



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL DEL
ÍNDICE DE COMPRESIÓN EN LAS ARCILLAS
DEL VALLE DE MÉXICO Y LA RELACIÓN
QUE GUARDA CON LAS PROPIEDADES
ÍNDICE.**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE

INGENIERA CIVIL

PRESENTA:

MARÍA ELENA ACEVEDO VALLE

DIRECTOR:

DR. OSVALDO FLORES CASTRELLÓN

MÉXICO, D.F. 2014





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/8/2014

Señorita
MARIA ELENA ACEVEDO VALLE
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. OSVALDO FLORES CASTRELLÓN que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted conforme a la opción I. "Titulación mediante tesis o tesina y examen profesional", para obtener su título en INGENIERIA CIVIL

"DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL DEL ÍNDICE DE COMPRESIÓN EN LAS ARCILLAS DEL VALLE DE MÉXICO Y LA RELACIÓN QUE GUARDA CON LAS PROPIEDADES ÍNDICE."

INTRODUCCIÓN

- I. MARCO TEORICO**
- II. INSTRUMENTACIÓN DE CONSOLIDÓMETROS DE PALANCA**
- III. PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA Y MATERIALES ENSAYADOS**
- IV. CORRELACIONES PARA OBTENER CC EN FUNCIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE**
- V. CONCLUSIONES**
- BIBLIOGRAFÍA**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 18 de Febrero de 2014
EL PRESIDENTE DEL COMITÉ

M. EN I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JLTS/MTB

Ricardo Paila V.
28-II-2014

[Firma]
28/02/2014

[Firma]
26-02-2014

[Firma]
28/02/2014

[Firma]
Dr. E. Ovando
28/02/14

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS.....	I
NOMENCLATURA	III
RESUMEN	V
INTRODUCCIÓN	VII
JUSTIFICACIÓN	VIII
OBJETIVOS	VIII
1. MARCO TEÓRICO	1
1.1.COMPRESIBILIDAD	2
1.2. CONSOLIDACIÓN	2
1.3. PARÁMETROS DE COMPRESIBILIDAD.....	7
1.4. EQUIPOS PARA PRUEBAS DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.	13
1.5. ESTADO DEL ARTE SOBRE INFLUENCIA DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE EN EL ÍNDICE DE COMPRESIÓN	17
2. INSTRUMENTACIÓN DE CONSOLIDÓMETROS DE PALANCA.....	31
2.1. ELEMENTOS QUE CONFORMAN EL SISTEMA.....	32
2.2. DESCRIPCIÓN DE LOS PROGRAMAS DE “CALIBRACIÓN” Y “OPERACIÓN”	35
2.3. CALIBRACIÓN DEL EQUIPO.....	44
3. PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA Y MATERIALES ENSAYADOS.....	57
3.1. CUENCA DEL VALLE DE MÉXICO	58
3.2. DESCRIPCIÓN DE LA PRUEBA.....	62
3.3. PROGRAMA DE ENSAYES DE LABORATORIO	63
3.4. RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS DE LOS MATERIALES ENSAYADOS.....	65
3.5. CURVAS DE COMPRESIBILIDAD	68
3.6. ESFUERZO EFECTIVO DE PRECONSOLIDACIÓN.	69
3.7. ÍNDICE DE COMPRESIÓN.	70
4. CORRELACIONES PARA OBTENER C_c EN FUNCIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE.....	73
4.1 INFORMACIÓN DISPONIBLE.	74
4.2 TRATAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.	78
4.3 CORRELACIONES EXPERIMENTALES PARA DETERMINAR EL C_c EN ARCILLAS DEL VALLE DE MÉXICO.....	80
Correlación entre C_c y w_L	80

Correlación entre C_c e IP	81
Correlación entre C_c y w_c	82
Correlación entre C_c y w_o	83
Correlación entre C_c y e	84
4.4 COMPARACIÓN DE CORRELACIONES ESTABLECIDAS POR OTROS AUTORES.	88
4.5 GENERALIDADES PRÁCTICAS.	90
CONCLUSIONES	95
REFERENCIAS	99
ANEXO A – CURVAS DE COMPRESIBILIDAD Y CÁLCULO DE PARÁMETROS.....	103
LISTA DE FIGURAS.....	119
LISTA DE TABLAS.....	123

“Cualquier intento de detener el asentamiento sin hacer la investigación preliminar propuesta sería una decisión irresponsable. Desde que he sido testigo de muchas decisiones de este tipo puedo afirmar por experiencia personal que los ahorros asociados con la inadecuada investigación preliminar son totalmente fuera de proporción con el riesgo financiero que esto implica”.

Karl Terzaghi, sobre el hundimiento del Palacio de Bellas Artes.

AGRADECIMIENTOS

En los brazos de la debilidad está la fuerza, ansiosa de poder salir. En las garras del dolor, el placer que espera su momento. Y en un camino lleno de obstáculos, la oportunidad que se presentan con ellos. Esto es lo que nos brindan estos maestros en nuestras vidas y debemos de estarles eternamente agradecidos.

MGP

A Dios por ser mi guía y fuerza, por la vida acompañada de unos grandes padres y hermanos, gracias por cada día que me ha regalado junto a ellos. Le doy gracias por haberme dado la oportunidad de terminar esta etapa de mi vida.

Agradezco a mis padres que con su ejemplo de trabajo y superación han hecho de mi lo que soy, a ellos dedico este trabajo. A mi madre María Salomé Valle Acevedo, por ser el pilar en la familia, por todos los sacrificios que ha hecho por mis hermanos y por mí para que podamos alcanzar nuestras metas, gracias por siempre estar para nosotros y llenar nuestras vidas de amor. A mi padre Lorenzo Acevedo del Río, a quien añoro cada día, él me enseñó a luchar por mis sueños y siempre levantarme a pesar de las adversidades, su ejemplo y enseñanzas siguen influyendo en mi vida como si aún estuviera aquí, anhelo el día en que nos volvamos encontrar. Juntos han inculcado en mí los valores más importantes de la vida.

A mi hermano Herminio por todos los consejos que me brindas y por impulsarme a ser mejor. A mi hermano Juan por su apoyo a lo largo de mi formación como ingeniera, por creer en mí y recordarme de lo que soy capaz. Ambos han sido los mejores compañeros y amigos en mi vida, nunca olvidare que aquellos juegos de infancia que tuvimos son los que me han definido, además de que es un honor compartir con ellos la pasión por la ingeniería.

Agradezco al Doctor Osvaldo Flores Castrellón por la oportunidad, confianza y por la orientación en el desarrollo de este trabajo, espero poder seguir colaborando con él en favor de la ingeniería mexicana. Agradezco al Maestro en Ingeniería Ricardo R. Padilla Velázquez quien

también estuvo presente en el desarrollo de este documento, al Ingeniero Enrique Gómez por su colaboración en este proyecto.

A los laboratoristas Gonzalo Roque, German Aguilar Ramírez y F. Javier Hernández Lemus por todo el apoyo brindado en la etapa de experimentación, sus acertados comentarios me guiaron para realizar de mejor manera todas las pruebas necesarias para mi investigación.

Un especial agradecimiento a la Universidad Nacional Autónoma de México, ha sido un honor formar parte de la máxima casa de estudios del país. A mi alma mater la Facultad de Ingeniería por la formación que me dio. A cada uno de los invaluable profesores que conocí y que me transmitieron sus conocimientos.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por el apoyo económico brindado durante la realización de mi tesis, pero principalmente por los conocimientos adquiridos durante este tiempo.

Agradezco a los sinodales designados para mi examen profesional por el tiempo que dedicaron a la revisión de este trabajo: Dr. Humberto Gardea Villegas, Dr. Efraín Ovando Shelley y Dr. Enrique Cesar Valdez, sus comentarios sirvieron para mejorar y enriquecer el presente trabajo.

Mi más sincero y profundo agradecimiento al Ingeniero Sergio Rodríguez Orozco, por no haberse negado a transmitirme sus conocimientos a pesar de mi escasa edad, sin duda alguna ha sido uno de los responsables por mi inclinación a la ingeniería.

A mis amigos de la ENP 2 a quienes recuerdo con mucho cariño y con quienes espero seguir compartiendo mi vida, a mis compañeros con quienes curse esta carrera. A Cosette Ayala por haber estado conmigo en los momentos más difíciles.

A todas aquellas personas que de alguna forma han tocado mi vida.

“Por mi raza hablará el espíritu”.

María Elena Acevedo Valle

NOMENCLATURA

<i>A</i>	Área de la sección transversal.
a_v	Coefficiente de compresibilidad.
$^{\circ}C$	Grados centígrados.
c_v	Coefficiente de consolidación.
C_c	Índice de compresión.
C_{α}	Índice de compresión secundaria.
C_r	Índice de expansión.
<i>CH</i>	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad.
<i>CL</i>	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja o media, arcillas arenosas limosas.
<i>E</i>	Relación de vacíos.
<i>G_s</i>	Densidad de sólidos.
<i>IL</i>	Carga incremental.
I_s	Índice de contracción.
<i>k</i>	Coefficiente de permeabilidad.
<i>mm</i>	Metros.
<i>mm</i>	Milímetros.
m_v	Coefficiente de compresibilidad volumétrica.
<i>MH</i>	Limos orgánicos, limos elásticos, suelos micáceos o diatomáceos, arenosos o limosos.
<i>ML</i>	Limos orgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillas ligeramente plásticas.
<i>NAF</i>	Nivel de aguas freáticas.
<i>OCR</i>	Relación de preconsolidación.
<i>OH</i>	Arcillas orgánicas de mediana o alta plasticidad.
<i>OL</i>	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.
<i>P</i>	Carga.
<i>PI</i>	Índice de plasticidad.
R^2	Coefficiente de determinación.
S_r	Grado de saturación.
<i>SUCS</i>	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.
w_o	Contenido de agua inicial.
w_f	Contenido natural de agua final.
w_L	Límite líquido.
w_n	Contenido natural de agua.
w_p	Límite plástico.
w_s	Límite de contracción.
w_c	Límite de contracción lineal.
<i>T</i>	Factor de tiempo.
<i>t</i>	Tiempo.
<i>z</i>	Profundidad.
σ'_{pc}	Presión de preconsolidación de un espécimen.

σ'_v	Presión vertical efectiva.
γ_w	Peso volumétrico de agua.
γ_d	Peso volumétrico seco del suelo
γ_m	Peso volumétrico del suelo.

RESUMEN

La magnitud de compresión que se puede presentar en un suelo fino depende, entre otros factores, del índice de compresión C_c , el cual se obtiene por medio de ensayos de consolidación sobre muestras de suelo inalteradas.

El tiempo que implica el desarrollo de una prueba de consolidación para obtener el índice de compresión es largo. Debido a esto algunos autores han buscado relacionar este parámetro con las propiedades índice del suelo. Estas relaciones son de gran utilidad práctica, especialmente durante la etapa de planeación de las obras, debido a que permiten realizar análisis aproximado de asentamientos de las estructuras en suelos cohesivos cuando no se cuenta con resultados de ensayos de consolidación, sirviendo como fundamento para la elección del tipo de cimentación más adecuada para el proyecto.

En muchos de los estudios que han presentado correlaciones entre el índice de compresión y las propiedades índice se suele generalizar el comportamiento de las arcillas, pero al abordar su comportamiento en el Valle de México las correlaciones existentes no describen su comportamiento. Debido a ello, se decidió realizar una investigación en la que se llevaron a cabo pruebas de consolidación unidimensional para obtener el índice de compresión, y relacionar estos resultados con la información obtenida de una recopilación bibliográfica.

Aplicando un proceso estadístico a los datos recopilados y a los resultados experimentales, se presentan correlaciones que permiten obtener valores aproximados del índice de compresión a partir del límite líquido, índice de plasticidad, límite de contracción lineal, contenido de agua y la relación de vacíos.

Se concluye que con una relación simple lineal entre el índice de compresión y la relación de vacíos, se obtienen buenos resultados, al presentar una correlación del 0.92, sin embargo, hay que recordar que como cualquier correlación, los valores obtenidos deben tomarse únicamente como estimativos y no sustituyen la realización de pruebas de laboratorio.

INTRODUCCIÓN

Prácticamente todas las estructuras de la ingeniería civil deben cimentarse sobre la superficie del suelo o dentro de él. Estas estructuras transmiten las cargas al terreno por medio de cimentaciones adecuadas. Dependiendo de las características del suelo es que se opta por cimentaciones superficiales o cimentaciones profundas. En la solución de un sistema de cimentaciones, el principal problema a enfrentar es evitar que se produzcan asentamientos de gran magnitud que puedan dañar la estructura de manera que dificulte o afecte sus funciones.

Para la determinación de asentamientos que se pueden producir en un suelo se han desarrollado amplios estudios sobre el fenómeno de consolidación, con lo que se han determinado varias teorías que modelen este fenómeno mediante ensayos de laboratorio, cuyos resultados de ser posible se comparan con los medidos en campo.

Uno de los trabajos que describen este fenómeno que más ha destacado es el desarrollado por Terzaghi, quien desarrolló la prueba de consolidación unidimensional para suelos finos, este tipo de ensayos se lleva a cabo en muestras representativas de suelos confinados lateralmente. Este ensayo proporciona información sobre la compresibilidad y deformación del suelo, y permite determinar la magnitud y el tiempo en que se presentarán asentamientos en el suelo, esto en condiciones unidimensionales.

Estimar el asentamiento de los estratos de un suelo blando es fundamental en el diseño de la cimentación, sin embargo, su determinación en el laboratorio requiere largas jornadas de trabajo, este hecho ha despertado el interés en establecer correlaciones que optimicen el tiempo y costo en la etapa de planeación de la obra, utilizando pruebas índice que son rápidas y simples. No hay que perder de vista que a pesar de esto se deben realizar las pruebas necesarias que verifiquen el trabajo previo.

Los ingenieros que deben proyectar o construir cimentaciones en lo que fue el fondo del antiguo Lago de Texcoco se enfrentan a problemas relativos a la estratigrafía y propiedades de los suelos, el hundimiento general del terreno y el comportamiento de edificios.

Las arcillas de la Cuenca del antiguo Valle de México presentan características muy peculiares, son suelos de alta plasticidad y presentan altos contenidos de agua, razón por la que se requiere generar correlaciones que describan de mejor manera el comportamiento del suelo de la zona.

La presente investigación pretende establecer correlaciones entre el índice de compresión y las propiedades índice de las arcillas del Valle de México, para lo cual se realizaron 28 ensayos de consolidación con carga incremental de muestras extraídas de diferentes zonas del valle. Para complementar la información obtenida se recopilaron datos de diferentes autores que han desarrollado pruebas de consolidación a arcillas del Valle de México, teniendo un total de 129 pruebas de consolidación de la zona, con lo que se espera obtener resultados confiables para el proyectista.

JUSTIFICACIÓN

Para obtener un análisis completo del fenómeno de consolidación se requiere de un tiempo relativamente largo pues la ejecución de las pruebas requiere de un tiempo aproximado de entre dos o tres semanas, en este tiempo se obtienen las gráficas de consolidación y compresibilidad; esto no significa problema alguno cuando se cuenta con el tiempo suficiente para entregar los resultados al diseñador de cimentaciones.

Actualmente los tiempos de planeación, diseño y construcción de infraestructura se reducen al mínimo posible, por lo cual se requiere procedimientos que estimen los asentamientos de una manera rápida, y que sirvan para hacer un análisis previo de las estructuras a diseñar, por ello se ha buscado relacionar el índice de compresión con las propiedades índice, considerando las condiciones particulares del sitio en estudio.

OBJETIVOS

El presente trabajo de investigación tiene los siguientes objetivos:

1. Instrumentar y semiautomatizar cuatro consolidómetros de palanca del laboratorio de Mecánica de Suelos del Posgrado de Ingeniería, UNAM.

2. Realizar pruebas de consolidación unidimensional a muestras de suelo del Valle de México.
3. A partir de los resultados obtenidos, obtener el índice de compresibilidad de las arcillas, con el fin de establecer correlaciones entre el índice de compresión y las propiedades índice del suelo en estudio y compararlas con las que han encontrado otros autores.

1. MARCO TEÓRICO

El estudio de la consolidación de los suelos en Ingeniería Civil es un problema natural de los suelos finos, como arcillas y limos. Para toda edificación que se localice en suelos de este tipo se requiere del estudio de las propiedades geotécnicas de los suelos y así poder estimar los asentamientos totales y diferenciales que presentará la estructura.

Para evaluar la deformación y la resistencia de dichos suelos se debe investigar sus propiedades físicas y mecánicas, pues son las que rigen su comportamiento y con ello hacer predicciones de los asentamientos que se producirán en los estratos del suelo cuando estos son sometidos a incrementos de esfuerzos por la aplicación de una carga.

El fenómeno de consolidación ha sido estudiado por diferentes investigadores en el área de la ingeniería, uno de los primeros en hacerlo fue Karl Terzaghi, enfocado en suelos finos saturados desarrolló la teoría de consolidación unidimensional, actualmente la más aplicada para cálculo de asentamientos. El objetivo principal de las pruebas de consolidación es obtener la información sobre la compresibilidad de los suelos, determinar con ellos los parámetros que expresen la deformabilidad, sus coeficientes de consolidación y de cambio volumétrico.

Para aquellos que trabajan en el desarrollo de pruebas de consolidación ha sido necesaria la modificación del equipo utilizado por Terzaghi para las pruebas de consolidación, los equipos han sido mejorados con procesos de instrumentación, en algunos casos mediciones automáticas, automatización y semiautomatización de los mismos. Actualmente se cuenta con múltiples equipos utilizados para este fin. Dependiendo a la necesidad de los resultados que se requieren es el equipo a utilizar.

1.1. COMPRESIBILIDAD

En un suelo se distinguen tres fases constituyentes: sólida, líquida y gaseosa. La fase sólida está compuesta por partículas minerales, las cuales forman el esqueleto del suelo. Esta estructura forma oquedades que son ocupadas por las fases líquida y gaseosa.

La compresión de los suelos se da principalmente como una función de la reducción de su volumen de oquedades, debido a un incremento del esfuerzo efectivo en la estructura del suelo, que generalmente se da por una sobrecarga.

Todos los suelos experimentan deformación a consecuencia de un cambio en las condiciones de esfuerzo. Si las oquedades del suelo están en su totalidad llenas de agua, es decir, si se trata de un suelo saturado, la compresión del suelo se dará como resultado del escape del agua contenida en las oquedades. La compresión gradual de un suelo bajo tales condiciones, cuando actúan sobre él fuerzas gravitatorias tales como las producidas por la misma deposición de los estratos o las estructuras levantadas sobre el suelo, se llama consolidación.

Por lo tanto, la compresibilidad del suelo se debe a la facilidad con la que los granos cambian de posición debido al tipo y rigidez de la estructura del suelo; entendiendo que la estructura del suelo se define, no solo como el arreglo geométrico de sus componentes, sino como el enlace entre las partículas.

1.2. CONSOLIDACIÓN

El fenómeno de consolidación en los suelos ha sido ampliamente estudiado, se ha establecido que bajo la acción de una carga, la mayor parte de los materiales sufren una deformación cuya magnitud depende de la dimensión de la carga aplicada, de las propiedades del material y del tiempo.

El ingeniero Terzaghi estableció en 1925 la ecuación diferencial de consolidación, publicada en su *Erdbaumechanik*, análoga a la empleada en la teoría de la transmisión de calor, siendo el primero en hacerlo. Sin embargo, se tiene antecedentes de que el problema de consolidación ya había sido planteado anteriormente, el mismo Terzaghi mencionaba en su trabajo *Theorie der Setzungen Von Tonschichte*, que en 1856 Tynall había planteado el proceso de

consolidación en sus *Fragments of Science*. Dimitri cita en 1947 varios casos en donde ya se vislumbraban los problemas relacionados al proceso de consolidación, entre ellos menciona que en 1898 Sooy Smith describe no sólo la expulsión de agua de la arcilla en el proceso de consolidación, que causó los asentamientos en algunas zonas de la ciudad de Chicago, sino también el proceso denominado actualmente como consolidación secundaria. Para 1920 Allen Hazen trata el tema de consolidación en su trabajo sobre presas en la American Society of Civil Engineers.

El proceso de disminución de volumen en un tiempo, producido por la acción de una carga, se origina cuando el agua existente en los poros absorbe parte de la carga a la que es sometida el estrato de suelo, pero con el transcurso del tiempo será expulsada y el suelo irá absorbiendo esa carga paulatinamente, teniendo así que el cambio de volumen en la masa de suelo es igual al volumen de agua drenada.

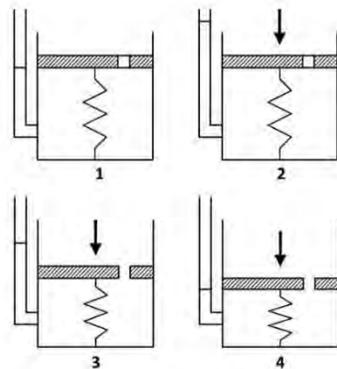


Figura 1.1 Modelo mecánico de Terzaghi (Juárez, 1976, modificado).

Para explicar lo anterior Terzaghi utilizó un modelo mecánico (fig. 1.1) en el cual considera un cilindro provisto de un pistón perforado apoyado sobre resortes elásticos, el cilindro está completamente lleno de un fluido que se supone incompresible. Si se aplica sobre el pistón una carga, éste tenderá a descender, al permitir que el fluido salga por el orificio, los resortes se contraen hasta que el émbolo se detiene, con esto se observa que al momento de aplicar la carga, ésta es soportada por el fluido y luego existe una transferencia gradual de carga del

fluido al resorte. En este modelo puede suponerse que los resortes y el fluido corresponden a las partículas de arcilla y al agua de los vacíos, respectivamente.

La reducción de volumen que se presenta en los suelos se debe a un cambio en los vacíos de la estructura que provoca un desplazamiento relativo entre granos del suelo, los cuales son forzados a ocupar posiciones estables, haciendo al material más compacto. Así la deformabilidad del suelo se debe a la facilidad con la que los granos cambian de posición, también por el tipo de rigidez de la estructura del suelo.

En suelos granulares, la reducción del volumen de vacíos se produce casi instantáneamente cuando se aplica la carga. En cambio, en suelos arcillosos toma mayor tiempo, dependiendo de factores como el grado de saturación, el coeficiente de permeabilidad, la longitud de la trayectoria que tenga que recorrer el fluido expulsado, las condiciones de drenaje y la magnitud de la sobrecarga (fig. 1.2).

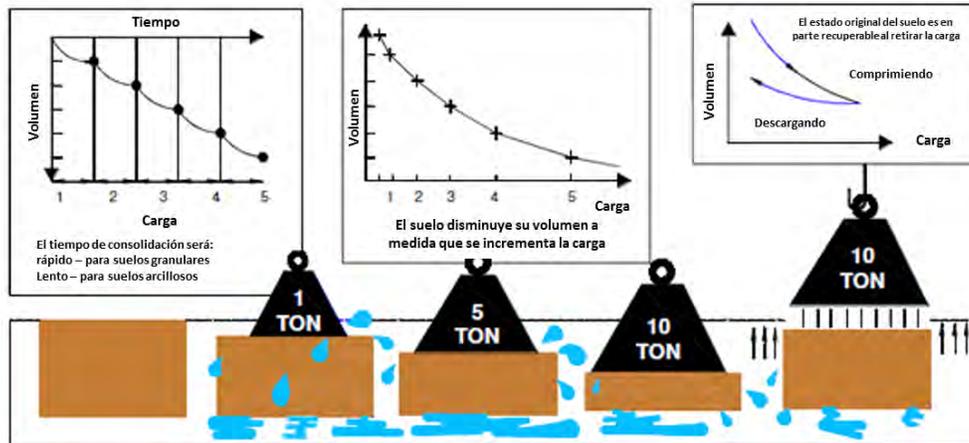


Figura 1.2 Esquema de consolidación en campo (Head, 1986).

El desarrollo de la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi se basó en las siguientes hipótesis (Terzaghi, 1923):

1. La muestra de suelo está saturada, es homogénea e isótropa
2. Los estratos de suelo en el campo se encuentran confinados lateralmente.
3. El agua y los granos que forman el suelo son incompresibles.
4. El peso del suelo no se toma en cuenta.
5. La comprensión del suelo y la trayectoria del drenaje del agua son unidimensionales.
6. El incremento de carga se aplica instantáneamente.
7. La presión aplicada es uniforme en un plano horizontal. Al inicio el exceso de presión hidrostática es uniforme en todo el suelo.
8. El agua que se expulsa es exclusivamente agua gravitacional (agua libre) que sale de los poros de la estructura del suelo, y por lo tanto la Ley de Darcy es válida.

9. El cambio de oquedad tiende a un valor límite.
10. Existe una relación lineal entre la presión aplicada y el cambio en la relación de vacíos, la cual también se aproxima a un valor finito.
11. Los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad del suelo permanecen constantes para un incremento de presión determinado.

Debido a las diferencias de los resultados obtenidos con la teoría de Terzaghi y las reales obtenidas en el laboratorio, surgieron nuevas investigaciones que desarrollaron modelos en los que se considera la influencia del tiempo en el proceso de consolidación, y toman en cuenta variables como la relación de vacíos, el esfuerzo efectivo y la variación de estos últimos parámetros en el tiempo. En 1940, Taylor y Merchant desarrollaron uno de estos modelos, pero en 1942 Taylor lo mejoró y definió el proceso de consolidación como una única relación entre el esfuerzo efectivo vertical, la relación de vacíos y la razón de cambio de vacíos con el tiempo [Leroueil, 1985 (Citado por Hidalgo, 2007)].

En 1961 Gibson y Lo, suponen que el esqueleto del suelo se comporta como un modelo mecánico que consiste en un resorte lineal (modelo propuesto por Terzaghi) conectado en serie con un modelo de Kelvin, el cual consiste en un resorte lineal acoplado en paralelo con un amortiguador lineal, donde la resistencia de la contrapresión es proporcional a la velocidad en la cual se comprime. El resorte superior simula la consolidación instantánea y el modelo de Kelvin simula el retraso en la consolidación.

La teoría no lineal de **Barden (1965)**, supone que la muestra de suelo se comporta como un modelo mecánico, que consiste en un resorte lineal acoplado en paralelo con un amortiguador no lineal. Para el amortiguador no lineal, la relación que existe entre la resistencia a la compresión y la velocidad de deformación (ϵ_v) se da mediante una función parabólica. Este modelo no considera la consolidación instantánea.

El ingeniero Leonardo Zeevaert buscó comprender el comportamiento de las arcillas lacustres del Valle de México, este trabajo lo llevó a desarrollar el concepto de “viscosidad intergranular”. Para explicar este fenómeno, Zeevaert desarrolló la teoría basada en el modelo reológico de Terzaghi de compresión primaria, y de otro modelo creado por el autor con el cual explica el fenómeno de la consolidación secundaria. Según Zeevaert, después de que la

consolidación primaria ha alcanzado un grado avanzado de consolidación, se observa que la compresión y el cambio volumétrico del suelo se siguen presentando, en este proceso se verifican fenómenos de deformación volumétrica plástico-viscosa cuya magnitud decrece con el tiempo, llevando finalmente a la estabilización de la deformación del suelo bajo la carga aplicada.

Con los nuevos modelos propuestos se concluyó que el proceso de consolidación se presenta en dos etapas:

1. Consolidación primaria: se presenta por la disipación del exceso de presión de poro en el suelo.
2. Consolidación secundaria: se presenta cuando existe un deslizamiento relativo entre las láminas arcillosas, este fenómeno se denomina viscosidad inter-granular.

Las compresiones que se presentan en el desarrollo del proceso de consolidación han sido divididas en tres tipos de asentamientos, los cuales **Das (1998)** describe de la siguiente manera:

1. Asentamiento inmediato: es causado por la deformación elástica de los suelos saturados. Este tipo de asentamiento generalmente se analiza a partir de ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad.
2. Asentamientos por consolidación primaria: son el resultado del cambio de volumen en suelos cohesivos saturados, debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos del suelo.
3. Asentamiento por consolidación secundaria: éste se observa en suelos cohesivos saturados, y es el resultado del ajuste plástico de la estructura del suelo. Es una forma adicional de compresión que ocurre con un esfuerzo efectivo constante.

A partir de la teoría original de **Terzaghi (1925)**, se han generado contribuciones importantes, con las cuales se ha reforzado el entendimiento del proceso de consolidación, estas han dejado claro que el comportamiento esfuerzo-deformación de las arcillas, depende de las propiedades mecánicas y viscosas del suelo así como del tiempo; sin embargo, tratan algunos conceptos que no han sido determinados satisfactoriamente, tales como la velocidad de consolidación, la temperatura, la alteración debida al proceso de muestreo, la velocidad de

deformación, las condiciones de frontera, entre otras, aunque estas contribuciones se retroalimentan con el entendimiento del proceso de consolidación usado en la práctica.

1.3. PARÁMETROS DE COMPRESIBILIDAD

La consolidación es el proceso de compresión de un suelo en función del tiempo y en el caso de suelos arcillosos da como resultado la transformación progresiva de un sedimento en estado suave o blando a un estrato de arcilla dura y finalmente a una roca sedimentaria.

Todos los suelos experimentan deformación a consecuencia de un cambio en las condiciones de esfuerzo. Si las oquedades del suelo están en su totalidad llenas de agua, es decir, si se trata de un suelo saturado, la compresión del suelo se dará como resultado del escape del agua contenido en las oquedades.

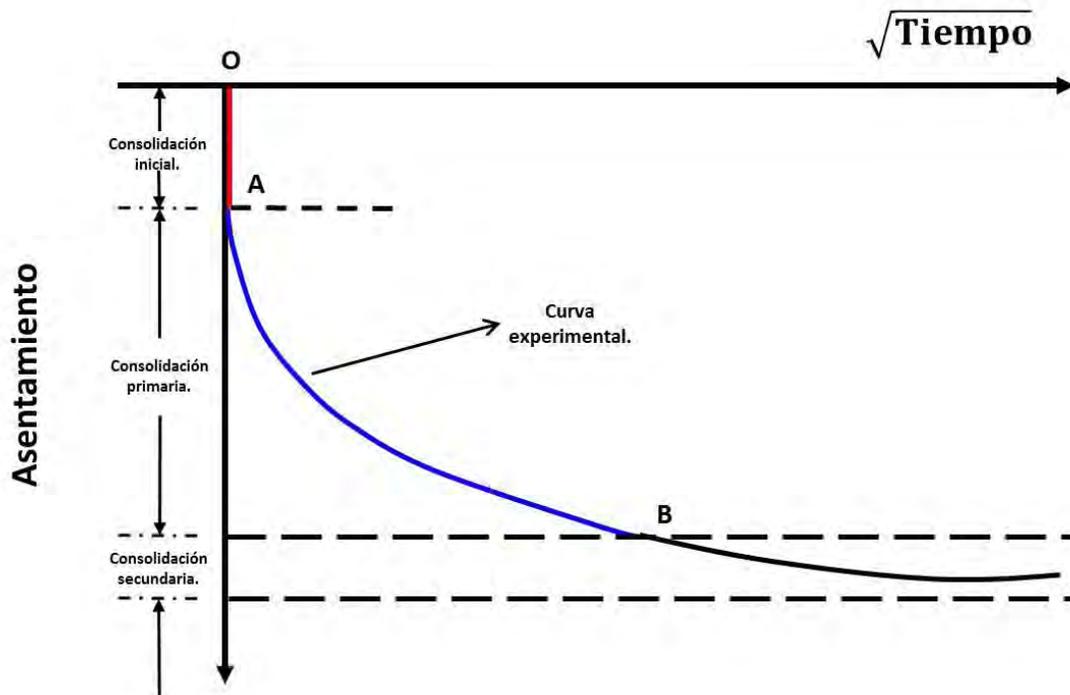


Figura 1.3 Curva de consolidación (Barnes, 2000).

Las características más importantes de compresibilidad de un suelo son el índice de compresibilidad C_c y el coeficiente de consolidación c_v . Estos parámetros se suelen determinar a partir de pruebas en laboratorio, para tal efecto Terzaghi creó un dispositivo llamado edómetro. En este equipo se prueba una probeta de suelo a través de la aplicación de diversos incrementos,

registrando en cada uno de ellos la evolución de las deformaciones con el tiempo. Para cada incremento de esfuerzo se obtiene una gráfica con la evolución de la deformación con respecto del tiempo. Estas gráficas se conocen como curvas de consolidación (fig. 1.3), y son básicas para determinar los parámetros de compresibilidad del suelo.

Las curvas obtenidas de un ensayo de consolidación se presentan como la evolución del asentamiento contra el tiempo y de la relación de vacíos e contra la presión en escala logarítmica, o la deformación contra la presión en escala logarítmica. Algunas veces se utiliza un gráfico de e contra p , en lugar de los gráficos semilogarítmicos. Dichas gráficas muestran las siguientes tres etapas:

1. Etapa I: Compresión inicial, causada principalmente por la precarga.
2. Etapa II: Consolidación primaria, durante la cual el exceso de presión de poro es gradualmente transferido al esqueleto sólido por la expulsión del agua de los poros.
3. Etapa III: Consolidación secundaria, ocurre después de la disipación total del exceso de presión de poro. Es cuando alguna deformación del espécimen tiene lugar debido al reajuste plástico de la estructura del suelo.

Cada incremento de esfuerzos produce una deformación vertical en la muestra de suelo, representando una reducción en el volumen de vacíos del material, después de haber aplicado una serie escalonada de esfuerzos se obtiene, finalmente, la curva de compresibilidad (fig. 1.4).

Cuando la presión total aplicada sobre la muestra es mayor que la presión efectiva máxima a la que ha sido sometida en el pasado, el cambio en la relación de vacíos es mucho mayor y la relación $e - \log(\sigma')$ es prácticamente lineal, con una pendiente más inclinada. En la curva de compresibilidad podemos observar dos tramos con diferente comportamiento, los cuales están definidos con base en la historia de esfuerzos que tiene la muestra de suelo, el comportamiento de estos tramos en la curva se describen a continuación:

- **Preconsolidación:** el tramo AB en la figura 1.4 define esta etapa. A través de la curva se establece el esfuerzo de preconsolidación (esfuerzo máximo que ha soportado el suelo en estudio, en toda su historia geológica.), que representa la

transición entre la consolidación estructurada (recompresión) y desestructurada del suelo. Con el esfuerzo de preconsolidación, se puede definir la relación de preconsolidación (OCR) para un suelo con:

$$OCR = \frac{\sigma'_{pc}}{\sigma'_v} \quad 1.1$$

Donde:

σ'_{pc} = Presión de preconsolidación de un espécimen.

σ'_v = Presión vertical efectiva presente.

- **Normalmente consolidado:** es la presión de sobrecarga efectiva presente en el suelo; es decir, teóricamente el suelo nunca ha sufrido esfuerzos efectivos superiores a los que tiene en el momento de estudio. El tramo BC en la figura 1.4 define esta etapa, una línea recta con una pendiente abrupta denominada índice de compresión (C_c).

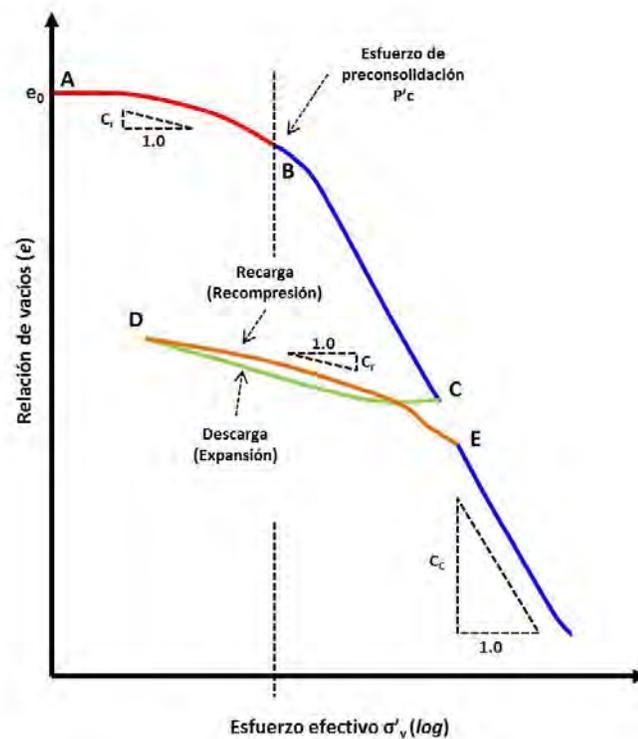


Figura 1.4 Curva de compresibilidad: Relación de vacíos vs logaritmo del esfuerzo efectivo (al-Khafaje, 1992).

Las gráficas de consolidación y compresibilidad cumplen un papel muy importante, ya que a partir de ellas se determinan diversos parámetros, los cuales permiten predecir la velocidad y la magnitud de los asentamientos que desarrollan las estructuras cimentadas en suelos cohesivos. A continuación se presenta la definición y ecuaciones utilizadas para obtener dichos parámetros.

- **Coefficiente de compresibilidad (a_v).** Expresa la variación de la relación de vacíos con el esfuerzo aplicado.

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \quad 1.2$$

- **Coefficiente de compresibilidad volumétrica (m_v).** Se define como el cambio de volumen por unidad de incremento de esfuerzo efectivo. Las unidades de m_v son inversas a la presión [cm^2/kg] y el cambio de volumen puede expresarse en términos del cambio de relación de vacíos o del espesor de volumen.

$$m_v = \frac{1}{1 + e_0} \left(\frac{e_0 - e_1}{\sigma'_{1} - \sigma'_{0}} \right) \quad 1.3$$

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} \quad 1.4$$

- **Coefficiente de consolidación (c_v).** Indica la rapidez con la que se disipa la presión de poro una vez aplicado el incremento de carga (**Flores, 2009**). El coeficiente de consolidación generalmente disminuye conforme el límite líquido aumenta. Además depende de la permeabilidad k y de la compresibilidad volumétrica del suelo.

Para un incremento de carga dado sobre un espécimen, existen dos métodos gráficos comúnmente usados para determinar c_v a partir de pruebas de consolidación unidimensional de laboratorio. Uno de ellos es el método del tiempo en escala logarítmica propuesto por Casagrande y Fadum en 1940, y el otro es el método de la raíz cuadrada del tiempo sugerido por Taylor en 1942. Para el cálculo del coeficiente de consolidación en cada incremento de carga, se utiliza la siguiente expresión:

$$C_v = \frac{T \cdot H^2}{t} \quad 1.5$$

Donde:

C_v = Coeficiente de consolidación.

t = Es el factor tiempo cuyo valor para el 50% de la consolidación primaria es de 0.197 y para el 90 % es de 0.848.

H = Longitud del máximo camino de drenaje (espesor del estrato) durante un incremento de esfuerzo. Si la muestra es doblemente drenada, el valor de H será la mitad del espesor del estrato.

t = Tiempo para el correspondiente factor de tiempo, obtenido de la curva de consolidación.

- **Índice de compresión (C_c).** Expresa la variación lineal del índice de vacíos con respecto al logaritmo de los esfuerzos aplicados, para su cálculo se utiliza la siguiente ecuación:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{\sigma_{0+1}}{\sigma_0}\right)} = \frac{e_0 - e_{0+1}}{\log\left(\frac{e_{0+1}}{e_0}\right)} \quad 1.6$$

Donde:

e_0 = Relación de vacíos para un estado determinado.

σ_0 = Esfuerzo inicial antes de aplicar el incremento.

Debido al tiempo que lleva realizar una prueba de consolidación, se han establecido relaciones empíricas para realizar un cálculo aproximado de la consolidación primaria en campo, tema que se describirá más adelante.

- **Índice de compresión secundaria (C_{α}).** Después de la disipación total del exceso de presión de poro, se observa asentamiento debido al ajuste plástico de la

estructura del suelo. A este tipo de compresión se le conoce como consolidación secundaria (véase figura 1.5). El índice de compresión secundaria se define como:

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log \left(\frac{t_2}{t_1} \right)} \quad 1.7$$

Donde:

C_{α} = Índice de compresión

Δe = Cambio en la relación de vacíos.

t_1, t_2 = Tiempo 1 y 2 definidos.

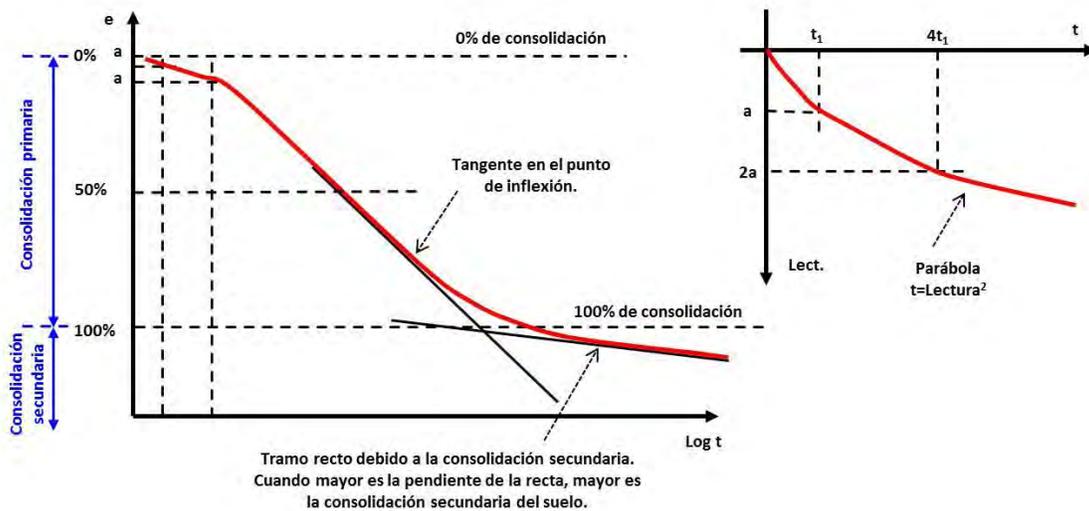


Figura 1.5 Determinación del tipo de consolidación y el coeficiente de consolidación secundaria (Leoni, 2008).

- **Índice de expansión (C_s).** El índice de expansión se define a través de la rama de descarga, es apreciablemente menor en magnitud que el índice de compresión, y generalmente se determina por pruebas de laboratorio con la siguiente ecuación:

$$C_s = \frac{\Delta e}{\log \left(\frac{\sigma_{0+1}}{\sigma_0} \right)} = \frac{e_0 - e_{0+1}}{\log \left(\frac{e_{0+1}}{e_0} \right)} \quad 1.8$$

El valor del índice de expansión es de $\frac{1}{4}$ a $\frac{1}{5}$ del índice de compresión. La determinación del índice de expansión es importante en la estimación del asentamiento por consolidación de arcillas sobreconsolidadas.

- **Coefficiente de permeabilidad (k).** La permeabilidad en los suelos cohesivos se calcula a partir de los resultados del ensayo de consolidación con la ecuación 1.9. Debe tomarse en cuenta que el valor de m_v es variable, según el nivel de esfuerzos que se imponga al suelo, y por lo tanto varía el coeficiente de conductividad hidráulica o permeabilidad.

$$k = C_v \cdot m_v \cdot \gamma_w \quad 1.9$$

1.4. EQUIPOS PARA PRUEBAS DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.

El interés por el estudio de la consolidación en suelos ha permitido la creación de diferentes instrumentos donde se realizan pruebas de consolidación en suelos cohesivos. De acuerdo con Skempton (1960) citado en Rowe 1966, la primera celda de consolidación fue usada en 1910, en la cual se ensayaban muestras de 2'' de espesor y 14'' de diámetro, colocadas en un contenedor metálico con una base perforada, aplicándoles cargas a través de un pistón.

Posteriormente, en 1919 Terzaghi diseñó una celda de drenaje, que tenía como primer propósito estudiar el endurecimiento que sufrían algunas arcillas muy compactas cuando estaban expuestas a la intemperie. A este equipo se le llamó edómetro, ahora mayormente denominado consolidómetro (Figura 1.6).

El ensayo de consolidación convencional, basado en la teoría de consolidación propuesta por Terzaghi es uno de los ensayos de laboratorio más utilizado, ha sido llevado a la práctica cerca de 60 años. Una prueba de consolidación consiste en aplicar unos escalones de carga sucesivamente crecientes hasta llegar a un máximo, a partir del cual se descarga nuevamente escalonadamente, para cada incremento de carga se obtiene la curva de consolidación con las cuales se obtiene la curva deformación – tiempo, a partir de la cual se pueden obtener los parámetros del modelo teórico de consolidación unidimensional.

Las pruebas de consolidación realizadas en este equipo consisten en comprimir verticalmente una muestra cilíndrica de suelo, con un programa de cargas definido previo a la prueba. Los ejemplares son generalmente de 3 ¼" de diámetro y ¾" de espesor. La muestra de suelo es confinada en un anillo de metal rígido entre dos piedras porosas ubicadas en la parte superior e inferior de la muestra. Con este arreglo se impide la deformación lateral y se permiten únicamente deformaciones verticales (unidimensional). De esta forma, se tiene que la deformación impuesta por el edómetro es un caso especial de compresión combinada con distorsión cortante, donde la deformación lateral es impedida. La carga a la que se somete la muestra es aplicada uniformemente en toda el área de la muestra y transmitida a través de un brazo de palanca, y la compresión es medida por un indicador micrométrico. La muestra de suelo se mantiene bajo el agua durante la prueba que tiene una duración entre dos y tres semanas, 24 horas por cada incremento.

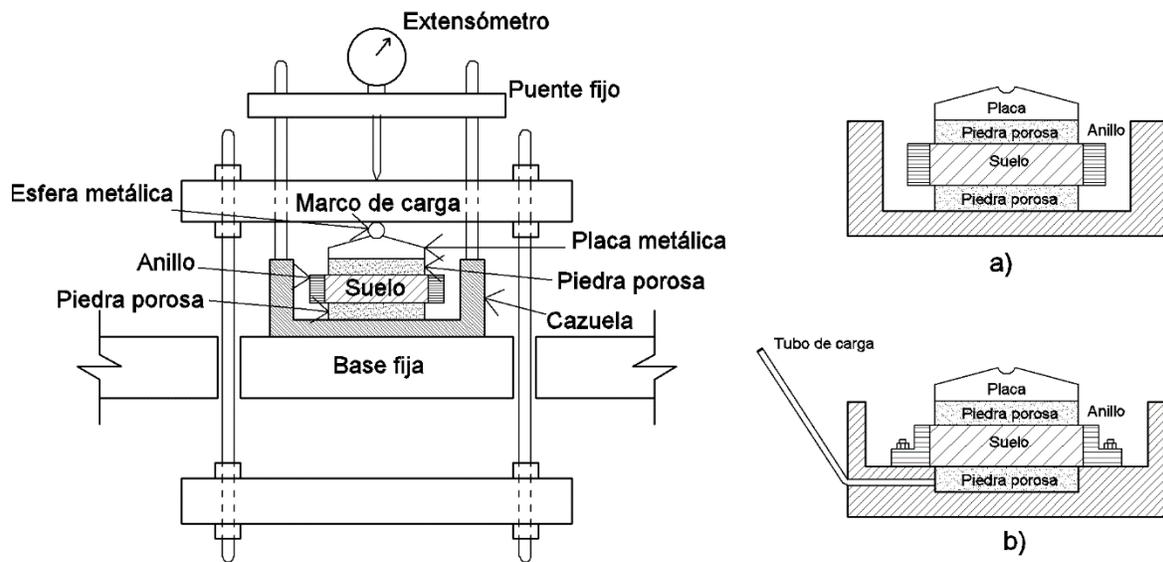


Figura 1. 6 a) Consolidómetro de Terzaghi usando anillo flotante, b) Arreglo de un montaje con anillo flotante, arreglo de un montaje con anillo fijo. (Juárez, 1976).

En la figura se observa que el equipo puede constituirse por un anillo metálico flotante, mayormente usado porque puede desplazarse durante el proceso de consolidación, o fijo usado para la realización de pruebas de permeabilidad ejecutadas simultáneamente con la de consolidación.

El edómetro con anillo flotante debe tener una base rígida metálica, independiente del cuerpo del edómetro, siendo conveniente que el recipiente que contiene la muestra sea un cilindro de lucita para poder observar los movimientos del anillo y de las piedras porosas durante la prueba. Por otro lado, el consolidómetro de anillo fijo debe tener una base rígida diseñada para recibir la piedra porosa interior, y fijar el anillo de consolidación. Para sumergir la probeta se usa un recipiente independiente del banco de consolidación. Este consolidómetro debe incluir un piezómetro calibrado y las condiciones necesarias para poder realizar pruebas de permeabilidad.

La fricción que se desarrolla entre el anillo y el espécimen es menor en un consolidómetro de anillo flotante, haciéndolo más recomendable que uno de anillo fijo. El consolidómetro de anillo fijo tiene la ventaja de permitir la realización de pruebas de permeabilidad, aunque en la práctica resulte difícil combinar una prueba de consolidación con una de permeabilidad sin que presenten interferencias entre ambas. El diseño del consolidómetro tuvo como finalidad demostrar el principio de esfuerzos efectivos. El establecimiento de este dispositivo permitió medir directamente la permeabilidad y asentamiento del espécimen, confirmando de esta manera las hipótesis básicas de la teoría de consolidación.

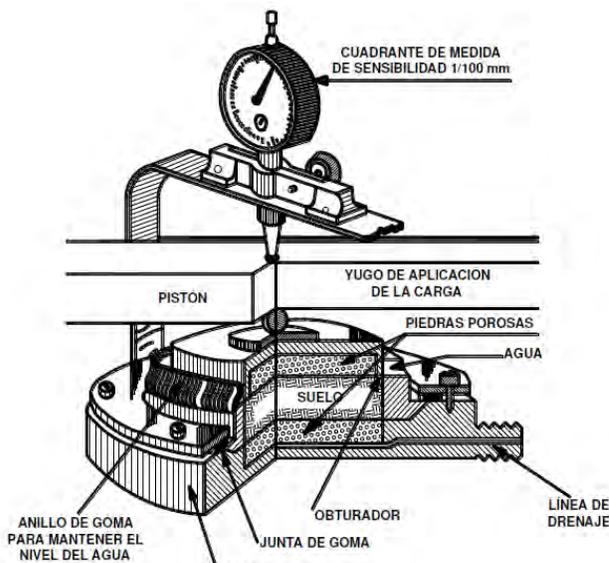


Figura 1. 7 Edómetro de Casagrande (Jiménez, 1951).

Casagrande elaboró un estudio de arcillas marinas, con el cual impulsó la evolución del edómetro, ya que sus investigaciones necesitaban el uso de muestras inalteradas. Los cambios radicaron en contener el espécimen en un anillo para separarlo y muestrearlo, previniendo con ello la pérdida de agua. Aunado a estos cambios, durante este periodo destacó el anillo flotante.

Con el tiempo se tuvieron importantes avances en el campo de la medición, uno de ellos fue el registro de la primera medición de presión de poro que se debió a Taylor (1942), el uso un sistema de balanceo conectado a la base de la muestra, Posteriormente Aldrich (1951) repite este sistema insertando una aguja a la mitad del plano de la muestra. También destacan las descripciones de Whitman,

Richarson y Healy (1961) sobre las ventajas del transductor eléctrico, mismo que fue utilizado en la primera celda Rowe (fig. 1.8).

En 1964 Lowe, Zaccheo y Feldman complementan el edómetro de Casagrande con una cámara de presión con el objetivo de poder aplicar contrapresión a las muestras de suelo.

Debido a que el edómetro de Casagrande presentaba diversas desventajas durante la realización de las pruebas, ya que no se contaba con un control suficiente sobre el drenaje y la medida de la presión de poro inicial, además de los errores que podían surgir al aplicar los esfuerzos mecánicamente debido a la fricción y las vibraciones, El profesor P.W. Rowe en la universidad de Manchester desarrolló un nuevo equipo el cual es denominado Celda Rowe.

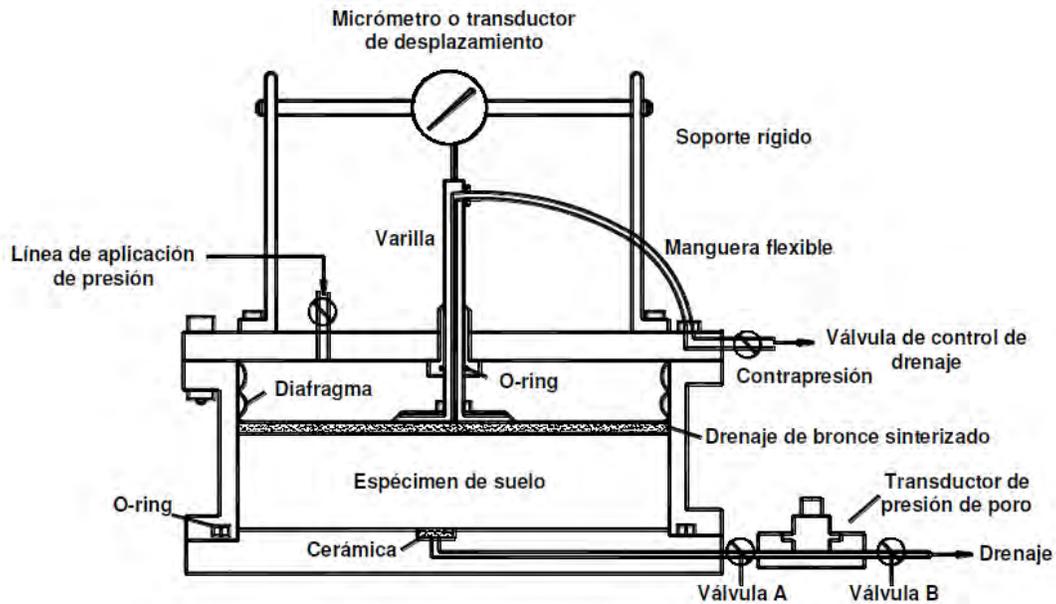


Figura 1. 8 Forma básica de la celda Rowe (Rowe, 1966).

Las pruebas realizadas en este nuevo equipo consistían en aplicar a la muestra una carga uniforme para medir la presión de poro actuante a través de un diafragma de hule, ubicado en la tapadera, con un espesor de 0.07". El asentamiento vertical era medido en el centro de la muestra con un eje de latón de 3/8" diámetro, adjunto a un micrómetro. El eje se encontraba sellado en el centro de la celda con el diafragma a través de un gato y dos arandelas, con la finalidad de eliminar cualquier error en las mediciones debido a la compresión del diafragma bajo presión. La presión de poro era medida a través del flujo en cerámicas cementadas localizadas en la base de la

celda, cada una conectada a un bloque de latón con una cubierta eléctrica, montados en un transductor de presión. Tanto la medición de la presión de poro como el drenaje se desarrollaban de acuerdo a la naturaleza de la prueba.

Los factores más importantes en el desarrollo de los diferentes ensayos en la celda Rowe son: el control completo del drenaje, la presión de poro inicial y la presión que podía ser alcanzada posteriormente (fig. 1.9).

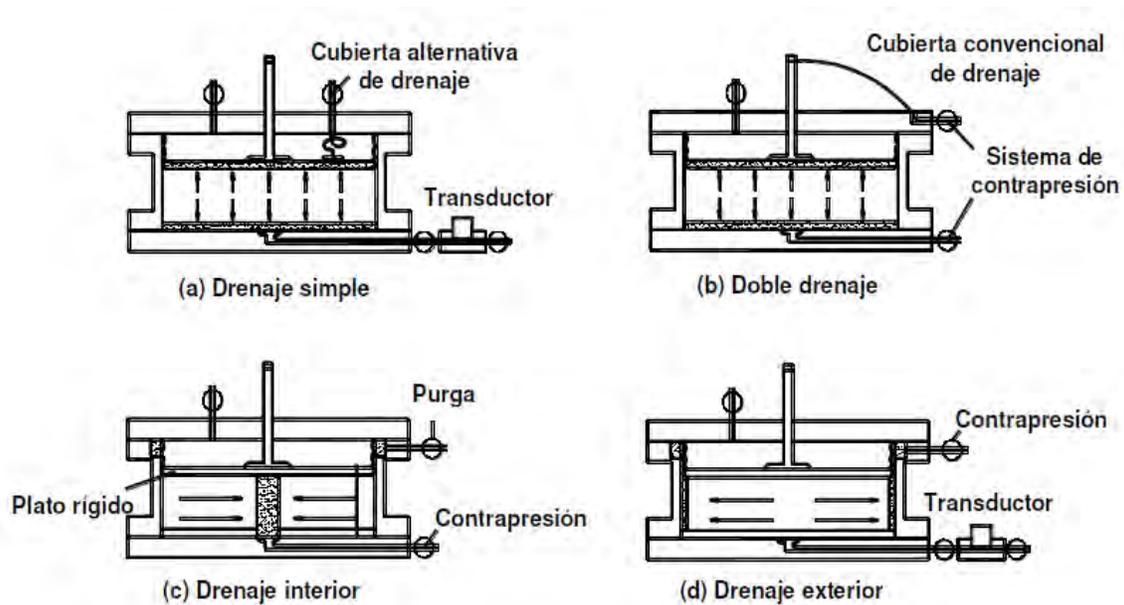


Figura 1.9 Drenaje y medición de presión de poro, de acuerdo con los cuatro tipos de pruebas que pueden desarrollarse (Rowe, 1966).

A lo largo de los años, se han mejorado diversos detalles de los dispositivos utilizados para ensayos de consolidación, las aportaciones que se hacen a estos han sido con el objetivo de mejorar su desempeño haciendo que las pruebas reproduzcan lo mejor posible lo que realmente sucede en campo, así como también la adaptación de dispositivos eléctricos que permitan la realización de pruebas de consolidación más sencillas y con mediciones más exactas.

1.5. ESTADO DEL ARTE SOBRE INFLUENCIA DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE EN EL ÍNDICE DE COMPRESIÓN

Como se ha mencionado anteriormente, una prueba de consolidación tiene la desventaja de no ser una prueba rápida en comparación con otras como las pruebas para obtener las

propiedades índices, debido a esto se propone el uso de correlaciones empíricas entre los parámetros de compresibilidad y las propiedades índice, y así poder predecir los asentamientos que se presentaran en el sitio de estudio de manera más rápida, permitiendo mayores avances en los anteproyectos.

Entre las ecuaciones más aceptadas y usadas para estimar el índice de compresibilidad se encuentran la de Skempton 1944, Terzaghi y Peck 1967, Lambe y Whitman 1969, Nishida y Hough 1957 y Mayne 1980. La mayoría de estas ecuaciones están desarrolladas para ser aplicadas de forma general a arcillas inorgánicas normalmente consolidadas. Sin embargo, se han desarrollado otras ecuaciones que son utilizadas únicamente para suelos de determinadas áreas regionales. Cabe mencionar que estas correlaciones no tienen ninguna base formal, las relaciones han sido calculadas a través de procesos estadísticos o por otros métodos, como ajuste de curvas. Nishida (1952) estableció que “las relaciones han sido introducidas solo por la impresión de los resultados de las pruebas sin tener bases teóricas”.

En los siguientes párrafos se mencionarán las investigaciones desarrolladas para obtener el índice de compresión con las propiedades índice y relaciones de peso y volumen de los suelos.

La primera investigación documentada que se tiene sobre correlaciones es de Skempton en el año 1944, él y sus colaboradores establecieron una correlación para muestras remoldeadas de arcilla de diferentes partes del mundo, con ella determinaban los valores del índice de compresión con una desviación de +/-30 %.

$$C_c = 0.007(w_L - 10) \quad 1.10$$

Terzaghi y Peck (1967) sugirieron, basados en trabajos de Skempton y otros, que en arcillas normalmente consolidadas la ecuación que describe su comportamiento es:

$$C_c = 0.009(w_L - 10) \quad 1.11$$

En 1956 Nishida desarrolló, con base en consideraciones de esfuerzo-deformación y en la pendiente de las curvas de compresibilidad, la siguiente ecuación:

$$C_c = 1.15(e_r - e_0) \quad 1.12$$

Sustituyendo en la ecuación anterior $e_0 = 0.35$ (relación de vacíos para partículas esféricas rígidas uniformes en su empaque más cerrado), Nishida propone la siguiente ecuación:

$$C_c = 1.15(e_r - 0.35) \quad 1.13$$

Para Nishida la ecuación 1.13 es la relación fundamental del C_c y la relación de vacíos establece que puede ser utilizada para todo tipo de suelo, si ésta se expresa en función de la relación de vacíos natural como sigue:

$$C_c = 0.54(e_n - 0.35) \quad 1.14$$

Hough (1957) observa que el tramo virgen de la curva de compresibilidad para muestras de diferentes tipos de suelo exhibe un patrón de convergencia, lo cual indica de forma general que la compresibilidad varía con la relación de vacíos inicial. Schumertmann encontró que la relación de vacíos para el punto de convergencia es aproximadamente igual a $0.4 e_n$.

A partir de los ensayos realizados por Hough en muestras remodeladas de diferentes tipos de suelo encontró que existe una relación lineal entre C_c y e_r , que se puede expresar de la forma:

$$C_c = a(e_r - b) \quad 1.15$$

Según Hough, el término a de la ecuación depende principalmente de la forma de las partículas, tamaño y graduación, mientras que concluye que el término b es aparentemente una aproximación cercana de la relación de vacíos mínima obtenida bajo circunstancias normales.

Cozzolino (1961) utilizó datos de pruebas limitados para encontrar una relación estadística entre C_c y e o w_L y concluyó que no existía ninguna relación significativa entre ambas combinaciones. Después de esto procedió a aplicar métodos de regresión múltiple y encontró que C_c puede ser expresado en función de ambas variables.

En 1969, Lambe y Whitman mencionan, basados en datos de pruebas disponibles para diferentes tipos de suelos finos naturales, que cualquier relación entre C_c y los límites de Atterberg es sólo una aproximación.

En 1975 J. D. Brown utiliza la ecuación de Terzaghi y Peck (1967) para hacer una investigación sobre las propiedades geotécnicas de los suelos oceánicos del estrecho de Cando en Nueva Escocia. Los valores obtenidos del C_c variaron entre 0.27 y 0.63.

Azzout y sus colaboradores (1976), indican que si se incluyen más de una propiedad índice para la determinación de C_c se pueden obtener correlaciones más confiables y con errores bajos. Algunas de las ecuaciones que propone son:

$$C_c = 0.37(e_n + 0.003W_L - 0.34) \quad 1.16$$

$$C_c = 0.009W_n + 0.002W_L - 0.14 \quad 1.17$$

Herrero en 1983 reportó la siguiente relación (Al-Khafaji et al. 1992):

$$C_c = 0.414G_s \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_d} \right)^{12/5} \quad 1.18$$

Gran parte de las investigaciones se han enfocado a encontrar correlaciones aplicables a todo tipo de arcillas, en la mayoría de estos casos se utiliza el contenido de agua natural del suelo como la variable a utilizar. Herrero (1983) propuso la siguiente correlación:

$$C_c = 0.01(w_n - 7.549) \quad 1.19$$

En 1985 Nagaraj y Srinivasa Murthy identificaron que el contenido de agua y el límite líquido son parámetros relevantes para el análisis de las arcillas. De acuerdo a esto, cuando el suelo no ha sido sometido a una historia de esfuerzos y carece de cualquier tipo de cimentación, el contenido de agua es un estado límite.

Burland (1990) introdujo el concepto de propiedades “intrínsecas” para describir las características de resistencia y deformación de arcillas reconstituidas que pueden ser usadas como marco de referencia para interpretar las correspondientes características de un sedimento natural de arcilla. Las propiedades de arcillas reconstituidas son llamadas “intrínsecas” haciendo alusión a que éstas son inherentes al suelo e independientes de su estado natural. Esto significa, que las propiedades intrínsecas deberían ser solamente relacionadas a la composición del suelo y su constitución, y no ser influidas por la estructura del mismo.

F. M. Abdrabbo (1990) presentó un estudio de una evaluación estadística de las características de compresibilidad en arcillas Egipcias con propiedades índice, como el contenido de agua natural y la relación de vacíos *in-situ*. Estas correlaciones son útiles para la determinación de propiedades mecánicas de las arcillas a partir de pruebas índice simples, solamente con muestras inalteradas. En este estudio Abdrabbo realizó pruebas en muestras de arcillas completamente saturadas e inalteradas, extraídas en tubos Shelby de pared delgada. Los resultados de las pruebas de consolidación se obtuvieron de una gran variedad de suelos normalmente consolidados, los resultados obtenidos se muestran en la figura 1.10. La correlación obtenida por análisis de regresión lineal fue la siguiente:

$$C_c = 0.0063(w_L - 10) \quad 10\% < w_L < 110\% \quad 1.20$$

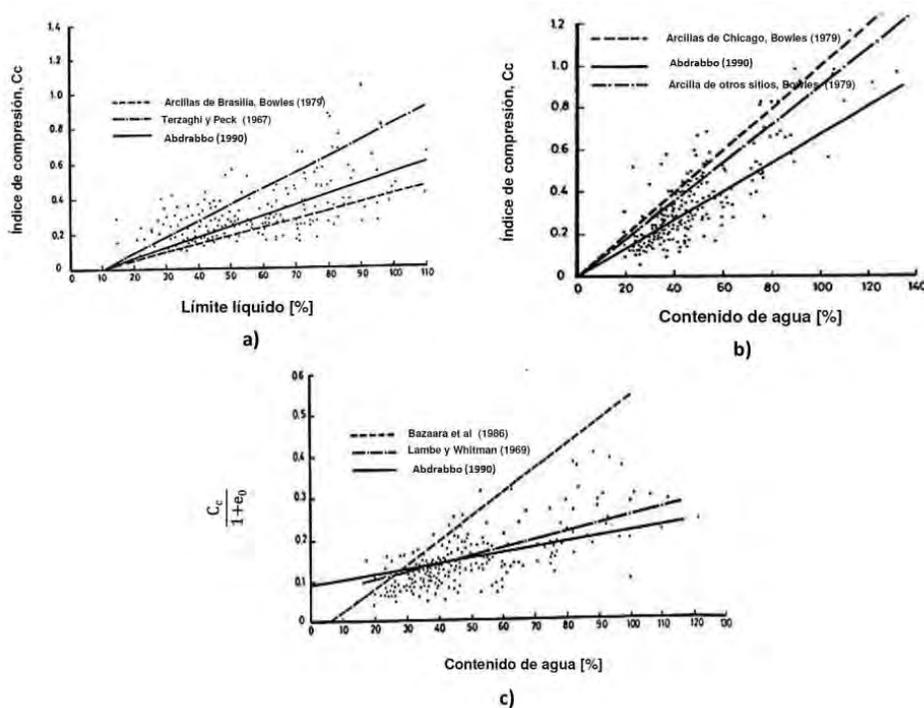


Figura 1.10 a) Índice de compresión vs límite líquido, b) Índice de compresión vs contenido de agua, c) $C_c/1+e_0$ vs contenido de agua (Abdrabbo, 1990).

En la figura 1.10-a se observa una comparación entre diferentes correlaciones entre índice de compresión C_c con el límite líquido, en donde se puede observar que la correlación de Terzaghi y Peck para arcillas inalteradas, generalmente sobrestima el índice de las arcillas Egipcias en un 50% y que a pesar de ello es ampliamente utilizada.

En la figura 1.10-b se observa que el contenido de agua aumenta con respecto al valor obtenido de la ecuación:

$$\frac{C_c}{1 + e_0} = 0.095 + 0.00114w_n \quad 20\% < w_n < 120\% \quad 1.21$$

Los resultados presentados por Abdrabbo concuerdan satisfactoriamente con los publicados por Lambe y Whitman en 1969.

Nash y Sills en 1992 examinaron el comportamiento de las arcillas de Bothkennar, en pruebas de alta calidad intacta y especímenes reconstituidos, en muestras de 75 mm de diámetro, utilizadas en ensayos de carga incremental (IL) en la Universidad de Bristol. En dichos ensayos se constató que el grado de saturación de cada probeta oscila entre 96% y 100% al finalizar cada prueba. En los resultados se observó que el coeficiente de compresión aumentó conforme lo hacía el índice de plasticidad. El estudio en Bothkennar mostró muchas características de las arcillas normalmente consolidadas que son importantes en el control de su comportamiento con el tiempo, como la velocidad de deformación.

E. Karl (1993) estudio las características de compresión, los esfuerzos de preconsolidación y las propiedades índice de las arcillas al sur de Saskatchewan, su objetivo era evaluar las implicaciones ingenieriles de la preconsolidación por las cargas y variaciones litológicas de los depósitos, debido a las glaciaciones repetidas. Los resultados de los coeficientes de consolidación (c_v) obtenidos variaron entre 0.42 y 2.31 m²/año. Los valores de c_v disminuyeron en suelos altamente plásticos. En la tabla 1.1 se exponen los resultados de E. Karl.

Tabla 1.1 Propiedades índice.
Fuente: Karl (1993) – Modificada

Formación	Sitio	w_n [%]	w_p [%]	w_L [%]	IP [%]	C_c		C_s	No. de muestras
						1	2		
Battleford Unidad superior de Arcilla	Goodale Farm	20.10	13.90	37.20	23.30	0.18	0.22	0.06	10
	Sutherland overpass	17.50	12.10	21.80	9.70	0.12	0.12	0.03	3
	Delisle	14.30	13.40	28.80	15.40	0.12		0.03	6
Unidad Inferior	Goodale Farm	14.40	11.60	28.30	16.70	0.12	0.13	0.06	4
	Garson River	12.40	11.80	22.60	10.80	0.14	0.16	0.05	5
	Sutherland overpass	10.80	11.70	26.20	14.50	0.12	0.15	0.03	2

Tabla 1.1 Propiedades índice (continuación).
Fuente: Karl (1993) – Modificada

Formación	Sitio	w_n [%]	w_p [%]	w_L [%]	IP [%]	C_c		C_s	No. de muestras
						1	2		
Floral	Alameda	16.30	15.60	35.50	19.90	0.19	0.23	0.07	12
	Wellschvalley	13.20	12.30	35.20	22.90	0.19	0.22	0.05	4
	Delisle	16.20	15.90	39.80	23.90	0.20	0.22	0.09	10
	Goodale Farm	11.00	12.50	28.00	15.50	0.13	0.17	0.05	7
	Saskatoon	12.10	11.80	29.40	17.60	0.15	0.17	0.04	9
	Beatty	9.70	12.60	25.90	13.30	0.16	0.21	0.04	5
Warman	Saskatoon	18.40	15.60	43.80	28.20	0.26	0.29	0.09	7
	Warman	22.90	17.10	51.90	34.80	0.26	0.28	0.09	7
Dundurn	Beatty	15.30	16.00	39.50	23.50	0.20	0.27	0.08	7
	Sutherland overpass	14.70	15.70	41.30	25.60	0.20	0.25	0.07	7
Mennon	Sutherland overpass	14.10	13.40	35.10	21.70	0.21	0.26	0.08	7

Los estudios realizados para comparar los valores calculados con la ecuación de Terzaghi y los obtenidos de curvas de consolidación de estudios posteriores han mostrado divergencia entre los valores de C_c experimentales y los teóricos calculados con la ecuación antes mencionada, esto ha llevado a desarrollar estudios en donde se hicieron correcciones a la ecuación de Terzaghi.

La Facultad de Minas en Colombia comparó los valores calculados con la ecuación de Terzaghi y los obtenidos de las curvas de consolidación para suelos del Valle de aburra (Maturana, 1994). De los resultados obtenidos en la investigación, propusieron acondicionar la ecuación de Terzaghi, utilizando un coeficiente a determinar (fig. 1.11), conocidos los valores de C_c y w_L para las arcillas de las zonas estudiadas, la ecuación propuesta es:

$$C_c = M(w_L - 10\%) \quad 1.22$$

Para las muestras ensayadas se llegó a un valor promedio del coeficiente $M=0.0032$.

En 1999, Lee hizo varias investigaciones en los depósitos marinos de Hong Kong, para determinar el coeficiente de consolidación de los depósitos marinos. Las pruebas realizadas se utilizaron 60 edómetros convencionales de 50 mm de diámetro. Los valores de c_v obtenidos variaron entre 0.4 y 39.5 $m^2/año$, con un valor promedio de 2.4 $m^2/año$. El promedio de los valores de c_v para muestras homogéneas es consistentemente pequeño, comparado con las muestras no homogéneas en cada profundidad. Para los valores de C_c y C_r se puede hacer la misma observación, aunque la variación de estos es mucho más pequeña que para la de c_v .

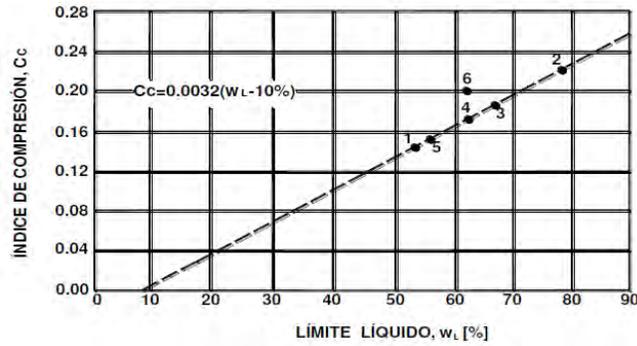


Figura 1.11 Relación entre el índice de compresión y el límite líquido para arcillas normalmente consolidadas de Medellín (Maturana, 1994).

Los depósitos de arcilla marina de Hong Kong tienen una baja resistencia y alta compresibilidad, pudiendo causar asentamientos excesivos. Por lo que es importante contar con las propiedades y los parámetros de comportamiento de dichos materiales para hacer el diseño de cimentaciones que se desplantarán sobre ellos. En 1999 Yin hizo un estudio con el que determinó el índice de compresión, el índice de recompresión, el coeficiente de consolidación secundaria, y el coeficiente de consolidación. La correlación de estos parámetros propuesta por Yin se muestra en la figura 1.12.

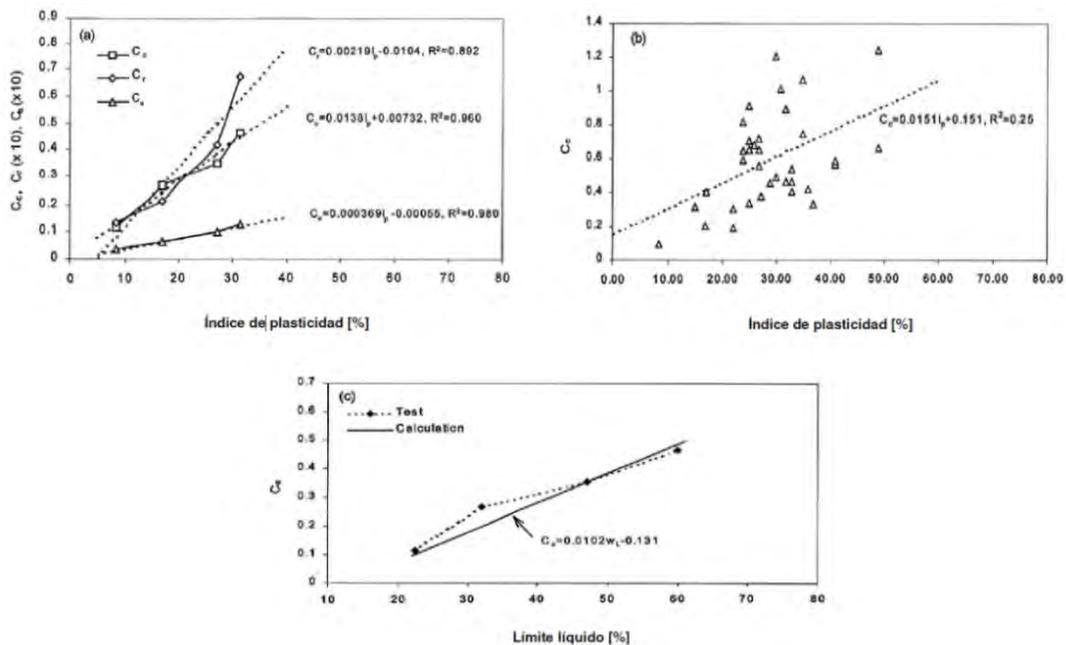


Figura 1.12 a) Datos medido y líneas ajustadas del índice de plasticidad vs C_c , C_r y C_w del sitio 1, b) Valores medidos y línea ajustada del índice de plasticidad vs C_c del sitio 2, c) Comparación de datos medidos y línea calculada del límite líquido vs C_c del sitio 1 (Yin, 1999).

En la figura 1.12-c se expone la comparación entre los datos medidos por Yin (1999) y los calculados con la correlación establecida por Djoenaidi en 1985.

$$C_c = 0.0102w_L - 0.131 \quad 1.23$$

En 2000, Sridharan realizó un estudio considerando el contenido de humedad inicial, los suelos fueron remoldeados en los anillos de consolidación teniendo cuidado de evitar la existencia de aire en los especímenes, los resultados (Tablas 1.2 y 1.3) que obtuvo fue que al aumentar el límite líquido también lo hace el índice de compresión.

Tabla 1.2 Propiedades índice de suelos naturales remoldeados.
Fuente: Sridharan A. (2000) - Modificada.

Tipo de suelo	G_s	w_L [%]	w_P [%]	w_s [%]	IP [%]	K
Suelo rojo 1	2.70	37.00	18.00	14.70	19.00	0.23
Suelo limoso	2.65	39.00	29.50	27.40	9.50	0.20
Caolinita 1	2.65	48.00	35.60	39.00	12.40	0.24
Suelo rojo 2	2.70	48.00	23.20	15.50	26.70	0.40
Caolinita 2	2.64	55.00	31.40	33.10	23.60	0.30
Arcilla Cochín	2.61	56.40	38.10	21.00	18.30	0.37
Suelo café 1	2.66	58.50	32.10	13.50	26.40	0.43
Caolinita 3	2.65	58.70	45.20	46.40	13.50	0.52
Suelo ilitico	2.58	73.40	51.90	39.00	21.50	0.42
Suelo BC	2.70	73.50	35.60	11.90	37.90	0.42

Tabla 1.3 Propiedades índice de suelos naturales remoldeados seleccionados de la literatura.
Fuente Sridharan A. (2000) - Modificada.

Tipo de suelo	G_s	w_L [%]	w_P [%]	w_c [%]	IP [%]	C_c	Referencia
Arcilla limosa	2.72	28.00	20.00	-	8.00	0.13	Leonards y Ramiah, 1959
Arcilla Boulder	2.69	28.00	14.00	-	14.00	0.13	Skempton, 1944
Arena Delta	2.71	36.00	18.00	-	18.00	0.25	Skempton, 1944
Weiner Tegel	2.76	46.70	22.00	-	24.70	0.31	Burland, 1990
Arcilla de Viena	2.76	47.00	22.00	-	25.00	0.31	Hvorslev, 1960
Arcilla de Oxford	2.57	53.00	27.00	-	26.00	0.30	Skempton, 1944

Tabla 1.3 Propiedades índice de suelos naturales remodelados seleccionados de la literatura (continuación).
Fuente Sridharan A. (2000) – Modificada.

Tipo de suelo	G_s	w_L [%]	w_P [%]	w_s [%]	IP [%]	C_c	Referencia
Suelo negro	-	57.00	23.00	15.50	34.00	0.34	Ranganatham, 1961
Arcilla residual	2.74	58.00	27.00	-	31.00	0.36	Leonards y Ramiah, 1959
Arcilla Gosport	2.67	76.00	29.00	-	47.00	0.46	Skempton, 1944
Arcilla de Londres	2.71	77.00	28.00	-	49.00	0.49	Skempton, 1944
Kleinbelt Ton	2.77	127.00	36.00	-	91.00	0.94	Burland, 1990
Argile platique	2.58	128.00	31.00	-	97.00	0.81	Burland, 1990

En la figuras 1.13 se muestran las relaciones establecidas entre el índice de compresión, el índice de plasticidad y el índice de contracción, de las diez muestras ensayadas en el estudio de Sridharan.

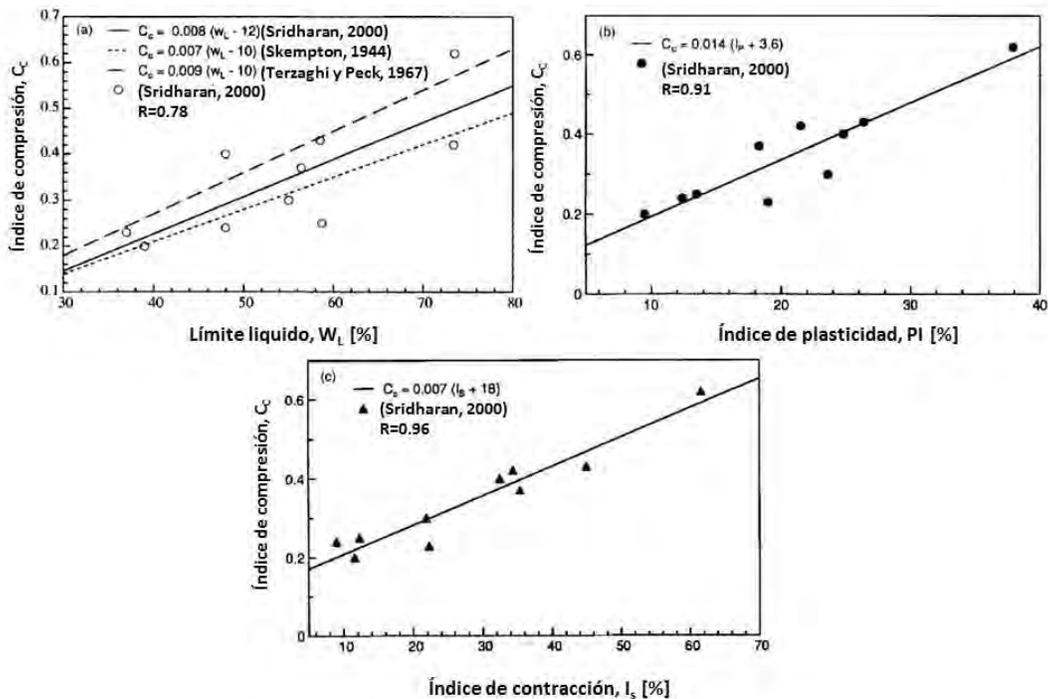


Figura 1. 13 Relación entre el índice de compresión y propiedades índice a) limite líquido, b) índice de plasticidad, c) índice de contracción (Sridharan, 2000).

Para 2003, B. Cerato et al. realizaron una investigación con muestra de varios tipos de suelo fino de varias partes de Estados unidos y de alrededor del mundo. Estos suelos incluyen depósitos de origen marino, aluvial, lacustre, residual y eólico. Además, ensayaron muestras

artificiales de arcillas para proveer un banco de datos para suelos de mineralogía predominantemente singular. Las pruebas que llevaron a cabo incluyen: límites de plasticidad, límite de contracción, granulometría y peso específico relativo de los sólidos; se realizaron pruebas de consolidación unidimensional con aplicación de carga incremental en especímenes remoldeados, con el fin de ser consistentes con los resultados previos reportados en la literatura.

En su estudio Cerato utiliza el coeficiente de compresibilidad intrínseco (C_c^*) para correlacionarlo con las propiedades índice de los suelos que estudió, en la figuras 1.14 y 1.15 se muestran los resultados que obtuvo.

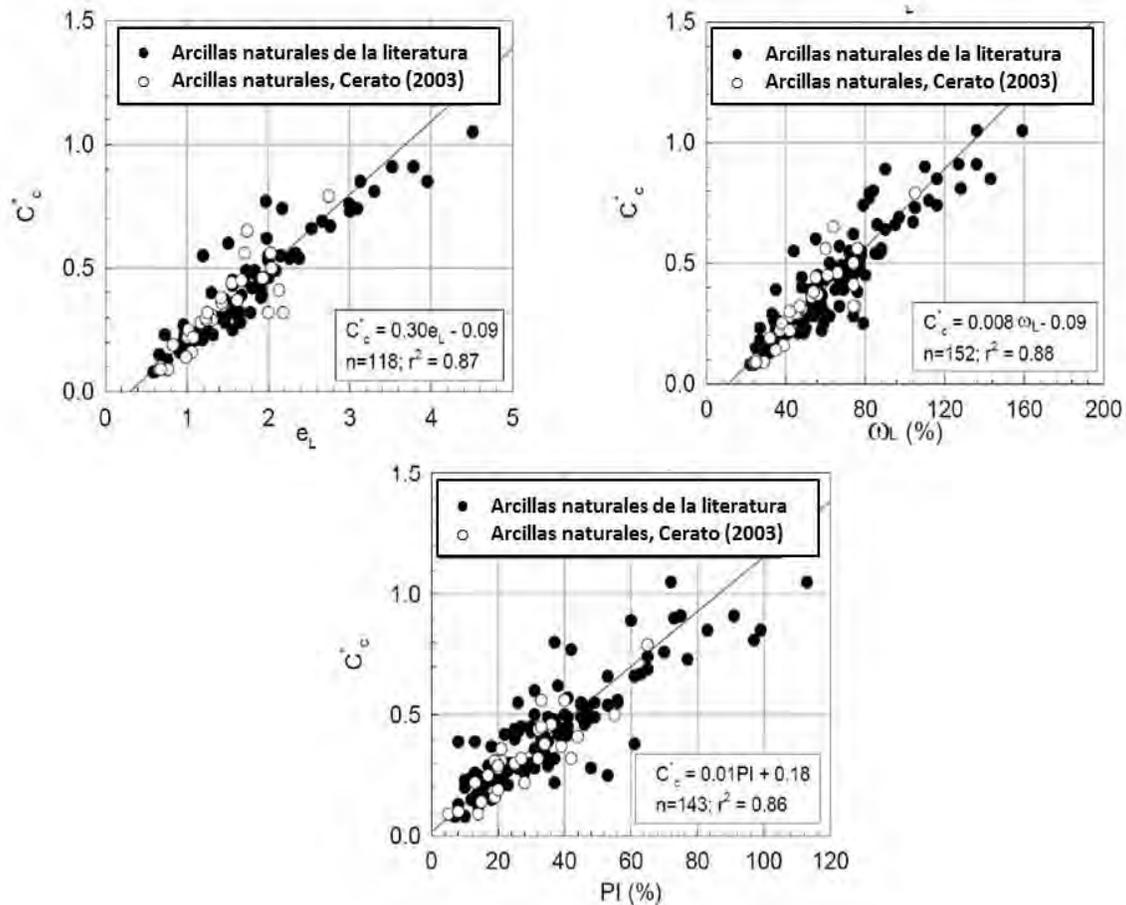


Figura 1.14 Correlaciones obtenidas con datos experimentales y recopilados para arcillas naturales (Cerato et al., 2003).

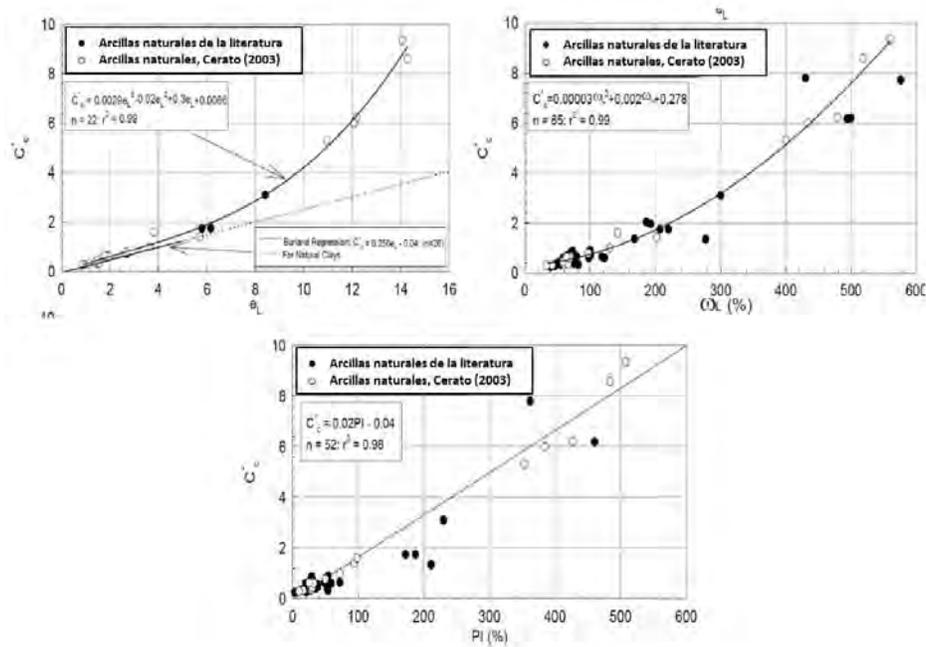


Figura 1.15 Correlaciones obtenidas con datos experimentales y recopilados para arcillas artificiales (Cerato et al., 2003).

A continuación se muestra una tabla con las ecuaciones del índice de compresibilidad, propuestas por diferentes autores, recopiladas de la literatura especializada.

Tabla 1.4 Correlaciones del Índice de compresibilidad con propiedades índice. Fuente: Braja Das, 2001; Jiménez, 1998; Bowles, 1997; Al-Khafaji et al., 1992

Dónde: C_c , índice de compresión; e , relación de vacíos a una presión específica; e_L , relación de vacíos respecto al límite líquido; e_0 , relación de vacíos inicial o en sitio; G_s , densidad de suelos; w_L , límite líquido; w_n , contenido de agua natural de un suelo considerado remoldeado; w_p , límite plástico; PI , índice de plasticidad.

Ecuación	Tipo de suelo	Referencia
$C_c=0.007(W_L-10)$	Arcillas remoldeadas	Skempton, 1944
$C_c=0.0097(W_L-16.4)$	Suelos españoles	Skempton
$C_c=0.99W^{1.315}$	Suelos españoles	Skempton
$C_c=0.85\sqrt{(W_n/100)^3}$	Lodos fino y arcillas	Helenelund, 1951
$C_c=0.54(e_0-0.35)$	Todas las arcillas	Nishida, 1956
$C_c=1.15(e-e_0)$	Todas las arcillas	Nishida, 1956
$C_c=0.29(e_0-0.27)$	Suelos inorganicos	Hough, 1957
$C_c=0.35(e_0-0.5)$	Suelos organicos	Hough, 1957
$CC=0.0115W_n$	Suelos organicos, turbas, limos organicos y arcillas	Moran et al., 1958
$C_c=0.043(e_0-0.25)$	Arcillas de Brasil	Cozzolino, 1961
$C_c=0.0186(W_L-30)$	Arcillas marinas de Santos, Brasil	Cozzolino, 1961
$C_c=0.0046(W_L-9)$	Arcillas brasileñas	Cozzolio, 1961

Tabla 1.4 Correlaciones del Índice de compresibilidad con propiedades índice. Fuente: Braja Das, 2001; Jiménez, 1998; Bowles, 1997; Al-Khafaji et al., 1992

Dónde: C_c , índice de compresión; e , relación de vacíos a una presión específica; e_L , relación de vacíos respecto al límite líquido; e_0 , relación de vacíos inicial o en sitio; G_s , densidad de suelos; w_L , límite líquido; w_n , contenido de agua natural de un suelo considerado remoldeado; w_p , límite plástico; PI , índice de plasticidad.

Ecuación	Tipo de suelo	Referencia
$C_c=0.246+0.43(e_0-0.25)$	Arcillas Montley de San Paulo Brasil	Cozzolio, 1961
$C_c=1.21+1.055(e_0-1.87)$	Tierras bajas de Santos, Brasil	Cozzolio, 1961
$C_c=0.009(w_L-10)$	Arcillas normalmente consolidadas	Terzaghi y Peck, 1967
$C_c=0.75(e_0-0.5)$	Suelos con plasticidad	Sowers, 1970
$C_c=0.007(w_L-7)$	Arcillas remoldeadas	Azzouz et al., 1976
$C_c=0.0208e_0+0.0083$	Arcillas de Chicago	Azzouz et al., 1976
$C_c=0.01w_n$	Arcillas de Chicago	Azzouz et al., 1976
$C_c=1.15(e_0-0.35)$	Arcillas	Azzouz et al., 1976
$C_c=0.30(e_0-0.27)$	Suelos inorgánicos cohesivos	Azzouz et al., 1976
$C_c=0.156e_0+0.0107$	Arcillas	Azzouz et al., 1976
$C_c=0.006(w_L-9)$	Arcillas con limite liquido < 100%	Azzouz et al., 1976
$C_c=0.01(w_n-5)$	Todas las arcillas	Azzouz et al., 1976
$C_c=0.5PIG_s$	Todas las arcillas remoldeadas y normalmente consolidadas	Wroth y Wood, 1978
$C_c=(w_L-13)/109$	Todas las arcillas	Mayne, 1980
$C_c=0.5(\gamma_w/\gamma_d)^{1.6}$	Todo tipo de suelos	Herrero, 1980
$C_c=0.0093w_n$	-----	Koppula, 1981
$C_c=0.01w_n$	Todas las arcillas	Koppula, 1981
$C_c=0.01(w_n-7.549)$	Todas las arcillas	Herrero, 1983
$C_c=0.185[G_s(\gamma_w/\gamma_d)^2-0.144]$	Todo tipo de suelos	Herrero, 1983
$C_c=0.2237e_L$	Todas las arcillas	Naharaj y Srinivasa Murthy, 1983
$C_c=0.329[0.027(w-w_p)+0.0133PI(1.192+ACT^{-1})]$	Todas las arcillas remoldeadas y normalmente consolidadas	Carrier, 1985
$C_c=0.0023w_LG_s$		Nagaraj y Murty, 1985
$C_c=0.2343e_L$	Todas las arcillas remoldeadas y normalmente consolidadas	Naharaj y Srinivasa Murthy, 1986
$C_c=0.0023w_LG_s$		Nakase, 1988
$C_c=0.0115w_n$	Arcillas y limos orgánicos	Bowles, 1989
$C_c=0.208e_0+0.0083$	Arcillas de Chicago	Bowles, 1989
$C_c=0.156e_0+0.0107$	Todas las arcillas	Bowles, 1989
$C_c=0.009(w_L-8)$	Arcillas de la bahía de Osaka	Tsuchida, 1991
$C_c=0.009w_L$	Arcillas de la bahía de Tokio	Tsuchida, 1991
$C_c=-0.0156+0.411e_0+0.00058w_L$	-----	Al-Khafaj y Anderslan, 1992
$C_c=0.013(w_L-18)$	Suelos de saprofitas y lateritas	Ortigao, 1995

Tabla 1.4 Correlaciones del Índice de compresibilidad con propiedades índice. Fuente: Braja Das, 2001; Jiménez, 1998; Bowles, 1997; Al-Khafaji et al., 1992

Dónde: C_c , índice de compresión; e , relación de vacíos a una presión específica; e_L , relación de vacíos respecto al límite líquido; e_o , relación de vacíos inicial o en sitio; G_s , densidad de suelos; w_L , límite líquido; w_n , contenido de agua natural de un suelo considerado remoldeado; w_p , límite plástico; PI , índice de plasticidad.

Ecuación	Tipo de suelo	Referencia
$C_c=0.2e^{1.6}$	Suelos recientemente sedimentados naturalmente	Shorten, 1995
$C_c=0.274e_L$	Todas las arcillas remoldeadas y normalmente consolidadas	Naharaj et al., 1995
$C_c=0.007091(w_L-15)$	Cenizas volcánicas zona urbana de Pereira, Colombia	Universidad de los Andes. 2001

El suelo del valle de México tiene propiedades muy peculiares con respecto a otros suelos a nivel mundial. En 2012, Ayala realizó un estudio en las arcillas del Valle de México para obtener correlaciones del índice de compresión con las propiedades índice, en este estudio obtuvo 4 correlaciones con una variable y cuatro correlaciones de variable múltiple.

Ayala menciona que la relación de vacíos presenta la mejor relación con índice de compresión y propone la siguiente ecuación:

$$C_c = 0.7947e - 0.8589 \quad 1.24$$

Mientras que la correlación de variable múltiple que relacionan la relación de vacíos y el límite líquido es la que presenta la mejor aproximación:

$$C_c = 0.6608e + 0.0044w_L - 0.8572 \quad 1.25$$

Las propiedades de los suelos dependen de múltiples factores, lo cual hace difícil poder generalizar el comportamiento de éstos. Como se ha expuesto en el presente capítulo, existen una gran variedad de ecuaciones para determinar los parámetros de compresibilidad en suelos, esto sugiere que no es completamente satisfactorio generalizar.

2. INSTRUMENTACIÓN DE CONSOLIDÓMETROS DE PALANCA

Desde la antigüedad el hombre tuvo la necesidad de medir y se ha convertido en uno de los procesos básicos de la ciencia, para la ingeniería las mediciones experimentales han hecho posible el estudio exhaustivo de fenómenos, permitiendo plantear teorías y leyes que rijan el comportamiento de dichos fenómenos.

Es importante que un ingeniero pueda llevar a cabo experimentos con éxito y que éstos sean confiables, para lo cual debe realizar mediciones con la mayor exactitud posible. Actualmente, el campo de la medición cuenta con tecnologías y dispositivos electrónicos que permiten la instrumentación electrónica, con la cual se monitorea, mide y controla procesos de obtención de variables físicas, teniendo así mejores resultados con procedimientos más sencillos.

2.1. ELEMENTOS QUE CONFORMAN EL SISTEMA

El consolidómetro de palanca o edómetro, es un instrumento de laboratorio que permite analizar el comportamiento de suelos compresibles. La muestra es labrada en un anillo de acero que da condiciones de confinamiento a la muestra, teniendo así únicamente deformación axial en la probeta.

Las dimensiones de la muestra a ensayar puede variar según el modelo y marca del consolidómetro, en este estudio se cuenta con un equipo que consta de una cámara para montar las probetas de 8 cm de diámetro y 2 cm de alto. La probeta de suelo se somete a esfuerzos axiales, que al ser aplicados producen la evacuación del agua por medio de dos piedras porosas, superior e inferior. En la parte superior de la muestra se coloca una placa metálica para transmitir de manera uniforme el esfuerzo axial (fig. 2.1).

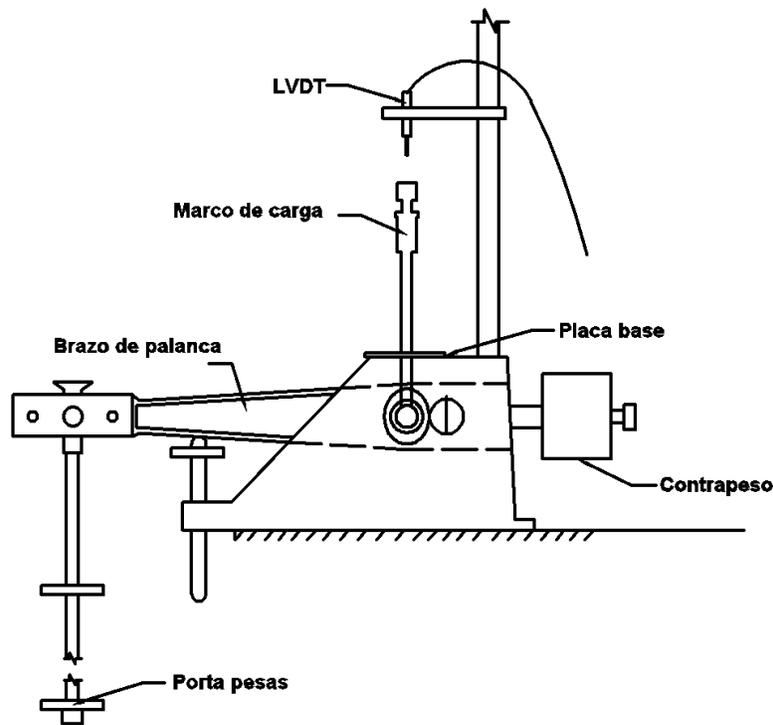


Figura 2.1 Consolidómetro de palanca empleado en el estudio.

La parte superior de la cámara se cubre con plástico con el cual se busca mantener las condiciones de humedad iniciales. Una vez colocada la probeta sobre la base del consolidómetro se coloca sobre la placa metálica el marco de carga. El esfuerzo axial que llega a la probeta

proviene de masas previamente medidas que transmiten sus esfuerzos mediante un brazo de palanca. En la parte superior del marco de carga se localiza un LVDT con el que se registra la deformación axial de la probeta durante todo el ensaye.

Para este proyecto se contó con dos mesas de consolidómetros de la marca ELE International, cada una con dos equipos. Anteriormente los equipos contaban con extensómetros para la toma de lecturas en las pruebas, en sustitución a este sistema manual se instalaron transductores de desplazamiento a cada uno de los consolidómetros, estos sensores están conectados a un acondicionador de señal, diseñado para adquirir señales de 8 sensores, de los cuales únicamente fueron utilizados cinco, cada uno de los consolidómetros y uno más para una celda de carga.

Se utilizó una tarjeta de adquisición de datos de National Instruments, con su respectivo módulo de acondicionamiento de señales, tarjeta de adquisición está configurada para leer valores analógicos de -10V a 10 V. Por el rango de voltajes manejado, las señales obtenidas de los transductores deben entrar al circuito de acondicionamiento de señal, en el que se efectúa una amplificación o reducción de voltaje según sea necesario para llevar estas señales al rango de voltaje permitido.

Una vez adquirida la señal de los LVDT, se hace el registro de los datos obtenidos en los ensayos en un programa especialmente diseñado para ello. En la figura 2.2 se muestra el esquema del sistema instrumentado.

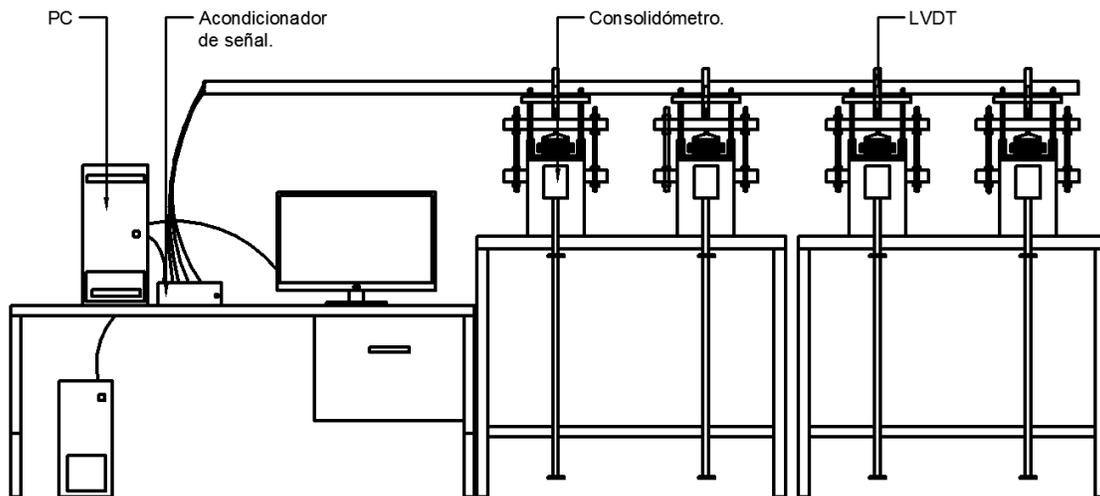


Figura 2. 2 Esquema del sistema instrumentado.

Los elementos que conforman el sistema se describen a continuación:

Transductores (LVDT)



Figura 2.3 Transductor de desplazamiento (LVDT)

Modelo PCA-116-300

Localizados en la parte superior del marco de carga. Son sensores de alta sensibilidad, tiene una relación lineal entre el voltaje y el desplazamiento (fig. 2.3).

Este tipo de transductor cuenta con una carrera de 17 mm, suficiente para el registro de datos durante el ensaye de consolidación.

Celda de carga



Figura 2.4 Celda de carga, tipo "s".

Modelo: 60001A1.5K-1000

Es una celda de carga de tensión-compresión (fig. 2.4), tiene una relación lineal del voltaje con la masa, utilizada para la calibración de la deformación del equipo y obtención del brazo de palanca de los consolidómetros. Cuenta con un rango de 0 a 680.4 kg. suficiente para el rango de pesas utilizadas.

Acondicionador de señal.



Figura 2.5 Acondicionador de señal.

La señal de salida de un sistema de medición debe ser procesada de una forma adecuada, para su posterior etapa de operación y análisis, en este caso se requirió el cambio de una señal de voltaje a magnitudes físicas.

El acondicionador de señal (fig. 2.5) diseñado para este sistema cuenta con 8 entradas, por donde se adquiere la señal de los sensores, tanto los de

desplazamiento, como la celda de carga. Por medio de estos acondicionadores enviamos la señal a la PC donde, con el programa de operación, se hará el procesamiento e interpretación de los datos adquiridos.

2.2. DESCRIPCIÓN DE LOS PROGRAMAS DE “CALIBRACIÓN” Y “OPERACIÓN”

La aplicación de adquisición de datos es un programa desarrollado en un lenguaje de programación conocido como LABVIEW, que está bajo la plataforma de National Instrument, permitiendo así el manejo de las funciones de la tarjeta de adquisición de datos fabricada por la misma compañía. Este tipo de tarjeta permite el procesamiento en tiempo real de las señales, obteniendo resultados de manera casi instantánea.

El programa de operación está conformado por diferentes apartados que consisten en recopilar la información general de la muestra, la configuración de la prueba y los resultados obtenidos del ensayo de consolidación.

2.2.1 DATOS DEL SUELO

Archivos. En este apartado se comienza por elegir el consolidómetro con el que se probará la muestra de suelo, se indica la ruta en que serán guardados todos los archivos generados en la prueba (fig. 2.6 y 2.7).

Generales. En esta sección se registran los datos generales de la muestra, que permitirán identificar el sondeo del cual se obtuvo, la profundidad a la que se localizaba, así como el sitio del cual se extrajo.

Datos de probeta. En esta ventana se capturan las dimensiones y propiedades índice de la probeta, necesaria para los cálculos posteriores de curvas de consolidación y compresibilidad.

Relaciones volumétricas iniciales. En esta pantalla la aplicación nos reporta las características iniciales de la probeta, correspondientes a los datos declarados en el apartado anterior.

2. INSTRUMENTACIÓN DE CONSOLIDÓMETROS DE PALANCA

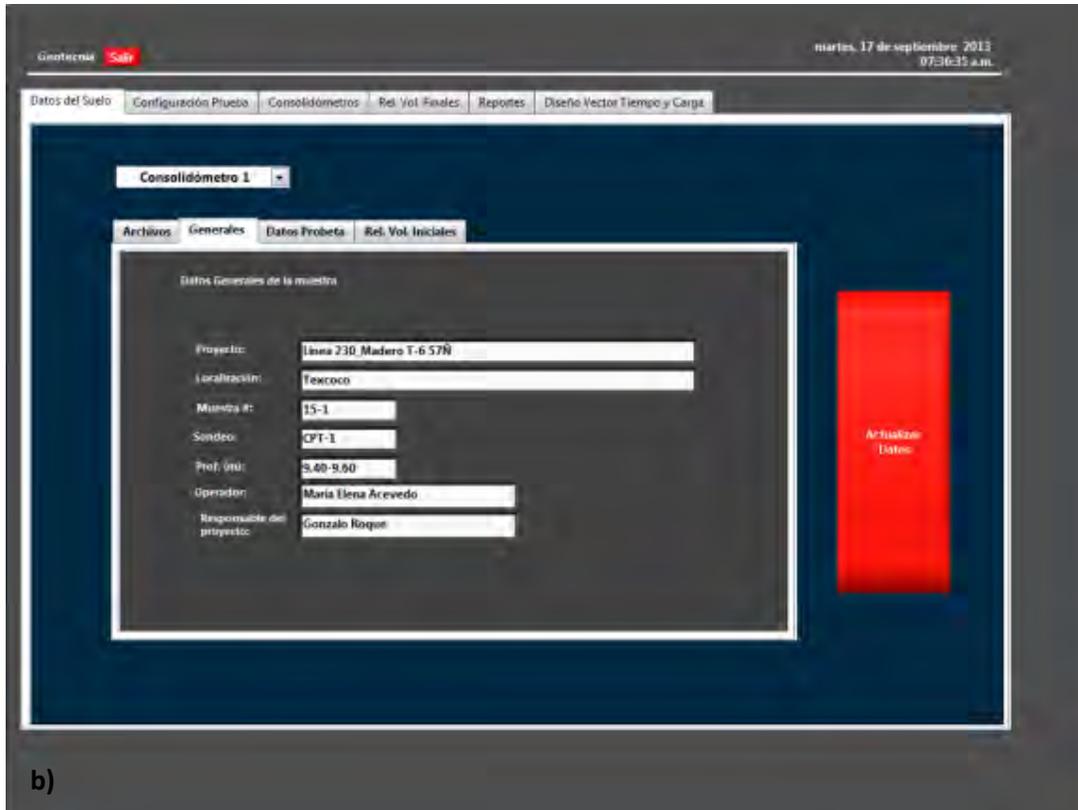
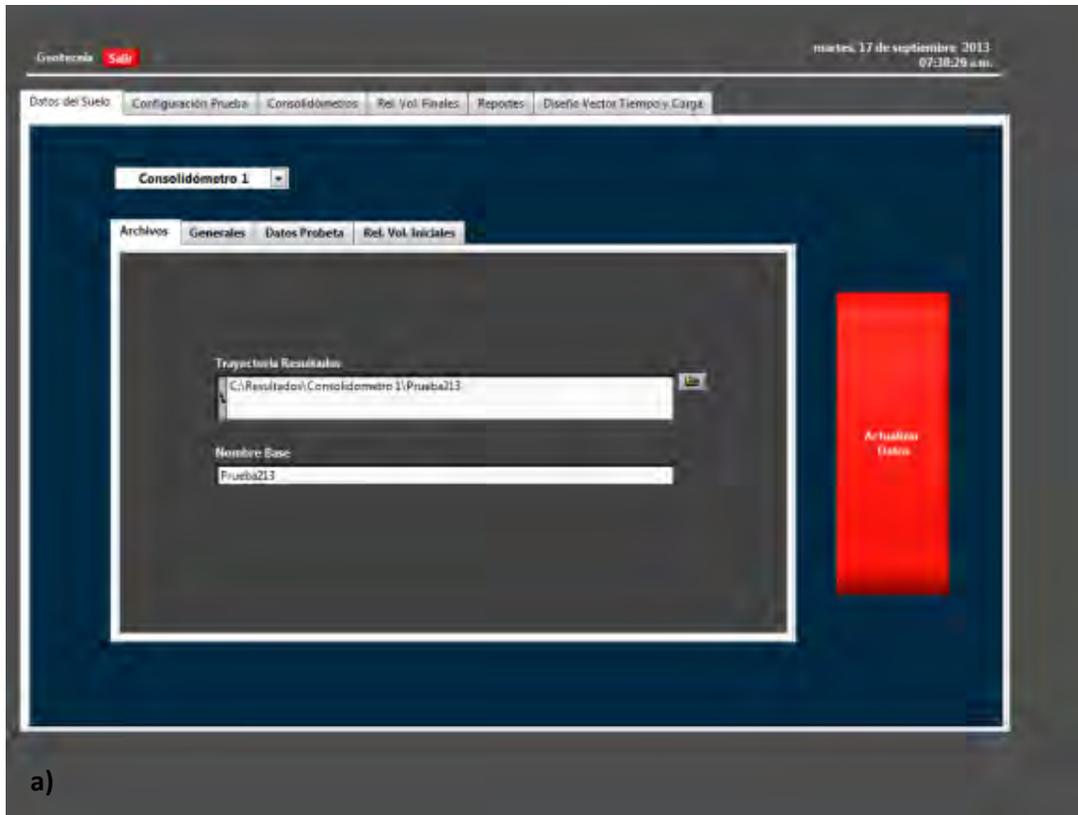


Figura 2.6 Captura de datos generales. a) Archivo, b) Datos generales.

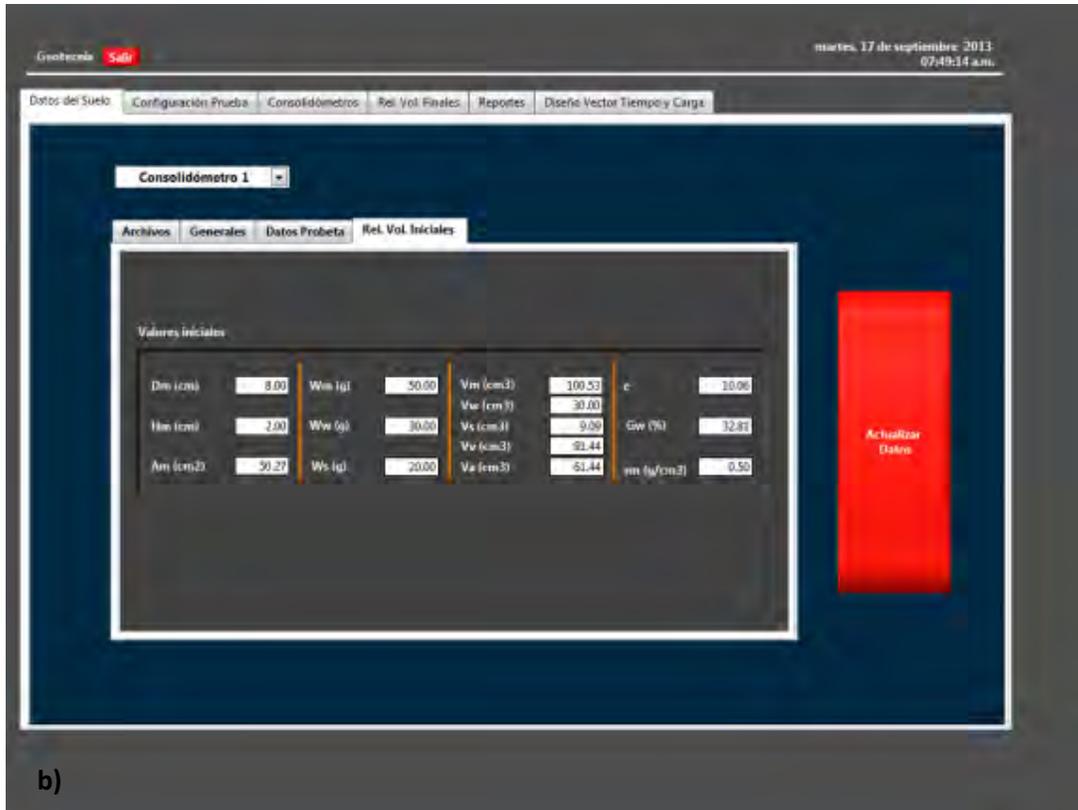
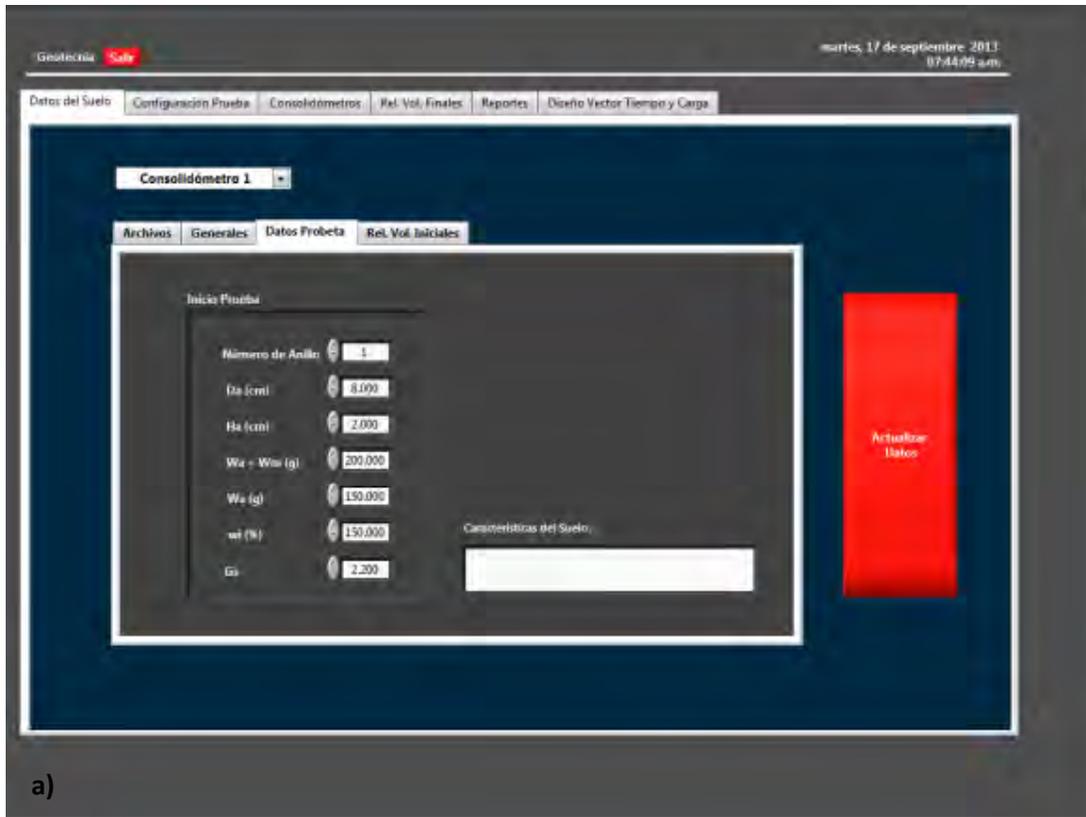


Figura 2.7 Captura de datos generales. a) Datos probeta, b) Rel. Vol. Iniciales.

Cabe señalar que en el caso de que al inicio de la prueba no se cuente con los datos generales de la muestra, éstos pueden ser modificados en el transcurso de la misma, sin olvidar actualizar los datos de la prueba, para que el programa haga las modificaciones pertinentes en los cálculos.

2.2.2 CONFIGURACIÓN DE LA PRUEBA

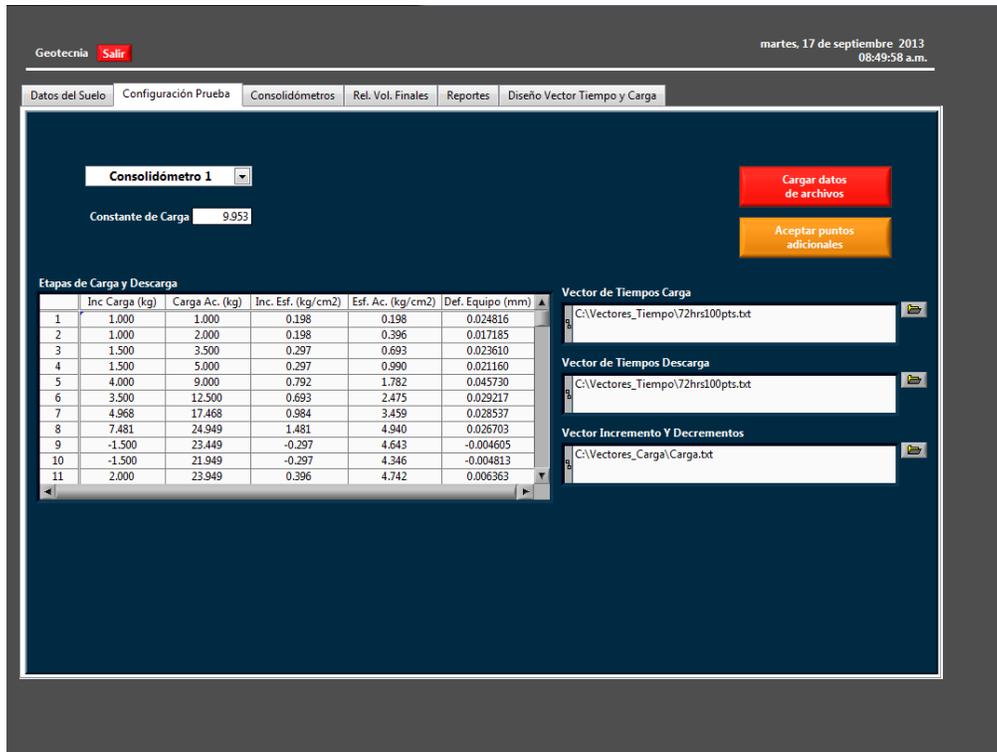


Figura 2.8 Configuración de la prueba

En la siguiente pestaña (fig. 2.8) se indica cómo llevaremos a cabo la prueba, es decir, indicar el intervalo de tiempo con el que el sensor estará registrando lecturas, así como también la duración del registro de datos para cada incremento, también se declaran los incrementos de carga que se harán en el transcurso de la prueba.

Para realizar esto se cargarán los archivos de los vectores de carga y tiempo previamente diseñados.

Si en el transcurso de la prueba se decide modificar la configuración de la prueba esto sólo podrá hacerse en incrementos de carga que aún no sean ejecutados, para hacer la modificación

bastará con sustituir el nuevo valor del incremento a modificar e indicar al programa que acepte los puntos adicionales, con ello se tendrá considerada la nueva configuración de la prueba.

Diseño de vectores de tiempo y carga.

Los vectores de tiempo y carga son las condiciones que registrarán el desarrollo de la prueba, nos indicarán los tiempos de la toma de lecturas, así como las cargas que se realizarán en la prueba.

Para el diseño de los vectores se debe elegir primero el vector que deseamos diseñar (carga o tiempo).

Vector de carga.

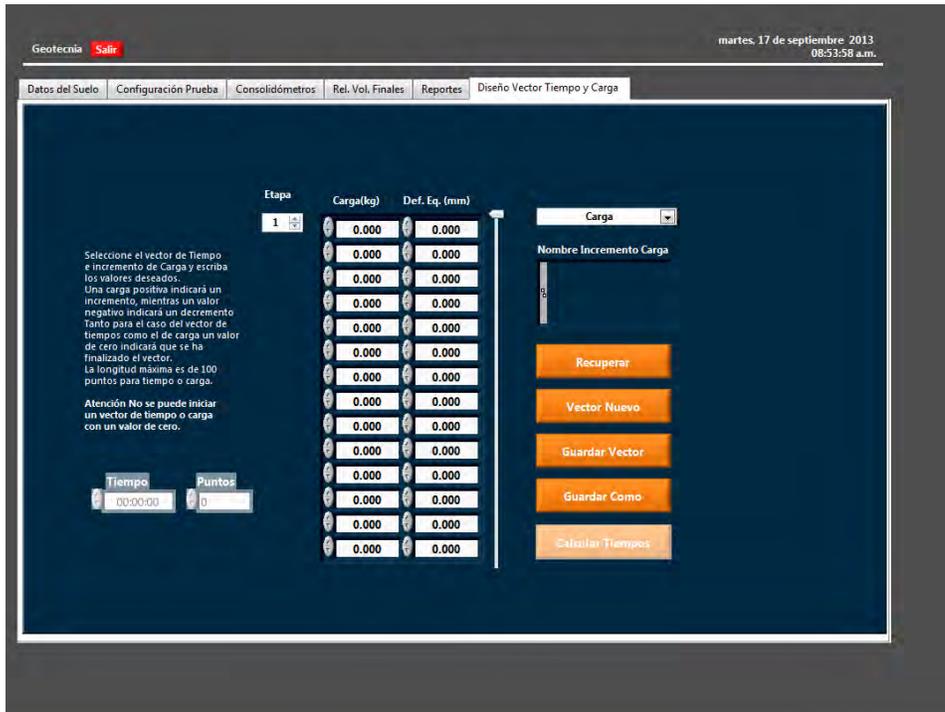


Figura 2.9 Diseño de vector de carga.

En la columna (fig. 2.9) de carga se ingresan los incrementos de carga y descarga que se llevarán a cabo; para indicar incrementos se hace con números positivos, los decrementos se indican con números negativos.

Para indicar el final de una prueba bastará con indicar una carga de 0 kg. El número de incrementos y decrementos será el número de etapas que conformaran la prueba.

En caso de que ya se tenga diseñado un vector y se desee modificarlo, será suficiente con recuperarlo, hacer las modificaciones deseadas y guardar nuevamente, ya sea como un nuevo vector o actualizar el vector recuperado.

Vector de tiempo.

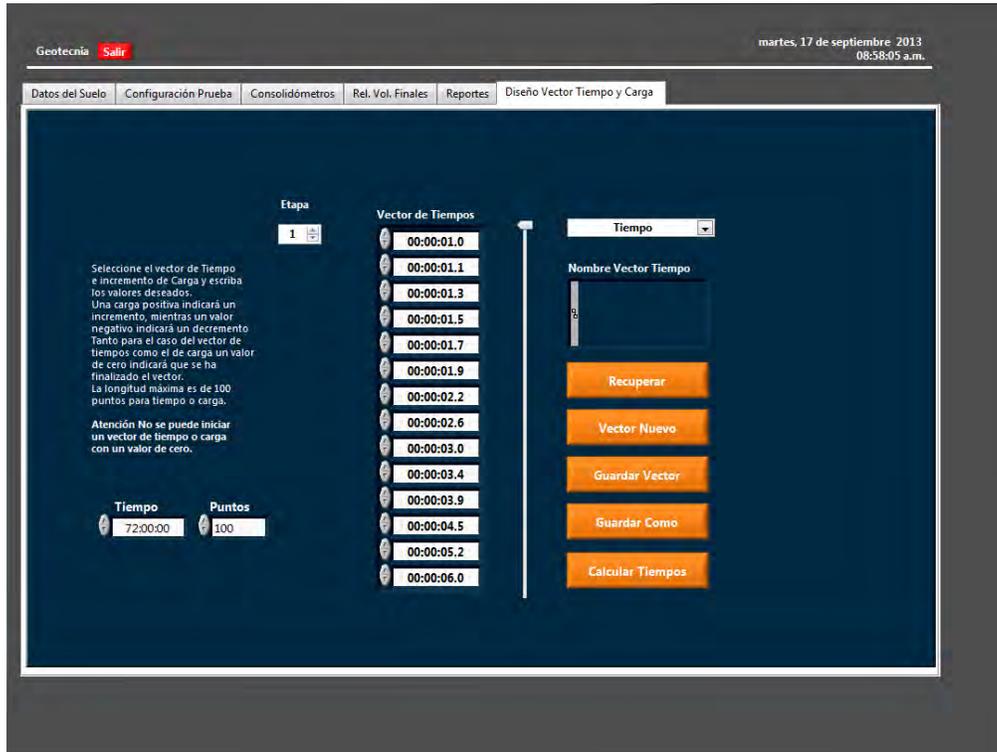


Figura 2.10 Diseño vector de tiempo.

En el caso del vector de tiempo, se puede diseñar de la misma manera que el de carga, indicando uno a uno los tiempos en que el programa registrará las lecturas, de lo contrario lo podemos diseñar indicando el intervalo de tiempo que durará el registro de datos de las etapas, así como el número de puntos a capturar, la ventaja de diseñar el vector de esta manera es que los tiempos se calculan con una función logarítmica y los punto en que haga una captura de datos quedará equidistante una de otra en la gráfica de consolidación de Casagrande (escala semilogarítmica).

2.2.3 CONSOLIDÓMETROS

En este apartado el programa hace el registro de los datos adquiridos, muestra las curvas de consolidación (Casagrande y Taylor) y la curva de compresibilidad.

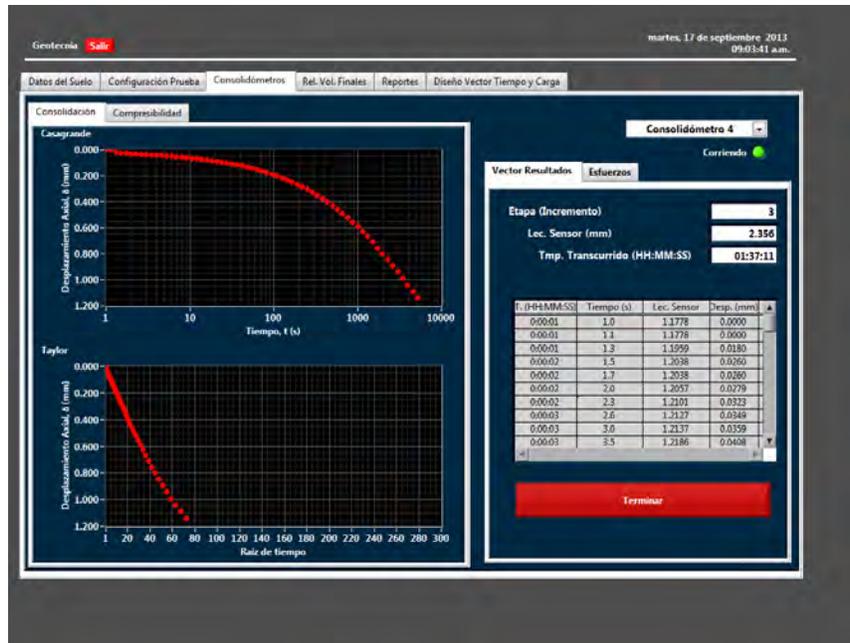


Figura 2.11 Adquisición de datos de consolidación.

Este registro nos permite dar seguimiento en tiempo real a la prueba de consolidación, se tiene conocimiento en todo momento de la etapa que se está llevando a cabo, si es un incremento o decremento, el tiempo que lleva la adquisición de datos de dicha etapa y el esfuerzo a la que está sometida.

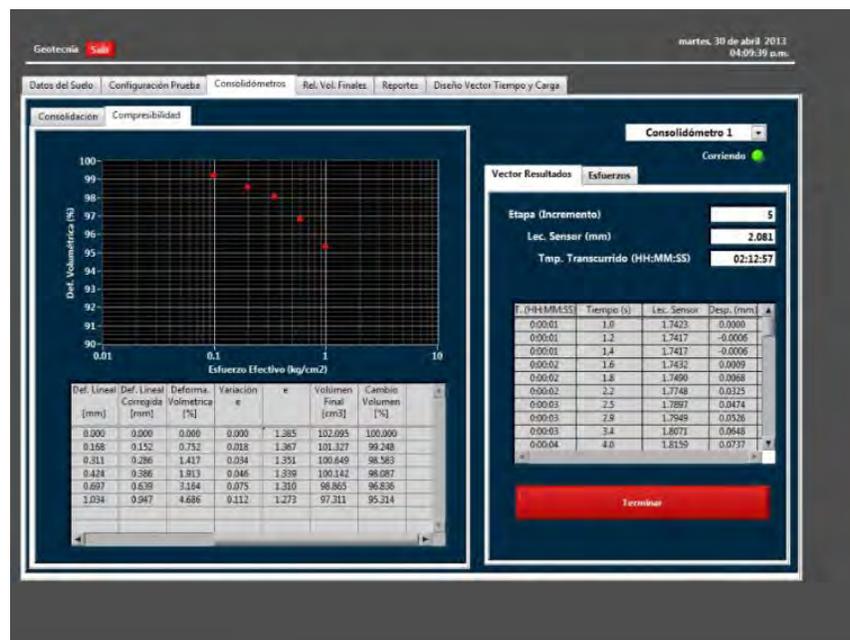


Figura 2. 12 Curva de compresibilidad

Para dar inicio a una prueba, solo es necesario seleccionar el consolidómetro en el que se ha montado la probeta e indicar que se desea iniciar la prueba. Debido a que esta aplicación está diseñada para que un solo usuario pueda llevar a cabo la prueba de consolidación, después de indicar el inicio de la prueba o de una etapa el programa hace un conteo de 10 segundos para iniciar la adquisición de datos, tiempo suficiente para que el operador se pueda preparar para la colocación del incremento de carga, en los últimos tres segundos del conteo se activa una alarma que da aviso de que a la tercera señal de sonido se iniciará la captura de lecturas, por lo tanto en ese momento debe colocarse la carga.

2.2.4 RELACIONES VOLUMÉTRICAS FINALES

The screenshot shows a software interface for soil consolidation tests. At the top, there is a navigation bar with tabs: "Datos del Suelo", "Configuración Prueba", "Consolidómetros", "Rel. Vol. Finales", "Reportes", and "Diseño Vector Tiempo y Carga". The current tab is "Rel. Vol. Finales". The interface is dark blue with white text and input fields. A red button labeled "Actualizar Datos" is visible. The main area is divided into two sections: "Final Prueba" and "Valores Finales".

Final Prueba

Número de Vidrio	0
W _{ud} (g)	0.000
W _{ud} + W _{wf} - W _a (g)	0.000
W _{ud} + W _s + W _a (g)	0.000
w _f (%)	0.000

Valores Finales

D _m (cm)	0.00	W _m (g)	0.00	V _m (cm ³)	0.00	e	NaN
H _m (cm)	0.00	W _w (g)	0.00	V _w (cm ³)	0.00	G _w (%)	NaN
A _m (cm ²)	0.00	W _s (g)	0.00	V _s (cm ³)	NaN	V _v (cm ³)	NaN
				V _v (cm ³)	NaN	V _a (cm ³)	NaN
						γ _m (g/cm ³)	NaN

Figura 2.1213 Relaciones Volumétricas finales.

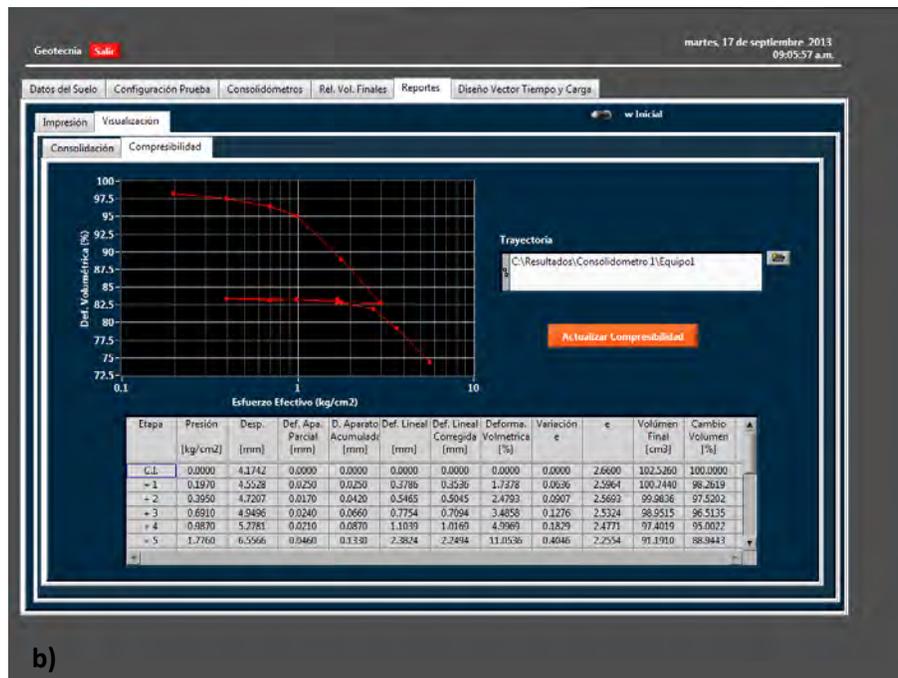
En esta ventana se hace la captura de las características finales de la probeta, se registran los datos pertinentes para cálculo de relaciones volumétricas, del suelo después de haber sido sometido a una prueba de consolidación.

2.2.5 REPORTES

En este apartado se tiene el registro de todos los resultados obtenidos durante la prueba, se pueden visualizar las gráficas obtenidas para cada una de las etapas, las condiciones de cada una de ellas, así como la tabla de registro de todos los puntos adquiridos.



a)



b)

Figura 2.14 Reportes. a) Curva de consolidación, b) Curva de compresibilidad

2.3. CALIBRACIÓN DEL EQUIPO



Figura 2.15 Menú principal del programa de calibración.

El sistema de instrumentación que se implementa en los consolidómetros consiste en tener un registro continuo de los datos. Es necesario calibrar los instrumentos de medida, la celda de carga y el transductor de desplazamientos. Con la calibración se obtiene la relación entre una señal de salida que es un voltaje y la magnitud física de referencia que es un patrón de medición de longitudes. A esta relación se le denomina constante de calibración.

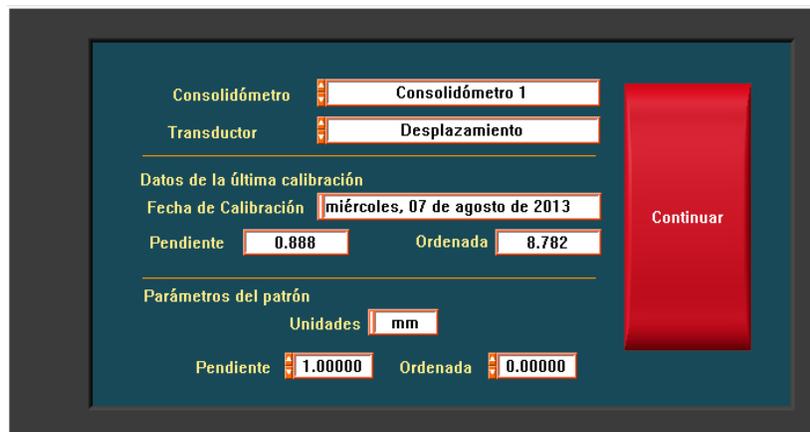


Figura 2.16 Calibración de sensores.

2.3.1 CALIBRACIÓN DEL TRANSDUCTOR DE DESPLAZAMIENTO (LVDT)

La calibración del LVDT se hace por medio de un programa que permite guardar las variables de estudio (voltaje de salida y magnitud física). Las variables a relacionar será voltaje vs desplazamiento.

Para la calibración de los LVDT utilizados se procedió de la siguiente manera:

1. Se colocó en una base de calibración un micrómetro utilizado como elemento patrón.

2. Se instaló el LVDT en esta misma base, procurando que estuviera a la distancia adecuada para estar en contacto con el micrómetro y tener la carrera suficiente para la medición de los desplazamientos (fig. 2.17).
3. Colocado el sensor en lo que sería la posición inicial (totalmente comprimido, -10 V), y utilizando la aplicación de calibración se procede a someter el vástago del LVDT a una serie de desplazamientos a cada 0.5 mm, estas lecturas se fueron marcando una a una en el programa de calibración, de manera que el equipo guardo los voltajes de salida correspondientes a cada desplazamiento.
4. Una vez medida cada posición del vástago, guardamos las constantes de calibración obtenidas.

Se validó la calibración haciendo mediciones con el elemento patrón y las que se obtienen con el sistema de adquisición de datos.

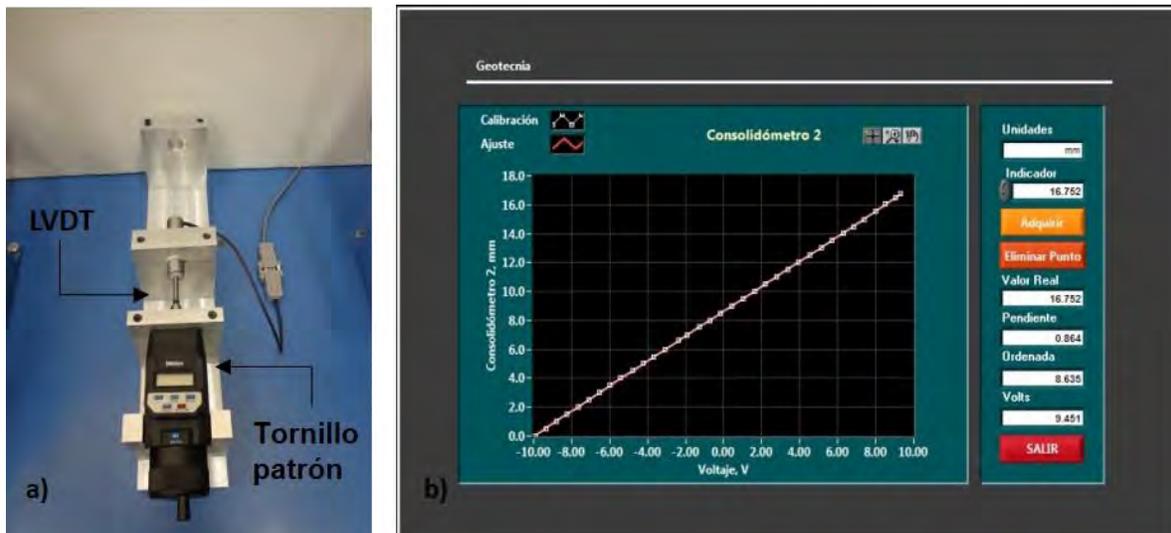


Figura 2. 17 Calibración de LVDT. a) Montaje, b) Calibración.

Tabla 2.1 Calibraciones obtenidas de los sensores de desplazamiento

Sensor	Calibración		Verificación
	Pendiente	Ordenada	Pendiente
LVDT 1	0,8876	8,782	0,999
LVDT 2	0,8637	8,635	0,999
LVDT 3	0,8608	8,663	0,999
LVDT 4	0,8636	86,543	0,998

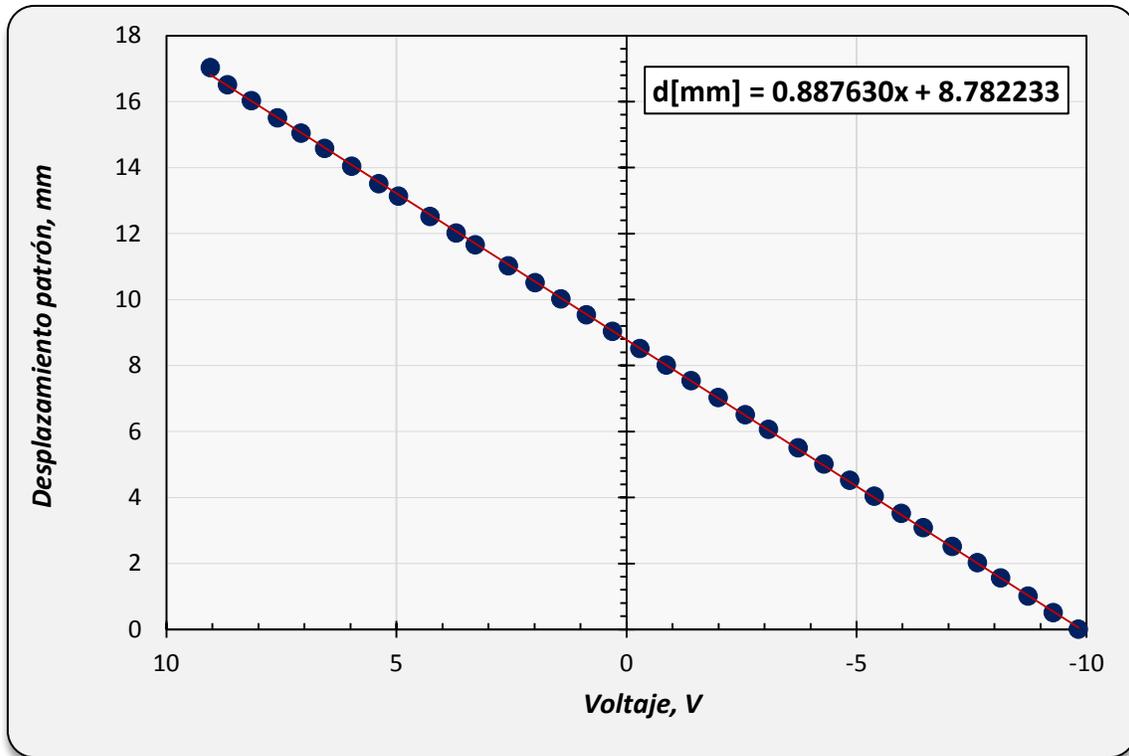


Figura 2. 18 Curva de calibración consolidómetro 1.

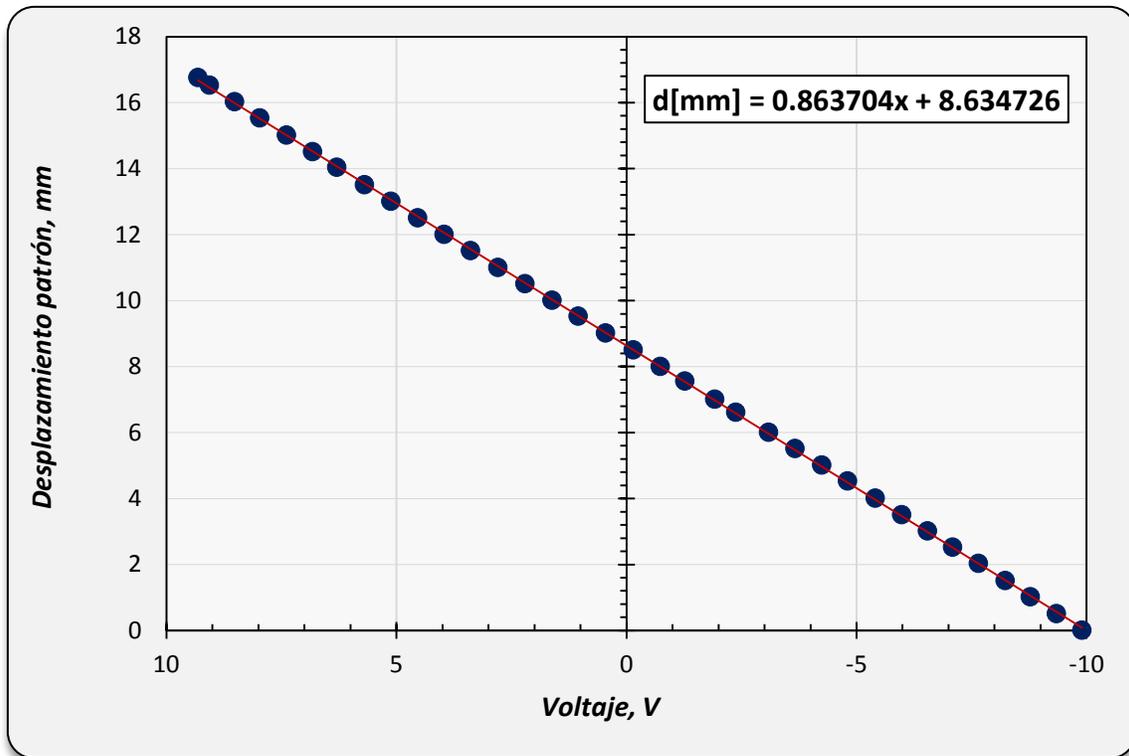


Figura 2. 19 Curva de calibración consolidómetro 2.

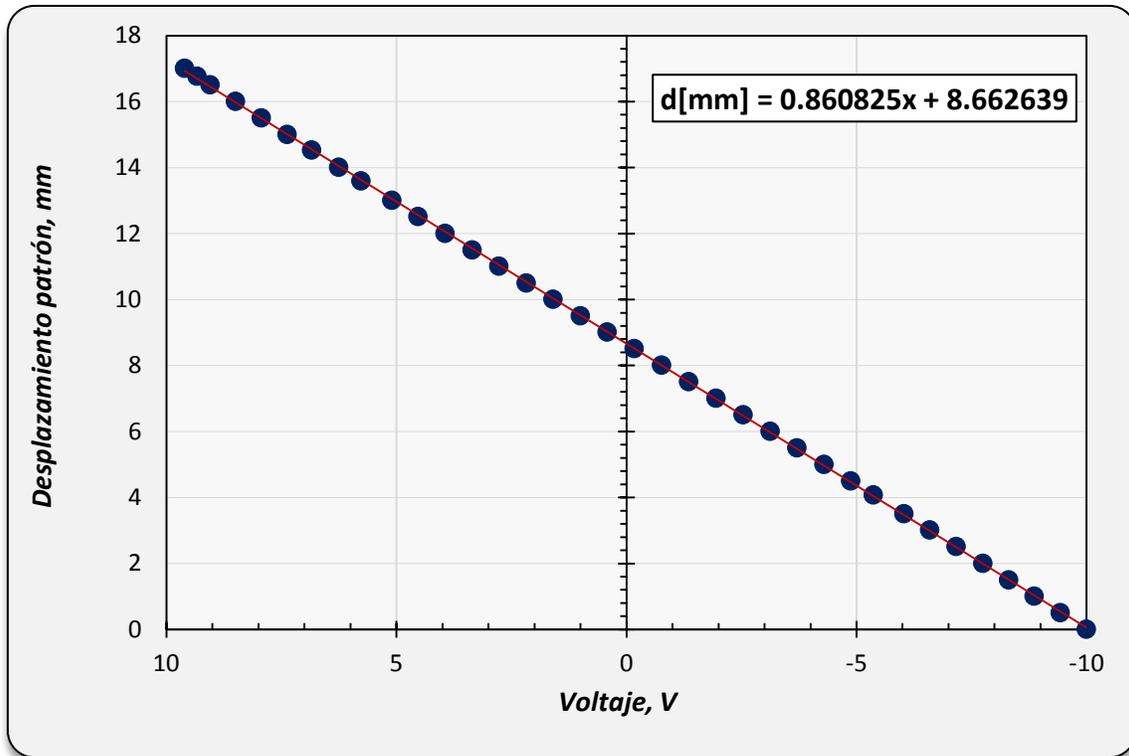


Figura 2.20 Curva de calibración consolidómetro 3.

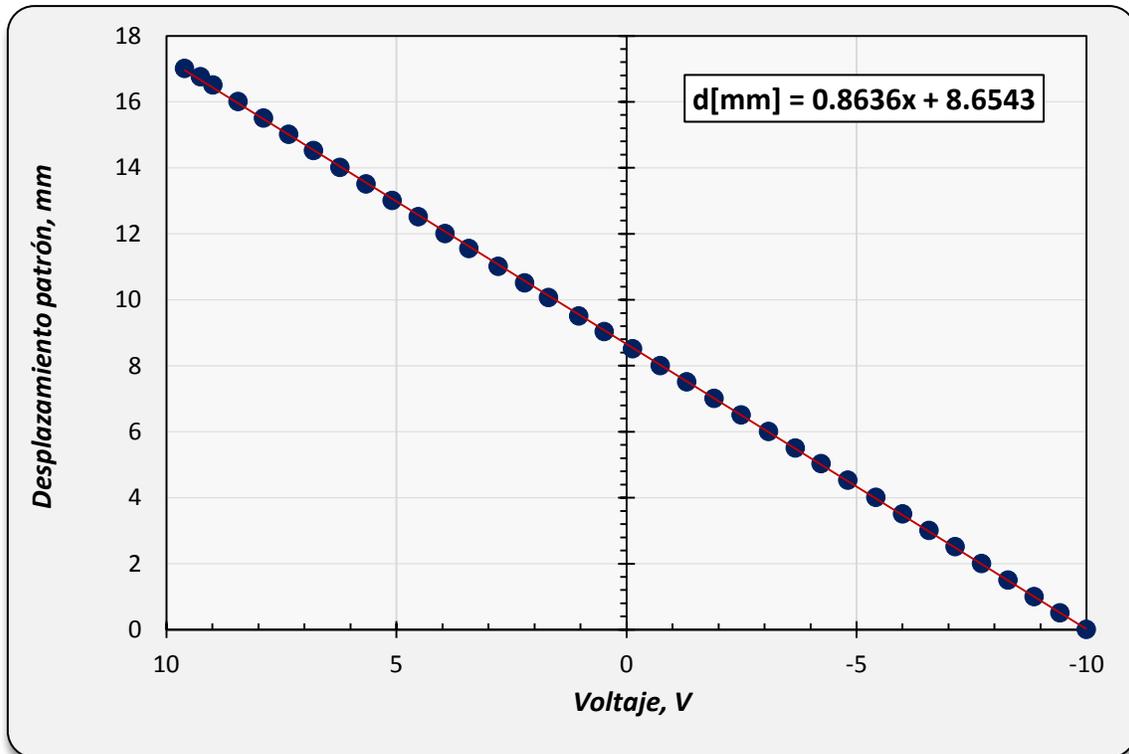


Figura 2.21 Curva de calibración consolidómetro 4.

2.3.2 CALIBRACIÓN DE CELDA DE CARGA

Al igual que en la calibración de los LVDT, relacionaremos una salida de voltaje con una magnitud física, en este caso con masas.

1. Se colocó la celda de carga en un marco de carga (fig. 2.21).
2. Utilizando la aplicación de calibración se procedió a colocar en el marco de carga una serie de doce incrementos de masas.
3. Para validar la calibración se comparó una medición del sistema patrón con una del sistema ya calibrado (fig. 2.22).

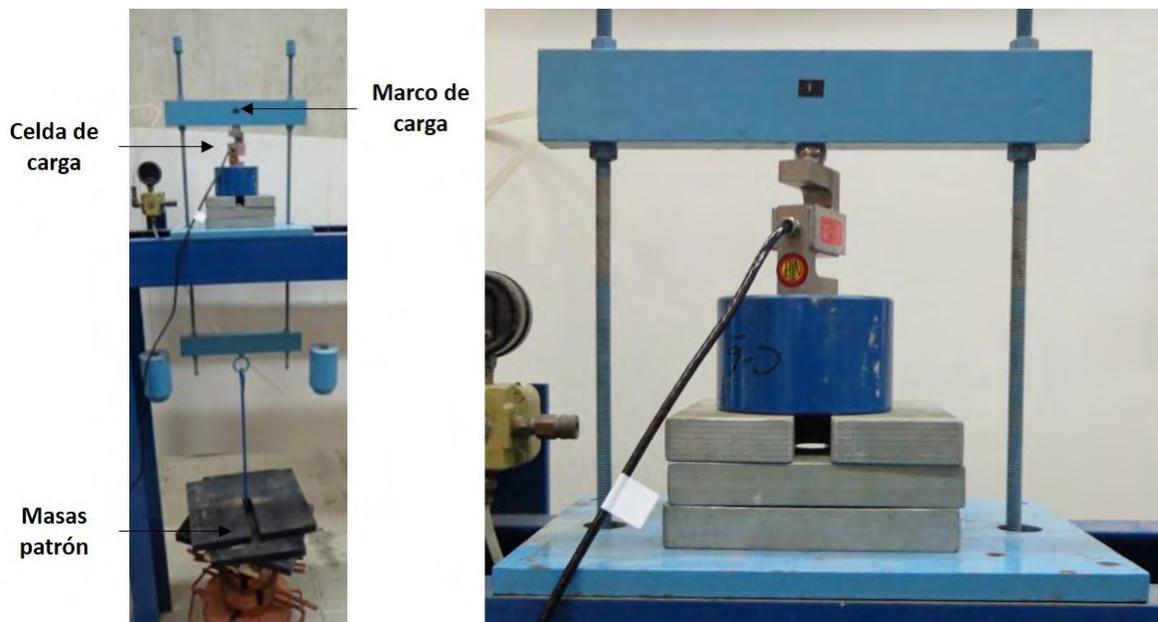


Figura 2. 22 Calibración de celda de carga.

Tabla 2.2 Calibración de la celda de carga.

Sensor	Calibración	
	Pendiente	Ordenada
C. de carga	-634,177	0,602

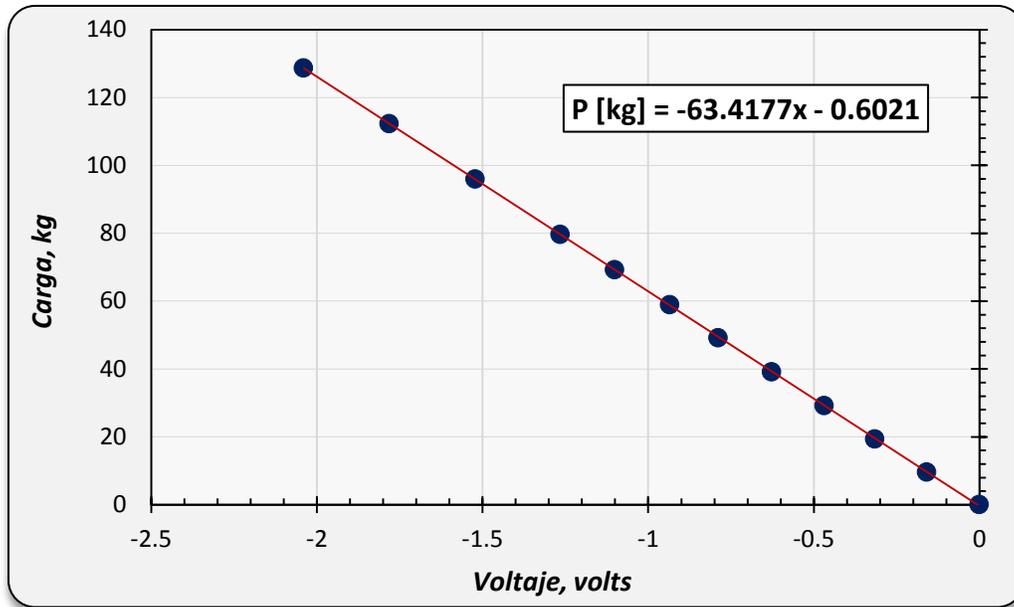


Figura 2. 23 Curva de calibración celda de carga.

2.3.3 OBTENCIÓN DEL BRAZO DE PALANCA DEL EQUIPO.

El modelo de consolidómetro utilizado trabaja con un sistema de brazo de palanca de 1:10, a pesar de conocer la relación que da el fabricante para el equipo es necesario conocer la relación exacta de este brazo de palanca y por ello se procede a comprobar la transmisión de esfuerzos de las pesas colocadas en el porta pesas. Este proceso es de importancia ya que se necesita conocer de manera exacta el esfuerzo que realmente se está aplicando a la muestra de suelo, para esto se procedió de la manera siguiente:

1. Se niveló la palanca del consolidómetro ajustando con el elemento destinado para dicha función y utilizando la referencia que el fabricante proporciona para localizar el punto de equilibrio del consolidómetro (fig. 2.24).



Figura 2. 24 Preparación del equipo.



Figura 2. 25 Calibración de brazo de palanca de palanca.

2. Se colocó la celda de carga en el marco del consolidómetro y se ejecutó el programa de calibración en su apartado de verificación de constantes de calibración, eligiendo trabajar con la celda de carga.

3. Se colocó una serie de pesas de 4 kg en el portapesas del consolidómetro (fig. 2.25) y se hizo el registro de las pesas colocadas contra las que registra la celda de carga, con dichos datos se calculó el brazo de palanca que presenta el consolidómetro (fig. 2.26 a 2.29).

Tabla 3.3 Calibración de brazos de palanca.

Consolidómetro	Calibración
	Pendiente
1	9,953
2	9,975
3	9,977
4	9,970

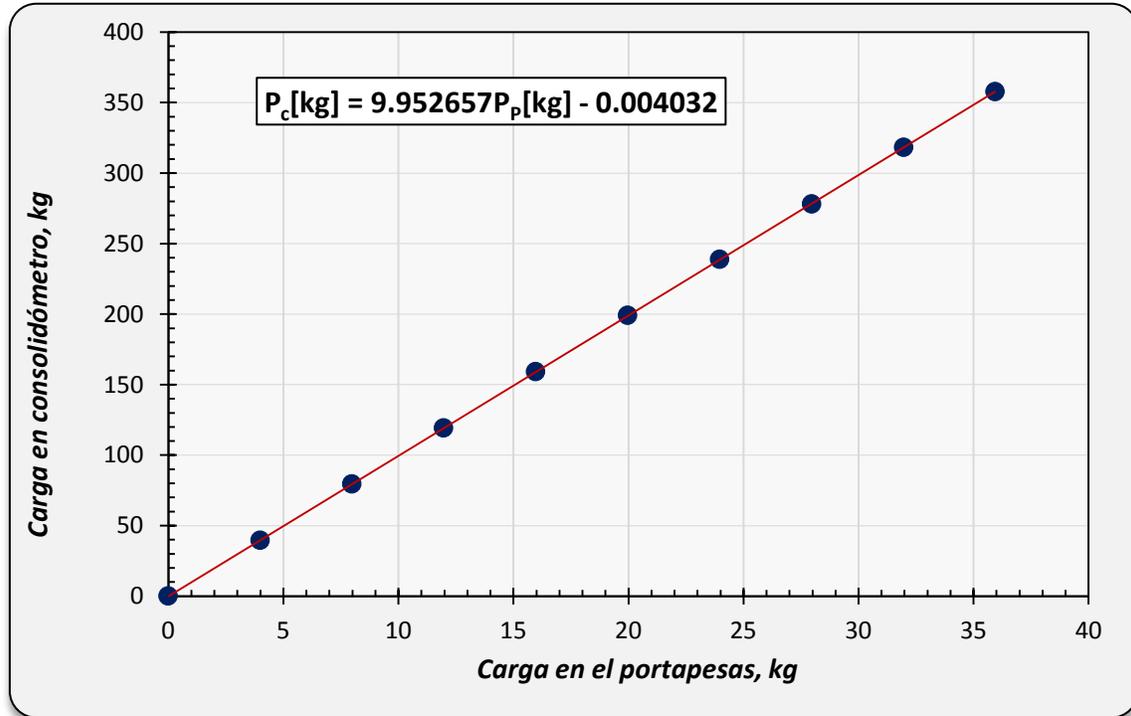


Figura 2. 26 Curva de brazo de palanca 1.

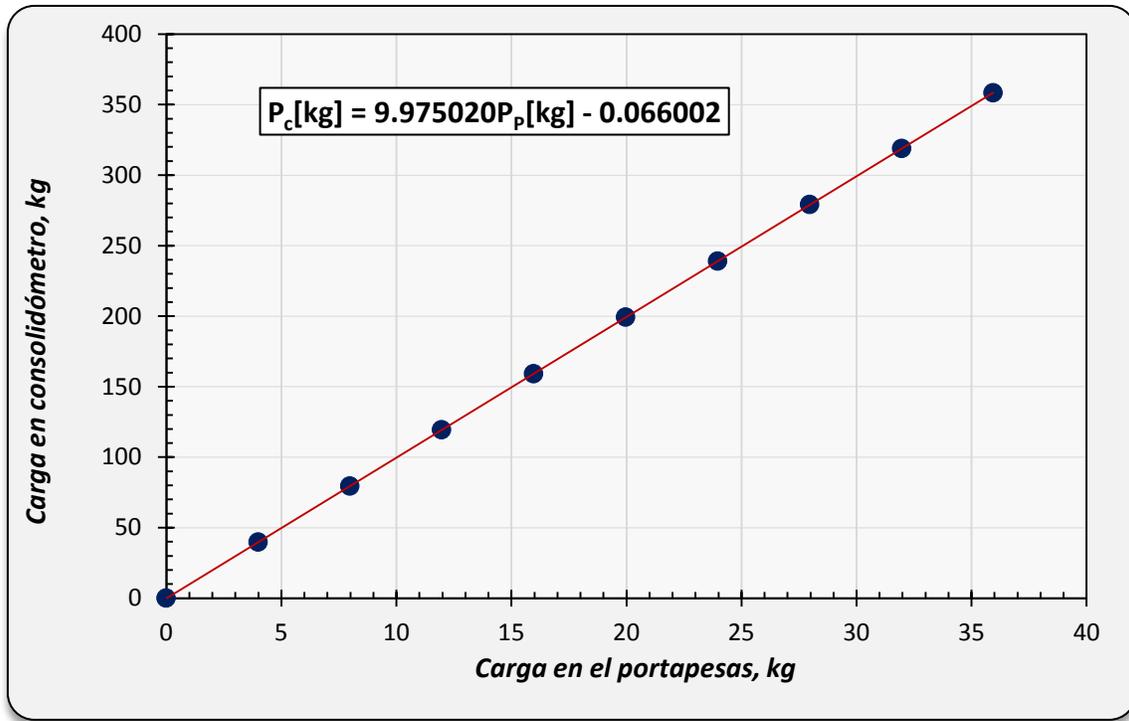


Figura 2. 27 Curva de brazo de palanca 2.

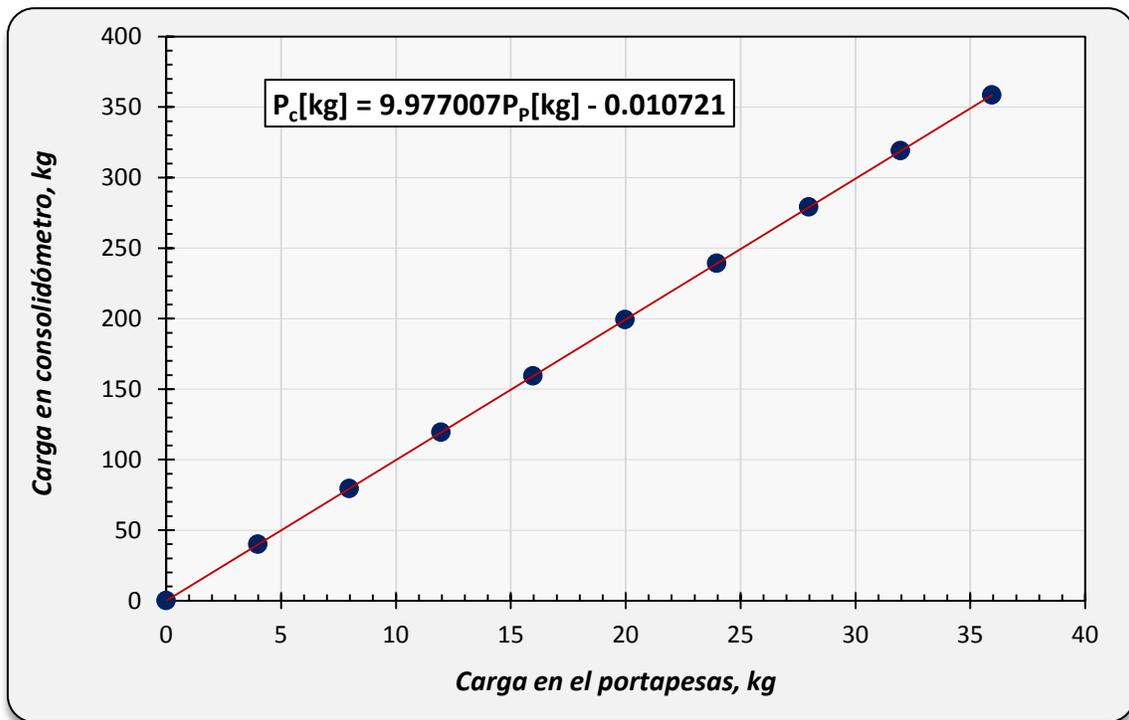


Figura 2. 28 Curva de brazo de palanca 3.

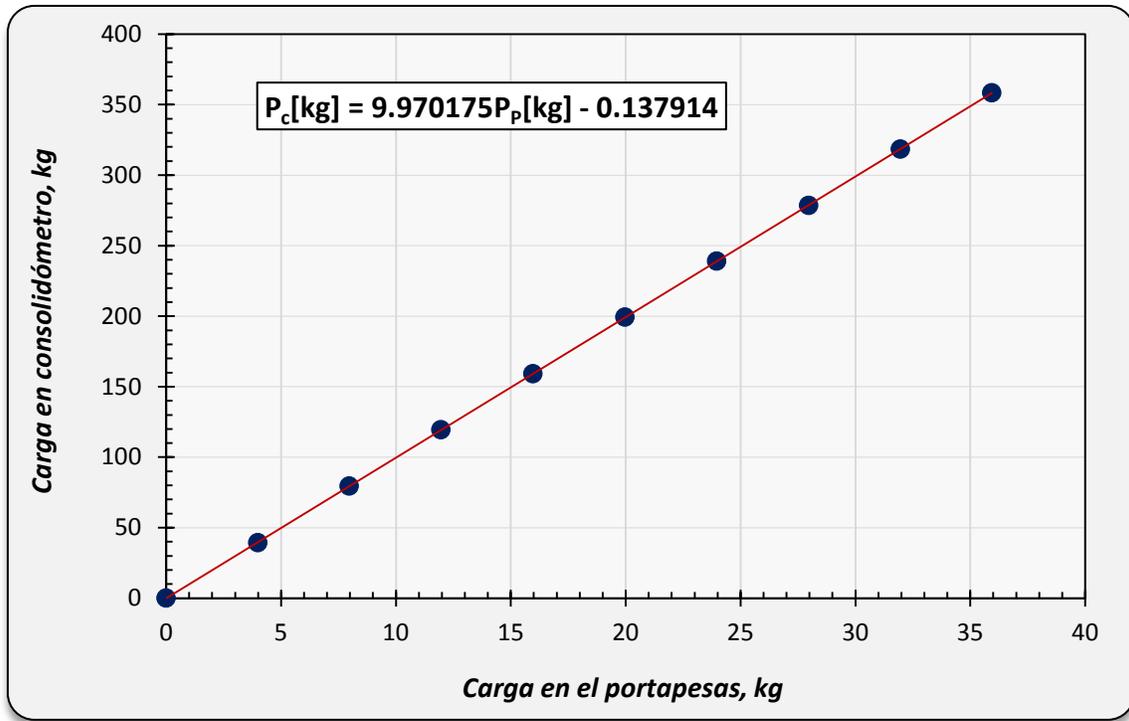


Figura 2. 29 Curva de brazo de palanca 4.

2.3.4 OBTENCIÓN DE DEFORMACIÓN DEL EQUIPO

El montaje de una muestra de suelo para que sea sometida a una prueba de consolidación lineal requiere la preparación de la muestra de suelo y otros elementos que ayudan al desarrollo de la prueba, este montaje está constituido por:

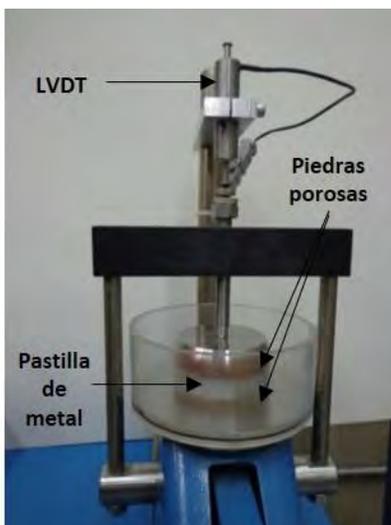


Figura 2.30 Montaje para medir la deformación del equipo.

1. Pastilla de suelo
2. Anillo
3. Piedras porosas
4. Papel filtro

Estos elementos al igual que el suelo son deformables, por lo tanto las mediciones que se hacen en la prueba no solo involucran la deformación del suelo. Esto lleva a la necesidad de medir la deformación que presentan los elementos que no serán de nuestro interés, y para no considerarlos en el estudio.

Para medir la deformación del sistema (consolidómetro) se llevó a cabo la simulación de pruebas, pero en estos casos se utilizó una pastilla de metal en sustitución de suelo (fig. 30), ya que se considera que el metal es prácticamente indeformable a las cargas que se utilizan en la prueba de consolidación.

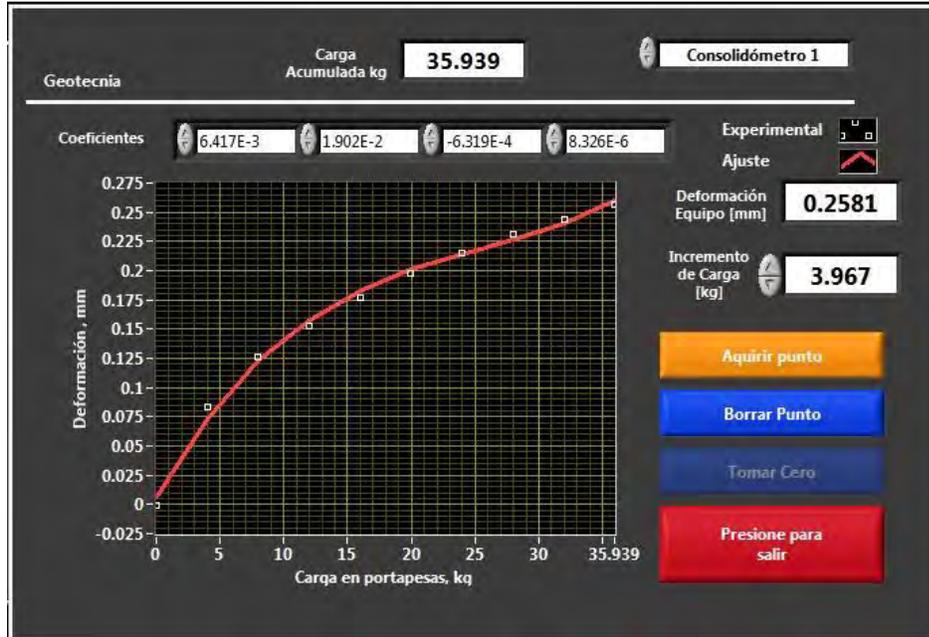


Figura 2.31 Grafica de la deformación del equipo

Se procedió haciendo un incremento de cargas a la probeta de metal, haciendo el debido registro de las cargas en el programa. El software opera con una ecuacion polinomial que representa el comportamiento del equipo ante diferentes cargas, con lo cual se considerará la deformacion del equipo correspondiente a cada incremento en los ensayes (figs. 2.32 a 2.35).

En la tabla 3.4 se presentan los coeficientes de la ecuacion:

$$\delta [mm] = aP_p^3 [kg] + bP_p^2 [kg] + cP_p [kg] + d$$

Tabla 2.4 Deformaciones del equipo.

Consolidómetro	Coeficientes			
	a	b	c	d
1	6.42E-03	1.90E-02	-6.32E-04	8.33E-06
2	4.70E-03	1.78E-02	-6.32E-04	8.46E-06
3	6.54E-03	1.95E-03	-6.70E-04	8.90E-06
4	9.18E-03	2.34E-02	-8.25E-04	1.11E-05

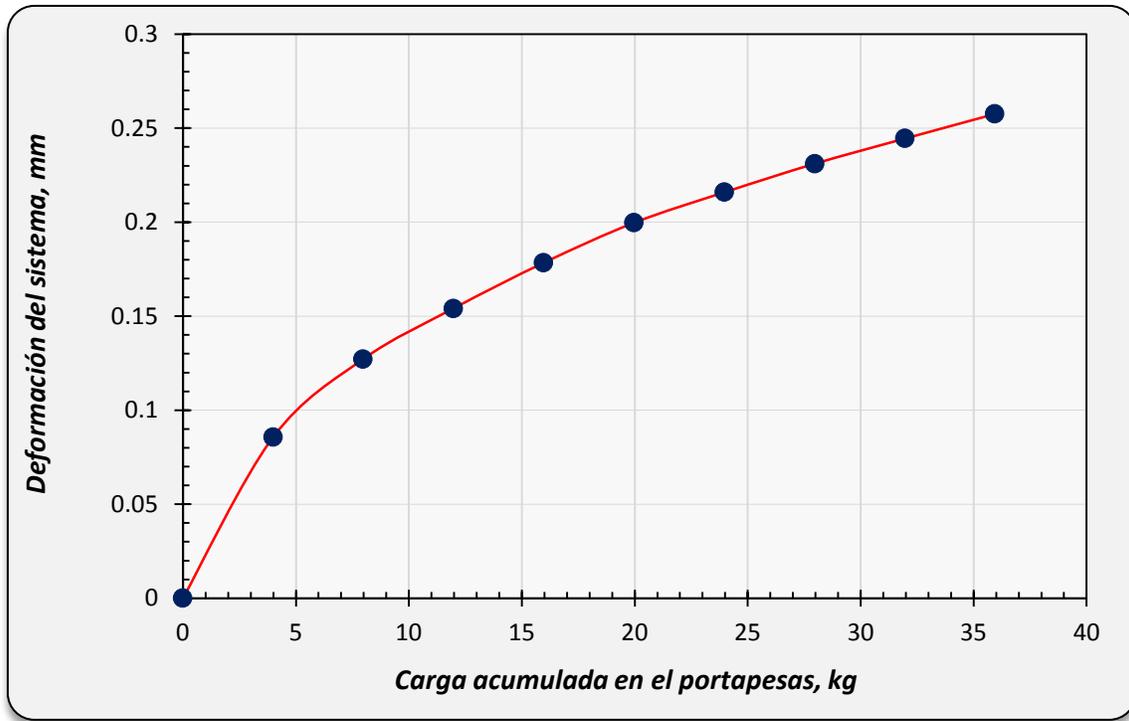


Figura 2. 32 Curva deformación del equipo 1.

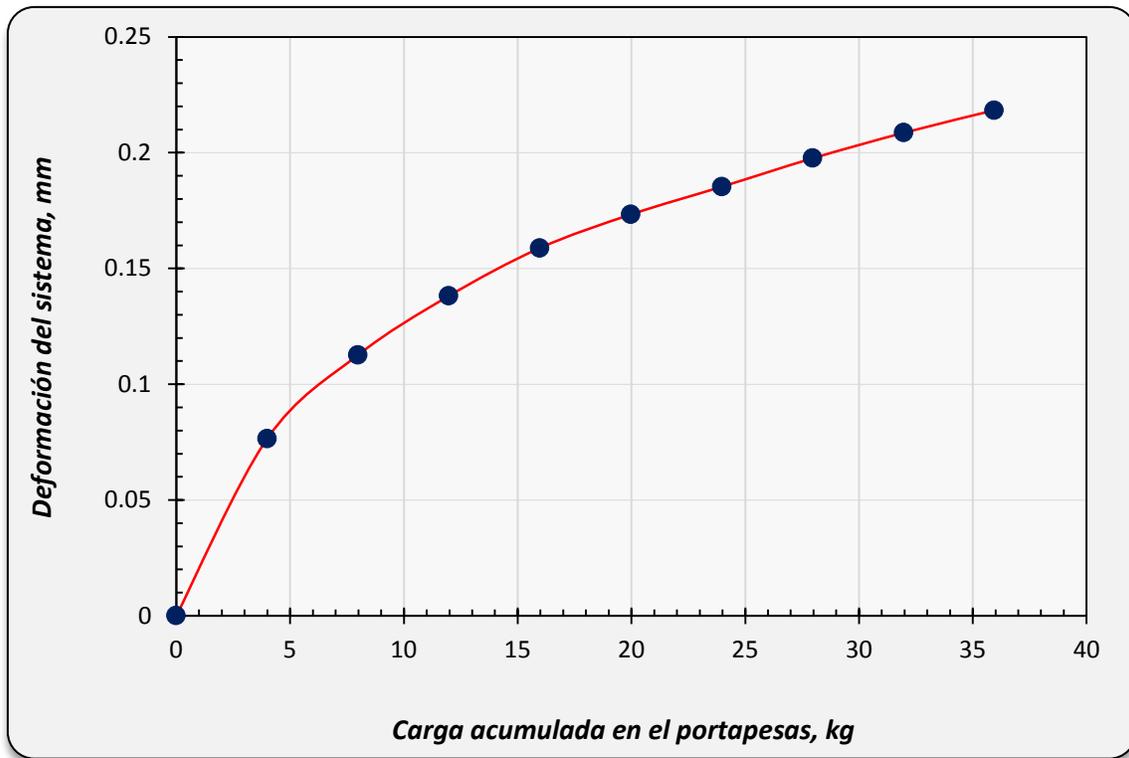


Figura 2. 33 Curva deformación del equipo 2.

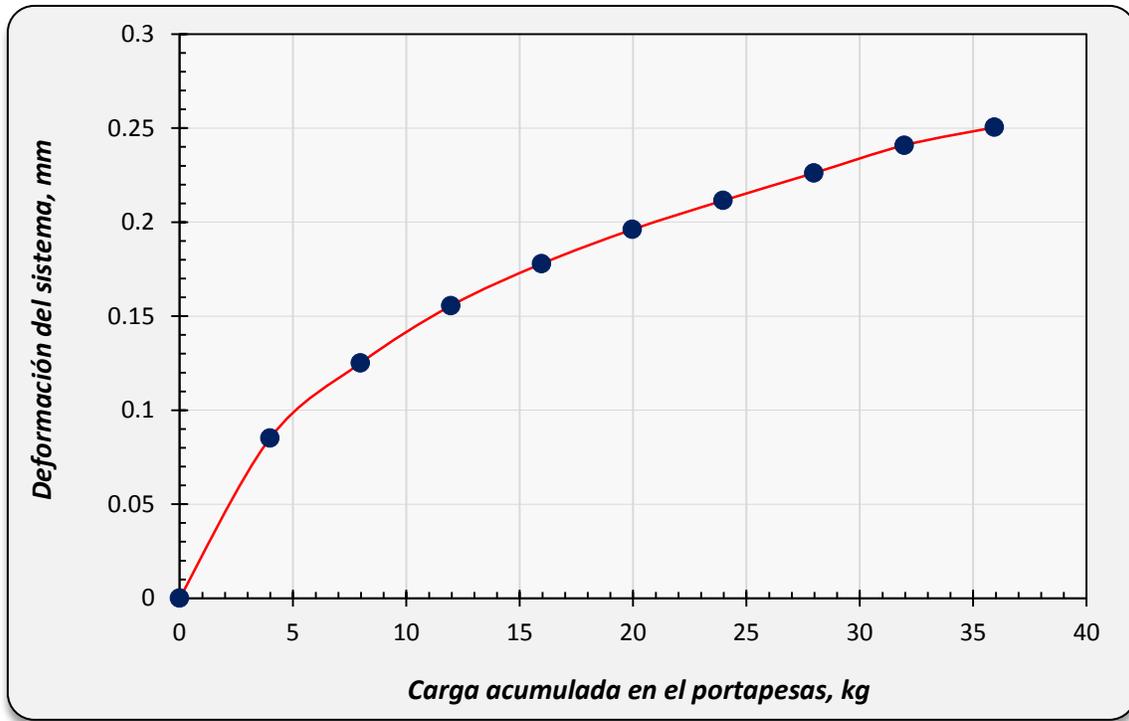


Figura 2. 34 Curva deformación del equipo 3.

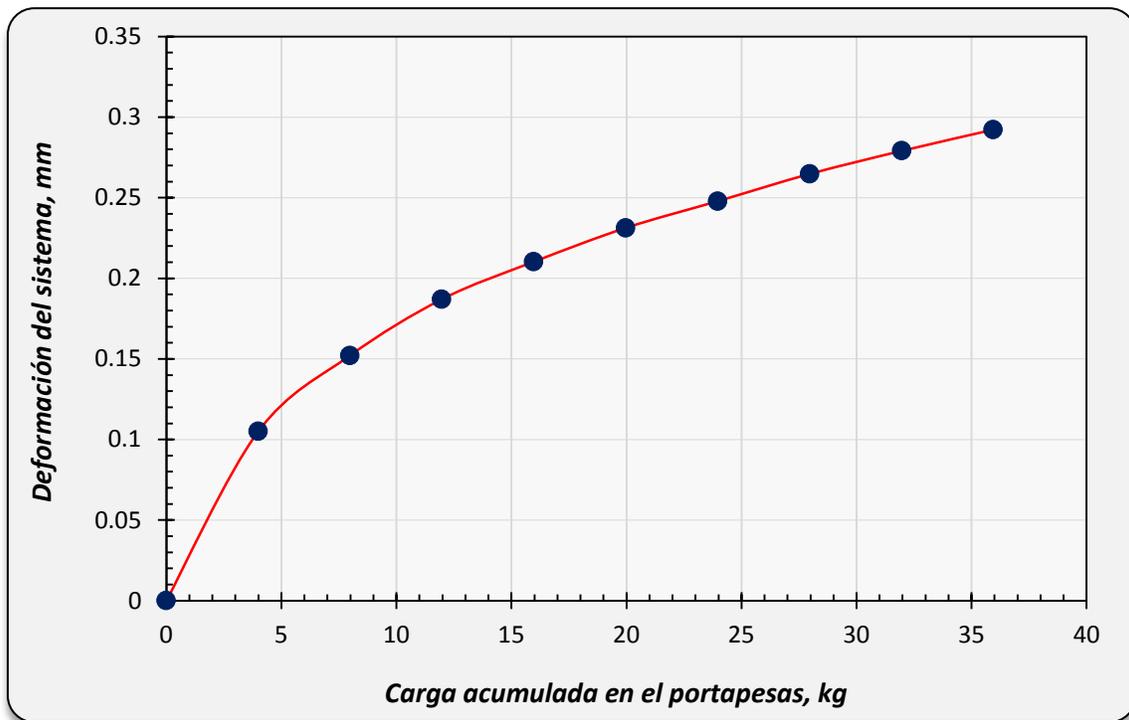


Figura 2. 35 Curva deformación del equipo 4.

3. PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA Y MATERIALES ENSAYADOS.

El subsuelo del Valle de México cuenta con características muy peculiares, lo cual ha sido motivo de la realización de varias investigaciones que buscan caracterizarlo, en el presente capítulo se realiza una breve descripción de la zona en estudio, así como también se abordan las técnicas utilizadas para realizar los ensayos de laboratorio, la programación de las pruebas de consolidación y sus resultados, las propiedades índice y parámetros de compresibilidad de las muestras ensayadas.

3.1. CUENCA DEL VALLE DE MÉXICO

La cuenca de México se encuentra en la parte central de la Faja Volcánica Transmexicana, en la provincia fisiográfica del eje neovolcanico. Hacia el Norte está limitado por las Sierras de Tepetzotlán, Tezontlalpan y Pachuca, al Este por los Llanos de Apan y la Sierra de Nevada, al sur por las Sierras de Cuauhtzin y Ajusco y al Oeste por las sierras de Las Cruces, Monte Alto y Monte bajo (Marsal, 1962)

La cuenca tiene un área de 7160 km² (de los cuales 2050 km² corresponden a las zonas bajas), longitud de 110 km en dirección N-S, y anchura de 80 km en la E-O. Su parte más baja tiene una altitud de 2236 m snmm. Hacia la Cuenca fluye gran cantidad de ríos o arroyos pequeños, entre los que destacan los ríos Cuautitlán, Tlanepantla, Los Remedios, Churubuscos, Texcoco y de la Compañía (Kumate, 1990)

Los suelos arcillosos blandos que forman la Cuenca del Valle de México son la consecuencia del proceso de depositación y de alteración fisicoquímica de los materiales aluviales, eólicos y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática. Este proceso formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros, constituidos por limos y arcillas arenosas, por costras secas y por arenas basálticas o pumíticas, producto de las emisiones volcánicas. Los espesores de las costras duras producidas por deshidratación a causa de la acción solar, han tenido cambios granulares debido a las condiciones topográficas del fondo del lago; hoy en día su mayor espesor está en las orillas de la zona lacustre, y llega a desaparecer, al centro del mismo.

La complejidad del subsuelo de la cuenca ha llevado a la necesidad de establecer una zonificación geotécnica del valle de México, desde la década de los 50's, diferentes autores como Marsal y Mazari (1959), Resendiz et al. (1970), Zeevaert (1971), Jaime y Romo (1987), entre otros. Las zonificaciones elaboradas atienden principalmente a las propiedades geotécnicas de los materiales encontrados en sondeos que alcanzaron profundidades de hasta 50 m, y con algunos que han llegado hasta 100 m. Después de proponer agregar la zona de los lagos de Xochimilco – Chalco, la zonificación detallada del valle de México hasta la actualidad es la siguiente (Figura 3.1):

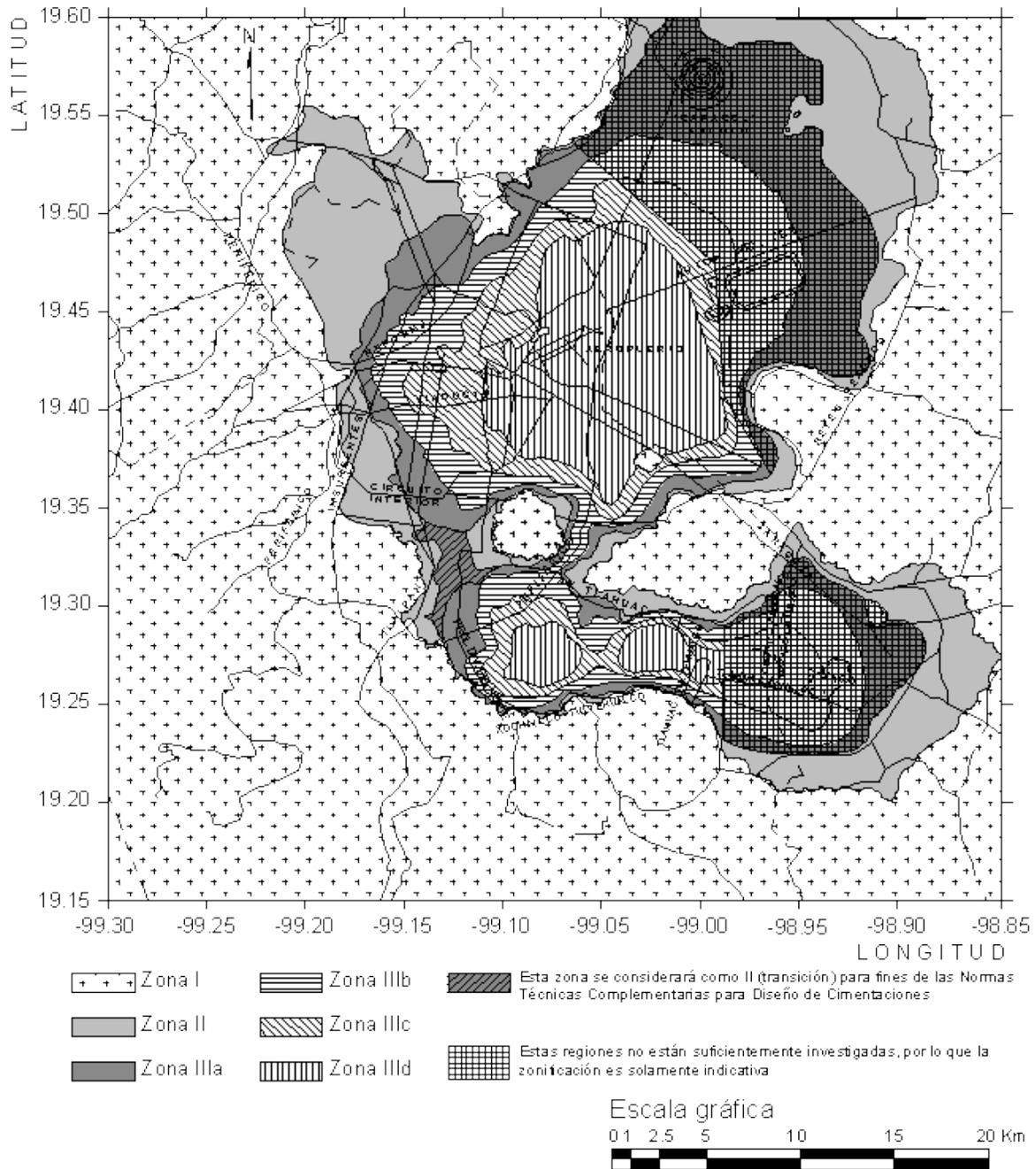


Figura 3.1 Zonificación geotécnica de la Ciudad de México (Reglamento de construcción del D.F., 2004).

1. **Zona de lomas.** Los suelos de la zona de Lomas presentan condiciones irregulares de compacidad y cementación las cuales inciden directamente en la estabilidad de las excavaciones.

La mayor parte de esta zona se localiza al poniente de la ciudad, hasta los límites con el Estado de México. Al norte delimitada por la sierra de Guadalupe, Peñón de los Baños, los cerros de Chiquihuite y del Tigre así como el cerro de La Estrella y la sierra de Santa Catarina y en el sur incluye las faldas de la Sierra Chichinautzin hasta el valle de Chalco.

Al poniente está caracterizada por tobas, lahares fracturados, depósitos de arenas pumíticas y lahares de arenas azules, depósitos glaciales y fluvio-glaciales. Al norte por depósitos eólicos de arena fina y uniforme que se localizan en las laderas de la sierra de Guadalupe, al sur se tienen los derrames basálticos heterogéneos y erráticos del pedregal y al oriente también se encuentran basaltos alrededor de Chimalhuacán y la Sierra de Santa Catarina.

2. **Zona de transición.** En esta zona se alternan estratos arcillosos de un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial. La zona de Transición se dividió en tres subzonas, en función de su cercanía con la Zona de lomas y del espesor de suelos relativamente blandos. Las tres subzonas llamadas transiciones alta, baja y abrupta se describen a continuación:
 - a. *Transición Alta.* Es la más próxima a Las Lomas, presentando irregularidades estratigráficas debido a la presencia de depósitos aluviales cruzados. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de las Lomas.
 - b. *Transición Baja.* Colinda con la zona de Lago, aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limo-arenosos de origen aluvial que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Los espesores y las propiedades de los materiales pueden variar en distancias horizontales muy cortas, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio, respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas.

- c. *Transición Abrupta*. Es la transición entre las zonas de Lago y los cerros aislados como el del Peñón de los Baños, en que las arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgados de travertino silicificado.
3. **Zona de lago**. Esta zona ubicada en la parte centro y oriente de la ciudad se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad, que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas la zona se ha dividido en tres subzonas atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes: a) el espesor y propiedades de la costra superficial; y b) la consolidación incluida en cada sitio.
- a. *Lago Virgen*. Comprende el sector oriente, lo que ahora es el vaso del exlago de Texcoco, cuyos suelos han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación.
- b. *Lago Centro I*. Corresponde al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló a partir de principios del siglo XX y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas así como también a la extracción de agua, lo cual mantiene condiciones para una fuerte consolidación de los estratos blandos.
- c. *Lago Centro II*. Esta zona es la antigua traza de la ciudad en la época colonial, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable lo cual ha provocado la existencia de condiciones extremas en dicha zona: a) arcillas altamente consolidadas por rellenos y grandes sobrecargas de construcciones prehispánicas y coloniales, b) arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos periodos, y c) arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales.

3.2. DESCRIPCIÓN DE LA PRUEBA

La prueba de consolidación consiste en comprimir verticalmente un espécimen de suelo confinado en un anillo rígido siguiendo un programa de cargas, induciéndole una deformación lineal debida al retraso hidráulico, llamada consolidación primaria, y una deformación adicional originada por el retraso viscoso, llamada consolidación secundaria.

En un consolidómetro de palanca como el utilizado, sólo permite el monitoreo del desplazamiento vertical que sufre la muestra ensayada al ser sometida a una carga incremental.

Enseguida se describirá cada uno de los pasos que deben seguirse para el ensaye de consolidación en un consolidómetro de palanca. Los procedimientos detallados del labrado y montaje de las probetas de suelo para la realización de los ensayes se expone en el Anexo A - Descripción de la prueba.

Para comenzar la prueba de consolidación debe de iniciarse el programa de *consolidación*. Una vez iniciado el programa y creada la carpeta en donde se almacenarán los datos adquiridos, se registra la información general de la muestra a ensayar.

El proceso que deberá seguirse para llevar a cabo la prueba es el siguiente:

1. Se establecen los vectores de tiempo y carga que serán utilizado en el ensaye
2. Una vez que el programa de ensaye y la muestra están listas para realizar la prueba, se da inicio a esta en el programa, se aplica el primer incremento de carga inmediatamente después de que termina la alarma emitida por el programa. El término de la etapa es cuando se tiene finalizada la consolidación primaria, en el caso de que la curva así lo defina, o al haber transcurrido 24 horas. Es útil observar la forma de las curvas de consolidación que se van generando en el programa, para definir en qué momento puede aplicarse el siguiente incremento de carga axial, considerando un tiempo mínimo de 24 horas.

Para efectuar la carga, descarga y recarga de la probeta, se sigue el procedimiento descrito. Hasta terminar el programa de incrementos establecido, se desmonta y pesa la probeta

para calcular las relaciones volumétricas finales de la muestra y se procede a realizar los cálculos y análisis correspondientes para obtener el índice de compresión.

3.3. PROGRAMA DE ENSAYES DE LABORATORIO

Los especímenes de suelo que se ensayaron fueron muestras inalteradas, provenientes del Valle de México. Tal como se mencionó antes, el objetivo de estos ensayos fue evaluar la correlación entre las propiedades índice y el índice de compresión del suelo.

Se ejecutaron un total de 28 pruebas de consolidación unidimensional, en los cuales se variaron los tiempos de aplicación y la magnitud de los incrementos de carga y descarga. Asimismo, se realizaron pruebas para determinar el peso específico relativo de los sólidos, límites de consistencia, límites de contracción y contenido de agua natural, con la finalidad de tener las propiedades índice necesarias para establecer las correlaciones planteadas en los objetivos.

El programa de las pruebas de compresibilidad realizadas en el laboratorio se presenta en la tabla 3.1. Cabe señalar que el vector de tiempo utilizado fue de 72 horas, con 90 lecturas, con el fin de asegurar el registro de la consolidación primaria. Según el desarrollo de la curva se decidió en que momento hacer el siguiente incremento.

Tabla 3. 1 Programa de incrementos de las muestras ensayadas.

No.	Número de			Rango de presiones		
	Carga	Descarga	Recarga	Carga kg	Descarga kg	Recarga kg
1	6	3	5	0.194 - 2.920	2.920 - 0.680	0.680 - 5.840
2	6	3	5	0.196 - 2.933	2.933 - 0.680	0.680 - 5.680
3	6	3	5	0.196 - 2.930	2.930 - 0.690	0.690 - 5.870
4	6	3	5	0.196 - 2.950	2.950 - 0.680	0.680 - 5.830
5	7	5	6	0.195 - 2.720	2.720 - 0.390	0.390 - 9.020
6	6	4	6	0.195 - 2.430	2.430 - 0.390	0.390 - 6.510
7	6	4	5	0.195 - 2.430	2.430 - 0.390	0.390 - 5.860
8	6	4	6	0.195 - 2.430	2.430 - 0.390	0.390 - 8.980
9	6	4	5	0.195 - 2.429	2.429 - 0.389	0.389 - 5.839
10	6	4	5	0.194 - 2.426	2.426 - 0.389	0.389 - 5.818
11	6	4	5	0.195 - 2.439	2.439 - 0.389	0.389 - 5.865
12	6	4	5	0.195 - 2.443	2.443 - 0.301	0.301 - 5.880

3. PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA Y MATERIALES ENSAYADOS.

Tabla 3. 1Programa de incrementos de las muestras ensayadas (continuación).

No.	Número de			Rango de presiones		
	Carga	Descarga	Recarga	Carga kg	Descarga kg	Recarga kg
13	8	3	-	0.195 - 5.840	5.840 - 1.750	-----
14	8	3	-	0.194 - 5.810	5.810 - 1.690	-----
15	9	3	-	0.195 - 7.820	7.820 - 2.440	-----
16	8	2	-	0.195 - 5.890	5.890 - 2.450	-----
17	5	3	5	0.195 - 1.750	1.750 - 0.390	0.390 - 4.170
18	6	4	5	0.195 - 2.440	2.440 - 0.390	0.390 - 5.850
19	10	3	-	0.195 - 10.040	10.040 - 2.440	-----
20	5	3	5	0.195 - 1.760	1.760 - 0.900	0.900 - 4.200
21	10	8	-	0.195 - 9.980	9.980 - 0.680	-----
22	5	3	5	0.194 - 1.750	1.750 - 0.390	0.390 - 4.170
23	5	2	5	0.195 - 1.780	1.780 - 0.700	0.700 - 3.820
24	5	2	4	0.195 - 1.760	1.760 - 0.680	-----
25	6	4	5	0.195 - 1.950	1.950 - 0.390	0.390 - 6.070
26	6	4	5	0.194 - 1.940	1.940 - 0.390	0.390 - 5.990
27	7	5	4	0.195 - 2.920	2.920 - 0.390	0.390 - 5.870
28	7	5	4	0.195 - 2.930	2.930 - 0.390	0.390 - 6.130
14	8	3	-	0.194 - 5.810	5.810 - 1.690	-----
15	9	3	-	0.195 - 7.820	7.820 - 2.440	-----
16	8	2	-	0.195 - 5.890	5.890 - 2.450	-----
17	5	3	5	0.195 - 1.750	1.750 - 0.390	0.390 - 4.170
18	6	4	5	0.195 - 2.440	2.440 - 0.390	0.390 - 5.850
19	10	3	-	0.195 - 10.040	10.040 - 2.440	-----
20	5	3	5	0.195 - 1.760	1.760 - 0.900	0.900 - 4.200
21	10	8	-	0.195 - 9.980	9.980 - 0.680	-----
22	5	3	5	0.194 - 1.750	1.750 - 0.390	0.390 - 4.170
23	5	2	5	0.195 - 1.780	1.780 - 0.700	0.700 - 3.820
24	5	2	4	0.195 - 1.760	1.760 - 0.680	-----
25	6	4	5	0.195 - 1.950	1.950 - 0.390	0.390 - 6.070
26	6	4	5	0.194 - 1.940	1.940 - 0.390	0.390 - 5.990
27	7	5	4	0.195 - 2.920	2.920 - 0.390	0.390 - 5.870
28	7	5	4	0.195 - 2.930	2.930 - 0.390	0.390 - 6.130

3.4. RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS DE LOS MATERIALES ENSAYADOS

Para conocer y predecir el futuro comportamiento de los suelos, es importante conocer e interpretar sus propiedades físicas; las propiedades índices son pruebas sencillas y rápidas que brindan información importante para tal fin, a continuación se presentan los resultados de las muestras estudiadas.

1. **Contenido de agua.** Se define como la relación del peso de agua entre el peso de sólidos en un volumen dado de suelo. El contenido de agua es una de las características más expresivas de las arcillas del Valle y de fácil determinación, se han encontrado materiales con un contenido mayor al 500%, a tacto muestran propiedades elásticas, sólo remoldeándolos se aprecia su comportamiento plástico, y al amasarlos enérgicamente, en muchos casos adquieren la consistencia de un líquido viscoso. El rango de variación de los materiales ensayados fue de 77.19% a 409.9%.
2. **Densidad de sólidos.** Es la relación de los pesos específicos de los sólidos y del agua a 4 °C de temperatura, expresado por la literal G_s . La literatura menciona que los valores de esta característica, en el caso de las arcillas del Valle de México, están comprendidos entre 2.00 y 2.70 para arcillas del Valle (Marsal, 1962). Los valores obtenidos en los materiales ensayados comprenden valores extremos de 2.34 y 3.14
3. **Relación de vacíos inicial.** Es la relación del volumen de vacíos entre el volumen de la fase sólida de la muestra; según Marsal, los valores para arcillas del Valle fluctúan entre 0.5 a 16, los valores obtenidos en los ensayos del presente estudio tuvieron un rango de 1.85 y 12.18.
4. **Grado de saturación.** Se refiere a la relación entre el volumen ocupado por el agua y el volumen de vacíos de un suelo, expresado en porcentaje. En la mayoría de las muestras ensayadas se determinó un intervalo de grado de saturación natural entre 82.34 y 99.78%.

3. PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA Y MATERIALES ENSAYADOS.

En la tabla 3.2 se muestra un resumen de las relaciones volumétricas y gravimétricas de las muestras ensayadas.

Tabla 3. 2 Relaciones volumétricas gravimétricas iniciales y finales. Dónde: w_o - contenido de agua, e - relación de vacíos, S_r - grado de saturación, γ - peso volumétrico

No.	Origen	Muestras	Profundidad [m]	Relaciones gravimétricas Iniciales.				Relaciones gravimétricas Finales.			
				w_o [%]	e	S_r [%]	γ [g/cm ³]	w_o [%]	e	S_r [%]	γ [g/cm ³]
1	Auditorio	-----	-----	96.46	2.69	89.00	1.32	78.49	2.02	96.46	1.47
2	Auditorio	-----	-----	114.00	3.09	91.41	1.30	79.90	1.99	99.81	1.49
3	Auditorio	-----	-----	110.47	2.94	93.19	1.33	79.61	1.98	99.60	1.49
4	Auditorio	-----	-----	104.00	2.81	91.88	1.33	81.24	2.02	99.83	1.49
5	SCT	4-4	19.60-19.80	140.99	4.22	92.70	1.28	82.46	2.29	99.92	1.54
6	Arco-Sur	M - 2	13.00 - 13.90	116.10	2.84	96.17	1.32	70.01	1.65	99.99	1.51
7	Texcoco	4-1	2.80-2.95	278.63	7.55	94.47	1.13	141.33	3.62	99.92	1.34
8	Estela de Luz	4	19.0-19.9	134.06	4.56	82.34	1.18	96.07	2.75	98.05	1.47
9	Texcoco	M-15	11.00-11.20	193.27	5.26	95.70	1.22	95.06	2.52	98.50	1.45
10	SCT	M-1-5	7.7-7.9	409.90	12.18	94.90	1.09	184.54	5.30	98.09	1.27
11	SCT	M-1-4	7.5-7.7	303.82	8.38	99.47	1.18	144.21	3.96	99.87	1.35
12	Texcoco	M-15	10.80-11.0	163.52	4.56	93.83	1.24	73.79	1.95	99.06	1.54
13	Texcoco	M-7	4.40-4.60	308.24	9.89	97.77	1.18	83.16	2.76	94.60	1.53
14	Estela de Luz	M-5	14-00-14.90	248.43	7.31	93.71	1.16	119.85	3.40	97.20	1.38
15	Estela de Luz	M-2	6.50-7.40	183.96	4.48	96.64	1.22	105.19	2.50	98.95	1.38
16	SCT	4-4	22.60-22.80	164.50	9.27	96.33	1.11	211.09	5.29	99.90	1.24
17	Texcoco	1	4.50-5.10	319.58	8.36	99.53	1.17	109.54	2.85	99.99	1.42
18	SCT	2-5	11.70-11.90	299.50	7.49	94.76	1.12	137.55	3.30	98.76	1.31
19	SCT	5-3	28.40-28.60	224.38	6.65	94.57	1.19	154.56	4.40	98.41	1.32
20	Texcoco	M-7-5-2	11.60-11.80	268.27	7.39	97.82	1.18	101.65	2.74	99.75	1.45
21	Texcoco	15-1	9.40-9.60	75.04	1.85	99.78	1.51	58.42	1.44	99.91	1.60
22	Texcoco	M-12-5-5	16.00-16.20	243.49	7.45	96.72	1.20	105.15	3.12	99.78	1.47
23	Texcoco	M-11-5-1	15.80-16.00	260.70	7.95	97.09	1.19	100.48	2.99	99.40	1.49
24	Texcoco	M-7-5-4	11.20-11.40	320.00	9.20	99.17	1.17	123.43	3.52	99.95	1.41
25	-----	-----	-----	312.86	7.42	98.70	1.15	-----	2.65	-----	-----
26	-----	-----	-----	253.25	6.14	96.91	1.16	-----	2.61	-----	-----
27	-----	-----	-----	107.07	3.10	93.51	1.37	-----	1.95	-----	-----
28	-----	-----	-----	107.07	3.04	95.30	1.39	-----	2.00	-----	-----

5. **Límites de Atterberg.** También conocidos como límites de consistencia, son las propiedades índices de los suelos que definen la plasticidad, y se utilizan en la identificación y clasificación del suelo. Los métodos que se utilizaron en el presente estudio para la determinación del límite líquido y plástico, fueron la Copa de Casagrande y el método de Atterberg, respectivamente. Adicionalmente a el limite liquido y plástico se obtuvo el limite de contracción lineal de las muestras.

En la tabla 3.3 se muestra un resumen de las propiedades índice. Los valores obtenidos del límite líquido (w_L) varían entre 66.69 y 453%, mientras que el límite plástico (w_P) se encuentran en un intervalo de 37.43 y 184.69%. Los límites de contracción de las muestras ensayadas comprenden un rango de 3.08 y 41.27%

Tabla 3. 2 Propiedades índice de los suelos estudiados.

Dónde: w_L - Límite líquido, w_P - Limite plástico, IP- Índice de plasticidad, w_C - Limite de contracción lineal.

No. Mta.	w_L [%]	w_P [%]	IP [%]	SUCS	w_C	No. Mta.	w_L [%]	w_P [%]	IP [%]	SUCS	w_C
1	83.00	47.21	35.79	MH	11.75	15	231.00	137.84	93.16	MH	
2	83.00	47.21	35.79	MH	11.75	16	453.00	184.69	268.31	MH	
3	83.00	47.21	35.79	MH	11.75	17	307.00	140.39	166.61	MH	
4	83.00	47.21	35.79	MH	11.75	18	430.00	135.50	294.50	MH	38.21
5	199.80	55.28	144.52	CH	26.90	19	340.00	105.64	234.36	CH/MH	35.49
6	130.50	58.65	71.85	MH	3.08	20	350.05	105.24	244.81	CH	27.78
7	174.00	75.81	98.20	MH	33.23	21	152.80	67.99	84.81	MH	22.89
8	282.50	63.89	218.61	CH		22	280.50	86.49	194.02	CH	33.58
9	187.70	47.21	140.49	CH	19.31	23	260.50	52.70	207.80	CH	30.46
10	402.00	87.69	314.31	CH	41.27	24	296.00	55.20	240.80	CH	
11	417.50	82.26	335.24	CH	41.12	25	284.44	47.60	236.84	CH	28.00
12	152.00	53.05	98.95	CH		26	275.00	79.90	195.10	CH	27.92
13	316.45	68.41	248.04	CH	32.66	27	66.69	37.43	29.26	MH	11.00
14	281.90	84.80	197.10	CH	29.71	28	66.69	37.43	29.26	MH	11.00

A continuación se presenta la carta de plasticidad para determinar, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), el tipo de suelo al que corresponde cada muestra, identificando a qué grupo pertenece cada una de ellas (fig.3.2), pudiendo observar que el 32% pertenecen al grupo de arcillas inorgánicas de alta plasticidad y el 11% a limos orgánicos, el 57% restante se encuentra entre la frontera de ambos.

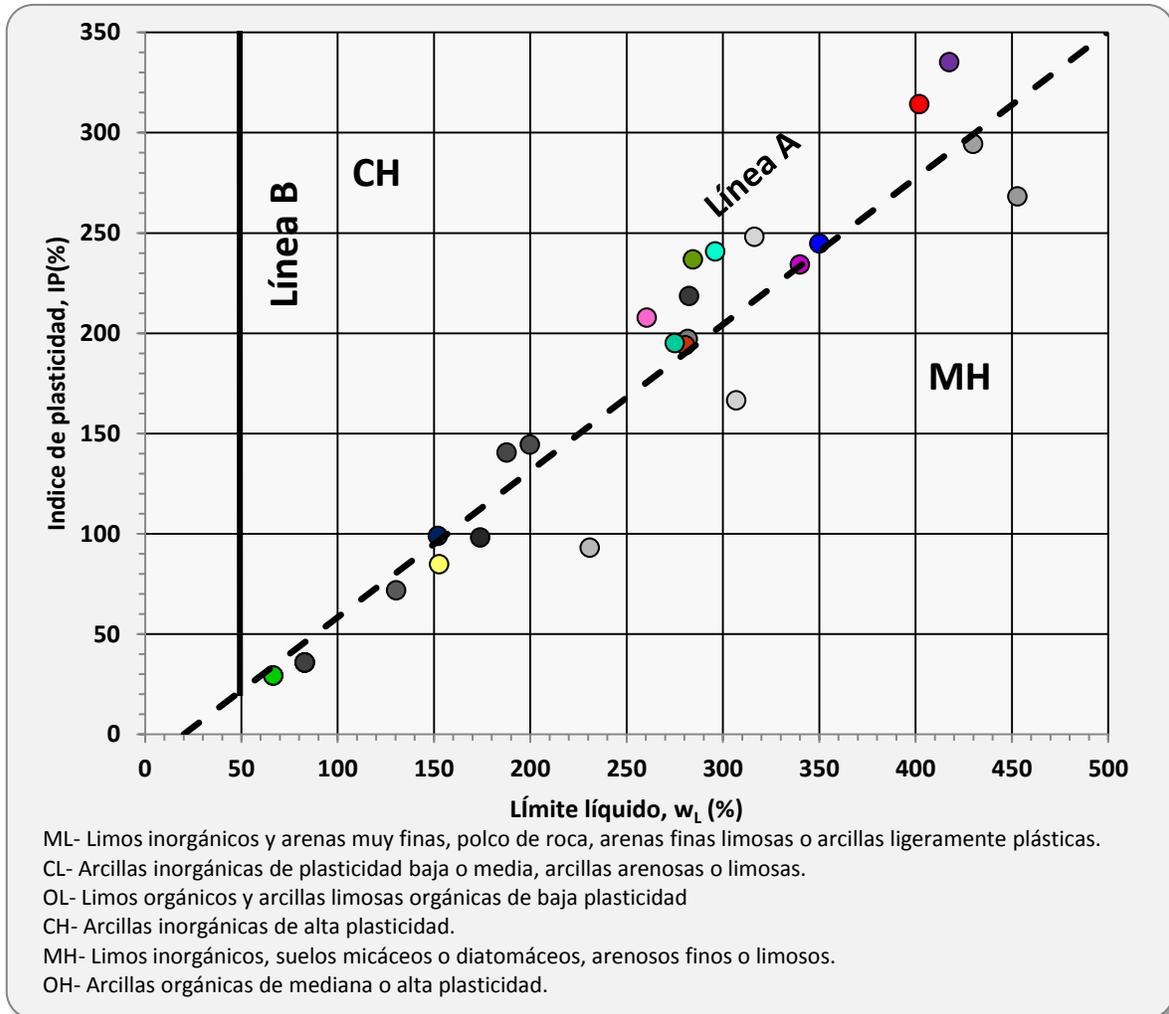


Figura 3. 2 Ubicación en la carta de plasticidad de suelos ensayados.

3.5. CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

El proceso de consolidación se traduce en una disminución de volumen a medida que se aplica una carga. Como ya se ha expuesto esta reducción de volumen es debido a la expulsión de agua que se encuentra en los poros del suelo y, por lo tanto, en una reducción de altura lo que implica el asentamiento del estrato. La prueba de consolidación brinda la información suficiente para obtener la curva de compresibilidad de un suelo, con la cual se puede obtener parámetros que permitan el análisis y cálculo de los asentamientos que puede sufrir dicho suelo.

La compresibilidad del material depende en gran medida de la historia de esfuerzos a la cual ha estado sujeto en el pasado; así mismo, su comportamiento dependerá en un futuro, de las

condiciones de carga a las cuales va a ser sometido. De ahí que se pueda decir que las propiedades de compresibilidad de un suelo están en función de su historia de esfuerzos.

En el anexo A- Curvas de compresibilidad y cálculo de parámetros se presentan las curvas de compresibilidad obtenidas, en ellas se observan la relación de vacíos acumulada de las muestras ensayadas y su esfuerzo de preconsolidación.

3.6. ESFUERZO EFECTIVO DE PRECONSOLIDACIÓN.

El esfuerzo de preconsolidación, también llamado presión de precarga, es el máximo esfuerzo vertical al que se ha visto sometido un suelo a lo largo de su historia geológica, este juega un papel muy importante en el análisis de asentamientos del terreno, dado que separa las deformaciones elásticas, o recuperables, de las inelásticas o irreversibles. Debido a esto es fundamental hacer una correcta determinación de este parámetro, pues es utilizado en el análisis de la respuesta del suelo.

El cálculo de la presión de preconsolidación de los suelos del Valle de México utilizados en este estudio se ha realizado a través del método de Casagrande (1936). Como se puede observar en la tabla 3.4 el esfuerzo de preconsolidación en las muestras ensayadas varía entre 0.29 y 4.10 kg/cm², teniendo los valores más bajos en la zona del lago de Texcoco, en la que no hay presencia importante de infraestructura, a diferencia de las muestras extraídas en zonas con mayores sobrecargas debido al desarrollo urbano y al abatimiento de agua que han tenido, teniendo como resultado esfuerzos de preconsolidación mayores.

Tabla 3. 3 Esfuerzo de preconsolidación.

No.	Origen	Profundidad [m]	σ'_{pc} [kg/cm ²]	No.	Origen	Profundidad [m]	σ'_{pc} [kg/cm ²]
1	Auditorio	-----	1.35	9	Texcoco	11.00 - 11.20	0.71
2	Auditorio	-----	1.25	10	SCT	7.70 - 7.90	0.80
3	Auditorio	-----	1.55	11	SCT	7.50 - 7.70	0.80
4	Auditorio	-----	1.51	12	Texcoco	10.80 - 11.0	0.60
5	SCT	19.60 - 19.80	1.15	13	Texcoco	4.40 - 4.60	0.30
6	Arco-Sur	13.00 - 13.90	1.10	14	Estela de Luz	14.00 - 14.90	1.00
7	Texcoco	2.80 - 2.95	0.60	15	Estela de Luz	6.50 - 7.40	2.50
8	Estela de Luz	19.00 - 19.90	2.40	16	SCT	22.60 - 22.80	2.10

Tabla 3. 4 Esfuerzo de preconsolidación (continuación).

No.	Origen	Profundidad [m]	σ'_{pc} [kg/cm ²]	No.	Origen	Profundidad [m]	σ'_{pc} [kg/cm ²]
17	Texcoco	4.50 - 5.10	0.29	23	Texcoco	15.80 - 16.00	0.50
18	SCT	11.70 - 11.90	0.91	24	Texcoco	11.20 - 11.40	0.48
19	SCT	28.40 - 28.60	4.10	25	Arcillas del Valle	-----	0.70
20	Texcoco	11.60 - 11.80	0.50	26	Arcillas del Valle	-----	0.61
21	Texcoco	9.40 - 9.60	3.30	27	Arcillas del Valle	-----	1.01
22	Texcoco	16.00 - 16.20	0.51	28	Arcillas del Valle	-----	0.99

3.7. ÍNDICE DE COMPRESIÓN.

Las curvas de compresibilidad obtenidas de los ensayos permiten realizar el cálculo del índice de compresión, cuyo valor debe ser evaluado correctamente para que la determinación de los posibles asentamientos del suelo en estudio sean confiables.

Como se ha mencionado anteriormente, el índice de compresión es la pendiente de la curva de compresibilidad en el tramo virgen. Las pendientes obtenidas en las curvas, aumentan cuando el tiempo o la magnitud de los incrementos de carga también lo hacen. Es decir, a mayor tiempo de aplicación de incrementos, se obtendrá una mayor compresibilidad. Por lo anterior, es importante considerar la velocidad de aplicación de las cargas, para evaluar correctamente el C_c .

En la tabla 3.5 se encuentran los valores obtenidos para el índice de compresión de los 28 ensayos realizados, los cuales están en un rango de 0.71 a 9.14, mientras que el índice de expansión varía entre 0.01 y 0.049, lo cual muestra que las arcillas del Valle de México son altamente compresibles, teniendo como resultado el hundimiento regional, fenómeno que ha sido objeto de estudio para mucho investigadores del ámbito de la geotecnia.

Tabla 3. 5 Índice de compresión y expansión de los suelos en estudio.

No. de muestra.	e_1	e_2	σ_1 [kg/cm ²]	σ_2 [kg/cm ²]	C_c	e_1	e_2	σ_1 [kg/cm ²]	σ_2 [kg/cm ²]	C_r
1	2.29	2.19	2.92	3.89	0.78	2.33	2.34	1.75	0.68	0.03
2	2.82	2.44	1.76	2.94	1.73	2.45	2.47	1.76	0.98	0.10
3	2.73	1.98	1.76	5.87	1.44	2.42	2.43	1.76	1.18	0.03
4	2.61	2.02	1.76	5.83	1.14	2.38	2.38	1.76	1.18	0.04

Tabla 3. 6 Índice de compresión y expansión de los suelos en estudio (continuación).

No. de muestra.	e_1	e_2	σ_1 [kg/cm ²]	σ_2 [kg/cm ²]	C_c	e_1	e_2	σ_1 [kg/cm ²]	σ_2 [kg/cm ²]	C_r
7	6.45	3.61	0.97	5.87	3.63	5.02	5.12	1.75	0.39	0.15
8	4.30	3.86	2.43	3.89	2.18	4.34	4.39	1.75	0.39	0.07
9	4.21	3.38	0.97	1.75	3.27	3.04	3.16	1.75	0.39	0.17
10	10.61	7.29	0.97	2.43	8.35	7.33	7.65	1.75	0.39	0.49
11	7.35	5.94	0.97	1.76	5.52	5.31	5.50	1.76	0.39	0.29
12	3.60	2.86	0.98	1.76	2.90	2.55	2.63	1.76	0.39	0.12
13	7.05	6.08	0.68	0.97	6.27	2.69	2.75	3.89	1.75	0.19
14	5.55	4.72	1.75	2.43	5.79	3.34	3.40	3.88	1.69	0.15
15	3.28	2.64	3.90	5.87	3.57	2.40	2.46	5.87	2.44	0.16
16	8.36	6.50	2.45	3.92	9.14	5.19	5.23	3.92	2.45	0.20
17	7.36	5.97	0.39	0.68	5.70	4.21	4.33	0.97	0.39	0.30
18	6.91	4.89	0.98	2.44	5.09	4.79	5.01	1.76	0.39	0.34
19	6.10	5.12	4.88	6.84	6.66	4.23	4.27	6.84	2.44	0.09
20	6.36	5.36	0.68	0.98	6.47	4.14	4.25	0.98	0.39	0.27
21	1.54	1.42	6.80	9.99	0.71	1.42	1.44	6.80	0.68	0.01
22	6.70	5.77	0.68	0.97	5.97	4.39	4.49	0.97	0.39	0.26
23	5.80	4.57	0.99	1.78	4.90	4.64	4.68	0.99	0.70	0.29
24	6.54	5.11	0.98	1.76	5.62	5.17	5.19	0.98	0.68	0.17
25	6.63	4.57	0.78	1.95	5.16	4.63	4.79	1.17	0.39	0.34
26	5.39	4.11	0.78	1.94	3.23	4.11	4.17	1.17	0.39	0.13
27	2.17	1.95	3.87	5.87	1.21	2.30	2.32	1.96	0.39	0.03
28	2.21	2.01	4.03	6.13	1.14	2.34	2.36	1.95	0.39	0.04

4. CORRELACIONES PARA OBTENER EL C_c EN FUNCIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE.

A lo largo de los años ha existido un gran esfuerzo para realizar investigaciones que permitan establecer correlaciones entre el índice de compresión y las propiedades índice de suelos cohesivos, con la finalidad de simplificar los procedimientos de identificación del esfuerzo de compresión.

En este capítulo se presentan las correlaciones que permiten obtener valores aproximados del índice de compresión a partir del límite líquido, el índice de plasticidad, el contenido de agua, relación de vacíos y límite de contracción lineal, determinadas a partir de un proceso estadístico, basado en análisis de regresión lineal. Asimismo, se hace un análisis de resultados obtenidos al aplicar las distintas correlaciones empíricas obtenidas en este trabajo comparados con los valores que se obtienen en laboratorio.

4.1 INFORMACIÓN DISPONIBLE.

Para obtener las correlaciones del índice de compresión de las arcillas del Valle de México, se recopilaron un total de 101 pruebas de compresión de diferentes sitios de la zona en estudio, adicionalmente se consideraron las pruebas realizadas, descritas en el capítulo anterior, con lo cual se acumularon un total de 129 registros de compresión, con sus respectivos valores de propiedades índice, mientras que para el análisis de índice de expansión se cuenta con una base de datos constituida por las 28 pruebas realizadas en este estudio y 9 pruebas realizadas en estudios anteriores.

La figura 4.1 muestra la distribución de los suelos recopilados en la carta de plasticidad, los cuales han sido clasificados en base al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), donde se observa que se trata de una combinación de arcillas y limos, ambos con un índice de alta plasticidad.

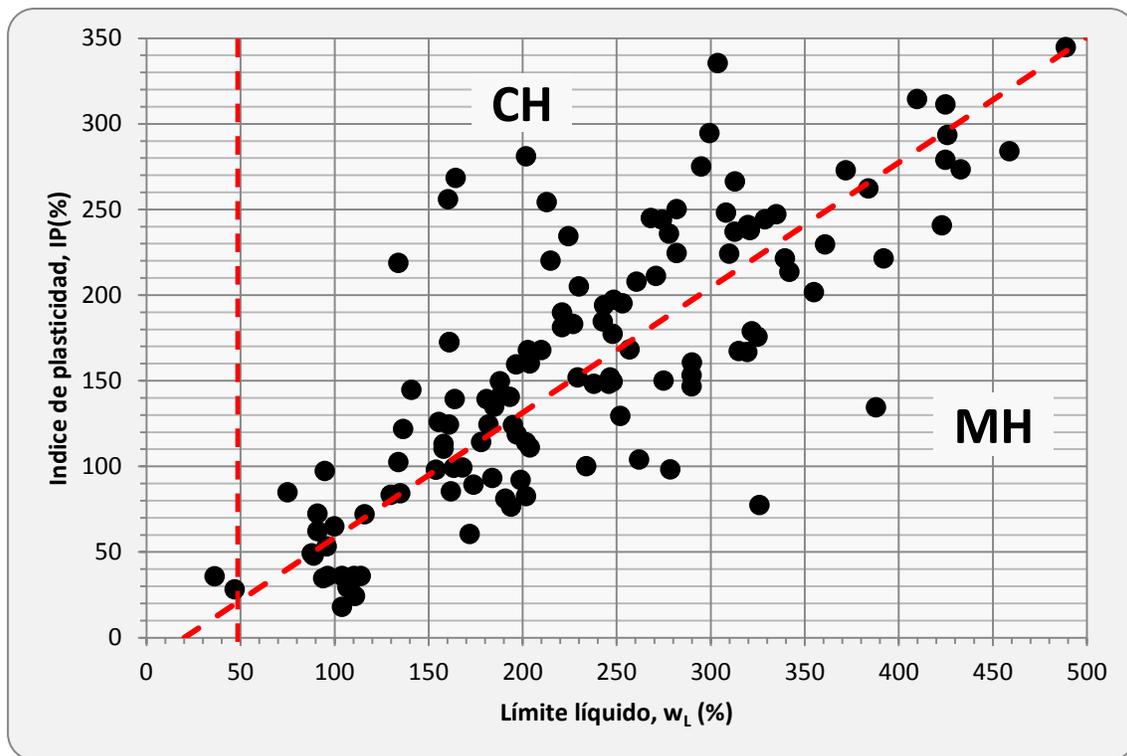


Figura 4. 1 Ubicación de suelos analizados en la carta de plasticidad.

Debido a que cualquier propiedad índice de los suelos es fácil y rápida de obtener, éstas pueden utilizarse como variables para determinar correlaciones con el índice de compresión por lo

que se deben elegir las más adecuadas, es decir, aquellas que tengan alguna relación física con la variable dependiente, así como también considerar la cantidad y la calidad de los datos disponibles.

Para el presente trabajo se escogieron las siguientes propiedades:

1. **Límite líquido:** por ser una propiedad que depende del tipo de suelo, el tamaño y superficie de sus partículas, lo cual involucra las propiedades de la fase sólida del suelo que determina la capacidad de retención de agua intersticial en su estructura.
2. **Índice de plasticidad:** indica la magnitud del intervalo de agua en el cual el suelo posee consistencia plástica. La plasticidad de un suelo, depende del contenido de partículas finas de forma laminar; ya que estas ejercen una influencia importante en la compresión del suelo, mientras que el pequeño tamaño propio de esas partículas, hace que la permeabilidad sea muy baja.
3. **Contenido de agua:** se seleccionó por la cantidad de valores disponibles y la confiabilidad de su obtención.
4. **Relación de vacíos:** históricamente se ha dado énfasis a la dependencia del índice de compresión con la relación de vacíos, esto debido a que el índice de compresión se deriva de la curva de compresión, y representa la reducción de vacíos debido a la expulsión de agua o aire debido al incremento de esfuerzos sobre el suelo.
5. **Límite de contracción lineal:** la elección del límite de contracción lineal fue incluido en el estudio por ser una prueba relativamente simple de realizar, además de ser una propiedad que no ha sido utilizada en estudios anteriores enfocados a las arcillas del Valle de México.

En la tabla 4.1 se presentan las propiedades índice y las características de compresión de los sondeos geotécnicos recopilados. Con la finalidad de comparar los resultados y mejorar las correlaciones determinadas en estudios anteriores, se analizará la variabilidad que tiene los resultados de acuerdo al tamaño de la muestra, para ello se obtendrán una serie de correlaciones considerando todos los datos recopilados.

4. CORRELACIONES PARA OBTENER C_c EN FUNCIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE.

Tabla 4. 7 Base de datos para el establecimiento de las correlaciones del Valle de México.

Origen	Profundidad [m]	w_L [%]	w_p [%]	PI [%]	G_s	w_o [%]	e	C_c
Acevedo (2013)	-----	83.00	47.21	35.79	2.48	96.46	2.69	0.78
	-----	83.00	47.21	35.79	2.48	114.00	3.09	1.73
	-----	83.00	47.21	35.79	2.48	110.47	2.94	1.44
	-----	83.00	47.21	35.79	2.48	104.00	2.81	1.14
	19.60 - 19.80	199.80	55.28	144.52	2.78	140.99	4.22	1.94
	13.00 - 13.90	130.50	58.65	71.85	2.35	116.10	2.84	2.06
	2.80 - 2.95	174.00	75.81	98.20	2.56	278.63	7.55	3.63
	19.00 - 19.90	282.50	63.89	218.61	2.81	134.06	4.56	2.18
	11.00 - 11.20	187.70	47.21	140.49	2.61	193.27	5.26	3.27
	7.70 - 7.90	402.00	87.69	314.31	2.82	409.90	12.18	8.35
	7.50 - 7.70	417.50	82.26	335.24	2.75	303.82	8.38	5.52
	10.80 - 11.0	152.00	53.05	98.95	2.62	163.52	4.56	2.90
	4.40 - 4.60	316.45	68.41	248.04	3.14	308.24	9.89	6.27
	14.00 - 14.90	281.90	84.80	197.10	2.76	248.43	7.31	5.79
	6.50 - 7.40	231.00	137.84	93.16	2.36	183.96	4.48	3.57
	22.60 - 22.80	453.00	184.69	268.31	2.50	164.50	9.27	9.14
	4.50 - 5.10	307.00	140.39	166.61	2.60	319.58	8.36	5.70
	11.70 - 11.90	430.00	135.50	294.50	2.37	299.50	7.49	5.09
	28.40 - 28.60	340.00	105.64	234.36	2.80	224.38	6.65	6.66
	11.60 - 11.80	350.05	105.24	244.81	2.69	268.27	7.39	6.47
	9.40 - 9.60	152.80	67.99	84.81	2.46	75.04	1.85	0.71
	16.00 - 16.20	280.50	86.49	194.02	2.96	243.49	7.45	5.97
	15.80 - 16.00	260.50	52.70	207.80	2.88	260.70	7.95	4.90
11.20 - 11.40	296.00	55.20	240.80	2.85	320.00	9.20	5.62	
-----	284.44	47.60	236.84	2.34	312.86	7.42	5.16	
-----	275.00	79.90	195.10	2.35	253.25	6.14	3.23	
-----	66.69	37.43	29.26	2.71	107.07	3.10	1.21	
-----	66.69	37.43	29.26	2.71	107.07	3.04	1.14	
Ayala (2011)	19.10	276.20	103.77	172.43	2.58	161.09	3.28	1.51
	19.10	276.20	103.77	172.43	2.58	161.09	4.59	4.11
	16.00	191.47	77.40	113.98	2.47	201.92	5.16	3.25
	34.40	235.68	76.27	159.41	2.63	196.72	5.17	6.84
	-----	69.03	34.37	35.66	2.72	36.36	0.99	0.14
	3.40	370.31	114.41	255.90	2.63	160.52	4.72	9.96
	51.60	182.82	85.60	97.22	2.43	94.88	2.57	1.19
	6.20	313.71	92.41	221.30	2.89	339.56	8.04	6.91
8.00	266.97	106.46	160.51	3.06	290.07	8.77	6.01	
Vázquez (2009)	6.00	169.62	47.92	121.70	2.34	136.49	4.06	3.28
	9.00	183.35	57.64	125.71	2.44	155.61	4.19	2.31
Hidalgo (2006)	47.20	255.80	71.40	184.40	2.53	242.70	3.13	5.52
	47.20	255.80	71.40	184.40	2.53	223.30	5.65	4.68
	34.40	244.10	92.30	151.80	2.73	246.60	7.54	4.91
	34.40	244.10	92.30	151.80	2.73	229.40	6.55	4.43
	22.35	385.00	141.00	244.00	2.58	274.20	7.26	5.62
Carreón (2006)	1.84	364.00	211.00	153.00	2.13	290.00	5.90	0.78

4. CORRELACIONES PARA OBTENER C_c EN FUNCIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE.

Tabla 4. 1 Base de datos para el establecimiento de las correlaciones del Valle de México (continuación).

Origen	Profundidad [m]	w_L [%]	w_p [%]	PI [%]	G_s	w_o [%]	e	C_c
Carreón (2006)	2.44	141.00	92.00	49.00	2.09	88.00	4.20	2.14
	3.75	164.00	102.00	62.00	1.53	91.00	1.58	0.39
	7.39	260.00	162.00	98.00	1.75	154.00	2.15	0.41
	9.20	151.00	59.00	92.00	2.06	199.00	2.35	1.30
	11.90	215.00	91.00	124.00	2.25	195.00	3.70	1.99
	1.70	200.00	100.00	100.00	2.16	234.00	4.50	2.42
	14.80	215.00	104.00	111.00	2.06	204.00	4.40	1.64
Ovando (2006)	3.80	131.40	55.12	76.28	2.33	194.00	4.52	2.93
	2.00	386.80	113.51	273.29	2.57	433.00	11.20	6.70
	3.60	277.20	52.85	224.35	2.95	282.00	8.35	5.80
	5.80	347.00	92.85	254.15	2.57	213.00	5.44	3.45
	8.40	182.80	69.82	112.98	2.60	158.00	4.13	2.60
	22.00	152.00	62.79	89.21	2.60	174.00	4.20	1.99
	37.40	149.60	50.40	99.20	2.47	168.00	4.16	1.36
	33.20	247.00	63.98	183.02	2.66	227.00	6.04	5.54
	40.80	172.00	87.27	84.13	2.76	135.00	3.93	2.73
	27.40	214.00	95.55	118.45	2.52	197.00	4.98	4.30
	24.00	202.00	59.62	142.38	2.31	189.00	4.39	2.30
	9.80	192.00	62.74	129.26	2.50	252.00	6.26	4.13
	6.60	402.00	121.14	280.86	2.67	202.00	5.95	5.40
	3.60	327.00	86.32	240.68	2.50	423.00	10.69	9.63
	22.20	262.00	42.05	219.95	2.87	215.00	6.16	4.93
	18.20	280.20	5.13	224.07	2.86	310.00	8.85	6.81
	14.20	198.00	48.65	149.35	2.84	248.00	7.03	4.49
	11.20	235.00	59.51	175.49	2.85	325.00	9.28	4.81
	45.40	146.01	85.53	60.48	2.62	172.00	4.48	2.90
	22.60	241.00	93.86	148.14	2.81	238.00	6.67	5.44
	8.40	311.00	63.97	247.03	2.82	335.00	9.41	6.56
	2.60	151.00	40.79	110.21	2.83	158.00	4.46	2.21
	39.20	206.00	38.32	167.68	2.74	203.00	5.53	5.05
	33.70	248.80	47.28	201.52	2.73	355.00	9.67	8.73
	3.35	318.00	82.26	235.74	2.87	278.00	8.17	4.50
	21.10	234.50	67.23	167.27	2.78	315.00	8.76	6.67
	12.30	213.50	45.45	168.05	2.81	257.00	7.22	2.49
	6.30	118.00	45.68	72.32	2.66	91.00	2.50	1.05
	11.60	342.00	58.04	283.96	2.88	459.00	13.22	10.14
	4.60	217.00	70.49	146.51	2.96	290.00	8.54	4.83
	34.20	325.00	49.99	275.01	2.98	295.00	8.76	8.61
	28.20	297.80	84.37	213.43	3.04	342.00	10.34	9.36
	44.50	203.00	55.00	148.00	3.03	246.00	7.45	5.37
	22.00	143.20	65.91	77.29	2.92	326.00	9.47	6.53
33.40	374.00	95.06	278.94	2.53	425.00	10.77	7.02	
26.40	468.00	123.32	344.68	2.89	489.00	14.10	10.05	
18.80	346.90	84.73	262.17	2.46	384.00	9.42	8.19	
13.00	396.37	103.00	293.37	2.57	426.00	10.99	6.76	
9.00	363.00	90.35	272.65	2.46	372.00	9.26	5.79	
4.40	397.00	175.64	221.36	2.60	392.00	10.23	7.24	
46.60	198.00	58.79	139.21	2.93	164.00	4.95	4.19	

4. CORRELACIONES PARA OBTENER C_c EN FUNCIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE.

Tabla 4. 1 Base de datos para el establecimiento de las correlaciones del Valle de México (continuación).

Origen	Profundidad [m]	w_L [%]	w_p [%]	PI [%]	G_s	w_o [%]	e	C_c
Ovando (2006)	33.60	278.00	67.04	210.96	2.51	271.00	6.80	6.59
	18.60	198.00	58.79	139.21	2.69	181.00	4.89	2.62
	10.60	250.00	72.77	177.23	2.56	248.00	6.37	4.10
	4.60	156.00	53.68	102.32	2.58	134.00	3.48	1.36
	13.50	60.40	32.32	28.08	2.50	47.00	1.24	0.16
	2.60	74.05	39.48	34.57	2.50	94.00	2.43	1.34
	8.80	146.00	63.57	82.43	2.93	202.00	6.28	3.69
	17.50	205.00	80.65	124.35	2.99	182.00	5.66	1.59
	12.90	81.40	63.57	17.83	2.62	104.00	2.96	1.32
	3.20	162.00	58.22	103.78	2.63	262.00	7.19	6.08
	16.02	279.00	74.01	204.99	2.65	230.00	6.10	3.92
	8.20	142.50	59.17	83.33	2.81	130.00	4.21	2.17
	22.15	81.20	33.41	47.79	2.59	89.00	2.37	1.02
	17.70	240.30	50.52	189.78	2.64	221.00	5.94	4.03
	8.70	178.00	63.97	114.03	2.52	178.00	4.96	2.39
	4.60	140.80	55.42	85.38	2.46	162.00	4.25	1.97
	10.60	233.50	52.27	181.23	2.49	221.00	5.50	4.16
	14.00	212.25	44.47	167.78	2.31	210.00	4.84	2.76
	18.20	187.50	38.85	149.65	2.51	188.00	4.73	3.36
	25.17	140.40	75.46	64.94	2.42	100.00	2.61	0.69
	19.70	170.20	45.83	124.37	2.67	161.00	4.30	3.33
	8.20	295.00	44.93	250.07	2.46	282.00	6.99	6.81
	20.20	188.00	53.32	134.68	2.60	185.00	5.04	3.65
	12.30	220.00	70.04	149.96	2.70	275.00	7.51	5.44
	7.20	206.00	71.58	134.42	2.81	388.00	11.15	6.72
	3.38	94.00	40.91	53.09	2.72	96.00	2.60	0.93
	24.90	121.60	40.52	81.08	2.32	191.00	4.42	3.80
	16.40	255.00	76.18	178.82	2.44	322.00	8.16	7.32
	13.00	78.20	54.07	24.13	2.48	111.00	2.86	1.42
	7.40	292.00	62.57	229.43	2.36	361.00	2.56	6.16
	3.60	310.00	72.28	237.72	2.37	321.00	7.65	4.82
	20.10	218.00	58.00	160.00	2.72	204.00	5.58	4.20
14.40	92.00	58.00	34.00	2.66	110.00	3.03	1.31	
6.20	346.00	79.81	266.19	2.70	313.00	8.56	5.28	
3.20	330.00	85.97	244.03	2.68	329.00	9.18	4.69	
3.00	390.00	78.78	311.22	2.98	425.00	12.68	6.17	

4.2 TRATAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.

Los datos recopilados de las propiedades por correlacionar con el índice de compresión se graficaron en una dispersión general las cuales mostraron tener una relación lineal con el índice de compresión.

4. CORRELACIONES PARA OBTENER C_c EN FUNCIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE.

Con ayuda de las gráficas que se generaron se pudieron descartar datos que tenían una variación muy evidente con respecto al que mostraban la mayoría de los valores presentados en la base de datos, dichos valores no fueron tomados en cuenta en las correlaciones finalmente obtenidas.

Con los valores recopilados de todas las propiedades por correlacionar con el índice de compresión se llevó un análisis de regresión lineal para obtener modelos matemáticos que se ajustaran a la tendencia lineal observada, dicho análisis se desarrolló con ayuda de los programas Excel y Statgraphics.

A continuación se presenta un resumen estadístico de las variables analizadas (Tabla 4.2). Dicha tabla incluye el tamaño de la muestra, los valores mínimos y máximos, la media, la varianza, la desviación estándar, el coeficiente de variación y de correlación y el error típico de la estimación. En este análisis se omitió por las razones antes mencionadas, en el análisis del límite líquido los valores de las pruebas 45 y 48, para el contenido de agua las muestras 16, 32, 34 y 45 y en la relación de vacíos las pruebas 32, 34, 37, 43, 45, 123, 129.

Tabla 4. 2 Resumen estadístico de los parámetros utilizados para las correlaciones entre el índice de compresión y propiedades índices de arcillas del Valle de México.

Parámetros	w_L [%]	C_c	PI [%]	C_c	w_0 [%]	C_c	e	C_c	w_c [%]	C_c
Población	127		129		125		122		25	
Valor mínimo	60.40	0.14	17.83	0.14	36.36	0.14	0.99	0.14	3.08	0.71
Valor máximo	468.00	10.14	344.68	10.14	489.00	10.14	14.10	10.14	41.27	9.14
Media	231.07	4.24	158.19	4.19	228.32	4.11	6.07	4.09	24.69	3.78
Varianza	8992.78	5.82	6246.77	5.93	9464.86	5.51	7.41	5.73	115.35	4.76
Desviación estándar	94.83	2.41	79.04	2.44	97.29	2.35	2.72	2.39	10.74	2.18
Coficiente de variación [%]	41.04	56.84	49.96	58.17	42.61	57.12	44.85	58.57	43.49	57.72
Coficiente de correlación	0.78		0.79		0.90		0.92		0.83	
R^2 [%]	61.27		61.81		80.24		84.71		68.85	
R^2 - ajustado [%]	60.96		61.50		80.07		84.58		67.49	
Error típico de estimación	1.51		1.52		1.05		0.94		1.27	

Adicionalmente al estudio del índice de compresión se analizó la relación que existe de las propiedades índice con el índice de expansión, para ello se contó con la información de los

4. CORRELACIONES PARA OBTENER C_c EN FUNCIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE.

ensayos realizados en este estudio más las desarrolladas por Ayala (2012), teniendo un total de 36 datos por analizar, en la tabla 4.3 se presenta un resumen estadístico de los datos utilizados.

Tabla 4. 3 Resumen estadístico de los parámetros utilizados para las correlaciones entre el índice de expansión y propiedades índices de arcillas del Valle de México.

Parámetros	w_L [%]	C_r	PI [%]	C_r	w_o [%]	C_r	w_c [%]	C_r	e	C_r
Población	36		36		36		26		36	
Valor mínimo	66.69	0.1	29.26	0.1	77.19	0.1	3.08	0.1	1.85	0.1
Valor máximo	453	0.34	335.24	0.34	409.9	0.34	41.27	0.34	12.18	0.34
Media	239.35	0.15	159.99	0.13	202.97	0.15	25.06	0.18	5.73	0.15
Varianza	12195	0.01	7875.6	0.01	8215.9	0.01	114.31	0.01	7.04	0.01
Desviación estándar	110.43	0.11	88.74	0.12	90.64	0.11	10.69	0.12	2.65	0.11
Coefficiente de variación [%]	46.14	71.22	55.47	91.7	44.66	71.22	42.66	66.23	46.32	71.22
Coefficiente de correlación	0.7		0.72		0.83		0.72		0.81	
R^2 [%]	48.87		52.47		68.78		52.13		66.07	
R^2 - ajustado [%]	47.26		50.93		67.55		48.79		65.02	
Error típico de estimación	0.08		0.08		0.06		0.08		0.07	

4.3 CORRELACIONES EXPERIMENTALES PARA DETERMINAR EL C_c EN ARCILLAS DEL VALLE DE MÉXICO.

Correlación entre C_c y w_L

En el análisis preliminar de información que se realizó, se observó en algunos casos una ausencia de correlación con el índice de compresión por lo cual se decidió no considerarlos para generar el modelo que se ajustara al comportamiento que presenta el C_c en función del límite líquido, en el resto de datos se observó una mejor correlación, obteniendo un coeficiente de correlación de 0.78, lo cual nos indica una relación moderadamente fuerte entre las variables.

En la figura 4.2 se muestra la correlación positiva que existe entre el límite líquido y el índice de compresión, así como el intervalo de predicción externo para nuevas observaciones al 95% de confianza y teniendo como resultado un modelo lineal de la forma:

$$C_c = 0.0199w_L - 0.3573$$

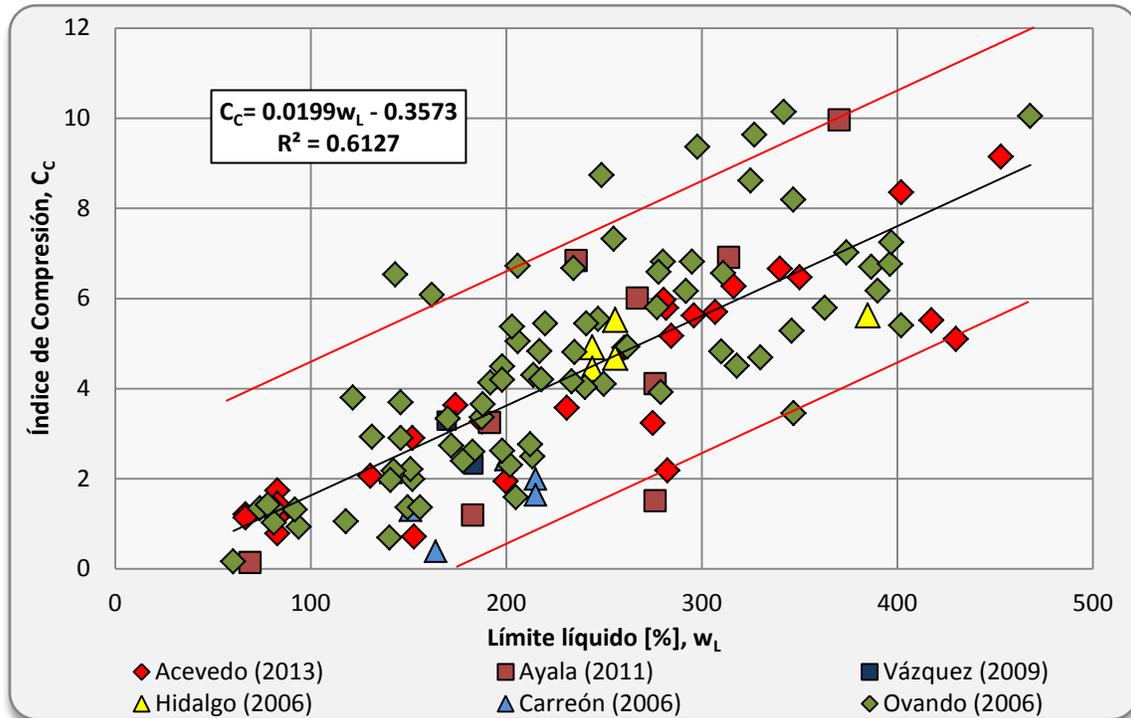


Figura 4. 2 Correlación entre el límite líquido y el índice de compresión para arcillas del Valle de México.

Correlación entre C_c e IP

El análisis de la correlación entre el índice plástico y el índice de compresión y su intervalo de predicción externo se muestra en la figura 4.3, mostrando una correlación positiva entre estas variables.

El rango de valores de índice plástico se encuentra entre 17.83 y 344.68%, debido a que en este caso no se observaron valores que tuvieran poca relación con el C_c , todos los datos con los que se contaban fueron utilizados, teniendo como resultado un coeficiente de correlación de 0.79, muy similar al obtenido en la correlación del límite líquido.

El modelo obtenido para obtener una aproximación del C_c mediante el uso del índice plástico es el siguiente:

$$C_c = 0.0242IP + 0.3546$$

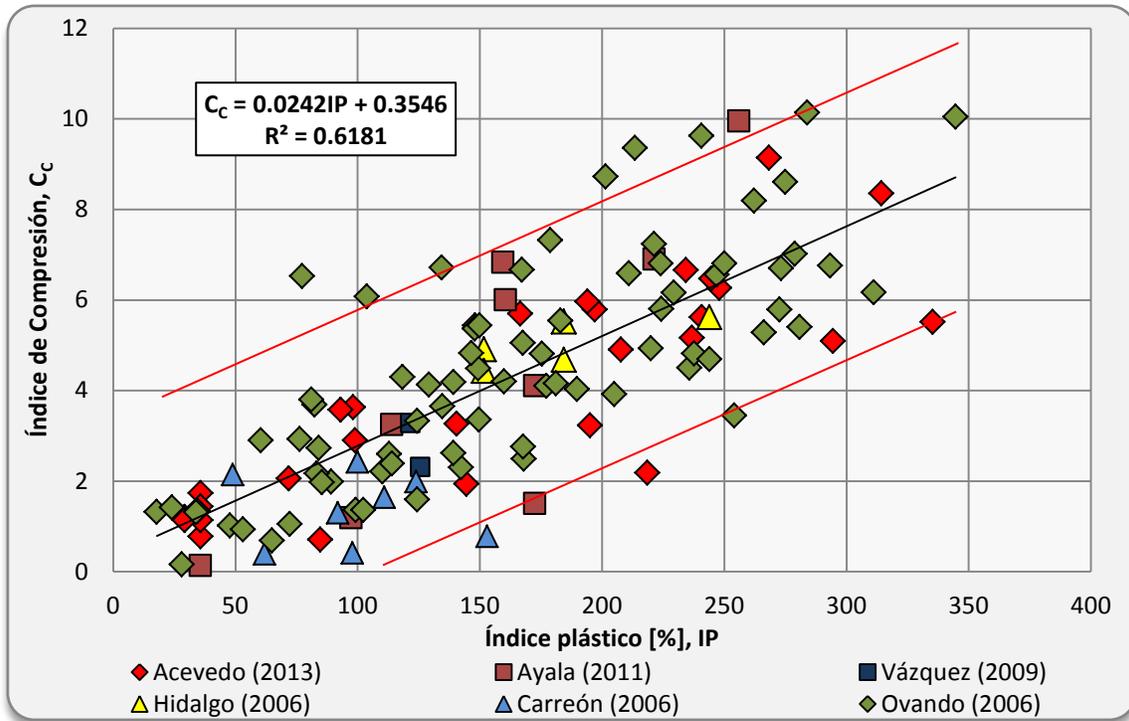


Figura 4. 3 Correlación entre el índice plástico y el índice de compresión para arcillas del Valle de México.

Correlación entre C_c y w_c

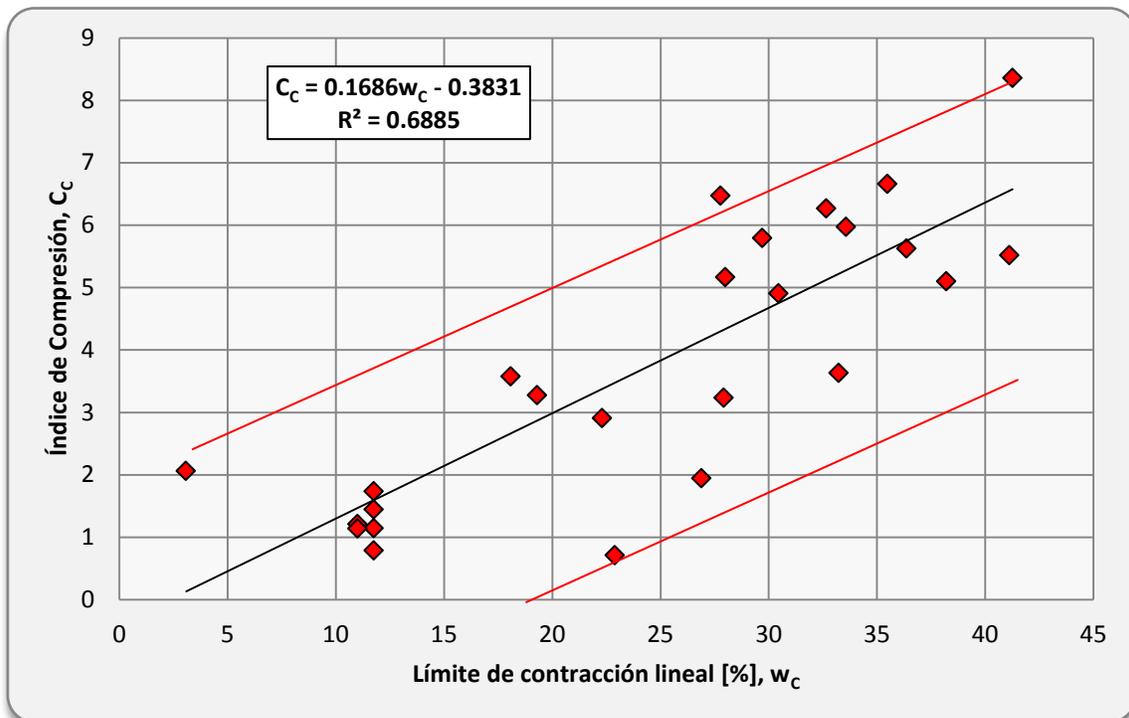


Figura 4. 4 Correlación entre el límite de contracción lineal y el índice de compresión para arcillas del Valle de México.

La relación entre el índice de compresión y el límite de contracción lineal no había sido objeto de estudio en el caso de las arcillas del Valle de México y prácticamente nulo en estudios para otras regiones, debido a esto en este trabajo se decidió considerar esta nueva variable, pues al igual que las antes ya estudiadas puede ser obtenida de una manera fácil y en poco tiempo.

El análisis de esta correlación se hizo con un número de muestras pequeño, pues sólo se contaba con la información de los ensayos descritos en el capítulo anterior. Los resultados obtenidos arrojaron un coeficiente de correlación de 0.83 demostrando que la correlación que existe entre ambas variables permite una predicción confiable del índice de compresión. En la figura 4.4 muestra la correlación positiva entre estas variables.

$$C_c = 0.1686w_c - 0.3831$$

Correlación entre C_c y w_o

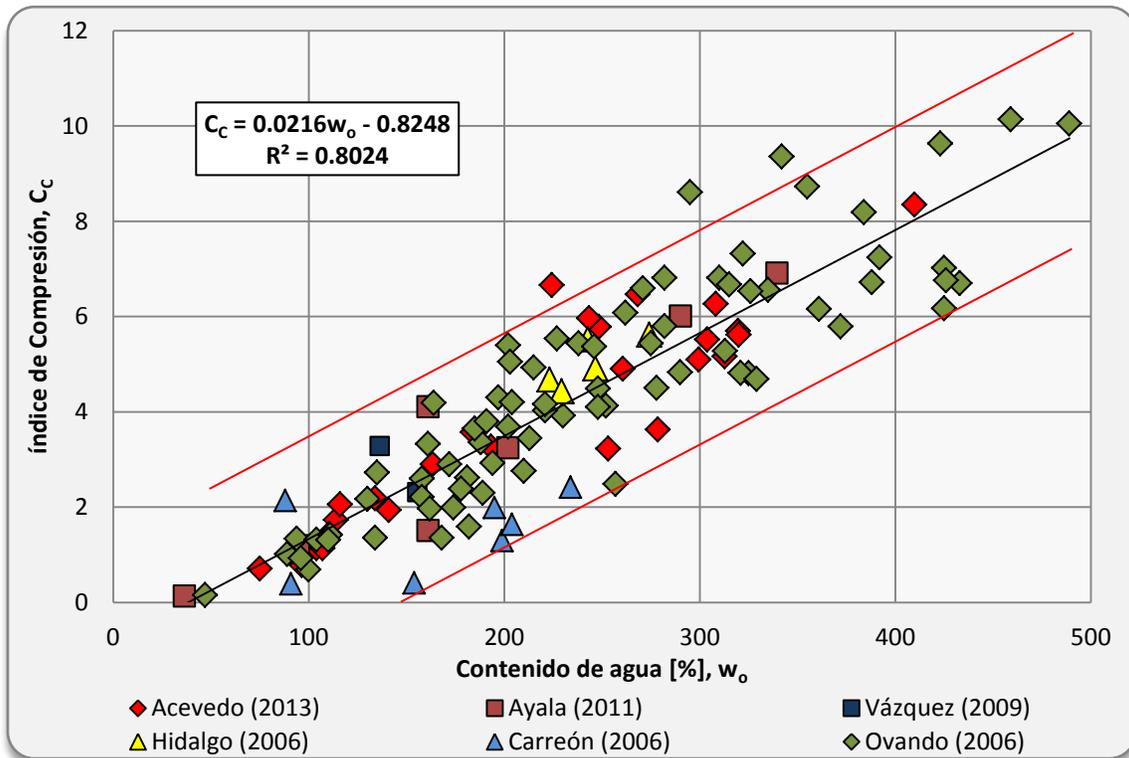


Figura 4. 5 Correlación entre el contenido de agua y el índice de compresión para arcillas del Valle de México.

El contenido de agua del suelo en el Valle de México es generalmente alto, para las muestras ensayadas se tuvo un rango de 36.36 a 489%, con una media de 228.32%. El análisis preliminar de

dispersión en la relación C_c y w_o mostraron tener una fuerte influencia entre las variables, los valores que mostraron poca relación fueron descartados para finalmente contar con un total de 125 registros.

En la figura 4.5 se muestra la correlación positiva que existe entre el contenido de agua y el índice de compresión, así como el intervalo de predicción externo para nuevas observaciones teniendo como resultado un modelo lineal de la forma:

$$C_c = 0.0216w_o - 0.8248$$

El coeficiente de correlación entre los valores del contenido de agua e índice de compresión es de 0.90, indicando una relación moderadamente fuerte entre las variables, pudiendo decir que el contenido de agua del suelo, provee una buena identificación de la magnitud del índice de compresión.

Correlación entre C_c y e

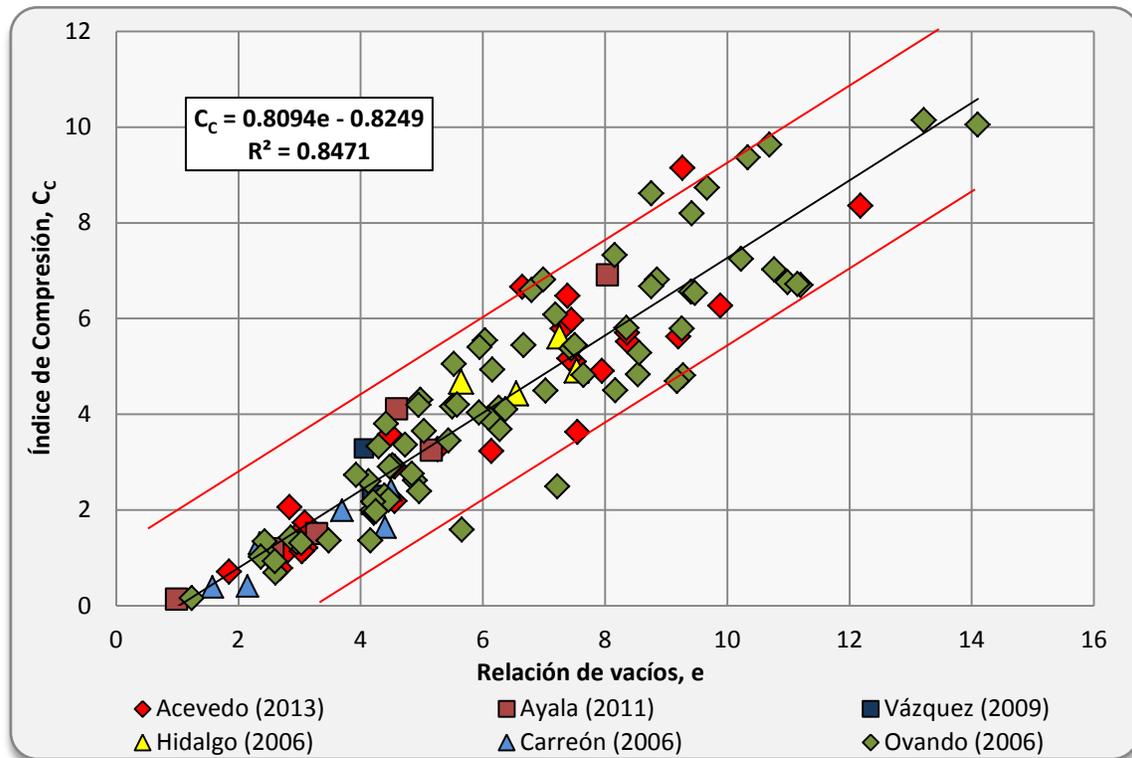


Figura 4. 6 Correlación entre la relación de vacíos y el índice de compresión para arcillas del Valle de México.

Debido a la relación que existe entre el contenido de agua y la relación de vacíos, se esperaba que el modelo ajustado obtenido con esta propiedad tuviera una correlación alta entre las variables.

La figura 4.6 muestra la correlación que existe entre la relación de vacíos y el índice de compresión con un coeficiente de correlación obtenido entre el C_c y e fue de 0.92, el más alto de las correlaciones estudiadas. La relación de vacíos presenta valores mínimos de 0.99 y máximos hasta de 14.10, estos últimos valores son representativos de la arcilla del Valle de México. La ecuación obtenida para esta relación se presenta a continuación.

$$C_c = 0.8094e - 0.8249$$

Adicionalmente al estudio del índice de compresión, con la finalidad de complementar la información presentada en este capítulo, se llevó a cabo el análisis de las correlaciones entre el índice de expansión y las propiedades índice, dichas correlaciones se pueden observar en las figuras 4.7 a 4.11, mostrando que el índice de expansión guarda una mayor correlación con el contenido de agua y la relación de vacíos.

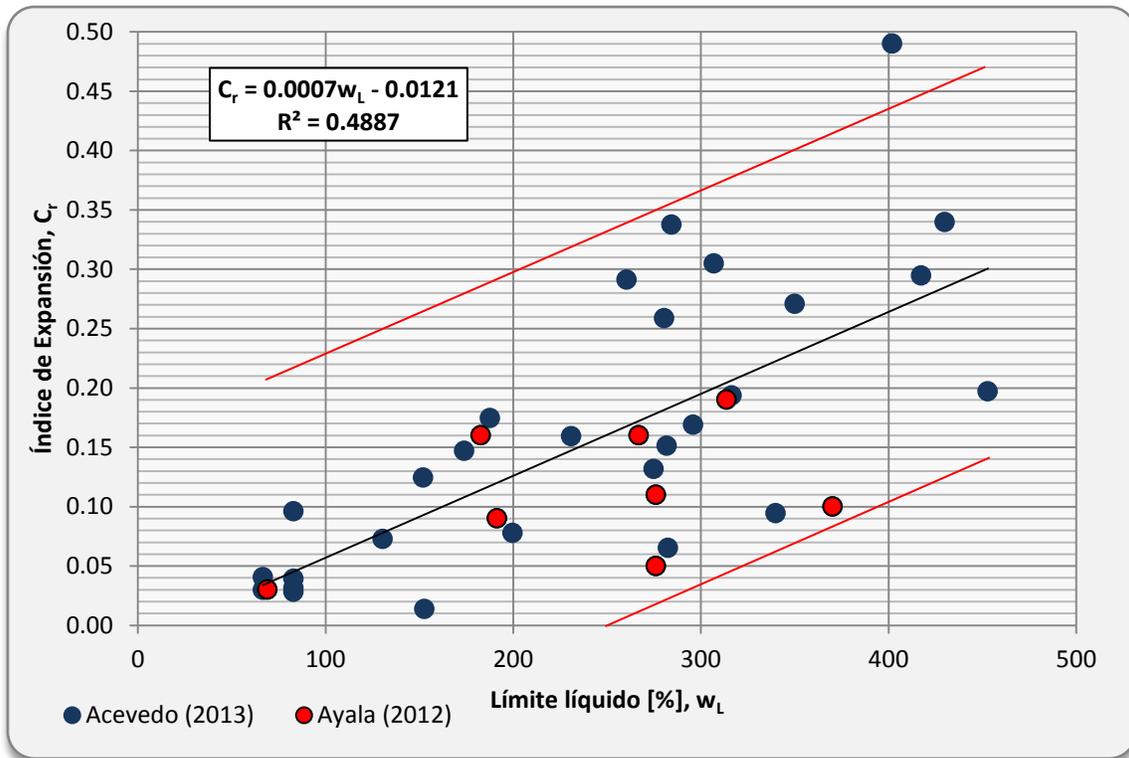


Figura 4. 7 Correlación entre el límite líquido y el índice de expansión para arcillas del Valle de México.

4. CORRELACIONES PARA OBTENER C_c EN FUNCIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE.

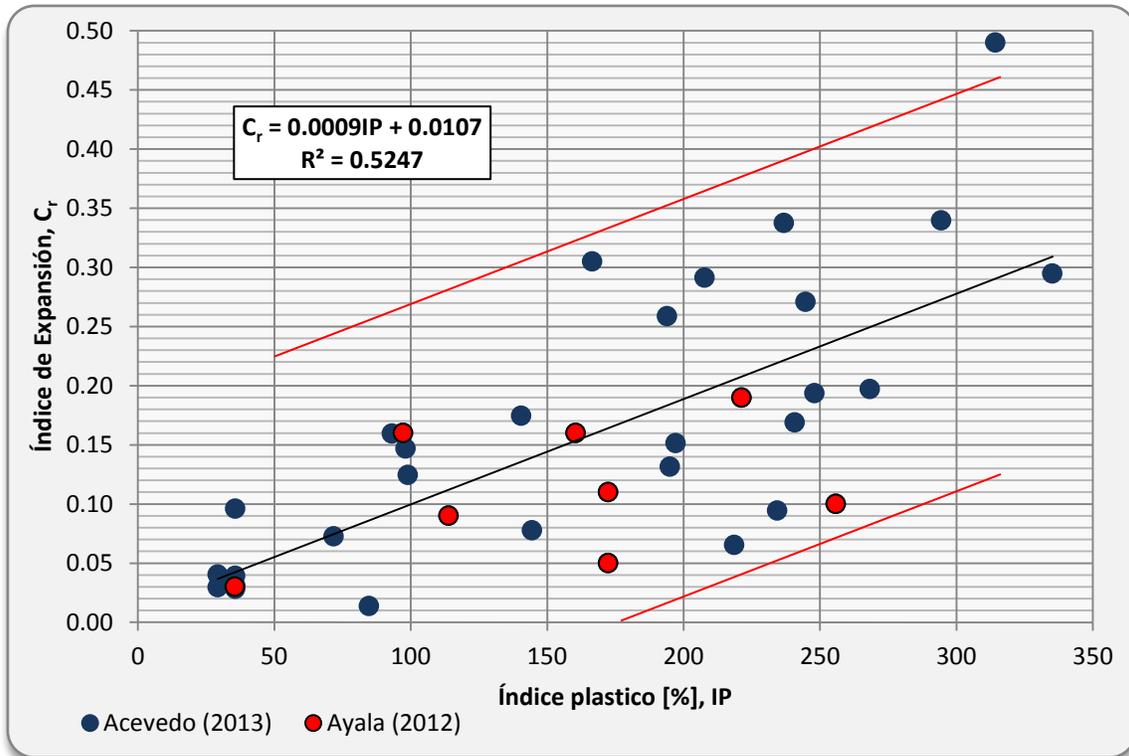


Figura 4. 8 Correlación entre el índice plástico y el índice de expansión para arcillas del Valle de México.

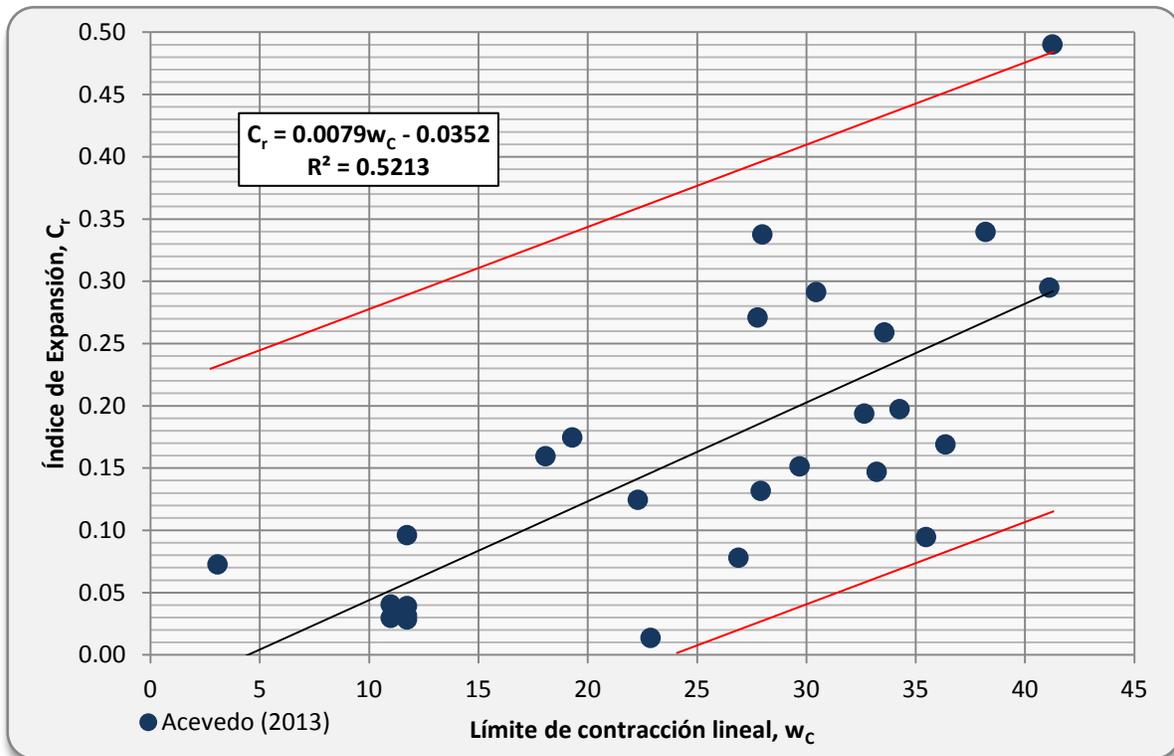


Figura 4. 9 Correlación entre el límite de contracción lineal y el índice de expansión para arcillas del Valle de México.

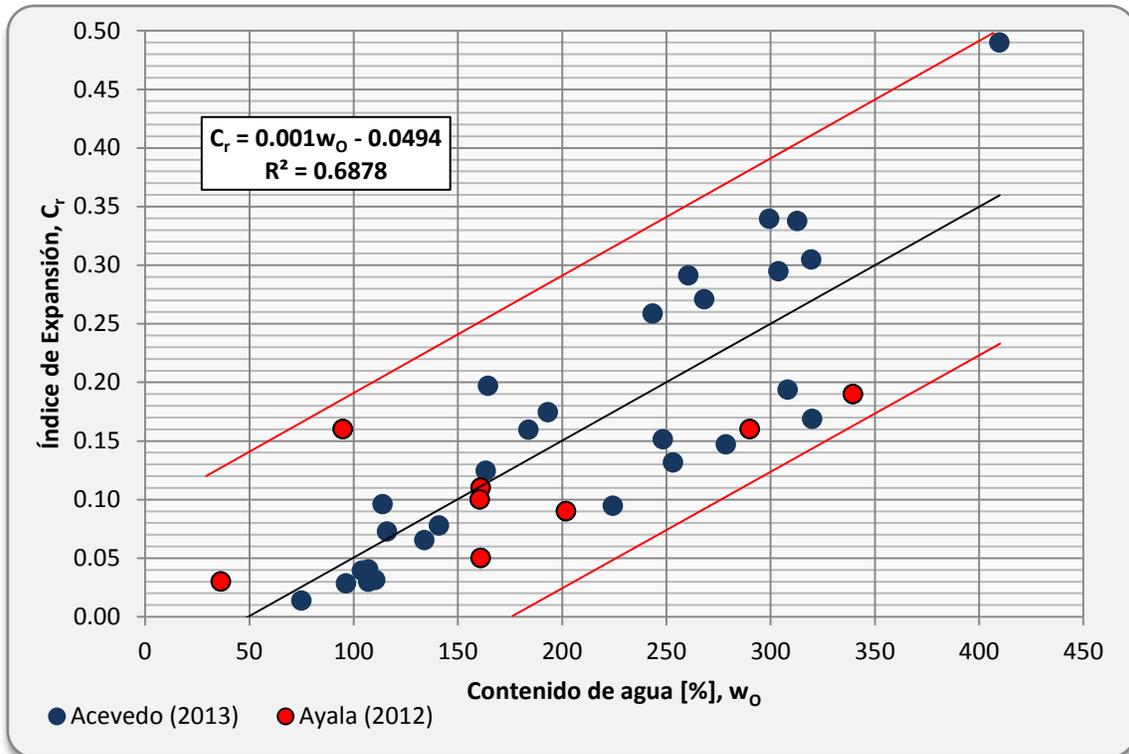


Figura 4. 10 Correlación entre el contenido de agua y el índice de expansión para arcillas del Valle de México.

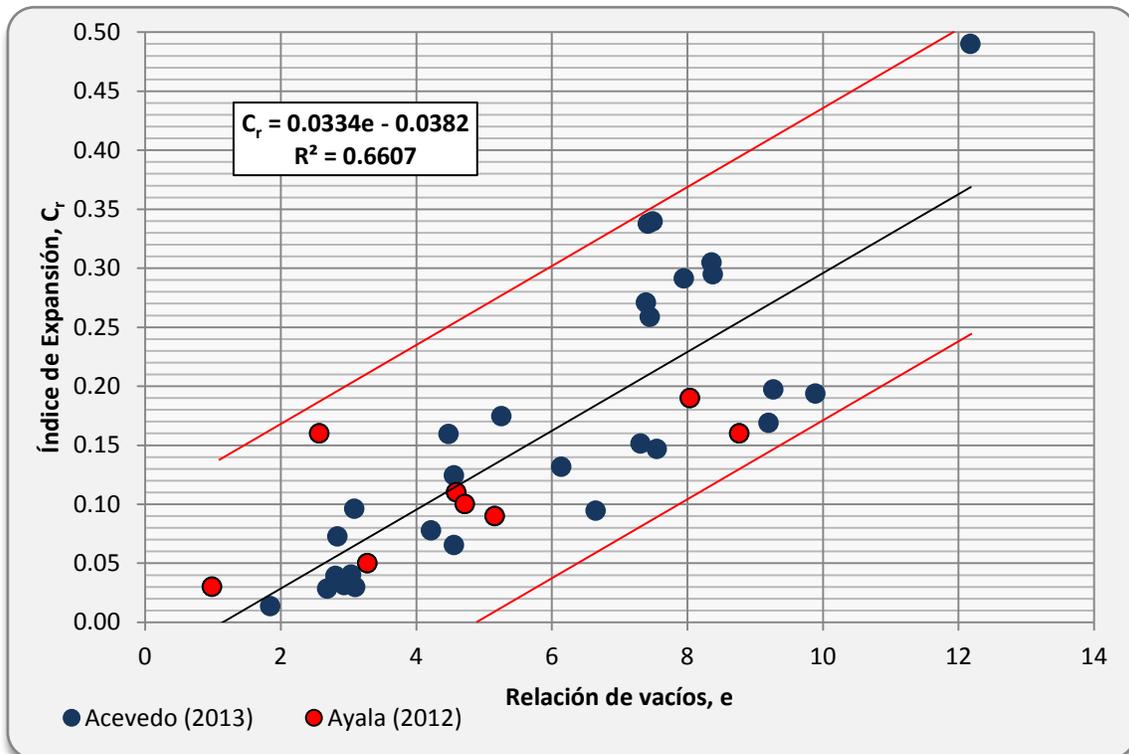


Figura 4. 11 Correlación entre el relación de vacíos y el índice de expansión para arcillas del Valle de México.

4.4 COMPARACIÓN DE CORRELACIONES ESTABLECIDAS POR OTROS AUTORES.

La particularidad de las características de los suelos del Valle de México hace necesario hacer estudios enfocados únicamente a este tipo de suelo, pues de lo contrario, al usar correlaciones establecidas por estudios en suelos ajenos a la zona, se pueden tener errores significativos al tratar de predecir el comportamiento del suelo.

En este apartado se presentan las comparaciones entre las correlaciones para las arcillas del Valle de México obtenidas en este trabajo, y las establecidas por otros autores mencionados en el capítulo 1.

La principal diferencia de las correlaciones determinadas por otros autores es que el rango de valores de las variables utilizadas está fuera del que presentan las arcillas del Valle, lo cual exige que para ser utilizadas en estos suelos es necesario hacer una extrapolación, lo cual en la mayoría de los casos no arroja resultados confiables.

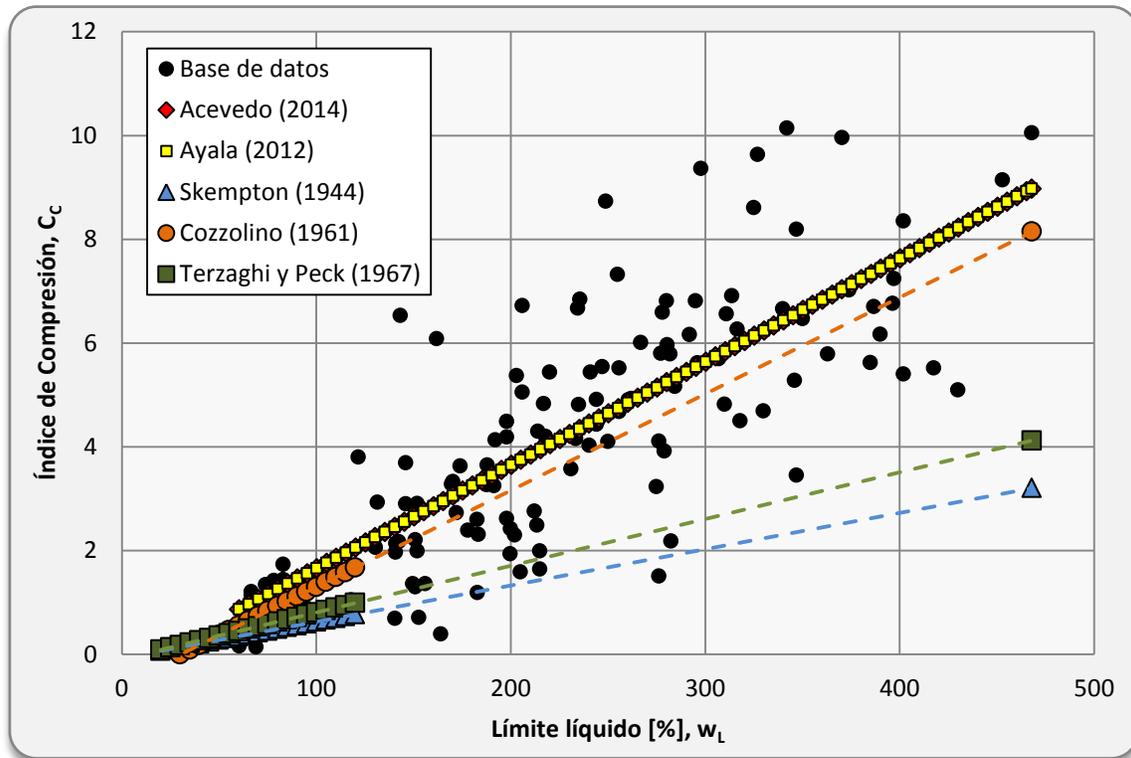


Figura 4. 12 Comparación entre las correlaciones experimentales obtenidas para límite líquido y las establecidas por otros autores.

En la figura 4.12 se presenta una comparación de las correlaciones entre el índice de compresión y el límite líquido, en donde se observa el comportamiento que tienen algunas de las correlaciones mencionadas en este trabajo. Acorde a las observaciones es notorio que otras correlaciones guardan muy poca relación con el comportamiento de las arcillas del Valle. A pesar de que la literatura ha resaltado a autores como Terzagui y Peck (1967), Lambe y Whitman (1969), Carrier y Beckman (1984) y Bazaraa et, al. (1986), el autor que presenta una mayor relación, con la correlación propuesta en este trabajo, es Cozzolino (1961), mientras que la determinada por Terzaghi y Peck (1967) está muy por debajo de los valores que presentan las arcillas del valle, aun así es una de las más utilizadas para obtener el índice de compresión.

La correlación entre el contenido de agua y el índice de compresión, se presenta en la figura 4.13. Las ecuaciones de Azzouz (1976), Rendon-Herrero (1983) y Moran (1958), expresan valores subestimados de hasta el 50%, con respecto a la correlación de este estudio.

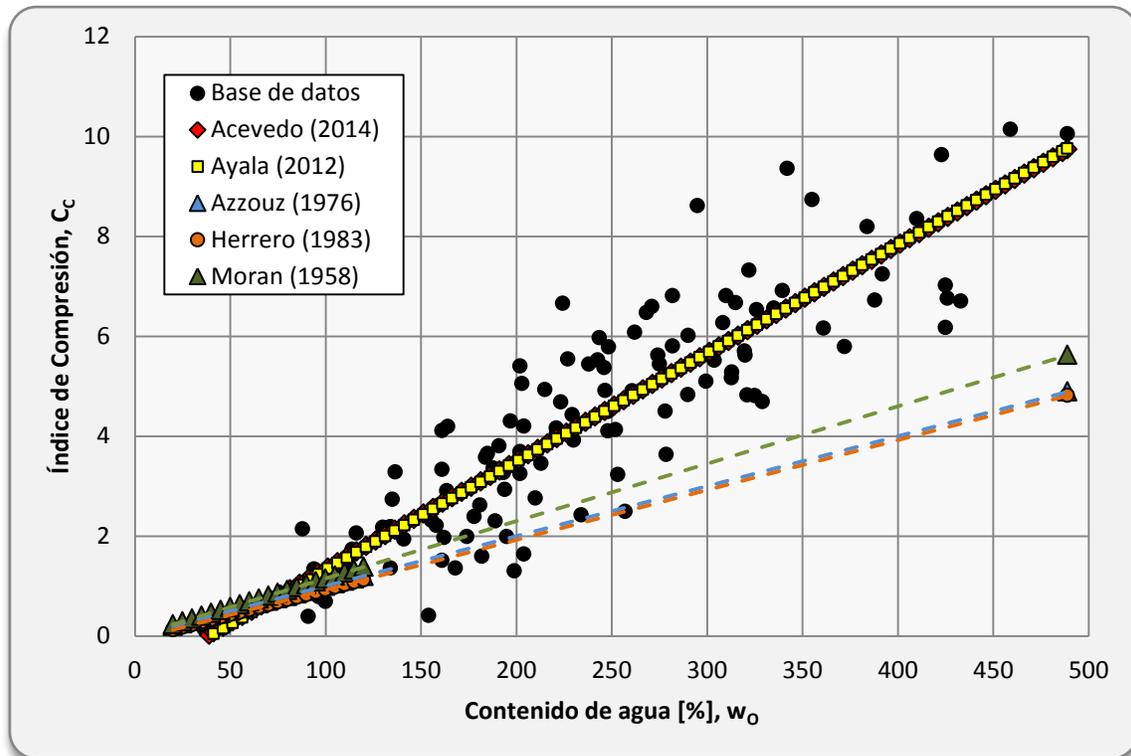


Figura 4. 13 Comparación entre las correlaciones experimentales obtenidas para el contenido de agua y las establecidas por otros autores.

La figura 4.14 presenta las correlaciones de distintos autores para obtener el índice de compresión por medio de la relación de vacíos, comparadas con el presente estudio. En este caso

al igual que en los anteriores se puede apreciar una gran variación en los resultados. La correlación propuesta por Sowers (1970) guarda mucha relación con el comportamiento de las arcillas del valle, pues para valores de relación de vacíos mayores a 4 tiene la misma tendencia que las correlaciones propuestas en el presente estudio y por Ayala (2012).

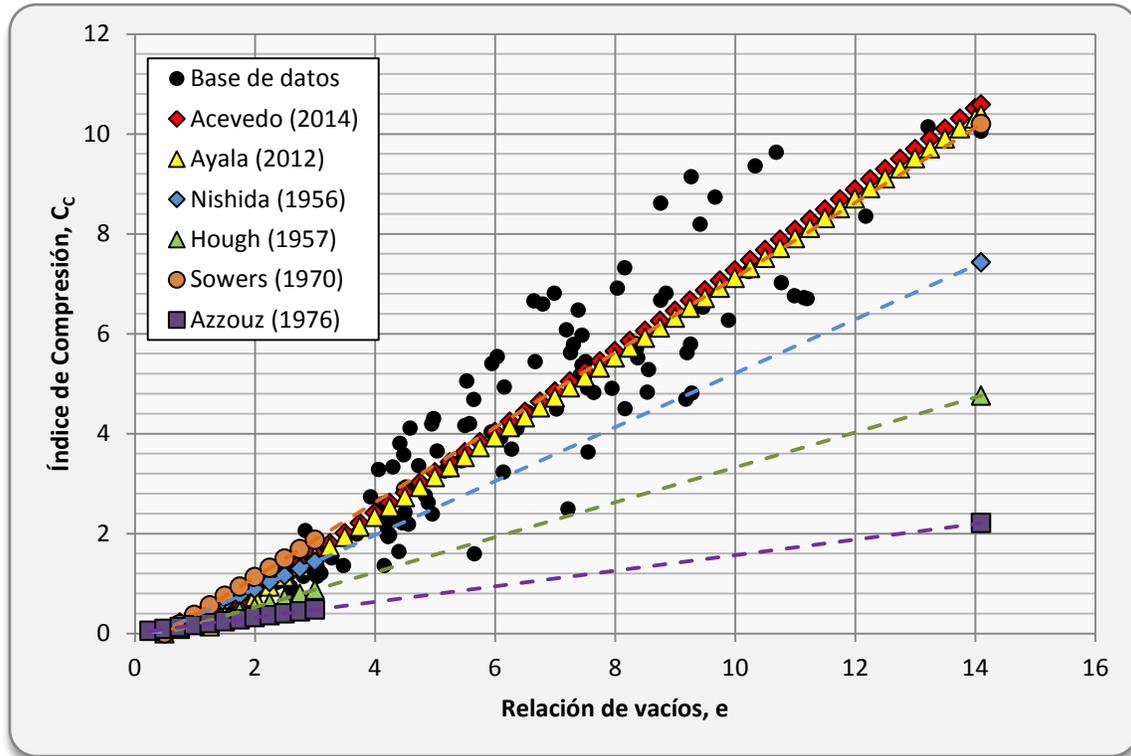


Figura 4. 14 Comparación entre las correlaciones experimentales obtenidas para la relación de vacíos y las establecidas por otros autores.

4.5 GENERALIDADES PRÁCTICAS.

En este capítulo se ejemplifica el uso de las correlaciones obtenidas en el capítulo anterior. En este ejercicio se obtendrá el índice de compresión con respecto a las propiedades índice del suelo y las correlaciones obtenidas, así como el asentamiento del estrato cohesivo presentado en la figura 4.15. Esto será útil para observar la variación del asentamiento utilizando las correlaciones, comparadas con los valores obtenidos después de una prueba de consolidación.

El laboratorio reportó los siguientes valores:

Arena:
$$\gamma_{seco} = 1.60 \frac{t}{m^3}; \gamma_{sat} = 1.32 \frac{t}{m^3}$$

Arena: $\gamma_{seco} = 1.71 \frac{t}{m^3}; \gamma_{sat} = 1.36 \frac{t}{m^3}$

Arcilla: $\gamma_{sat} = 1.24 \frac{t}{m^3}; \sigma'_{pc} = 6.00 \frac{t}{m^2}; w = 163.52\%; e = 4.56$

$w_L = 152; w_p = 53.05\%; IP = 98.95\%; w_c = 22.31\%$

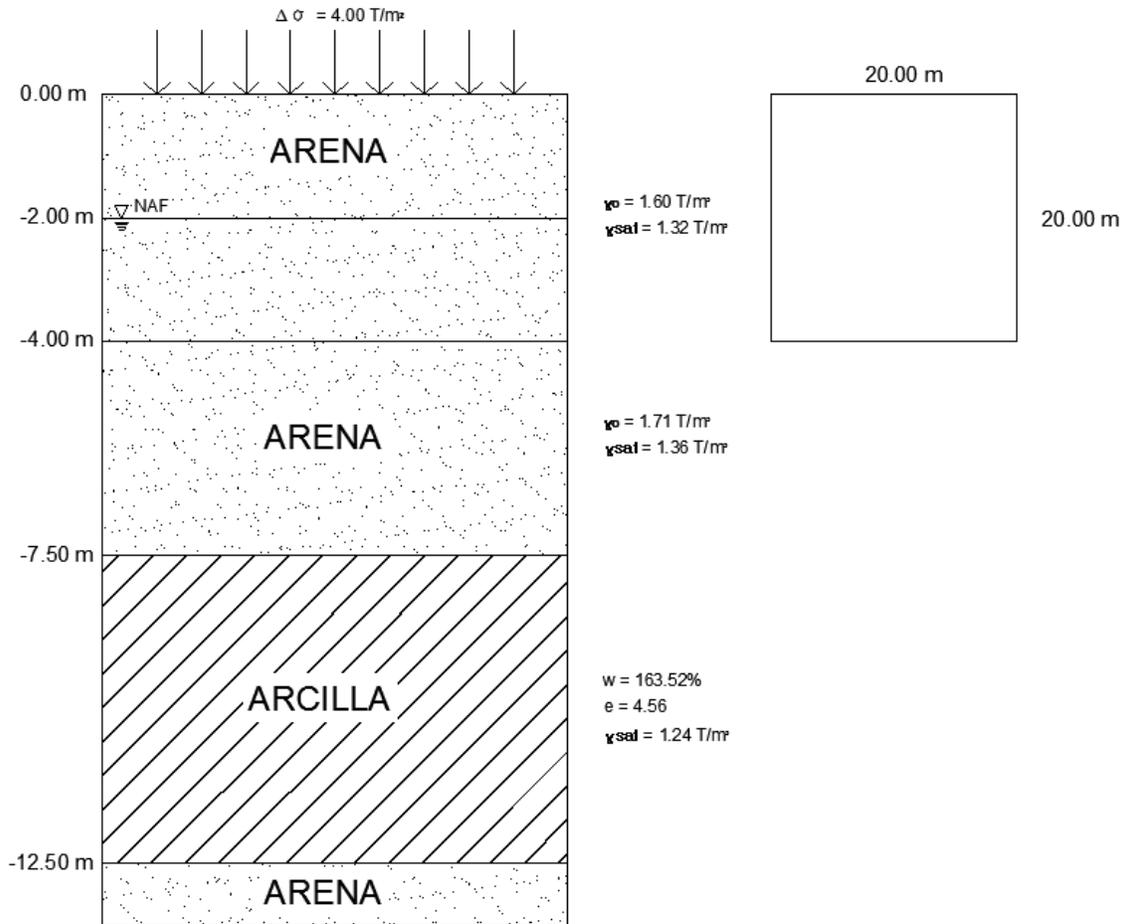


Figura 4. 15 Estratigrafía compuesta por arena y arcilla.

Esfuerzo efectivo a la mitad del estrato de arcilla.

$$\sigma'_o = \left[2.0 m \left(1.6 \frac{t}{m^3} \right) + 2.0 m \left(1.32 \frac{t}{m^3} - 1.0 \frac{t}{m^3} \right) + 3.5 m \left(1.36 \frac{t}{m^3} - 1.0 \frac{t}{m^3} \right) + 2.5 m \left(1.24 \frac{t}{m^3} - 1.0 \frac{t}{m^3} \right) \right]$$

$$\sigma'_o = \left(3.20 \frac{t}{m^2} + 0.64 \frac{t}{m^2} + 1.26 \frac{t}{m^2} + 0.6 \frac{t}{m^2} \right)$$

$$\sigma'_o = 5.70 \frac{t}{m^2}$$

$$\sigma'_{pc} = 6.0 \frac{t}{m^2} > \sigma'_o = 5.445 \frac{t}{m^2}$$

$$\sigma'_o + \Delta\sigma' = \left(2.848 \frac{t}{m^2} + 5.70 \frac{t}{m^2} \right) = 8.548 \frac{t}{m^2}$$

Atenuación de la carga.

$$z = 10.00 \text{ m}; m = 1; n = 1$$

$$I_z = 4w_o = 4 (0.178) = 0.712$$

$$\sigma'_z = I_z \Delta\sigma' = 4 \frac{t}{m^2} (0.712) = 2.848 \frac{t}{m^2}$$

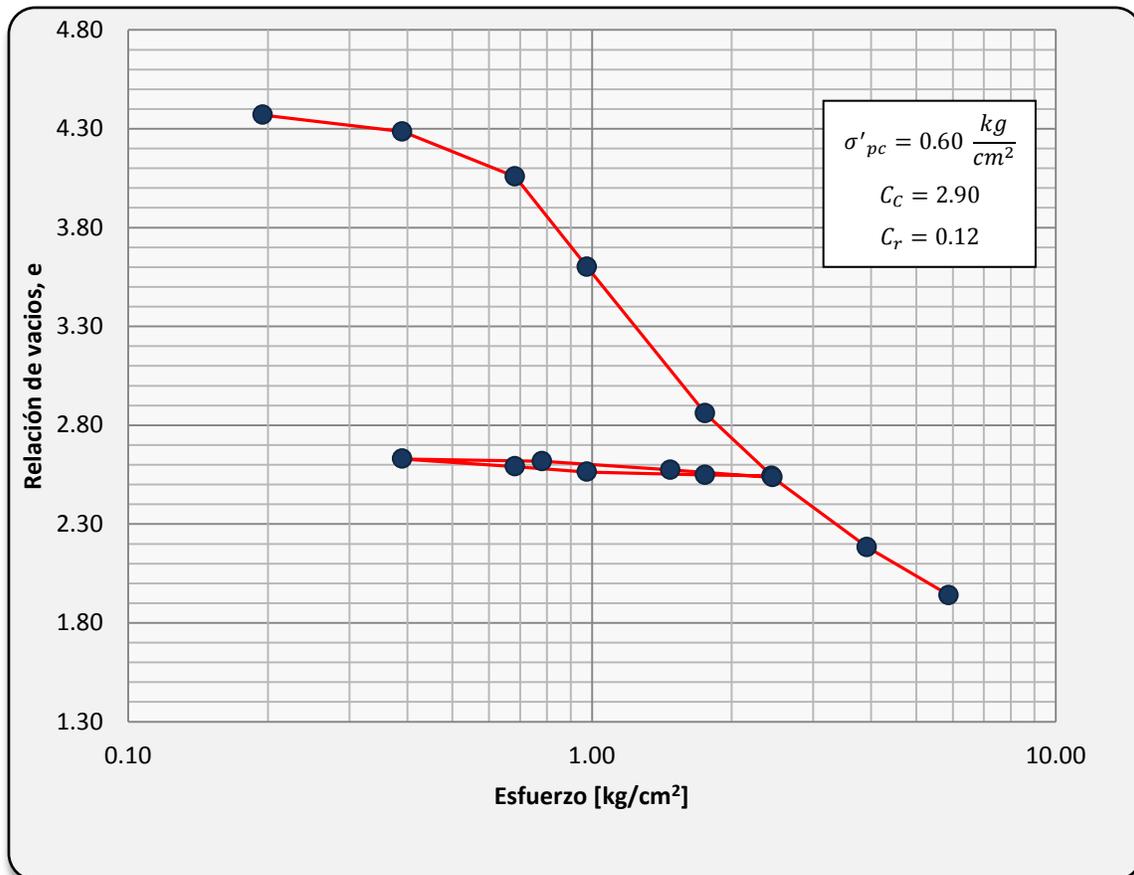


Figura 4. 16 Curva de compresibilidad – ejercicio práctico.

Asentamiento por consolidación.

Zona preconsolidada:

$$\Delta H_p = \frac{C_r}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} H$$

$$\Delta H_p = \frac{0.12}{1 + 4.56} \log \frac{8.548 \frac{t}{m^2}}{5.70 \frac{t}{m^2}} (5.0 \text{ m})$$

$$\Delta H_p = (0.022)(0.17)(5.0) = 0.019 \text{ m}$$

Zona consolidada:

$$\Delta H_n = \frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} H$$

$$\Delta H_n = \frac{2.90}{1 + 4.56} \log \frac{8.548 \frac{t}{m^2}}{5.70 \frac{t}{m^2}} (5.0 \text{ m})$$

$$\Delta H_n = (0.52)(0.17)(5.0) = 0.44 \text{ m}$$

Asentamiento total:

$$\Delta H_T = \Delta H_p + \Delta H_n$$

$$\Delta H_T = 0.019 \text{ m} + 0.44 \text{ m} = 0.46 \text{ m}$$

Calculo del asentamiento utilizando la curva de compresibilidad:

$$\sigma'_o = 5.70 \frac{t}{m^2} \rightarrow e = 4.11$$

$$\sigma'_o + \Delta\sigma' = 8.548 \frac{t}{m^2} \rightarrow e = 3.71$$

$$\Delta H_T = \frac{e_i - e_f}{1 + e_i} H$$

$$\Delta H_T = \frac{4.11 - 3.71}{5.11} (5.00) = 0.39 \text{ m}$$

En la tabla 4.4 se muestran los valores del índice de compresión y expansión, los asentamientos parciales y totales del ejercicio utilizando las correlaciones establecidas en este trabajo. En la tabla se observa como los valores del índice de compresión y expansión varían con respecto al obtenido en el laboratorio, la correlación con respecto a la relación de vacíos arroja el mejor resultado.

Tabla 4. 4 Valores de índice de compresión, índice de expansión, asentamientos parciales y totales

Propiedad	Índice de compresión		Índice de expansión		Asentamientos		
	Laboratorio	Correlaciones	Laboratorio	Correlaciones	ΔH_p	ΔH_n	ΔH_T
					[m]	[m]	[m]
w_L	2.900	2.668	0.120	0.094	0.015	0.422	0.437
IP		2.040		0.078	0.012	0.323	0.335
w		2.707		0.114	0.018	0.428	0.447
w_c		3.378		0.141	0.022	0.535	0.557
e		2.866		0.114	0.018	0.454	0.472

Los valores obtenidos para los asentamientos mediante las correlaciones son muy cercanos a los obtenidos mediante pruebas de laboratorio. Los valores mínimos y máximos de los asentamientos totales obtenidos: 0.335 y 557 con IP y w_c . Con estos resultados se tiene que tanto los índices de compresión y los asentamientos calculados pueden tomarse de forma estimativa, hasta que estos sean verificados con los parámetros que se obtengan en el laboratorio.

CONCLUSIONES.

1. El Valle de México, ofrece un campo excepcionalmente raro para el estudio de la mecánica de suelos.
2. La teoría de consolidación ha permitido justificar el fenómeno creado al subsuelo por la explotación de agua subterránea dentro de la ciudad.
3. La instrumentación y semiautomatización de los consolidómetros de palanca dejan a un lado las largas horas de trabajo en laboratorio, permitiendo realizar los ensayos de forma más sencilla y eficiente, con mayor certidumbre y confianza de los resultados que se obtienen, respecto a la forma con que se obtenían anteriormente.
4. El índice de compresión aumenta conforme lo hace el índice de plasticidad, lo cual permite observar que este parámetro influye directamente en la compresibilidad de los suelos.
5. La particularidad que presentan los suelos del Valle de México requiere que las pruebas de consolidación sean diseñadas apegadas a la historia geológica que han presentado las arcillas del sitio.
6. El uso de correlaciones empíricas entre los parámetros de compresibilidad y las propiedades índice permiten predecir el valor del asentamiento que se producirá en un sitio, siendo esto de gran utilidad en la práctica de la ingeniería.
7. Los resultados obtenidos del estudio estadístico no permitieron encontrar una relación entre las correlaciones obtenidas específicamente para suelos de la zona del Valle con las ya propuestas por otros autores para cualquier arcilla.
8. Comparando los resultados de las correlaciones presentadas, para obtener el índice de compresión, se ha demostrado que la relación de vacíos presenta la mejor relación, con un coeficiente de correlación de 0.94 y la siguiente ecuación:

$$C_c = 0.8094e - 0.8249$$

9. Con las correlaciones obtenidas, se brinda al especialista en suelos de una herramienta práctica para realizar un análisis preliminar de las condiciones de compresibilidad esperadas del sitio de estudio, permitiendo así que los retos a los

que se enfrentan los ingenieros al proyectar y construir en el Valle de México puedan ser abordados con información preliminar más confiable.

10. Los resultados obtenidos con las ecuaciones deberán tomarse como un valor estimativo que no sustituye las pruebas que deben hacerse para obtener un análisis definitivo del índice de compresión.
11. Debido a la heterogeneidad natural de los depósitos y a las alteraciones provocadas por el hombre, se requieren estudios meticulosos del terreno y del fenómeno del hundimiento general, con lo que se puedan tomar las mejores decisiones sobre el tipo adecuado de la infraestructura que se proyecta.

REFERENCIAS

1. ABDREBBO, F. M. y Mahmoud M. A. (1990): **Technical Note: Correlations between index test and compressibility of Egyptian clays**, Soils and Foundations, Vol. 30, No. 2, Junio, págs. 128 – 132.
2. ACEVEDO Valle, J. M. (2012): **Validación física del modelo de aerogeneradores por efectos disipativos**, Tesis que para obtener el grado de Ingeniero Mecatrónico. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
3. ALDRICH, H. P.(1951): **Analysis of foundation stresses and settlement at the Hayden library**, Sc. D., Tesis, MIT.
4. AL-KHAFAJE A, W. N. y Andersland, O. B. (1992): **Equation for compression index approximation**, Journal Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 1, págs. 148 – 153.
5. AL-KHAFAJE A, Wadi y Andersland, O. B. (1992): **Geotechnical Engineering and Soil Testing**, Oxford University Press, Nueva York.
6. AYALA, K. (2012): **Influencia de las propiedades índice en el índice de compresión en las arcillas del Valle de México**, Tesis que para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
7. AYALA, Karen y Flores, Osvaldo (2012): **Variación del índice de compresión con las propiedades índice del suelo**, XXVI Reunión de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Cancún, Quintana Roo, págs. 73 -80.
8. AZZOUZ, A. S. et al. (1976): **Regression Analysis of Compressibility**, Soils and Foundation, Vol. 16, No. 2, págs. 19 – 29.
9. BARDEN, L. (1965): **Consolidation of Clay with Nonlinear Viscosity**, Geotechnique, Vol. 15, No. 4, págs. 345 – 362.
10. BARDEN, L. y Younan, N. A. (1969): **Consolidation of Layered Clays**, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 6, págs. 413 – 429.
11. BOWLES, J. A. (1982): **Foundation analysis and design**, ed. McGraw-Hill, Nueva York.

12. CARRASCO Muñoz, Laura (2004): **Ventajas e inconvenientes del empleo de edómetro de carga variable en la caracterización de suelos arcillosos**, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España.
13. COZZOLINO, V. M. (1961): **Statistical Forecasting of Compression Index**, Proc. Of the 5th. Int. Conf. On soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, págs. 51 – 53.
14. CRUZ, D. (2004): **Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.**, Tesis que para obtener el grado de Maestro en Ciencias, ESIA, Instituto Politécnico Nacional, México.
15. DAS, B. M. (1998): **Fundamentos de Ingeniería geotécnica**, ed. Thomson, México.
16. DIMITRI, Pavlovith, Krynine (1947): **Soil mechanics: Its principles and structural applications**, ed. McGraw-Hill, New York.
17. FLORES Castrellón, O., Romo, M., Castellanos, E. y Gómez e. (2002): **Automatización del equipo triaxial dinámico de columna resonante**, XXI Reunión de Mecánica de Suelos, Santiago de Querétaro, Noviembre.
18. FLORES C. O., Gomez R. R., Hernández M. S., Carreón F. D. (2010): **Automatización de un consolidómetro neumático**, XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Acapulco, Gro.
19. HANZEN, Allen (1920): **Hydraulic Fill Dams**, American Society of Civil Engineers, Vol. 83, págs. 1713 – 1745.
20. JIMÉNEZ Salas, José A. (1951): **Mecánica de suelos y sus aplicaciones a la ingeniería**, Madrid.
21. JÚAREZ Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso (1976): **Mecánica de suelos**, Tomo I, Teoría y aplicaciones de la Mecánica de suelos, ed. Limusa, México, D.F.
22. KOPPULA, S. D. (1981): **Statistical estimation of compression index**, Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol. 4 (2), págs. 68 – 73.
23. LAMBE, W. y Whitman, R. (1969): **Mecánica de suelos**, ed. Limusa, México.
24. LESSER, J. M. (1998): **El hundimiento del terreno en la ciudad de México y sus implicaciones en el sistema de drenaje**, Ingeniería Hidráulica en México. Vol. XIII, Núm. 3, págs. 13 – 18.

25. MARSAL Y MAZARI (1959): **The subsoil of Mexico city**, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de México, México.
26. Marsal, Raul J. (2012): **Problemas de cimentación en la Ciudad de México**, Geotecnia, No. 223, págs. 12 – 18.
27. MEDINA L. y Melis M. (2003): **Determinación de los parámetros del Modelo de estado crítico Cam Clay para suelos de Madrid**, Revista de Obras Públicas, No. 3.432, págs.. 29 – 45
28. MESRI, G., Rokhsar, A. y Bohr, B. H. (1975): **Composition and Compressibility of typical samples of Mexico city clay**, Geotechnique, Vol. 25 págs. 527 – 554.
29. MOLINA G. M., Hernández L. E., Castillo R. C. (2012): **Determinación de la correlación entre el coeficiente de compresión y propiedades índice en suelos de expansión urbana de Pereira**, AVANCES Investigación en Ingeniería, Col. 9 No. 2, págs. 72 – 79.
30. Moran, Proctor, Mueser, Routlege, Consulting Engineers. (1958): **Study of deep soil stabilization by vertical sand drains**. Report to the Bureau of Yards and Docks, Department of the Navy, Washington D. C.
31. MURRAY, R. (1996): **Probabilidad y estadística**, ed. McGraw-Hill/Schaum, México.
32. OLSON, R.E. (1989): **Secondary Consolidation**, Chaoyang University of Technology, Taiwan.
33. PINZON, E.G. (2007): **Comportamiento visco – plástico del suelo en pruebas de consolidación a velocidad de desplazamiento constante, aplicadas a la determinación de la permeabilidad**, Tesis que para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
34. Rendon, Herrero, O. (1983): **Universal Compression Index Equation**, Discussion, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Volumen 99, No. SM1, págs. 122-137
35. ROWE, Peter W. y Laing Barden (1966): **A new Consolidation cell**, Geotechnique, págs. 162 – 170.
36. SCHMITTER, J. J. y Cravioto, J. L. (2008): **Construcción de túneles en los suelos arcillosos del Valle de México**, Ingeniería Civil Órgano oficial del Colegio de Ingenieros Civiles de México, No. 474, págs. 30 – 34.
37. SKEMPTON, A. W. (1944): **Notes on the compressibility of clays**, Quaterly Journal of Geological Society of London, Vol. 100, págs. 119 – 135.

38. SOWERS, G. B. y Sowers, G. E. (1970): **Introducción a la Mecánica de suelos y Cimentaciones**, ed. Macmillan, Nueva York, 556 págs.
39. SRIDHARAN A. y Nagaraj H. B. (2000): **Compressibility behaviour of remoulded finegrained soils and correlation with index properties**, Canadian Geotechnical Journal, Vo. 37, págs. 712 – 722.
40. SRIDHARAN A. y Nagaraj H. B. (2004): **Coefficient of Consolidation and its Correlation with Index Properties of Remolded Soils**, ASTM, Vol. 27, No. 5, págs. 469 – 474.
41. TERZAGHI, K. V. y Frölich, O. K. (1936): **Theorie der setzung von tonschichten; eine einföhrung in die analytische tonmechanik**, ed. Franz Deuticke, Alemania.
42. TERZAGHI, K. y Peck, R. B. (1967): **Soil Mechanics in Engineering Practice**, ed. Wiley International, USA.
43. TERZAGHI, Karl Von (1925): **Erdbaumechanik**, ed. Deuticke, Viena.
44. ZEEVAERT, Leonardo (1936): **Viscosidad intergranular en suelos finos saturados**, División de estudios de posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, publicación D-59, México, D.F.

**ANEXO A. CURVAS
DE
COMPRESIBILIDAD Y
CÁLCULO DE
PARÁMETROS.**

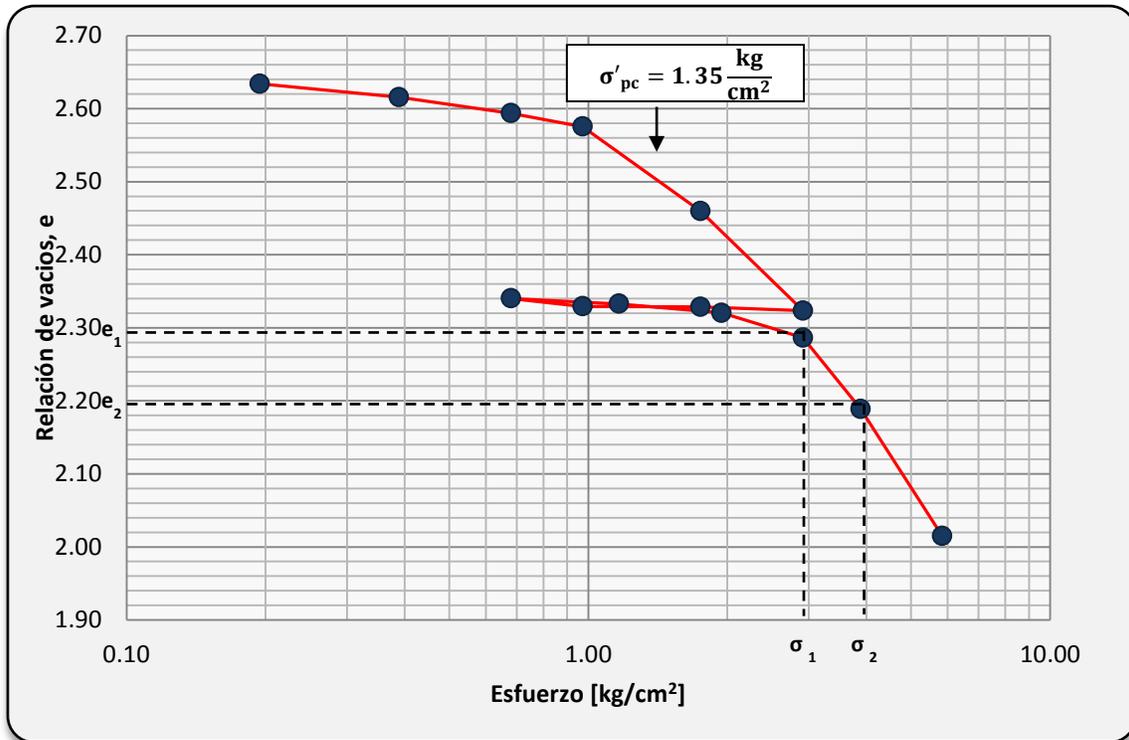


Figura A. 1 Curva de compresibilidad 1: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=2.69$, $C_c=0.78$ y $\sigma'_{pc}=1.35$.

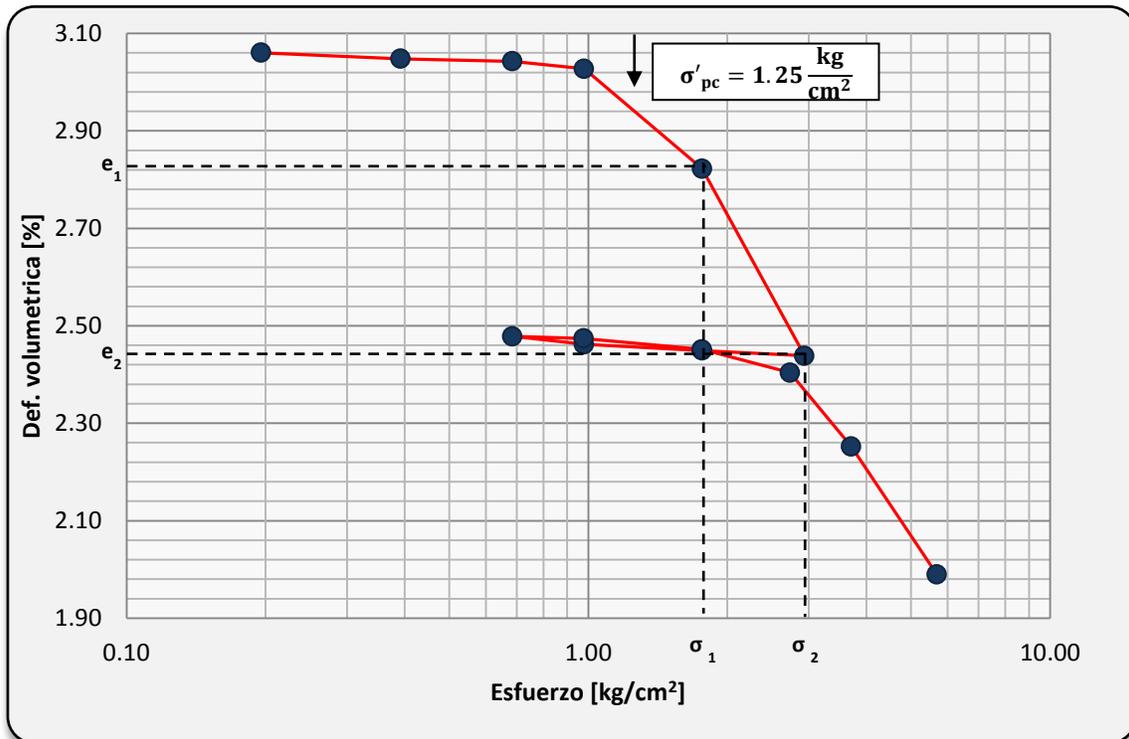


Figura A. 2 Curva de compresibilidad 2: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=3.09$, $C_c=1.73$ y $\sigma'_{pc}=1.25$.

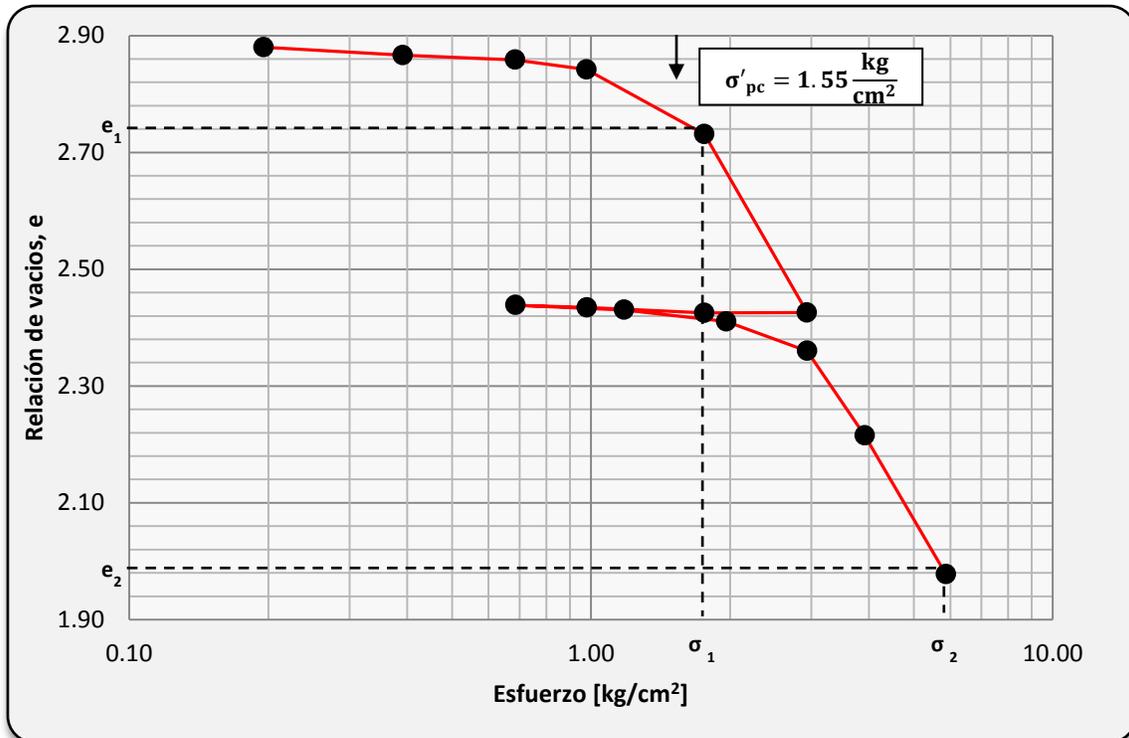


Figura A. 3 Curva de compresibilidad 3: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=2.94$, $C_c=1.44$ y $\sigma'_{pc}=1.55$.

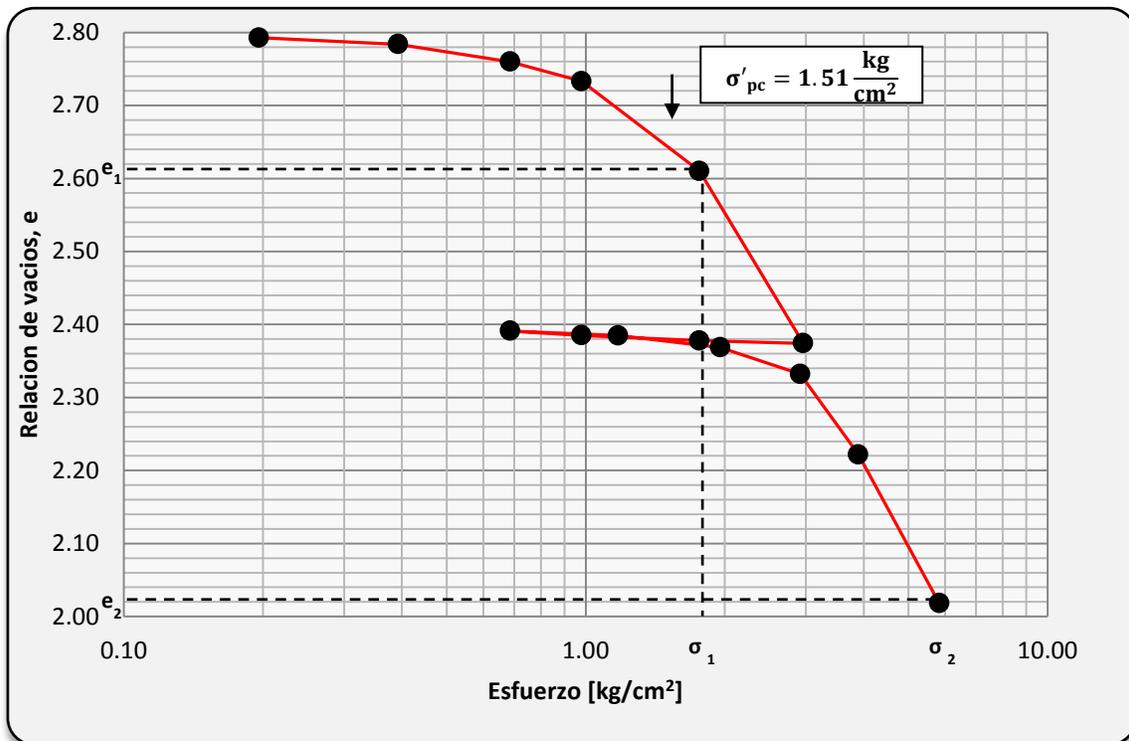


Figura A. 4 Curva de compresibilidad 4: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=2.81$, $C_c=1.14$ y $\sigma'_{pc}=1.51$.

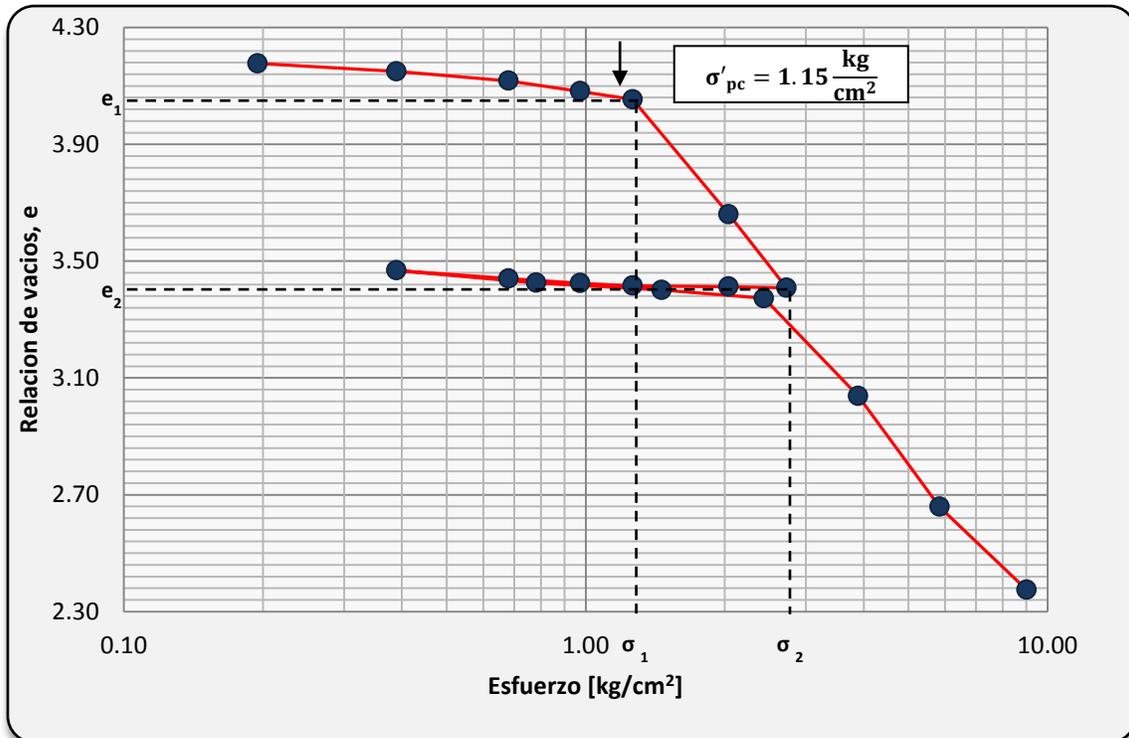


Figura A. 5 Curva de compresibilidad 5: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=4.22$, $C_c=1.94$ y $\sigma'_{pc}=1.15$.

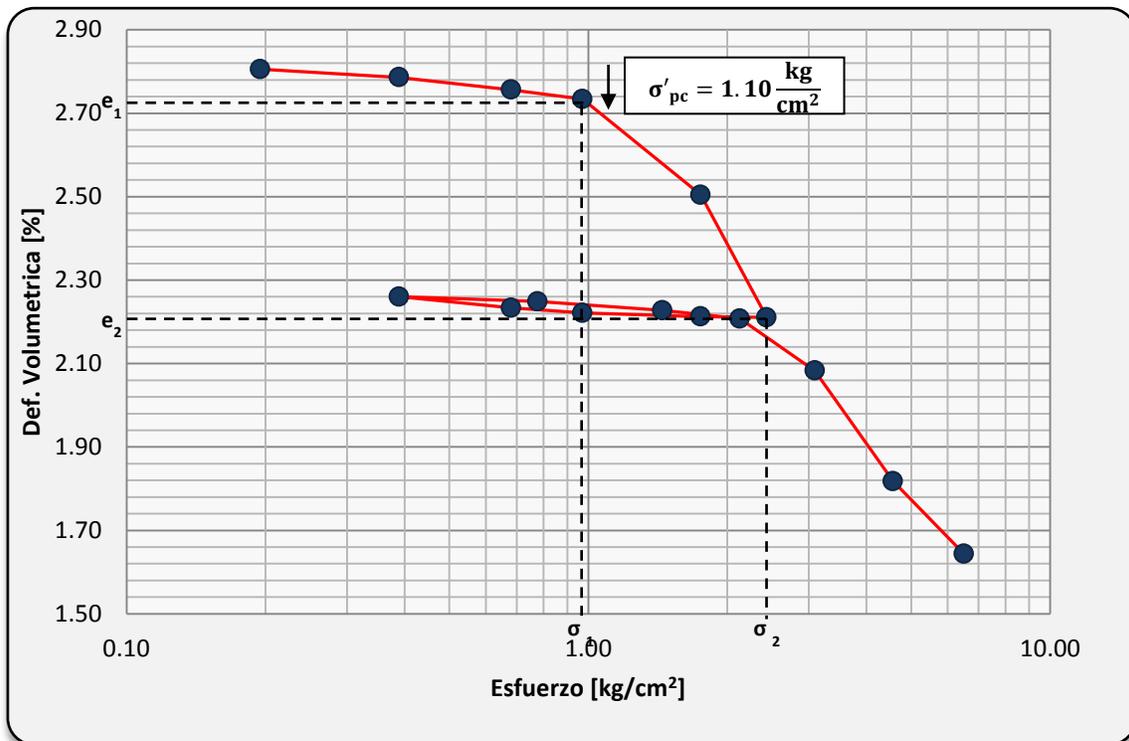


Figura A. 6 Curva de compresibilidad 6: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=2.84$, $C_c=2.06$ y $\sigma'_{pc}=1.10$.

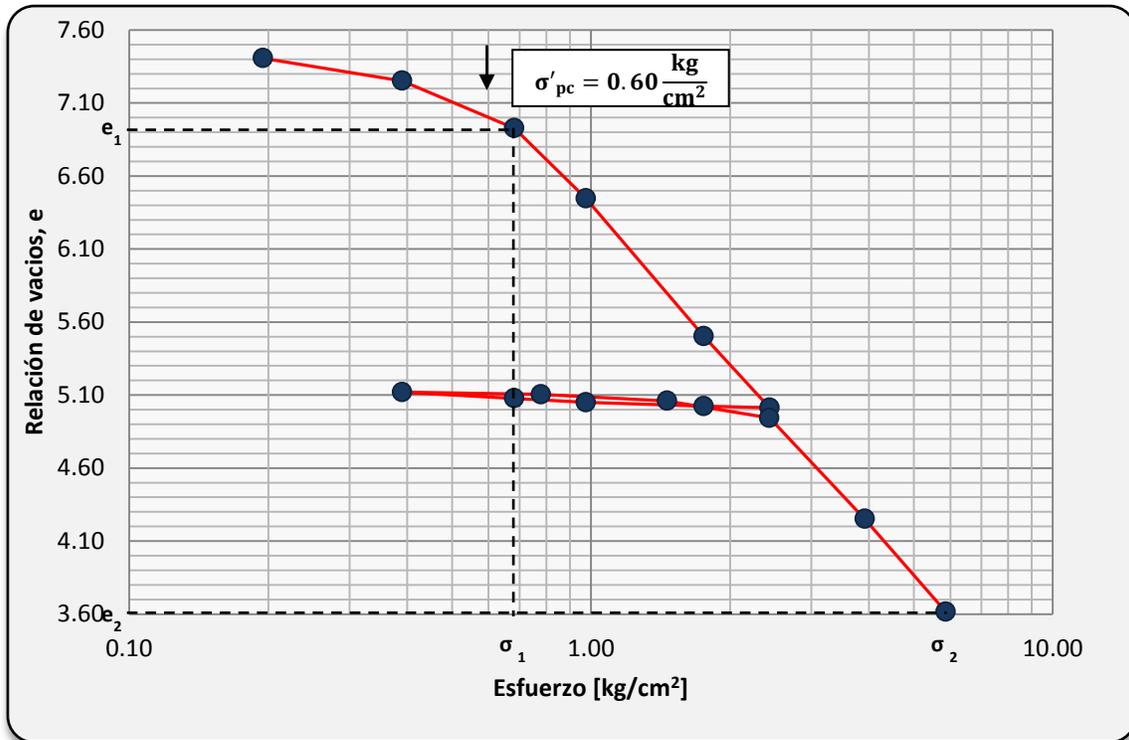


Figura A. 7 Curva de compresibilidad 7: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=7.55$, $C_c=3.63$ y $\sigma'_{pc}=0.60$.

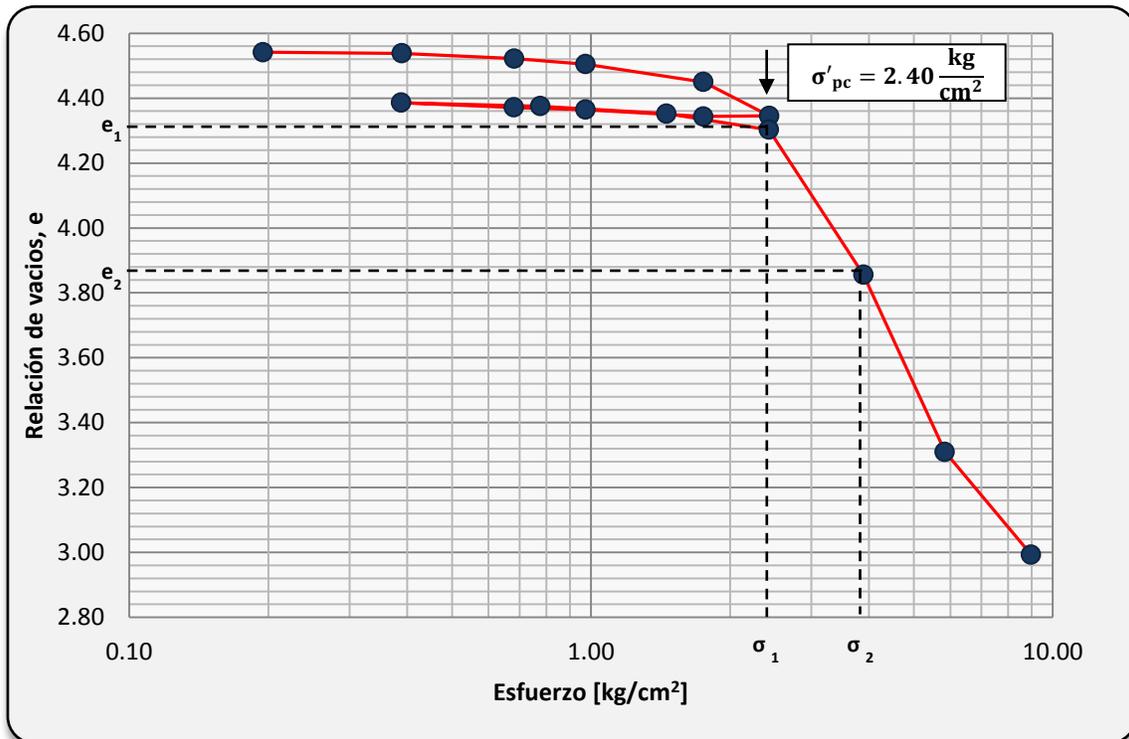


Figura A. 8 Curva de compresibilidad 8: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=4.56$, $C_c=2.18$ y $\sigma'_{pc}=2.40$.

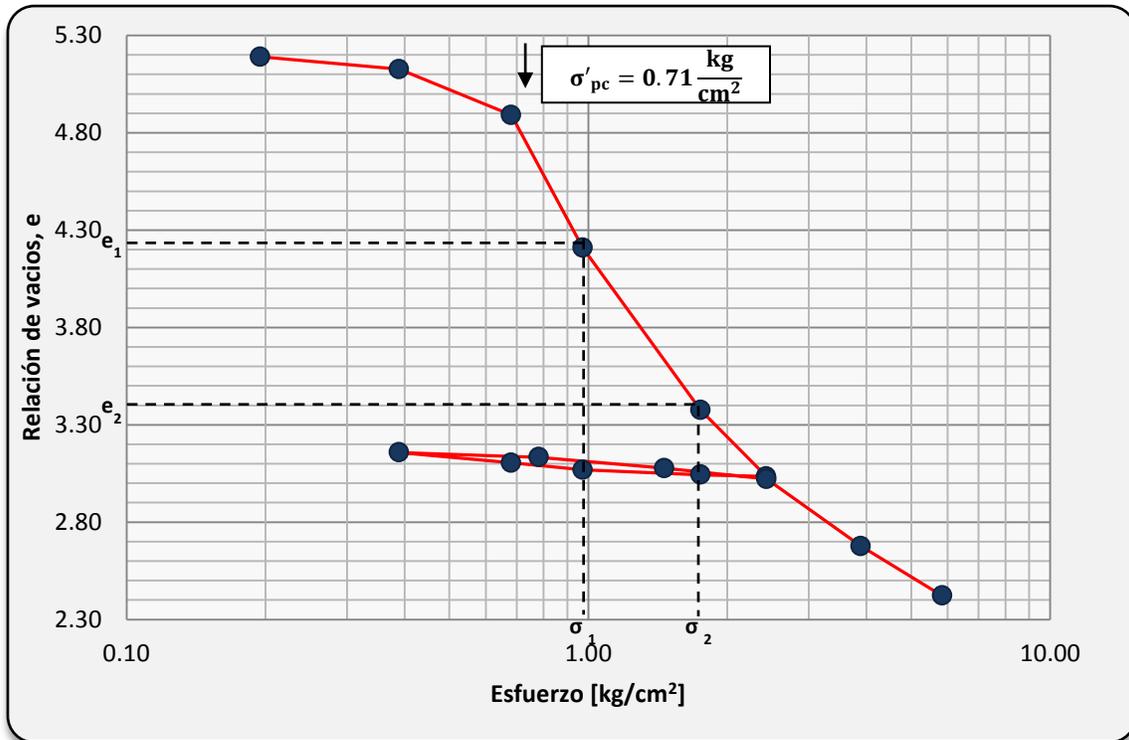


Figura A. 9 Curva de compresibilidad 9: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=5.26$, $C_c=3.27$ y $\sigma'_{pc}=0.71$.

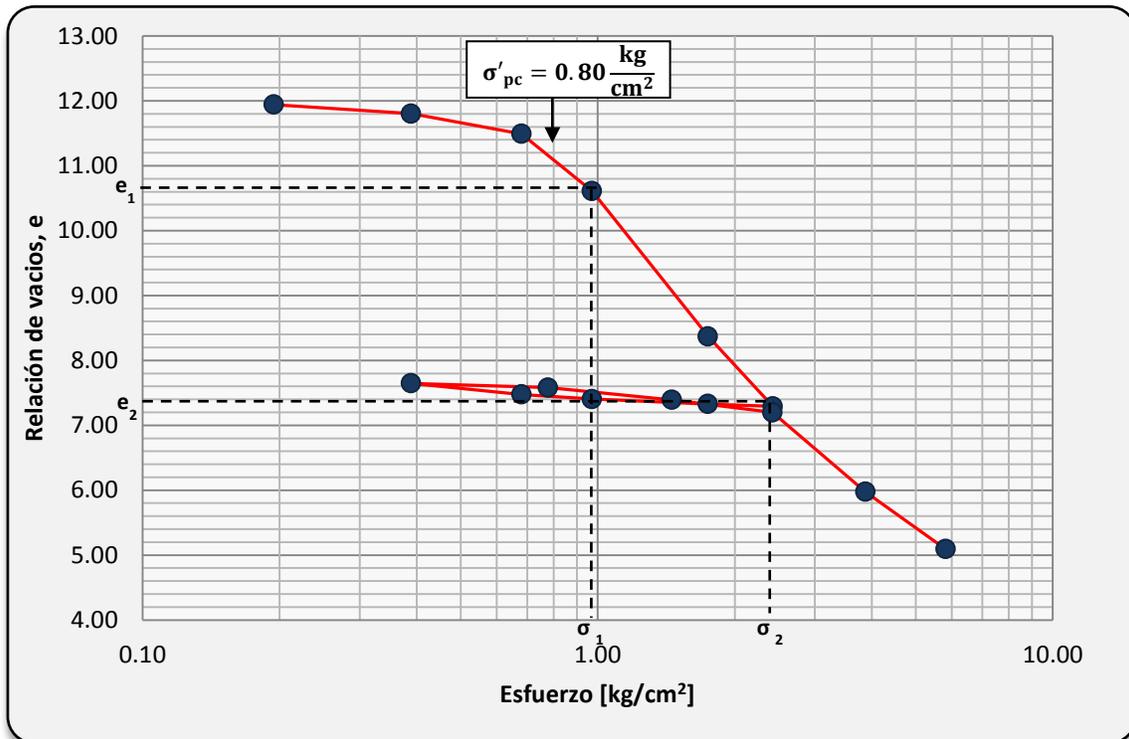


Figura A. 10 Curva de compresibilidad 10: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=12.18$, $C_c=8.35$ y $\sigma'_{pc}=0.80$.

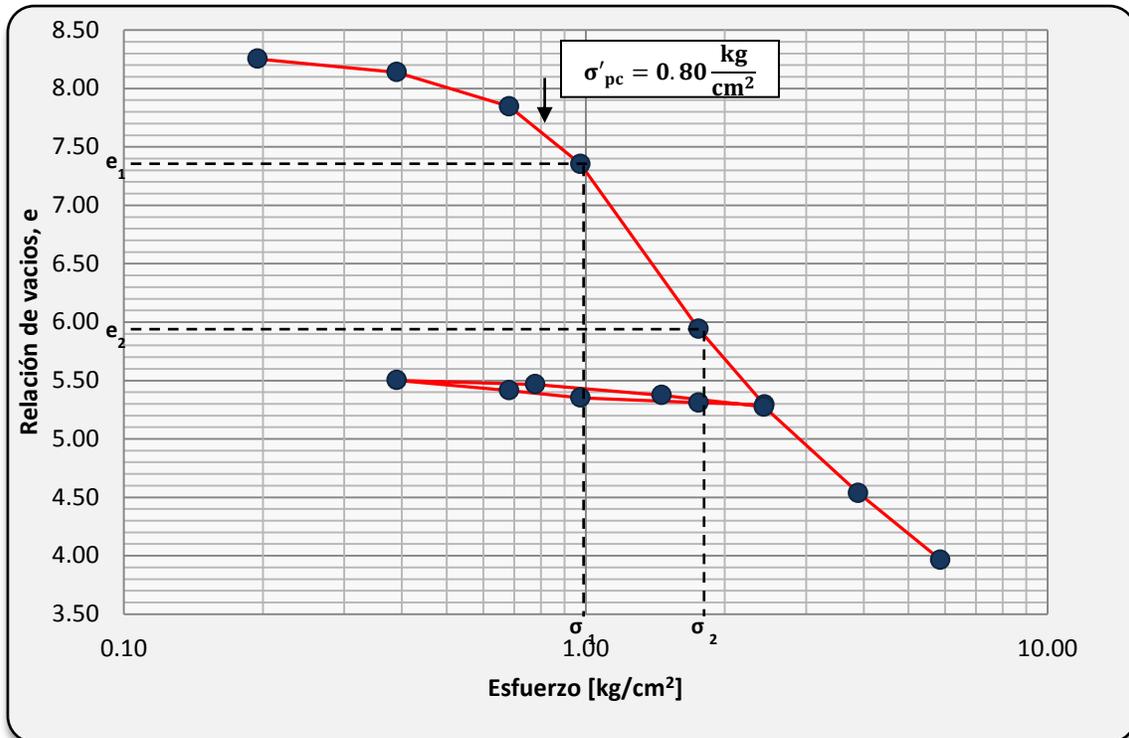


Figura A. 11 Curva de compresibilidad 11: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=8.38$, $C_c=5.52$ y $\sigma'_{pc}=0.80$.

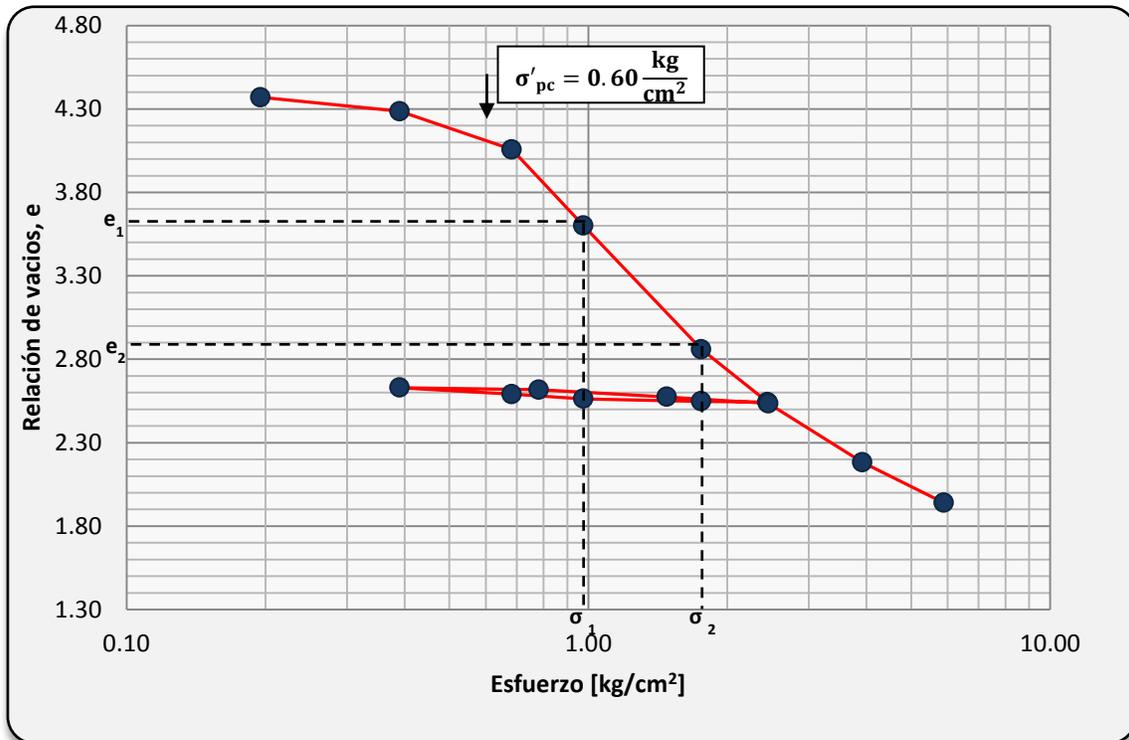


Figura A. 12 Curva de compresibilidad 12: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=4.56$, $C_c=2.90$ y $\sigma'_{pc}=0.60$.

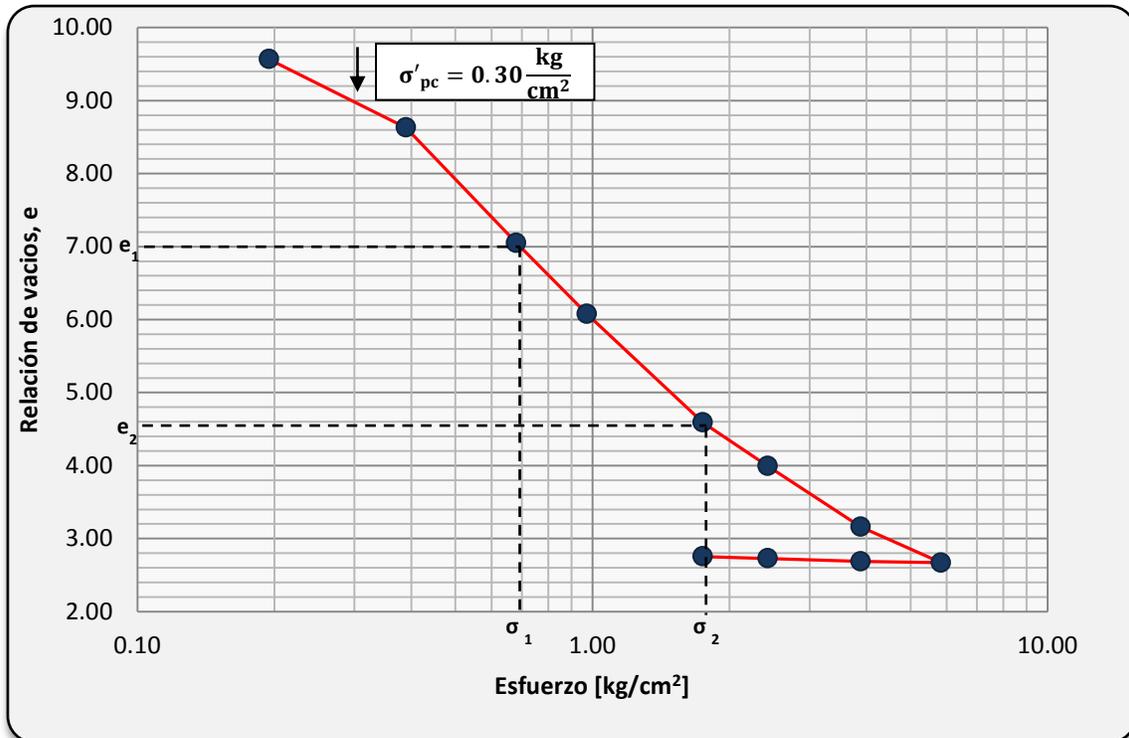


Figura A. 13 Curva de compresibilidad 13: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=9.89$, $C_c=6.27$ y $\sigma'_{pc}=0.30$.

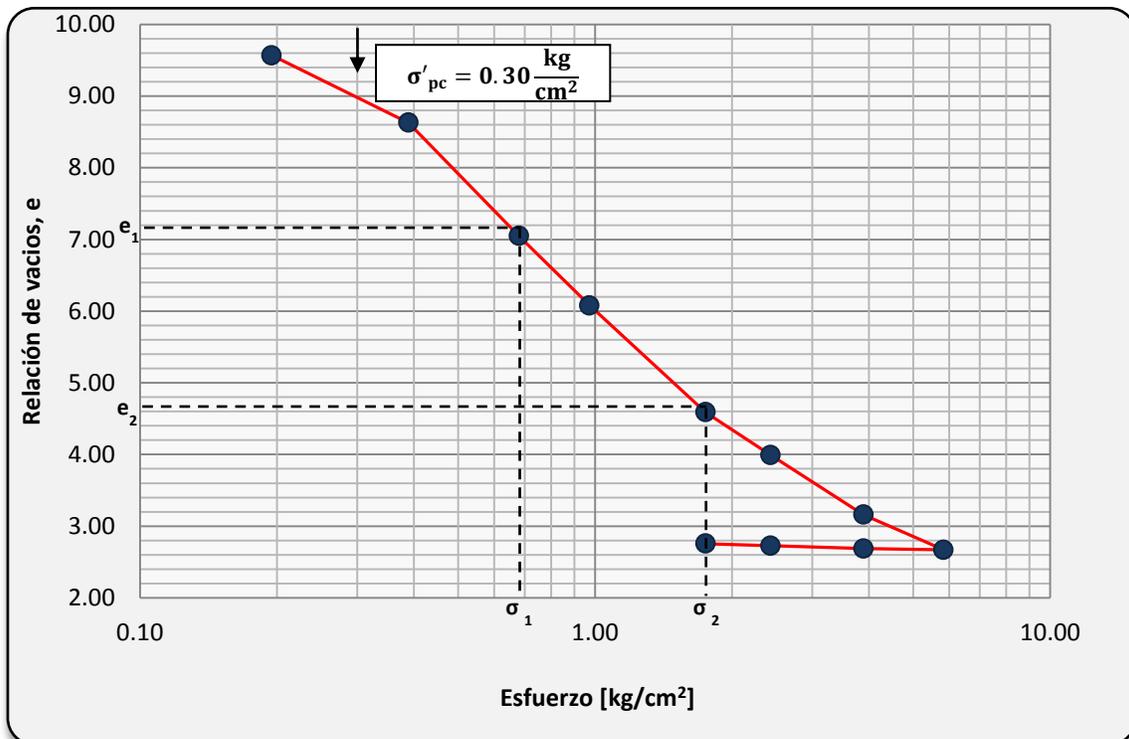


Figura A.14 Curva de compresibilidad 14: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=7.31$, $C_c=5.79$ y $\sigma'_{pc}=1.00$.

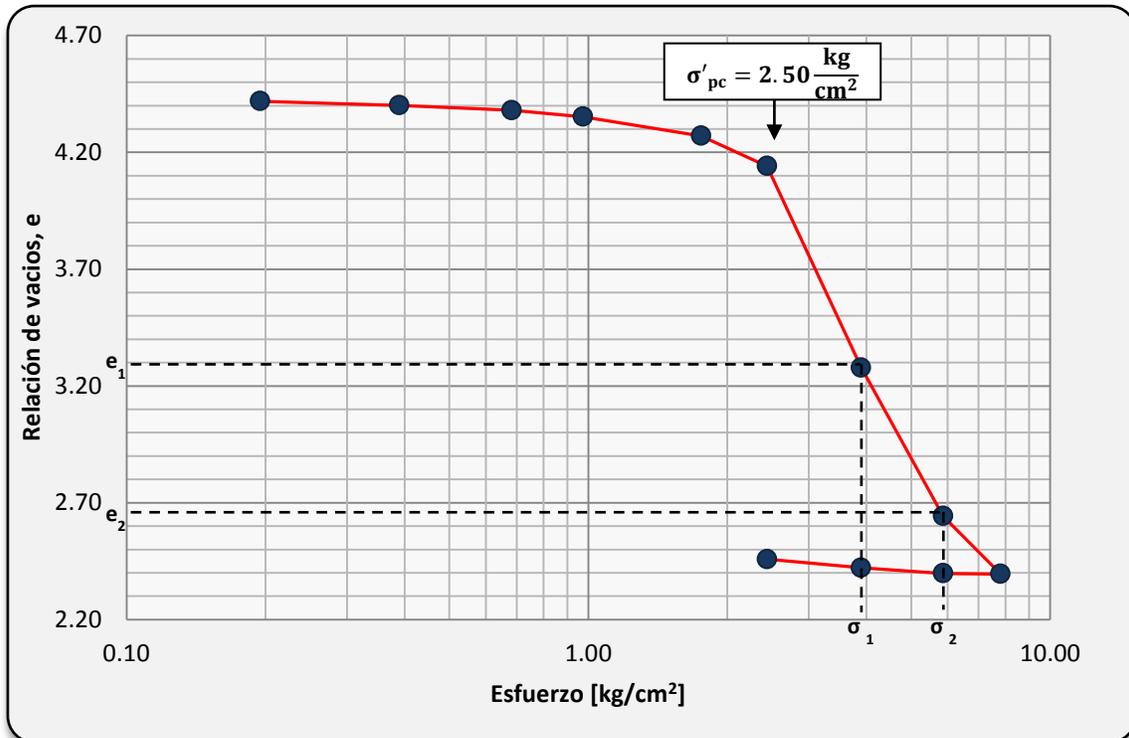


Figura A.15 Curva de compresibilidad 15: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=4.48$, $C_c=3.57$ y $\sigma'_{pc}=2.50$.

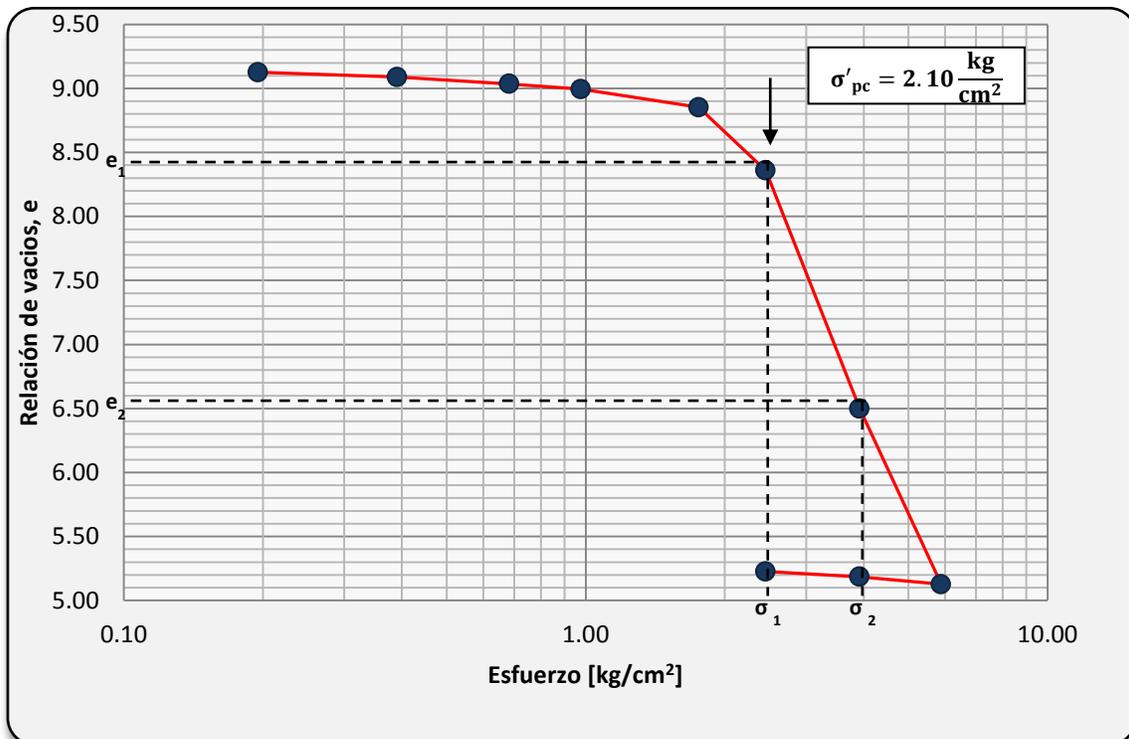


Figura A. 16 Curva de compresibilidad 16: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=9.27$, $C_c=9.14$ y $\sigma'_{pc}=2.10$.

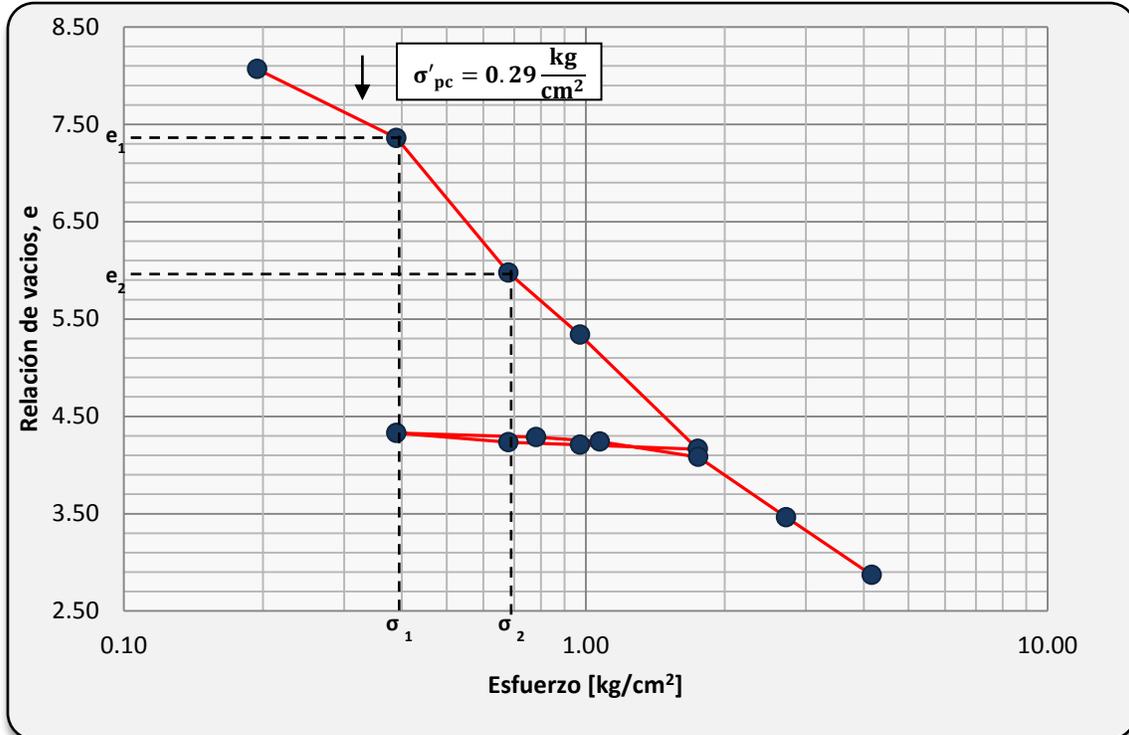


Figura A. 17 Curva de compresibilidad 17: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=8.36$, $C_c=5.70$ y $\sigma'_{pc}=0.29$.

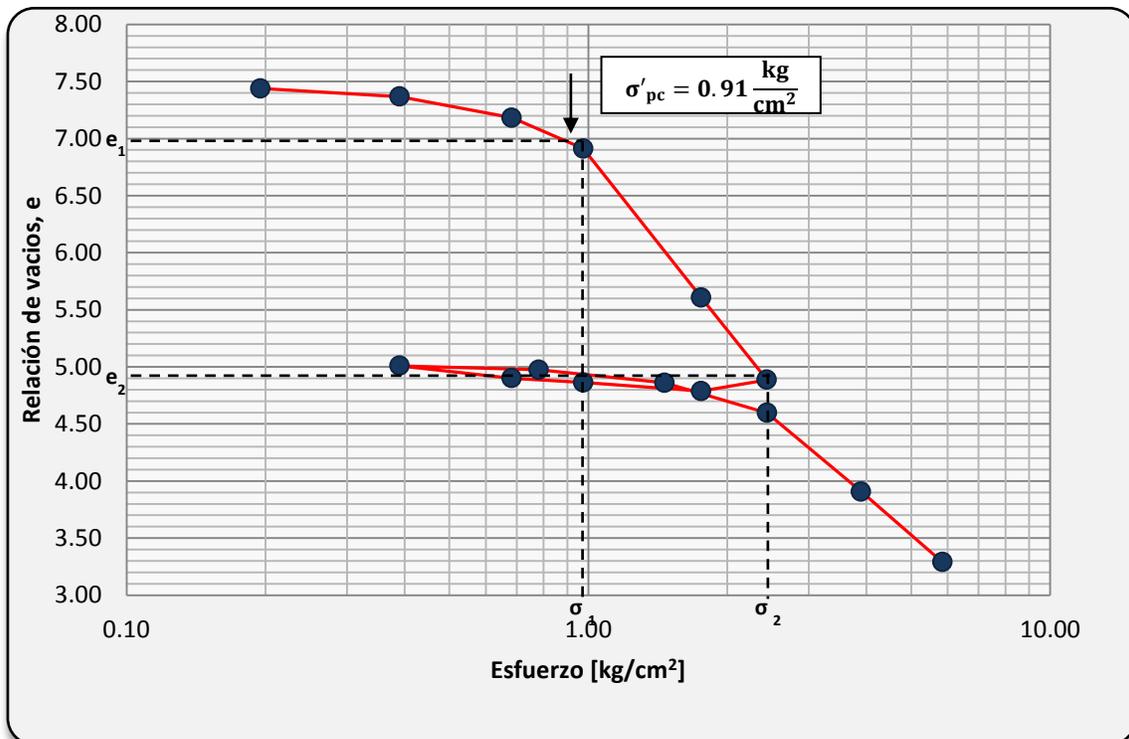


Figura A. 18 Curva de compresibilidad 18: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=7.49$, $C_c=5.09$ y $\sigma'_{pc}=0.91$.

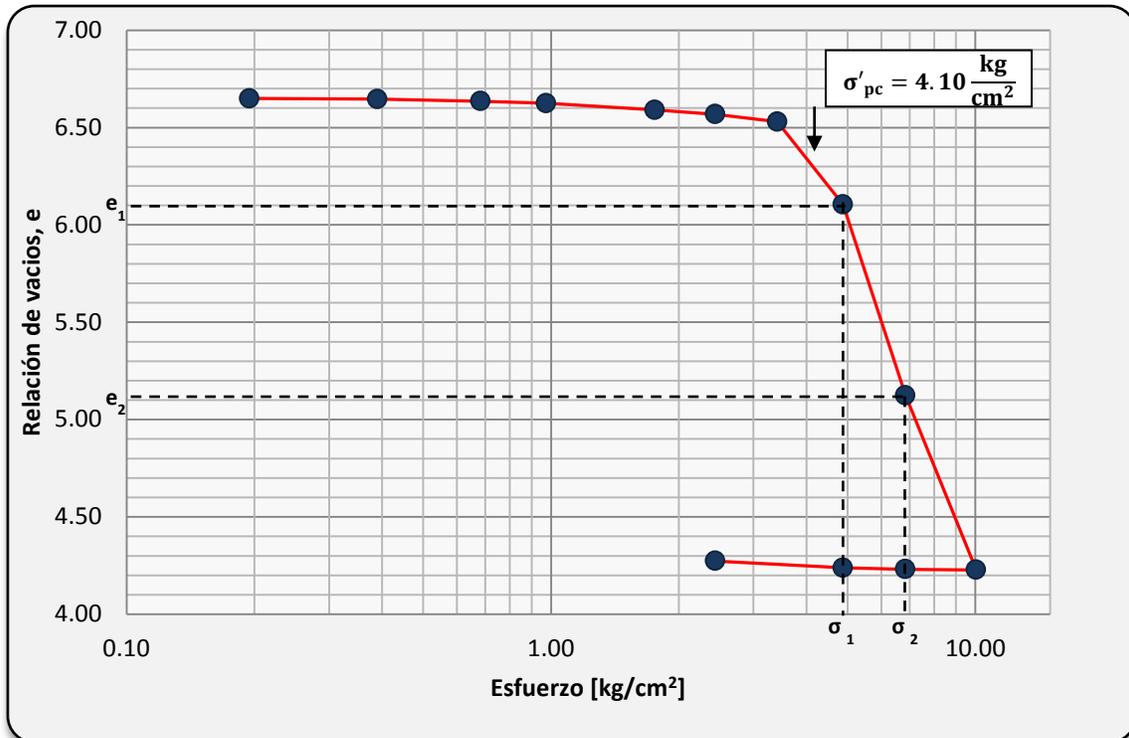


Figura A. 19 Curva de compresibilidad 19: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=6.65$, $C_c=6.66$ y $\sigma'_{pc}=4.10$.

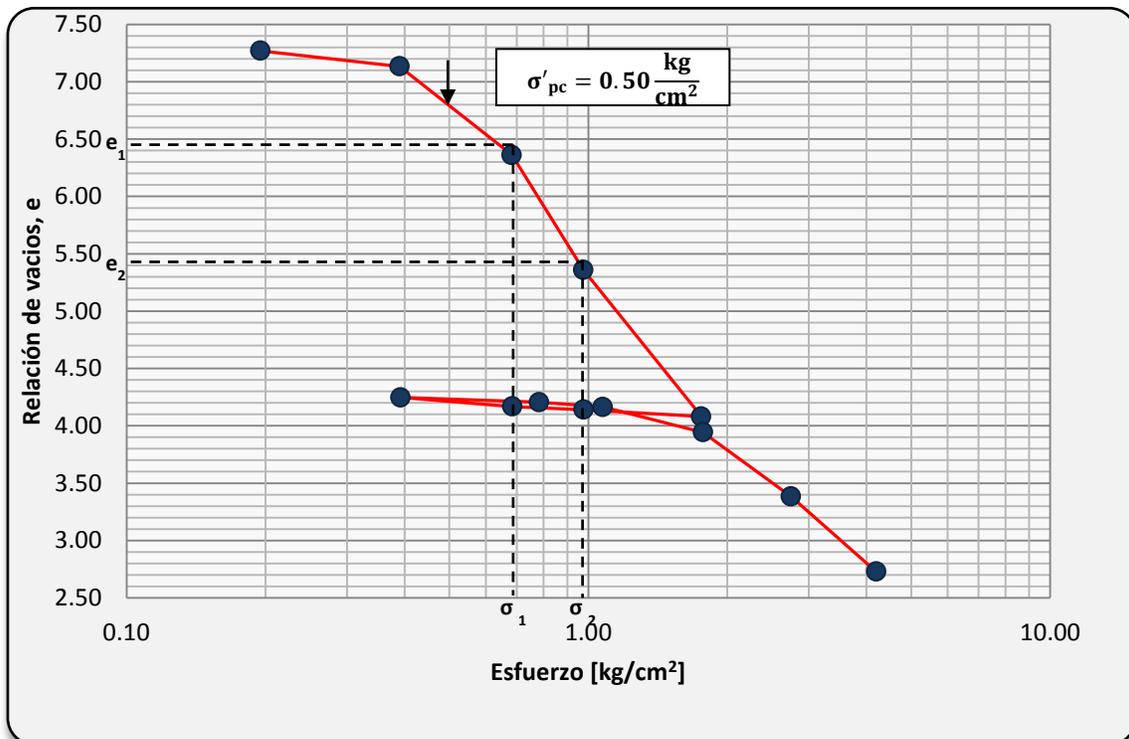


Figura A. 20 Curva de compresibilidad 20: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=7.39$, $C_c=6.47$ y $\sigma'_{pc}=0.50$.

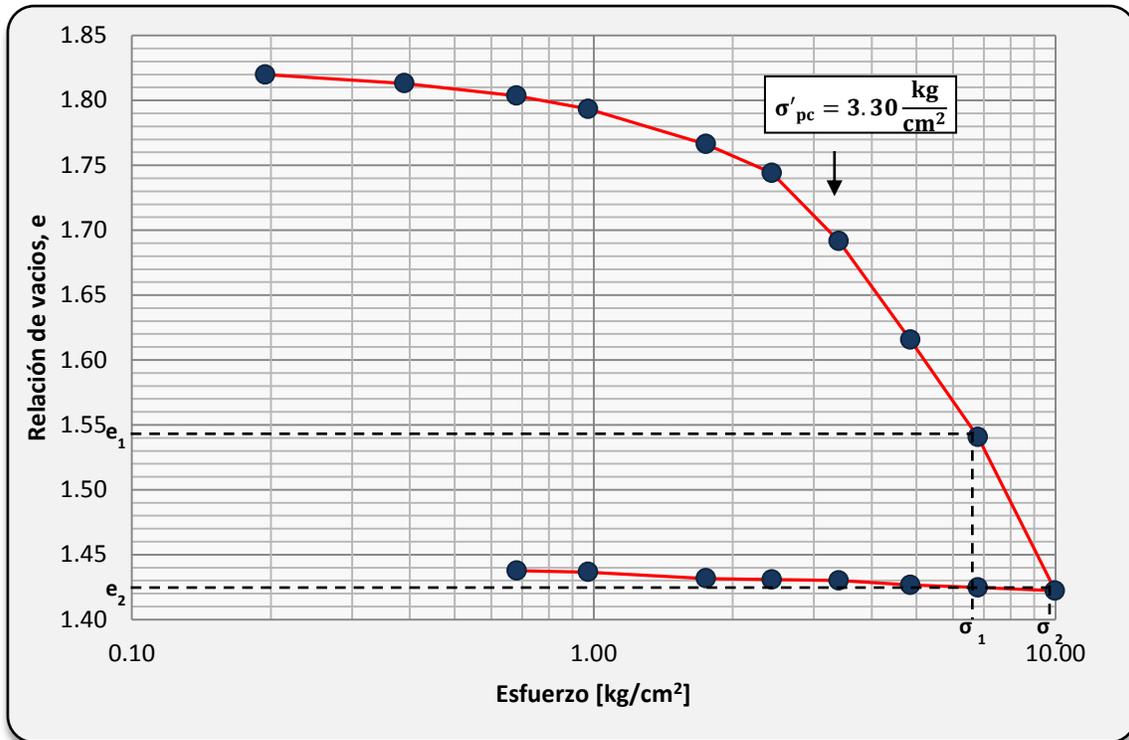


Figura A. 21 Curva de compresibilidad 21: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=1.85$, $C_c=0.71$ y $\sigma'_{pc}=3.30$.

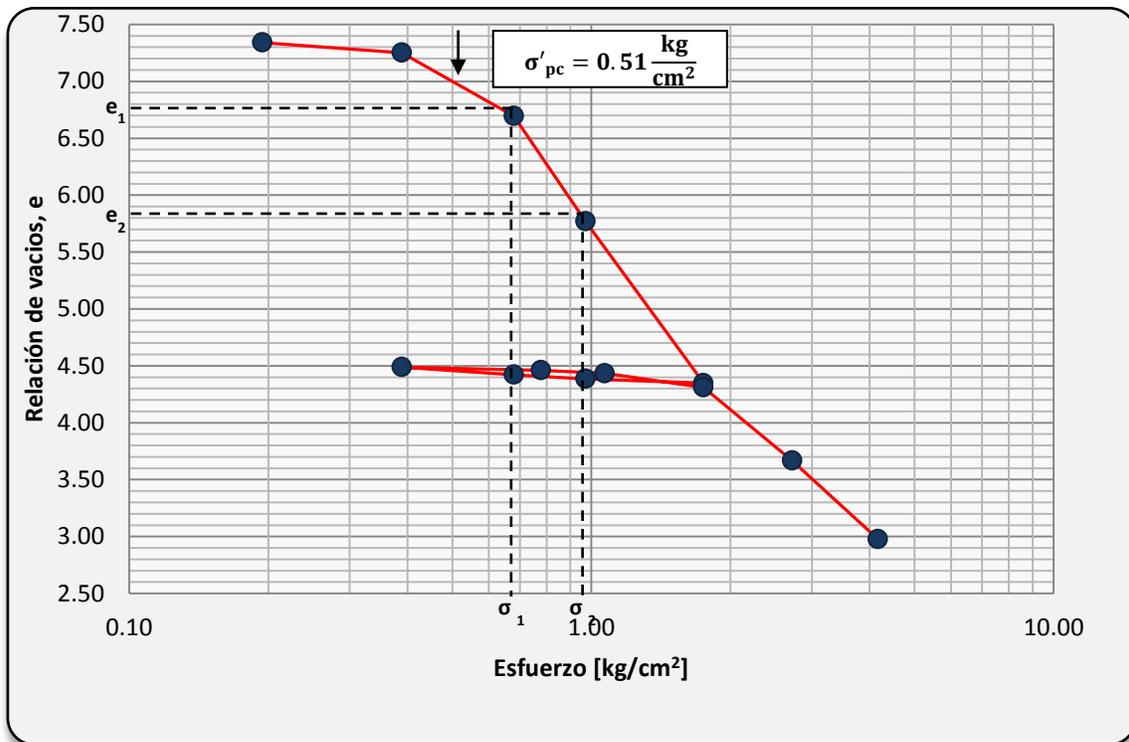


Figura A. 22 Curva de compresibilidad 22: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=7.45$, $C_c=5.97$ y $\sigma'_{pc}=0.51$.

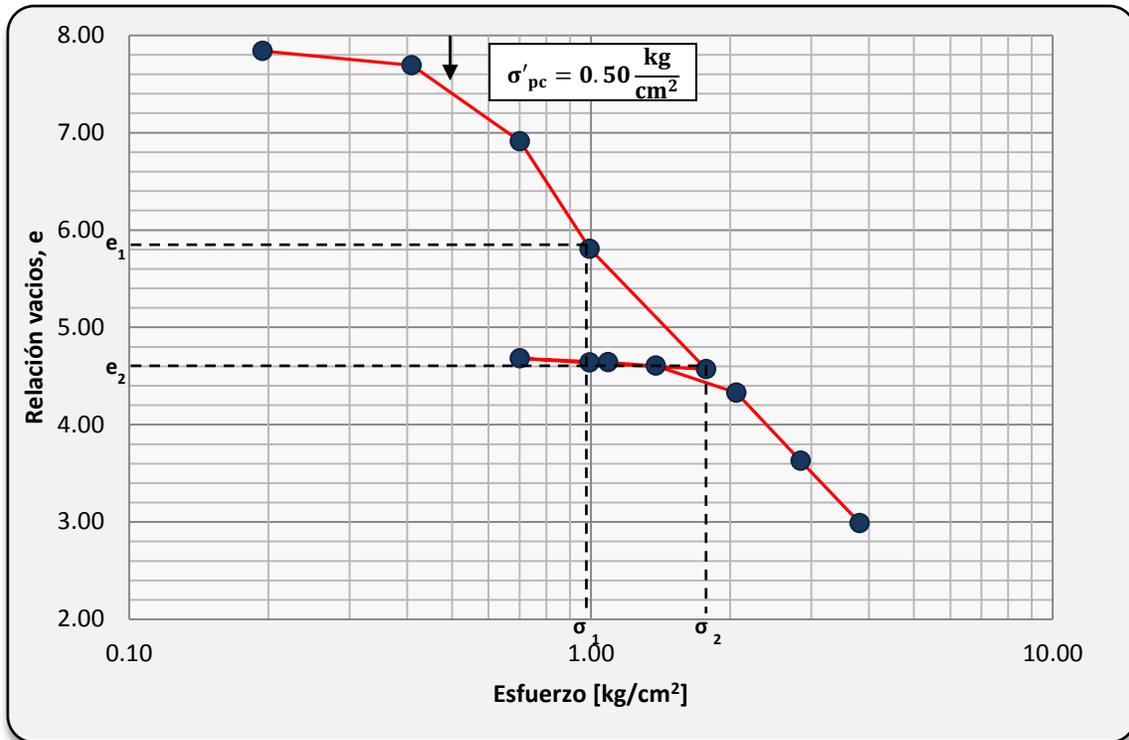


Figura A. 23 Curva de compresibilidad 23: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=7.95$, $C_c=4.90$ y $\sigma'_{pc}=0.50$.

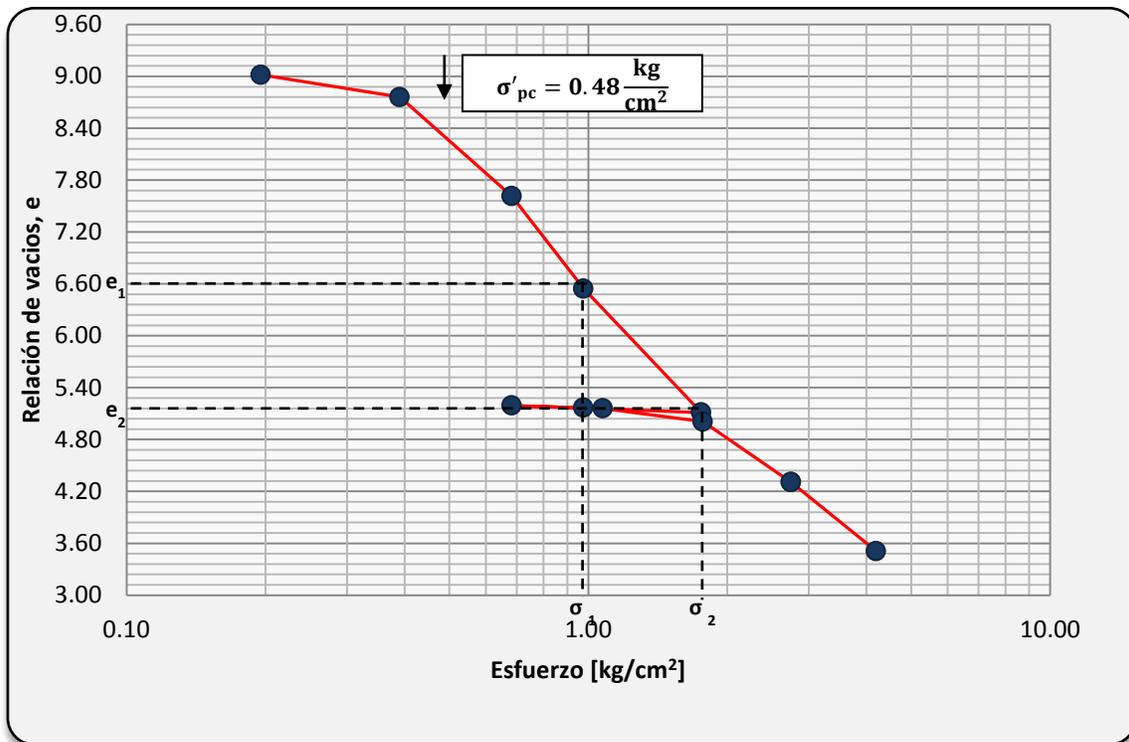


Figura A. 24 Curva de compresibilidad 24: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=9.20$, $C_c=5.62$ y $\sigma'_{pc}=0.48$.

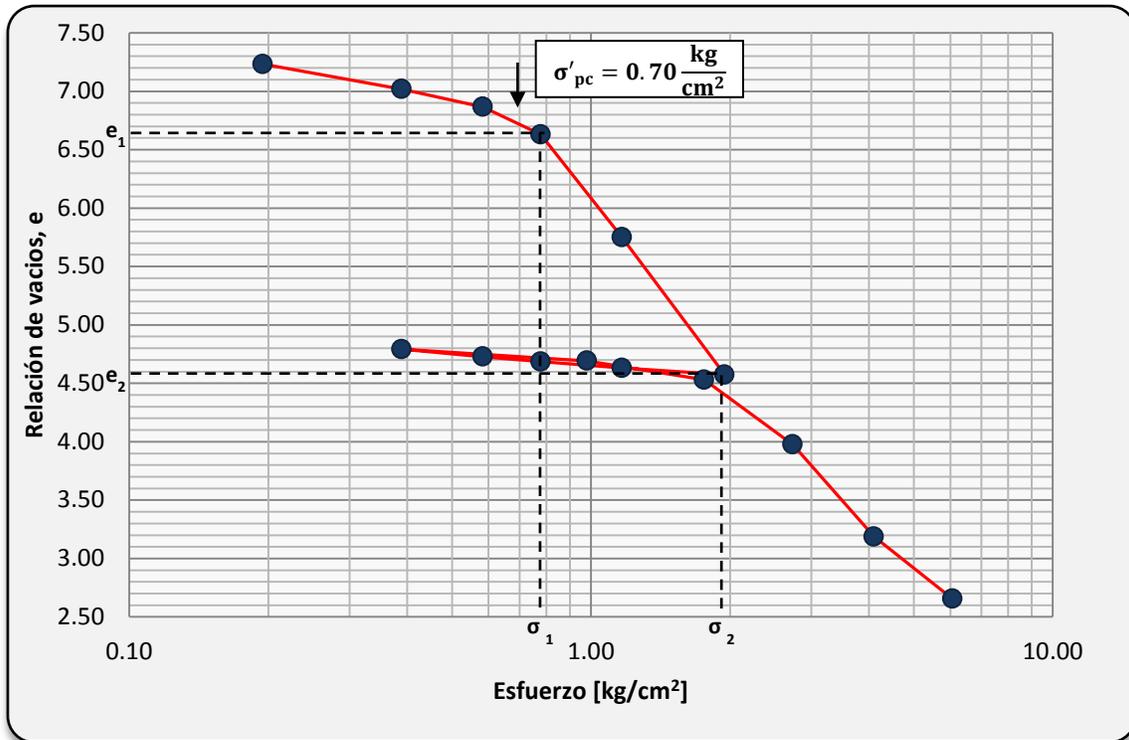


Figura A. 25 Curva de compresibilidad 25: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=7.42$, $C_c=5.16$ y $\sigma'_{pc}=0.70$.

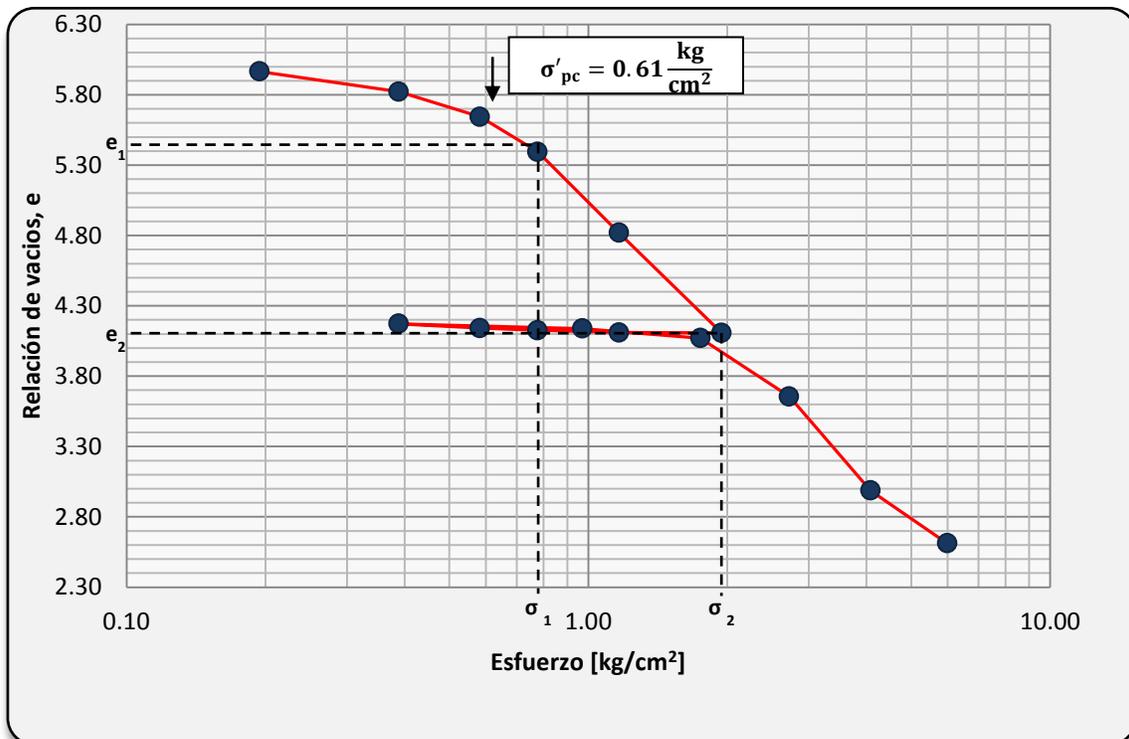


Figura A. 26 Curva de compresibilidad 26: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=6.14$, $C_c=3.23$ y $\sigma'_{pc}=0.61$.

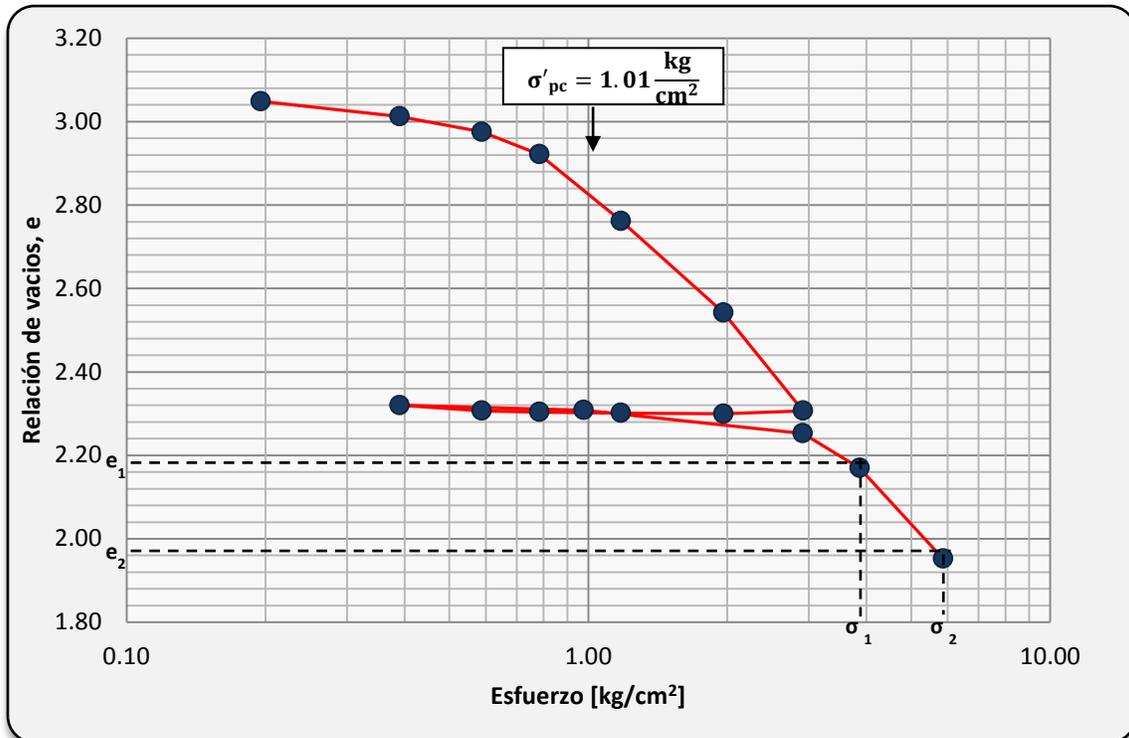


Figura A. 27 Curva de compresibilidad 27: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=3.10$, $C_c=1.21$ y $\sigma'_{pc}=1.01$.

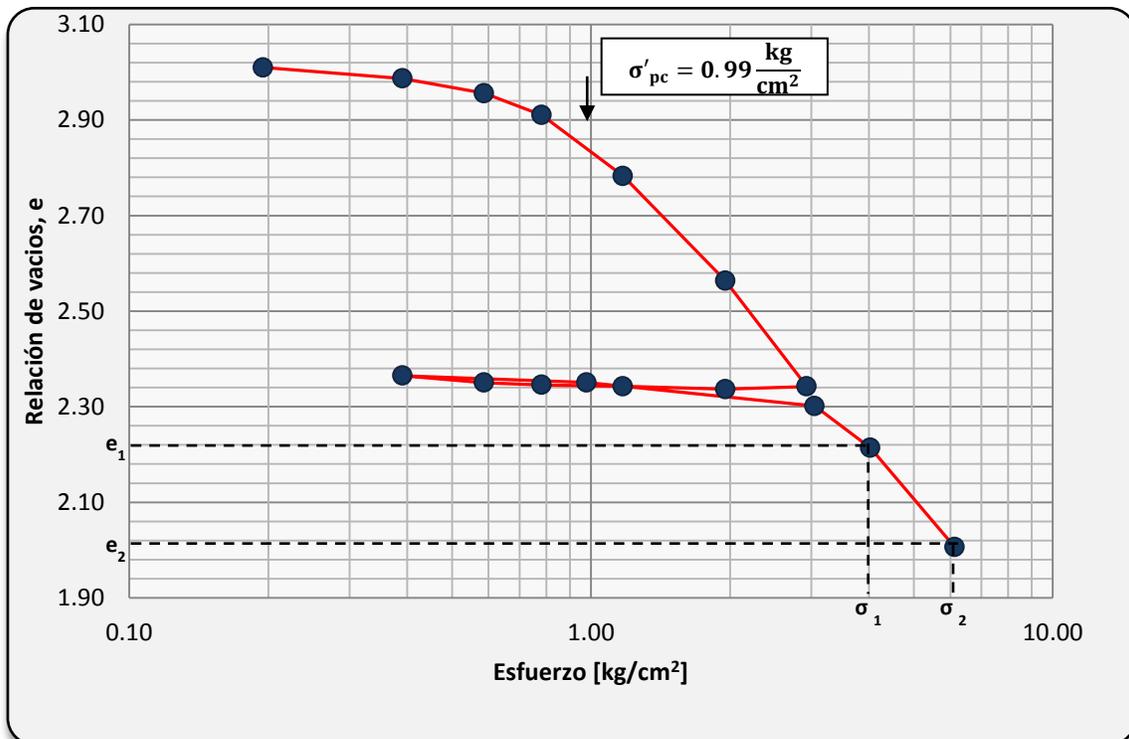


Figura A. 28 Curva de compresibilidad 28: Relación de vacíos acumulada vs esfuerzo efectivo, $e=3.04$, $C_c=1.14$ y $\sigma'_{pc}=0.9$.

LISTA DE FIGURAS

Figura

Figura 1.1 Modelo mecánico de Terzaghi.....	3
Figura 1.2 Esquema de consolidación en campo	4
Figura 1.3 Curva de consolidación	7
Figura 1.4 Curva de compresibilidad: Relación de vacíos vs logaritmo del esfuerzo efectivo.....	9
Figura 1.5 Determinación del tipo de consolidación y el coeficiente de consolidación secundaria	12
Figura 1.6 a) Consolidómetro de Terzaghi usando anillo flotante, b) Arreglo de un montaje con anillo flotante, arreglo de un montaje con anillo fijo	14
Figura 1.7 Edómetro de Casagrande.....	15
Figura 1.8 Forma básica de la celda Rowe	16
Figura 1.9 Drenaje y medición de presión de poro, de acuerdo con los cuatro tipos de pruebas que pueden desarrollarse	17
Figura 1.10 a) Índice de compresión vs límite líquido, b) Índice de compresión vs contenido de agua, c) $C_c/1+e_0$ vs contenido de agua.....	21
Figura 1.11 Relación entre el índice de compresión y el límite líquido para arcillas normalmente consolidadas de Medellín.....	24
Figura 1.12 a) Datos medidos y líneas ajustadas del índice de plasticidad vs C_c , C_r y C_α , del sitio 1, b) Valores medidos y línea ajustada del índice de plasticidad vs C_c del sitio 2, c) Comparación de datos medidos y línea calculada del límite líquido vs C_c del sitio 1	24
Figura 1.13 Relación entre el índice de compresión y propiedades índice a) límite líquido, b) índice de plasticidad, c) índice de contracción	26
Figura 1.14 Correlaciones obtenidas con datos experimentales y recopilados para arcillas naturales	27
Figura 1.15 Correlaciones obtenidas con datos experimentales y recopilados para arcillas artificiales	28
Figura 2.1 Consolidómetro de palanca empleado en el estudio	32
Figura 2.2 Esquema del sistema instrumentado.....	33
Figura 2.3 Transductor de desplazamiento (LVDT).....	34
Figura 2.4 Celda de carga, tipo “s”	34
Figura 2.5 Acondicionador de señal.....	34
Figura 2.6 Captura de datos generales. a) Archivo, b) Datos generales	36

Figura 2.7 Captura de datos generales. a) Datos probeta, b) Rel. Vol. Iniciales.....	37
Figura 2.8 Configuración de la prueba.....	38
Figura 2.9 Diseño de vector de carga.....	39
Figura 2.10 Diseño de vector de tiempo.....	40
Figura 2.11 Adquisición de datos de consolidación.....	41
Figura 2.12 Curva de compresibilidad.....	41
Figura 2.13 Rel. Volumétricas finales.....	42
Figura 2.14 Reportes. a) Curva de consolidación, b) Curva de compresibilidad	43
Figura 2.15 Menú principal del programa de calibración	44
Figura 2.16 Calibración de sensores	44
Figura 2.17 Calibración de LVDT. a) Montaje, b) Calibración	45
Figura 2.18 Curva de calibración consolidómetro 1.....	46
Figura 2.19 Curva de calibración consolidómetro 2	46
Figura 2.20 Curva de calibración consolidómetro 3	47
Figura 2.21 Curva de calibración consolidómetro 4	47
Figura 2.22 Calibración de celda de carga	48
Figura 2.23 Curva de calibración celda de carga.....	49
Figura 2.24 Preparación del equipo.....	49
Figura 2.25 Calibración de brazo de palanca	50
Figura 2.26 Curva de brazo de palanca 1	50
Figura 2.27 Curva de brazo de palanca 2.....	51
Figura 2.28 Curva de brazo de palanca 3.....	51
Figura 2.29 Curva de brazo de palanca 4.....	52
Figura 2.30 Montaje para medir la deformación del equipo.....	52
Figura 2.31 Grafica de la deformación del equipo.....	53
Figura 2.32 Curva deformación del equipo 1.....	54
Figura 2.33 Curva deformación del equipo 2.....	54
Figura 2.34 Curva deformación del equipo 3.....	55
Figura 2.35 Curva deformación del equipo 4.....	55
Figura 3.1 Zonificación geotécnica de la Ciudad de México	61
Figura 3.2 Ubicación en la carta de plasticidad de suelos ensayados.....	68
Figura 4.1 Ubicación de suelos analizados en la carta de plasticidad	74

Figura 4.2 Correlación entre el límite líquido y el índice de compresión para arcillas del Valle de México	81
Figura 4.3 Correlación entre el índice plástico y el índice de compresión para arcillas del Valle de México	82
Figura 4.4 Correlación entre el límite de contracción lineal y el índice de compresión para arcillas del Valle de México.	82
Figura 4.5 Correlación entre el contenido de agua y el índice de compresión para arcillas del Valle de México.....	83
Figura 4.6 Correlación entre la relación de vacíos y el índice de compresión para arcillas del Valle de México.....	84
Figura 4.7 Correlación entre el límite líquido y el índice de expansión para arcillas del Valle de México.....	85
Figura 4.8 Correlación entre el índice plástico y el índice de expansión para arcillas del Valle de México.....	86
Figura 4.9 Correlación entre el límite de contracción lineal y el índice de expansión para arcillas del Valle de México.....	86
Figura 4.10 Correlación entre el contenido de agua y el índice de expansión para arcillas del Valle de México.....	87
Figura 4.11 Correlación entre el relación de vacíos y el índice de expansión para arcillas del Valle de México.....	87
Figura 4.12 Comparación entre las correlaciones experimentales obtenidas para límite líquido y las establecidas por otros autores.....	88
Figura 4.13 Comparación entre las correlaciones experimentales obtenidas para el contenido de agua y las establecidas por otros autores.....	89
Figura 4.14 Comparación entre las correlaciones experimentales obtenidas para la relación de vacíos y las establecidas por otros autores.....	90
Figura 4.15 Estratigrafía compuesta por arena y arcilla	91
Figura 4.16 Curva de compresibilidad – ejercicio práctico	91

LISTA DE TABLAS

Tabla

Tabla 1.1 Propiedades índice.....	22
Tabla 1.2 Propiedades índice de suelos naturales remoldeados.....	25
Tabla 1.3 Propiedades índice de suelos naturales remoldeados seleccionados de la literatura	25
Tabla 1.4 Correlaciones del Índice de compresibilidad con propiedades índice	28
Tabla 2.1 Calibraciones obtenidas de los sensores de desplazamiento	45
Tabla 2.2 Calibración de la celda de carga	49
Tabla 2.3 Calibración de brazos de palanca.....	50
Tabla 2.4 Deformaciones del equipo	53
Tabla 3.1 Programa de incrementos de las muestras ensayadas	63
Tabla 3.2 Relaciones volumétricas gravimétricas iniciales y finales	66
Tabla 3.3 Propiedades índice de los suelos estudiados	67
Tabla 3.4 Esfuerzo de preconsolidación	69
Tabla 3.5 Índice de compresión y expansión de los suelos en estudio	70
Tabla 4.1 Base de datos para el establecimiento de las correlaciones del Valle de México	76
Tabla 4.2 Resumen estadístico de los parámetros utilizados para las correlaciones entre el índice de compresión y propiedades índices de arcillas del Valle de México	79
Tabla 4.3 Resumen estadístico de los parámetros utilizados para las correlaciones entre el índice de expansión y propiedades índices de arcillas del Valle de México.....	80
Tabla 4.4 Valores de índice de compresión, índice de expansión, asentamientos parciales y totales	94