int_0^t \left[\left(\frac{\partial \Delta u}{\partial z} \right)_{z=H(\lambda)} - \left(\frac{\partial \Delta u}{\partial z} \right)_{z=0} \right] d\lambda \quad (\text{B.10})$$

Para pruebas efectuadas en la Celda Rowe, según las características descritas anteriormente en esta misma tesis, el desplazamiento de la cara superior de la muestra de suelo es igual al espesor de la lámina de agua expulsada por esta misma cara, lo cual se expresa de la siguiente manera:

$$\left(\frac{\Delta H}{H_0} \right)_{t_{u100}} = - \frac{k}{\gamma_w H_0} \int_0^{t_{u100}} \left(\frac{\partial \Delta u}{\partial z} \right)_{z=2H_0} dt \quad (\text{B.11})$$

Si se tiene en cuenta que:

$$\left(\frac{\partial \Delta u}{\partial z} \right)_{z=2H_0} = \frac{2}{H_0} \Delta \sigma \sum_0^{\infty} \left[d_{2n+1} e^{-\beta_{2n+1} t} + e_{2n+1} e^{-\gamma_{2n+1} t} \right] \quad (\text{B.12})$$

Desarrollando la ecuación B.11 se obtiene:

$$\left(\frac{\Delta H}{H_0} \right)_{t_{u100}} = \frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{2}{H_0} \Delta \sigma \sum_0^{\infty} \left[\frac{d_{2n+1}}{\beta_{2n+1}} \left(1 - e^{-\beta_{2n+1} t_{u100}} \right) + \frac{e_{2n+1}}{\gamma_{2n+1}} \left(1 - e^{-\gamma_{2n+1} t_{u100}} \right) \right] \quad (\text{B.13})$$

Al despejar el coeficiente de permeabilidad k de la anterior expresión queda:

$$k = \frac{\left(\frac{\Delta H}{H_0} \right)_{t_{u100}} \cdot \frac{\gamma_w H_0^2}{2\Delta\sigma}}{\sum_0^{\infty} \left[\frac{d_{2n+1}}{\beta_{2n+1}} \left(1 - e^{-\beta_{2n+1} t_{u100}} \right) + \frac{e_{2n+1}}{\gamma_{2n+1}} \left(1 - e^{-\gamma_{2n+1} t_{u100}} \right) \right]} \quad (\text{B.14})$$

Con un primer valor asumido para el coeficiente k , como por ejemplo el obtenido mediante la teoría de Terzaghi; se efectúan los cálculos correspondientes para los parámetros d_{2n+1} , β_{2n+1} , e_{2n+1} y γ_{2n+1} según como se expuso en el numeral 4.4.3. Posteriormente se recalcula k utilizando la ecuación B.14. Se sigue un proceso iterativo a la par con el que se determinan m_{vi} y m_{vd} , hasta obtener dos valores de k que converjan.

APÉNDICE C. CURVAS $u_B/\Delta\sigma$ SEGÚN EL MODELO M, PARA k_a VARIABLE

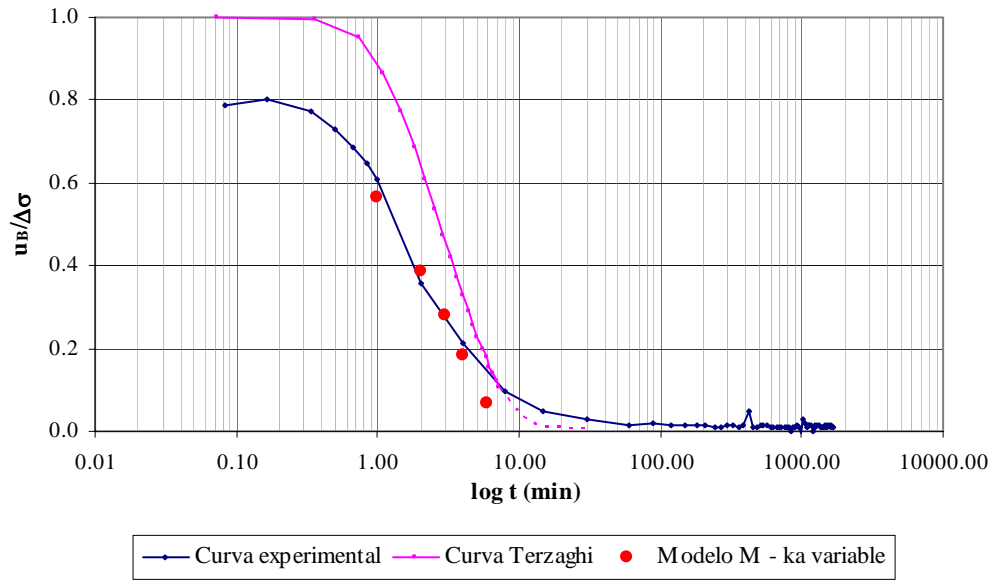


Figura C.1 Curva para la muestra 6 – 2, tercer incremento de esfuerzos

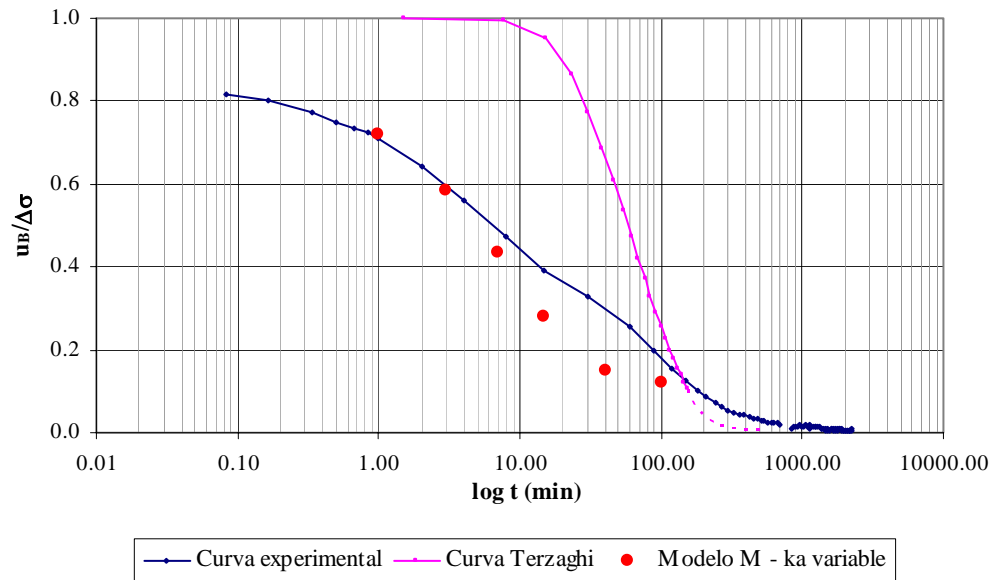


Figura C.2 Curva para la muestra 6 – 2, cuarto incremento de esfuerzos

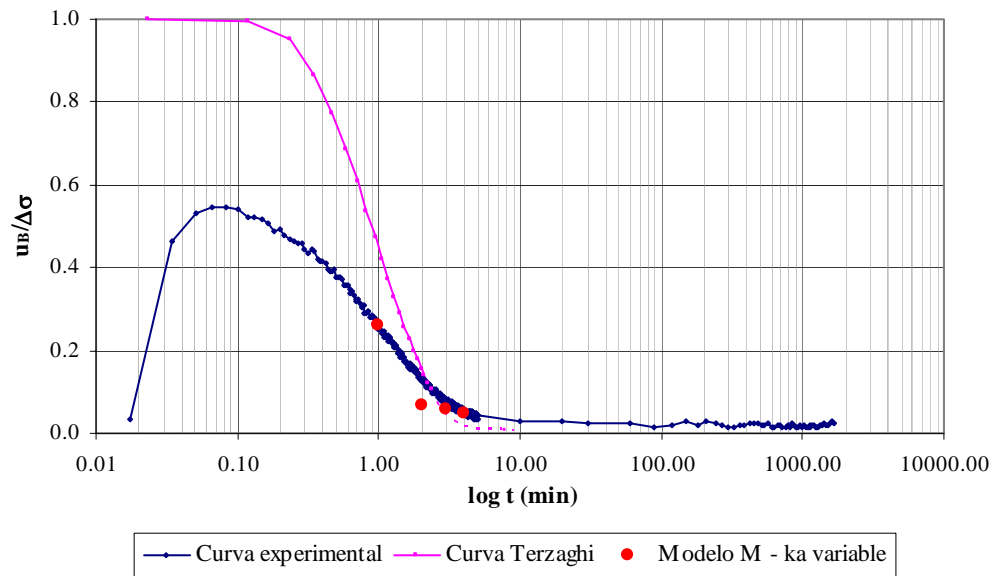


Figura C.3 Curva para la muestra 6 – 3, primer incremento de esfuerzos

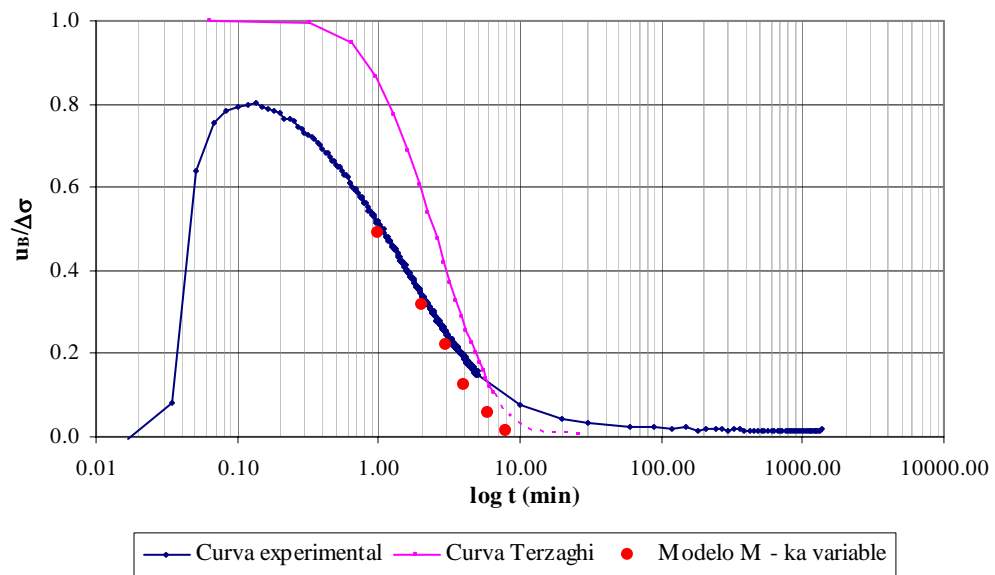


Figura C.4 Curva para la muestra 6 – 3, segundo incremento de esfuerzos

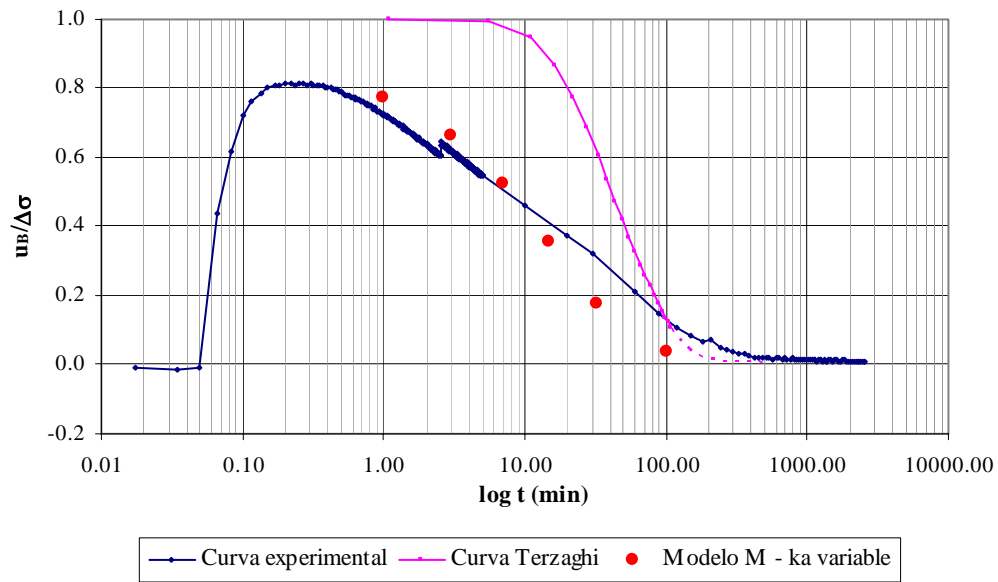


Figura C.5 Curva para la muestra 6 – 3, tercer incremento de esfuerzos

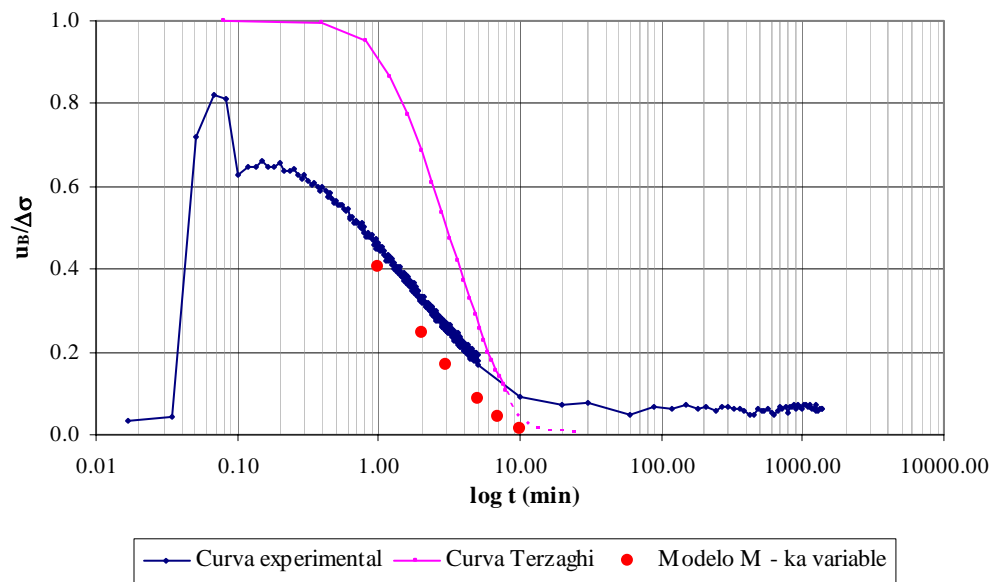


Figura C.6 Curva para la muestra 5 – 3, primer incremento de esfuerzos

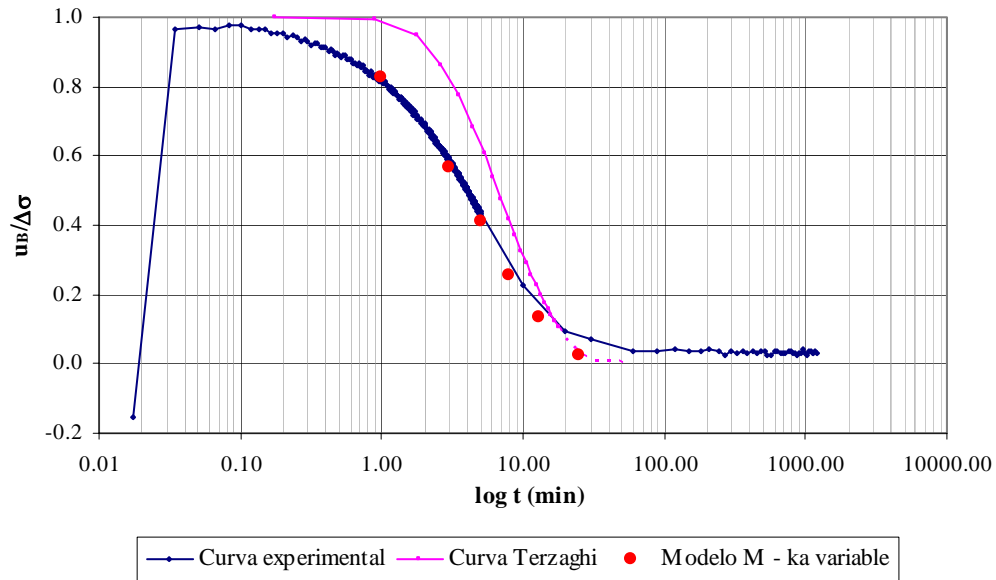


Figura C.7 Curva para la muestra 5 – 3, segundo incremento de esfuerzos

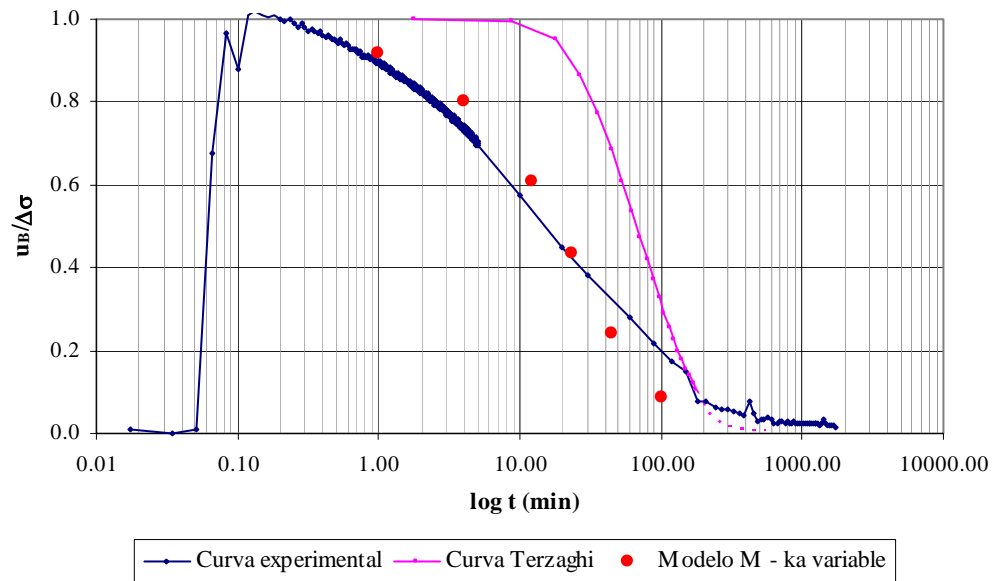


Figura C.8 Curva para la muestra 5 – 3, tercer incremento de esfuerzos

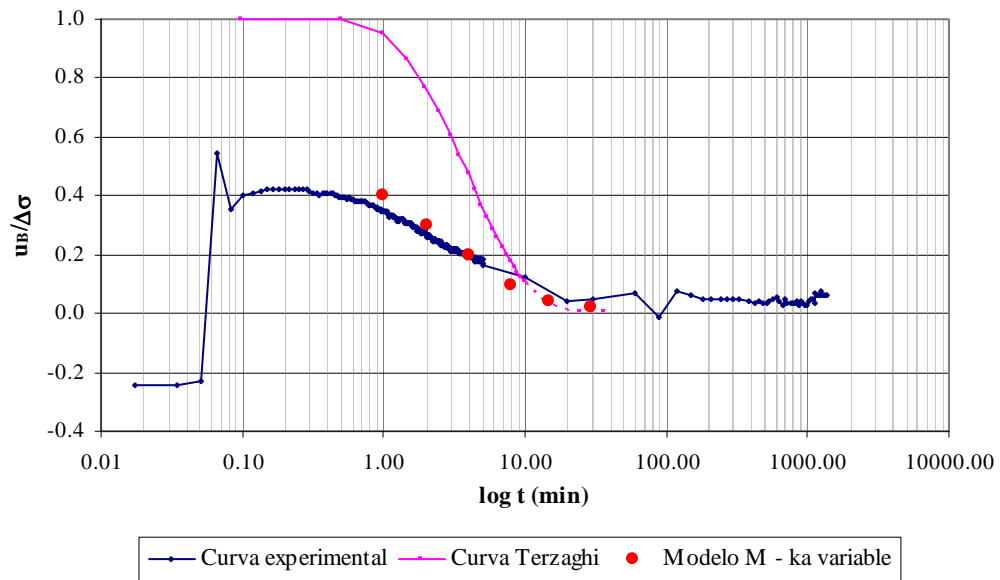


Figura C.9 Curva para la muestra 5 – 4, primer incremento de esfuerzos

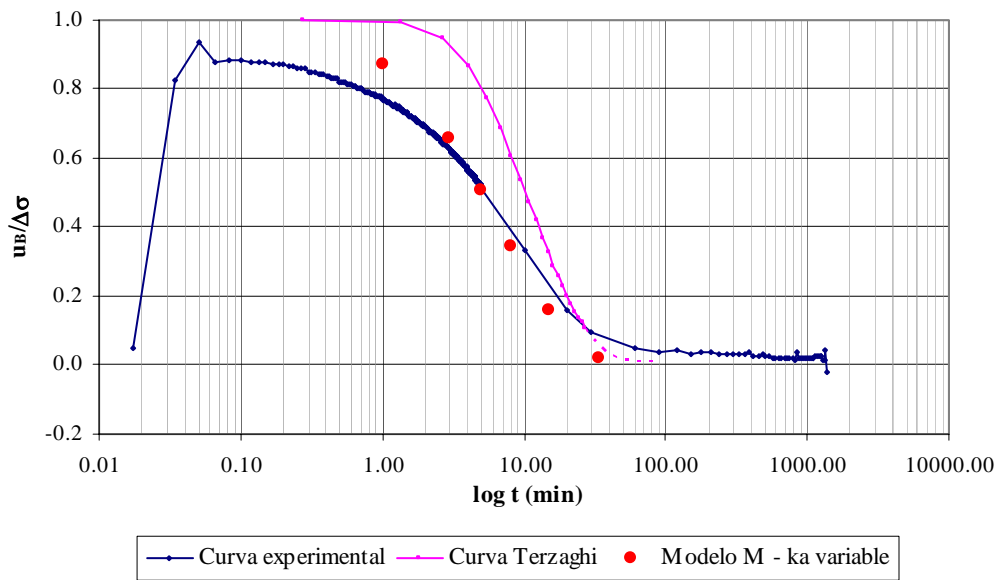


Figura C.10 Curva para la muestra 5 – 4, segundo incremento de esfuerzos

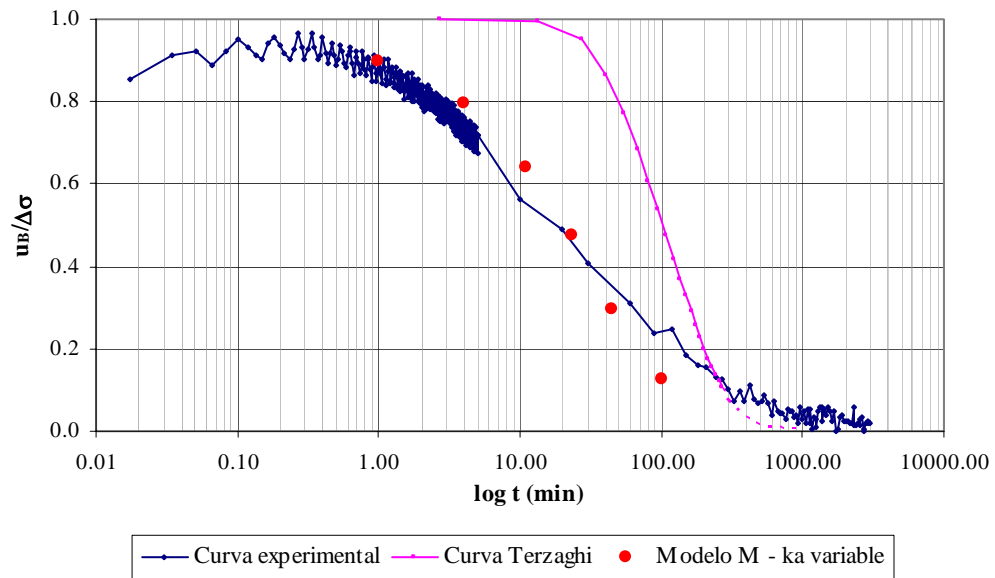


Figura C.11 Curva para la muestra 5 – 4, tercer incremento de esfuerzos

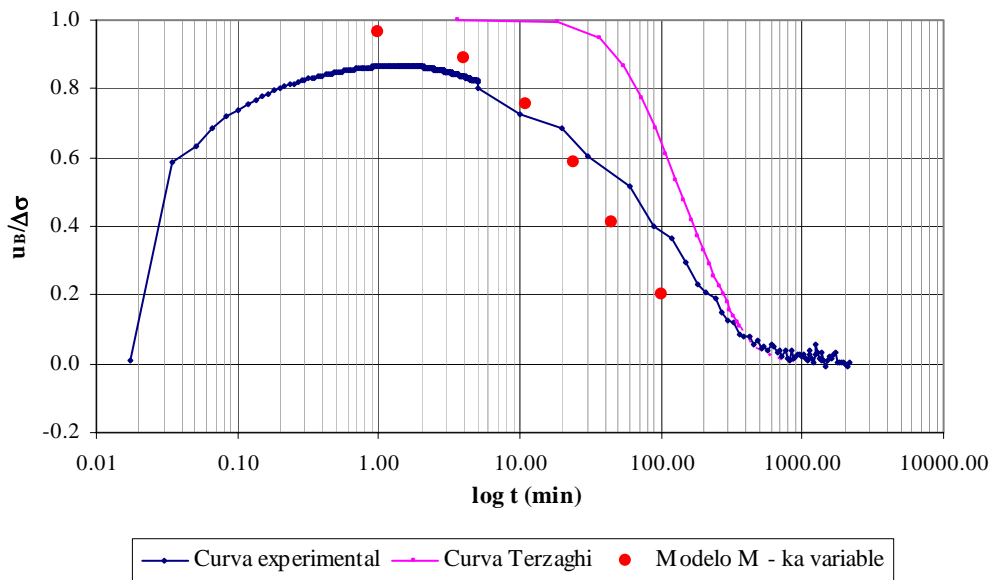


Figura C.12 Curva para la muestra 5 – 4, cuarto incremento de esfuerzos

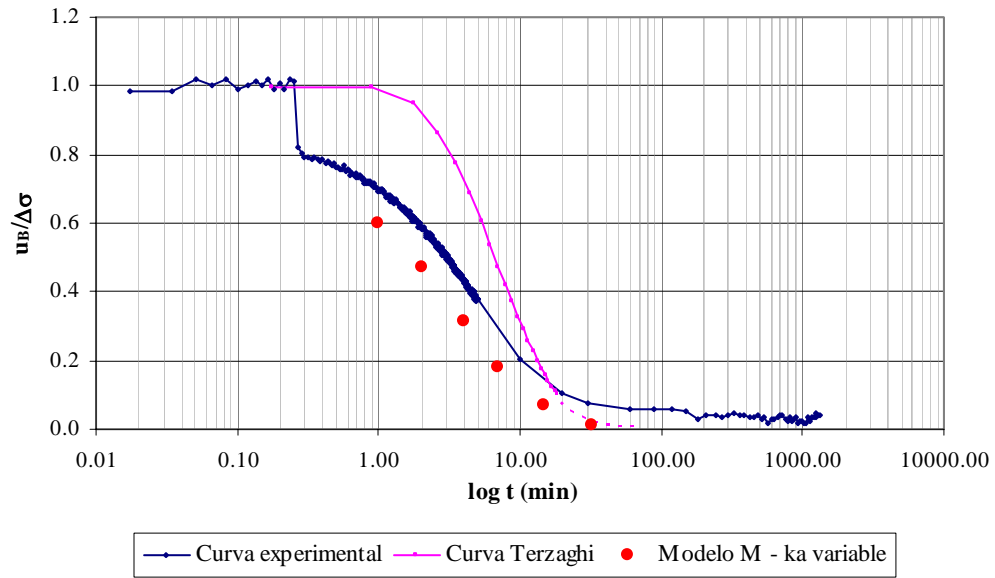


Figura C.13 Curva para la muestra 3 – 3, primer incremento de esfuerzos

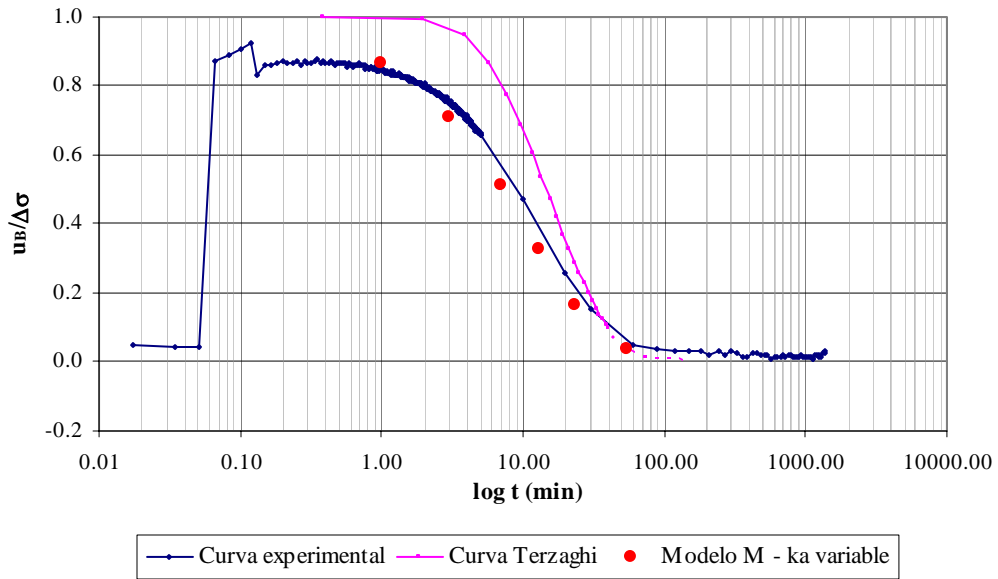


Figura C.14 Curva para la muestra 3 – 3, segundo incremento de esfuerzos

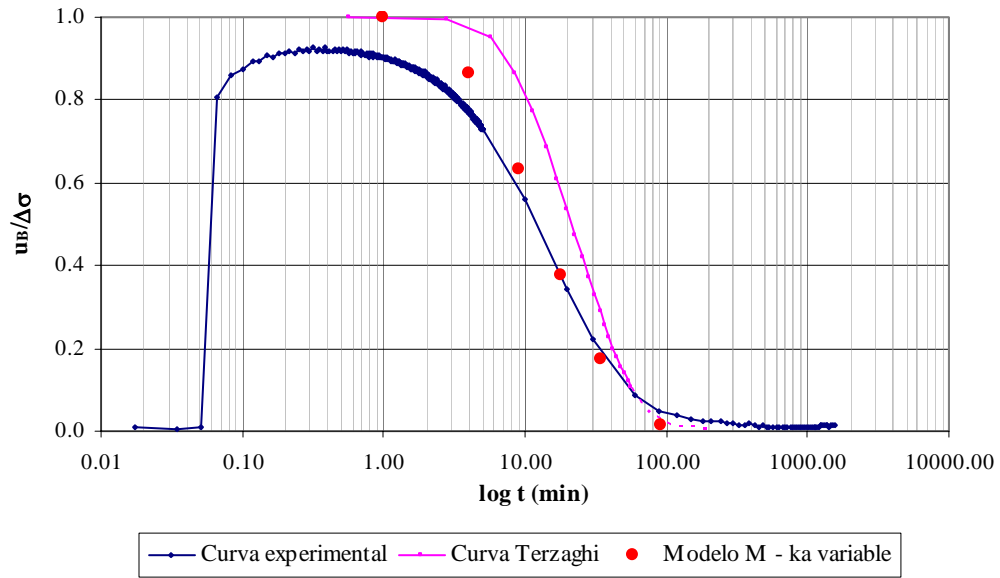


Figura C.15 Curva para la muestra 3 – 3, tercer incremento de esfuerzos

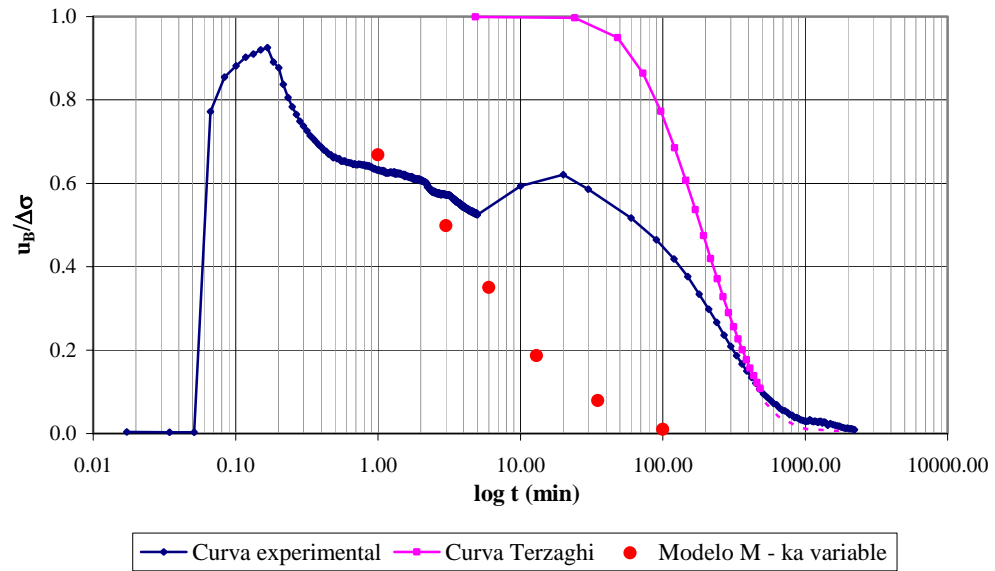


Figura C.16 Curva para la muestra 3 – 3, cuarto incremento de esfuerzos

APÉNDICE D. PROGRAMA PARA LOS CÁLCULOS NUMÉRICOS SEGÚN EL MODELO M

El programa para efectuar el cálculo de las constantes mecánicas que se presenta a continuación fue desarrollado por el M en I. Rogelio Hernández Hernández, quien utilizó lenguaje Maple. Adicionalmente a los datos iniciales mencionados en el inciso 4.5.5, el programa requiere de otros que corresponden a:

- r: Intervalo de tiempo para el cual se efectuará cada cálculo.
- v1, v2 y v3: Tiempos intermedios que se utilizan para imprimir sólo algunos de los resultados calculados mediante el programa.
- ga [w]: Peso volumétrico del agua, en kg/cm^3 .

Así mismo, los datos de salida del programa considerando el coeficiente de permeabilidad k constante, son:

- t: Tiempos
- EPS (t): $\Delta H/H_0$ para cada tiempo.
- EPS (t) / EPSTIEMPO: $\Delta H/\Delta H_\infty$ para cada tiempo.
- DU (t): Presión de poro u_B en la base de la muestra.
- DU (t) / dsigma: $u_B/\Delta\sigma$ para cada tiempo.

Y los resultados considerando el coeficiente de permeabilidad k_a variable son:

- T0: Tiempos
- U [T0]: Presión de poro u_B en la base de la muestra.
- U [T0] / dsigma: $u_B/\Delta\sigma$ para cada tiempo.
- Ka [T0]: Coeficiente de permeabilidad k_a para cada tiempo.

Programa para el caso general

```

> #
> # FENÓMENO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL...
> #
> # SUELO VISCO-PLASTICO. DEFORMACIONES GRANDES.
> #
> restart:
> #
> # DATOS INICIALES...
> #
> Digits := 50:
> ncs := 4:
> m := 20;
> r := 0.1;
> v1 := 1;
> v2 := 10;
> v3 := 100;
> pi := evalf (Pi,5);
> ga [w] := 0.001;
> ncs := 6;
> H [0] := .....;
> dsigma := .....;
> Gamma_ := .....;
> T [u90] := .....;
> T [u100] := evalf (Gamma_* (T [u90] / Gamma_) ^ 1.16, ncs):
> a := evalf ( T [u100], ncs):
> b := evalf ( frac(a), ncs):
> if b >= 0.5 then c := 1 else c := 0 end if:
> T [u100] := a-b+c;
> T [H95] := .....;
> T [FIN] := .....;
> TIEMPO := .....;
> EPSI [u100] := .....;
> EPSI [H95] := .....;
> EPSI [FIN] := .....;
> C [v] := evalf ( 0.848 * H [0] ^ 2 / T [u90], ncs);
> k := evalf ( EPSI [u100] * ga [w] * C [v] / dsigma, ncs);
> #
> # CÁLCULO DE CONSTANTES MECÁNICAS...
> #

```

```

> A := evalf ( ( EPSI [FIN] – EPSI [u100] ) / ( EPSI [H95] – EPSI [u100] ), ncs);
> alpha := evalf ( 3 / T [FIN], ncs);
> a := evalf ( T [FIN] – T [u100], ncs);
> b := evalf ( T [H95] – T [u100], ncs);
> for n from 1 to 5 do:
> AA := evalf ( ( 1 – exp (-alpha * a) ) / ( 1 – exp (-alpha * b) ), ncs);
> BB := evalf ( ( AA * b*exp (-alpha * b) – a*exp (-alpha * a) ), ncs);
> ALPHA := evalf ( alpha – (A-AA) * (1-exp (-alpha*a)) / (AA*BB), ncs);
> alpha := evalf (ALPHA, ncs);
> end do:
> Alpha_ [FINAL] := evalf ( ALPHA, ncs);
> A1 := evalf (exp (-alpha * ( T [u100] – Gamma_ ) ), ncs):
> A2 := evalf (exp (-alpha * ( T [H95] – Gamma_ ) ), ncs):
> b1 (u) := evalf ( ( 1 – exp (-alpha * ( T [H95] – u ) ) ) / u, ncs):
> b2 (u) := evalf ( ( 1 – exp (-alpha * ( T [u100] – u ) ) ) / u, ncs):
> B1 := evalf ( Int ( b1 (u), u = Gamma_ ..T [u100] ), ncs):
> B2 := evalf ( Int ( b2 (u), u = Gamma_ ..T [u100] ), ncs):
> m [vd] := evalf ( 3* (EPSI [H95] – EPSI [u100] ) / (dsigma * ( (A1 – A2) + 2*(B1 – B2) /
log10 ( T [u100] / Gamma_ ) ) ), ncs):
> AB:= evalf ( ( EPSI [H95] * exp (alpha * T [H95] ) – EPSI [u100] * exp (alpha * T
[u100] ) ) / (dsigma * (exp (alpha * T [H95] ) – exp (alpha * T [u100] ) ) ), ncs):
> m [vi] := evalf (AB – m [vd], ncs):
> M [vd] [ INICIAL ] := evalf (m [vd], ncs);
> M [vi] [ INICIAL ] := evalf (m [vi], ncs);
> for nn from 1 to 5 do;
> SAMA := 0;
> for t from 0 by r to T [u100] do:
> for n from 0 to 10 do:
> a := alpha * ( 1 + m [vd] / m [vi] ):
> a := evalf ( % , 5);
> b := a + ( ( ( 2 * n+1 ) * pi / ( 2 * H [0] ) ) ^ 2 * ( k / m [vi] * ga [w] ) );
> c := ( b – a ) * alpha;
> beta := ( b – sqrt ( b^2 – 4 * c ) ) / 2;
> Ga := ( b + sqrt ( b^2 – 4 * c ) ) / 2;
> d := ( a – beta ) / ( Ga – beta );
> e := ( Ga – a ) / ( Ga – beta );
> H1 := evalf ( 8 * ( d * exp (-beta * t) + e * exp (-Ga * t) ) / ( pi * ( 2 * n+1 ) ) ^ 2, ncs);
> H2 := evalf ( 8 * ( d * beta * exp (-beta * t) + e * Ga * exp (-Ga * t) ) / ( pi * ( 2 * n+1 ) )
^ 2, ncs);
> H3 := d * ( 1-exp (-beta * T [u100] ) ) / beta + e * ( 1-exp (- Ga * T [u100] ) ) / Ga;
> if t < T [u100] then H3 := 0 end if;
> if n = 0 then R3 [ 2 * n+1 ] := H3 else R3 [ 2 * n+1 ] := R3 [ 2 * n-1 ] + H3 end if;

```

```

> if n = 0 then R1 [ 2 * n+1 ] := H1 else R1 [ 2 * n+1 ] := R1 [ 2 * n-1 ] + H1 end if;
> if n = 0 then R2 [ 2 * n+1 ] := H2 else R2 [ 2 * n+1 ] := R2 [ 2 * n-1 ] + H2 end if;
> end do;
> F1 [t] := evalf ( ( 1 - R1 [21] ), ncs);
> F2 [t] := evalf ( R2 [21] * exp (alpha * t), ncs);
> SUMA := evalf (SAMA + r * F2 [t], ncs);
> S1 (t) := SUMA;
> S2 (t) := F1 [t];
> SAMA := evalf (SUMA, ncs);
> end do;
> k := evalf ( EPSI [u100] * ga [w] * ( H[0]^2 ) / ( R3 [21] * 2 * dsigma ), ncs);
> m [vd] := evalf ( ( AB * dsigma - EPSI [u100] ) / ( SUMA * dsigma * exp (-alpha *
T [u100] ) ), ncs);
> m [vi] := evalf ( AB - m [vd], ncs);
> end do
> M [vd] [FINAL] := evalf ( m [vd], ncs );
> M [vi] [FINAL] := evalf ( m [vi], ncs );
> K [FINAL] := evalf (k, ncs);
> #
> #CALCULO DE EPS (t)...
> #
> for t from 0 by r to TIEMPO do:
> if t > T [u100] then DU (t) := 0 end if;
> if t <= T [u100] then S2 (t) := S2 (t) else S2 (t) := 1 end if;
> if t <= T [u100] then S1 (t) := S1 (t) else S1 (t) := SAMA end if;
> EPS (t) := evalf ( AB * S2 (t) * dsigma - m [vd] * dsigma * S1 (t) * exp (-alpha * t), ncs);
> if ( t = TIEMPO ) then EPSTIEMPO := EPS (t) end if;
> end do;
> #
> #CALCULO DE DU (t)...
> #
> for t from r by r to T [u100] do:
> for n from 0 to 10 do:
> a := alpha * ( 1 + m [vd] / m [vi] );
> a := evalf (% , ncs);
> b := a + ( ( ( 2 * n+1 ) * pi / ( 2 * H [0] ) ) ^ 2 * ( k / m [vi] * ga [w] ) );
> c := ( b - a ) * alpha;
> beta := ( b - sqrt ( b ^ 2 - 4 * c ) ) / 2;
> Ga := ( b + sqrt ( b ^ 2 - 4 * c ) ) / 2;
> d := ( a - beta ) / ( Ga - beta );
> e := ( Ga - a ) / ( Ga - beta );

```

```

> H4 := evalf ( 4 * dsigma * (d * exp (-beta * t) + e * exp (-Ga * t)) * (-1) ^ n / (( 2 * n
+1 ) * pi), ncs);
> if n = 0 then R4 [2 * n+1] := H4 else R4 [2 * n+1] := R4 [2 * n-1] + H4 end if;
> end do:
> DU (t) := evalf ( R4 [21], ncs);
> end do:
> #
> #CALCULO DE U[t]...
> #
> for T0 from 1.0 by 1.0 to 100.0 do:
> EPS (0.0) := evalf (0, ncs);
> Ka [T0] := evalf (ga [w] * ( H [0] ^ 2 ) * log10 ( T [u100] / Gamma_ ) * ( EPS (T0) –
EPS (T0 – 1) ) / ( 2 * dsigma * 1 * log10 ( T [u100] / T0 ) ), ncs);
> for t from 1.0 by 1.0 to T [u100] + 1.0 do:
> for n from 0 to 10 do:
> a := alpha * ( 1 + m [vd] / m [vi] );
> a := evalf (% , ncs);
> b := a + (( 2 * n+1 ) * pi / ( 2 * H [0] )) ^ 2 * ( Ka [T0] / ( m [vi] * ga [w] ) );
> c := ( b – a ) * alpha;
> beta := ( b – sqrt ( b ^ 2 – 4 * c ) ) / 2;
> Ga := ( b + sqrt ( b ^ 2 – 4 * c ) ) / 2;
> d := ( a – beta ) / ( Ga – beta );
> e := ( Ga – a ) / ( Ga – beta );
> H4 := evalf ( 4 * dsigma * (d * exp (-beta * t) + e * exp (-Ga * t)) * (-1) ^ n / (( 2 * n
+1 ) * pi), ncs);
> if n = 0 then R4 [2 * n+1] := H4 else R4 [2 * n+1] := R4 [2 * n-1] + H4 end if;
> end do:
> AU [t, T0] := evalf ( R4 [21], ncs );
> if T0 := 1.0 and t = 1.0 then U [T0] := evalf ( dsigma * log10 ( T [u100] / T0 ) / log10
( T [u100] / Gamma_ ), ncs) end if;
> if T0 = 1.0 and t = 1.0 then t := T [u100] + 1.0 end if;
> end do:
> end do:
> for T0 from 2.0 by 1.0 to 100.0 do:
> for t from 1.0 by 1.0 to T [u100] do:
> if AU [t, T0] <= U [T0 – 1] then U [T0] := evalf (AU [t+1, T0] – AU [t, T0] + U [T0 –
1], ncs) end if;
> if AU [t, T0] <= U [T0 – 1] then t := T [u100] end if;
> end do:
> end do:
> for t from r by r to TIEMPO do:

```

```

> if ( t = r ) then printf ( “ \n \n          t          EPS (t)          EPS (t) / EPSTIEMPO
DU (t)          DU (t) / dsigma \n \n” ) end if;
> if ( t <= v1 ) then flag := evalf ( 10 * t / v1 ) end if;
> if ( t > v1 and t <= v2 ) then flag := evalf ( 10 * t / v2 ) end if;
> if ( t > v2 and t <= v3 ) then flag := evalf ( 10 * t / v3 ) end if;
> if ( t > v3 ) then flag := evalf ( 10 * t / TIEMPO ) end if;
> if frac(flag) = 0 then printf ( “%10.2f %15.4f %15.4f %15.4f %15.4f \n”, t, EPS (t), EPS
(t) / EPSTIEMPO, DU (t), DU (t) / dsigma ) end if;
> end do:
> for T0 from 1.0 by 1.0 to 100.0 do:
> if ( T0 = 1.0 ) then printf ( “ \n \n          T0          U [T0]          U [T0] / dsigma
Ka [T0] \n \n” ) end if;
> printf ( “%10.2f %15.4f %15.4f %15.4g \n”, T0, U [T0], U [T0] / dsigma, Ka [T0] );
> end do:

```

REFERENCIAS

1. ALBERRO A., Jesús. La Consolidación de los Suelos Visco – plásticos. Un Análisis para Asentamientos Grandes. Publicación SID/650 del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. México D.F., 2006.
2. BLACK, David K. and LEE, Kenneth L. Saturating Laboratory Samples by Back Pressure. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Vol. 99, No SM1. pp 75 – 93. January, 1973.
3. HEAD, H. K. Manual of Soil Laboratory Testing. Volume 3. Effective Stress Tests. ELE International Limited. London, 1986.
4. IBARRA RAZO, Enrique. Consolidómetro con velocidad constante de deformación. Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil. Universidad Nacional Autónoma de México. México D.F., 1998.
5. JUAREZ B., Eulalio. General Theory of Consolidation for Clays. Consolidation of Soils: Testing and Evaluation, ASTM STP 892, R. N. Yong and F.C. Townsend, Eds. pp 137 – 153. Philadelphia, 1986.
6. JUÁREZ B., Eulalio y RICO R., Alfonso. Mecánica de Suelos. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Editorial Limusa, Noriega Editores. Tercera Edición. México D.F., 1997.
7. LAMBE, William T. y WHITMAN, Robert. Mecánica de Suelos. Editorial Limusa, Noriega Editores. Primera edición. México D.F., 1989.

8. LEONARDS, G.A and GIRAULT, P. A Study of the One – Dimensional Consolidation Test. Proceedings of the 5th Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol 1. pp 213 – 218. Paris, 1961.
9. LOWE, John, ZACCHEO, Philip F. and FELDMAN, Harvey S. Consolidation Testing with Back Pressure. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Vol. 90, No SM5. pp 69 – 86. September, 1964.
10. MARSAL, Raúl J. y MAZARI, Marcos. El subsuelo de la Ciudad de México. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México. México D.F., 1959.
11. MARSAL, Raúl J. Estudio Sobre la Predicción Teórica de Asentamientos y de Presiones de Poro en Suelos Saturados. Publicación del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. México D.F., 1961.
12. MITCHELL, James K. Fundamentals of Soil Behavior. University of California, Berkeley. Editorial John Wiley & Sons. Segunda edición. New York, 1993.
13. MOOSER, Federico; TAMEZ, Enrique; SANTOYO, Enrique; HOLGUIN, Ernesto y GUTIERREZ, Carlos E. Características Geológicas y Geotécnicas del Valle de México. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano. México D.F., 1990.
14. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISTRITO FEDERAL. México D.F., 2004.
15. RAJOT, Jean Pierre. A Theory for the Time – Dependent Yielding and Creep of Clay. UMI Dissertation Services. Virginia Polytechnic Institute and State University. Ann Arbor MI, 1992.

16. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL. México D.F., 2004.
17. ROWE, Peter W. and BARDEN, Laing. A New Consolidation Cell. *Geotechnique* 16, No 2, p 162 – 170. 1966.
18. SHIELDS, D. H. Consolidation Tests. Technical Notes. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*. Vol. 90. pp. 209 – 212. September, 1964.
19. TAYLOR, Donald W. *Fundamentals of Soil Mechanics*. Editorial John Wiley & Sons. Primera edición. New York, 1958.
20. TERZAGHI, Karl. *Theoretical Soil Mechanics*. Editorial John Wiley & Sons. Primera edición. New York, 1956.
21. TERZAGHI, Karl, PECK, Ralph B. y MESRI, Gholamreza. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Editorial John Wiley & Sons. Tercera edición. New York, 1996.
22. TGC GEOTECNIA. Estudio Geotécnico para el Velódromo que se Construirá en el Centro Nacional de Desarrollo de Talentos y Alto Rendimiento. México D.F., Abril de 2006.
23. TGC GEOTECNIA. Datos del Estudio Geotécnico para la Calle Márquez Sterling. México D.F., 2007.
24. ZEEVAERT, Leonardo. *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*. Van Nostrand Reinhold Company Inc. Segunda edición. New York, 1983.

25. ZEEVAERT, Leonardo. Compendio Elemental de Mecánica de Suelos. Publicación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. México D.F., 1998.