



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

**COMPRESIBILIDAD DEL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MÉXICO
MEDIANTE ENSAYES DE VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN
CONSTANTE**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

WENDY ROMERO TONIX

TUTOR:

DR. JORGE ABRAHAM DÍAZ RODRÍGUEZ

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX., JULIO 2017

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. OSVALDO FLORES CASTRELLÓN

Secretario: M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA

Vocal: DR. JORGE ABRAHAM DÍAZ RODRÍGUEZ

1er. Suplente: M.I. JUAN DE DIOS ALEMÁN VELÁSQUEZ

2do. Suplente: M.I. OMAR G. RAMÍREZ CALDERÓN

Lugar donde se realizó la tesis:

LABORATORIO DE DINÁMICA DE SUELOS DE LA DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE
POSGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERIA - UNAM

TUTOR DE TESIS:

Dr. JORGE ABRAHAM DÍAZ RODRÍGUEZ



FIRMA

Dedicatoria

*A mi madre, Ma. Altagracia Tonix,
por estar siempre presente, escucharme y apoyarme
en todo momento, gracias por tu amor incondicional,
este logro también es tuyo.*

Agradecimientos

A la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) por brindarme la oportunidad de pertenecer a su programa de posgrado.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por la beca otorgada para realizar los estudios de Maestría en Ingeniería.

A mi tutor de tesis, Dr. Jorge Abraham Díaz Rodríguez, por su valiosa guía, colaboración y dedicación para la realización de la presente tesis.

A cada uno de mis sinodales por sus valiosas aportaciones y tiempo dedicado a la revisión de mi trabajo de tesis: Dr. Osvaldo Flores Castrellón. M.I. Juan de Dios Alemán Velásquez, M.I. Agustín Deméneghi Colina y M.I. Omar G. Ramírez Calderón.

Al Ing. Pedro Moreno Carrizales, por compartir sus conocimientos e ideas y por el tiempo y apoyo dedicado a mi preparación para la correcta ejecución de las pruebas aquí presentadas.

A todos los que me apoyaron durante la realización de este trabajo, por escucharme, por su cariño, amor, y comprensión, sus sugerencias contribuyeron en la culminación de este logro.

ÍNDICE	PÁGINA
Listado de figuras.....	i
Listado de tablas.....	ii
Notación.....	iii
Resumen.....	iv
1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Generalidades	1
1.2 Objetivos.....	2
1.3 Alcances	3
2 MARCO TEÓRICO	4
2.1 Antecedentes.....	4
2.2 Teoría de consolidación de Terzaghi.....	6
2.3 Ideas conceptuales.....	8
2.4 Teoría para interpretación de resultados	9
2.5 Velocidades de deformación constante	18
2.6 Modelo viscoplástico.....	19
3 PROGRAMA DE ENSAYES	23
3.1 Introducción	23
3.2 Descripción del suelo ensayado	24
3.3 Equipo utilizado	28
3.3.1 Descripción equipo Flow trac/Load trac	28
3.3.2 Funcionamiento del equipo	33
3.3.3 Ventajas del equipo.....	38
3.4 Procedimiento de ensaye	39
3.4.1 Labrado de probeta.....	39
3.4.2 Saturación de líneas y celda de celda de consolidación	40
3.4.3 Montaje de probeta	41
3.4.4 Ejecución de prueba	42
3.5 Velocidades de ensayos.....	46
3.6 Definición de variables.....	49
4 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	53
4.1 Introducción	53
4.2 Compresibilidad	54
4.3 Relación exceso de presión de poro-esfuerzo efectivo	62
4.4 Comportamiento viscoplástico	65
4.5 Parámetros de compresibilidad	69

5	CONCLUSIONES	73
6	REFERENCIAS	76
7	ANEXO	80

Figura 2.1. Estado de esfuerzos, (Smith y Wahls (1969).....	10
Figura 2.2. Variación de esfuerzo efectivo-velocidad de deformación a diferentes velocidades para arcilla Batiscan. Leroueil et al. (1985).....	21
Figura 3.1. a) Cuenca de México y antiguo cuerpo de agua, b) Antiguo cuerpo de agua y Ciudad de México, c) Ciudad de México (Díaz-Rodríguez et al., 1998).....	24
Figura 3.2. Perfil estratigráfico del Parque Ramón López Velarde (Díaz-Rodríguez et al.1998).	26
Figura 3.3. Equipo de velocidad de deformación constante, (GeoComp).....	28
Figura 3.4. Unidad Load/Trac.	29
Figura 3.5. Celda de consolidación.....	30
Figura 3.6. Piezas de celda de consolidación desmontada.	31
Figura 3.7. Unidad Flow/Trac.....	32
Figura 3.8. Diagrama de unidad Flow/Trac.....	33
Figura 3.9. Ventana de control de CRC.S.....	34
Figura 3.10. Hoja de fase: Inicialización.	35
Figura 3.11. Hoja de fase: Saturación.....	36
Figura 3.12. Hoja de fase: Consolidación.	37
Figura 3.13. Labrado de probeta.	40
Figura 3.14. Diagrama de celda de consolidación ensamblada.....	42
Figura 3.15. Diagrama de fase saturación.	44
Figura 3.16. Diagrama de fase consolidación.....	45
Figura 4.1. Esfuerzo vertical aplicado durante inicialización.....	54
Figura 4.2. Contrapresión aplicada durante saturación.	55
Figura 4.3. Curvas de compresibilidad de pruebas lentas y prueba intermedia.....	57
Figura 4.4. Curvas de compresibilidad de prueba intermedia y pruebas rápidas.	58
Figura 4.5. Curvas de compresibilidad de pruebas lentas, prueba intermedia y prueba por carga incremental.	59
Figura 4.6. Curvas de compresibilidad de prueba intermedia, pruebas rápidas y prueba por carga incremental.	59
Figura 4.7. Curvas de compresibilidad.....	61
Figura 4.8. Envolvente de curvas de compresibilidad de pruebas CSR y convencional con carga incremental.	62
Figura 4.9. Exceso de presión de poro en relación con esfuerzo efectivo.	63
Figura 4.10. Relación uh/σ_v para cada ensaye CSR.....	64
Figura 4.11. Variación de esfuerzo efectivo-velocidad de deformación a varias deformaciones.	65
Figura 4.12. Variación de esfuerzo de fluencia con respecto a velocidad de deformación.....	66
Figura 4.13. Relación esfuerzo efectivo normalizado-deformación.	67
Figura 4.14. Envolvente de curvas de compresibilidad normalizadas y prueba convencional con carga incremental.	68
Figura 4.15. Variación de coeficiente de permeabilidad con respecto al esfuerzo efectivo para ensayes CSR y de carga incremental.....	70
Figura 4.16. Variación del módulo de compresibilidad volumétrica m_v , con respecto al esfuerzo efectivo para ensayes CSR y de carga incremental.	71
Figura 4.17. Variación del coeficiente de consolidación con respecto al esfuerzo efectivo para ensayes CSR y de carga incremental.....	72

Tabla 3.1. Propiedades índice, límites de consistencia y profundidad de los ensayos.	27
Tabla 3.2. Características de transductores presentes en la unidad Load/Trac.	30
Tabla 3.3. Características de transductor de presión de poro.	31
Tabla 3.4. Velocidades de deformación para cada ensaye realizado.	48
Tabla 4.1. Esfuerzos de fluencia, índices de compresión e índices de recompresión.	55
Tabla 7.1.. Datos de consolidación ensaye 1, velocidad 0.033%/hr.	81
Tabla 7.2. Datos de consolidación ensaye 2, velocidad 0.07%/hr.	82
Tabla 7.3. Datos de consolidación ensaye 3, velocidad 0.125%/hr.	83
Tabla 7.4. Datos de consolidación ensaye 4, velocidad 0.125%/hr.	84
Tabla 7.5. Datos de consolidación ensaye 5, velocidad 0.5%/hr.	85
Tabla 7.6. Datos de consolidación ensaye 6, velocidad 3%/hr.	86
Tabla 7.7. Datos de consolidación ensaye 7, velocidad 5%/hr.	87
Tabla 7.8. Datos de consolidación ensaye 8, velocidad 10%/hr.	88
Tabla 7.9. Datos de consolidación ensaye 9, velocidad 50%/hr.	89
Tabla 7.10. Datos de consolidación ensaye 10 por carga incremental.	90

NOTACIÓN

ε = deformación vertical

$\dot{\varepsilon}$ = velocidad de deformación

σ'_y = esfuerzo de fluencia

σ'_p = esfuerzo de preconsolidación

σ_v = esfuerzo vertical total

σ'_v = esfuerzo efectivo vertical

$\dot{\sigma}'_v$ = velocidad de cambio de esfuerzo efectivo vertical

σ'_{v0} = esfuerzo efectivo vertical inicial

σ_0 = lectura inicial durante la consolidación de esfuerzo total

e_0 = relación de vacíos inicial

e = relación de vacíos

\dot{e} = velocidad de cambio de relación de vacíos

t = tiempo

u = exceso de presión de poro o hidrostática

u_0 = exceso de presión de poro en la parte superior del espécimen

u_n = exceso de presión de poro en la parte inferior del espécimen

Δu_n = incremento en el exceso de presión de poro

Δu_0 = lectura inicial durante la consolidación de incremento en el exceso de presión de poro

C_v = coeficiente de consolidación

m_v = coeficiente de compresibilidad volumétrica

C_c = índice de compresión

C_r = índice de recompresión

C_ε = índice de deformación

k = coeficiente de permeabilidad

γ_w = peso volumétrico del agua

z = profundidad

r = velocidad constante de deformación a la cual la muestra es cargada

H = altura de la muestra

ΔH_n = cambio en altura de probeta con cada incremento n

H_0 = altura inicial de probeta

rHt = desplazamiento de muestra deformada verticalmente

T_v = factor tiempo

X = cualquier punto de deformación

w = contenido de agua

G_w = grado de saturación

G_s = densidad de sólidos

LL = limite liquido

LP = limite plástico

IP = índice de plasticidad

RESUMEN

Se llevaron a cabo 9 pruebas de compresión unidimensional usando velocidad de deformación constante en un rango de velocidades de 0.033%/hr a 50%/hr, en muestras del subsuelo de la Ciudad de México (CDMX), obtenidas del Parque Ramón López Velarde (19°24'38.0"N 99°09'22.6"W). Los resultados mostraron que la velocidad de deformación constante durante la compresión unidimensional tiene una influencia directa sobre el comportamiento del suelo de la CDMX. Se observó en las curvas de compresibilidad que a cierta deformación, a mayor velocidad de deformación se presenta un mayor esfuerzo efectivo, y por tanto, un incremento en la velocidad de deformación genera un incremento en el valor del esfuerzo de fluencia, σ'_y (esfuerzo de preconsolidación). Para verificar la influencia de la velocidad de deformación en el suelo de la CDMX, se usó el modelo reológico propuesto por Leroueil et al. en 1985, que describe el comportamiento de un suelo arcilloso mediante una única relación entre esfuerzo-deformación-velocidad de deformación.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

La compresibilidad es la propiedad que tiene un suelo de reducir su volumen cuando es sometido a un incremento de esfuerzos, y se puede analizar parcialmente mediante el proceso de consolidación. La consolidación se refiere al proceso de cambio de esfuerzos efectivos que se produce por la disipación de presión de poro, debido a la expulsión del agua contenida en los poros del suelo (Díaz Rodríguez, 2014); la expulsión de agua produce una reducción en el volumen del suelo, y se presenta en función del tiempo.

Durante el desarrollo de la ingeniería geotécnica se ha tenido presente el problema de asentamientos, mismos que han sido estudiados y tratados principalmente mediante la teoría de consolidación de Terzaghi que data desde 1925. A pesar de su antigüedad esta teoría ha sido la base para el desarrollo de nuevos análisis como los presentados por diversos autores como Taylor, Suklje, Crawford y Leroueil, entre otros.

Debido a las propiedades mecánicas únicas que presenta el suelo de la Ciudad de México, se ha catalogado como un suelo altamente compresible, por lo que la investigación continua sobre éste suelo sigue siendo de relevancia para posibles soluciones futuras.

En la práctica profesional se usan pruebas de consolidación unidimensional para la predicción de asentamientos, ya que mediante las curvas de consolidación obtenidas se consiguen parámetros de compresibilidad, necesarios para el análisis y cálculo de los posibles asentamientos. Las pruebas convencionales de consolidación se realizan en edómetros, y se llevan a cabo mediante múltiples etapas de carga; comúnmente las pruebas convencionales toman alrededor de siete días usando un LIR = 1 (load increment ratio o relación de incremento de carga) como lo recomienda la norma ASTM D 2435.

Debido a la necesidad de tener resultados más confiables, representativos del fenómeno real y obtenidos en menor tiempo, se han desarrollado equipos y procedimientos alternos a la prueba de consolidación convencional, como las pruebas de control de gradiente (CGTs por sus siglas en inglés), de consolidación a largo plazo, de CREEP y de velocidad constante de deformación (CSR: constant strain rate).

La influencia del tiempo y velocidad de deformación en la compresibilidad de las arcillas se ha evidenciado por diversos autores durante décadas (Taylor 1942, Suklje 1957, Hamilton y Crawford 1959, entre otros). Mediante resultados obtenidos de pruebas de consolidación alternas y convencionales, se ha encontrado que existe una importante relación entre los factores esfuerzo-deformación-velocidad de deformación (Leroueil, 1985), por lo que al cambiar alguno de estos factores en un mismo suelo, la compresibilidad se vería influenciada por la magnitud del cambio.

1.2 Objetivos

La presente tesis tiene como propósito comprobar el efecto de la velocidad de deformación sobre la compresibilidad del suelo de la Ciudad de México.

Los objetivos específicos se enlistan a continuación:

- Realizar un conjunto de pruebas CSR a muestras de suelo de la Ciudad de México.
- Determinar los parámetros de compresibilidad a partir de estas pruebas.
- Analizar la respuesta del suelo a diferentes valores de velocidad de deformación.
- Demostrar que existe una relación entre la velocidad de deformación y la curva de compresibilidad.

1.3 Alcances

Se llevaron a cabo 9 pruebas a velocidad de deformación constante en un rango comprendido entre $9.17 \times 10^{-8} \text{ s}^{-1}$ a $1.39 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$ y una prueba con carga incremental con una relación de incremento de esfuerzo igual a 1 mediante un consolidómetro de brazo de palanca. Con los resultados obtenidos, para cada ensaye CSR y usando la teoría presentada por Wissa et al. (1971), se determinarán los parámetros de compresibilidad: coeficiente de compresibilidad volumétrica, coeficiente de consolidación, coeficiente de permeabilidad, índice de compresión e índice de recompresión. Se determinó para cada curva de compresibilidad el esfuerzo de preconsolidación, mismo que se denominará en este documento como esfuerzo de fluencia (σ'_y).

Para realizar el análisis de la respuesta obtenida para diversos valores de velocidad controlada, se usó el modelo reológico propuesto por Leroueil et al. en 1985, que describe el comportamiento de un suelo arcilloso mediante una única relación entre esfuerzo-deformación-velocidad de deformación.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes

El estudio del proceso de consolidación tiene como objetivo conocer el cambio en el espesor total de un estrato después de un intervalo de tiempo cuando se modifica su estado de esfuerzos, este análisis fue desarrollado por Terzaghi en 1925 en su libro “Erdbaumechanik”, en donde presentó la teoría de consolidación, en la que tomamos como válida la relación entre el esfuerzo efectivo vertical y la relación de vacíos ($\sigma'_v - e$). De acuerdo con la definición de Terzaghi la compresión primaria se debe a la disipación del exceso de presión de poro y al término de éste comienza la compresión secundaria (argumento más tarde llamado teoría A). Posteriormente, se identificó desde Buisman (1936) que la relación de vacíos puede variar bajo esfuerzos efectivos constantes, por lo que la relación ($\sigma'_v - e$) no define en su totalidad el comportamiento de las arcillas.

Taylor y Merchant (1940) desarrollaron un modelo para el análisis y predicción de la compresión secundaria y concluyeron que durante el proceso de consolidación, la relación de vacíos e depende del esfuerzo efectivo σ'_v y del efecto que tiene el tiempo sobre éstos dos, es decir, existe una relación entre el esfuerzo efectivo, la relación de vacíos y la velocidad de cambio de la relación de vacíos y esfuerzo efectivo ($\sigma'_v - e - \dot{e} - \sigma'_v$).

Suklje (1957) propuso un método llamado isotacas que describe la compresibilidad de un suelo saturado mediante un sistema de curvas continuas de igual velocidad de deformación que se representa por curvas $\sigma'_v - e$ por líneas de velocidad constante de cambio de relación de vacíos. Mediante este método, se muestra una relación única entre el esfuerzo efectivo, la relación de vacíos y la velocidad de cambio en la relación de vacíos ($\sigma'_v - e - \dot{e}$).

En 1967, Bjerrum encontró que la compresibilidad de una arcilla que exhibe consolidación retardada presenta una única relación entre la relación de vacíos, el esfuerzo efectivo y el tiempo ($\sigma'_v - e - t$), también propuesta por Hansen en 1969, lo que implica que para cierto valor de esfuerzo efectivo y relación de vacíos, corresponde un tiempo equivalente de carga sostenida y un valor de velocidad de consolidación retardada, sin embargo, se pueden encontrar dificultades al intentar definir un origen del tiempo ya que la carga aplicada varía con el tiempo y la compresión retardada disminuye.

Con el objetivo de mejorar la determinación del esfuerzo de preconsolidación, Hamilton y Crawford (1959) realizaron una investigación de varias técnicas de pruebas de consolidación. Encontraron que pruebas con pequeños incrementos de carga definían con mejor precisión la curva de compresibilidad (e vs σ'_v) e introdujeron las pruebas con velocidad de deformación constante (CSR por sus siglas en inglés) que se mostraban prometedoras como posibles técnicas de prueba rápida.

Con la aparición de las pruebas CSR, se desarrollaron teorías para la interpretación de resultados como la presentada por Smith y Wahls (1969) considerando

que la permeabilidad del suelo es constante a lo largo de la profundidad de la muestra y que la relación de vacíos varía linealmente con la profundidad.

Posteriormente Wissa et al. (1971) presentaron otra teoría para el análisis de resultados de pruebas CSR basándose en la propuesta por Smith y Wahls (1969), que incluye dos estados que se presentan durante la ejecución de la prueba, el transitorio y estable, considerando que las deformaciones infinitesimales existen y que el coeficiente de consolidación, C_v , es independiente a la profundidad en cualquier tiempo.

Posterior a la sugerencia de diferentes modelos reológicos para predecir el comportamiento de las arcillas, Leroueil et al. (1985) evidenciaron mediante resultados de cuatro tipos de pruebas de consolidación que el comportamiento reológico de una variedad de arcillas bajo una compresión unidimensional está controlado por una relación única de esfuerzo efectivo-deformación-velocidad de deformación ($\sigma'_v - \varepsilon_v - \dot{\varepsilon}_v$), el modelo presentado por Leroueil es un caso particular al propuesto por Suklje (1957). Boudali (1994) mostró que el esfuerzo de preconsolidación también se ve influenciado por el efecto de la temperatura, refinando el modelo propuesto por Leroueil. Mediante la relación única propuesta por Leroueil para el comportamiento viscoso de las arcillas, se analizarán los resultados presentados en este trabajo.

2.2 Teoría de consolidación de Terzaghi

Con el fin de predecir el comportamiento de la consolidación unidimensional con respecto al tiempo debido a un incremento de esfuerzos, Terzaghi propuso la siguiente ecuación diferencial:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \tag{2.1}$$

Donde:

u =exceso de presión de poro o hidrostática

t =tiempo

z =profundidad

C_v =coeficiente de consolidación

La teoría se Terzaghi se obtuvo teniendo en cuenta las siguientes suposiciones:

- El suelo es homogéneo.
- Los vacíos del suelo están completamente rellenos de agua, por lo que se considera que el suelo está saturado.
- El agua y las partículas sólidas del suelo son incompresibles.
- La compresión es unidimensional.
- El flujo es unidimensional.
- La ley de Darcy es válida.
- El coeficiente de permeabilidad k es constante.
- El retraso de tiempo en la consolidación se debe completamente a la baja permeabilidad del suelo.
- Existe una relación idealizada entre la presión aplicada y el cambio en la relación de vacíos.

Mediante la teoría de consolidación unidimensional, es posible obtener los parámetros más importantes para analizar la compresibilidad, el coeficiente de compresibilidad volumétrica m_v , el coeficiente de consolidación c_v y el índice de compresión C_c .

Con investigaciones posteriores a la publicación de Terzaghi fue posible dividir el proceso de compresión en suelos finos. Se le llamo compresión primaria a la reducción de volumen en suelos finos saturados, por efecto del drenaje de agua intersticial causado por un aumento de esfuerzos. Mientras que se denominó compresión secundaria a la

reducción de volumen de la masa de suelo que se presenta después de la disipación de exceso de presión de poro debido a un ajuste plástico de la estructura del suelo.

2.3 Ideas conceptuales

Terzaghi (1953) intento realizar una mejoría para definir la compresión secundaria, en la cual preciso que se produce por dos procesos independientes. En muestras confinadas lateralmente las partículas de suelo se reajustarán a una posición estable, mientras que la compresión secundaria de estas muestras se incrementará con el logaritmo del tiempo.

Taylor (1942) expreso que la magnitud de la compresión secundaria depende de la velocidad de compresión, suponiendo que las arcillas presentan una resistencia estructural plástica, misma que se considera consiste en dos partes, una resistencia al “enlace” y una resistencia estructural viscosa. La compresión secundaria es un cambio en la estructura de suelo que ocurre a una velocidad independiente de la permeabilidad del suelo. La velocidad de la compresión es probablemente la variable más importante que afecta la resistencia plástica.

Las diferencias entre la teoría de Terzaghi y el comportamiento del suelo en campo, condujeron a numerosas investigaciones de las cuales surgieron dos hipótesis con respecto a influencia de la compresibilidad secundaria en la curva esfuerzo-deformación. Estos dos enfoques se llamaron hipótesis A y B (Ladd et al. 1977). Ambas hipótesis establecen que la compresión primaria es únicamente la consecuencia de la disipación de presión de poro, como lo definió Terzaghi (1942).

La hipótesis A considera que el proceso de CREEP ocurre únicamente después de la disipación de exceso de presión de poro, es decir, después de la compresión primaria, con la compresión secundaria siendo causada por los mismos mecanismos físicos responsables del cambio de volumen durante un aumento del esfuerzo efectivo (Jamiolkowski et al. 1985).

La hipótesis B considera que la viscosidad estructural es responsable del CREEP, y que esto ocurre durante y después de la disipación del exceso de presión de poro, y por lo tanto la deformación al final de la compresibilidad primaria continua (Jamiolkowski et al. 1985).

Lerouiel (1996) analizó la influencia de diversos factores en la compresibilidad de las arcillas, dichos factores fueron: velocidad de deformación, temperatura, perturbación del muestreo, trayectoria de esfuerzos, y reestructuración. Considerando condiciones in-situ y observaciones de laboratorio, llegó a la conclusión que la curva esfuerzo-deformación durante la compresibilidad primaria depende de las condiciones de drenaje, de la velocidad de deformación y de la temperatura, por lo tanto, la hipótesis B es correcta.

2.4 Teoría para interpretación de resultados

Inicialmente Smith y Wahls (1969) desarrollaron una teoría para la interpretación de resultados de las pruebas CSR. Sus resultados mostraron que la relación esfuerzo-relación de vacíos tenían un buen comportamiento, a excepción de las pruebas CSR en que el exceso de presión de poro excedió el 50% del esfuerzo total. Sus datos experimentales se analizaron para determinar las relaciones $e - \sigma'_v$ y $e - c_v$, de las cuales su validez depende de la variación de la relación de vacíos y por lo tanto en la variación del esfuerzo efectivo a través de la muestra de suelo. Estas variaciones se manifiestan en la relación presión de poro en la base del espécimen contra el esfuerzo vertical total (u_h/σ_v) como se puede deducir en la figura X, que muestra la distribución de esfuerzos durante una prueba CSR a cualquier tiempo, de acuerdo con la teoría de consolidación propuesta por Terzaghi para un drenaje simple en la frontera superior.

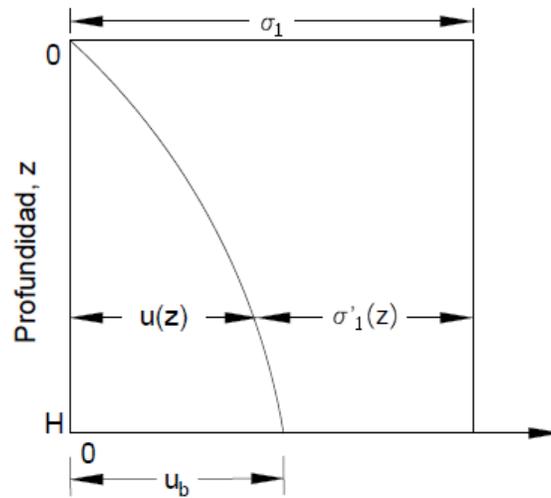


Figura 2.1. Estado de esfuerzos, (Smith y Wahls (1969))

En la figura 2.1 se observa que en la frontera superior, donde $H=0$ la presión de poro es nula, $u=0$, ya que en esa frontera es donde se permite el drenaje, mientras que la frontera inferior, presenta el mayor valor de $u = b$. En la teoría propuesta por Smith y Wahls (1969) se asume una teoría lineal entre la relación de vacíos y la profundidad de la muestra, en la cual, conforme las desviaciones de la linealidad se vuelvan mayores, como se indicaría por una relación grande de u_h/σ_v , las suposiciones usadas en la teoría se volverían menos aplicables.

Wissa et al. (1971) desarrollaron un nuevo consolidómetro para superar algunas limitaciones de la prueba convencional, en el cual realizaron pruebas de CSR y de CGT. Para la interpretación de resultados, presentaron un análisis que incluye los estados que se presentan durante una prueba, el transitorio y el estable, asumiendo que el coeficiente de consolidación C_v es constante pero permitiendo variación en el coeficiente de permeabilidad k y coeficiente de compresibilidad volumétrica m_v . Este análisis fue estandarizado por la norma ASTM D-4186 y por tanto es usado en este trabajo para el procesamiento de resultados. El método se basa en las siguientes suposiciones:

- La relación de permeabilidad del suelo a la compresibilidad del suelo es constante.

- El flujo de agua de poro del suelo sólo se produce en dirección vertical.
- La ley de Darcy para el flujo a través de medios porosos es válida.
- El suelo está saturado.
- El suelo es homogéneo.
- La compresibilidad de los granos de suelo y del agua se desprecia.
- La relación esfuerzo logarítmico contra deformación es lineal durante un corto intervalo de tiempo de carga.
- La distribución del exceso de presión de poro a través del espécimen es parabólica.

El estado transitorio se presenta inmediatamente después de que el pistón que aplica la carga se ha puesto en marcha en el espécimen de suelo y debe disipar antes que se alcance la velocidad de deformación seleccionada, una vez que el valor seleccionado se alcanza se presentan las condiciones de estado estacionario.

Para desarrollar la teoría propuesta se consideró que existen deformaciones infinitesimales y que el coeficiente de consolidación C_v , es independiente a la profundidad en cualquier tiempo, esto implica que C_v es insensible a cambios pequeños.

Para las suposiciones anteriores, la ecuación básica de la consolidación puede escribirse como:

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 \varepsilon}{\partial z^2} \quad (2.2)$$

Donde:

ε =deformación vertical

t =tiempo

z =coordenada vertical de un punto

C_v =coeficiente de consolidación, $C_v = \frac{k}{\gamma_w m_v}$

k = coeficiente de permeabilidad

γ_w = peso volumétrico del agua

m_v = coeficiente de compresibilidad volumétrica, $m_v = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta\sigma_v}$

La solución de la ecuación 2.2 da como resultado que la deformación a cualquier punto y tiempo se expresa como:

$$\varepsilon(X, T_v) = rt[1 + F(X, T_v)] \quad (2.3)$$

En donde:

$$F(X, T_v) = \frac{1}{6T_v} (2 - 6X + 3X^2) - \frac{2}{\pi^2 T_v} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos n\pi X}{n^2} \exp(-n^2 \pi^2 T_v) \quad (2.4)$$

De las expresiones anteriores se tiene que:

r = velocidad constante de deformación a la cual la muestra es cargada

t = tiempo

H = altura de la muestra

T_v = factor tiempo

rHt = desplazamiento de muestra deformada verticalmente

Las distancias y desplazamientos son medidos verticalmente hacia abajo desde la superficie de drenaje, y se usan los siguientes parámetros adimensionales:

$$X = \frac{z}{H} ; T_v = \frac{C_v t}{H^2} \quad (2.5)$$

En la parte derecha de la ecuación 2.3, el primer término representa la deformación promedio impuesta, esto describe lo que sería el caso si las deformaciones fueran iguales en cualquier parte de la muestra. El segundo término (ecuación 2.4) está compuesto por dos partes. La primera representa la desviación de la deformación promedio que debe existir para proveer el gradiente necesario para un flujo constante. La segunda parte en la ecuación 2.4, es la parte transitoria y describe el decrecimiento de las discontinuidades iniciales configuradas cuando se inicia la prueba.

Condiciones de estado establecido

Una vez que el estado transitorio se ha disipado las ecuaciones 2.3 y 2.4 resultan:

$$\varepsilon(z, t) = rt + \frac{rH^2}{C_v} \left\{ \frac{1}{6} \left[3 \left(\frac{z^2}{H} \right) - 6 \frac{z}{H} + 2 \right] \right\} \quad (2.6)$$

La diferencia entre deformaciones en cualquier punto z , t_1 y t_2 , se expresa como $r(t_2 - t_1)$. La diferencia entre la deformación superior e inferior del espécimen a cualquier tiempo t es: $\Delta\varepsilon = \frac{1}{2} \frac{rH^2}{C_v}$

En la parte superior del espécimen, el esfuerzo vertical aplicado, σ_v , es igual al esfuerzo efectivo, σ'_{v0} , ya que el exceso de presión de poro, u_0 , es cero. En la parte inferior del espécimen, el exceso de presión de poro generado es u_h , y el esfuerzo efectivo vertical será: $\sigma'_{vh} = \sigma_v - u_h$. La diferencia entonces en esfuerzo efectivo, en la parte superior e inferior del espécimen se expresa como:

$$\Delta\sigma'_v = u_h \quad (2.7)$$

Asumiendo al suelo como lineal, esto es que la relación esfuerzo-deformación se define por un volumen de compresibilidad constante, m_v , entonces:

$$\Delta\sigma'_v = \frac{\Delta\varepsilon}{m_v} \tag{2.8}$$

De las diferencias conocidas en esfuerzo y deformación entre la parte superior e inferior del espécimen y la ecuación (2.8), se obtiene:

$$k = \frac{1}{2} \frac{rH^2\gamma_w}{u_h} \tag{2.9}$$

Debido a que la velocidad de deformación es constante en cualquier punto, la velocidad de cambio de σ'_v y la distribución de presión de poro también deben ser constantes, por tanto la ecuación 2.8 se puede expresar en términos de cambio de esfuerzo total:

$$m_v = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta\sigma_v} = r \left(\frac{\Delta t}{\Delta\sigma_v} \right) \tag{2.10}$$

De la ecuación anterior, 2.10, $\Delta\sigma_v$ se refiere al cambio en el esfuerzo total sobre un incremento de tiempo, Δt . Por tanto, se tendrá:

$$C_v = \frac{H^2}{2u_h} \left(\frac{\Delta\sigma_v}{\Delta t} \right) \tag{2.11}$$

Una suposición razonable para la relación de vacíos en un suelo no lineal es:

$$-\frac{de}{d(\log \sigma'_v)} = C_c \quad (2.12)$$

Donde C_c es el conocido índice de compresión. La expresión anterior para deformaciones pequeñas puede ser equivalente a.

$$-\frac{d\varepsilon}{d(\log \sigma'_v)} = C_\varepsilon = \frac{C_c}{1+e} \quad (2.13)$$

Donde el termino C_ε , se puede llamar como índice de deformación.

Ya que se conoce el esfuerzo total, el esfuerzo efectivo y la presión de poro en la parte superior e inferior del espécimen, la ecuación 2.12 se puede expresar como:

$$\frac{\varepsilon(0, t) - \varepsilon(H, t)}{\log(\sigma_v) - \log(\sigma_v - u_h)} = C_\varepsilon \quad (2.14)$$

o

$$-\frac{rH^2}{2C_v \log\left(\frac{\sigma_v - u_h}{\sigma_v}\right)} = C_\varepsilon \quad (2.15)$$

Comparando las condiciones para dos tiempos en la superficie superior, se llega a:

$$\frac{r\Delta t}{\log\left(\frac{\sigma_{v2}}{\sigma_{v1}}\right)} = C_\varepsilon \quad (2.16)$$

Combinando las ecuaciones 2.15 y 2.16 se llega a:

$$C_v = -\frac{H^2 \log\left(\frac{\sigma_{v2}}{\sigma_{v1}}\right)}{2\Delta t \log\left(1 - \frac{u_h}{\sigma_v}\right)} \quad (2.17)$$

El termino C_ε se puede calcular de la ecuación 2.16 y entonces:

$$m_v = \frac{0.434C_\varepsilon}{\sigma'_v} \quad (2.18)$$

y

$$k = C_v m_v \gamma_w \quad (2.19)$$

En el caso lineal y no lineal la deformación es parabólicamente distribuida sobre la profundidad del espécimen, por lo que la deformación promedio es:

$$\varepsilon_{prom} = \frac{1}{3}[2\varepsilon(H, t) + \varepsilon(0, t)] = rt \quad (2.20)$$

Si el suelo es lineal, el esfuerzo efectivo correspondiente a esta deformación debe ser:

$$\sigma'_{v\ prom} = \frac{1}{3}[2\sigma'_{v}(H, t) + \sigma'_{v}(0, t)]$$

$$\sigma'_{v\ prom} = \sigma_v - \frac{2}{3}u_h$$

(2.21)

Si el suelo no es lineal como se define en la ecuación 2.12, el esfuerzo efectivo promedio será.

$$\sigma'_{v\ prom} = (\sigma_v^3 - 2\sigma_v^2 u_h + \sigma_v u_h^2)^{1/3}$$

(2.22)

Condiciones de estado transitorio

Las condiciones transitorias para cualquier relación esfuerzo-deformación se pueden interpretar de la ecuación 2.4 para cualquier tiempo t :

$$\frac{\varepsilon(H, t)}{\varepsilon(0, t)} = \frac{1 + F(1, T_v)}{1 + F(0, T_v)} = F_3(T_v)$$

(2.23)

El termino F_3 depende únicamente de T_v . Para un material lineal, la deformación será proporcional al cambio en el esfuerzo efectivo desde un tiempo 0 al t :

$$F_3 = \frac{(\sigma_v - \sigma_v \text{ para } t = 0) - u_h}{(\sigma_v - \sigma_v \text{ para } t = 0)}$$

(2.24)

Para un material no lineal, la deformación será proporcional al cambio logarítmico del esfuerzo efectivo y a un tiempo t :

$$F_3 = \frac{\log(\sigma_v - u_h) - \log(\sigma_v \text{ para } t = 0)}{\log(\sigma_v) - \log(\sigma_v \text{ para } t = 0)} \quad (2.25)$$

2.5 Velocidades de deformación constante

A lo largo de diversas investigaciones se ha demostrado que la compresibilidad de un suelo se ve afectada por diversos factores, siendo la velocidad de deformación aquella con mayor interés para este trabajo.

Wissa et al. (1971) encontraron que, a velocidades de deformación lentas, el exceso de presión de poro medido en la base del espécimen puede ser insignificante, en cuyo caso el comportamiento esfuerzo efectivo-deformación se obtiene directamente de los casos de prueba, sin embargo, se vuelve imposible de determinar el coeficiente de consolidación, C_v . Si se usan velocidades de deformación rápidas, se desarrolla un exceso de presión de poro alto en la base, por lo que el espécimen se ve sujeto a gradientes hidráulicos altos que no son representativos de las condiciones de campo. El valor numérico de velocidades de deformación rápidas y lentas depende del suelo a ensayar, por lo que concluyeron que la velocidad de deformación óptima es una compensación entre las velocidades más adecuadas para determinar la curva de compresibilidad, y obtener valores de C_v , por lo que de acuerdo a sus resultados, establecieron que se debe usar velocidades de deformación que resulten en valores de 2 a 5% de la relación u_h/σ_v .

Crawford (1964) presentó resultados para la relación u_h/σ_v de 5 a 8%, Smith y Wahls (1969) presentaron valores para la relación de 4 y 8%, Sällfors (1975) propuso un límite de 15%, Mesri y Feng (1992) reportaron valores de 3% a 15%, mientras que Janbu et al. (1981) obtuvieron valores mayores a 20%.

Una vez que el método para la prueba de consolidación unidimensional usando deformación controlada se estandarizó por la norma ASTM D 4186-89 (1989), ésta recomendó que la relación u_h/σ_v se mantuviera en un rango de 3 a 30%, y que en ningún caso el valor máximo exceda el 30%, con el propósito de obtener resultados consistentes, por lo tanto, la velocidad de deformación debe ser tal que mantenga el valor de la relación mencionado. A su vez la norma D 4186-89 propone elegir la velocidad de deformación basándose en el límite líquido del suelo a ensayar.

Algunos valores de velocidad para pruebas CSR presentados en la literatura, son los usados por Wissa et al. (1971) donde uso velocidades de $1.6 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ y $8 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$, Crawford (1964) uso valores de velocidad variando de 1.11×10^{-5} a 3.89×10^{-5} , Leroueil et al. (1985) reportó un rango de velocidades entre $1.7 \times 10^{-8} \text{ s}^{-1}$ a $1.4 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$, sin embargo, dichos valores fueron característicos de cada suelo ensayado.

Con base en experimentación realizada en el suelo de la Ciudad de México, en el Laboratorio de Dinámica de suelos de la Facultad de Ingeniería de la UNAM se decidió realizar ensayos en un rango de velocidades de deformación comprendido entre $9.17 \times 10^{-8} \text{ s}^{-1}$ a $1.39 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$ (0.033 a 50%/hr). La unidad correspondiente a %/hr, será la usada en el desarrollo del presente escrito.

2.6 Modelo viscoplástico

Leroueil et al. (1985) estudiaron el comportamiento reológico de arcillas naturales mediante cuatro tipos de pruebas de consolidación y demostraron que el comportamiento es controlado por una única relación: esfuerzo efectivo-relación de vacíos-velocidad de cambio en la relación de vacíos ($\sigma'_v - e - \dot{e}$). Debido a la diferencia natural de la relación de vacíos inicial, e_0 , todos los resultados se interpretaron en términos de deformación, por lo que la relación encontrada se puede interpretar como esfuerzo efectivo-deformación-velocidad de deformación ($\sigma'_v - \varepsilon_v - \dot{\varepsilon}_v$). El comportamiento observado mostró que la curva de compresibilidad depende de la velocidad de deformación.

La conclusión alcanzada por Leroueil et al. (1985) se basó en definir qué relación era representativa del comportamiento reológico de la arcilla ensayada, ya que se sabía que la velocidad de deformación influenciaba el mismo. La velocidad de deformación se encuentra en la relación propuesta por Taylor y Merchant (1940) $(\sigma'_v - \varepsilon_v - \dot{\varepsilon}_v - \dot{\sigma}'_v)$ y por Suklje (1957) $(\sigma'_v - \varepsilon_v - \dot{\varepsilon}_v)$.

En las pruebas realizadas se observó que el efecto de $\dot{\sigma}'_v$ se debía identificar claramente de los resultados, por lo que graficaron los esfuerzos efectivos obtenidos de varias pruebas a deformaciones de 5, 10, 15 y 20% (ver figura 2.2), observando una relación definida

$$(\sigma'_v - \dot{\varepsilon}_v) \tag{2.26}$$

En las deformaciones de 5,10 y 15%, se observó una relación bien definida de $\sigma'_v - \dot{\varepsilon}_v$, lo cual indicó que la velocidad de incremento en los esfuerzos efectivos, $\dot{\sigma}'_v$, no tiene influencia en el comportamiento reológico de las arcillas, y por tanto la relación $(\sigma'_v - \varepsilon_v - \dot{\varepsilon}_v)$ es la que representa el comportamiento de la arcilla. Para la deformación de 20% se presentó una dispersión muy marcada, misma que podría deberse al comportamiento natural de la arcilla o a la variabilidad de los especímenes.

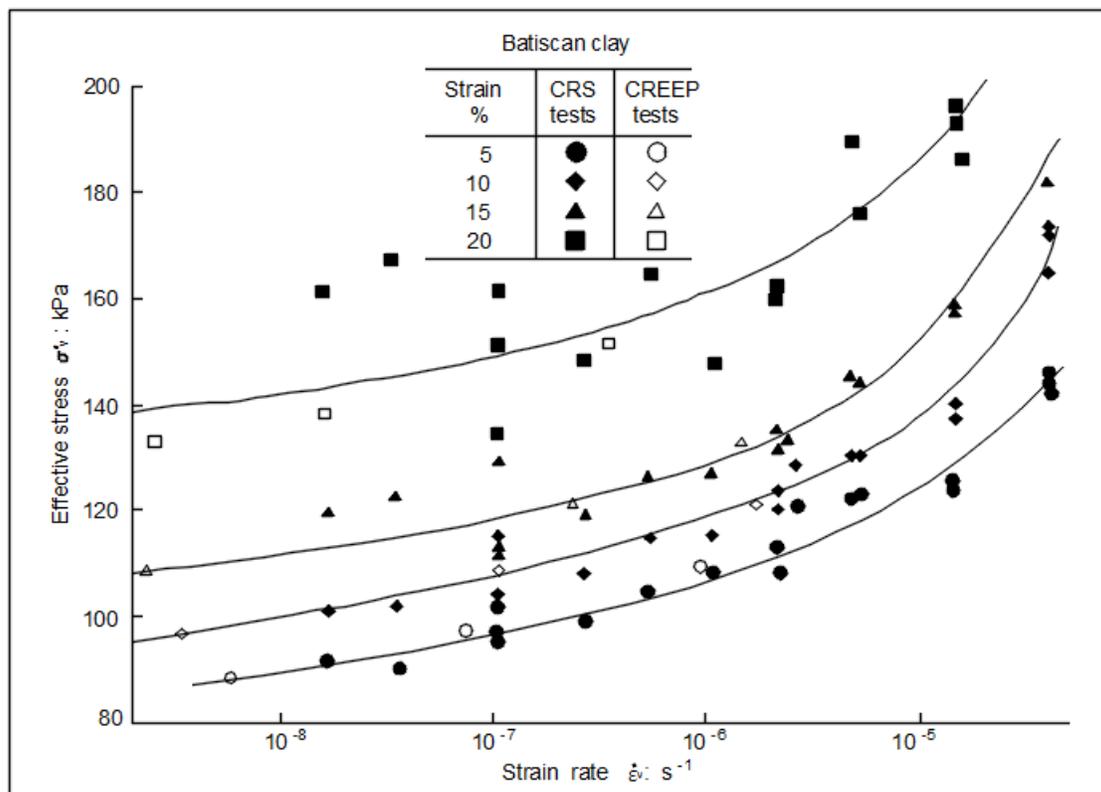


Figura 2.2. Variación de esfuerzo efectivo-velocidad de deformación a diferentes velocidades para arcilla Batiscan. Leroueil et al. (1985)

De acuerdo con los ensayos realizados, fue notorio que el esfuerzo de preconsolidación se encontraba aproximadamente pasando el 1% de deformación, por lo que se podía determinar la relación

$$(\sigma'_p - \varepsilon_v) \tag{2.27}$$

Las curvas representadas por la relación 2.26 y 2.27, presentaban la misma forma, por lo que fue posible deducir que la relación $(\sigma'_v - \varepsilon - \varepsilon)$ se podría normalizar. Esto se verifico normalizando el esfuerzo efectivo, σ'_v , con respecto al esfuerzo de preconsolidación, σ'_p (esfuerzo de fluencia σ'_y), asociada a la correspondiente velocidad de deformación, es decir, la relación:

$$\frac{\sigma'_v}{\sigma'_p}(\dot{\varepsilon}_v) \tag{2.28}$$

Los resultados presentados por Leroueil et al. (1985) demostraron que durante una compresión unidimensional, el comportamiento de las arcillas está controlado por una única relación $(\sigma'_v - \varepsilon_v - \dot{\varepsilon}_v)$, modelo originalmente propuesto por Suklje (1957), y que esta única relación se puede describir por dos curvas, una presentando la variación del esfuerzo de preconsolidación con respecto a la velocidad de deformación (2.27), y la otra presentando la curva formada por el esfuerzo normalizado respecto a la velocidad de deformación vs la deformación (2.28).

Desde el trabajo realizado por Leroueil et al. (1985) se ha reconocido (Kabbaj et al. 1986) que el modelo viscoso descrito previamente se debe definir en términos de deformación viscoplástica en lugar de deformación total (Kim y Leroueil 2001), por lo que llamamos al modelo presentado como viscoplástico.

Kim y Leroueil (2001) desarrollaron un modelo no lineal viscoplástico con el objetivo de simular el comportamiento de la arcilla de Berthierville, Québec, obteniendo resultados bastante buenos, indicando que el comportamiento de dicha arcilla se definía en su totalidad por el modelo reológico propuesto por Leroueil et al. (1985).

El análisis de la compresibilidad del subsuelo de la Ciudad de México mediante ensayos de velocidad de deformación constante presentado en este trabajo se realizó basándose en el modelo viscoso representado por la relación única concluida por Leroueil et al. (1985).

CAPÍTULO 3

PROGRAMA DE ENSAYES

3.1 Introducción

El presente capítulo presenta el trabajo experimental, por tanto, presenta la descripción del suelo ensayado, sus características, propiedades índice y límites de consistencia, así como la descripción y manejo del equipo que se usó para la realización de los ensayos CSR.

Una vez descritas las operaciones realizadas para cada ensaye de velocidad de deformación constante, se menciona el número de ensayos realizados y su velocidad correspondiente.

Finalmente, se definen las variables obtenidas de cada ensaye, con las cuales se analizó la compresibilidad del subsuelo de la Ciudad de México.

3.2 Descripción del suelo ensayado

El suelo utilizado en esta investigación se extrajo del Parque Ramón López Velarde, Roma Norte, Ciudad de México, específicamente en las coordenadas 19°24'38.0"N 99°09'22.6"W. Se obtuvieron muestras inalteradas hasta una profundidad de 20 m. La zona donde se realizó el muestreo se encuentra dentro de lo que fue una cuenca lacustre durante el Pleistoceno, denominada Cuenca México. En la figura 3.1 se observa la ubicación de la Cuenca de México, el antiguo cuerpo de agua que existía en la misma, la Ciudad de México y el Parque Ramón López Velarde (Parque RLV).

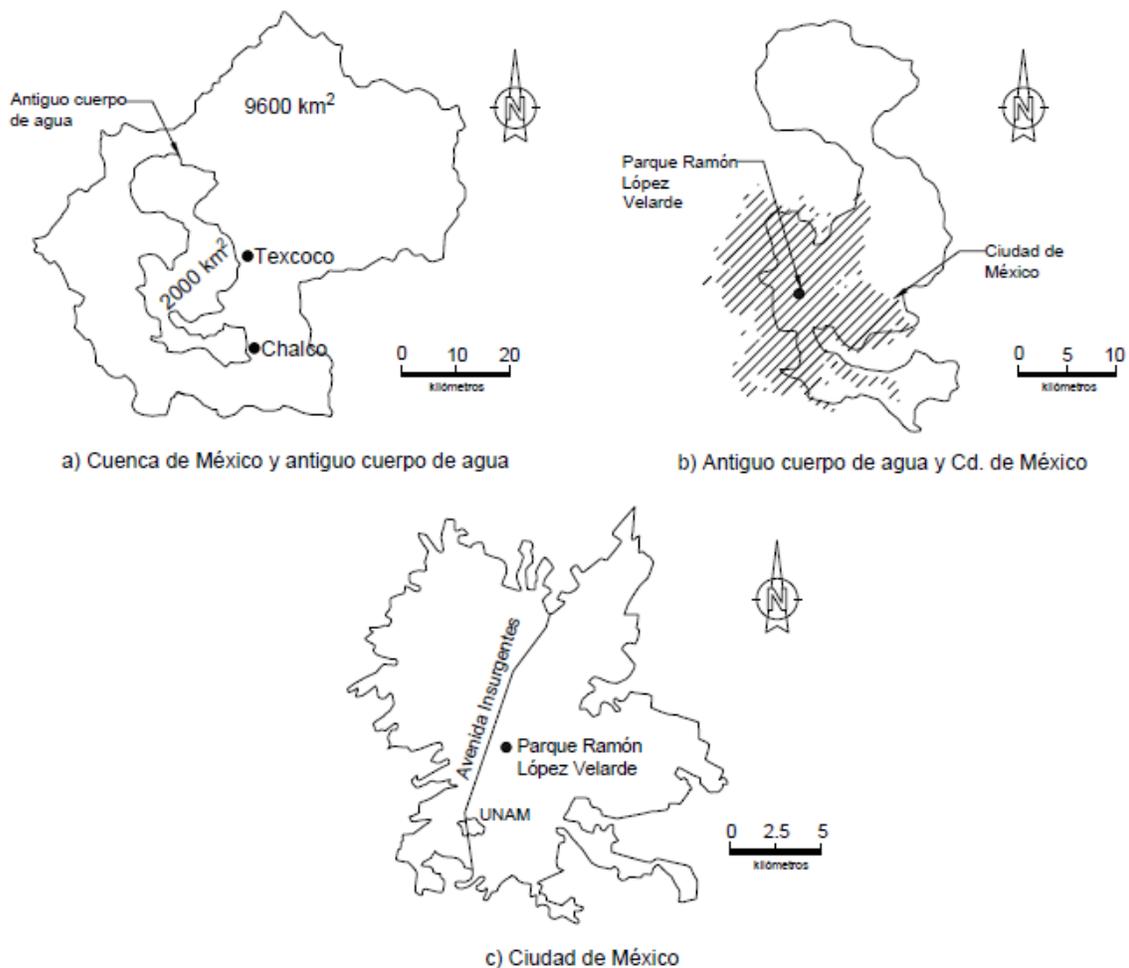


Figura 3.1. a) Cuenca de México y antiguo cuerpo de agua, b) Antiguo cuerpo de agua y Ciudad de México, c) Ciudad de México (Díaz-Rodríguez et al., 1998).

La cuenca lacustre contenía agua y materiales transportados de la descomposición de rocas, arcillas residuales, materiales piroclásticos y arenas y gravas producto de la desintegración de rocas andesíticas. Los materiales piroclásticos finos sufrieron una descomposición en arcilla bentonítica, con el mineral montmorillonita de aproximadamente 20% con un alto contenido de diatomeas y ostrácodos, y una fracción de arcilla aproximadamente del 40% (Zeevaert, 1982). Durante la sedimentación de los materiales transportados, las partículas de tamaño arena formaron estratos delgados que fueron cubiertos por los materiales finos, formando perfiles estratigráficos relativamente bien definidos.

La extensa composición del subsuelo de la Ciudad de México, le otorga propiedades índices y mecánicas inusuales, como contenidos de agua de hasta 500%, índices de plasticidad de 300% y ángulos de fricción de hasta 55° (Marsal y Mazari, 1959), que muestran una alta compresibilidad, y por lo tanto asentamientos diferenciales extraordinarios, motivo por el cual se han desarrollado numerosas investigaciones acerca del comportamiento del mismo.

En la figura 3.2 se presenta el perfil estratigráfico obtenido por Díaz-Rodríguez et al. (1998) del Parque RLV. Díaz-Rodríguez et al. (1998) presentaron un extenso estudio donde examinan las propiedades geotécnicas, físicas, químicas y mineralógicas del subsuelo de la Ciudad de México, específicamente el correspondiente al Parque Ramón López Velarde.

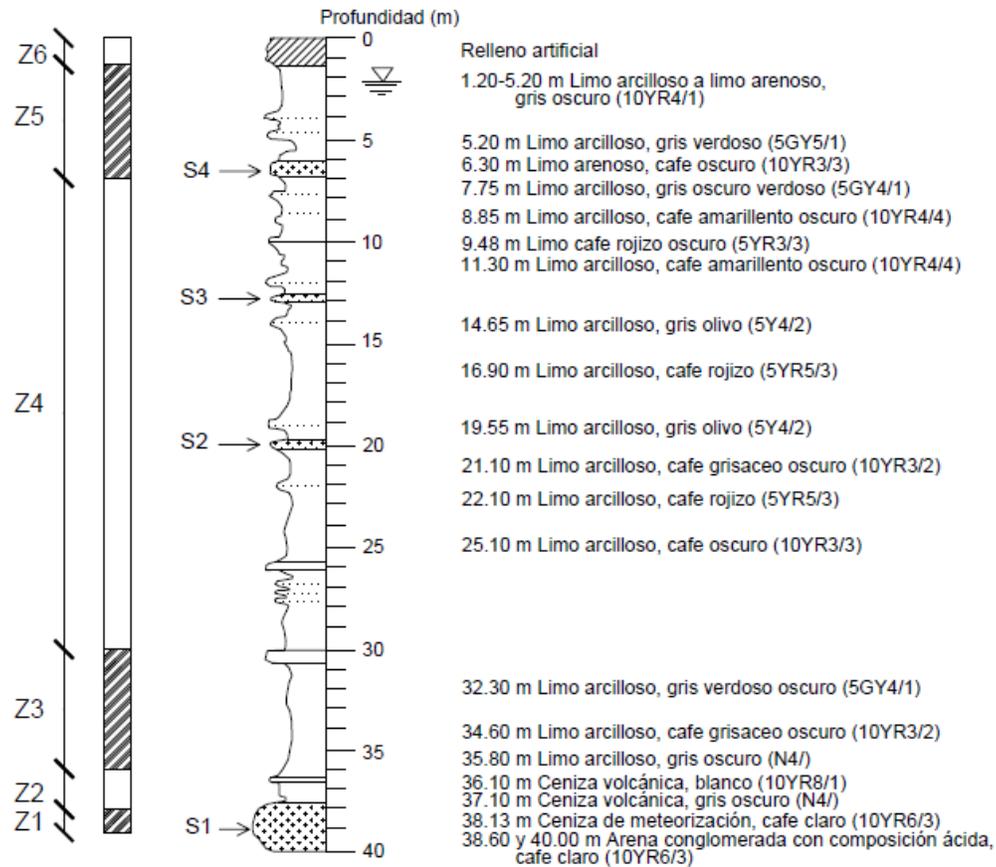


Figura 3.2. Perfil estratigráfico del Parque Ramón López Velarde (Díaz-Rodríguez et al. 1998).

En el perfil mostrado en la figura 3.2, se observan los horizontes principales (S1 a S4), y se identifican las zonas de Z1 a Z6, la determinación del color del suelo se realizó mediante las cartas de colores de suelos de Munsell (1975).

De acuerdo con Díaz-Rodríguez et al. (1998), el perfil estratigráfico correspondiente al Parque RLV, se puede clasificar como se presenta a continuación:

- Zona 6 (0-3 m): Relleno artificial
- Zona 5 (3-7 m): Limo arcilloso con arena, con una tendencia en la resistencia a la penetración del cono en ensayos CPT, q_c , de alcanzar valores hasta de 24 kg/CDMX², mientras que el contenido de agua, w%, exhibe una tendencia a decrecer.

- Zona 4 (7-30 m): Limo arcilloso o arcilla limosa, presenta una alta compresibilidad, por lo que se considera la zona más relevante para los análisis geotécnicos. El contenido de agua tiende a decrecer con respecto a la profundidad y se encuentran valores entre 220% hasta 420%. El q_c muestra un incremento aproximadamente lineal con respecto a la profundidad.
- Zona 3 (30-36 m): Limo arcilloso con arena, el contenido de agua promedio es de 50%, con un q_c variando de 15 a 22 kg/CDMX².
- Zona 2 (36-38 m): Arena gravosa a arena arcillosa, el contenido de agua incrementa hasta 100%, con un q_c de 40 kg/CDMX².
- Zona 1 (38-40 m): Arena gravosa, el contenido de agua no es mayor a 25% y presenta un q_c de 40 kg/CDMX².

Los ensayos realizados en esta investigación pertenecen a la zona 4, ya que por su espesor y alta compresibilidad es el estrato responsable de los asentamientos extraordinarios presentados en diversas edificaciones de la Ciudad de México, y por tanto, la zona con mayor interés de estudio. En la tabla 3.1 se presenta la profundidad, propiedades índice y límites de consistencia que caracterizan cada ensaye, de acuerdo con las normas ASTM D 4318-00, D 2216-98 y D 854-02.

Tabla 3.1. Propiedades índice, límites de consistencia y profundidad de los ensayes.

Profundidad	w	G _w	e ₀	G _s	LL	LP	IP	Color Munsell	Ensaye
m	%	%			%	%	%		
7.55	404.5	100	9.62					5Y5/2	E10
7.6	411.03	100	10.9					5Y5/2	E5
7.65	407.06	99.86	9.83	2.46	347	92	255	5Y5/2	E7
7.7	314.42	99.53	10					5Y5/2-2.5Y5/3	E9
7.75	415.09	99.72	9.06					2.5Y5/3	E3
7.80	396.57	99.55	9.9	2.44	445	168	271	2.5Y5/3	E4
7.85	429.38	99.12	10.92					2.5Y5/3	E6
7.90	425.67	97.28	9.8					2.5Y5/3	E8
7.95	432.68	98.56	10.8	2.43	456	181	275	2.5Y5/4	E2
8.00	432.9	99.45	11.2					2.5Y5/4	E1

La tabla 3.1 muestra cómo el contenido de agua, grado de saturación y relación de vacíos no presentan variaciones considerables en todos los ensayos por lo que la comparación de resultados sería adecuada al tratarse de un suelo con propiedades similares, a excepción del ensayo 9 (E9) que presentó un contenido de agua menor de 314%, mismo que se atribuye a los pequeños lentes arena que se observaron en el espécimen, así como un cambio de coloración; sin embargo, esta variación en el contenido de agua es característico del suelo arcilloso de la Ciudad de México por lo que no impide una comparación de resultados.

3.3 Equipo utilizado

3.3.1 Descripción equipo Flow trac/Load trac

El equipo utilizado para esta investigación es un Flow Trac/Load Trac, desarrollado por GeoComp, el cual consiste en un marco de carga axial (LoadTrac), una bomba de flujo (Flow Trac) para controlar la presión, una celda de consolidación con capacidad de contrapresión, una computadora con una tarjeta de datos para el control de la prueba y el software CRC.S (por sus siglas en inglés Constant Rate of Consolidation; Strain) para el procesamiento de datos. Ver Figura 3.3.



Figura 3.3. Equipo de velocidad de deformación constante, (GeoComp).

La unidad de Load/Trac incluye un marco de carga, un transductor de carga tipo S, un transductor de desplazamiento, una placa de carga con movimiento vertical, un teclado de control y una celda de consolidación, (figura 3.4). Las características de los transductores de presentan en la tabla 3.2. La unidad Load/Trac utiliza un motor de pasos con micro precisión para mover la placa de carga que sostiene la celda de consolidación, a una velocidad constante, con el movimiento de la plataforma se aplica la deformación al espécimen de suelo mediante un pistón que realiza el contacto entre el espécimen y la celda de carga. El motor de pasos está configurado para dar 2000 pasos por revolución para el movimiento de la placa de carga, lo que se traduce a 5.2865×10^{-5} mm de movimiento por un paso del motor; debido a su resolución y velocidad de la señal transmitida, el movimiento se realiza suavemente. El sistema es capaz de aplicar una deformación en un rango de velocidades de desplazamiento, desde 0.00003 hasta 15 mm por minuto.

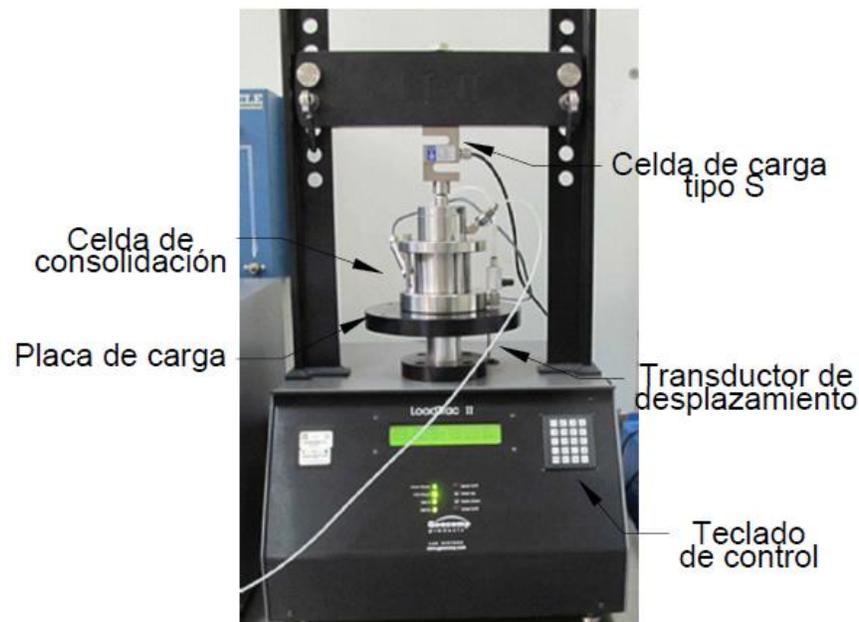


Figura 3.4. Unidad Load/Trac.

Tabla 3.2. Características de transductores presentes en la unidad Load/Trac.

Tipo	Celda de carga	Transductor de desplazamiento
Fabricante	CAS	Novotechnik
Modelo	SBA-2.5KLB-I	TR-75
Excitación	6.5V	5.0V
Polaridad	Bipolar	Unipolar
Capacidad	11KN	75 mm
Rango	+/-20 mV	2560 mV

La celda de consolidación está diseñada para la medición de presión de poro en la base del espécimen y para soportar esfuerzos de contrapresión durante la prueba. Incluye un cabezal, un anillo de consolidación con borde afilado de 63.5 mm de diámetro y altura de 25.4 mm, piedras porosas, una cámara de consolidación, un transductor de presión de poro (sus características se presentan en la tabla 3.3), parte superior de celda (que contiene el pistón) una válvula manual que conecta la celda y la presión de poro mediante un tubo conector, conexión de celda con Flow/Trac, y tornillos de ajuste. Una vez ensamblada, la celda puede soportar una presión de contrapresión de hasta 1400 kPa. La celda de consolidación montada y desmontada, se muestra en las figuras 3.5 y 3.6 respectivamente.



Figura 3.5. Celda de consolidación.

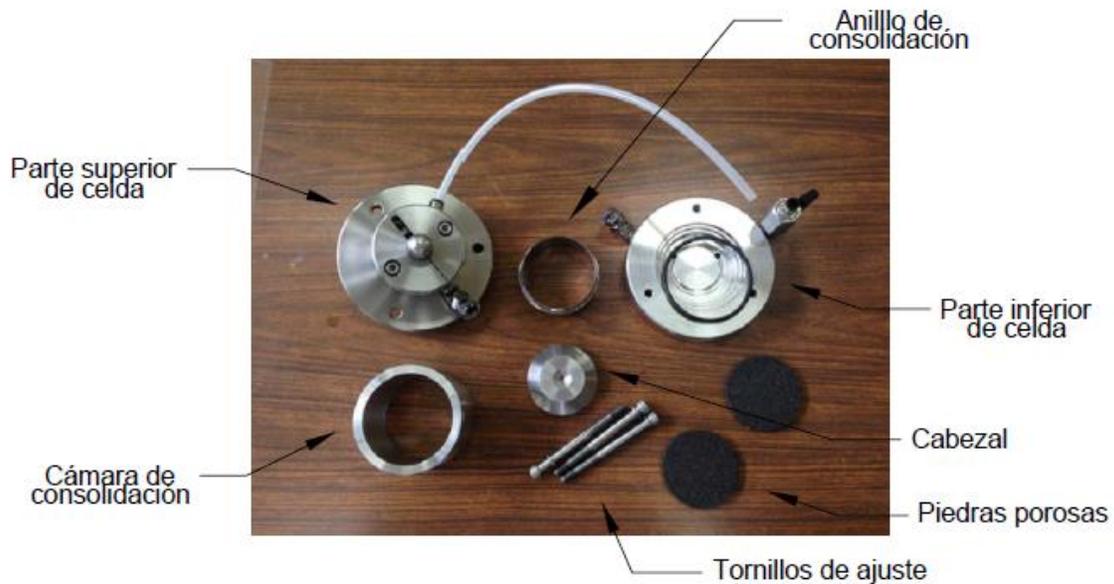


Figura 3.6. Piezas de celda de consolidación desmontada.

Tabla 3.3. Características de transductor de presión de poro.

Tipo	Transductor de presión
Fabricante	Honeywell
Modelo	STI
Excitación	12.0V
Polaridad	Bipolar
Capacidad	1379 Kpa
Rango	+/-160mV

La unidad de Flow/Trac (ver figura 3.7) se compone de una bomba de flujo, un transductor de presión con las mismas características que el utilizado en la celda de consolidación (ver tabla 3.3), una válvula de salida, una válvula de suministro y un teclado de control. La bomba de flujo contiene un motor de pasos con micro precisión que mueve un pistón en un cilindro lleno de agua para regular la presión mediante el volumen de agua dentro de la celda de consolidación. Un panel de control usa lecturas del

transductor de presión montado al final del cilindro para determinar qué señales debe enviar al motor de pasos. La válvula de salida controla si se puede o no aplicar presión a la celda de consolidación, mientras que la válvula de suministro controla la operación de llenado o vaciado de agua desaireada en el cilindro colector. Las válvulas de salida y suministro son de tipo solenoide de dos vías que controlan la dirección del flujo; durante operación normal del aparato, cuando una válvula se encuentra abierta, la otro está cerrada. En la figura 3.8 se observa un diagrama de la unidad Flow/Trac. La unidad de Flow/Trac es capaz de mantener la contrapresión deseada dentro de un rango de 0.35 kPa mientras monitorea el cambio de volumen en un rango de 0.001 CDMX³ de agua mediante el número de pasos del motor.

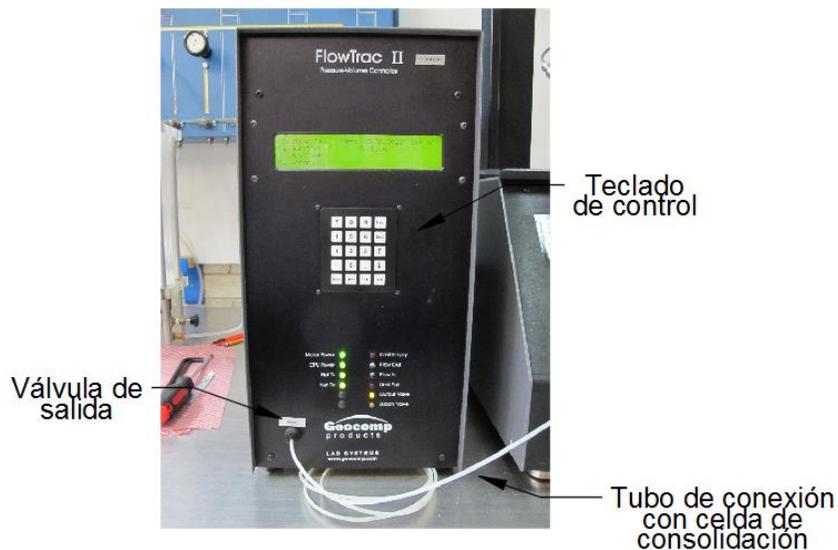


Figura 3.7. Unidad Flow/Trac.

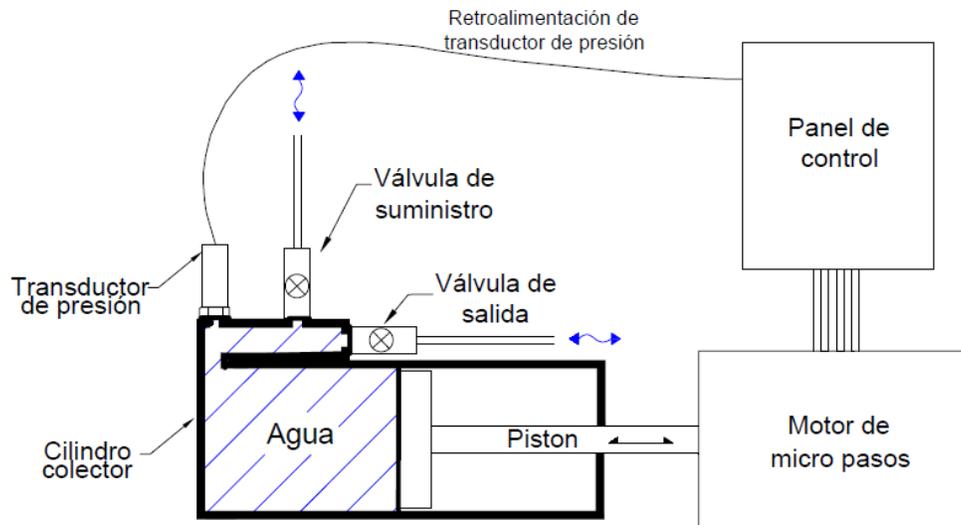


Figura 3.8. Diagrama de unidad Flow/Trac.

El software CRC.S puede realizar una prueba automática de consolidación a deformación controlada permitiendo al usuario definir las condiciones de prueba. Durante la prueba el software procesa los datos en tiempo real y es capaz de mostrarlos en el monitor de la computadora en forma numérica o gráfica, al finalizar la prueba, el programa almacena los datos y mediante su función de edición de reporte, realiza los cálculos necesarios para preparar las tablas finales y gráficos de los resultados para su inclusión en un informe. Se puede introducir al software información específica del espécimen para ser incluida en los resultados tabulares y gráficos.

3.3.2 Funcionamiento del equipo

El software CRC.S permite realizar pruebas de consolidación a deformación controlada de manera automática, para esto, divide la prueba en tres fases secuenciales:

1. Inicialización: en la cual se aplica un valor pequeño de carga al espécimen para proporcionarle un buen contacto con la muestra.

2. Saturación: en esta fase se satura el espécimen aumentando la contrapresión a una velocidad deseada hasta que se alcance el valor objetivo, una vez alcanzada, ésta se mantiene durante un tiempo especificado.
3. Consolidación: la muestra de suelo se consolida aplicando una deformación vertical a una velocidad constante, se pueden realizar secuencias de carga y descarga durante la prueba.

Las fases secuenciales se pueden programar mediante el ingreso de datos al software, el cual cuenta con una ventana de control como la mostrada en la figura 3.9, misma que contiene una barra de menús y hojas de propiedades.

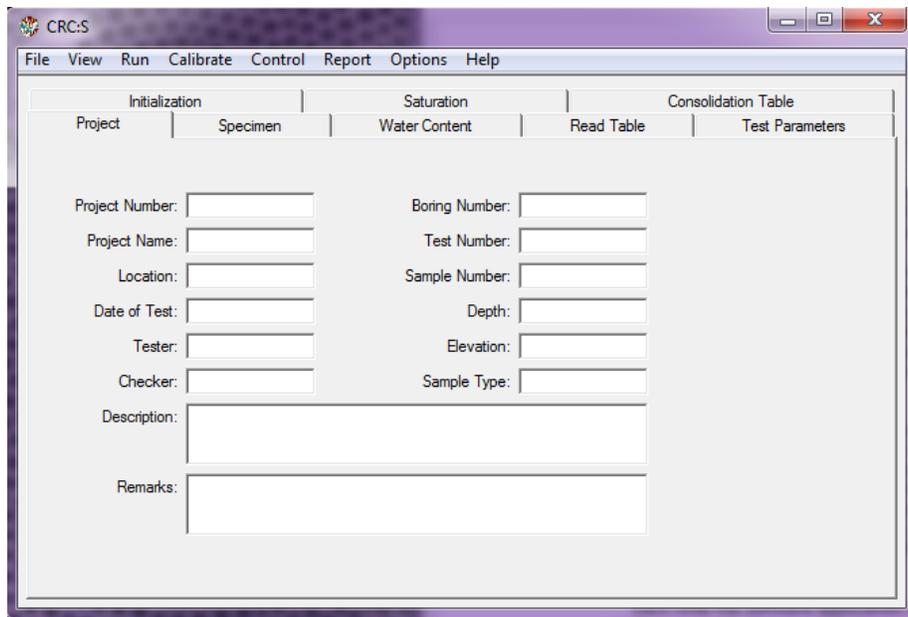


Figura 3.9. Ventana de control de CRC.S.

El software muestra ventanas que permiten monitorear en tiempo real el comportamiento de los cuatro transductores con los que cuenta el equipo, la celda de carga y transductor de desplazamiento presentes en la unidad Load/Trac, y los dos transductores de presión, uno de ellos como parte de la celda de consolidación y el otro

dentro de la unidad Flow/Trac; lo cual permite observar el comportamiento de cada prueba durante su ejecución.

En la hoja de propiedades Proyecto (project), Espécimen (specimen) y Contenido de Agua (water content) se localizan campos de texto para insertar datos sobre la prueba, mismos que serán plasmados en el informe. La hoja Tabla de Lectura (read table) se usa para controlar cuando los valores de salida del sensor se leen y almacenan durante la prueba.

La hoja Parámetros de Prueba (test parameters) permite seleccionar en qué fase se iniciará la prueba y en qué fase se iniciará la curva de compresión. Estas opciones son útiles únicamente para la presentación del reporte y no afectan el funcionamiento de la prueba.

La hoja Inicialización (initialization) se usa para ingresar los parámetros de la fase inicialización. En los campos de texto se ingresa el valor de esfuerzo vertical que aplicará el Load/Trac, y éste será mantenido. En cuanto se cumpla el tiempo especificado, el programa pasará automáticamente la prueba a la fase siguiente. La figura 3.10 muestra la hoja de Inicialización.

Figura 3.10. Hoja de fase: Inicialización.

Lo hoja de Saturación se usa para insertar información que controlará la fase (figura 3.11). En el campo de texto Cell Pressure (presión de celda) se asigna el valor de

contrapresión al que llegará la celda de consolidación, este valor se alcanzará gradualmente, por lo que en el campo Pressure Rate (velocidad de presión) se introduce la velocidad en que la presión será aplicada. El tiempo durante el cual se debe mantener la presión, se asigna en el campo de texto Mantain Time (tiempo mantenido), éste debe ser lo suficientemente grande para continuar a la fase de Consolidación manualmente, ya que en cuanto el programa alcance dicho valor, continua en automático con la fase siguiente. En el campo de texto Maximum Excess Pressure (Exceso de presión máximo) se coloca el valor máximo que puede alcanzar la diferencia entre presión de poro y la contrapresión en la celda, si la prueba alcanza dicho valor, el sistema empezará un proceso cíclico en el que decrecerá e incrementará la presión para que el incremento de presión de poro no ocurra rápidamente.

Project	Specimen	Water Content	Read Table	Test Parameters
Initialization		Saturation	Consolidation Table	
Cell Pressure: 240. kPa				
Pressure Rate: 1.333333 kPa/min				
Maintain Time: 2880. min				
Maximum Excess Pressure: 13.789515779032 kPa				

Figura 3.11. Hoja de fase: Saturación.

En la hoja Tabla de Consolidación, se asignan los parámetros para controlar la fase de Consolidación, como se presenta en la figura 3.12. En esta fase es posible realizar diversas etapas, llamadas pasos, para cada paso se asignan valores de control. El valor Final Normal Stress (esfuerzo normal final) es el valor límite que alcanzará el equipo. El esfuerzo será aplicado a una velocidad de deformación asignada en la columna Strain Rate (velocidad de deformación). El programa usa límites de relación de presión de poro para evitar que el esfuerzo normal se incremente rápidamente, tanto que la presión de poro se vuelva muy alta para el transductor, o muy lento haciendo el tiempo de la prueba muy extenso. La relación de presión de poro se refiere al valor del exceso de presión de poro entre el esfuerzo vertical (u/σ_v) actuando al momento de la medición, si el valor de la relación supera al insertado en la columna Upper Pressure Ratio (relación

de presión superior) la velocidad de deformación actuante decrecerá por un factor de 2, por lo que en todos los ensayos se colocó el valor 1000 siendo este inalcanzable para la relación u/σ_v , asegurando que la prueba se ejecute con el valor asignado en la columna Strain Rate (velocidad de deformación). Si el valor de la relación de presión de poro cae por debajo del insertado en la comuna Lower Pressure Ratio (relación de presión inferior), la velocidad de deformación incrementará por un factor de 2, por lo que para todos los ensayos se colocó el valor 0.01 para la relación u/σ_v siendo este un valor muy bajo que no se alcanza durante la prueba, de esta manera la velocidad de deformación asignada se mantiene durante toda la ejecución. Los límites de relación de presión de poro permiten realizar pruebas dentro de los valores recomendados por la literatura, mejorando la ejecución de una prueba de velocidad de deformación constante.

Project	Specimen	Water Content	Read Table	Test Parameters			
Initialization		Saturation		Consolidation Table			
Final Normal Stress (kPa)	Strain Rate (%/min)	Lower Pressure Ratio	Upper Pressure Ratio	Equilibrium Pressure Ratio	Maintain Time (min)	Read Table	
1	1000.	8.33333e-003	0.	1000.	1.e-002	1440.	Strain
2	10.	-8.33333e-00	0.	1000.	1.e-002	1440.	Strain
3	0.	0.	0.	0.	0.	0.	Strain
4	0.	0.	0.	0.	0.	0.	Time
5	0.	0.	0.	0.	0.	0.	Time
6	0.	0.	0.	0.	0.	0.	Time
7	0.	0.	0.	0.	0.	0.	Time
8	0.	0.	0.	0.	0.	0.	Time
9	0.	0.	0.	0.	0.	0.	Time
10	0.	0.	0.	0.	0.	0.	Time

Figura 3.12. Hoja de fase: Consolidación.

Si se alcanza el valor establecido para la columna Final Normal Stress, el programa continuará monitoreando la relación de presión de poro, ya que teóricamente, esta relación toma un tiempo indefinido y altamente prolongado en detener su disminución. Se usa el parámetro Equilibrium Pressure Ratio (relación de igualdad en presión) para determinar que la etapa de consolidación se encuentra cerca de una condición de igualdad, por lo que cuando se alcanza el valor de Equilibrium Pressure Ratio, el programa continúa en automático al paso siguiente.

Si durante un paso de la consolidación se alcanza el valor colocado en la columna Maintain Time (tiempo mantenido) antes que el establecido para el parámetro Equilibrium Pressure Ratio, el programa pasará al paso siguiente.

La columna Read Table (tabla de lectura) permite seleccionar qué columna de valores se usará para la grabación de datos durante la fase, dichos valores fueron colocados en la hoja Read Table, que contiene las columnas tiempo, deformación y desplazamiento.

El usuario puede terminar un paso en la fase de consolidación y el programa iniciará el siguiente paso, que puede ser modificado en cualquier momento. La prueba puede ser finalizada cuando el usuario lo desee.

3.3.3 Ventajas del equipo

El equipo Load Trac/Flow Trac contiene diversas características que lo hacen atractivo para la realización de prueba de consolidación a velocidad de deformación controlada. A continuación, se enlistan las ventajas más sobresalientes del equipo.

- Realización de pruebas de velocidad de deformación constante automatizadas, por lo que no es necesaria una vigilancia constante por el operador.
- Fácil manejo del software, por lo que cualquier operador relacionado al manejo de equipos de laboratorio, podría realizar pruebas sin dificultades.
- Capacidad de saturación mediante contrapresión, por lo que la medición de presión de poro tiene una gran precisión.
- Medición de presión de poro en la base del espécimen durante la completa ejecución de la prueba.
- Visualización en tiempo real del comportamiento de la prueba, gracias a las ventanas de monitoreo.

- Dependiendo de la velocidad de deformación, la prueba puede ser completada en su totalidad en cuestión de horas.
- Debido a la automatización y precisión que ofrece el equipo, es posible realizar pruebas de consolidación de larga duración, por lo que se tiene un ahorro significativo en el tiempo dedicado a la prueba por parte del usuario.
- Generación del informe del ensayo al finalizar la prueba.
- Realización de varias etapas de carga a diferentes velocidades durante la fase de consolidación.
- Permite modificar los parámetros en la hoja Tabla de Consolidación, lo que permite cambiar los valores para cada etapa de consolidación en cualquier momento antes de iniciar la etapa.
- Las configuraciones de prueba se pueden guardar y usar posteriormente para definir las condiciones de una prueba convencional, por lo que un operador familiarizado con el equipo puede configurar e iniciar una prueba en aproximadamente un minuto después del montaje de la probeta.

3.4 Procedimiento de ensaye

3.4.1 Labrado de probeta

Con la finalidad de que el espécimen no pierda humedad, el labrado se realizó en un cuarto húmedo. Se extrae el suelo del tubo muestreador, con una altura aproximada de 5 CDMX, se procede a colocar aceite de silicón en la superficie interior del anillo y posteriormente se coloca el borde afilado del anillo sobre la parte inferior del espécimen de suelo, con el objetivo de que la parte superior del suelo permanezca en el borde afilado. A continuación, se procede a introducir el anillo con diámetro de 63.5 mm y 25.4 mm de altura, dentro del espécimen de suelo tratando de evitar perturbaciones (ver figura 3.13)

Una vez que el anillo este dentro del espécimen de suelo, se usan utensilios para cortar los excedentes de suelo y se dejan superficies lisas en los extremos del anillo. Los excesos de suelo se utilizan para determinar los contenidos de agua, densidad y límites de consistencia.



Figura 3.13. Labrado de probeta.

3.4.2 Saturación de líneas y celda de celda de consolidación

La saturación del equipo se realiza con el objetivo de eliminar burbujas de aire en la celda de consolidación, de esta forma al comenzar una prueba se minimiza la posibilidad de agregar aire a la probeta de suelo, con el propósito de obtener resultados confiables.

Inicialmente se coloca la cámara de consolidación sobre la base, teniendo cuidado que haga contacto con el arosello, posteriormente se conecta a la base el transductor de presión de poro y se remueve el tornillo de purga, la válvula manual se abre y se llena la cámara con agua desaireada hasta que se observe agua salir por el orificio de purga en el transductor y agua suficiente en la válvula. Una vez que se considere se ha removido el aire dentro de la celda, se detiene el llenado, se cierra la válvula para mantener la

saturación en la misma y se coloca el tornillo de purga en el transductor. La cámara se remueve.

Se coloca la tapa superior de la celda sobre un recipiente, asegurando el tornillo que bloquee el movimiento del pistón, del cual la mayor parte del pistón debe estar en la parte superior de la tapa. Se procede a tomar el tubo de conexión de celda con la unidad de FlowTrac. Mediante el teclado de control de la unidad FlowTrac, se procede a accionar la opción de “Llenado”, misma que permitirá el ingreso de agua al cilindro colector hasta en un 75%; posteriormente, se inicia la opción “Jog” que permite la salida de flujo mediante la válvula de salida y mediante un tubo que llega hasta la conexión celda-FlowTrac, se debe observar y verificar que mediante el proceso se eliminen las burbujas de agua que podría contener el tubo. Una vez que el agua empiece a salir de la conexión celda-FlowTrac, se conecta a la tapa superior. Enseguida se puede proceder al montaje de la probeta.

3.4.3 Montaje de probeta

Sobre la base de la celda de consolidación se coloca el conjunto de papel filtro, piedras porosas, y anillo con el contenido de suelo previamente labrado. Sobre el conjunto antes mencionado se coloca el cabezal en la parte superior. Alrededor del anillo se coloca el O-ring previamente engrasado con aceite de silicón. La cámara de consolidación se coloca sobre la base, teniendo el conjunto de suelo ensayado, anillo, piedras porosas, papel filtro y cabezal en su interior, se coloca agua desairada en el interior de la celda hasta su llenado para posteriormente situar la parte superior de la celda. Ya que el tubo conector se encuentra libre en su extremo, se permitirá liberación de agua por el mismo.

Los tornillos de ajuste se colocan en el conjunto asegurando el ensamblaje del mismo. Se permite el movimiento del pistón y se empuja hasta asegurar el contacto entre pistón y el cabezal, una vez garantizado el contacto, el pistón de bloquea. Mediante la opción “Jog” en la unidad de FlowTrac se asegura el llenado del conjunto con agua suficiente para poder colocar el tubo conector a la válvula manual. Una vez que la celda

de consolidación se encuentra ensamblada, se abre la válvula manual para verificar que en el tubo conector no se presenten burbujas de aire, de ser así, la celda de consolidación se coloca sobre la placa de carga en la unidad Load/Trac. La figura 3.14 muestra un diagrama de la celda de consolidación ensamblada.

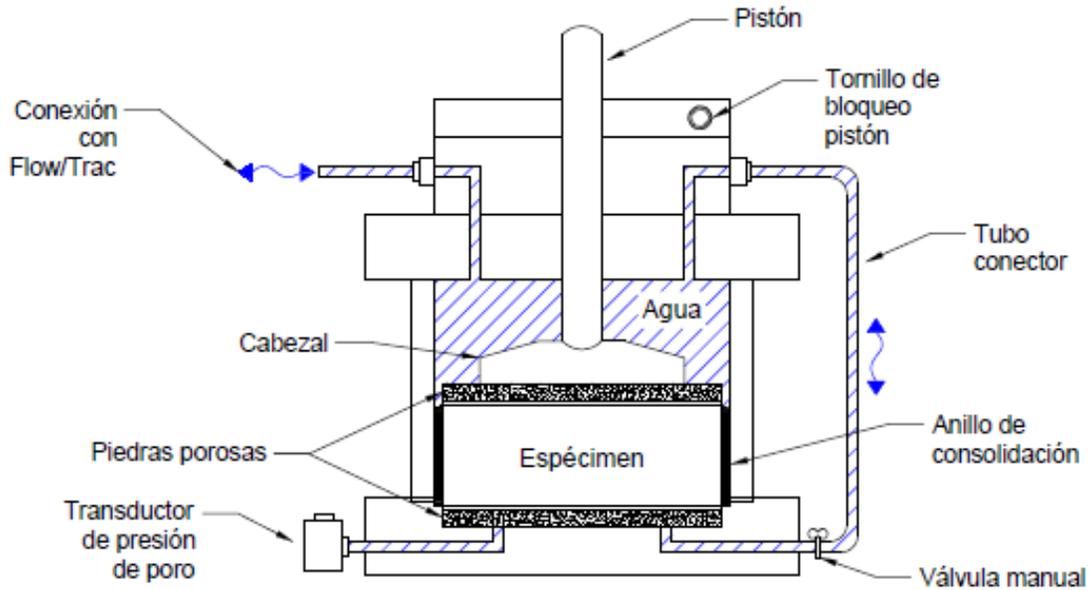


Figura 3.14. Diagrama de celda de consolidación ensamblada.

3.4.4 Ejecución de prueba

En el software CRC.S se colocan los datos correspondientes a cada ensaye en las hojas de propiedades: Proyecto, Espécimen y Contenido de Agua. En Parámetros de Prueba se selecciona la fase inicial deseada para la presentación del reporte, que para todas las pruebas realizadas en este documento fue la fase Inicialización.

En la hoja Inicialización se asigna una carga de contacto, misma que para todos los ensayos presentados fue de 4 kPa, mantenida durante 5 min. En la hoja Saturación se estableció un valor de contrapresión de 240 kPa, alcanzado a una velocidad de 1.33 kPa/min, el valor de contrapresión asignado se mantuvo durante mínimo 24 hrs. En la

hoja Tabla de Consolidación, se utilizó un valor de 0.01 en la columna Relación de Igualdad en Presión, que se refiere al valor de la relación u_h/σ_v , y se asignaron los valores de velocidad en %/min.

La prueba se inicia mediante el menú Correr, y el software comienza el llenado del cilindro colector ubicado en la unidad Flow/Trac hasta un llenado del 75%, al finalizar el proceso el software comenzará a subir la placa de carga hasta que exista un contacto entre el pistón y la celda de carga, que al ser alcanzado permitirá al usuario desbloquear el pistón, una vez desbloqueado el usuario deberá confirmar la acción y el programa iniciará la fase Inicialización.

Terminada la fase Inicialización, el software pasará automáticamente a la fase Saturación, en la que, al inicio de la misma, el usuario debe abrir la válvula manual que contiene la celda de consolidación para permitir la aplicación de la contrapresión en la base del espécimen y asegurar una saturación satisfactoria. El proceso de saturación se lleva a cabo al presurizar la celda de consolidación mediante el ingreso de agua a la misma por medio de la unidad Flow/Trac, la presurización se realiza de manera gradual hasta alcanzar el valor establecido, y mediante la abertura de la válvula manual y el paso del agua al espécimen por las piedras porosas, esta presurización se distribuye en todo el espécimen. El concepto de “contrapresión” utilizado en este proceso difiere del utilizado en las pruebas triaxiales, en éste caso, el espécimen no tiene una membrana que lo separe del ambiente confinante, por lo que la saturación se lleva a cabo mediante una contrapresión que a su vez actúa como presión confinante. Debido a que no existe una separación entre el espécimen y el ambiente confinante, no es posible medir el grado de saturación del espécimen mediante el parámetro B de Skempton, sin embargo, debido a la presión de 240 kPa y el tiempo mantenido de ésta, se deduce que la saturación es satisfactoria. El proceso de saturación realizado por el equipo podría compararse al simular un espécimen de suelo bajando lentamente en el océano, al tener una velocidad lenta el espécimen no sufre cambios volumétricos, y con la presurización en aumento, el volumen ocupado por aire se reemplaza por agua, garantizando la saturación del espécimen. Ver diagrama de saturación en figura 3.15.

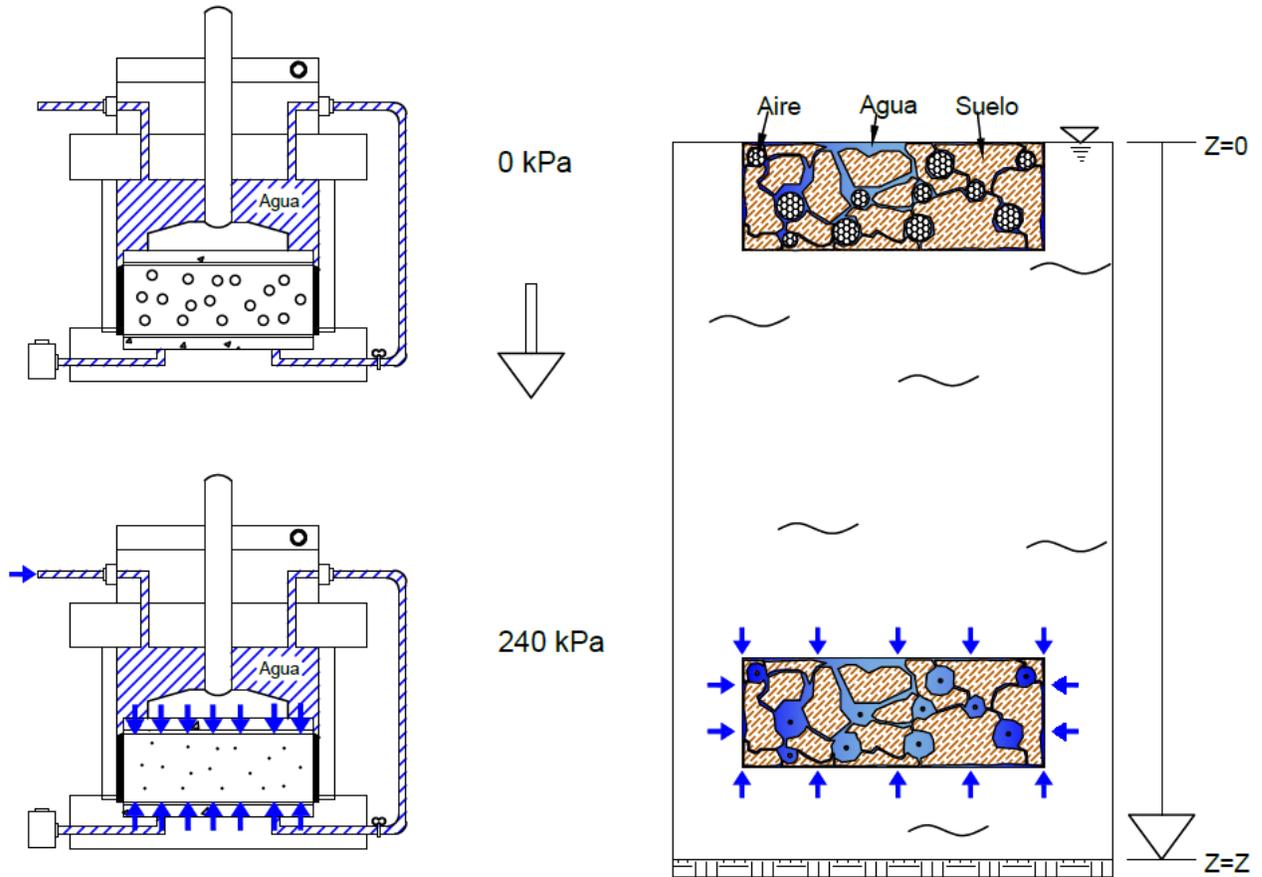


Figura 3.15. Diagrama de fase saturación.

El término de la fase Saturación se realiza manual ya que la válvula manual debe cerrarse para prevenir el drenaje en la base del espécimen. Posteriormente se inicia la fase de Consolidación, misma que comienza de acuerdo con los valores determinados al inicio de la prueba. En este proceso la placa de carga se mueve verticalmente hacia arriba a la velocidad asignada deformando el espécimen, por lo que el registro del esfuerzo vertical es la respuesta que opone el suelo al intentar deformarlo. Ver figura 3.16.

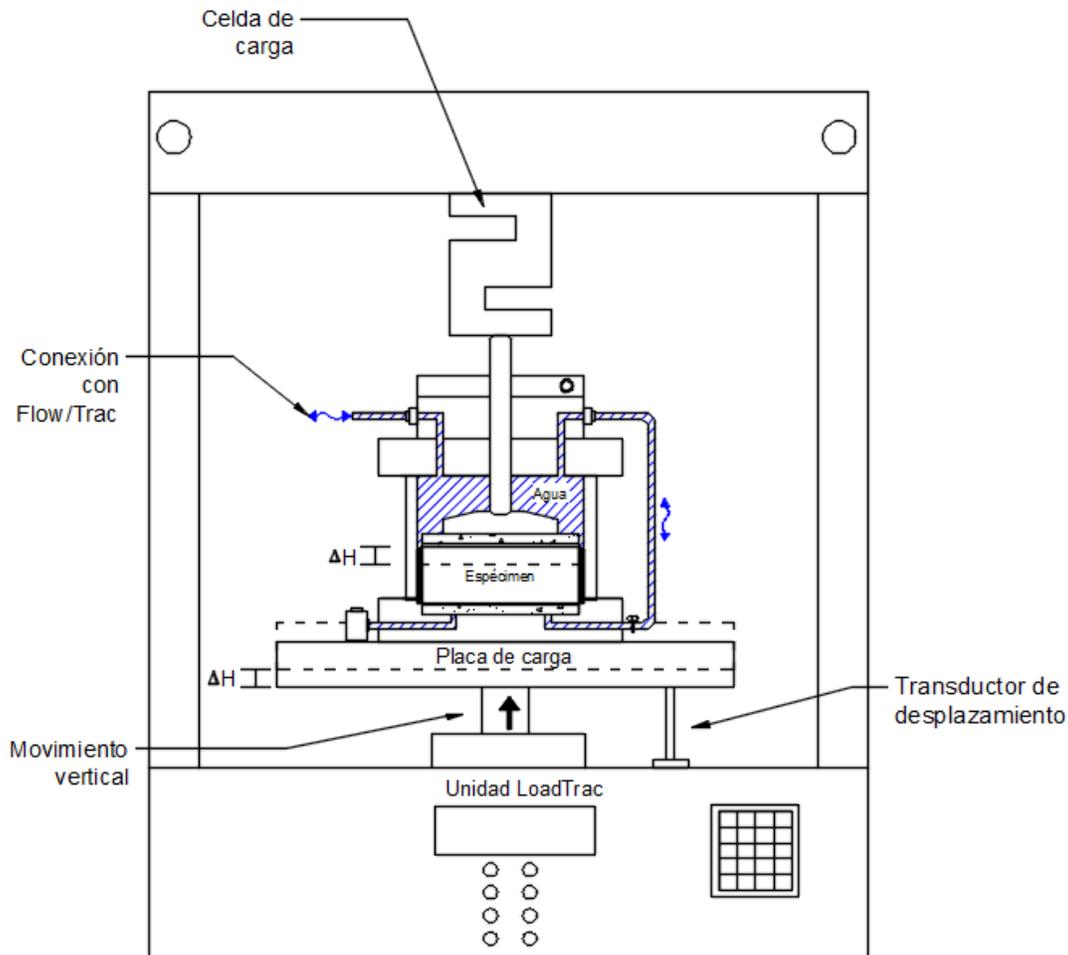


Figura 3.16. Diagrama de fase consolidación.

Si se desea realizar un segundo ciclo de carga o un ciclo de descarga, la información podía insertarse en la Tabla de Consolidación antes de comenzar la prueba o mientras se encontraba en proceso.

Al finalizar la prueba, el pistón se debe bloquear y posteriormente se debe llevar a cero el valor de contrapresión en la celda de consolidación, por lo que la válvula de salida debe abrirse, mientras que la válvula de suministro debe cerrarse. En el menú Control, se cambia el valor contenido en el campo de texto para la presión de celda y carga a cero, se presiona el botón Ir y finalmente se cierra la ventana. Una vez que no existe presión ni carga en la celda de consolidación, se puede proceder a accionar la placa de carga hacia abajo hasta poder extraer la celda de consolidación y proceder a su desconexión.

3.5 Velocidades de ensayos

Se ha demostrado que el efecto de la velocidad de deformación en pruebas CSR afecta directamente la compresibilidad de suelos finos, por lo tanto, el esfuerzo de fluencia aumenta al incrementar la velocidad y decrece con un valor de velocidad bajo, por lo que generalmente las curvas de compresibilidad a diferentes valores de velocidad de deformación son esencialmente paralelas como las presentadas por Suklje (1957) y Smith y Wahls (1969). Crawford (1964) concluyó que la estructura del suelo tiene una resistencia importante tiempo-deformación a la compresión, ya que a mayor velocidad de deformación, menor compresibilidad o mayor resistencia plástica. El comportamiento de la arcilla también se puede describir por curvas normalizadas de esfuerzo efectivo-deformación, mismas que varían de acuerdo con cada arcilla, debido a su composición mineralógica e historia geológica.

La importancia de la elección del valor de velocidad de deformación surge con la posibilidad de realizar pruebas de compresibilidad en menor tiempo en comparación con las pruebas tradicionales (Hamilton y Crawford, 1959), sin embargo, dichas pruebas que parecían prometedoras aún tenían velocidades de compresión completamente irreales comparadas con las compresiones ocurridas en el campo (Crawford 1964), por lo que la investigación en pruebas CRS se continuo a diversos valores de velocidad de deformación (Smith y Wahls, 1969; Wissa et al., 1971; Leroueil, 1985; entre otros).

Smith y Wahls (1969) propusieron un método que permite determinar la velocidad apropiada para realizar una prueba CSR de acuerdo al suelo a ensayar, sin embargo, esta velocidad depende de la permeabilidad y compresibilidad del suelo, por lo que se debe realizar pruebas convencionales previas u obtener valores estimados de relaciones empíricas, inutilizando la prueba CSR.

De acuerdo con diversos investigadores (Crawford, 1964; Wissa et al., 1971; Mesri y Feng, 1992; entre otros) se obtuvieron valores para la relación u_h/σ_v , ya que a medida que dichos valores se incrementan, los supuestos usados en la teoría para el análisis de

resultados se vuelven menos aplicables, se propusieron valores máximos a la relación u_h/σ_v , de acuerdo con cada autor, hasta que la norma D 4186-89 estandarizó el rango de 3% a 30%. Por lo tanto, es necesario realizar pruebas CSR que presenten valores de u_h/σ_v menores al 30% para que los datos obtenidos sean aceptables.

La norma D 4186-89 propone elegir el valor de la velocidad de deformación a partir del límite líquido, del cual su rango máximo es de 120%-140%, valores que se encuentran por debajo de los presentados por el suelo de la Ciudad de México.

Ya que la respuesta a la velocidad de deformación depende de cada suelo, fue indispensable observar los resultados presentados de pruebas CSR para el suelo de la Ciudad de México.

Mendoza et al. (1996) presentaron pruebas CSR realizadas en suelo proveniente de la Zona del Lago de la Ciudad de México, caracterizado por su alta compresibilidad, en el que usaron valores de velocidad de deformación de $1.87 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ a $6.22 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$, que se traduce a 0.67%/hr y 2.24%/hr respectivamente, dichos resultados mostraron que la relación u_h/σ_v no rebasaba el 30%.

López Velázquez (2002), utilizó velocidades de deformación de $2.78 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ a $9.2 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ (1%/hr a 3.31%/hr) presentando un valor máximo para la relación u_h/σ_v de 21%, mientras que Montes Leguizamón (2006) y Pinzón Franco (2007) trabajaron en velocidades de $3 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ a $2 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ (0.108%/hr a 7.2%/hr) y $1 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ a $1.5 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ (0.36%/hr a 0.54%/hr), reportando valores máximos para la relación u_h/σ_v de 15% y de 6% respectivamente.

Con base en experimentación realizada en el suelo de la Ciudad de México, en el Laboratorio de Dinámica de suelos de la Facultad de Ingeniería de la UNAM se decidió realizar ensayos en un rango de velocidades de deformación comprendido entre $9.17 \times 10^{-8} \text{ s}^{-1}$ a $1.39 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$ (0.033%/hr a 50%/hr). Las velocidades seleccionadas se presentan en la tabla 3.2.

Tabla 3.4. Velocidades de deformación para cada ensaye realizado.

Ensaye	Velocidad de deformación	
	s ⁻¹	%/hr
E1	9.2E-08	0.033
E2	1.9E-07	0.07
E3	3.5E-07	0.125
E4	3.5E-07	0.125
E5	1.4E-06	0.5
E6	8.3E-06	3
E7	1.4E-05	5
E8	2.8E-05	10
E9	1.4E-04	50

El E9 se realizó con fines de comparación, ya que esta velocidad no es representativa del fenómeno real ocurrido en campo, y dicho valor no se ha utilizado en la literatura revisada.

Adicional a los ensayos CSR, se realizó el ensaye E10 con carga incremental (CI) a cada 24 horas con una relación de incremento de esfuerzo (LIR por sus siglas en inglés) igual a 1, mediante un consolidómetro de brazo de palanca.

Se realizaron pruebas denominadas “lentas” ya que su desarrollo fue mayor a siete días (ensayos con velocidades de 0.033%/hr a 0.125%/hr), una prueba “intermedia” que se completó en poco menos de cuatro días (ensaye con velocidad de 0.5 %/hr), y pruebas “rápidas” (ensayos con velocidades de 3%/hr a 50 %/hr) realizadas en menos de dos días. Las denominaciones anteriores tienen como objetivo una identificación ágil durante el análisis del conjunto de curvas.

3.6 Definición de variables

A partir de los resultados obtenidos en cada ensaye, fue posible determinar las variables mencionadas a continuación.

Deformación axial

Debido a la variabilidad de relación de vacíos inicial que presenta cada probeta de suelo, la deformación se presentará en términos de porcentaje mediante la expresión:

$$\varepsilon = \frac{\Delta H_n}{H_0} \times 100 \quad (3.1)$$

Siendo:

ΔH_n = cambio en altura de probeta con cada incremento n

H_0 = altura inicial de probeta

Velocidad de deformación

La velocidad de deformación para cada incremento, n , se calcula mediante:

$$\dot{\varepsilon}_n = \frac{\varepsilon_n - \varepsilon_{n-1}}{t_n - t_{n-1}} \quad (3.2)$$

Siendo:

ε_n = deformación vertical

t_n = tiempo

Esfuerzo efectivo

Se usará la expresión 2.22, presentada en el capítulo 2, para cada incremento, n

$$\sigma'_n = (\sigma_n^3 - 2\sigma_n^2\Delta u_n + \sigma_n\Delta u_n^2)^{1/3} \quad (3.3)$$

Donde:

σ'_n = esfuerzo efectivo

σ_n = esfuerzo total

Δu_n = incremento en el exceso de presión de poro

Coefficiente de permeabilidad

Al sustituir las ecuaciones presentadas en el capítulo Marco Teórico, 2.18 y 2.17 en 2.19, se obtiene la expresión:

$$k_n = -\frac{0.434\varepsilon_n H_0 H_n \gamma_w}{2\sigma'_n \log\left(\frac{\Delta u_n}{\sigma_n}\right)} \quad (3.4)$$

Donde:

ε_n = velocidad de deformación

γ_w = peso específico del agua, 9.80665 kN/m³

Coefficiente de compresibilidad volumétrica

El coeficiente de compresibilidad volumétrica se define como el cambio de volumen por unidad de incremento de esfuerzo efectivo, por lo que se puede expresar mediante la expresión:

$$m_v = \frac{\varepsilon_n - \varepsilon_{n-1}}{\sigma_n - \sigma_{n-1}} \quad (3.5)$$

Coeficiente de consolidación

Calculado a partir de la ecuación 2.17 del capítulo 2, que se puede expresar como:

$$C_v = - \frac{H_0 H_n \log \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_{n-1}} \right)}{2(t_n - t_{n-1}) \log \left(\frac{\Delta u_n}{\sigma_n} \right)} \quad (3.6)$$

Función, F_3

Wissa et al. (1971) mostraron que las condiciones transitorias existen cuando el factor tiempo, T_v , es menor a 0.5, mientras que el estado estacionario ocurre cuando $T_v \geq 0.5$, y propusieron un método para calcular T_v como función de F_3 . La ecuación 2.25 se puede expresar como:

$$F_n = 1 - \frac{\Delta u_n - \Delta u_0}{\log \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_0} \right)} \quad (3.7)$$

Donde:

Δu_0 = lectura inicial durante la consolidación de incremento en el exceso de presión de poro

σ_0 = lectura inicial durante la consolidación de esfuerzo total

F_3 es una función no lineal de T_v , y consecuentemente T_v se puede encontrar por iteración o vía gráfica, por lo que el límite de las condiciones transitorias se presenta cuando $F_3 < 0.4$ y $T_v < 0.5$. Por lo tanto, cuando $F_3 \geq 0.4$, se presentan las condiciones del estado estacionario y las ecuaciones 4.3 a 4.6 son válidas.

CAPÍTULO 4

INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 Introducción

En este capítulo se presentan los resultados del conjunto de ensayos CSR, exhibiendo el comportamiento de la relación $\sigma'_v - \varepsilon - \dot{\varepsilon}$, que presenta la compresibilidad del subsuelo de la Ciudad de México (CDMX).

Mediante los resultados obtenidos, se analizó la compresibilidad acorde al valor de velocidad de deformación correspondiente, en comparación con resultados exhibidos en la literatura. Se realizó una comparación de los ensayos CSR con una prueba convencional por carga incremental (LIR=1).

Se obtuvieron los parámetros de compresibilidad: coeficiente de compresibilidad volumétrica, coeficiente de consolidación, coeficiente de permeabilidad e índice de compresión, con el fin de analizar como interviene en ellos el cambio en la velocidad de deformación.

4.2 Compresibilidad

Cada prueba comenzó con la etapa de inicialización, en la que se aplicaron 4 kPa y se mantuvieron por 5 min, como se observa en la figura 4.1. Posteriormente, se realizó la etapa de saturación en la cual se aplicó una contrapresión de 240 kPa, a una velocidad de 1.33 kPa/min, una vez que se alcanzó el valor determinado, éste se mantuvo por 24 hrs, el proceso se presenta en la figura 4.2. Al finalizar la etapa de saturación, se continuó la etapa de consolidación de acuerdo con el valor de velocidad de deformación asignado. Las figuras 4.1 y 4.2, presentadas para la etapa de inicialización y saturación respectivamente, fueron generadas idénticamente en cada ensaye presentando.

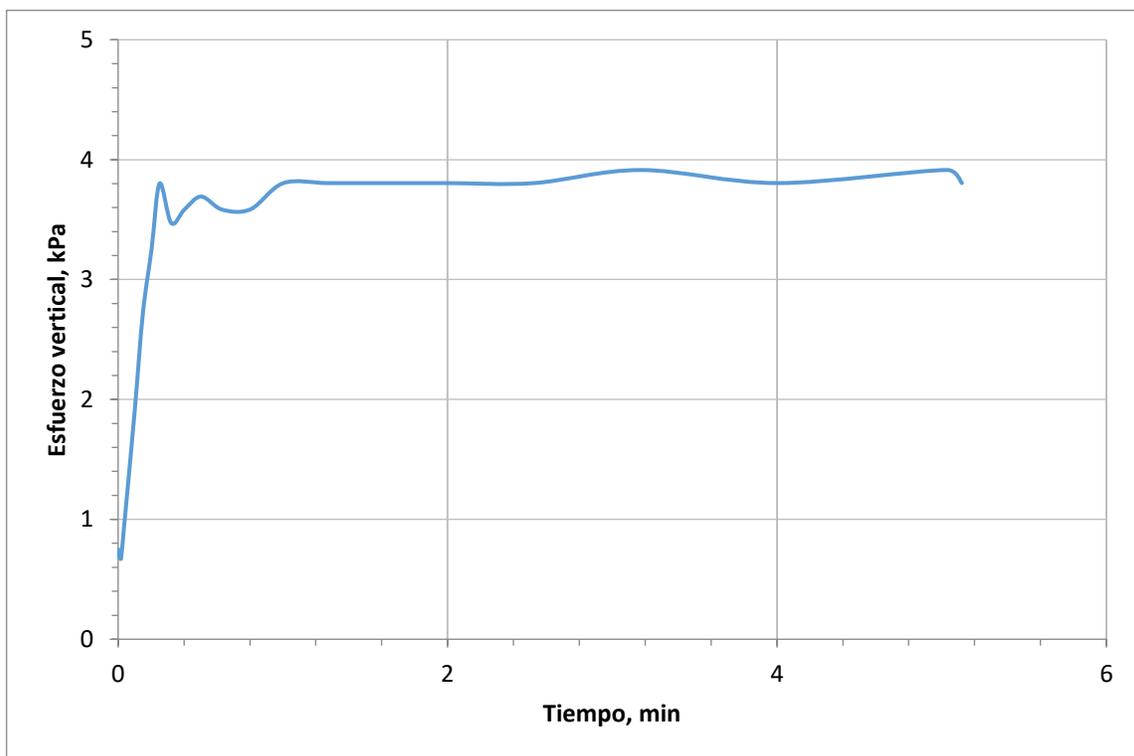


Figura 4.1. Esfuerzo vertical aplicado durante inicialización.

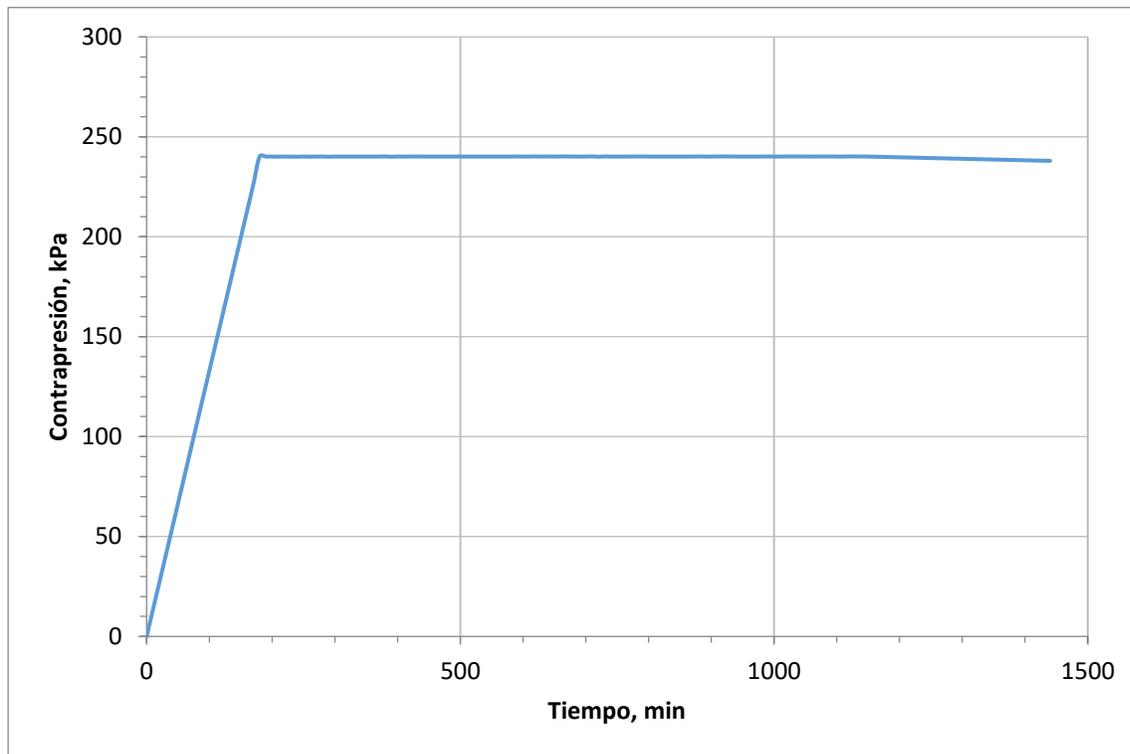


Figura 4.2. Contrapresión aplicada durante saturación.

La relación entre la compresibilidad del suelo de la CDMX y la velocidad de deformación se observa mediante las curvas esfuerzo efectivo – deformación vertical, presentadas en las figuras 4.3 y 4.4, en estas curvas se señala el esfuerzo de fluencia.

El esfuerzo de fluencia se determinó para cada curva mediante la intersección de dos líneas rectas características del dominio preconsolidado y normalmente consolidado. La tabla 4.1. presenta el esfuerzo de fluencia, σ'_y , el índice de compresión, c_c , el índice de recompresión, c_r , el porcentaje de diferencia de σ'_y y de c_c , para cada ensaye, con respecto a la prueba por carga incremental.

Tabla 4.1. Esfuerzos de fluencia, índices de compresión e índices de recompresión.

Ensaye	Velocidad de deformación	σ'_y	c_c	c_r	$\Delta\sigma'_y$	Δc_c
	%/hr	kPa			%	%
E1	0.033	89	14.49	0.71	-1	74
E2	0.07	94	13.46	0.69	4	65
E3	0.125	103	12.48	0.49	14	53
E4	0.125	103	12.86	0.47	14	57
E5	0.5	110	8.99	0.71	22	10
E6	3	119	10.99	0.55	32	35
E7	5	124	8.79	0.66	38	8
E8	10	124	9.96	0.49	38	22
E9	50	136	8.05	0.55	51	-1
E10	CI	90	8.16	0.28		

En la tabla 4.1 se aprecia que al aumentar la velocidad de deformación, aumenta el esfuerzo de fluencia. El c_c para las pruebas lentas se presenta similar, mientras que para la prueba intermedia y pruebas rápidas existen variaciones. El c_c que presenta el ensaye 9 (50%/hr) es el que tiene un porcentaje mínimo de diferencia comparándolo con el ensaye por carga incremental, seguido del ensaye 7 (5%/hr) con un 8% de diferencia. Sin embargo, el E9 que presenta una mejor coincidencia en cuanto al c_c con la prueba por carga incremental (E10), contrasta con el σ'_y , presentando el mayor porcentaje de diferencia. El c_r presenta variaciones no considerables para todos los ensayos. El cambio del σ'_y de todos los ensayos respecto al obtenido para la prueba por carga incremental (E10), se observa en aumento conforme la velocidad incrementa, el menor cambio se presentó para el ensaye de 0.033%/hr con un decremento de σ'_y de 1%, mientras que el mayor cambio se presenta para la prueba de 50%/hr con un incremento en el σ'_y de 51%.

En la figura 4.3, se observa como la rama preconsolidada, OC, o rama estructurada de las pruebas lentas (CSR=0.033%/hr, 0.07%/hr y 0.125%/hr) se presenta

para una deformación de la muestra entre 0 y 8%, mientras que en la prueba intermedia se encuentra en un porcentaje comprendido entre 0 y 10.6%. La pendiente de la rama normalmente consolidada, NC, o rama desestructurada en pruebas lentas es similar, pero con separación entre ellas, por lo tanto, se observan líneas paralelas de las cuales su separación depende de la velocidad de deformación. Los ensayos E3 y E4 (0.125%/hr) presentan un comportamiento similar, comprobando que el comportamiento del suelo arcilloso está ligado a la velocidad de deformación. La prueba intermedia (CSR=0.5%/hr) pasa del dominio elástico al plástico en una deformación mayor a las pruebas lentas y en la rama OC se comporta de manera relativamente similar a éstas, mientras que en la rama NC su pendiente es considerablemente diferente.

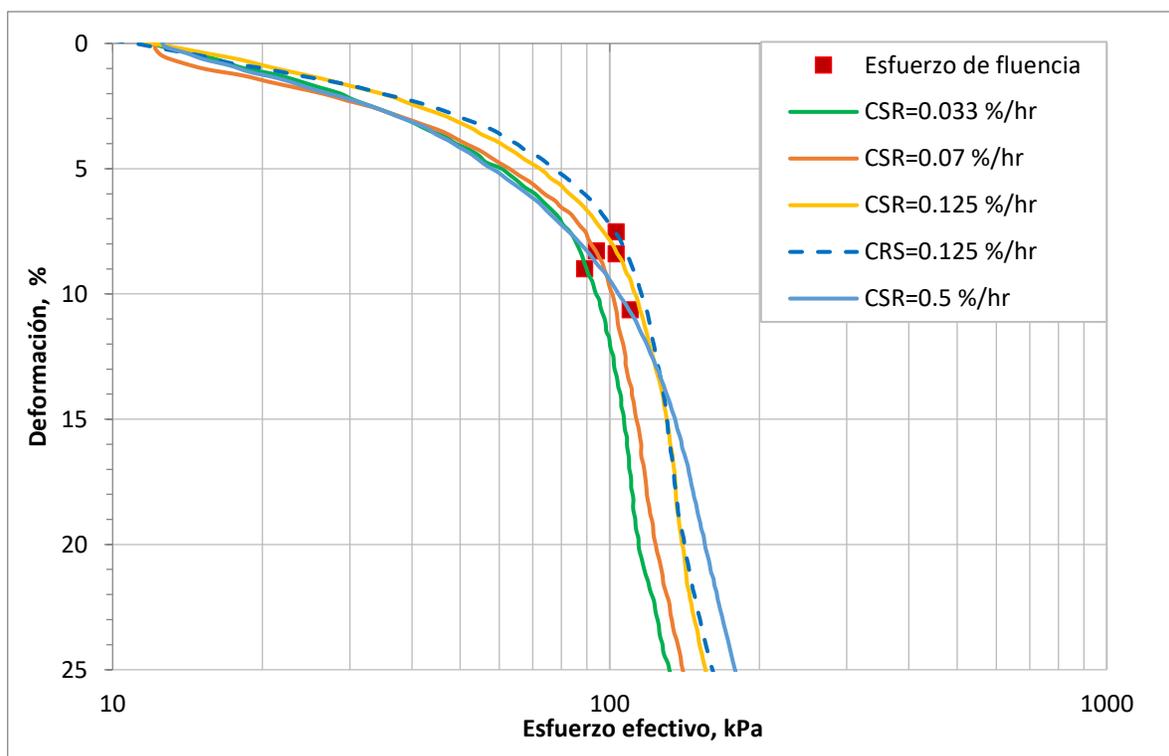


Figura 4.3. Curvas de compresibilidad de pruebas lentas y prueba intermedia.

En la figura 4.4, se observa que las pruebas rápidas, presentan la rama OC en una deformación entre 0 y 10%, siendo la prueba intermedia la que presenta el dominio elástico a una deformación mayor, hasta 10.6%. La pendiente de la rama NC se observa muy similar para las velocidades 0.5, 5 y 50%/hr, mientras que las pruebas con velocidad 3%/hr y 10%/hr, muestran una ligera diferencia aproximadamente después de que se

presenta el esfuerzo de fluencia. El ensaye con velocidad de deformación 10%/hr se encuentra muy cercano al de 3%/hr, por lo que no presenta un corrimiento a la derecha significativo, como lo hace el ensaye con velocidad 5%/hr, esto podría deberse a la variabilidad del suelo.

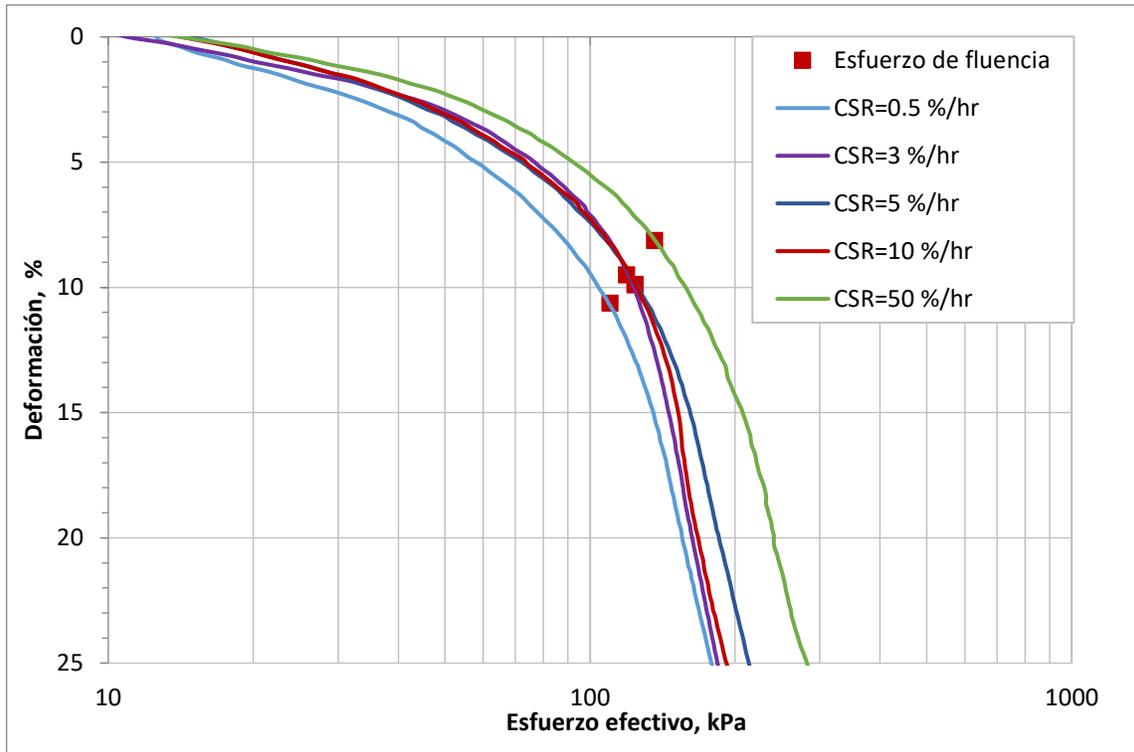


Figura 4.4. Curvas de compresibilidad de prueba intermedia y pruebas rápidas.

En la figura 4.5 se observan las pruebas lentas y la intermedia en comparación con la prueba por carga incremental. En ella se observa cómo la rama NC de la prueba por carga incremental presenta una similitud con la prueba intermedia, y que se mantiene en su totalidad en el rango de las pruebas lentas. La figura 4.6 presenta la prueba intermedia y las pruebas rápidas en comparación con la prueba por CI, la cual presenta similitud en la rama NC con la prueba intermedia de 0.5%/hr y 5%/hr.

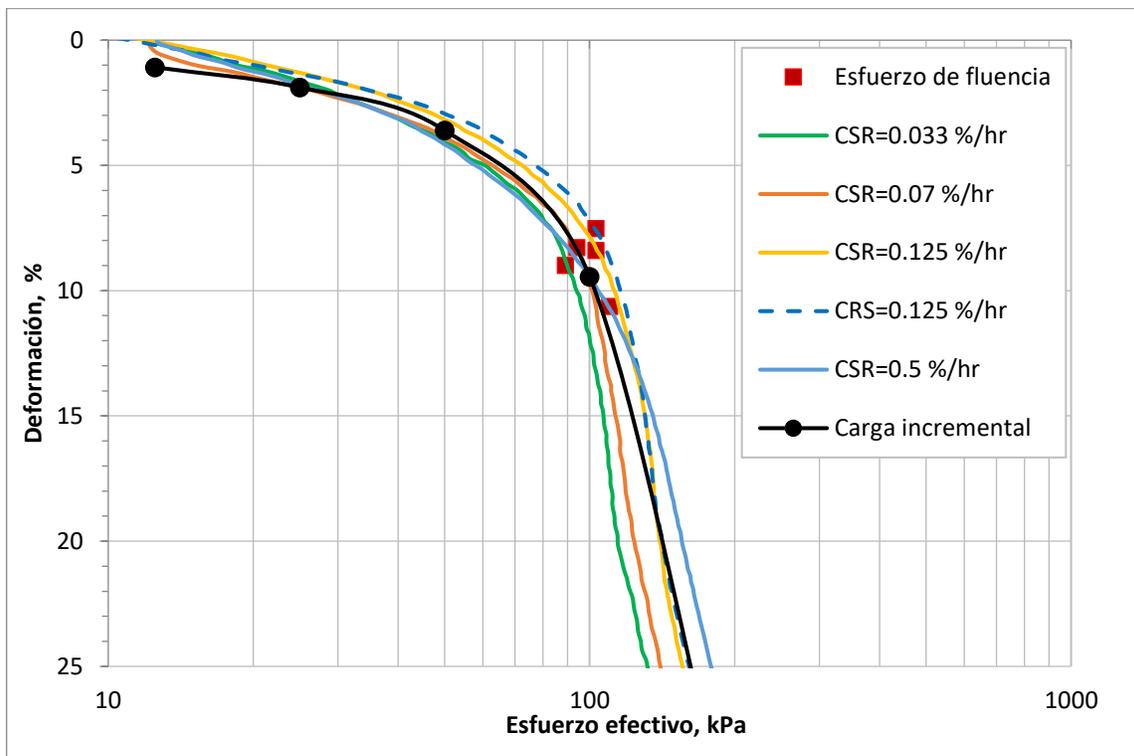


Figura 4.5. Curvas de compresibilidad de pruebas lentas, prueba intermedia y prueba por carga incremental.

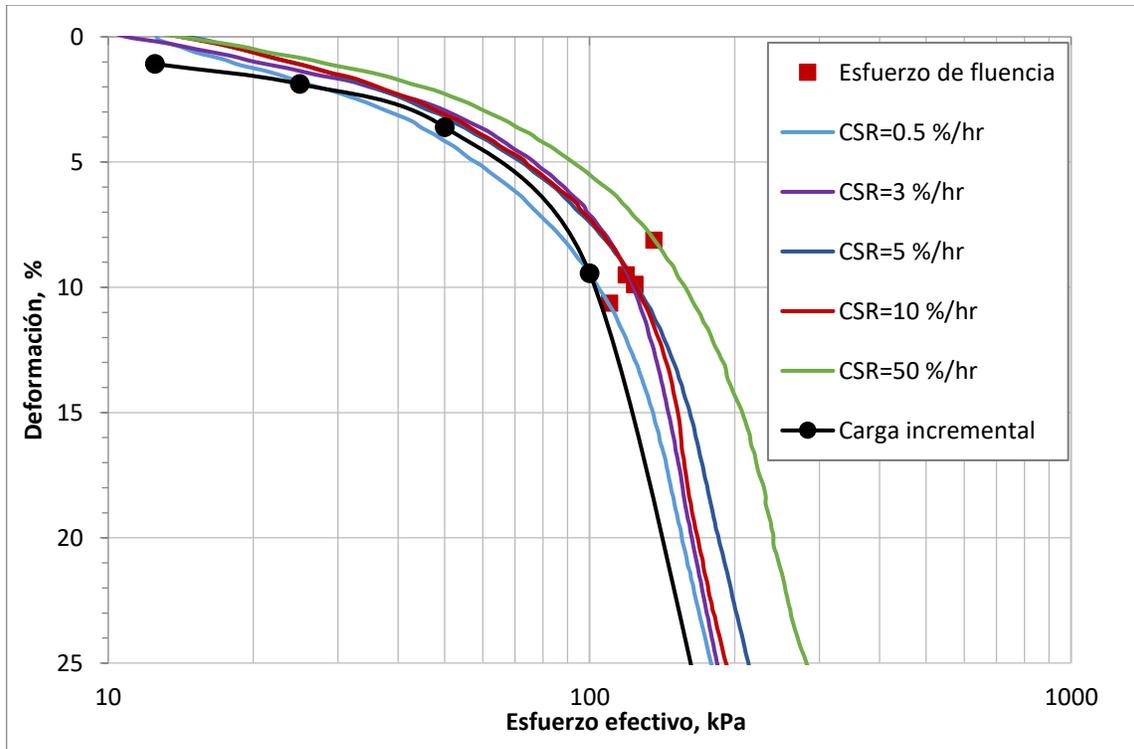


Figura 4.6. Curvas de compresibilidad de prueba intermedia, pruebas rápidas y prueba por carga incremental.

En la figura 4.7 se presenta el conjunto de curvas de las 9 pruebas realizadas. En los ensayos realizados se observa cómo el cambio del dominio elástico al plástico no es definido, ya que se presenta un cambio curvado, como lo señaló Díaz Rodríguez et al. (1992), y la forma de la mayoría de las curvas es parecida, a excepción de la prueba intermedia, que al ser comparada con las pruebas lentas, muestra una forma visiblemente diferente, mostrando una rama OC con mayor inclinación, diferencia posiblemente debida a la natural variabilidad del suelo. Las curvas presentan una separación entre ellas que depende de la velocidad de deformación, se observa que la separación mayor es la correspondiente a la curva con velocidad de deformación de 50%/hr con respecto a la velocidad inmediata inferior, éste incremento se hace notorio ya que al aumentar la velocidad por un factor de 5 su σ'_y aumenta en 9.7%.

Con base en la tabla 4.1 y la figura 4.7, se observa que conforme aumenta la velocidad de deformación la curva de compresibilidad tiene un corrimiento a la derecha, por lo que se presenta un aumento en el esfuerzo de fluencia, es decir, a una alta deformación, se tiene una velocidad de deformación alta y un esfuerzo efectivo alto, esto concuerda con lo señalado por Crawford (1964), a mayor velocidad de deformación se presenta una menor compresibilidad o mayor resistencia plástica, y por Leroueil (1983), cuando señaló que el esfuerzo de preconsolidación (fluencia) está directamente relacionado con la velocidad de deformación.

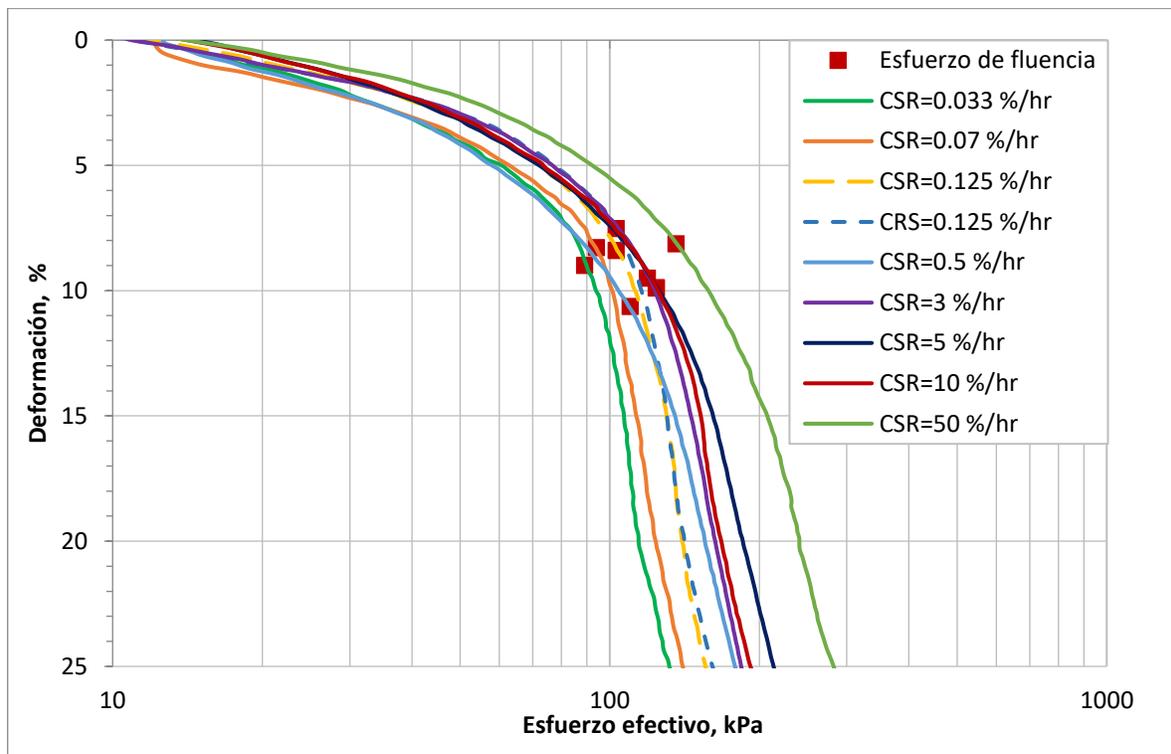


Figura 4.7. Curvas de compresibilidad.

La figura 4.8 presenta las envolventes de las curvas de compresibilidad correspondientes a las pruebas CSR, sobre la cual se observa la curva esfuerzo efectivo-deformación obtenida del ensaye con carga incremental a cada 24 horas, la cual se observa permanece en el rango de las pruebas CSR lentas, esto coincide con lo reportado por Leroueil et al. (1988) donde señala que las pruebas convencionales con carga incremental presentan velocidades de deformación menores, con valores típicos de 10^{-7} s^{-1} (0.036 %/hr) al final del periodo de carga para esfuerzos en el rango NC.

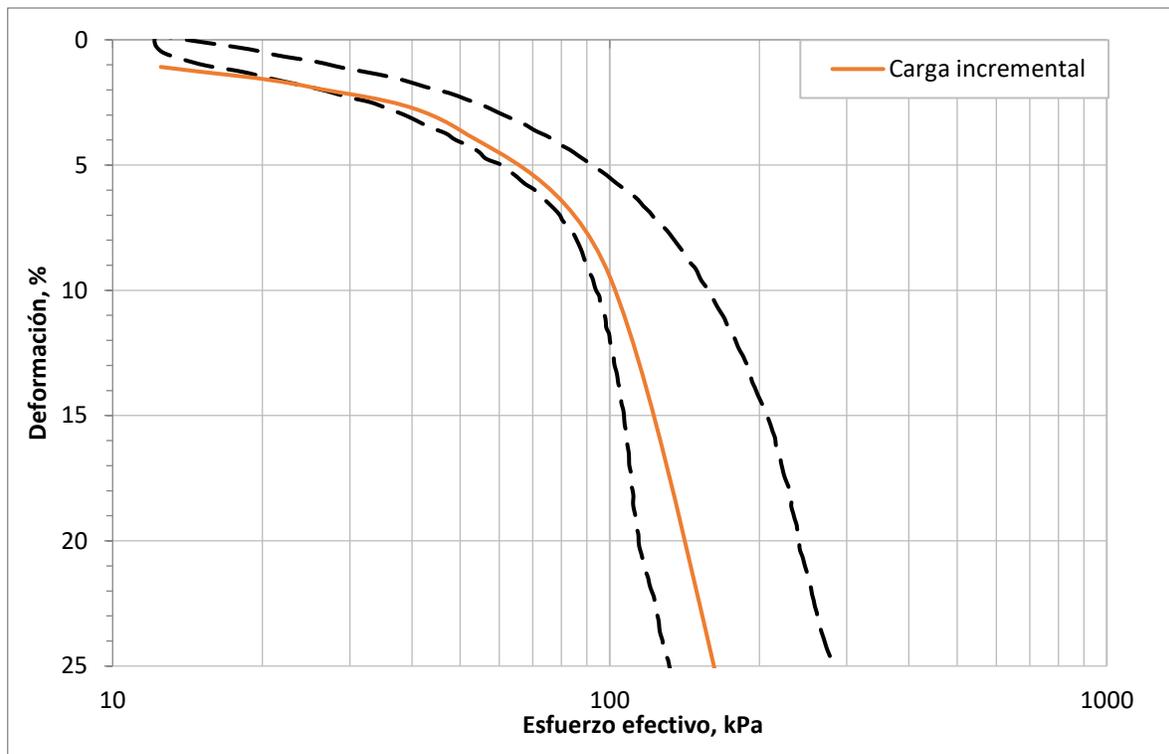


Figura 4.8. Envolvente de curvas de compresibilidad de pruebas CSR y convencional con carga incremental.

4.3 Relación exceso de presión de poro-esfuerzo efectivo

El exceso de presión de poro, u_h , medido en la base del espécimen, presentó variaciones características de cada valor de velocidad de deformación. En ningún ensaye realizado el exceso de presión de poro igualó al esfuerzo efectivo, por el contrario, representó un porcentaje menor. La figura 4.9 presenta la variación del exceso de presión de poro con respecto al esfuerzo efectivo actuante para cada ensaye CSR.

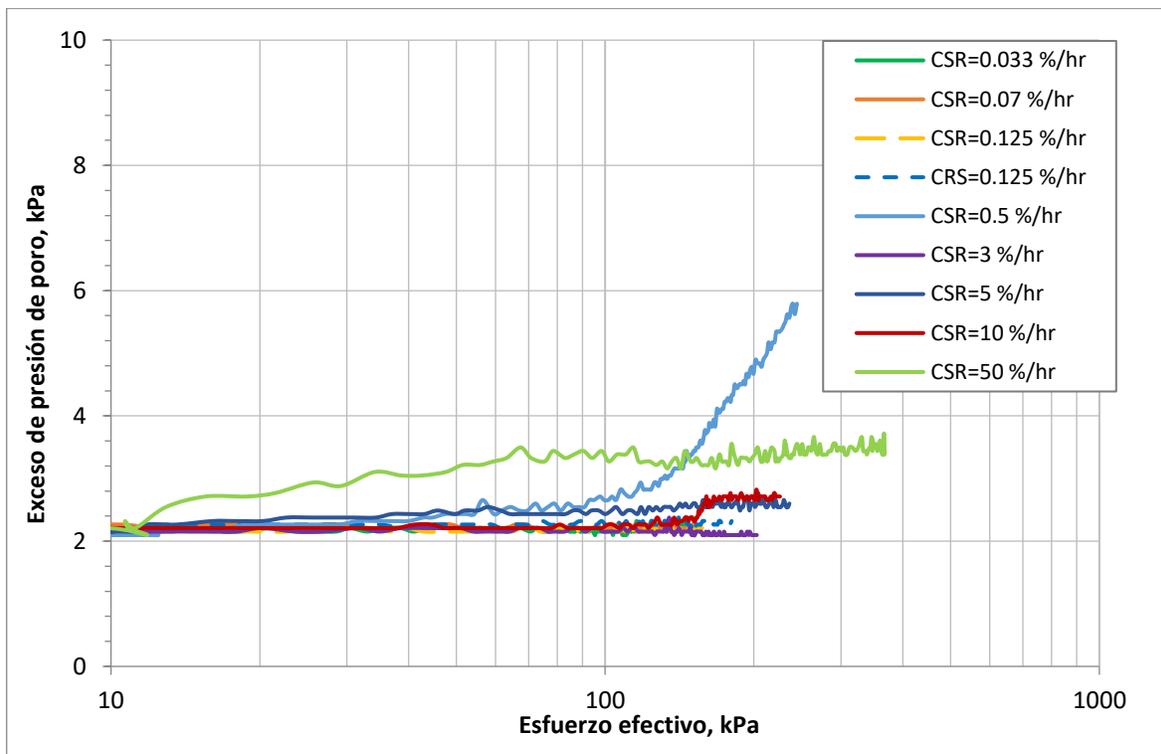


Figura 4.9. Exceso de presión de poro en relación con esfuerzo efectivo.

En la figura 4.9 se aprecia como la mayor lectura de exceso de presión de poro correspondió al ensaye con velocidad de deformación 0.5%/hr, mientras que la siguiente lectura inmediata inferior correspondió al ensaye con velocidad de deformación de 50%/hr, siendo éste el de mayor velocidad. Las lecturas no coinciden con lo presentado por Leroueil et al. (1985), donde sus investigaciones mostraron que a mayor velocidad de deformación, mayor es el incremento del exceso de presión de poro en la base y que para valores de velocidad de deformación menores a $5 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ (0.180%/hr) el exceso de presión de poro es tan pequeño que no se puede medir, ya que en el caso del suelo de la CDMX, se presentó un exceso de presión de poro constante a partir de la velocidad 3%/hr, con excepción del ensaye realizado a 0.5%/hr.

El valor máximo alcanzado para la relación u_h/σ_v , correspondiente a cada ensaye se muestra en la figura 4.10, donde se observa que el valor máximo alcanzado es de 2.3% para el ensaye con velocidad de deformación 0.5%/hr, mientras que los demás ensayes presentaron valores por debajo del 2%. La baja respuesta del exceso de presión

que se presentó en los ensayos podría deberse a las propiedades excepcionales del suelo de la CDMX por las que se considera como un material extremo. Debido a que no se generaron valores de exceso de presión de poro cercanos o mayores a 30% del esfuerzo efectivo actuante (norma ASTM D 4186 89), se considera que los resultados son satisfactorios.

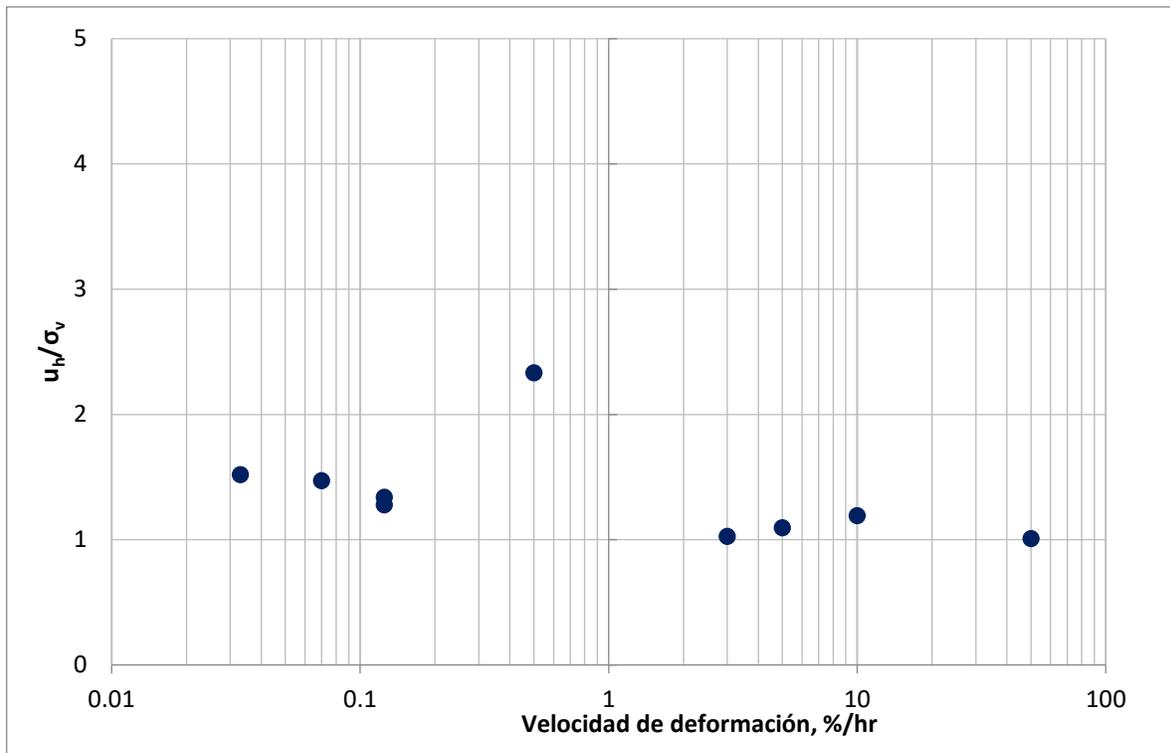


Figura 4.10. Relación u_h/σ_v para cada ensaye CSR.

Las lecturas de exceso de presión de poro obtenidas fueron mínimas generando valores pequeños de la relación u_h/σ_v , que contrastan con los presentados en la literatura, como los reportados por Crawford(1964) de 5 a 8% para la relación u_h/σ_v , Smith y Wahls (1969) de 4% a 8%, Mesri y Feng (1992) de 3% a 15%, entre otros.

4.4 Comportamiento viscoplástico

De la figura 4.8 se puede observar la influencia evidente que tiene la velocidad de deformación sobre el comportamiento del suelo arcilloso de la CD por lo que es importante mostrar que la relación

$$(\sigma'_v - \varepsilon_v - \dot{\varepsilon}_v) \tag{4.1}$$

es representativa del comportamiento reológico.

Ya que la velocidad de deformación se mantiene constante y el esfuerzo efectivo aumenta continuamente, es posible analizar el efecto del esfuerzo efectivo sobre el conjunto de curvas. La figura 4.11 muestra el esfuerzo efectivo actuante a diferentes deformaciones para los valores de velocidad de deformación ensayados.

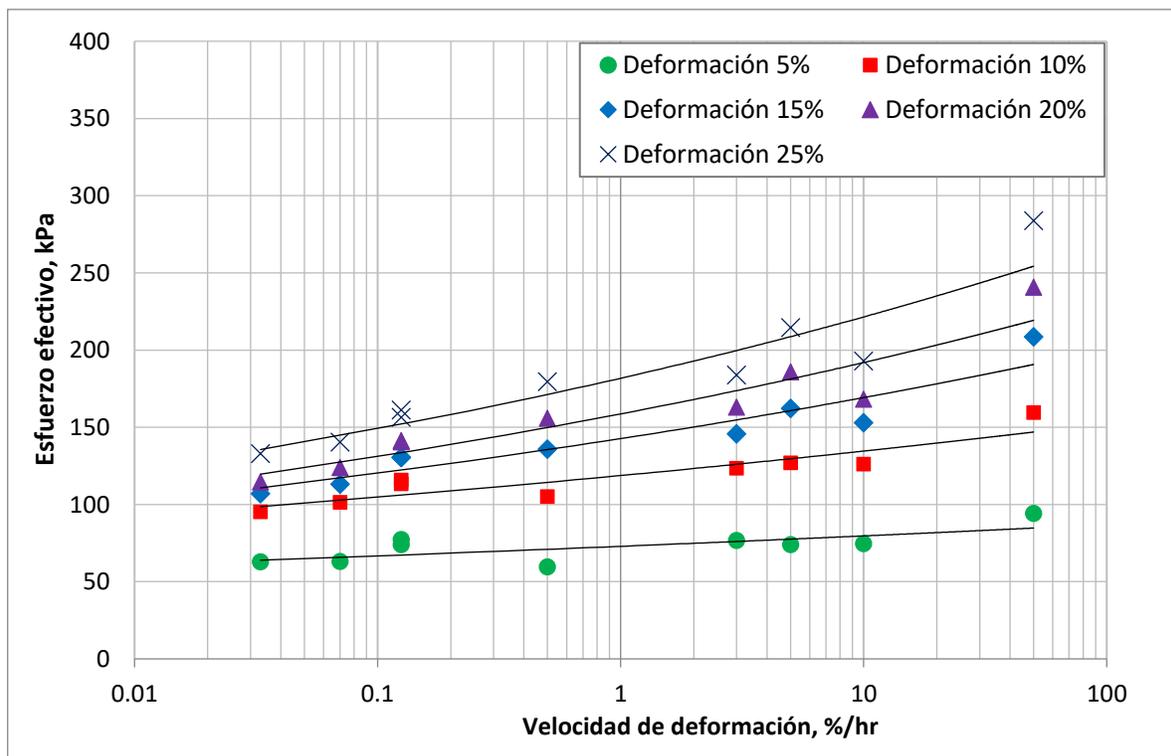


Figura 4.11. Variación de esfuerzo efectivo-velocidad de deformación a varias deformaciones.

En la figura 4.11 se observa que para las deformaciones 5%, 10% y 15% se tiene una relación $\dot{\epsilon}_v - \sigma'_v$ bien definida, indicando que la velocidad de aumento en el esfuerzo efectivo, σ'_v , no tiene influencia en el comportamiento reológico del suelo de la CDMX, por lo que la relación 4.1 encontrada por Leroueil et al. (1985) controla el comportamiento reológico del suelo mencionado. Para la deformación de 20% y 25% se observa una dispersión importante a partir de la velocidad 3%/hr, a diferencia de lo presentado por Leroueil et al. (1985) para la arcilla de Batiscan, Quebec, Canadá, donde la dispersión se presentó a partir de la deformación 20% en todos los valores de velocidad ensayados (0.006%/hr a 5.04%/hr). La dispersión encontrada podría deberse al comportamiento fundamental reológico del suelo o por la variabilidad natural de los especímenes.

De acuerdo con las figuras 4.3 y 4.4 se observa que la deformación al pasar el esfuerzo de fluencia es aproximadamente 9% para todas las curvas, por lo que se puede establecer una relación $\sigma'_y - \dot{\epsilon}_v$, presentada en la figura 4.12 mediante la variación del esfuerzo de fluencia con respecto a la velocidad de deformación en escala logarítmica, esta relación se observa bien definida por lo que es posible deducir que al aumentar la velocidad de deformación, aumenta el esfuerzo de fluencia.

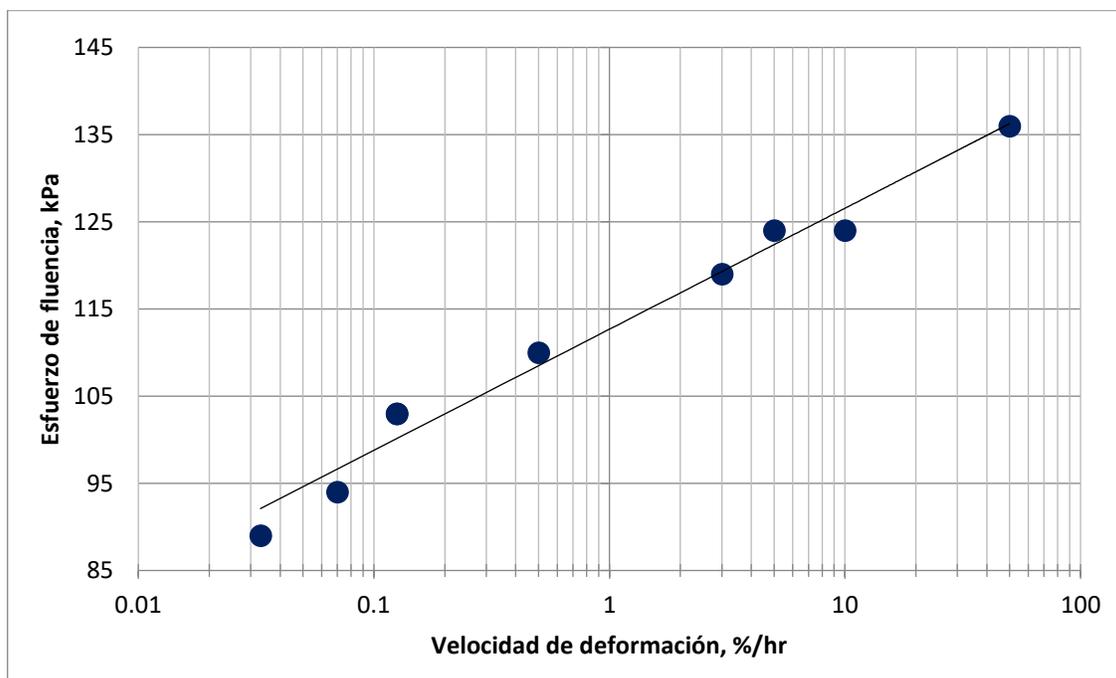


Figura 4.12. Variación de esfuerzo de fluencia con respecto a velocidad de deformación.

Ya que las relaciones $(\dot{\epsilon}_v - \sigma'_v)$ y $(\sigma'_y - \dot{\epsilon}_v)$, presentadas en las figuras 4.9 y 4.10, se observan bien definidas, es posible normalizar la relación $\sigma'_v - \epsilon_v - \dot{\epsilon}_v$. Al normalizar el esfuerzo efectivo, σ'_v , con respecto al esfuerzo de fluencia, $\sigma'_y(\dot{\epsilon}_v)$, de acuerdo con la velocidad de deformación correspondiente, y graficándolo contra la deformación vertical se obtienen las curvas $\sigma'_v/\sigma'_y(\dot{\epsilon}_v) - \epsilon_v$ presentadas en la figura 4.13.

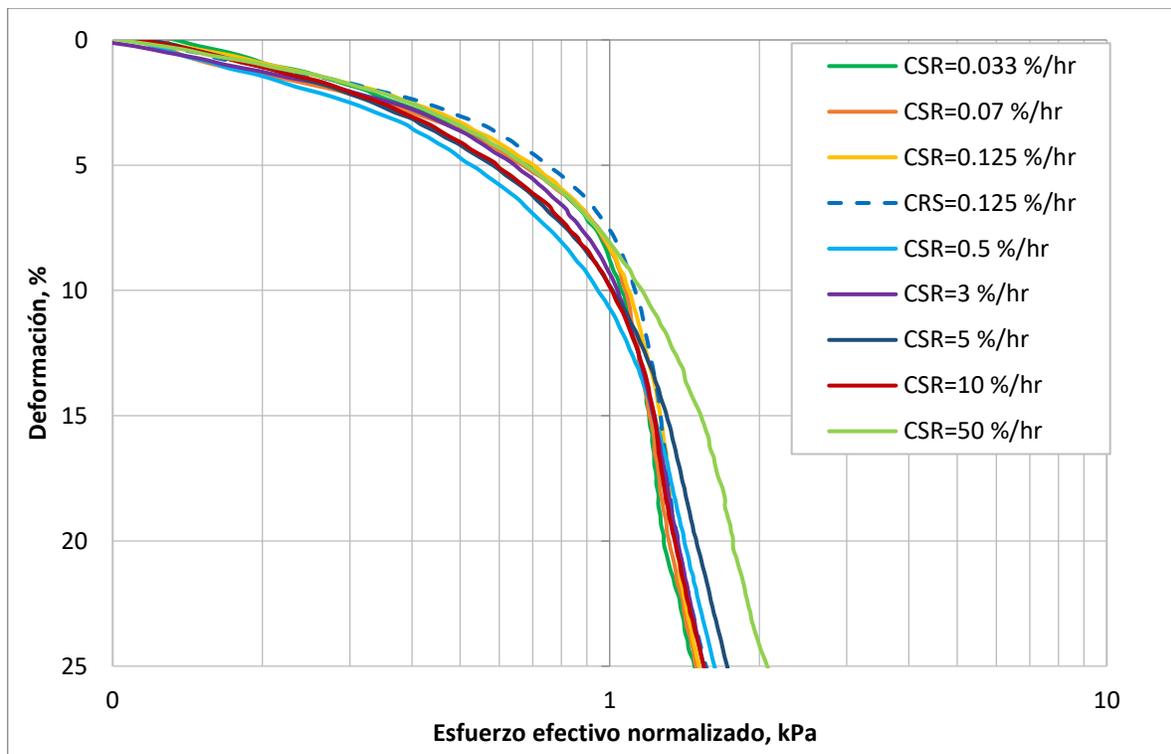


Figura 4.13. Relación esfuerzo efectivo normalizado-deformación.

Ocho ensayos CSR normalizados con rangos de velocidad de 0.033%/hr a 10%/hr, caen en un rango estrecho, mientras que el ensaye con mayor velocidad (50%/hr) sale de este rango a una deformación aproximada de 10%, como se observa en la figura 4.9. La curva normalizada del ensaye con mayor velocidad es marcadamente diferente a las curvas normalizadas de las demás pruebas, lo que podría indicar un comportamiento viscoso diferente del suelo arcilloso a altos valores de velocidad de deformación.

Al comparar el rango formado por las curvas normalizadas de los ensayos CSR con el ensaye de carga incremental, figura 4.14, se observa que esta última se ubica al

centro del rango normalizado, como lo mencionó Leroueil et al. (1985) para el suelo de St. Césaire, Montreal, Canadá, comprobando que el suelo arcilloso de la CDMX posee, en el rango de velocidades usualmente encontrados en el laboratorio, una relación única $\sigma'_v - \varepsilon_v - \dot{\varepsilon}_v$.

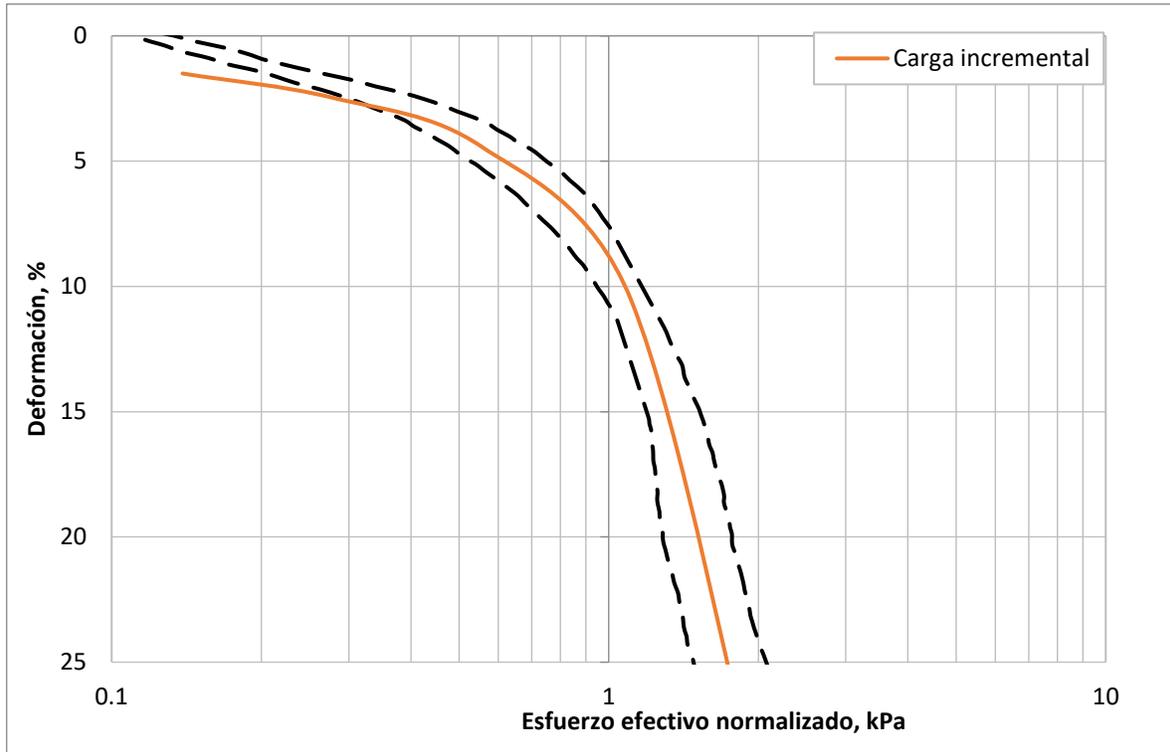


Figura 4.14. Envolvente de curvas de compresibilidad normalizadas y prueba convencional con carga incremental.

Considerando que los datos normalizados de los ensayos CSR, a excepción del ensayo realizado a mayor velocidad (50%/hr), caen dentro de un rango muy estrecho, se puede concluir que para el suelo de la Ciudad de México existe una única relación esfuerzo efectivo-deformación-velocidad de deformación incluso para deformaciones de hasta 25% siempre que la velocidad sea igual o menor a 0.5%/hr, o hasta 15% de deformación para velocidades de hasta 50%/hr, y que esta relación se puede normalizar y representar por medio de dos curvas: $\sigma'_y - \dot{\varepsilon}_v$ y $\sigma'_v/\sigma'_y(\dot{\varepsilon}_v) - \varepsilon_v$.

4.5 Parámetros de compresibilidad

Los parámetros obtenidos: coeficiente de permeabilidad, k , compresibilidad volumétrica, m_v , y coeficiente de consolidación, C_v , se determinaron mediante las ecuaciones 3.4, 3.5 y 3.6 respectivamente, presentadas en el capítulo Programa de ensayos.

Los valores obtenidos para la función F_3 de la teoría de Wissa (ecuación 3.7) mostraron que todos los ensayos se desarrollaron en condiciones de estado estacionario, a excepción del E5 (0.5 %/hr) y del E9 (50 %/hr). El E5 presentó valores de F_3 menores a 0.4 al pasar un esfuerzo efectivo de 136 kPa, mismo valor en el que se presentó un aumento en el exceso de presión de poro, los valores para la función F_3 se mantuvieron menores a 0.4 hasta el final de la prueba, indicando que se presentaron condiciones de estado transitorio, esto podría deberse a la natural variabilidad del suelo, ya que este comportamiento se presentó únicamente en este ensaye. El E9 presentó valores de la función F_3 menores a 0.4 durante toda la prueba, indicando que se desarrolló en condiciones de estado transitorio lo cual es razonable debido a la velocidad excesiva a la cual fue sometido el espécimen.

El coeficiente de permeabilidad presentó una tendencia a disminuir conforme el esfuerzo efectivo aumentaba, esta tendencia se presentó evidente en todos los ensayos CSR, mientras que la prueba con carga incremental presentó una tendencia similar, figura 4.15. El corrimiento hacia un valor mayor se debe a la presencia del valor de velocidad de deformación en la ecuación 3.4, que define el coeficiente de permeabilidad. El coeficiente de permeabilidad calculado para la prueba convencional se mantuvo en el rango presentado por las pruebas rápidas.

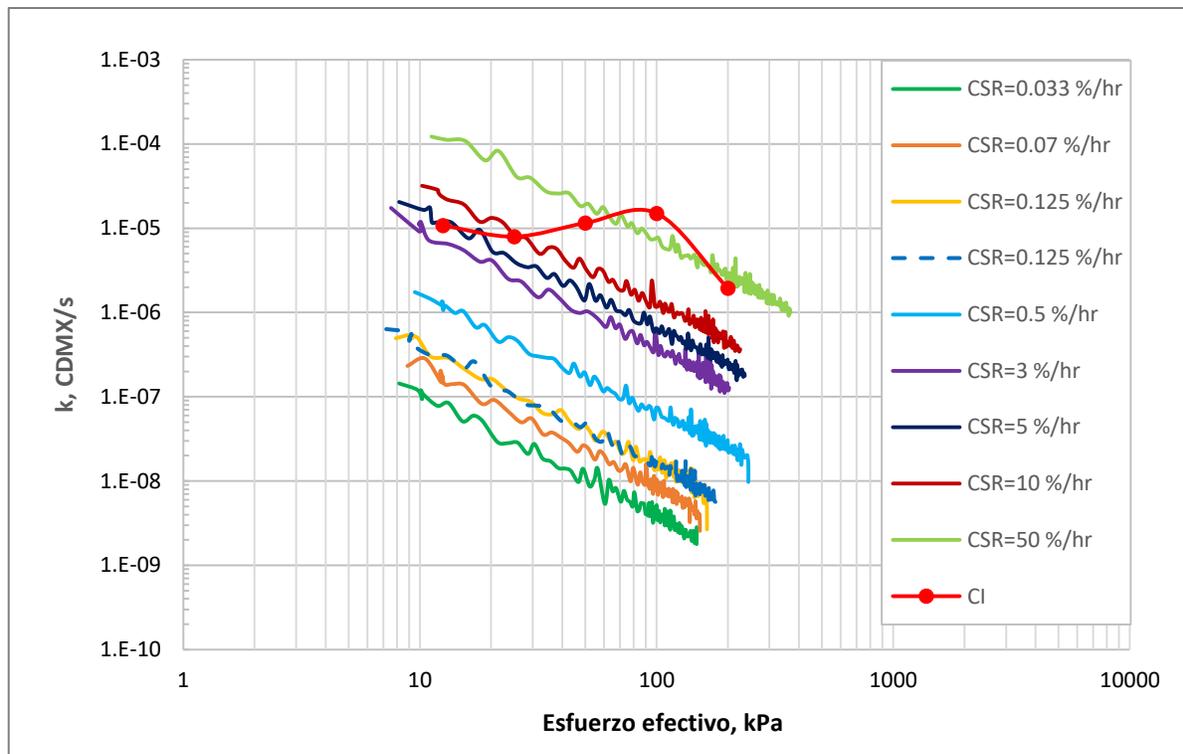


Figura 4.15. Variación de coeficiente de permeabilidad con respecto al esfuerzo efectivo para ensayos CSR y de carga incremental.

La figura 4.16 presenta el módulo de compresibilidad volumétrica, m_v , desarrollado para los ensayos CSR y la prueba convencional. Se observa como todas las pruebas muestran una tendencia a tener valores constantes de m_v , en aproximadamente 0.001 1/kPa , al pasar el esfuerzo de fluencia se presenta un incremento de hasta 0.01 1/kPa y partir de su valor máximo correspondiente, comienza una disminución. El valor máximo del módulo de compresibilidad volumétrica depende de la velocidad de deformación, siendo el ensayo con la velocidad más baja ($0.033\%/hr$) el que alcanza el valor de m_v más alto. El m_v obtenido para la prueba convencional presenta una tendencia similar a la presentada por las pruebas CSR.

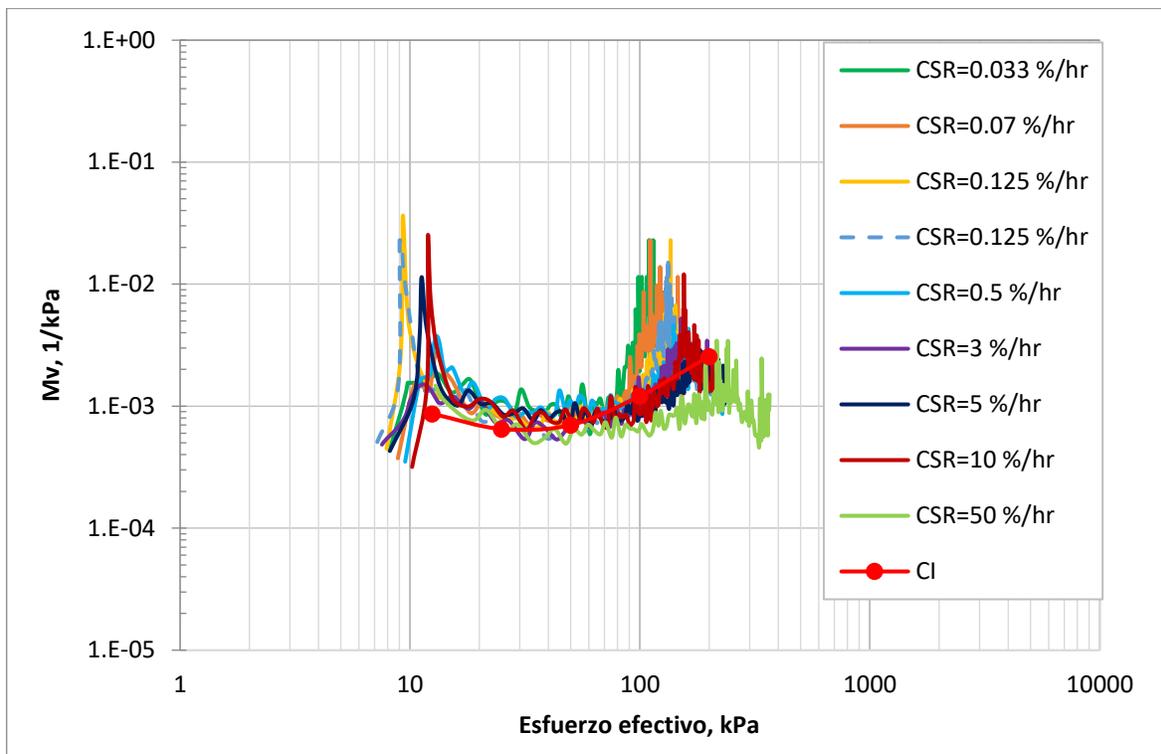


Figura 4.16. Variación del módulo de compresibilidad volumétrica m_v , con respecto al esfuerzo efectivo para ensayos CSR y de carga incremental.

La variación del coeficiente de consolidación, C_v , se presenta en la figura 4.17, donde se observa que conforme aumenta el esfuerzo efectivo el C_v disminuye, y después de alcanzar el esfuerzo de fluencia comienza a mantener un valor constante. El corrimiento presentado por las pruebas CSR se debe a la diferencia de la variable tiempo presente en la ecuación 3.6. La prueba incremental presentó valores similares a la prueba CSR= 50%/hr, ya que en ésta el diferencial tiempo fue el de menor valor de las pruebas CSR, de aproximadamente 0.3 s.

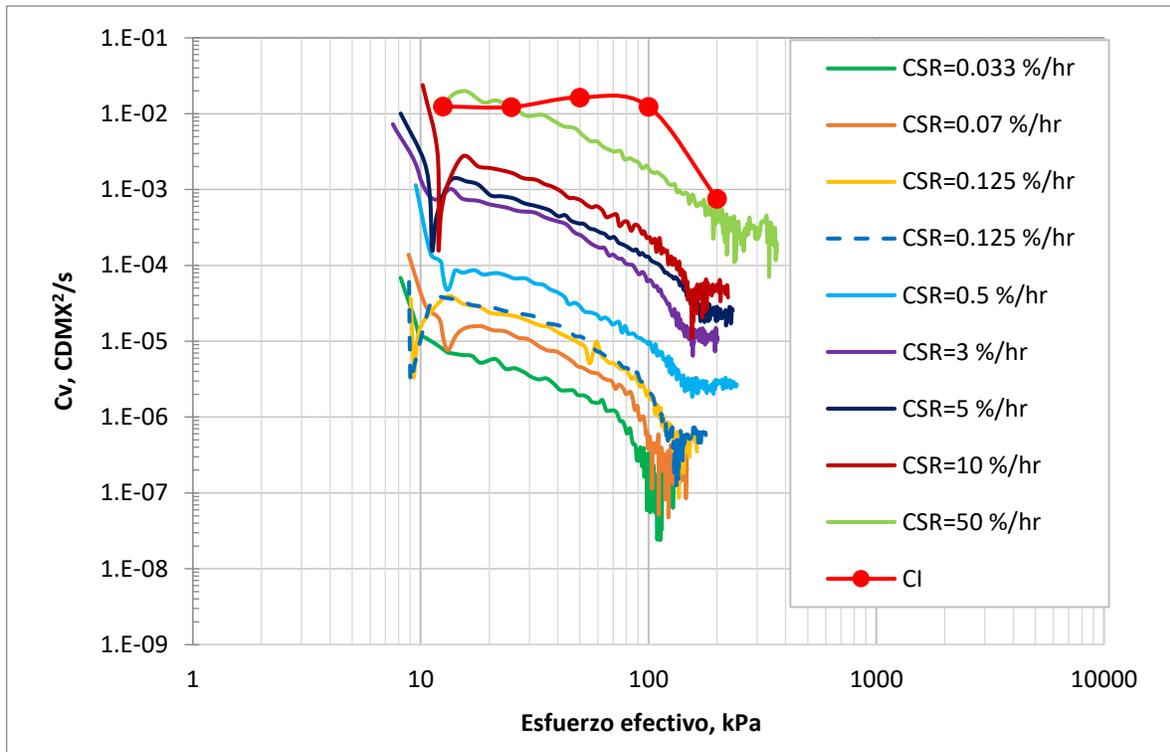


Figura 4.17. Variación del coeficiente de consolidación con respecto al esfuerzo efectivo para ensayos CSR y de carga incremental.

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES

Se obtuvo un conjunto de curvas de compresibilidad mediante pruebas de velocidad de deformación constante (CSR) en un rango de velocidades comprendido entre 0.033%/hr y 50%/hr. La prueba CSR es ejecutada de manera automática mediante tres fases: inicialización, saturación y consolidación, permite el drenaje en la parte superior de la muestra y en la base de la misma se realiza la medición de presión de poro. Los ensayos CSR se compararon con los resultados de una prueba por carga incremental.

La compresibilidad se analizó mediante el esfuerzo de fluencia, índice de compresión, coeficiente de compresibilidad volumétrica, coeficiente de consolidación y coeficiente de permeabilidad.

El suelo ensayado se extrajo del Parque Ramón López Velarde, Roma Norte, Ciudad de México (19°24'38.0"N 99°09'22.6"W), de una profundidad comprendida entre 7.5 m y 8.0 m, estrato caracterizado por su alta compresibilidad.

Los datos continuos registrados en las pruebas CSR se procesaron mediante la teoría propuesta por Wissa et al. (1971), donde se considera que las deformaciones infinitesimales existen y que el coeficiente de consolidación C_v , es independiente a la profundidad en cualquier tiempo. Ésta teoría fue estandarizada mediante la norma ASTM D-4186. Los datos obtenidos de la prueba incremental se analizaron mediante la teoría clásica de Terzaghi (1925).

De acuerdo con las curvas de compresibilidad, se encontró que la velocidad de deformación constante durante la compresión unidimensional tiene una influencia directa sobre el comportamiento del suelo de la Ciudad de México. Se observó que a cierta deformación, a mayor velocidad de deformación se presentó mayor esfuerzo efectivo, lo cual coincide con lo observado por Crawford (1965), Sällfors (1975) y Leroueil et al. (1983).

Este comportamiento se puede describir mediante dos relaciones: $\sigma'_y - \dot{\epsilon}_v$ y $\sigma'_v/\sigma'_y(\dot{\epsilon}_v) - \epsilon_v$, sugeridas por Leroueil et al. (1985).

Los resultados experimentales mostraron que el esfuerzo de fluencia en pruebas CSR incrementa con el aumento de la velocidad de deformación constante. Los incrementos del esfuerzo de fluencia variaron de 5 a 12 kPa, siendo el incremento mayor el correspondiente al presentado en la velocidad de 50%/hr con respecto a su inmediata inferior de 10%/hr.

El exceso de presión de poro en todas las pruebas CSR fue de valores minimos, generando una relación u_h/σ_v con un valor máximo de 2.3%, esta respuesta podría deberse a las propiedades excepcionales del suelo de la CDMX por las cuales es considerado como un material extremo. Se encontró que a una velocidad igual o inferior a 5%/hr el exceso de presión de poro medido en la base del especimen es casi imperceptible.

El coeficiente de permeabilidad presenta una disminución conforme aumenta el esfuerzo efectivo. El módulo de compresibilidad volumétrica se mantiene relativamente constante hasta alcanzar el esfuerzo de fluencia, a partir del cual el m_v comienza a incrementar. El coeficiente de consolidación muestra una tendencia a reducirse conforme aumenta el esfuerzo efectivo, al pasar el esfuerzo de fluencia, el c_v , se mantiene aproximadamente constante.

Definir la velocidad de deformación adecuada para sustituir una prueba convencional con una prueba CSR está fuera de los alcances de esta investigación, sin embargo, ya que la curva de compresibilidad de la prueba por carga incremental se mantuvo en el rango de las pruebas lentas, es posible deducir para el caso específico del suelo extraído del Parque Ramón López Velarde, que para sustituir una prueba convencional con una prueba CSR se necesitaría utilizar valores de velocidad similares a los presentados en las pruebas lentas. Se necesita más investigación en el suelo de la Ciudad de México para sugerir el reemplazo de la prueba convencional por la prueba CSR y así obtener las ventajas que esta representa.

6 REFERENCIAS

Bjerrum, L. Engineering Geology of Norwegian Normally Consolidated Marine Clays as Related to the Settlements of Buildings. *Geotechnique* 17, No. 2, pp. 83-118. 1967

Boudali, M., Leroueil, S., and Murthy, B.R.S. Viscous Behavior of Natural Soft Clays. *Proceedings of the 13th. International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering*. New Dalhi, Vol , pp. 411-416. 1994.

Buisman, A. S. 1936. Results of long duration settlement tests. *Proc. 1st International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge 1, pp. 103-107.

Crawford Carl B., Interpretation of the Consolidation Test. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers*. Septiembre 1964. pp. 87-101.

Crawford, C. B. The Resistance of Soil Structure to Consolidation. *Canadian Geotechnical Journal* 2, No.2 pp. 90-97, 1965.

Crawford Carl B, 1988. On the Importance of Rate of Strain in the Consolidation Test. *Technical Note. American Society for Testing and Materials*. pp. 60-62.

Díaz Rodríguez, J. A. 2014. *Mecánica de suelos: naturaleza y propiedades*. Ed. Trillas, México, D.F.

Díaz Rodríguez, J. A. Leroueil, S. y Aleman, J. D. 1992. Yielding of Mexico City Clay and other natural clays. *J Geotech. Engrg. Div, ASCE*, 118(7), pp. 981- 995.

Díaz Rodríguez, J.A. et al. 1998. Physical, chemical and mineralogical properties of Mexico City sediments: a geotechnical perspective. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 35, pp. 600-610.

Díaz Rodríguez, J.A. y Santamarina, J.C. 2001. Mexico City Soil behavior at Different Strains: Observations and Physical Interpretation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*. Septiembre 2001, pp. 783-789.

Hansen, B. 1969. A mathematical model for creep phenomena in clay. Proceedings of the 7th. International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering. Mexico City, Specialty session 12, pp. 12-18.

Hamilton, J. and Crawford, C. Improved Determination of Preconsolidation Pressure of a Sensitive Clay. Special Technical Publication No. 254. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1959, pp. 254- 270.

Janbu, N. Tokheim, O. y Senneset, K. 1981. Consolidation Tests with Continuous Loading. Proceedings of the 13th. International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering. Stockholm 1, pp. 645-654.

Kabbaj, M., Oka, F., Leroueil, S., and Tavenas, F. 1986. Consolidation of natural clays and laboratory testing. In Consolidation of soils: testing and evaluation. American Society for Testing and Materials, Special Technical Publication STP 892, pp. 378–404

Kim, Y.T., Leroueil, S. 2001. Modeling the viscoplastic behaviour of clays during consolidation: Application to Berthierville clay in both laboratory and field conditions. Canadian Geotechnical Journal, 38(3): pp. 484-497

Ladd, C.C. et al. Stress –Deformation and Strength Characteristics. Proceedings of the 13th. International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering. Tokyo 2, pp. 421- 494. 1977.

Leonards, G.A. Proceedings of the 13th. International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering. Tokyo 1977 pp. 384-386.

Leroueil, S., Samson, L.,Bososuk, M. 1983. Laboratory and Field Determination of Preconsolidation Pressures at Gloucester. Canadian Geotechnical Journal, 20(3), pp. 477-490.

Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F. y Bouchard, R. Stress – Strain –Strain Rate Relation for the Compressibility of Sensitive Natural Clays. Geotechnique 35, Número 2, pp. 159-180, 1985.

Leroueil, S. Analysis of Compressibility of Sensitive Soils. ASCE Vol. 116, No.1 Enero de 1990.

Leroueil, S. Compressibility of Clays: Fundamental and Practical Aspects. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Julio 1996.

Leroueil, S. Strain Rate and Structuring Effects on the Compressibility of a Young Clay. ASCE 1996.

- López, O. 2002. Compresibilidad Unidimensional de la Arcilla de la Ciudad de México Bajo Diferentes Condiciones de Carga y Determinación del Coeficiente K_0 . Tesis para el Grado de Maestro en Ingeniería. UNAM.
- Marsal, R. J. y Mazari, M. 1959. "El Subsuelo de la Ciudad de México". Instituto de Ingeniería, Universidad Autónoma de México.
- Mendoza M. J. Ibarra E. Noriega I. Orozco M. 1996, "Consolidación bajo Velocidad Constante de Deformación, una Técnica Alternativa". XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, pp. 407-414.
- Mesri G. Feng T.W. 1992. Constant Rate of Strain Consolidation Testing of Soft Clays. Vol. Raúl Marsal, pp. 49-59, SMMS, México D.F.
- Montes, A. 2006. Comportamiento Visco-Plástico de la Arcilla de la Ciudad de México bajo Condiciones de Deformación Controlada. Tesis para el Grado de Maestro en Ingeniería. UNAM.
- Munsell Color Company 1975
- Sällfors, G. Preconsolidation Pressure of Soft High Plastic Clays. PhD Thesis, Chalmers University of Technology, Gothenburg, 1975. Thesis (Ph. D.)--Chalmers Tekniska Högskola, 1975. pp. 184-190.
- Smith R. E., Wahls H. E. Consolidation Under constant rates of strain. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Marzo 1969. pp.519-539.
- Standard Test Method for One-dimensional Consolidation Properties of Soils Using Controlled-Strain Loading. D 4186-89. ASTM, 1989.
- Suklje. The Análisis of the Consolidation Process by the Isotaches Method. Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. London,1957.
- Taylor, D. W. & Merchant, W. 1940. A theory of clay consolidation accounting for secondary compression. .I. Math. Phys. 19, pp.167-185.
- Taylor, D. W. 1942. Research on consolidation of clays. Series 82, Massachusetts Institute of Technology. Taylor, D.
- Taylor, D. W. 1948. Fundamental of Soil Mechanics, Ed. John Wiley & Sons.
- Terzaghi, Karl Von, 1925. Erdbaumechanik, Ed. Deuticke, Viena.

Terzaghi Karl, 1943. Theoretical Soil Mechanics, Ed. John Wiley & Sons. New York.

Terzaghi, K. 1953. Discussion, Session 4. Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 158-159.

Pinzon, E. 2007. Comportamiento Visco-Plástico del suelo en pruebas de consolidación a Velocidad de Desplazamiento Constante, aplicadas a la determinación de la permeabilidad. Tesis para el Grado de Maestro en Ingeniería. UNAM.

Wissa, A., Christian, J. Davis, E & Heiberg, S. Consolidation at Constant Rate of Strain. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division ASCE 97,SM 10, pp.1393-1413. 1971.

Yun, T. and Leroueil, S. Modeling the Viscoplastic Behavior of Clays During Consolidation: Application to Berthierville Clay in Both Laboratory and Field Conditions. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 38, 2001, pp. 484-497.

Zeevaert, L. Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions. Segunda Edición. Van Nostrand Reinhold Co. New York, 1982.

7 ANEXO

Fila	Tiempo min	Deformación axial %	Velocidad de deformación %/min	Esfuerzo vertical kPa	Δu kPa	Relación de presión de poro	Esfuerzo efectivo kPa	i	k cm/hr	Mv m^2/kN	Cv cm^2/seg	F
1	4652.5	-0.013903	0.0005275	13.37	2.2089	0.16522	11.853	8.8667	4.69E-06	1.68E-03	7.64E-06	1
2	6803.2	1.2374	0.00046189	22.751	2.2089	0.09709	21.254	8.9791	1.75E-06	8.60E-04	5.83E-06	1
3	8528.9	2.2384	0.00072539	31.914	2.2089	0.069214	30.424	9.071	1.66E-06	1.37E-03	3.42E-06	1
4	10351	3.2348	0.00056157	42.386	2.1529	0.050793	40.939	8.9322	8.45E-07	1.03E-03	2.28E-06	1.0552
5	12216	4.2358	0.00047441	53.622	2.2089	0.041194	52.139	9.2602	5.18E-07	7.65E-04	1.93E-06	1
6	13933	5.2368	0.00073066	64.309	2.2089	0.034349	62.828	9.3582	6.20E-07	1.06E-03	1.68E-06	0.99997
7	15675	6.2378	0.00065994	74.239	2.2089	0.029754	72.759	9.4579	4.59E-07	1.17E-03	1.13E-06	1
8	17451	7.2342	0.00073652	81.984	2.1529	0.026261	80.542	9.3173	4.42E-07	1.98E-03	6.06E-07	1.043
9	19348	8.2352	0.00060397	88.42	2.1529	0.024349	86.979	9.419	3.25E-07	2.09E-03	4.38E-07	1.042
10	21159	9.2362	0.00053849	92.129	2.1529	0.023369	90.688	9.5228	2.72E-07	2.87E-03	2.66E-07	1.0414
11	23050	10.237	0.00053033	96.707	2.097	0.021684	95.304	9.3789	2.47E-07	1.68E-03	3.93E-07	1.0815
12	24808	11.238	0.00066084	99.656	2.1529	0.021604	98.215	9.7376	2.95E-07	4.59E-03	1.80E-07	1.0404
13	26613	12.235	0.00048612	102.06	2.1529	0.021096	100.62	9.8482	2.08E-07	4.59E-03	1.27E-07	1.0401
14	28420	13.236	0.00052718	104.56	2.1529	0.02059	103.12	9.9618	2.17E-07	2.87E-03	2.12E-07	1.0398
15	30254	14.237	0.00061225	106.96	2.1529	0.020128	105.52	10.078	2.42E-07	5.74E-03	1.18E-07	1.0395
16	32089	15.238	0.00059067	108.49	2.1529	0.019844	107.05	10.197	2.26E-07	1.15E-02	5.52E-08	1.0393
17	33866	16.239	0.0005157	110.13	2.1529	0.01955	108.69	10.319	1.92E-07	6.28E-03	9.36E-08	1.0392
18	35635	17.235	0.00058453	111.65	2.1529	0.019282	110.21	10.443	2.11E-07	3.45E-03	1.81E-07	1.039
19	37326	18.236	0.00062477	113.07	2.153	0.019041	111.63	10.571	2.19E-07	5.78E-03	1.06E-07	1.0388
20	39189	19.237	0.00057168	114.16	2.1529	0.018858	112.72	10.702	1.96E-07	1.71E-02	2.39E-08	1.0387
21	40811	20.238	0.00060753	116.13	2.1529	0.01854	114.69	10.836	2.01E-07	6.86E-03	7.37E-08	1.0385
22	42462	21.234	0.00072321	119.73	2.2089	0.01845	118.25	11.259	2.29E-07	2.65E-03	2.52E-07	1
23	44241	22.235	0.00061528	124.2	2.2089	0.017785	122.72	11.404	1.84E-07	1.81E-03	2.94E-07	1
24	46060	23.237	0.00050248	127.03	2.2089	0.017389	125.56	11.552	1.44E-07	3.14E-03	1.23E-07	0.99998
25	47703	24.238	0.00062895	129.54	2.2089	0.017051	128.07	11.705	1.73E-07	7.65E-03	6.36E-08	1
26	49538	25.239	0.00061019	134.34	2.2089	0.016442	132.87	11.862	1.59E-07	2.29E-03	1.95E-07	1
27	51399	26.235	0.00056343	139.91	2.2089	0.015788	138.43	12.022	1.37E-07	1.60E-03	2.36E-07	1

Tabla 7.1.. Datos de consolidación ensaye 1, velocidad 0.033%/hr.

Fila	Tiempo min	Deformación axial %	Velocidad de deformación %/min	Esfuerzo vertical kPa	Δu kPa	Relación de presión de poro	Esfuerzo efectivo kPa	i	k cm/hr	Mv m ² /kN	Cv cm ² /seg	F
1	2215.2	0.027806	0.0012041	13.697	2.2649	0.16535	12.142	9.0952	1.04E-05	-2.29E-02	-1.14E-06	1
2	3019.3	1.0288	0.0013628	16.97	2.2649	0.13347	15.424	9.1872	8.24E-06	1.56E-03	1.46E-05	1
3	3869.4	2.0298	0.0010881	28.314	2.2649	0.07999	26.784	9.281	2.99E-06	7.72E-04	1.11E-05	1
4	4687.7	3.0308	0.0012308	40.859	2.2089	0.054062	39.373	9.1451	1.97E-06	7.64E-04	7.34E-06	1.0547
5	5520.8	4.0272	0.0013075	53.077	2.2089	0.041617	51.594	9.2401	1.45E-06	9.05E-04	4.47E-06	1.0493
6	6344.4	5.0282	0.0011224	64.64	2.2089	0.034173	63.158	9.3375	9.48E-07	8.19E-04	3.28E-06	1.0458
7	7175.3	6.0293	0.0013899	75.657	2.2089	0.029196	74.177	9.4369	9.45E-07	9.97E-04	2.68E-06	1.0434
8	8078.3	7.0303	0.0013423	86.787	2.2648	0.026097	85.27	9.7801	7.61E-07	1.23E-03	1.78E-06	1
9	8902.7	8.0267	0.0011249	93.329	2.2089	0.023668	91.85	9.6419	5.71E-07	1.76E-03	9.09E-07	1.0405
10	9798.9	9.0277	0.0014893	99.001	2.2089	0.022312	97.523	9.748	6.93E-07	3.14E-03	5.90E-07	1.0398
11	10702	10.029	0.00093847	102.82	2.2089	0.021484	101.34	9.8564	4.12E-07	2.08E-03	5.56E-07	1.0393
12	11549	11.03	0.0011264	105.11	2.153	0.020484	103.67	9.7149	4.72E-07	8.63E-03	1.13E-07	1.0781
13	12449	12.031	0.00095233	108.06	2.2649	0.02096	106.54	10.336	3.86E-07	2.87E-03	3.78E-07	1
14	13264	13.027	0.0010291	109.69	2.2089	0.020138	108.21	10.196	4.02E-07	4.06E-03	2.95E-07	1.0386
15	14105	14.028	0.0011278	112.31	2.2089	0.019668	110.83	10.315	4.22E-07	2.29E-02	5.15E-08	1.0383
16	14959	15.029	0.0011271	114.71	2.2089	0.019257	113.23	10.436	4.06E-07	3.82E-03	2.98E-07	1.0381
17	15824	16.03	0.0011343	117.22	2.1529	0.018367	115.78	10.293	3.90E-07	4.29E-03	2.39E-07	1.0756
18	16621	17.027	0.0014426	118.85	2.2089	0.018585	117.38	10.688	4.85E-07	4.50E-03	3.02E-07	1.0377
19	17453	18.028	0.0010319	120.27	2.1529	0.017901	118.83	10.544	3.36E-07	9.79E-03	8.20E-08	1.0751
20	18329	19.029	0.0010184	123.11	2.2089	0.017943	121.63	10.952	3.20E-07	2.46E-03	3.53E-07	1.0373
21	19122	20.03	0.001247	125.29	2.153	0.017184	123.85	10.808	3.76E-07	2.76E-03	3.67E-07	1.0741
22	19953	21.031	0.0011899	128.67	2.2649	0.017602	127.16	11.514	3.47E-07	3.28E-03	2.97E-07	1
23	20779	22.027	0.0012512	131.84	2.2649	0.01718	130.32	11.661	3.49E-07	2.15E-03	4.72E-07	1
24	21610	23.028	0.0012115	134.89	2.2089	0.016376	133.41	11.521	3.22E-07	2.88E-03	3.15E-07	1.0363
25	22442	24.108	0.001448	139.03	2.2649	0.016291	137.52	11.981	3.68E-07	2.52E-03	4.11E-07	0.99998
26	23280	25.03	0.0011284	141.87	2.2089	0.01557	140.39	11.829	2.75E-07	2.55E-03	3.03E-07	1.0358
27	24147	26.026	0.0010332	146.45	2.2089	0.015083	144.98	11.988	2.38E-07	2.50E-03	2.68E-07	1.0355

Tabla 7.2. Datos de consolidación ensaye 2, velocidad 0.07%/hr.

Fila	Tiempo min	Deformación axial %	Velocidad de deformación %/min	Esfuerzo vertical kPa	Δu kPa	Relación de presión de poro	Esfuerzo efectivo kPa	i	k cm/hr	Mv m ² /kN	Cv cm ² /seg	F
1	1942.4	0.13903	0.0023108	14.679	2.1529	0.14667	13.206	8.6553	1.73E-05	1.20E-03	3.93E-05	1.0989
2	2398.8	1.14	0.0021825	24.387	2.1529	0.088281	22.93	8.743	7.35E-06	9.17E-04	2.26E-05	1.0712
3	2889.2	2.1411	0.0021219	38.132	2.1529	0.05646	36.683	8.8324	3.74E-06	6.88E-04	1.54E-05	1.0571
4	3333.1	3.1374	0.0023672	51.004	2.1529	0.042211	49.558	8.9233	2.77E-06	8.34E-04	9.43E-06	1.0506
5	3799.1	4.1385	0.0023809	63.33	2.1529	0.033995	61.887	9.0164	2.07E-06	8.82E-04	6.64E-06	1.0466
6	4302.8	5.1395	0.0019967	75.435	2.153	0.028541	73.993	9.1117	1.37E-06	8.40E-04	4.55E-06	1.0438
7	4781.2	6.1405	0.0018033	86.02	2.1529	0.025028	84.579	9.2088	1.03E-06	9.05E-04	3.18E-06	1.042
8	5254.1	7.1415	0.0026739	95.401	2.2089	0.023154	93.923	9.55	1.33E-06	1.38E-03	2.78E-06	1
9	5775.5	8.1379	0.0018666	103.58	2.1529	0.020785	102.14	9.409	8.22E-07	1.35E-03	1.72E-06	1.0396
10	6233.2	9.1389	0.0025827	109.36	2.2089	0.020198	107.89	9.7599	1.06E-06	2.38E-03	1.30E-06	1
11	6725.2	10.14	0.0020189	114.82	2.2089	0.019238	113.34	9.8686	7.68E-07	1.64E-03	1.32E-06	1
12	7178.4	11.141	0.0020801	118.64	2.2089	0.018619	117.16	9.9798	7.51E-07	2.87E-03	7.36E-07	1
13	7649.7	12.137	0.0017353	122.02	2.2089	0.018103	120.54	10.093	5.98E-07	2.94E-03	5.97E-07	1
14	8116.1	13.138	0.0024878	125.84	2.1529	0.017109	124.4	9.9506	8.10E-07	2.75E-03	7.94E-07	1.0373
15	8611.1	14.139	0.0023997	129.54	2.1529	0.016619	128.11	10.067	7.45E-07	3.28E-03	6.39E-07	1.037
16	9087.6	15.14	0.0019149	131.84	2.1529	0.016331	130.4	10.185	5.74E-07	6.22E-03	2.83E-07	1.0368
17	9558.6	16.141	0.0018443	134.24	2.1529	0.016039	132.8	10.307	5.35E-07	3.82E-03	3.93E-07	1.0366
18	9996.3	17.138	0.0023614	136.53	2.1529	0.01577	135.09	10.431	6.62E-07	4.29E-03	4.06E-07	1.0365
19	10465	18.139	0.0025704	137.4	2.1529	0.015669	135.96	10.558	7.06E-07	2.29E-02	8.64E-08	1.0364
20	10924	19.14	0.0022453	139.36	2.1529	0.015449	137.92	10.689	5.99E-07	5.74E-03	2.93E-07	1.0363
21	11365	20.141	0.0016891	141.98	2.2089	0.015558	140.5	11.105	4.37E-07	2.65E-03	4.83E-07	1
22	11822	21.142	0.0019571	143.94	2.2089	0.015346	142.47	11.245	4.92E-07	6.27E-03	2.41E-07	1
23	12270	22.138	0.0028116	146.45	2.1529	0.014701	145.01	11.101	6.79E-07	4.59E-03	4.16E-07	1.0358
24	12748	23.139	0.00205	150.05	2.1529	0.014348	148.61	11.245	4.74E-07	2.75E-03	4.65E-07	1.0355
25	13229	24.14	0.0022199	153.65	2.2089	0.014376	152.18	11.69	4.95E-07	2.65E-03	5.47E-07	1
26	13699	25.141	0.0022282	157.91	2.2089	0.013989	156.43	11.846	4.74E-07	2.55E-03	5.23E-07	1
27	14204	26.138	0.0016005	162.49	2.2089	0.013594	161.01	12.006	3.24E-07	1.91E-03	4.78E-07	1

Tabla 7.3. Datos de consolidación ensaye 3, velocidad 0.125%/hr.

Fila	Tiempo min	Deformación axial %	Velocidad de deformación %/min	Esfuerzo vertical kPa	Δu kPa	Relación de presión de poro	Esfuerzo efectivo kPa	i	k cm/hr	Mv m^2/kN	Cv cm^2/seg	F
1	2162.4	0.013903	0.0019078	12.715	2.2089	0.17372	11.196	8.8692	1.85E-05	1.43E-03	3.46E-05	1.1112
2	2605.8	1.0149	0.0018482	21.878	2.2649	0.10352	20.341	9.1859	7.52E-06	7.64E-04	2.81E-05	0.99996
3	3085.5	2.0159	0.0023115	36.496	2.2649	0.062059	34.97	9.2797	4.42E-06	7.17E-04	1.76E-05	0.99997
4	3547.7	3.0123	0.0025279	52.531	2.2649	0.043115	51.01	9.3751	2.90E-06	7.26E-04	1.14E-05	0.99997
5	4038.3	4.0133	0.0019252	66.603	2.2649	0.034006	65.084	9.4728	1.59E-06	7.25E-04	6.32E-06	0.99997
6	4503.4	5.0143	0.0023437	78.82	2.2649	0.028735	77.303	9.5727	1.54E-06	9.42E-04	4.55E-06	0.99998
7	4998.1	6.0154	0.0020637	90.602	2.3208	0.025616	89.048	9.9137	1.13E-06	8.29E-04	3.90E-06	0.9587
8	5486.6	7.0164	0.0018822	99.874	2.3208	0.023238	98.32	10.02	8.97E-07	1.17E-03	2.21E-06	0.95995
9	5981.2	8.0128	0.0021998	107.51	2.3208	0.021587	105.96	10.129	9.44E-07	1.64E-03	1.62E-06	0.96085
10	6449	9.0138	0.0022527	112.96	2.2649	0.02005	111.45	9.9934	8.92E-07	2.02E-03	1.20E-06	0.99998
11	6931.1	10.015	0.0020788	117.44	2.2649	0.019286	115.92	10.105	7.75E-07	2.29E-03	9.50E-07	0.99998
12	7428.3	11.016	0.00208	121.36	2.2649	0.018663	119.85	10.218	7.36E-07	3.63E-03	5.37E-07	0.99996
13	7909.4	12.012	0.0017496	124.2	2.3208	0.018686	122.65	10.589	5.98E-07	2.94E-03	5.97E-07	0.96249
14	8381.6	13.013	0.0018812	127.14	2.2649	0.017813	125.63	10.453	6.13E-07	2.46E-03	6.77E-07	0.99998
15	8842	14.014	0.0025405	129.87	2.2649	0.017439	128.36	10.575	7.97E-07	5.28E-03	3.90E-07	0.99998
16	9355.2	15.015	0.00186	131.94	2.2649	0.017165	130.43	10.699	5.66E-07	3.82E-03	4.15E-07	0.99998
17	9822.5	16.016	0.0020786	134.02	2.3208	0.017318	132.47	11.094	6.16E-07	3.28E-03	5.28E-07	0.9633
18	10288	17.013	0.0018617	135.87	2.3208	0.017081	134.32	11.227	5.36E-07	4.62E-03	3.26E-07	0.96345
19	10738	18.014	0.0021147	137.4	2.2649	0.016484	135.88	11.09	5.89E-07	7.65E-03	2.16E-07	0.99998
20	11165	19.015	0.0024486	139.8	2.2649	0.016201	138.28	11.228	6.60E-07	2.87E-03	6.47E-07	0.99998
21	11623	20.016	0.0026644	142.85	2.2649	0.015855	141.34	11.368	6.90E-07	6.22E-03	2.53E-07	0.99998
22	12092	21.017	0.0022056	146.02	2.2649	0.015511	144.5	11.512	5.49E-07	3.28E-03	4.71E-07	0.99998
23	12537	22.013	0.0019258	149.62	2.2649	0.015138	148.1	11.659	4.59E-07	2.09E-03	6.20E-07	0.99998
24	13014	23.014	0.0018427	153.54	2.2089	0.014386	152.07	11.519	4.17E-07	2.15E-03	5.12E-07	1.0353
25	13487	24.015	0.0018874	157.69	2.2649	0.014363	156.17	11.966	4.10E-07	2.29E-03	5.04E-07	0.99998
26	13953	25.016	0.0018999	162.6	2.2649	0.013929	161.08	12.126	3.93E-07	1.72E-03	6.27E-07	0.99998
27	14437	26.012	0.0017901	167.18	2.2649	0.013548	165.67	12.289	3.53E-07	2.46E-03	3.90E-07	0.99998

Tabla 7.4. Datos de consolidación ensayo 4, velocidad 0.125%/hr.

Fila	Tiempo min	Deformación axial %	Velocidad de deformación %/min	Esfuerzo vertical kPa	Δu kPa	Relación de presión de poro	Esfuerzo efectivo kPa	i	k cm/hr	Mv m^2/kN	Cv cm^2/seg	F
1	1572.8	0.12976	0.0092215	14.243	2.1529	0.15116	12.768	8.65E+00	7.24E-05	1.14E-02	1.62E-05	1
2	1685.2	1.1308	0.0093586	20.351	2.2649	0.11129	18.812	9.20E+00	4.25E-05	1.56E-03	7.59E-05	0.84185
3	1805	2.1318	0.007854	30.387	2.2649	0.074534	28.858	9.29E+00	1.95E-05	8.19E-04	6.74E-05	0.87308
4	1919.6	3.1282	0.0082959	41.514	2.3208	0.055906	39.952	9.62E+00	1.32E-05	8.49E-04	4.41E-05	0.83497
5	2031.4	4.1338	0.009733	51.331	2.4328	0.047394	49.696	1.02E+01	1.17E-05	1.11E-03	2.95E-05	0.7478
6	2152.1	5.1302	0.0074168	61.149	2.4328	0.039784	59.516	1.03E+01	6.95E-06	8.38E-04	2.22E-05	0.76397
7	2277.1	6.1312	0.0073647	71.294	2.4887	0.034908	69.625	1.06E+01	5.61E-06	9.56E-04	1.66E-05	0.73185
8	2391.6	7.1322	0.0090317	80.675	2.6007	0.032236	78.932	1.12E+01	5.87E-06	1.06E-03	1.58E-05	0.65716
9	2519.8	8.1286	0.0080955	90.274	2.5447	0.028189	88.57	1.11E+01	4.46E-06	1.09E-03	1.15E-05	0.71083
10	2645.8	9.1296	0.0065669	99.437	2.7126	0.027279	97.621	1.20E+01	3.22E-06	9.30E-04	9.90E-06	0.59931
11	2758.8	10.131	0.0078979	106.96	2.6566	0.024837	105.19	1.19E+01	3.46E-06	1.32E-03	7.22E-06	0.64738
12	2886.6	11.132	0.007931	115.04	2.7126	0.02358	113.22	1.23E+01	3.15E-06	1.35E-03	6.58E-06	0.61668
13	3000.5	12.128	0.0090679	121.36	2.8245	0.023273	119.47	1.29E+01	3.36E-06	1.68E-03	5.35E-06	0.54723
14	3122	13.129	0.0076648	127.69	2.9365	0.022997	125.72	13.57	2.66E-06	1.33E-03	5.88E-06	0.47951
15	3238.7	14.13	0.0074696	132.93	2.9924	0.022512	130.92	13.99	2.45E-06	1.77E-03	3.89E-06	0.44872
16	3356.3	15.131	0.0089702	137.94	3.0484	0.022099	135.9	14.42	2.79E-06	2.29E-03	3.41E-06	0.41812
17	3463.5	16.132	0.01424	141.98	3.1603	0.022259	139.87	15.128	4.26E-06	4.59E-03	2.60E-06	0.35067
18	3588.7	17.128	0.0089123	146.56	3.2722	0.022327	144.37	15.852	2.55E-06	3.64E-03	2.18E-06	0.28488
19	3700.1	18.129	0.0097823	150.16	3.3282	0.022164	147.93	16.32	2.70E-06	3.28E-03	2.30E-06	0.25415
20	3818.3	19.131	0.0070344	154.42	3.4401	0.022278	152.11	17.078	1.86E-06	2.09E-03	2.51E-06	0.18936
21	3927.7	20.132	0.0084018	158.23	3.608	0.022802	155.82	18.136	2.16E-06	3.45E-03	1.84E-06	0.0897
22	4037.6	21.128	0.012987	162.49	3.72	0.022894	160	18.935	3.22E-06	3.07E-03	2.80E-06	0.026693
23	4155	22.129	0.010158	167.29	3.8319	0.022906	164.72	19.755	2.41E-06	3.28E-03	2.06E-06	-0.034703
24	4272.3	23.13	0.0097135	172.09	4.0557	0.023567	169.38	21.182	2.23E-06	2.45E-03	2.46E-06	-0.16383
25	4386.8	24.131	0.010096	177.21	4.2237	0.023834	174.39	22.35	2.23E-06	2.22E-03	3.00E-06	-0.25674
26	4503.1	25.132	0.0096406	182.23	4.2237	0.023177	179.41	22.648	2.03E-06	1.86E-03	2.97E-06	-0.24756
27	4618	26.128	0.010012	186.92	4.4475	0.023793	183.95	24.17	2.04E-06	2.22E-03	2.48E-06	-0.3733

Tabla 7.5. Datos de consolidación ensaye 5, velocidad 0.5%/hr.

Fila	Tiempo min	Deformación axial %	Velocidad de deformación %/min	Esfuerzo vertical kPa	Δu kPa	Relación de presión de poro	Esfuerzo efectivo kPa	i	k cm/hr	Mv m^2/kN	Cv cm^2/seg	F
1	1236.4	0.0012	0.043386	12.385	2.153	0.17384	10.904	8.6434	4.31E-04	3.12E-03	3.37E-04	0.99993
2	1254.9	1.001	0.060881	21.66	2.2089	0.10198	20.161	8.9576	2.48E-04	1.11E-03	6.35E-04	0.92384
3	1275.3	2.002	0.059662	36.39	2.1529	0.059162	34.94	8.8197	1.12E-04	7.32E-04	4.33E-04	1
4	1295.2	2.9984	0.054233	52.313	2.2089	0.042225	50.83	9.1421	6.20E-05	7.18E-04	2.46E-04	0.94993
5	1314.3	3.9994	0.063474	65.509	2.153	0.032866	64.065	9.0035	5.28E-05	8.82E-04	1.70E-04	0.99997
6	1334.3	5.0004	0.053566	78.166	2.1529	0.027543	76.724	9.0982	3.50E-05	8.09E-04	1.21E-04	1
7	1354.3	6.0015	0.045115	90.056	2.2089	0.024528	88.577	9.4342	2.45E-05	8.18E-04	8.49E-05	0.95866
8	1373.5	7.0025	0.083386	100.2	2.153	0.021487	98.757	9.2942	3.88E-05	1.72E-03	6.17E-05	0.99998
9	1395	7.9988	0.043959	110.35	2.2089	0.020018	108.87	9.639	1.80E-05	9.68E-04	5.34E-05	0.96119
10	1414.5	8.9999	0.056847	118.09	2.153	0.018232	116.65	9.4982	2.10E-05	1.50E-03	3.86E-05	0.99998
11	1435.1	10.001	0.053114	124.85	2.1529	0.017244	123.41	9.6037	1.81E-05	1.64E-03	3.11E-05	1
12	1455.2	11.002	0.046524	129.98	2.1529	0.016564	128.54	9.7118	1.49E-05	1.92E-03	2.19E-05	1
13	1474.4	11.998	0.048351	134.67	2.153	0.015987	133.23	9.8219	1.46E-05	2.48E-03	1.60E-05	0.99998
14	1494.3	12.999	0.05617	139.36	2.097	0.015048	137.96	9.6766	1.60E-05	2.22E-03	1.96E-05	1.0362
15	1515.3	14	0.050194	143.5	2.153	0.015003	142.07	10.051	1.37E-05	2.22E-03	1.68E-05	0.99998
16	1535.5	15.001	0.047222	147.11	2.1529	0.014635	145.67	10.169	1.24E-05	2.55E-03	1.37E-05	1
17	1555.4	16.002	0.041479	150.92	2.097	0.013895	149.52	10.023	1.03E-05	2.38E-03	1.14E-05	1.0354
18	1573.6	16.999	0.054652	154.2	2.1529	0.013962	152.76	10.413	1.32E-05	3.00E-03	1.29E-05	1
19	1593.3	18	0.061276	157.47	2.1529	0.013672	156.03	10.541	1.42E-05	3.26E-03	1.23E-05	1
20	1612.1	19.001	0.057657	160.53	2.097	0.013063	159.13	10.393	1.28E-05	2.53E-03	1.43E-05	1.0349
21	1630.9	20.002	0.042991	164.45	2.097	0.012751	163.05	10.523	9.17E-06	2.22E-03	1.13E-05	1.0346
22	1650.1	20.998	0.043964	168.38	2.097	0.012454	166.98	10.656	9.00E-06	2.41E-03	1.01E-05	1.0344
23	1668.3	21.999	0.072775	172.41	2.097	0.012162	171.01	10.793	1.43E-05	3.12E-03	1.23E-05	1.0342
24	1687.5	23	0.052767	176.45	2.097	0.011885	175.05	10.933	9.93E-06	2.48E-03	1.09E-05	1.034
25	1707	24.001	0.05382	180.82	2.097	0.011597	179.42	11.077	9.70E-06	2.55E-03	1.07E-05	1.0338
26	1726.2	25.002	0.06312	185.29	2.097	0.011318	183.89	11.225	1.09E-05	2.55E-03	1.21E-05	1.0336
27	1745.9	25.999	0.048351	189.98	2.1529	0.011333	188.54	11.68	8.03E-06	2.15E-03	1.09E-05	1

Tabla 7.6. Datos de consolidación ensaye 6, velocidad 3%/hr.

Fila	Tiempo min	Deformación axial %	Velocidad de deformación %/min	Esfuerzo vertical kPa	Δu kPa	Relación de presión de poro	Esfuerzo efectivo kPa	i	k cm/hr	Mv m ² /kN	Cv cm ² /seg	F
1	1122.1	0.14366	0.078096	17.624	2.3208	0.13169	16.041	9.3307	4.55E-04	1.01E-03	1.27E-03	0.82654
2	1133.7	1.1447	0.07672	27.224	2.3768	0.087307	25.615	9.6525	2.30E-04	8.50E-04	7.64E-04	0.79872
3	1145.4	2.1457	0.094681	38.681	2.4327	0.062893	37.042	9.9807	1.72E-04	9.28E-04	5.27E-04	0.77315
4	1157.7	3.1421	0.068353	51.219	2.4328	0.047498	49.584	10.084	8.31E-05	6.57E-04	3.57E-04	0.79804
5	1169	4.1431	0.074893	63.119	2.4887	0.039428	61.449	10.423	6.85E-05	7.09E-04	2.71E-04	0.76674
6	1180.9	5.1441	7.86E-02	7.55E+01	2.4328	0.032204	73.914	10.296	5.57E-05	7.92E-04	1.99E-04	0.82473
7	1193.4	6.1451	7.81E-02	8.78E+01	2.4887	0.028357	86.098	10.646	4.53E-05	8.29E-04	1.57E-04	0.79156
8	1204.7	7.1461	7.20E-02	9.87E+01	2.4887	0.025222	97.008	10.76	3.55E-05	7.64E-04	1.32E-04	0.79917
9	1217	8.1425	7.61E-02	1.10E+02	2.4328	0.022135	108.28	10.633	3.21E-05	8.29E-04	1.07E-04	0.84454
10	1229	9.1435	9.53E-02	1.20E+02	2.5447	0.021235	118.13	11.244	3.61E-05	1.32E-03	7.99E-05	0.77277
11	1240.6	10.145	8.99E-02	1.29E+02	2.5447	0.019793	126.86	11.369	3.08E-05	1.23E-03	7.18E-05	0.77737
12	1252.7	11.146	1.09E-01	1.37E+02	2.5447	0.018521	135.7	11.498	3.38E-05	1.53E-03	6.24E-05	0.78155
13	1264.5	12.142	8.75E-02	1.45E+02	2.5447	0.017545	143.34	11.628	2.52E-05	1.46E-03	4.73E-05	0.78486
14	1277	13.143	7.41E-02	1.52E+02	2.6007	0.017071	150.6	12.021	1.99E-05	1.30E-03	4.42E-05	0.75237
15	1288.7	14.144	8.60E-02	1.58E+02	2.5447	0.016094	156.42	11.899	2.17E-05	2.29E-03	2.66E-05	0.78987
16	1300.2	15.145	1.05E-01	1.64E+02	2.5447	0.015536	162.1	12.039	2.50E-05	2.29E-03	3.08E-05	0.79188
17	1311.7	16.146	7.78E-02	1.69E+02	2.6007	0.015406	167.07	12.451	1.77E-05	1.92E-03	2.60E-05	0.75913
18	1323.7	17.142	8.08E-02	1.74E+02	2.5447	0.014666	171.8	12.33	1.75E-05	1.86E-03	2.58E-05	0.79506
19	1335.3	18.143	8.70E-02	1.78E+02	2.6007	0.014621	176.13	12.755	1.81E-05	2.98E-03	1.79E-05	0.76247
20	1346.4	19.144	1.01E-01	1.82E+02	2.5447	0.013947	180.75	12.635	2.01E-05	2.54E-03	2.23E-05	0.79776
21	1357.8	20.145	9.27E-02	1.88E+02	2.6007	0.013865	185.84	13.075	1.77E-05	2.47E-03	1.94E-05	0.76573
22	1369.7	21.146	7.85E-02	1.93E+02	2.6566	0.013739	191.58	13.526	1.43E-05	1.72E-03	2.46E-05	0.73438
23	1381.2	22.143	8.53E-02	1.99E+02	2.6007	0.013081	197.07	13.41	1.47E-05	2.03E-03	2.17E-05	0.76921
24	1392.8	23.144	7.71E-02	2.04E+02	2.6007	0.012718	202.74	13.585	1.27E-05	1.38E-03	2.66E-05	0.77086
25	1404.6	24.145	8.02E-02	2.10E+02	2.6566	0.012628	208.6	14.06	1.27E-05	1.81E-03	2.03E-05	0.74005
26	1416.2	25.146	8.57E-02	2.16E+02	2.6007	0.012026	214.53	13.948	1.28E-05	1.68E-03	2.21E-05	0.77408
27	1428.2	26.142	7.49E-02	2.23E+02	2.6566	0.011917	221.15	14.44	1.07E-05	1.32E-03	2.38E-05	0.74377

Tabla 7.7. Datos de consolidación ensaye 7, velocidad 5%/hr.

File	Tiempo min	Deformación axial %	Velocidad de deformación %/min	Esfuerzo vertical kPa	Δu kPa	Relación de presión de poro	Esfuerzo efectivo kPa	i	k cm/hr	Mv m^2/kN	Cv cm^2/seg	F
1	1157.2	0.12976	0.18873	16.857	2.2089	0.13104	15.35	8.8796	1.15E-03	1.15E-03	2.75E-03	0.99995
2	1163	1.1308	0.16039	26.893	2.2089	0.082138	25.399	8.9695	4.74E-04	8.20E-04	1.64E-03	0.99996
3	1168.8	2.1318	0.20007	39.329	2.2089	0.056166	37.842	9.0613	3.41E-04	8.83E-04	1.09E-03	0.99997
4	1174.8	3.1328	0.16801	51.982	2.2089	0.042494	50.499	9.1549	1.94E-04	7.65E-04	7.20E-04	0.99997
5	1180.4	4.1292	0.16131	64.2	2.2089	0.034407	62.719	9.25	1.39E-04	7.40E-04	5.34E-04	0.99997
6	1186.3	5.1302	0.20816	76.09	2.2089	0.029031	74.61	9.3477	1.42E-04	1.21E-03	3.31E-04	0.99997
7	1192.4	6.1312	0.18443	88.42	2.2089	0.024982	86.941	9.4472	1.02E-04	8.50E-04	3.41E-04	1
8	1198.4	7.1322	0.15179	99.881	2.2088	0.022115	98.403	9.5487	7.13E-05	8.79E-04	2.30E-04	1
9	1204.5	8.1286	0.18503	110.02	2.2649	0.020586	108.5	9.8971	7.65E-05	1.47E-03	1.50E-04	0.96115
10	1210.6	9.1296	0.1437	119.84	2.2649	0.0189	118.32	10.006	5.27E-05	9.97E-04	1.50E-04	0.96213
11	1216.6	10.131	0.17315	127.7	2.3207	0.018173	126.15	10.367	5.84E-05	1.29E-03	1.30E-04	0.92571
12	1222.7	11.132	0.15641	134.89	2.2649	0.016791	133.38	10.232	4.84E-05	1.53E-03	8.92E-05	0.9634
13	1228.6	12.133	0.15598	141.22	2.2649	0.016038	139.7	10.348	4.50E-05	1.38E-03	8.84E-05	0.96387
14	1234.5	13.129	0.14745	146.67	2.3768	0.016205	145.08	10.984	4.06E-05	1.68E-03	7.00E-05	0.89275
15	1240.4	14.13	0.18032	150.7	2.3768	0.015772	149.11	11.112	4.75E-05	3.82E-03	3.49E-05	0.89353
16	1246.5	15.131	0.16751	154.52	2.3768	0.015381	152.94	11.243	4.22E-05	3.00E-03	4.14E-05	0.89428
17	1252.2	16.132	0.18686	156.71	2.4327	0.015524	155.08	11.645	4.60E-05	5.21E-03	2.29E-05	0.8596
18	1258	17.128	0.14858	159.1	2.5447	0.015994	157.4	12.328	3.59E-05	6.16E-03	1.79E-05	0.79022
19	1264	18.129	0.14861	162.16	2.7126	0.016727	160.35	13.301	3.52E-05	3.45E-03	3.02E-05	0.687
20	1269.2	19.131	0.22031	165.54	2.6007	0.01571	163.8	12.911	4.97E-05	2.64E-03	5.50E-05	0.75789
21	1275	20.132	0.16364	170.01	2.6566	0.015626	168.24	13.354	3.54E-05	2.29E-03	4.36E-05	0.72527
22	1281	21.133	0.16223	174.05	2.6566	0.015264	172.28	13.523	3.37E-05	4.62E-03	2.05E-05	0.72698
23	1286.7	22.129	0.16507	178.41	2.7126	0.015204	176.6	13.985	3.30E-05	3.80E-03	2.44E-05	0.69485
24	1292.6	23.13	0.13877	183.76	2.7126	0.014762	181.94	14.167	2.64E-05	1.30E-03	5.84E-05	0.69718
25	1298.4	24.131	0.16411	188.99	2.7126	0.014353	187.18	14.354	2.97E-05	1.81E-03	4.75E-05	0.69938
26	1304.4	25.132	0.13231	194.77	2.7126	0.013927	192.96	14.546	2.28E-05	1.35E-03	4.86E-05	0.70171
27	1310.1	26.128	0.16441	200.66	2.7127	0.013519	198.85	14.742	2.69E-05	1.41E-03	5.39E-05	0.70396

Tabla 7.8. Datos de consolidación ensaye 8, velocidad 10%/hr.

Fila	Tiempo min	Deformación axial %	Velocidad de deformación %/min	Esfuerzo vertical kPa	Δu kPa	Relación de presión de poro	Esfuerzo efectivo kPa	i	k cm/hr	Mv m^2/kN	Cv cm^2/seg	F
1	1217.6	0.12513	0.99233	17.399	2.7127	0.15591	15.54	10.904	6.51E-03	9.37E-04	1.99E-02	0.12504
2	1218.7	1.1261	0.88465	31.144	2.8806	0.092492	29.193	11.696	2.39E-03	7.09E-04	9.37E-03	0.18479
3	1220	2.1272	0.78268	49.688	3.1044	0.062478	47.596	12.734	1.10E-03	4.93E-04	6.44E-03	0.13142
4	1221.1	3.1235	0.83884	65.407	3.3282	0.050885	63.168	13.792	8.19E-04	6.36E-04	3.67E-03	0.032567
5	1222.2	4.1246	0.94185	80.781	3.4402	0.042587	78.471	14.405	6.92E-04	8.06E-04	2.50E-03	0.014737
6	1223.5	5.1256	0.78268	96.383	3.3282	0.034531	94.151	14.083	4.44E-04	6.48E-04	1.90E-03	0.15031
7	1224.7	6.1266	0.73532	112.31	3.3842	0.030134	110.04	14.473	3.40E-04	5.73E-04	1.68E-03	0.15061
8	1225.8	7.1276	0.97622	125.28	3.2723	0.026119	123.09	14.145	3.83E-04	9.18E-04	1.18E-03	0.2523
9	1227.1	8.124	0.84198	138.6	3.2722	0.023609	136.41	14.298	2.87E-04	8.53E-04	9.74E-04	0.27365
10	1228.4	9.1296	0.67843	151.02	3.2723	0.021668	148.83	14.457	2.05E-04	6.51E-04	8.66E-04	0.29072
11	1229.5	10.131	0.80095	161.62	3.2162	0.0199	159.47	14.368	2.19E-04	8.62E-04	7.15E-04	0.3386
12	1230.8	11.127	0.71672	172.53	3.3841	0.019614	170.27	15.287	1.80E-04	8.26E-04	6.48E-04	0.2475
13	1231.9	12.123	0.95808	182.46	3.552	0.019468	180.08	16.227	2.25E-04	1.25E-03	5.65E-04	0.15736
14	1233.1	13.124	0.78638	193.25	3.3282	0.017223	191.02	15.38	1.67E-04	7.91E-04	5.96E-04	0.30261
15	1234.3	14.125	0.69048	200.34	3.3282	0.016613	198.12	15.559	1.39E-04	1.11E-03	3.59E-04	0.30905
16	1235.5	15.126	0.86827	210.7	3.2723	0.015531	208.51	15.478	1.61E-04	1.25E-03	3.63E-04	0.35028
17	1236.6	16.137	1.4899	218.12	3.4402	0.015772	215.82	16.469	2.65E-04	3.45E-03	2.27E-04	0.25931
18	1237.8	17.124	0.88209	224.88	3.3283	0.0148	222.65	16.123	1.48E-04	1.64E-03	2.59E-04	0.32881
19	1239	18.129	0.94537	233.4	3.608	0.015459	230.98	17.692	1.52E-04	1.49E-03	3.13E-04	0.17666
20	1240.1	19.131	0.68217	237.86	3.3283	0.013993	235.63	16.523	1.04E-04	1.40E-03	2.04E-04	0.33803
21	1241.2	20.127	0.81719	242.99	3.3842	0.013928	240.72	17.01	1.20E-04	3.57E-01	9.41E-07	0.3101
22	1242.4	21.128	1.2309	250.4	3.3842	0.013515	248.14	17.226	1.72E-04	1.23E-03	3.80E-04	0.31512
23	1243.5	22.134	0.99516	257.6	3.3842	0.013137	255.34	17.448	1.33E-04	1.98E-03	1.89E-04	0.31977
24	1244.7	23.125	0.97622	264.48	3.4961	0.013219	262.14	18.258	1.26E-04	2.37E-03	1.55E-04	0.26262
25	1245.8	24.131	1.0485	274.08	3.5521	0.01296	271.71	18.796	1.28E-04	1.06E-03	3.57E-04	0.23839
26	1247	25.132	0.90104	285.97	3.4401	0.01203	283.67	18.447	1.02E-04	8.74E-04	3.34E-04	0.30628
27	1248.2	26.133	1.0298	296.88	3.4402	0.011588	294.58	18.697	1.10E-04	1.32E-03	2.26E-04	0.31229

Tabla 7.9. Datos de consolidación ensaye 9, velocidad 50%/hr.

Tabla 7.10. Datos de consolidación ensaye 10 por carga incremental.

Fila	Deformación axial %	Esfuerzo vertical kPa	k cm/s	Mv m ² /kN	Cv cm ² /seg
1	1.083	12.5	1.0771E-05	0.00086614	0.01243593
2	1.886	25	7.9471E-06	0.00064955	0.01223481
3	3.606	50	1.1505E-05	0.00070142	0.01640206
4	9.445	100	1.503E-05	0.0012114	0.01240739
5	32.587	200	1.9422E-06	0.00255554	0.00076