



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“AJUSTE DE CURVAS DE CONSOLIDACIÓN INTERPRETADAS
CON LA TEORÍA DE VISCOCIDAD INTERGRANULAR DE
ZEEVAERT MEDIANTE UN PROGRAMA DE COMPUTADORA EN
AMBIENTE WINDOWS”**

T E S I S
PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
CARLOS SANTOS ARCOS
J. JESÚS GARRIDO RÍOS



DIRECTOR DE TESIS: M.I. CARMELINO ZEA CONSTANTINO

CIUDAD UNIVERSITARIA

MÉXICO, D.F. 2007



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/104/06

Señores
CARLOS SANTOS ARCOS
JESÚS GARRIDO RÍOS
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. CARMELINO ZEA CONSTANTINO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"AJUSTE DE CURVAS DE CONSOLIDACIÓN INTERPRETADAS CON LA TEORÍA DE VISCOCIDAD INTERGRANULAR DE ZEEVAERT MEDIANTE UN PROGRAMA DE COMPUTADORA EN AMBIENTE WINDOWS"

- INTRODUCCIÓN
- I. MARCO TEORICO
 - II. DESARROLLO DEL PROGRAMA EN VISUAL BASIC
 - III. CAMPAÑA DE PRUEBAS DE LABORATORIO
 - IV. CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS EN UNA ESTRUCTURA REAL
 - V. CONCLUSIONES

Ruego a ustedes 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 les 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 HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 7 de febrero 2007.
EL DIRECTOR


M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/AJP*crc

Jesús Garrido Ríos dedica este trabajo a:

A Dios

Por permitirme la vida

A mis abuelos (qpd)

Que con sus sabios consejos y su gran apoyo me motivaron siempre a seguir adelante

A mis padres (qpd)

Por su gran ejemplo, su amor incondicional, su comprensión y apoyo, Por ser mis amigos, por el gran apoyo en los momentos más difíciles.

A mis hermanos

Por su apoyo y motivación a siempre seguir adelante.

A mis hijos

Xóchitl, Nicolás y Rafael Gracias por su paciencia, en la espera.

A mi esposa

Angélica Flores Silva Por su dedicación y paciencia para el logro de este trabajo y en especial como compañera.

Gracias por ayudarme a cumplir este sueño...

Carlos Santos Arcos dedica este trabajo a:

A Dios

*Que por su amor infinito al enviarme
al mundo pude lograr la meta trazada*

A mi abuelita (qpd)

*Que con sus sabios consejos y su gran apoyo
me motivo siempre a seguir adelante a ti
Querida madre muchas gracias.*

A mi mamá

*Un agradecimiento de antemano por darme la vida,
por su amor incondicional, su comprensión, y sus
preciados
consejos los cuales me motivaron a terminar la carrera.*

A mi papá

*Anastasio Santos (qpd) y a mi padrastro Tomas López
(qpd)
Los cuales siempre serán parte de mis recuerdos gracias
por ser pilares
de este ser humano.*

A mis hijos

*Que vivieron conmigo esta etapa de mi vida
Un infinito agradecimiento .*

A mis hermanos

*Que de alguna u otra manera me apoyaron a realizar
Este sueño mil gracias.*

A mi esposa

*Reyna Carranza Barrera Con todo amor y cariño a ella
que siempre tuvo para mi palabras de aliento e impulso
con su voluntad a la realización de este trabajo.*

Gracias por ayudarme a cumplir este sueño...

Reconocimientos

Este trabajo ha sido posible gracias a los enormes apoyos, recomendaciones y aliento que hemos recibido.

Ante todo a la *Universidad Nacional Autónoma de México por ser una gran Institución.*

A la *Facultad de Ingeniería* de la UNAM en especial a todos los *profesores* de quienes adquirimos los conocimientos para poder llegar a este lugar.

Al *Departamento de Geotecnia* en particular al *Dr. Rigoberto Rivera Constantino por su apertura en el desarrollo de este programa de investigación.*

Al *Laboratorio de Geotecnia Francisco Zamora Millán por su colaboración de todo su equipo material y humano, a los ingenieros Enrique Elizalde, Nelson Piñón, Héctor Legorreta, Germán López, Eva, Oscar, Jesús, Carlos en el desarrollo de este trabajo.*

En especial, agradecemos profundamente a:

M.I. Carmelino Zea Constantino maestro y director de esta tesis, por su pasión, su entrega e ÍMPETU en sus acciones, las incontables horas de discusión, orientación y dedicación pedagógica para la elaboración de este trabajo.

Jesús Garrido hace un especial reconocimiento a:

El grupo de *Tai Chi Chuan "Fuerza y Poder CFE"* *Cristina, Rafaela, Raquel, Alejandro y Ricardo* que de manera incondicional me apoyan Con sus conocimientos en la salud y en el ser.

Finalmente, dejamos constancia de nuestra deuda con todas aquellas personas que de manera directa o indirecta han posibilitado nuestra superación personal con la conclusión de esta tesis y a quienes agradecemos de forma personal.

A todos ustedes muchas GRACIAS

*Cuando no eres, eres el todo.
Cuando eres, eres un pobre ego.
Cuando no eres tienes toda la extensión
de la existencia como ser.*

Osha

*¡El conocimiento es poder!
¿Acaso crees que tu pequeña frágil forma
-tus rudimentarias piernas, tus ridículos brazos y manos,
Tú minúsculo y arrugado cerebro-
Puede contener todo ese poder?
¡Por supuesto que no!
Tu raza estallando en pedazos bajo el impacto de su propio saber.
La forma humana primigenia se está volviendo obsoleta.*

Bruce Sterling (Cristal Express, Madrid, Ultramar, 1992)

*"Treinta radios convergen en el centro de una rueda,
pero es su vacío lo que hace útil al carro.
Se modela la arcilla para hacer la vasija,
pero de su vacío depende el uso de la vasija.
Se abren puertas y ventanas en los muros de una casa
y es el vacío lo que permite habitarla.
En el ser centramos nuestro interés,
pero del no-ser depende su utilidad."*

Tao Te Ching.

ÍNDICE

TEMARIO	PÁGINA
ÍNDICE	i
INTRODUCCIÓN	1
I. MARCO TEÓRICO	8
I.1 MODELO DE TERZAGHI	10
I.2 MODELO DE VISCOSIDAD INTERGRANULAR DE ZEEVAERT	19
II. DESARROLLO DEL PROGRAMA EN VISUAL BASIC	32
II.1 PLATAFORMA VISUAL BASIC	33
II.2 DIAGRAMA DE FLUJO	34
II.3 LISTADO DEL PROGRAMA	35
II. 4 MANUAL DEL USUARIO	37
III. CAMPAÑA DE PRUEBAS DE LABORATORIO	45
III.1 DISCUSIÓN DEL EFECTO SECUNDARIO.	46
III.2 PROGRAMACIÓN DE PRUEBAS.	52
III.3 RESULTADOS DE LA CAMPAÑA DE PRUEBAS	66
III. 4 AJUSTE DE CURVAS.	68
III.5 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.	72

TEMARIO	PÁGINA
IV. CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS EN UNA ESTRUCTURA REAL	73
IV.1 INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO DE APOYO.	74
IV.2 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO.	77
IV.3 CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO A LARGO PLAZO.	83
IV.4 ALTERNATIVA DE SOLUCION.	86
V. CONCLUSIONES	92
V.1 RESPECTO AL PROGRAMA EN VISUAL BASIC.	93
V.2 CON RELACIÓN A LA CAMPAÑA DE PRUEBAS.	93
V.3 RESPECTO AL AJUSTE DE CURVAS.	94
V.4 CONCLUSIONES GENERALES.	94
V.5 COMENTARIOS.	95
VI. ANEXOS	96
VI.1 REGISTROS DE LECTURAS DE LA PRUEBA DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL	97
VI.2 GRAFICAS DE-DEFORMACIÓN.	113
VI.3 AJUSTE DE CURVAS.	129
VI.4 EXTRACTO DE LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES.	137
VII.- BIBLIOGRAFÍA.	145

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

Los ingenieros en mecánica de suelos realizan a menudo observaciones y mediciones de varios tipos de fenómenos naturales.

Todas las obras de ingeniería civil necesariamente requieren cimentarse ya sea sobre un macizo rocoso o un depósito de suelo. Esta acción induce cambios en las condiciones originales de esfuerzo del subsuelo de apoyo, que a su vez provocarán deformaciones del suelo o la roca de que se trate.

En cuanto a los suelos se refiere, estas deformaciones pueden producirse en forma simultánea a la aplicación de las cargas de la superestructura y su cimentación, o en forma diferida la cual se desarrolla a medida que transcurre el tiempo, fenómeno conocido como proceso de consolidación.

En el caso particular de los depósitos arcillosos, como los que componen la estratigrafía del subsuelo de la Ciudad de México, la componente principal es debida al fenómeno de consolidación.

El primer investigador que se preocupó por tratar de entender el fenómeno de consolidación y sentar una base teórica racional de este problema fue el Doctor Karl Von Terzaghi, conocido como el padre de la mecánica de suelos. A él le siguieron muchos otros investigadores, cuya principal preocupación fue el desarrollo de teorías para modelar la parte de consolidación que se desarrolla en los primeros instantes del proceso, que tiene lugar debido principalmente al aumento de las presiones del agua contenida en los poros intergranulares del suelo que hacen que un cierto volumen importante de agua tienda a escapar de la masa del suelo, hasta que dichas presiones se hacen nulas con el tiempo.

Sin embargo, en el caso particular de las arcillas de la Ciudad de México, posterior a este fenómeno se ha observado otro tan importante como el anterior conocido

como consolidación secundaria, el cual se desarrolla aún cuando el primero ya terminó. Para estudiar este fenómeno el doctor Leonardo Zeevaert (ref. 14) propone emplear su “Modelo de viscosidad intergranular”, inclusive el sienta las bases para el ajuste de las curvas de consolidación que se obtienen en las pruebas de este tipo que se realizan para estudiar la compresibilidad de los estratos de suelo arcilloso en el aparato de laboratorio conocido como consólidometro.

En la currícula de la carrera de ingeniero civil este tópico se contempla dentro de la materia de “Comportamiento de los Suelos” ya que es de suma importancia para que los alumnos adquieran las habilidades que se requieren para el manejo de las muestras inalteradas representativas de los estratos arcillosos que se prueban en el aparato de consolidación.

OBJETIVO DE LA TESIS

Al desarrollar un programa de computadora para calcular los parámetros de consolidación que aparecen en el Modelo de Viscosidad Intergranular de Zeevaert se pretende que a nivel escolar, tanto profesores como alumnos cuenten con una herramienta que les facilite el manejo de los conceptos desarrollados en clase y a nivel profesional que el analista de mecánica de suelos posea un instrumento de trabajo que le permita llevar a cabo la interpretación de las pruebas de laboratorio y posteriormente el estudio del análisis de su cimentación lo cual sería difícil de realizar a mano y con una simple calculadora de bolsillo que se traduce en un ahorro en tiempos y costos.

BOSQUEJO DE LOS CAPÍTULOS

En las siguientes líneas se realizara un bosquejo de los capítulos que integran este trabajo:

En el primer capítulo se hace la descripción general de las teorías propuestas por el Dr. Terzaghi donde describe la consolidación primaria unidimensional, la cual explica exclusivamente el fenómeno hidrodinámico que se verifica para la expulsión del agua gravitacional de un material en el cual no se observa el fenómeno de viscosidad intergranular.

El modelo propuesto por el Dr. Zeevaert donde se analiza la viscosidad intergranular o consolidación secundaria. La compresión secundaria representa esencialmente un reacomodo adicional de la estructura interna del suelo después de que la mayor parte de la carga a sido transferida del agua a la materia sólida, debe esperarse que la velocidad de esa compresión secundaria dependan del esfuerzo efectivo, siendo independientes de la magnitud del incremento precedente de carga aplicado para alcanzar ese esfuerzo efectivo y del espesor del estrato de suelo.

Se efectúa la confrontación de la teoría que se expone con los resultados de pruebas en el consolidómetro para curvas de consolidación realizadas a niveles de esfuerzos menores y mayores del esfuerzo crítico.

En el segundo capitulo se realiza la descripción del desarrollo del programa “vinter -z” en Visual Basic para el ajuste de curvas de consolidación, haciendo mención de la programación, la utilización de objetos y subrutinas para que el programa sea lo más amigable a cualquier usuario.

Para el desarrollo del programa de computadora se tuvo que realizar un diagrama de flujo, en base a él y a una versión en excell se procedió a la programación correspondiente.

Se describe en este capítulo los aspectos generales para el desarrollo del programa como son:

Listado del programa VINTER – Z, Manual del usuario, requerimientos de computo, instalación del programa.

Se menciona el uso del programa y los pasos a seguir al introducir los datos generales del problema como son: el título de la obra, su localización, el sondeo, la muestra, etc.

Siguiendo los pasos en este capítulo vemos que el programa ofrece el trazado automático de la curva de consolidación la cual no pasa por los puntos experimentales, para poder ajustarla se elige el parámetro a ajustar.

En el tercer capítulo denominado Campaña de Pruebas de Laboratorio se realiza el ajuste de los puntos experimentales de la curva de consolidación utilizando el modelo propuesto por el Dr. Zeevaert, de manera visual, analizando la tendencia de estos puntos para lograr la aproximación deseada.

Aquí se establece un criterio de programación de los incrementos de esfuerzo para el estudio del fenómeno de consolidación secundaria bajo la teoría de viscosidad intergranular de Zeevaert, enfocado a suelos finos saturados inorgánicos.

Se realiza la programación de las pruebas de laboratorio para poder controlar los incrementos de esfuerzo vertical que se aplicaran a la muestra de suelo para inducirle una cierta configuración de la curva deformación-tiempo.

Con la adecuada realización de las pruebas de laboratorio, se obtienen los parámetros de ajuste de las curvas de consolidación que posteriormente se extrapolan a la estructura de suelo donde se aplicaran los esfuerzos reales.

El programa de pruebas se realiza en una muestra de arcilla de la Ciudad de México, obtenida con tubo Shelby a una profundidad de 6.5 a 6.8 m.

En el cuarto capítulo se realiza el cálculo de los asentamientos en una estructura real utilizando los resultados obtenidos previamente y suponiendo datos de campo.

Se plantea un problema de asentamientos en una “estructura real” a base de losa de cimentación por ser un caso más simple en comparación con cajones de cimentación, en donde además de la viscosidad intergranular se tienen que tomar en cuenta, aspectos como la expansión que ocurre al excavar el suelo hasta la profundidad de desplante por alivio parcial de esfuerzos, la extensión del área u otros elementos para limitar la extensión.

Tanto el programa de exploración y muestreo así como la campaña de pruebas se basa en el Reglamento de Construcción de cada sitio en estudio.

Para este problema en específico se emplearon las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del Distrito Federal (NTCDCCDF).

En el último capítulo se establecen las conclusiones que se obtuvieron en este trabajo al utilizar el modelo del Dr. Zeevaert que aunque es más complejo que el modelo del Dr. Terzaghi por involucrar un mayor número de parámetros se facilita su aplicación práctica al calcular los parámetros de consolidación con un programa de computadora, permitiendo así un uso más extenso entre los alumnos y

profesionistas de mecánica de suelos en la solución de los problemas que se presenten en esta área.

Todo esto con el fin de fortalecer y crear nuevos criterios para la selección de alternativas que satisfagan las necesidades que requiere el ser humano y que se presentan en la actualidad, como es el caso de los asentamientos, esperando que sea de utilidad para todos aquellas personas que en un determinado momento se enfrenten a esta problemática.

I. MARCO TEÓRICO

I. MARCO TEÓRICO

Las sobrecargas de las estructuras cimentadas en suelos finos saturados inducen la consolidación de estos últimos.

Entendiendo por **consolidación** al proceso gradual mediante el cual el exceso de **presión hidrostática** debido a un incremento de carga se va convirtiendo en esfuerzos intergranulares, a consecuencia del escape de fluidos de los poros del suelo.

En forma clásica el fenómeno se divide en **consolidación primaria** y **consolidación secundaria**.

La consolidación primaria se genera por un exceso de la presión del agua de poro la cual requiere de tiempos relativamente grandes para su disipación y desalojo retardando el proceso de deformación del suelo.

La consolidación secundaria se presenta cuando existe un deslizamiento relativo entre las láminas arcillosas, este fenómeno se denomina “**viscosidad intergranular**” y tiene importancia, sobre todo, cuando el subsuelo se encuentra altamente estratificado con intercalaciones de material permeable, ya que la consolidación primaria se presenta rápidamente. Cabe señalar que durante este proceso el suelo continua expulsando agua, pero en cantidad mucho menor que durante el proceso anterior.

La teoría de consolidación encontrada por Terzaghi (1925) que se expone a continuación explica exclusivamente el fenómeno hidrodinámico que se verifica para la expulsión del agua gravitacional de un material en el cual no se observa el fenómeno de viscosidad intergranular.

I.1 Modelo de Terzaghi

La teoría de la consolidación tiene por objeto encontrar una fórmula que ligue las condiciones “esfuerzo - cambio de oquedad” en cualquier punto dentro de la masa de un suelo saturado en un tiempo determinado durante el cual el suelo se encuentra sometido a una carga sostenida.

Debido a lo complejo del problema es necesario hacer hipótesis simplificadoras obteniéndose soluciones para casos simples y bien definidos.

Las hipótesis para el desarrollo de la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi son:

1. La masa del suelo es homogénea e isotrópica en sentido vertical en toda su extensión.
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 agua que se expulsa es exclusivamente agua gravitacional, y por lo tanto se puede suponer válida la ley de Darcy.
5. El cambio de oquedad tiende a un valor límite.
6. Existe una relación lineal entre la presión aplicada y el cambio de volumen.
7. El coeficiente de permeabilidad es constante.
8. Las muestras son inalteradas.

Para explicar la teoría de la consolidación se hará uso de un **modelo reológico** que cumpla con las hipótesis antes mencionadas.

Este dispositivo consiste en un cilindro y un pistón (Fig.I.1.2), la cavidad del cilindro representa los poros del material. Dentro de la cavidad se coloca un elemento resistente capaz de admitir esfuerzos y el cual representa la estructura del suelo.

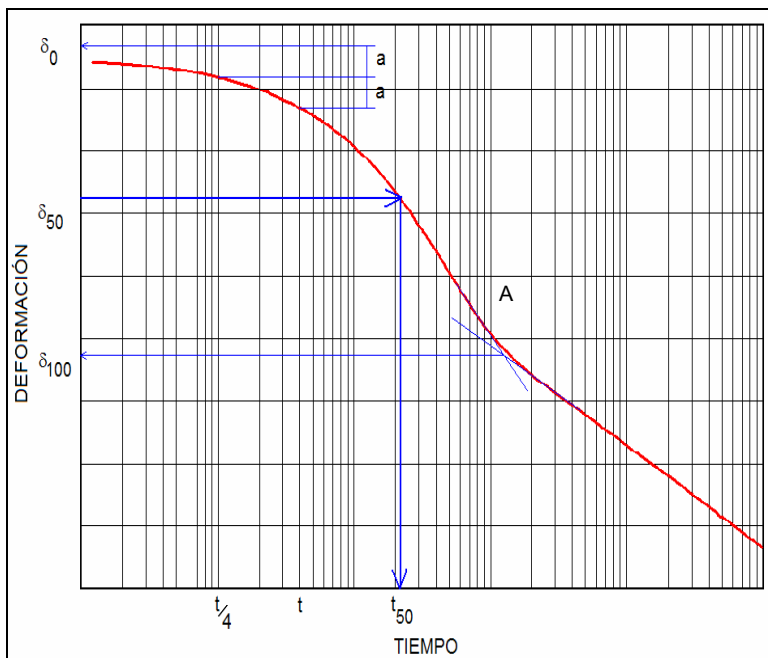


Fig. I.1.1 Curva típica de consolidación

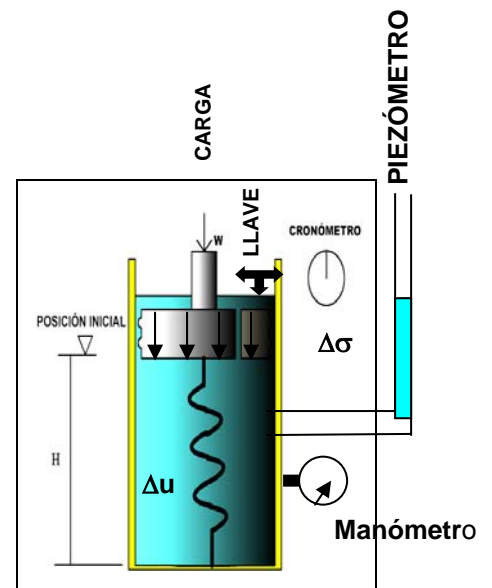


Fig. I.1.2 Modelo de Terzaghi

La llave representa la permeabilidad del suelo, ya que al cerrarla o abrirla se puede controlar la permeabilidad de la cámara.

Imaginemos ahora que la llave se encuentra abierta y el resorte completamente cargado. Evidentemente la carga aplicada será tomada íntegramente por el elemento resistente, por consiguiente, el agua dentro del cilindro estará libre de presión, la altura del agua dentro del piezómetro lateral instalado en el cilindro estará por el efecto de vasos comunicantes en posición más arriba. No obstante aún, sí en estas condiciones se abre o cierra la llave, el estado de carga en la cámara no se altera.

Si ahora se aplica un incremento de carga y se abre un poco la llave de inmediato el agua comenzará a fluir forzada por el incremento de la presión hidráulica desarrollada en el interior de la cámara por lo que habrá una disminución de la oquedad y una deformación del resorte o estructura del suelo.

La estructura del suelo empezará a tomar carga a medida que la presión hidráulica provocada por la presión aplicada disminuya con el tiempo, hasta llegar un momento en el cual ya no salga más agua y la carga sea tomada en su totalidad por el elemento resistente.

Se dice entonces que se ha verificado el proceso de consolidación bajo el incremento de presión aplicado $\Delta\sigma$.

Al final del proceso el suelo sigue saturado, excepto que las oquedades han disminuido por efecto de la compresibilidad de la estructura del suelo, disminuyendo su contenido de agua al volverse más compacto, conservándose saturado durante todo el proceso.

Durante el proceso de consolidación en cualquier tiempo, un incremento de carga tiene que ser equilibrado por un esfuerzo intergranular y por la presión de exceso hidrostático en el agua. Matemáticamente: $\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u$ de donde resulta que un cambio con el tiempo

en esfuerzo efectivo intergranular es igual y contrario a un cambio de presión en el exceso hidrostático a saber:

$$\frac{\partial \Delta \sigma}{\partial t} = - \frac{\partial \Delta u}{\partial t} \quad (1.1)$$

De las condiciones anteriores se puede establecer el por ciento de consolidación para un incremento de presión

$$\Delta \sigma = \sigma_2 - \sigma_1 \quad (1.2)$$

Esto es:

$$U\% = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1) - \Delta u}{\sigma_2 - \sigma_1} \times 100 \quad (1.3)$$

Para $t=0$,

$$\sigma_2 - \sigma_1 = \Delta u_i$$

exceso hidrostático inicial.

Considerando que el material tiene un **coeficiente de compresibilidad volumétrica** m_v , la deformación volumétrica unitaria en el punto considerado cuando $\Delta u = 0$ y la estructura del material toma la carga total:

$$\Delta \varepsilon_v = m_v (\sigma_2 - \sigma_1) \quad (1.4)$$

Si llamamos $\Delta \varepsilon_{vt}$ **la de formación volumétrica unitaria en el tiempo t** para el cual la estructura del material ha tomado el esfuerzo vertical $(\Delta \sigma - \Delta u)$, esto es :

$$\Delta \varepsilon_{vt} = m_v (\Delta \sigma - \Delta u) \quad (1.5)$$

Resulta que el por ciento de consolidación también puede expresarse en términos de

deformación volumétrica unitaria por medio de
$$U\% = 100\% \frac{\Delta \varepsilon_{vt}}{\Delta \varepsilon_v} \quad (1.6)$$

Así cuando después de un tiempo muy grande $\Delta \varepsilon_{vt} \rightarrow \Delta \varepsilon_v$, $U\% = 100\%$; el proceso de consolidación se ha efectuado totalmente.

Para $t=0$ $\Delta\varepsilon_{vt} = 0$ y $U\% = 0$ y corresponde al instante de la aplicación de la carga.

De aquí la deformación volumétrica con el tiempo será $\Delta\varepsilon_{v_t} = \Delta\varepsilon_v \left(\frac{U\%}{100\%} \right)$ (1.7)

Y el esfuerzo efectivo:

$$\Delta\sigma(t) = \Delta\sigma \left(\frac{U\%}{100\%} \right) \quad (1.8)$$

Así también el módulo instantáneo de compresibilidad volumétrico será: $m_{vt} = m_{v1} (U\% / 100\%)$

Conociendo el valor de $U\%$ como función del tiempo se podrá valorizar $\Delta\varepsilon_{vt}$.

Para conocer el valor de $U\%$ será menester conocer la forma como se disipa el exceso hidrostático Δu con el tiempo para sustituirlo en la ecuación.

Si se desea conocer como se disipa el exceso hidrostático en un punto a una profundidad Z de una muestra de un estrato de arcilla la cual se sujeta a un incremento de esfuerzo $\Delta\sigma$, esto se realiza con la prueba del odómetro.

Al someter un elemento diferencial de espesor dz a un incremento de presión existirá un flujo de agua hacia la superficie permeable que permite la salida de agua.

El flujo diferencial que pasa a través del elemento por unidad de superficie será según la LEY DE DARCY el siguiente.

$$\kappa z \left(\frac{\partial i_z}{\partial z} \right) dz = dq \quad (1.9)$$

Si el elemento no cambia de volumen dq sería nulo, pero puesto que el volumen cambia al comprimirse el suelo dq será exactamente igual al cambio de volumen por unidad de tiempo y consecuentemente a la pérdida de agua.

$$dq = \frac{\partial v}{\partial t} \quad (1.10)$$

Pero:

$$v = v_s + v_v \quad (1.11)$$

Y puesto que el volumen de sólidos no cambia

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{\partial v_v}{\partial t} \quad (1.12)$$

Por otro lado se tiene que

$$\frac{\partial v_v}{\partial t} = \frac{\partial e}{\partial t} v_s \quad (1.13)$$

El volumen de sólidos en el elemento diferencial vale: $v_s = \frac{dz}{1 + e_1}$

sustituyendo en (1.13)

$$\frac{\partial v_v}{\partial t} = \frac{\partial e}{\partial t} \frac{dz}{1 + e_1} \quad (1.14)$$

realizando la sustitución de (1.14) en (1.10)

$$\kappa z \left(\frac{\partial iz}{\partial z} \right) = \frac{1}{1 + e_1} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (1.15)$$

$$iz = \frac{\partial h}{\partial z} = \left(\frac{1}{\gamma_w} \right) \frac{\partial u}{\partial t} \quad (1.16)$$

La ecuación toma la forma:

$$1 + e_1 \left(\frac{kz}{\partial w} \right) \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial e}{\partial t} \quad (1.17)$$

El coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria m_v queda definido por

$$m_v = - \frac{1}{1 + e} \frac{\partial e}{\partial \sigma} \quad (1.18)$$

Donde e_1 es la oquedad inicial al empezar el proceso.

Esta ecuación puede escribirse de la siguiente forma, ya que “e” y “σ” varían con el tiempo:

$$(1 + e_1) m_v \frac{\partial \sigma}{\partial t} = - \frac{\partial e}{\partial t} \quad (1.19)$$

Además de la condición fundamental del proceso de consolidación:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} = - \frac{\partial u}{\partial t} \quad (1.20)$$

Luego sustituyendo se obtiene:

$$\frac{\partial e}{\partial t} = (1 + e_1) m_v \frac{\partial u}{\partial t} \quad (1.21)$$

Combinando con la ecuación se obtiene la **ecuación diferencial que rige el fenómeno de consolidación** bajo las hipótesis antes expuestas esto es:

$$\frac{kz}{m_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (1.22)$$

O también:

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

Si durante el proceso de consolidación, para un incremento de presión se supone que las propiedades mecánicas de compresibilidad e hidráulicas m_{vz} y kz no cambian, entonces m_v es constante y recibe el nombre de Coeficiente de Consolidación.

La ecuación diferencial podrá integrarse encontrando una función $u = f(z, t)$ Lo cual al satisfacer las fronteras del problema de un estrato de espesor $2H$ drenado por ambos lados, nos proporciona los valores del exceso hidrostático para un punto cualquiera del estrato en consolidación y para cualquier valor del tiempo cuya solución general de la ecuación diferencial es como sigue:

$$u = \sum_{n=1}^{\infty} \left[\frac{1}{H} \int_0^{2H} \Delta\sigma_i(z) \operatorname{sen} \frac{n\pi}{2H} z dz \right] \left[\operatorname{sen} \frac{n\pi}{2H} Z \right] e^{-\frac{n^2\pi^2}{4H^2} C_v t} \quad (1.23)$$

En esta expresión $\Delta\sigma_i(z)$ representa el incremento de presión con la profundidad aplicada, y es igual al exceso hidrostático inicial para $t=0$ que corresponde al momento de colocar el incremento de esfuerzo $\Delta\sigma$ en la superficie del estrato.

Si se considera $\Delta\sigma_i(z)$ constante con $z=0$ Δu_i exceso hidrostático inicial para $t=0$, como sucede durante la prueba de consolidación inmediatamente de aplicar la carga y efectuando algunas transformaciones matemáticas en la ecuación se llega a :

$$\Delta u = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{4\Delta u_i}{(2m+1)^2 \pi^2} \left[\operatorname{sen} \frac{(2m+1)\pi}{2H} z \right] e^{-\frac{(2m+1)^2 \pi^2}{4H^2} C_v t} \quad (1.24)$$

El valor $T_v = \frac{c_v}{H^2} t$ se llama FACTOR DE TIEMPO PRIMARIO y es un número sin dimensiones.

El U % de consolidación a la profundidad z para un estrato drenado por ambos lados para el cual se ha incrementado el esfuerzo $\Delta\sigma_i$ será:

$$U \% = 100\% \left(1 - \frac{\Delta u}{\Delta u_i} \right) \quad (1.25)$$

Por consiguiente:

$$U_z \% = 100\% \left\{ 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{4}{(2m+1)^2 \pi^2} \left[\text{sen} \frac{(2m+1)\pi}{2} \frac{z}{H} \right] e^{-\frac{(2m+1)^2 \pi^2}{4} T_v} \right\} \quad (1.26)$$

En las aplicaciones prácticas de esta teoría el grado de la masa de suelo es de poca importancia, en cambio es conveniente conocer el valor medio del grado de consolidación a través de toda la profundidad de la capa de suelo por estar directamente relacionada con el porcentaje de asentamiento con respecto al total para lo cual se emplea la siguiente ecuación:

$$U_z \% = 100\% \left[1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2m+1)^2 \pi^2 T}{4}} \right] \quad (1.27)$$

Al observar esta ecuación se nota que U % depende de la variable única T_v

I.2 MODELO DE VISCOSIDAD INTERGRANULAR DE ZEEVAERT

Con este modelo se pretende efectuar la confrontación de la teoría que se expone con los resultados de pruebas del consolidómetro.

Para **la primera etapa** de consolidación la teoría de Terzaghi proporciona aparentemente resultados satisfactorios para el cálculo de compresiones en función del tiempo en depósitos de arcillas pero cuando la compresión ya esta adelantada se observa que la curva real se desvía de la teórica esto es debido a que se observa el fenómeno viscoso-intergranular del material.

El efecto plasto – viscoso que se observa se debe principalmente al resbalamiento de los granos entre si, buscando posiciones más estables.

El comportamiento mecánico real de la estructura del suelo es elasto – plástico y plasto viscoso.

Una fracción de la compresión elástica, plástica y parte del fenómeno de viscosidad intergranular se observa durante el proceso hidrodinámico de consolidación según la teoría de Terzaghi.

Después de que la compresión primaria teórica ha alcanzado un grado avanzado de consolidación se observa que la compresión y el cambio volumétrico del material continua, a esto se le denomina “**consolidación secundaria**”o “**viscosidad intergranular**” en este proceso se verifican fenómenos de deformación volumétrica plástico viscosa cuya magnitud decrece con el tiempo motivando finalmente a la solidificación del material bajo la carga aplicada.

La **consolidación** de un depósito de arcilla puede dividirse en dos partes fundamentales:

La compresión debida al retardamiento hidrodinámico producida por el agua gravitacional conocida como **consolidación de Terzaghi o Teoría primaria de la consolidación**. Lo cual implica principalmente un retardamiento hidrodinámico de la deformación elasto – plástica.

La compresión a la cual se llama **consolidación secundaria**, representada por una ley fenomenológica de compresión la cual rige los fenómenos plásticos de retardamiento viscoso entre los granos.

I.2.1 Consideraciones teóricas.

Para analizar el fenómeno físico se utilizan dos modelos reológicos conectados en serie: el modelo de Kelvin y la unidad “Z” como se muestra en la siguiente figura:

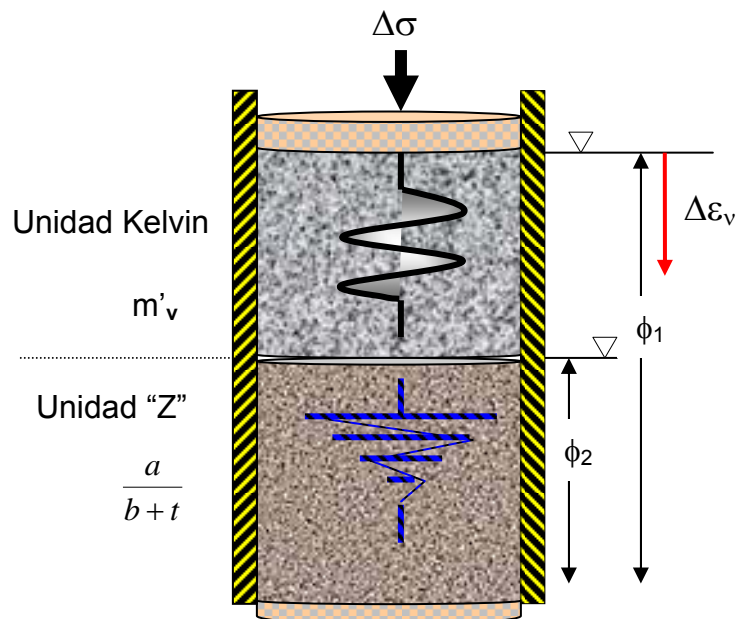


Fig. I.2.1 MODELO FÍSICO DE ZEEVAERT

I.2.2 Hipótesis del Modelo

1. La compresión primaria se analiza por medio del modelo de Kelvin, el cual se correlaciona con el modelo reológico de Terzaghi, y que implica que la compresión primaria tiende a ser infinita.

2. La compresión secundaria se analiza con el modelo del Dr. Zeevaert denominado unidad – z el cual representa el comportamiento viscoso intergranular del suelo.

Al someter el suelo a un incremento de carga unitaria Δp se origina un cambio volumétrico de la estructura primaria $\Delta\varepsilon_{v1}$ y de la secundaria $\Delta\varepsilon_{v2}$. El cambio total por el efecto de la compresión de las dos estructuras consideradas será:

$$\Delta\varepsilon_v = \Delta\varepsilon_{v1} + \Delta\varepsilon_{v2} \quad (1.2.1)$$

El modelo de Kelvin es equivalente al modelo de Terzaghi, por lo que con esta parte se toma en cuenta la consolidación primaria. El amortiguador Newtoniano del modelo tiene una fluidez lineal ϕ_1 y el elemento resistente cuenta con un módulo de compresibilidad m'_v .

La unidad Z esta compuesta por un elemento viscoso no lineal y un elemento viscoso lineal conectados en paralelo (el efecto de esta conexión es que la viscosidad lineal retarda el movimiento del elemento viscoso no lineal). La fluidez lineal es ϕ_2 y la no lineal que varía con el tiempo “t” es $\frac{a}{b+t}$, siendo “a” y “b” dos constantes que se determinan experimentalmente.

I.2.3 Solución del Modelo de Kelvin

Este modelo se resuelve Estableciendo las siguientes ecuaciones:

De equilibrio

$$\Delta p = \Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_{N1} \quad (1.2.2)$$

De deformación volumétrica unitaria

$$\Delta \varepsilon_v = \Delta \varepsilon_1 = \Delta \varepsilon_{N1} \quad (1.2.3)$$

De esfuerzo – deformación volumétrica unitaria

$$\Delta \varepsilon_1 = \alpha_1 \Delta \sigma_1 \quad (1.2.4)$$

$$\Delta \varepsilon_N = \phi_1 \Delta \sigma_{N1} \quad (1.2.5)$$

Resolviendo para el valor de $\Delta \varepsilon_{v1}$ se encuentra la ecuación diferencial del fenómeno primario.

$$\Delta \varepsilon_{v1} + \frac{\phi_1}{\alpha_1} \Delta \varepsilon_v = \phi_1 \Delta p \quad (1.2.6)$$

Integrando se obtiene

$$\Delta \varepsilon_{v1} = \alpha_1 \Delta p \left(1 - e^{-\frac{\phi_1 t}{\alpha_1}} \right) \quad (1.2.7)$$

Para un número grande de unidades se escribe

$$\Delta \varepsilon_{v1} = \alpha \Delta p \left(1 - \sum \frac{\alpha_1}{\alpha} e^{-\frac{\phi_1 t}{\alpha_1}} \right) \quad (1.2.8)$$

Considerando que $\sum \alpha_1 = \alpha$ representa la compresibilidad se obtiene

$$\Delta\varepsilon_{v1} = \alpha\Delta p \left(1 - \sum \frac{\alpha_1}{\alpha} e^{-\frac{\phi_1 t}{\alpha_1}} \right) \quad (1.2.9)$$

Por otro lado, de la teoría de la consolidación de terzaghi se obtiene

$$\Delta\varepsilon_{v1} = m_v \Delta p \left(1 - \sum \frac{2}{M} e^{-MT_v} \right) \quad (1.2.10)$$

En donde $t_v = c_v \frac{T}{H^2}$ es el factor de tiempo primario y $M = \frac{(2m-1)}{4} \pi^2$

Si comparamos las ecuaciones (1.27) y (1.2.10) se ve que el modelo de Kelvin y el modelo de Terzaghi son equivalentes, al menos en la parte de consolidación primaria.

La correspondencia queda establecida por medio de las relaciones siguientes:

$$\frac{\alpha_1}{\alpha} = \frac{2}{M} \quad \text{y} \quad \frac{\phi_1}{\alpha_1} = M \frac{c_v}{H^2}$$

De donde se obtiene $\alpha = m_v$ y $\frac{\phi_1}{\alpha} = \frac{2c_v}{H^2}$

Del análisis anterior queda establecido para la comprensión el uso de la función de Terzaghi; F(Tv) lo que podemos escribir :

$$\Delta\varepsilon_{v1} = m_v \Delta p F(T_v) \quad (1.2.11)$$

1.2.4 La Unidad – Z

La unidad z queda representada por dos elementos en paralelo a semejanza del modelo de Kelvin, esto es, un elemento newtoniano de fluidez lineal que representa la fluidez intergranular que disminuye con el tiempo y el otro que representa un amortiguador newtoniano de fluidez lineal ϕ_2 el cual retarda la deformación volumétrica unitaria de la estructura secundaria se establecen para esta unidad las siguientes condiciones:

De equilibrio

$$\Delta p = \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_{N2} \quad (1.2.12)$$

De deformación volumétrica unitaria

$$\Delta \varepsilon_2 = \Delta \varepsilon_v = \Delta \varepsilon_{N2} \quad (1.2.13)$$

De las relaciones esfuerzo - deformación volumétrica unitaria:

$$\Delta \varepsilon_2 = \frac{a}{b+t} \Delta \sigma_2 \quad (1.2.14)$$

$$\Delta \varepsilon_{N2} = \sigma_2 \Delta \sigma_{N2} \quad (1.2.15)$$

Resolviendo para $\Delta \varepsilon_{v2}$, se obtiene la siguiente ecuación diferencial para la unidad – z.

$$\Delta \varepsilon_{v2} = \frac{a}{b + \frac{a}{\phi_2} + t} \Delta p \quad (1.2.16)$$

Integrando y considerando que para $t=0$, $\Delta p = \Delta \sigma_{N2}$ de las ecuaciones (1.2.15) y (1.2.16) se obtiene $b=0$ por consiguiente:

$$\Delta\varepsilon_{v2} = 2.31a\Delta p \log\left(1 + \frac{\phi_2}{a}t\right) \quad (1.2.17)$$

Esta ecuación se puede escribir en la siguiente forma

$$\Delta\varepsilon_{v2} = 2.31a\Delta p \log\left(1 + \frac{\phi_2}{\alpha} \frac{\alpha}{\phi_1} \frac{\phi_1}{\alpha_1} t\right) \quad (1.2.18)$$

Dando un valor medio de $2.31 a = m_t$ para el incremento sostenido, Δp :

De las relaciones Kelvin – Terzaghi se obtiene

$$\frac{\alpha}{a} = 2.31 \frac{m_v}{m_t} \quad \text{y} \quad \frac{\phi_1}{\alpha} = \frac{2C_v}{H^2}$$

Definiendo $\frac{m_t}{m_v} = \beta$ se encuentra para la compresión volumétrica unitaria del fenómeno de viscosidad intergranular

$$\Delta\varepsilon_{v2} = m_t \log\left(1 + \frac{4.62}{\beta} \frac{\phi_2}{\phi_1} T_v\right) \Delta p \quad (1.2.19)$$

de donde: $\frac{4.62}{\beta} \frac{\phi_2}{\phi_1} T_v = \xi$

El valor de ξ es un parámetro adimensional que se determina con las pruebas de laboratorio. Nótese que $\frac{C_v \xi}{H^2} = \frac{1}{\tau}$ es el inverso de un tiempo, que representa el tiempo de relajamiento de la compresión secundaria, así pues:

$$\xi = \frac{H^2}{\tau C_v} \quad (1.2.20)$$

La ecuación también se puede escribir como:

$$\Delta_{\varepsilon v2} = m_1 \log\left(1 + \frac{t}{\tau}\right) \Delta p \quad (1.2.21)$$

Nótese que los valores de τ para la misma deformación volumétrica unitaria se encuentra en la siguiente proporción.

$$\frac{\tau_1}{\tau_2} = \frac{H_1^2}{H_2^2} \quad (1.2.22)$$

De la ecuación 1 se puede escribir en forma adimensional para la deformación total volumétrica unitaria.

$$\frac{\Delta \varepsilon_v}{m_v \Delta P} = F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v) \quad (1.2.23)$$

Por tanto

$$\Delta \varepsilon_v = m_v \Delta P \Omega \quad (1.2.24)$$

En donde Ω representa la configuración de las curvas de consolidación incluyendo el fenómeno de viscosidad intergranular.

Los parámetros m_v , C_v , β y ξ son funciones del nivel de esfuerzo sobre el cual se aplica un incremento Δp de carga unitaria que produce el fenómeno de consolidación y pueden ser determinados de **la prueba del consolidómetro**.

1.2.5 Método de ajuste para la determinación de los parámetros

La deformación volumétrica, $\Delta\varepsilon_v$, para un incremento de esfuerzo vertical constante, se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta\varepsilon_v = m'_v \Delta\sigma_v [F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v)] \quad (1.2.25)$$

Donde:

m'_v : Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para la compresión primaria.

$\Delta\sigma_v$: Incremento de esfuerzo aplicado.

β : Factor que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular.

ξ : Factor adimensional que modifica el valor de T_v en el fenómeno viscoso intergranular.

Los parámetros m'_v , β , ξ y C_v se obtienen del ajuste de las curvas de las pruebas de consolidación en muestras inalteradas representativas de los estratos, como una función del nivel de esfuerzos, mediante el procedimiento que se describe a continuación:

1.2.6 Ajuste de Curvas de Consolidación

Para el ajuste de las curvas de consolidación es necesario que se defina no sólo la componente primaria sino también la secundaria de cada curva (Figs. 1.2.1 y 1.2.2), evitando en todo momento la expansión del suelo debido a una muy pronta saturación del material; para esto último se ha visto en forma práctica que después de aplicar un 20% del esfuerzo vertical efectivo de campo, la muestra ya no se expande al saturarla.

Se definen los siguientes parámetros de ajuste (Fig. 1.2.3):

- $\delta_{0\%}$ Ordenada en el origen de la curva de consolidación.
- t_B y δ_B Punto donde termina la consolidación primaria y continua la secundaria.
- t_F y δ_F Punto más alejado de la zona donde termina la consolidación primaria, sobre el tramo recto (en escala semilogarítmica) de la consolidación secundaria.
- t_{50} y δ_{50} Punto para el 50% de consolidación primaria.
- C_t Pendiente del tramo recto (en escala semilogarítmica) de la consolidación secundaria.

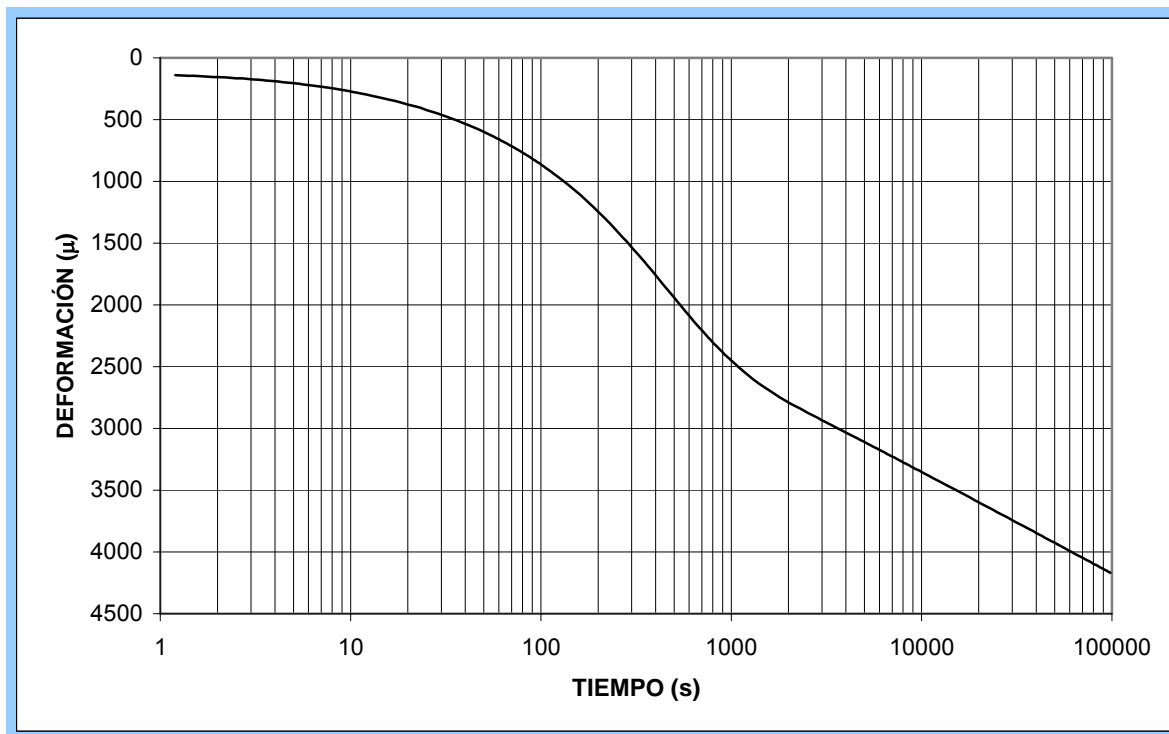


Fig. I.2.2 Curva de consolidación Tipo I

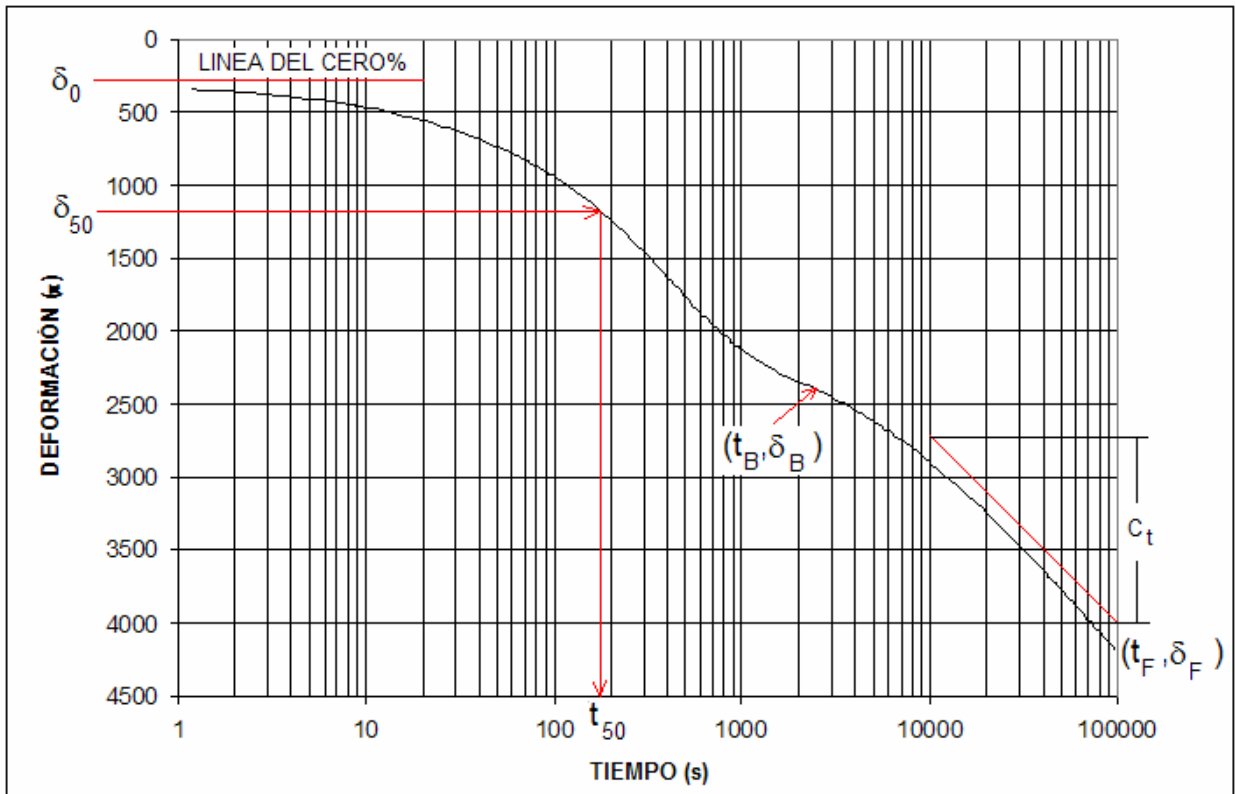


Fig. I.2.3 Curva de consolidación Tipo II y parámetros de ajuste

Para el ajuste de los puntos experimentales se deben proponer valores iniciales de los parámetros de ajuste y graficar la curva teórica correspondiente, cuya ecuación es:

$$\delta = 2 \left(\frac{1}{2} \delta_v - \delta_o \right) F(T_v) + C_t \text{Log}(1 + \xi T_v) + \delta_o \quad (1.2.26)$$

Donde:

$$\frac{1}{2} \delta_v = \frac{1}{2} (\delta_B - \delta_o) + C_t \text{Log} \left(1 + \frac{t_B}{\tau} \right) + \delta_o \quad (1.2.27)$$

Siendo:

$$\tau = \frac{e^a t_F - t_B}{1 - e^a} \quad (1.2.28)$$

Con:

$$a = \frac{2.3(\delta_B - \delta_F)}{C_t} \quad (1.2.29)$$

Y:

$$\xi = 5 \quad (\text{Para curvas tipo I})$$

$$\xi = \left(\frac{H_i}{2}\right)^2 c_v \tau \quad (\text{Para curvas tipo II})$$

Siendo H_i la altura inicial de la probeta antes de aplicar el incremento de esfuerzo y:

$$c_v = \frac{0.2 \left(\frac{H_i}{2}\right)^2}{t_{50}} \quad (1.2.30)$$

Una vez encontrado el mejor ajuste, por corrección de los valores inicialmente propuestos, los parámetros de consolidación se calculan como:

$$m'_v = \frac{2 \left(\frac{1}{2} \delta_v - \delta_o\right)}{H_i \Delta \sigma_v} \quad (1.2.31)$$

Y:

$$\beta = \frac{C_t}{m'_v H_i \Delta \sigma_v} \quad (1.2.32)$$

Donde $\Delta\sigma_v$ es el incremento de esfuerzo vertical.

Los valores de c_v y ξ son los obtenidos anteriormente por el método de ajuste.

II. DESARROLLO DEL PROGRAMA EN VISUAL BASIC

II. DESARROLLO DEL PROGRAMA EN VISUAL BASIC

II.1 Plataforma Visual Basic

El programa de computadora que se desarrolló para resolver el problema de la consolidación de los suelos fue escrito en lenguaje de programación Visual Basic.

El Visual Basic es un sistema diseñado para crear aplicaciones con interfaz gráfica utilizando un lenguaje de alto nivel, sus características principales son:

1. Una biblioteca que da soporte a los objetos de Windows tales como ventanas, cajas de diálogo, cajas de texto, hojas de cálculo, etc.
2. El control llamado *Microsoft Common Dialog* que permite utilizar las cajas de diálogo más comunes como: Abrir, Guardar, Imprimir, Color y Fuente.
3. Un entorno que permite desarrollar las aplicaciones incluyendo: un editor de texto, un intérprete, un depurador, un examinador de objetos, un explorador de proyectos, un compilador, etc.
4. El editor de textos permite visualizar la sintaxis de las sentencias de programación, como una ayuda para corregir errores.

- Un paquete para el desarrollo de programas que incluye: asistentes para aplicaciones, barras de herramientas, formularios de datos, empaquetado y distribución, interfaz pública de controles, páginas de propiedades, objetos de datos, generador de clases, diseñador de complementos y migración de documentos.

En la referencia 1 se puede encontrar un listado más desarrollado de las características de Visual Basic 6, así como sus requerimientos de hardware y software.

II.2 Diagrama de Flujo

Para desarrollar el programa de computadora, se elaboró el diagrama de flujo que se muestra en la figura II.2.1 Con base en dicho diagrama y a una versión en EXCELL (ref. 11), se procedió a la programación correspondiente, empleando los objetos y las subrutinas necesarias tratando de que el programa fuera lo más amigable posible para el usuario.

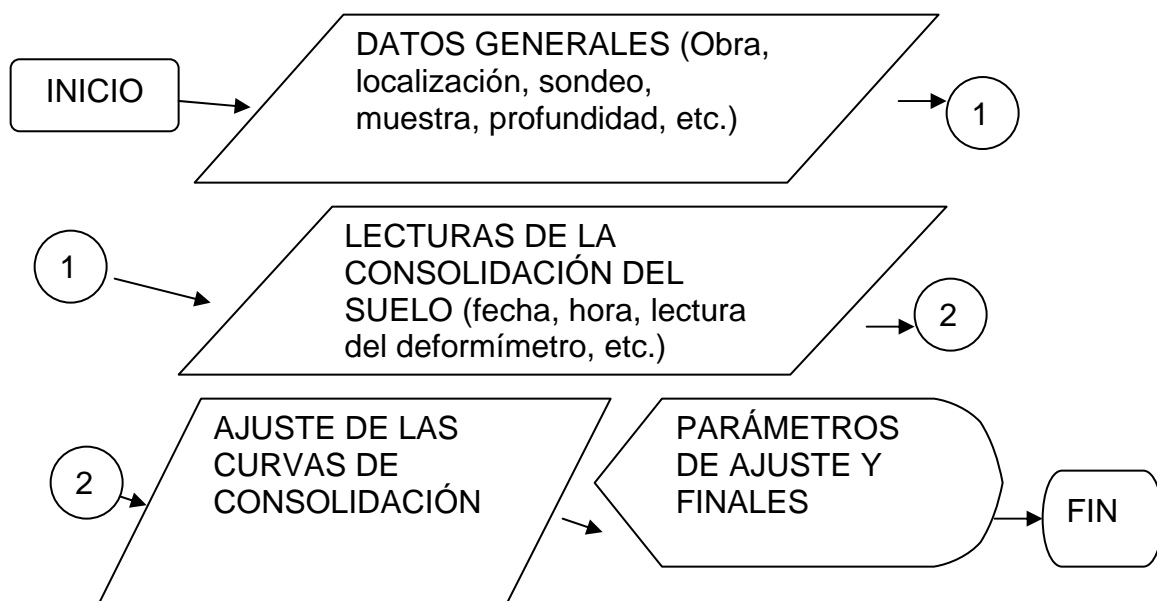


Fig. II.2.1 Diagrama de flujo para el programa "VINTER-Z"

II.3 Listado del programa

En las figuras II.3.1 y II.3.2 se presentan tanto el listado del programa VINTER-Z como los OBJETOS de programación utilizados como son: ventanas o formas, barras de menú, cuadros de diálogo, etc., que aparecen en la pantalla de la computadora en la plataforma de VISUAL BASIC con la opción de cascada. Por razones de espacio no se desglosa todo el listado pero el lector puede consultarlo en el disco anexo.

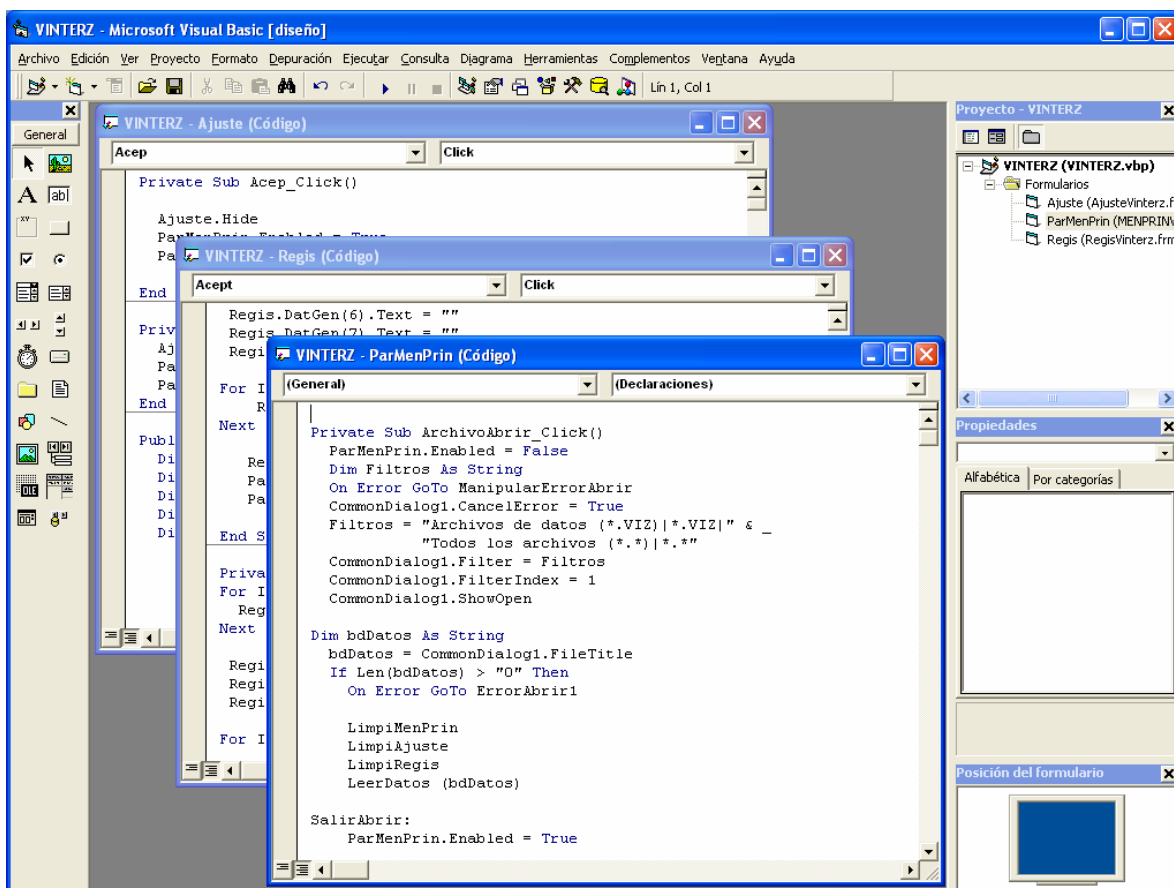


Fig. II.3.1 Listado del programa VINTER-Z

SUBROUTINAS:

ParMenPrin = Menú principal

Regis = Registro de datos

Ajuste = Ajuste de curvas de consolidación

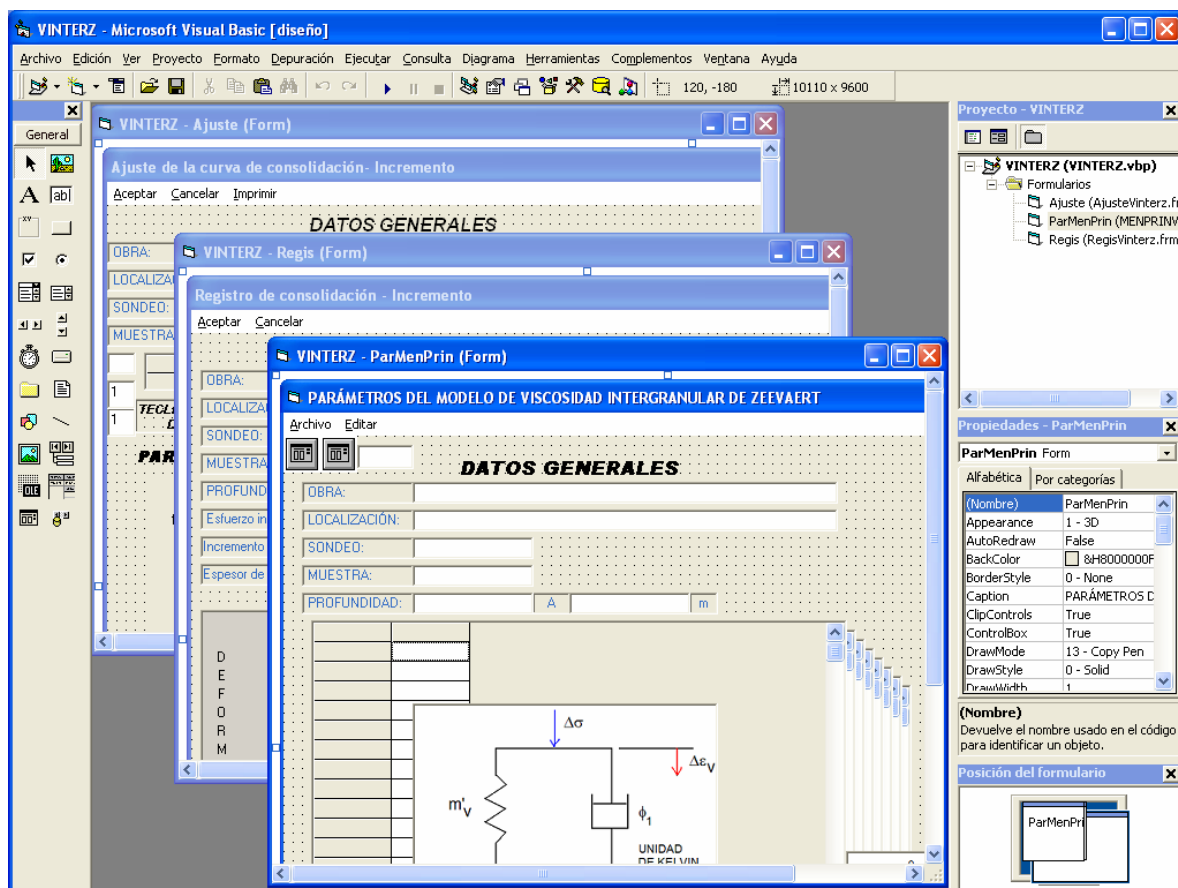


Fig. II.3.2 Objetos del programa VINTER-Z

II.4 Manual del Usuario

II.4.1 Requerimientos de Cómputo

Para instalar el programa de cómputo, se requiere contar con:

- a) Computadora Pentium II o superior
- b) Ambiente Windows 98 o superior
- c) Lectora de CD

II.4.2 Instalación

Simplemente se introduce el CD de instalación del programa en la lectora y se corre el programa INSTALAR que viene incluido; el paquete de instalación contiene una guía para elegir las diferentes opciones de instalación.

En caso de que el programa de instalación pretenda reemplazar controladores, debe suspenderse la instalación ya que Windows se puede dañar; en este caso contacte a los autores.

II.4.3 Uso Del Programa

Pasos a seguir:

- a) Se corre el programa "VINTER-Z" desde ambiente Windows, apareciendo en pantalla el recuadro de inicio con el menú principal (Fig. II.4.1).

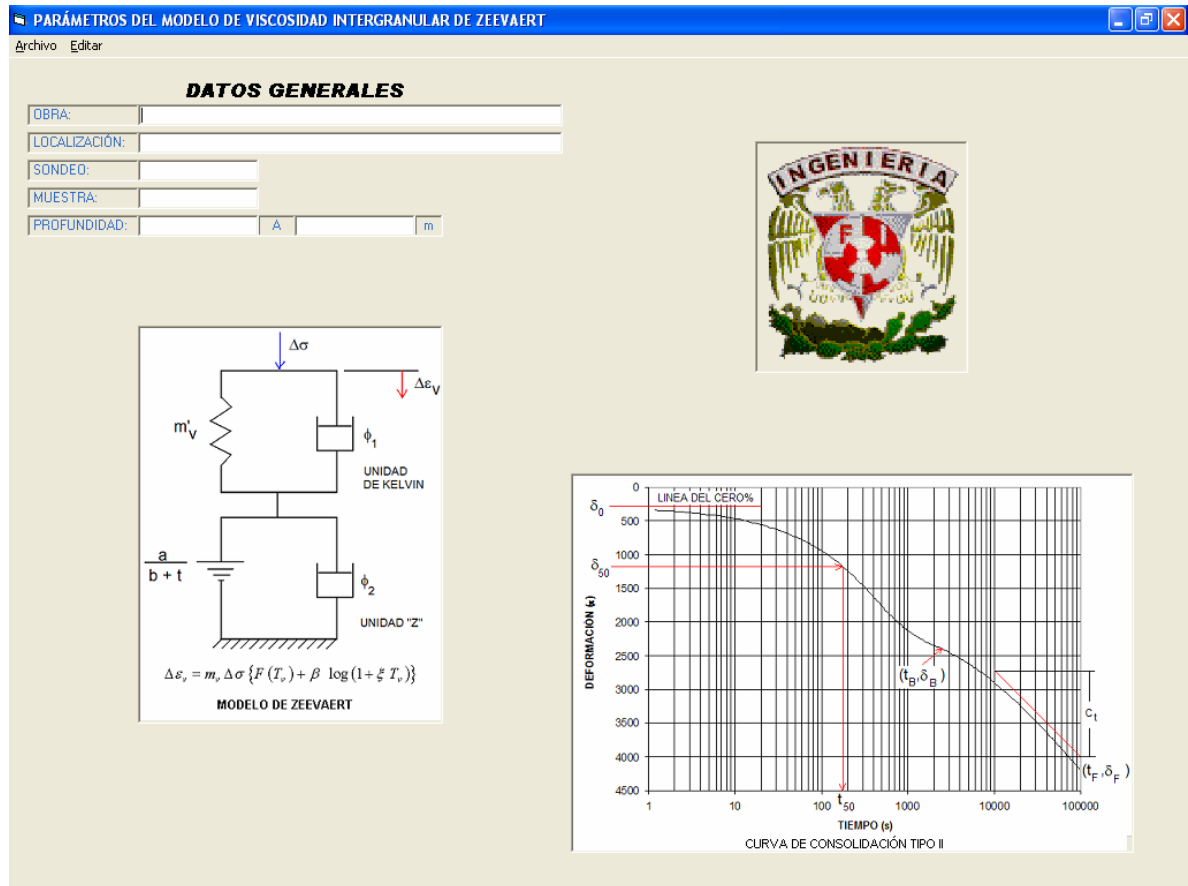


Fig. II.4.1 Menú principal

En esta sección se introducen los datos generales del problema como son: El título de la “Obra”, su “Localización”, el sondeo, la muestra, etc.

- b) La opción “Archivo” del menú principal se activan por medio del ratón, para abrir un archivo de datos existente, guardar los datos en disco, para crear nuevos datos o para salir del programa.

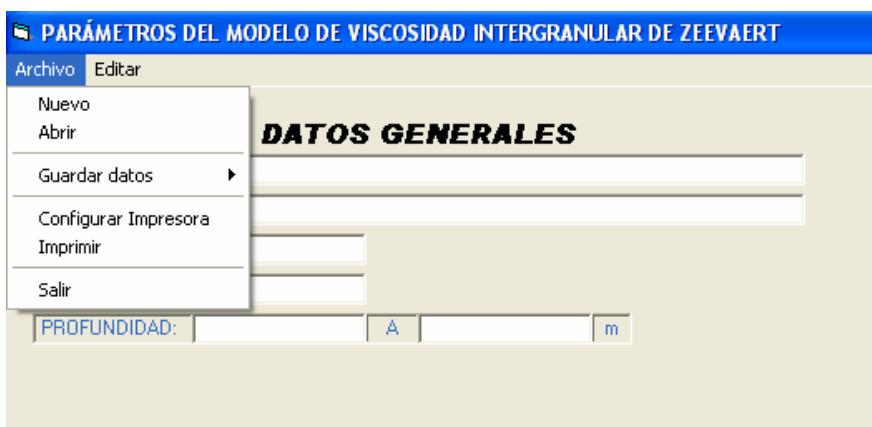


Fig. II.4.2 Opción "Archivo" del Menú Principal

- c) Con las opciones "Editar" y "Registro", se introducen los datos obtenidos de los puntos experimentales de la consolidación para los diferentes incrementos de carga.

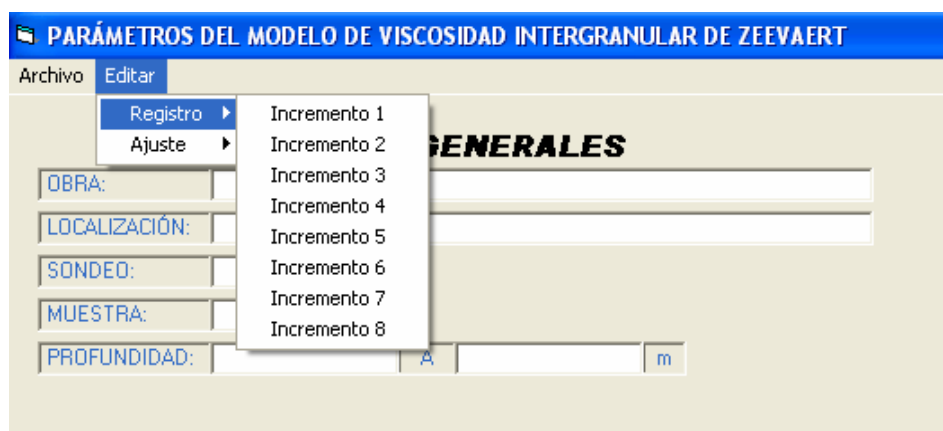


Fig. II.4.3 Opciones "Editar" y "Registro" del Menú Principal

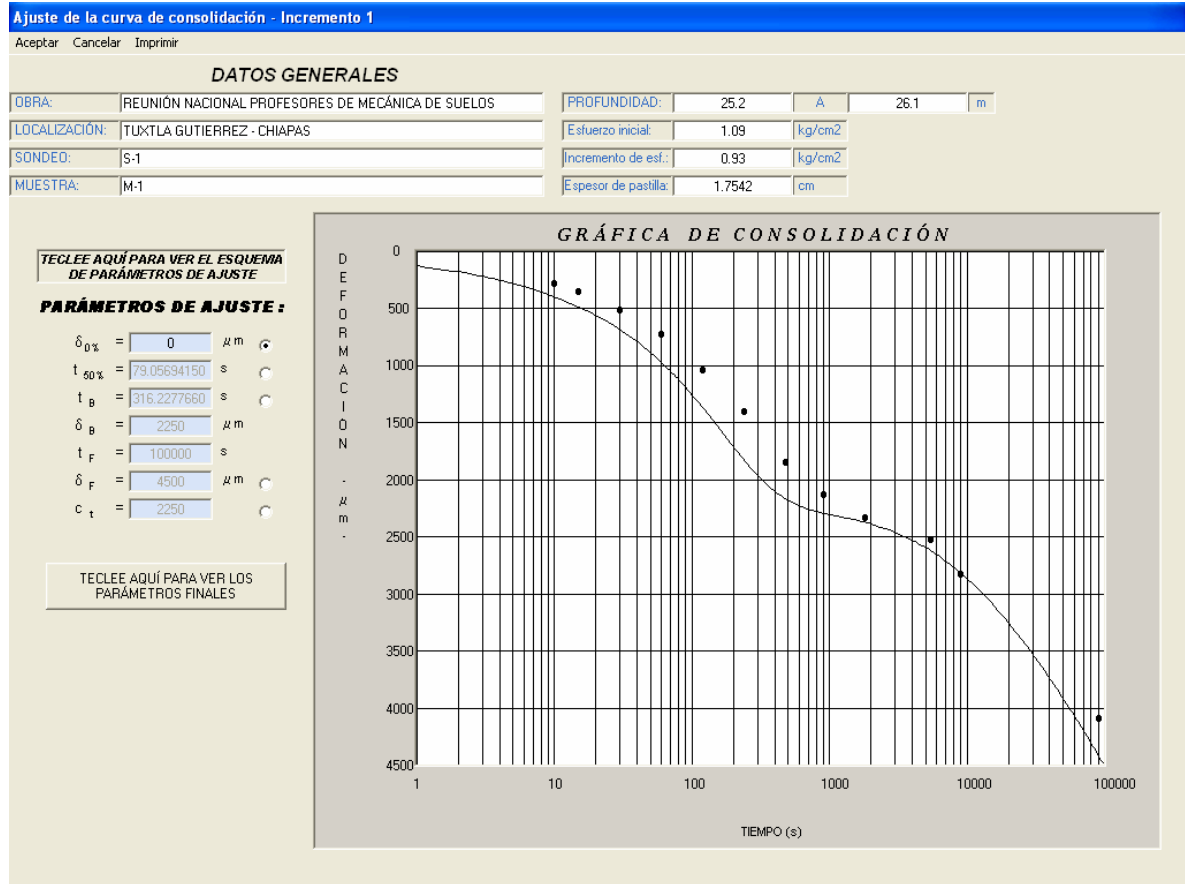


Fig. II.4.6 Ventana para el ajuste de parámetros de consolidación

Como se puede observar en la figura anterior, el programa ofrece el trazado automático de una curva de consolidación, desde luego, ella no pasa por los puntos experimentales. Para ajustarla se elige el parámetro que se vaya a ajustar; por ejemplo el “cero por ciento” que corrige la anomalía que muchas curvas presentan de no pasar por el origen de referencia por diferentes razones como son un mal contacto con el anillo de consolidación o con las piedras porosas, que la

muestra al principio no está cien por ciento saturada, etc. Cabe señalar que el ajuste de cada parámetro se puede realizar mediante el “ratón” de la computadora en la zona de ajuste correspondiente, siempre y cuando esté activo el parámetro con su botón de selección.

Para efectuar el ajustar del parámetro $t_{50\%}$, si los puntos experimentales se encuentran por arriba de curva teórica se elige un punto sobre los puntos experimentales dando un clic con el botón izquierdo del Mouse y viceversa.

Los demas parámetros se ajustan en forma similar (figuras II.4.8 a II.4.10).

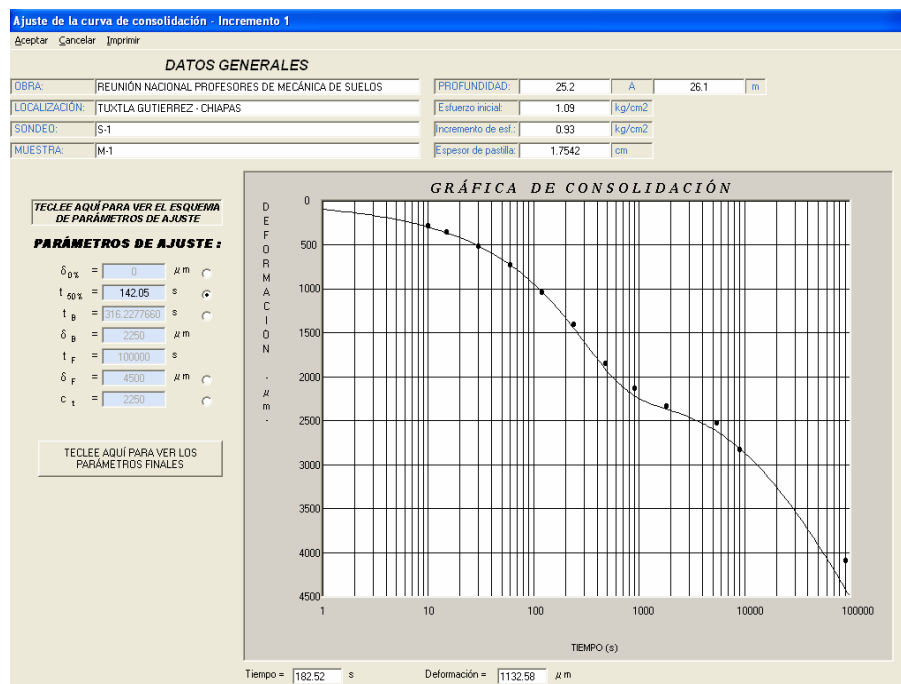


Fig. II.4.7 Corrección del $t_{50\%}$

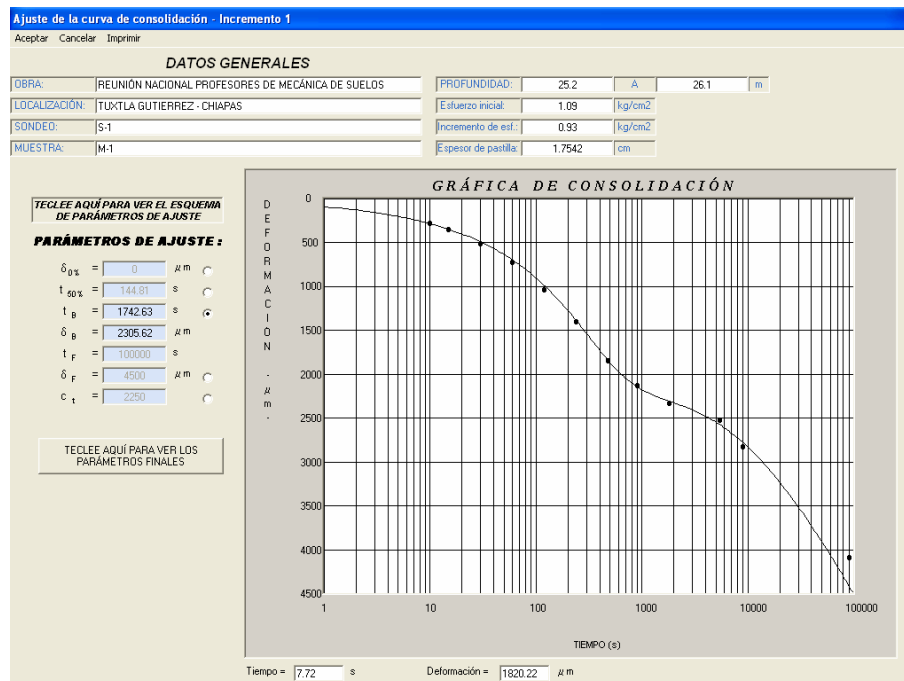


Fig. II.4.8 Corrección de t_B y δ_B

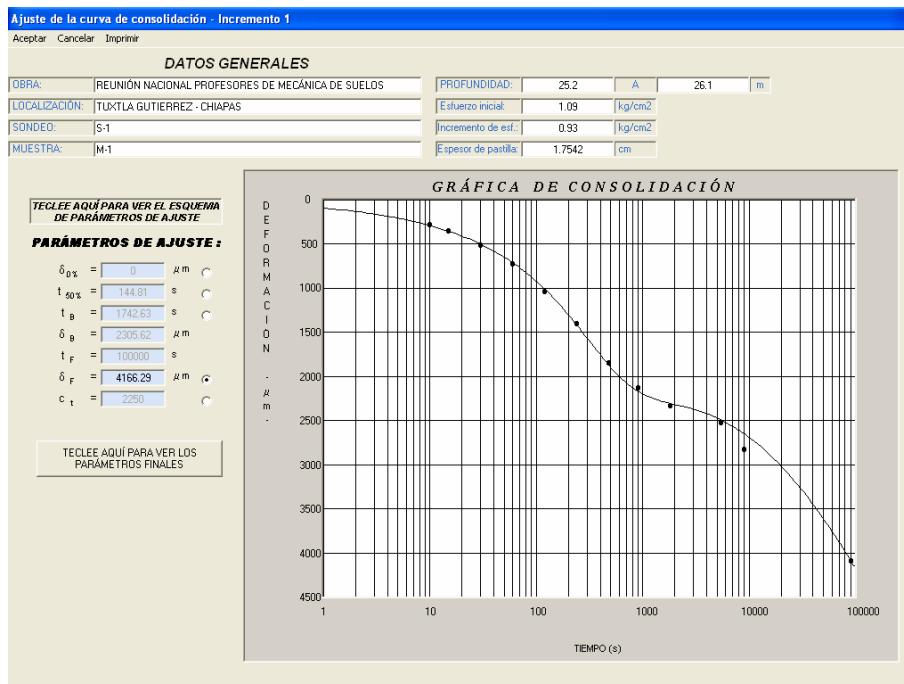


Fig. II.4.9 Corrección de δ_F

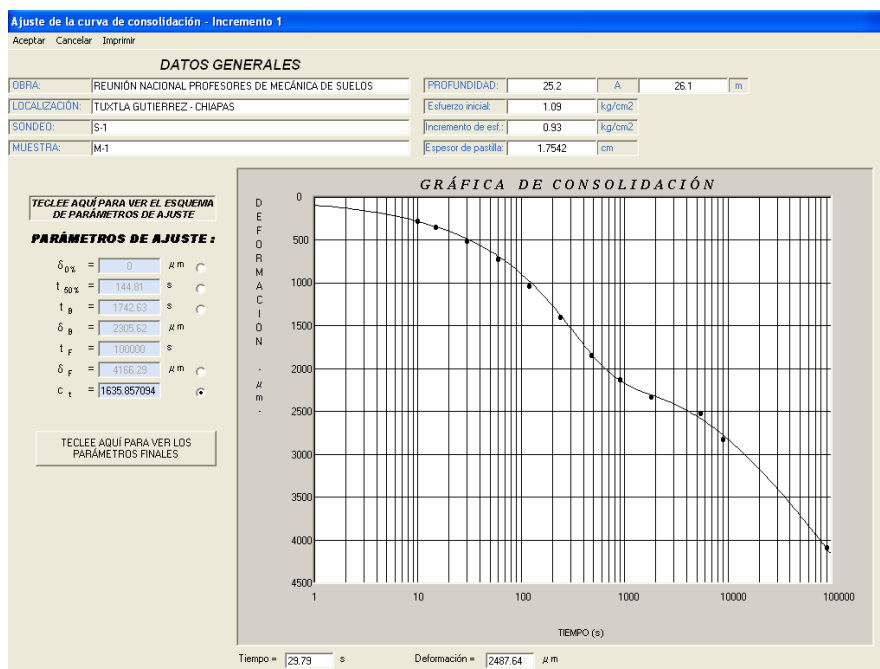


Fig. II.4.10 Corrección de C_T

III. CAMPAÑA DE PRUEBAS DE LABORATORIO

III CAMPAÑA DE PRUEBAS DE LABORATORIO

III.1 Discusión del efecto secundario

El objetivo de las campañas de pruebas de laboratorio es establecer un criterio de programación de los incrementos de esfuerzo para el estudio del fenómeno de consolidación secundaria bajo la teoría de viscosidad Intergranular de Zeevaert, el estudio se enfocara a los suelos finos saturados inorgánicos.

La importancia de programar las pruebas de laboratorio radica en poder controlar los incrementos de esfuerzo vertical que se aplicaran a la muestra de suelo para inducirle una deformación en cada intervalo de tiempo (ciclo) a los que se someterá a la muestra de suelo, cuidando en todo momento la expansión del suelo debida a una muy pronta saturación del material, permitiendo así el desarrollo de las etapas de consolidación primaria y secundaria, en cada uno de los ciclos de carga, en el periodo de estudio considerado.

De una adecuada realización de las pruebas de laboratorio dependerá la confiabilidad de los parámetros de ajuste de las curvas de consolidación y de la obtención de los parámetros de ajuste reales que posteriormente se extrapolaran a la estructura de suelo donde se aplicaran los esfuerzos reales a los que estará sometido.

III.1.2 El fenómeno de consolidación secundaria es abordado por Terzaghi en su teoría del fenómeno de consolidación unidimensional de los suelos y por Zeevaert en su teoría de la viscosidad Intergranular de suelos finos compresibles.

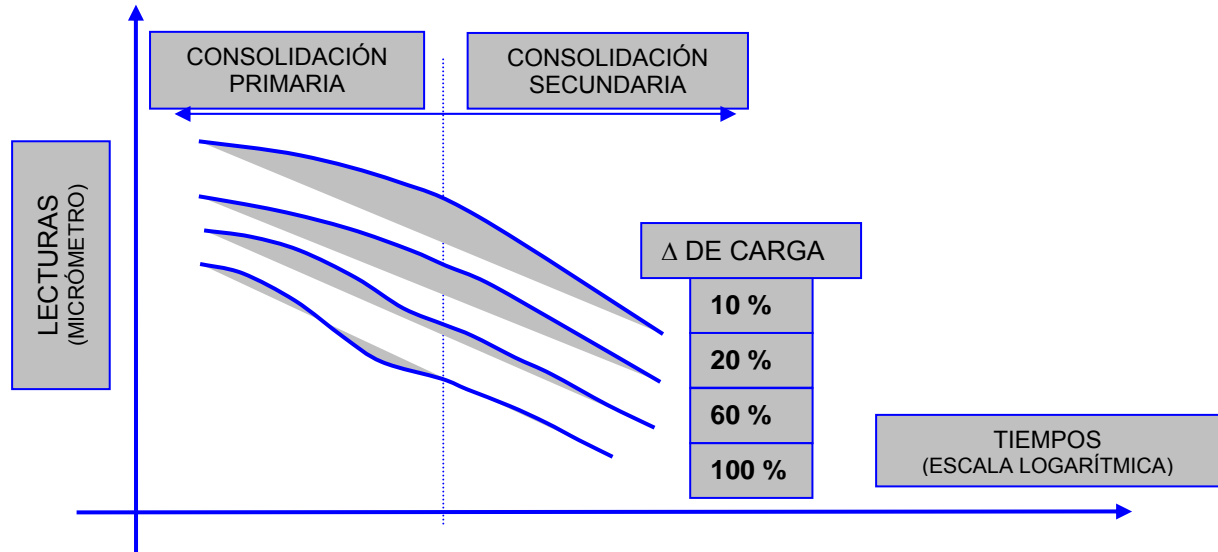
La implementación de las pruebas de consolidación se realizaran con base en la norma internacional ASTM STP 892, “Consolidación in the Intergranular Viscosity of Highly Compressible Soils”.

III.1.2.1 En la teoría de Terzaghi sobre el fenómeno de la consolidación unidimensional el autor aborda que aparte de las importantes ventajas que se tienen al trazar en forma semilogarítmica las curvas de consolidación se obtiene la ventaja adicional de que todas las observaciones pueden presentarse en una sola curva, aun cuando la prueba se prolongue durante meses con fines de investigación. La pendiente de la línea recta de consolidación secundaria es una medida de la intensidad del efecto secundario.

Puesto que **la compresión secundaria representa esencialmente un reacomodo adicional de la estructura interna del suelo después de que la mayor parte de la carga a sido transferida del agua a la materia sólida, debe esperarse que la velocidad de esa compresión secundaria dependan del esfuerzo efectivo, siendo independientes de la magnitud del incremento precedente de carga aplicado para alcanzar ese esfuerzo efectivo y del espesor del estrato de suelo.** Las conclusiones anteriores tienen verificación experimental en pruebas efectuadas. En la **figura III.1.1** se han trazado curvas de consolidación análogas a las que realmente se obtienen, para un mismo suelo al que se lleva a una misma carga final, pero empleando incrementos de presión diferentes. Por ejemplo, si la carga final es en todos los casos de 1 Kg./cm² en la curva marcada con 10% se llega a esa presión con un último incremento de 90 g/cm² teniendo antes el suelo una presión, bajo la que estaba consolidado, de 910 g/cm² y en la curva marcada con 100% se aplico al suelo 0.5 Kg./cm² teniendo previamente 0.5 Kg./cm² como presión de consolidación.

Puede observarse que cuando menor es el incremento de carga, en porcentaje de la carga precedente aplicada, menos clara resulta la transición entre los efectos primarios y secundarios. Para porcentajes decrecientes de incremento de presión, la concavidad es menor, desapareciendo en una curva trazada con un incremento próximo a un 20% y para el incremento del 10% la curva se invierte, transformándose en convexa. En todos los casos, la compresión secundaria esta

representada por líneas rectas paralelas aproximadamente. Los porcentajes anotados en la figura III.1.1. Son únicamente ejemplos ilustrativos.



**FIGURA III.1.1 COMPARACIÓN DE CURVAS DE CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA
"USANDO DIFERENTES INCREMENTOS DE CARGA"**

(JUÁREZ BADILLO, MECÁNICA DE SUELOS, TOMO 1, EL FENÓMENO DE LA CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL, ANEXO X-e, Pág. 314)

La apariencia del conjunto de curvas puede ser distinta en otros suelos, dependiendo de la intensidad de la consolidación secundaria; sin embargo en todos los casos se mantiene la tendencia general.

La conclusión práctica de las consideraciones anteriores estriba en el que una prueba de consolidación deberán usarse incrementos de carga lo mas grandes posibles con el objeto de obtener curvas de consolidación que muestren tanto el efecto primario como el secundario esta conclusión sin embargo, debe atenuarse por el hecho de que si se usan incrementos muy grandes los coeficiente de permeabilidad (k), compresibilidad (a_v) y la relación de vacíos (e) pueden variar lo suficiente como para producir discrepancias importantes en los resultados de la aplicación de la teoría ya que se pueden producir altos gradientes hidráulicos.

III.1.2.2 En la teoría de la viscosidad íntergranular de Leonardo Zeevaert el autor recomienda que para suelos finos el estudio de las curvas de consolidación el incremento de esfuerzos deberán ser de igual magnitud y sobre el orden de $1/8$, o menor de la carga del esfuerzo efectivo por encima de la carga aplicada con la finalidad de no dañar la estructura de la arcilla y para obtener valores promedio compatibles con las suposiciones de la teoría, Donde esta considera parámetros para los valores promedio durante cada proceso de consolidación y para cada nivel de esfuerzos presentándose cuatro casos dependiendo del nivel de esfuerzos aplicado en cada ciclo de carga identificándose en todos los casos en la ultima porción de la curva, la pendiente del tramo recto, correspondiente a la consolidación secundaria.

Así en función del nivel de esfuerzo crítico que se presente en cada ciclo de consolidación:

Para un nivel de esfuerzos bajo estará representado como **Tipo I** (figura III.1.2.1).

Para antes del nivel de esfuerzos crítico estará representado como **Tipo II** (figura III.1.2.2).

Sobre el nivel de esfuerzos crítico estará representado como **Tipo III** (figura III.1.2.3).

Después del nivel de esfuerzos crítico estará representado como **Tipo IV** (figura III.1.2.4)

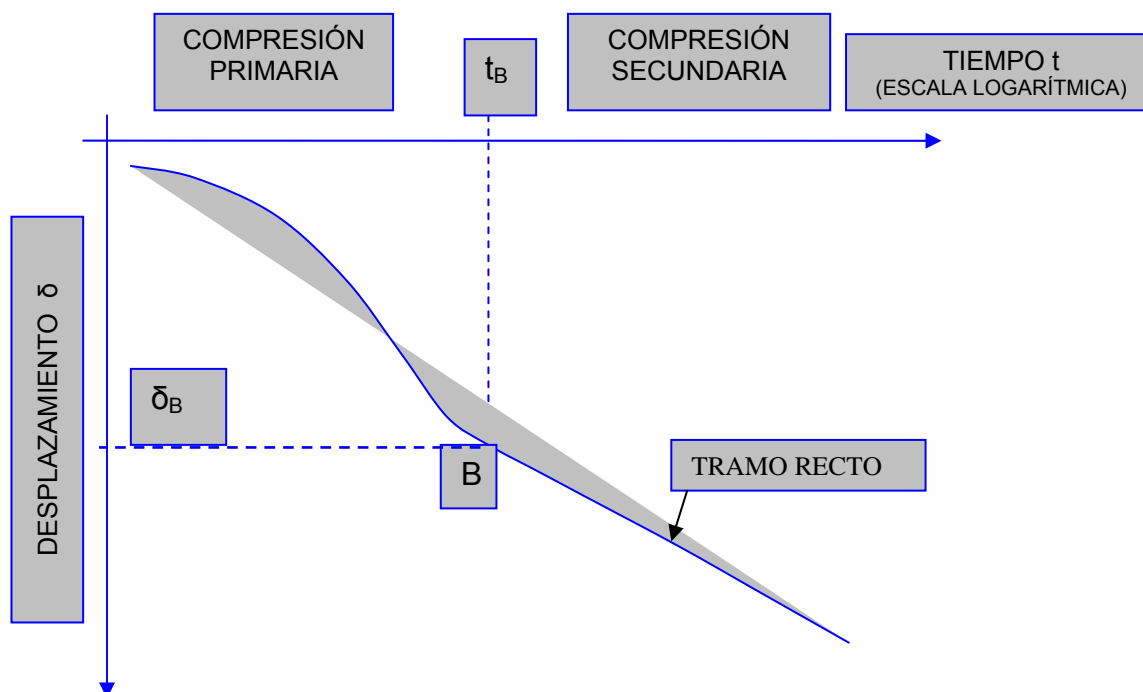


FIGURA III.1.2.1 TIPO I CURVA DE CONSOLIDACIÓN “A BAJO NIVEL DE ESFUERZOS”
(Leonardo Zeevaert, Consolidation in the Íntergranular Viscosity of Highly Compressible Soil, Anales

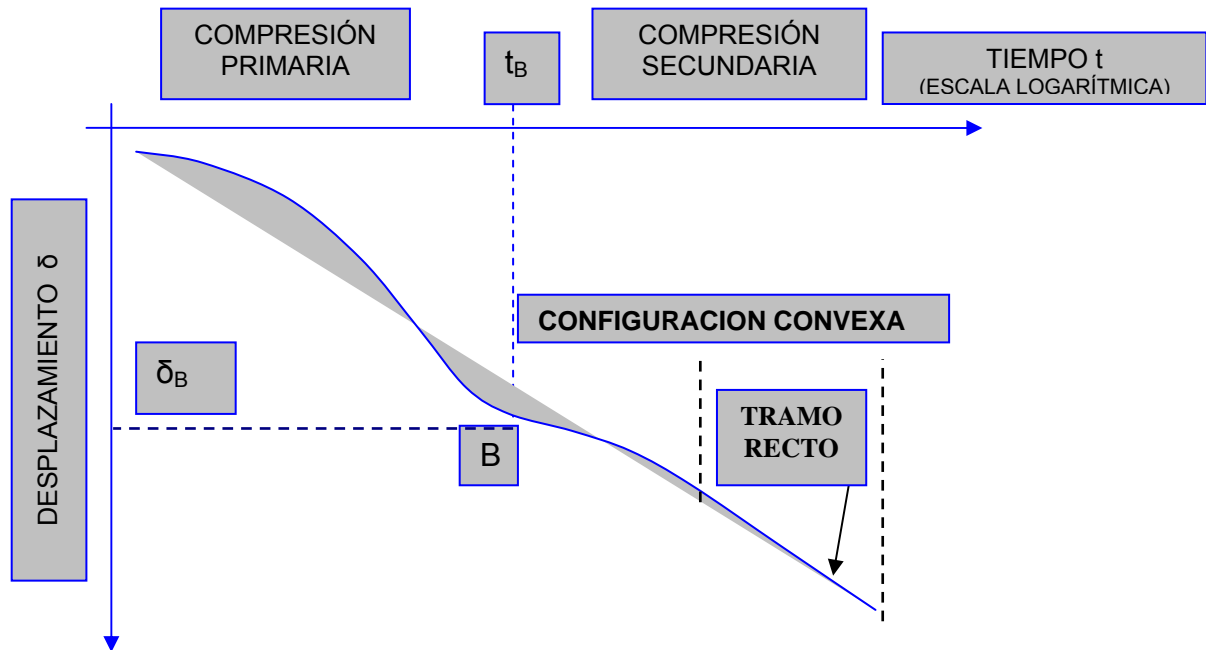


FIGURA III.1.2.2 TIPO II CURVA DE CONSOLIDACIÓN “ANTES DEL NIVEL DE ESFUERZOS CRITICO”
 (Leonardo Zeevaert, Consolidation in the Intergranular Viscosity of Highly Compressible Soil. Anales D.E.P.F.I., 1986)

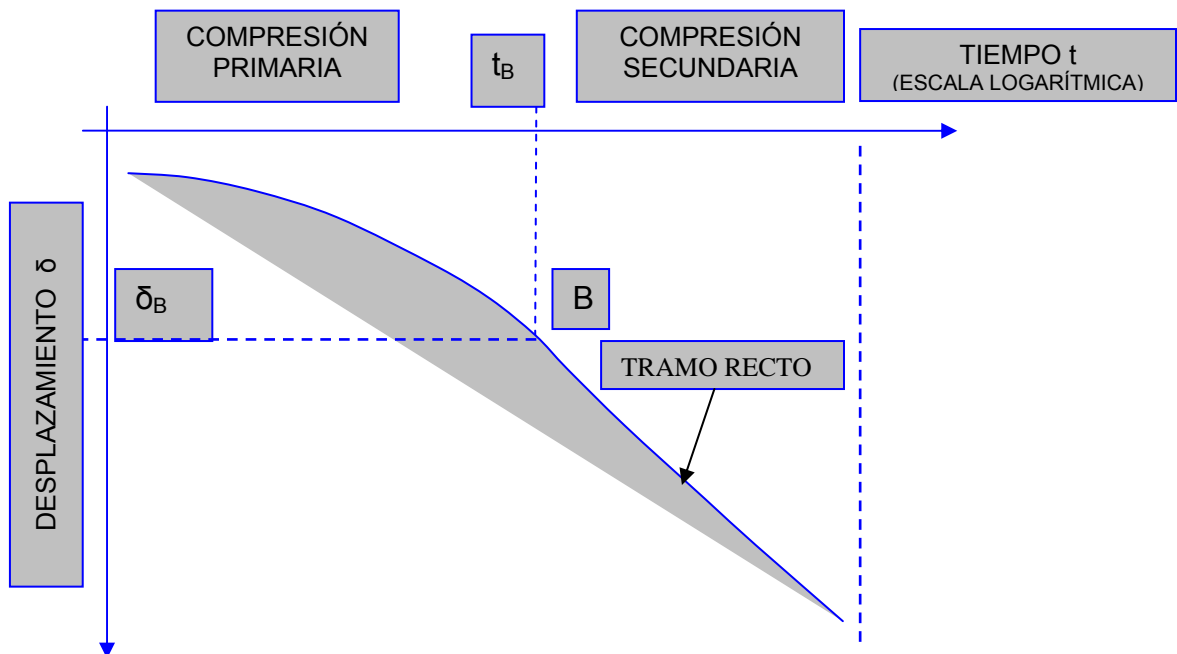


FIGURA III.1.2.3 TIPO III CURVA DE CONSOLIDACIÓN “SOBRE LA ZONA DE ESFUERZOS CRITICOS”
 (Leonardo Zeevaert, Consolidation in the Intergranular Viscosity of Highly Compressible Soil. Anales D.E.P.F.I., 1986)

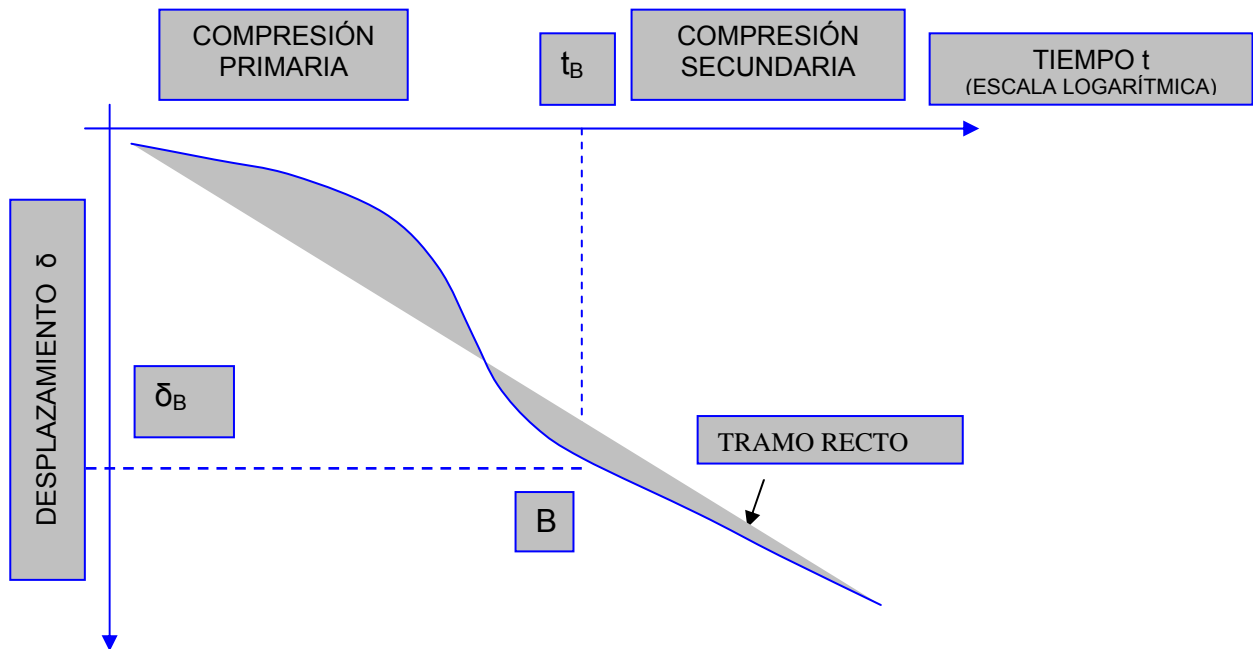


FIGURA III.1.2.4 TIPO IV CURVA DE CONSOLIDACIÓN “DESPUES DEL NIVEL DE ESFUERZOS CRITICOS”
(Leonardo Zeevaert. Consolidation in the Intergranular Viscosity of Highly Compressible Soil. Anales D.E.P.F.I., 1986)

Claramente se observa que los criterios de los puntos III.1.2.1 y III.1.2.2 buscan objetivos diferentes por lo que como se estableció antes esta parte del trabajo está enfocada a tratar de esclarecer cuál es la mejor manera de programar los incrementos de carga en el desarrollo de la prueba de consolidación unidimensional en el laboratorio, manejando quizás, un punto medio de carga que nos permita en el proceso de la prueba obtener la definición de la consolidación primaria y de la consolidación secundaria bajo estos niveles de esfuerzos.

III.2 Programación de las Pruebas

El programa de pruebas se realizó a la muestra inalterada de arcilla de la Cd. de México. Obtenida con tubo Shelby a una profundidad de 6 m del proyecto denominado "X".

III.2.1 Diseño y Definición del Programa de cargas.

Los Esfuerzos a los que se sometió a la muestra en dos pruebas de consolidación unidimensional en un periodo de pruebas 11 y 8 días Formatos III.2.1 (A) y (B) respectivamente.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

Programa de Cargas para la Prueba de Consolidación (CONSOLIDÓMETRO No. 4)									
PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN A 1 Y 2 DÍAS									
Proyecto:		"X"							
Localización:		desconocida							
Sondeo No:		Sondeo mixto numero 1							
Profundidad del muestreo (m):		6.5							
Identificación de la Muestra:		Muestra Inalterada No.1							
Descripción:		Arcilla de Plasticidad Media, color café oscuro, con muy bajo contenido de arena fina a media, Inorgánica, inolora y con algunas plaquetas. CH							
No.	INCREMENTO PROGRAMADO	Fecha INICIO	Días	TIEMPO Hora	Incrementos ΔP (Gramos)	Carga P_o (Gramos)	Porcentaje (%)	$\Delta\sigma$ Kg./cm ²	OBSERVACIONES $\Delta\sigma$ Acumulados
1	PRIMERO	25/01/2007	1	24	500	0		0.099	0.0988
2	SEGUNDO	26/01/2007	1	24	400	500	80	0.079	0.1779
3	TERCERO	27/01/2007	1	24	500	900	56	0.099	0.2767
4	CUARTO	28/01/2007	2	48	750	1400	54	0.148	0.4249
5	QUINTO	30/01/2007	2	48	1500	2150	69	0.296	0.7213
6	SEXTO	01/02/2007	2	48	2000	3650	55	0.395	1.1166
7	SÉPTIMO	03/02/2007	2	48	4500	5650	80	0.889	2.0059
8	DESCARGA	05/02/2007	0	1		10150	0	-	Descarga @ 5 min.
TOTAL			11	265	10150		394	2.01	Área: 50.6

Formato III.2.1(A) Programa de Cargas Consolidómetro No. 4



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

Programa de Cargas para la Prueba de Consolidación (CONSOLIDÓMETRO No. 3)									
PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN A 1 DÍA									
Proyecto:		"X"							
Localización:		desconocida							
Sondeo No:		Sondeo mixto numero 1							
Profundidad del muestreo (m):		6.5							
Identificación de la Muestra:		Muestra Inalterada No.1							
Descripción:		Arcilla de Plasticidad Media, color café oscuro, con muy bajo contenido de arena fina a media, Inorgánica, inolora y con algunas plaquetas. CH							
No.	INCREMENTO PROGRAMADO	Fecha INICIO	Días	TIEMPO Hora	Incrementos ΔP (Gramos)	Carga P_o (Gramos)	Porcentaje (%)	$\Delta\sigma$ Kg./cm ²	OBSERVACIONES $\Delta\sigma$ Acumulados
1	PRIMERO	26/01/2007	1	24	500	0		0.100	0.10040
2	SEGUNDO	27/01/2007	1	24	400	500	80	0.080	0.18072
3	TERCERO	28/01/2007	1	24	500	900	56	0.100	0.28112
4	CUARTO	29/01/2007	1	24	750	1400	54	0.151	0.43173
5	QUINTO	30/01/2007	1	24	1500	2150	69	0.301	0.73293
6	SEXTO	31/01/2007	1	24	2000	3650	55	0.402	1.13454
7	SÉPTIMO	01/02/2007	1	24	5650	5650	53	1.135	2.26908
8	DESCARGA	02/02/2007	1	1		11300	-	0.000	Descarga @ 5 min.
TOTAL			8	169	11300		367	<u>2.27</u>	Área: 49.8

Formato III.2.1(B) Programa de Cargas. Consolidómetro No. 3

III.2.2 Diseño y establecimiento del programa de monitoreo de la prueba. Formato de programación lecturas para cada ciclo de carga considerado.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN									
Proyecto:									
Localización:									
Sondeo No:									
Profundidad del muestreo (m):									
Identificación de la Muestra:									
Descripción:									
Datos Generales					Incremento 1				
Consolidómetro No.:					Incremento de Carga en el Porta pesas (Kg.):				
Brazo de Palanca BPs:					Incremento de Esfuerzo $\Delta \sigma$ (Kg./cm ²):				
Anillo #					Esfuerzo Final σ (Kg./cm ²):				
Diámetro del Anillo (cm.):									
Área de la Muestra (cm ²):									
Carga en el Porta Pesas (Kg.):									
Esfuerzo Inicial σ_0 (Kg./cm ²):									
Campaña de Consolidación (Días)									
Fecha		Hora		Tiempo			Deformómetro #	2	
No.	Día/CARGA			Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Notas
1	25/01/2007	02:00:00 p.m.		0	0	0	0		
2		02:00:03 p.m.			0	0	3		
3		02:00:06 p.m.			0	0	6		
4		02:00:10 p.m.			0	0	10		
5		02:00:15 p.m.			0	0	15		
6		02:00:25 p.m.			0	0	25		
7		02:00:40 p.m.			0	0	40		
8		02:01:00 p.m.			0	1	60		
9		02:02:00 p.m.			0	2	120		
10		02:03:00 p.m.			0	3	180		
11		02:06:00 p.m.			0	6	360		
12		02:10:00 p.m.			0	10	600		
13		02:15:00 p.m.			0	15	900		
14		02:25:00 p.m.			0	25	1500		
15		02:40:00 p.m.			0	40	2400		
16		03:00:00 p.m.			1.00	0	3600		
17		04:00:00 p.m.			2.00	0	7200		
18		05:00:00 p.m.			3.00	0	10800		
19		08:00:00 p.m.			6.00	0	21600		
20	26/01/2007	08:00:00 a.m.			18.00	0	64800		
21		02:00:00 p.m.		1	24.00	0	86400		

Formato III.2.2.1 Formato de Lecturas

III.2.3 Clasificación de la Muestra

La clasificación para suelos finos se realiza de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), Norma ASTM D 2487 - 00.

La muestra se clasifica como arcilla de plasticidad media, color café oscuro con bajo contenido de arena fina a media, inorgánica, inolora y con algunas plaquetas. (CH)

III.2.4 Procedimiento de la Pruebas de consolidación Unidimensional para muestras no remoldeadas con base en la norma internacional ASTM STP 892, “Consolidación in the Intergranular Viscosity of Highly Compressible Soils”

III.2.4.1 Descripción de la prueba y equipo

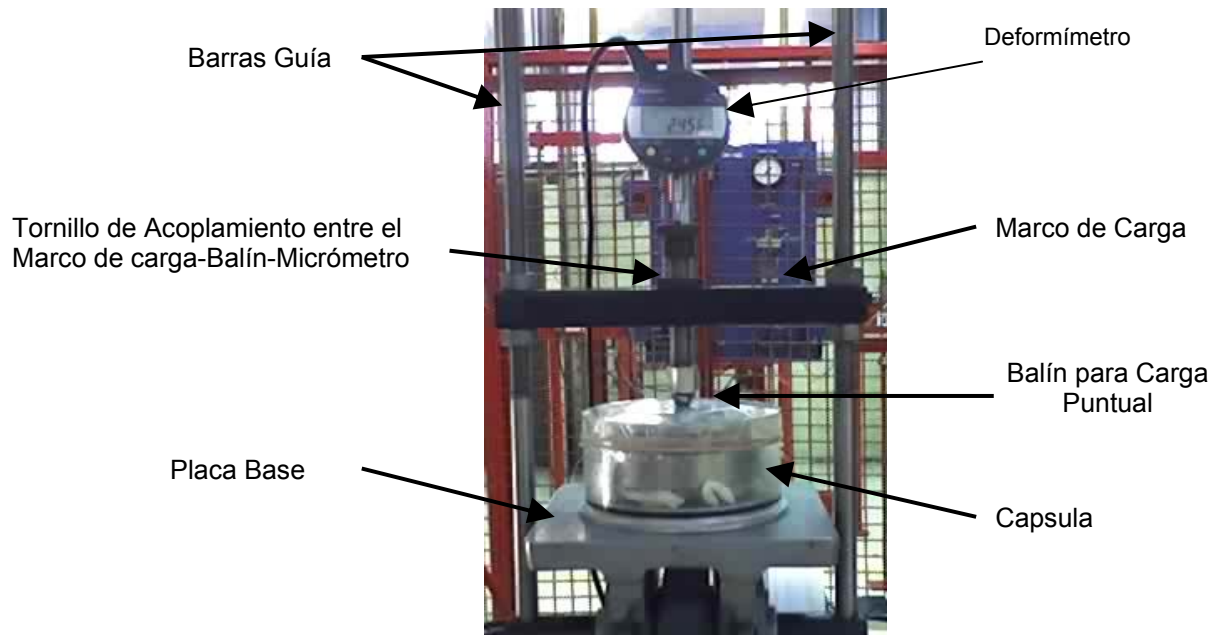
La prueba de consolidación consiste en comprimir verticalmente un espécimen de material confinado en un anillo rígido siguiendo un programa de cargas induciéndole una deformación inicial debida al retraso hidráulico llamada consolidación primaria y una deformación adicional originada por el retraso plástico llamada consolidación secundaria en cada incremento de carga. La deformación de la pastilla de suelo confinada en anillo deberá registrarse conforme al programa de monitoreo establecido sus etapas son:

- ✧ Labrado de la muestra.
- ✧ Encapsulado de la muestra.
- ✧ Montaje de la capsula.
- ✧ Instrumentación.
- ✧ Saturación de la muestra.
- ✧ Etapas de cargas .
- ✧ Etapa de descarga.

Equipo de consolidación:



Fotografía III.2.4.1.1 (A) Consolidómetro (Vista lateral).



Fotografía III.2.4.1.2 (B) Consolidómetro (Vista Frontal)

III.2.4.2 Labrado de la Muestra Inalterada de suelo:

✧ Equipo empleado



Fotografía III.2.4.2.1 Equipo para Labrado de la muestra de Suelo

✧ Procedimiento (Método del torno):

Considerando la dirección del flujo del agua en el terreno se extrae la muestra contenida en el tubo shelby, seleccionándose un tramo de 9 x 9 x 9 cm. aproximadamente, se coloca sobre el torno giratorio y sobre esta se centra el anillo metálico de 8 cm. de diámetro interno y peralte de 2 cm. aproximadamente, previamente engrasado en su interior con grasa de silicón y pesado para determinar su masa, con la cuchilla se va desgastando a 45° la muestra desde el filo del anillo y a continuación con la cuchilla de corte circular, siempre perpendicular al anillo, se ira labrando la muestra hasta que esta toque el diámetro exterior del anillo para permitir que el anillo penetre paulatinamente, con presión

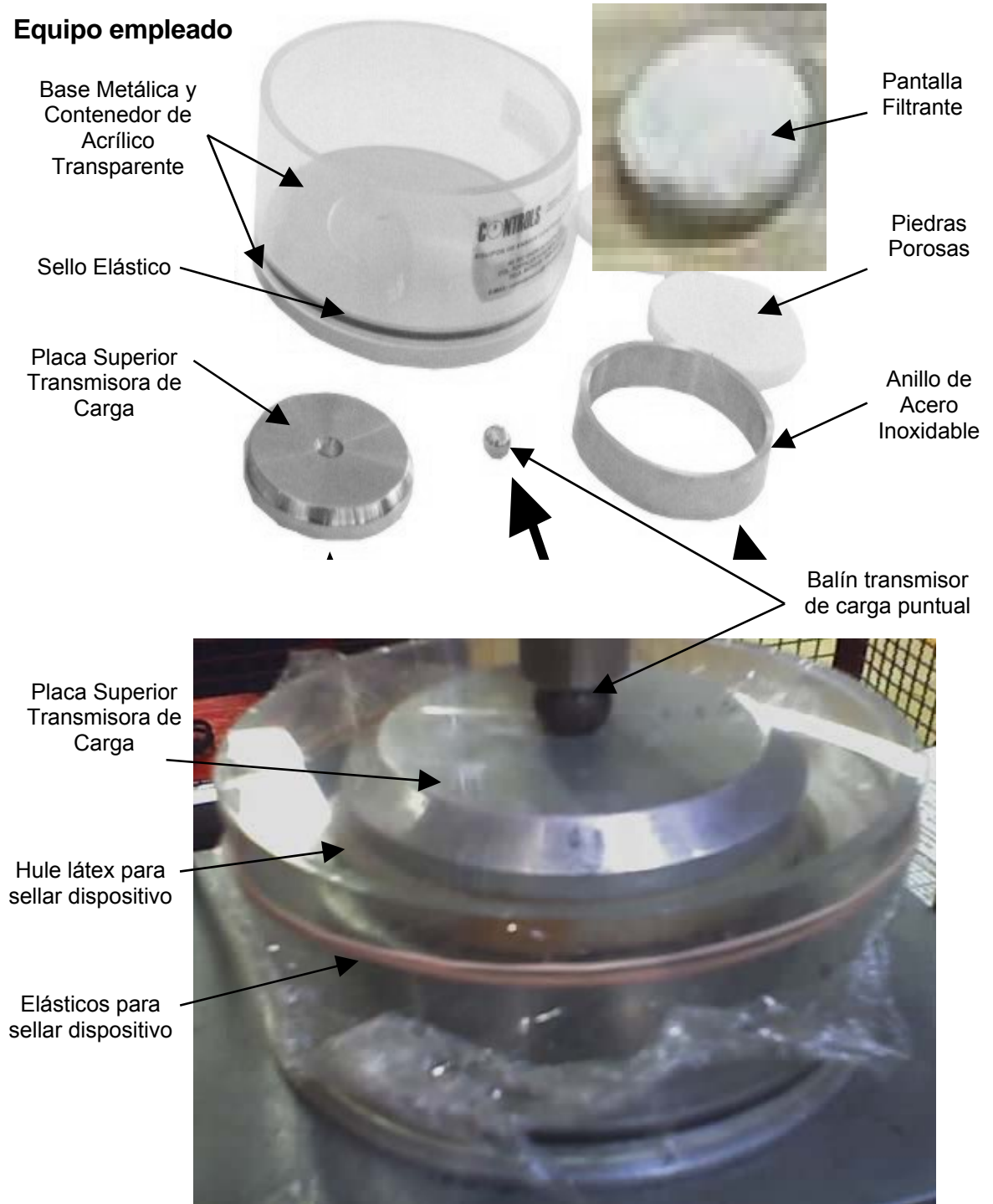
uniforme, en la probeta conforme esta es labrada hasta que sobresalga de el anillo metálico mas de 5 mm. Teniendo ya la probeta labrada se corta con el arco de joyero por la base del anillo metálico y subsiguientemente en la cara superior posteriormente se enrasan por ambas caras el anillo metálico dejando con el enrasador estriado líneas perpendiculares que permitirán el drenaje en todas direcciones del anillo metálico.



Fotografía III.2.4.2.2 Labrado de la muestra de Suelo para obtener la probeta contenida en el anillo metálico

III.2.4.3 Encapsulado de la muestra :

✧ Equipo empleado



Fotografía III.2.4.3.1 Equipo de encapsulado de Probeta de Suelo y dispositivo Encapsulado

✧ **Procedimiento:**

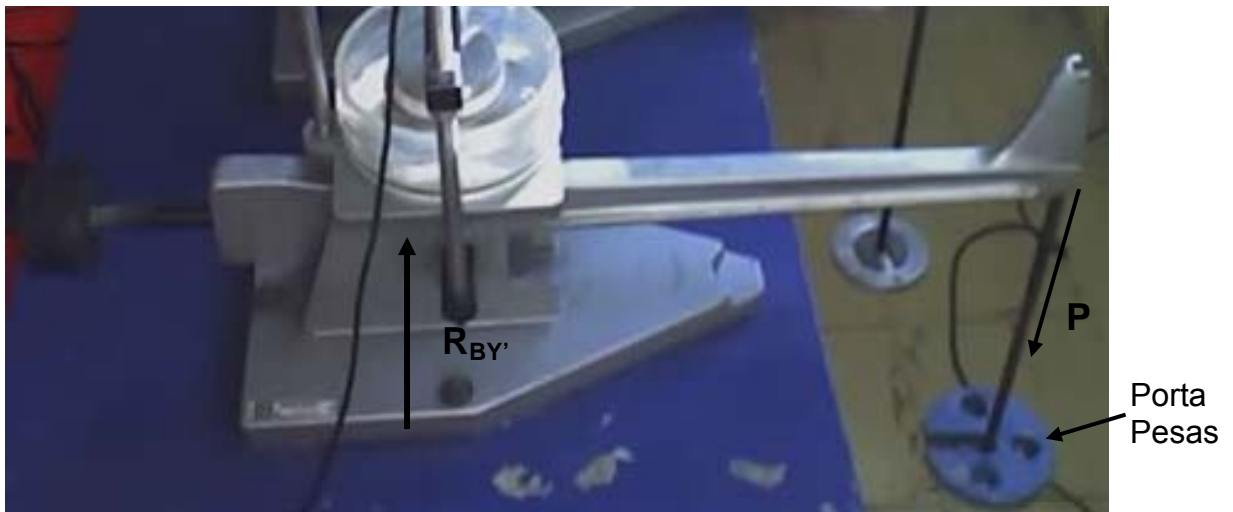
Con la probeta labrada dentro del anillo metálico se procede a pesarla para determinar su masa y colocarla en el dispositivo de contención lo mas rápido posible para evitar la perdida de humedad, previamente saturados los elementos que permiten el drenaje del agua desplazada, se colocan por ambas caras la malla de tela filtrante, sin que estas lleguen a tocar el diámetro interno del anillo metálico, posteriormente se colocan la piedra porosa en la placa base y sobre esta el anillo con la probeta de suelo, cuidando en forma extrema que queden bien centradas en el diámetro interno del anillo metálico evitando atascos, de igual forma en la cara superior de la probeta se coloca la piedra porosa y la placa superior con esto realizado se colocan trozos de algodón, para absorber el agua desplazada cuidando que no toquen el anillo metálico procediendo a colocar a presión el contenedor acrílico transparente y sellarlo con hule látex adicionando los elementos elásticos para garantizar el sellado hermético del dispositivo y a continuación se coloca el balín engrasado con grasa de silicón sobre la placa superior en la hendidura destinada para este fin, retirando el hule látex en la zona y evitar alterar la transmisión de la carga puntual, quedando finalmente encapsulado y listo el dispositivo para el montaje.



Fotografía III.2.4.3.2 Dispositivo Encapsulado.

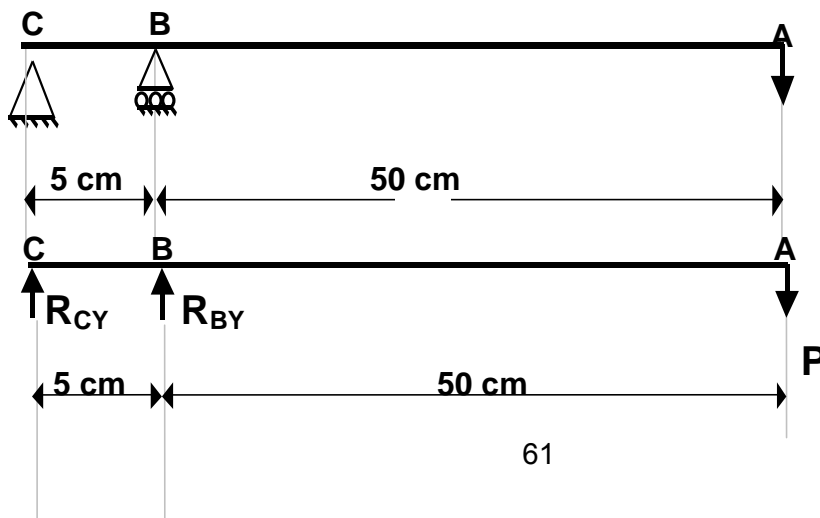
III.2.4.4 Montaje:

El montaje consiste en poner en equilibrio la capsula que contiene la pastilla de suelo en el Consolidómetro de palanca que transmitirá el incremento de carga aplicada en el porta pesas a la articulación del brazo de palanca y de esta al marco de carga, los cuales deberán nivelarse garantizando su horizontalidad, el marco de carga cuenta con un tornillo de ajuste que al hacer contacto con el balín la transmite en forma puntual a la placa superior de la capsula, las piedras porosas y la pastilla de suelo confinada en el anillo metálico generándose la reacción del dispositivo en la placa de apoyo del consolidómetro garantizándose en todo momento el equilibrio del sistema ante la aplicación de los incrementos de esfuerzos.



Fotografía III.2.4.4.1 Consolidómetro de Palanca

☆ Diagrama de cuerpo libre



✧ **Por equilibrio**

$$P(50+5) - 5R_{BY} = 0$$

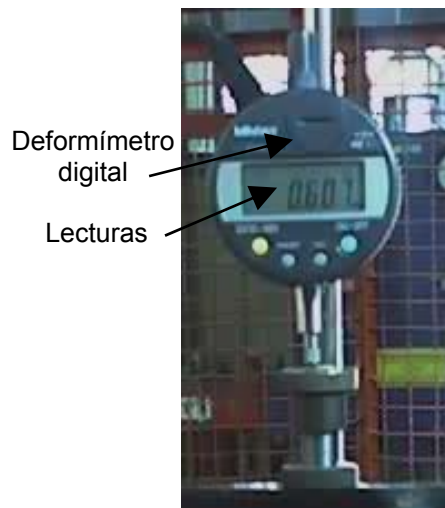
$$R_{BY} = \frac{55P}{5}$$

$$R_{BY'} = 10P$$

- ❖ Sin embargo siempre será mejor realizar la calibración del aparato midiendo directamente a cuanto corresponde la carga $R_{BY'}$ para cada incremento de carga que se aplique en el porta pesas.

III.2.4.5 Instrumentación y ajuste de los dispositivos de monitoreo y lectura:

✧ **Equipo empleado:**



Fotografías III.2.4.5.1 Equipo de Instrumentación

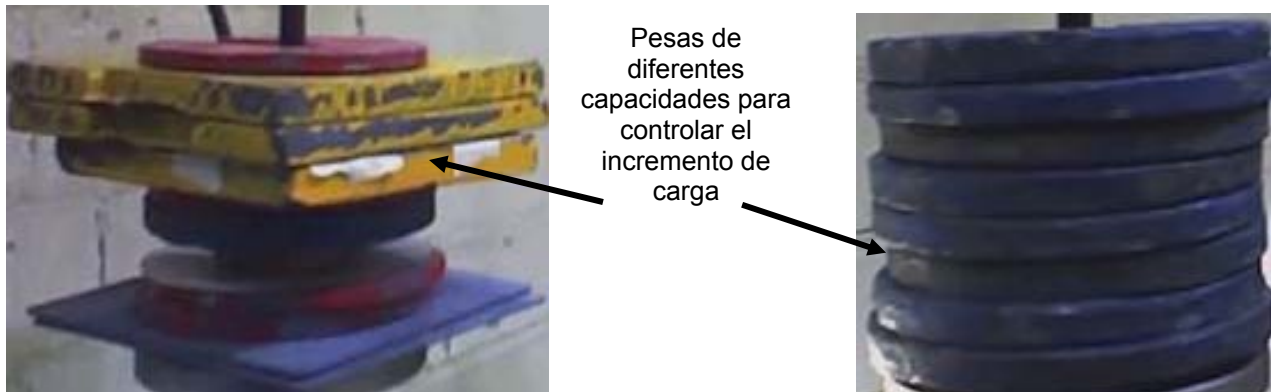
✧ Procedimiento

Teniendo el sistema en equilibrio y garantizando el contacto en el balín se procede a instalar los dispositivos de monitoreo y lectura. El micrómetro se instala en la placa soporte destinada para este fin en contacto sobre el tornillo de ajuste del marco de carga del Consolidómetro permitiendo cualquier lectura inicial positiva del conectándose al miniprosesor de lecturas comprobándose el funcionamiento adecuado de estos dispositivos eléctricos antes de la realización de la prueba.

El cronometro electrónico deberá ser comprobado y ajustado en su correcto funcionamiento antes de la realización de la prueba.

III.2.4.6 Etapa de Prueba de Consolidación:

✧ Equipo empleado:



Fotografías III.2.4.6.1 Equipo de Pesas de diferentes capacidades

✧ Procedimiento

Con el sistema calibrado e instrumentado se procede a la Implementación del programa de carga establecido de control de los esfuerzos a los que se someterá a la probeta de suelo, por lo que se deberá contar con pesas de diferentes denominaciones para este fin, antes de cada ciclo de carga y durante el periodo de prueba establecido.

Simultáneamente se realiza la Implementación del programa de Lecturas de acuerdo al programa de cargas y monitoreo establecido para cada ciclo de carga.

La implementación de la prueba requiere del trabajo simultaneo al inicio de la prueba de un operador que adicione la carga establecida en el porta pesas y de otro operador que controle el tiempo en el cronometro y simultáneamente registre las deformaciones en el miniprosesor electrónico bajo este procedimiento, dado que los incrementos de deformación en los primeros segundos y minutos de la prueba son considerables para definir el la curva de consolidación en cada ciclo de carga.

El análisis de los registros recogidos del micrómetro y del monitoreo en el microprocesador durante cada ciclo de carga nos permitirá definir los puntos de carga-deformación-tiempo, acumulados, que definen las etapas de la curva experimental de consolidación y con ella establecer los parámetros de ajuste de la curva de consolidación tanto en la etapa primaria como en los limites de la consolidación primaria y en la etapa de consolidación secundaria requeridos para posterior mente desarrollar el ajuste de estas curvas a la curva teórica y obtener con esta los parámetros reales de consolidación experimentados por la probeta de suelo estudiada en cada ciclo de los incrementos de esfuerzo a que fue sometida.

Los parámetros a definir se obtienen de la curva de consolidación correspondiente a cada ciclo de carga y son:

- ✧ Deformación inicial (δ_o).

- ✧ Tiempo en el que se presenta el punto crítico "fin de la consolidación primaria" (t_B).
- ✧ Deformación cuando se presenta el punto crítico" (δ_B).
- ✧ Tiempo de la deformación final del ciclo "fin de la consolidación secundaria" (t_F).
- ✧ Deformación en el tiempo final del ciclo "fin de la consolidación secundaria" (δ_F).
- ✧ Pendiente de la recta de la etapa de consolidación secundaria (C_t).
- ✧ Tiempo de la deformación al 50% de la deformación primaria ($t_{50\%}$).

Para el caso en estudio las probetas de suelo se instalaron en el Consolidómetro **No. 3 y No 4**. Los registros y detalles correspondientes a cada una de estas pruebas se pueden ver en los **Anexos VI.1.1 y VI.1.2** respectivamente, donde se encontraran los registros de lecturas, las curvas de consolidación de cada uno de los ciclos de carga para cada una de las pruebas realizadas y los ajustes correspondientes con el Modelo de Zeevaert de viscosidad íntergranular.

Los parámetros obtenidos se discuten en el inciso **III.3**. de este capítulo.

III.2.4.7 Etapa de Prueba de Descarga del sistema de Consolidación:

La descarga del sistema de consolidación se lleva a cabo conforme al programa establecido de descarga, para cada Consolidómetro **No. 3 y No 4**, a cada 5 minutos permitiendo el establecimiento de cierto grado de recuperación de la pastilla de suelo estudiada. Los registros y detalles correspondientes a cada una de los procesos de descarga se pueden ver en los **Anexos VI.1.1 y VI.1.2** respectivamente.

III.3 Resultados de la campaña de pruebas de Consolidación:

Los resultados experimentales de las pruebas de consolidación en la muestra de suelo denominada “X”, los especímenes estudiados e instalados en los consolidómetros **No. 3 y No 4** respectivamente se describen en los formatos **III.3.1** y **III.3.2** donde se resumen los parámetros de consolidación para cada incremento de esfuerzo en cada ciclo de carga considerado en el programa de cargas establecido para cada probeta estudiada.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

PARÁMETROS PARA AJUSTES DE CURVAS DE CONSOLIDACIÓN

CONSOLIDÓ METRO # **3**

INCREMENTO #		1	2	3	4	5	6	7	
de Grafica	$\delta_o =$	μm	97.75	30.52	40.11	35.9	52.25	35.96	106.18
de Grafica	$\tau_o =$	S	3	3	3	3	3	3	3
de Grafica	$\delta_B =$	μm	158.43	72.36	82.58	101.12	208.99	249.44	1042.13
de Grafica	$\tau_B =$	S	358.46	469.56	507.22	704	717.71	887.31	1709.35
de Grafica	$\delta_f =$	μm	221.35	131.51	158.09	204.78	360.67	484.27	1584.83
de Grafica	$\tau_f =$	S	100000	100000	100000	100000	100000	100000	100000

DEFORMACIÓN PRIMARIA

de Grafica	$\delta_{50\%} =$	μm	128.09	51.44	61.345	68.51	130.62	142.7	574.155
de Grafica	$\tau_{50\%} =$	S	25.04	36.83	41.34	50.14	27.05	38.27	147.63

CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA

de Grafica	$\delta_1 =$	μm	188.55	97	113.73	142.57	288.44	366.19	1268.48
de Grafica	$\delta_2 =$	μm	221.35	131.51	158.09	204.78	360.67	484.27	1584.83
de Grafica	$C_t =$	μm	32.8	34.51	44.36	62.21	72.23	118.08	316.35

Formato III.3.1 Formato de parámetros para ajuste de curvas de consolidación. (Consolidómetro No. 3)



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

PARÁMETROS PARA AJUSTES DE CURVAS DE CONSOLIDACIÓN
CONSOLIDÓ METRO # 4

INCREMENTO #		1	2	3	4	5	6	7	
de Grafica	$\delta_o =$	μm	85.96	26.85	29.26	31	39	33	78.65
de Grafica	$\tau_o =$	s	3	3	3	3	3	3	3
de Grafica	$\delta_B =$	μm	160.67	70.11	72.67	94	204	260	758.2
de Grafica	$\tau_B =$	s	717.71	517.09	775.26	580	1500	2330	2381.69
de Grafica	$\delta f =$	μm	231.35	124.45	134.34	253	365	450	1450
de Grafica	$\tau f =$	s	100000	100000	1000000	200000	100000	100000	1000000

LIMITES DE DEFORMACIÓN PRIMARIA

de Grafica	$\delta_{50P} =$	μm	123.315	48.48	50.965	62.5	121.5	146.5	418.425
de Grafica	$\tau_{50P} =$	s	37.5	38.27	42.15	55	55	97	132.9

CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA

de Grafica	$\delta_1 =$	μm	199.76	94.95	99.82	140	285	320	1183
de Grafica	$\delta_2 =$	μm	231.35	124.45	134.34	198	365	448	1450
de Grafica	$C_t =$	μm	31.59	29.5	34.52	58	80	128	267

Formato III.3.2 Formato de parámetros para ajuste de curvas de consolidación. (Consolidómetro No. 4)

III.4 Ajuste de Curvas

De los resultados experimentales de consolidación en la muestra de suelo denominada “X” de las probetas estudiadas en los consolidómetros **No. 3 y 4** respectivamente, resumidos en los formatos **III.3.1** y **III.3.2**, para cada incremento de esfuerzo en cada ciclo de carga considerado en cada programa de cargas, procedemos a el ajuste de las curvas de consolidación teórica con la experimental mediante el programa de computadora **VINTER-Z** en ambiente Windows, abordado en el **Capítulo II** de este trabajo, desarrollado con este fin en el departamento de geotecnia, laboratorio de geotecnia Francisco Zamora Millán de la facultad de ingeniería de esta Universidad Nacional Autónoma de México.

Los resultados sintetizados del ajuste de las curvas de consolidación se resumen en los formatos **III.4.1** y **III.4.2** obtenidos mediante el programa de computadora **VINTER-Z**. Abordado en el **Capítulo II** del presente trabajo y Los registros y detalles correspondientes a cada una de estas pruebas se pueden ver en los **Anexos VI.3.1** y **VI.3.2** respectivamente, al final de este capítulo donde se encontraran los registros de los resultados del ajuste de las curvas de consolidación de cada uno de programas de carga y los ciclos de carga para cada una de las pruebas realizadas.

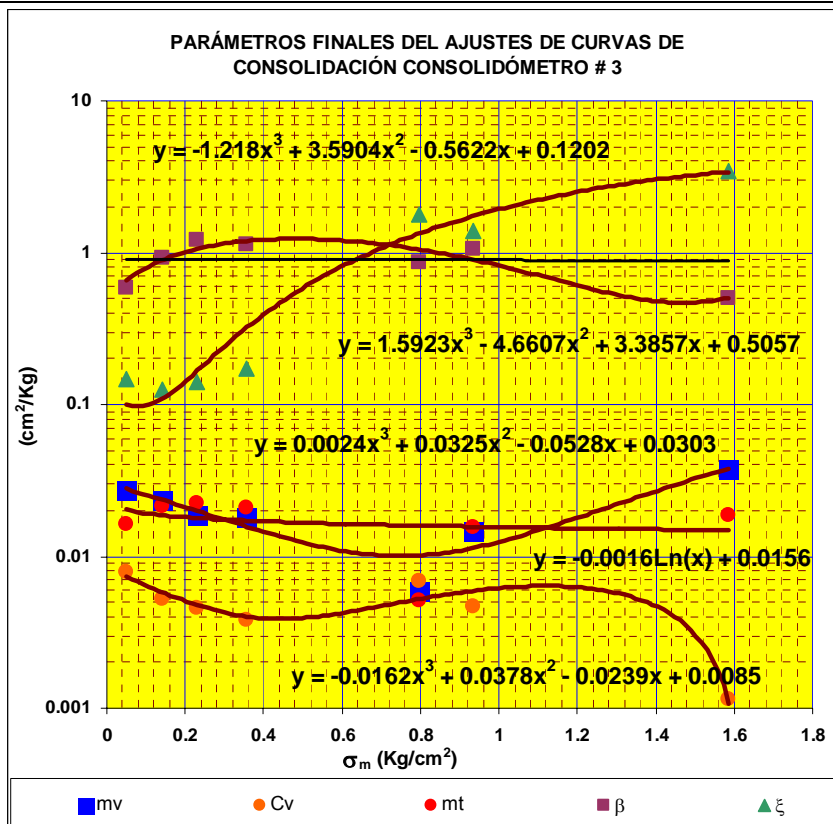
Los parámetros finales de consolidación obtenidos del ajuste de las curvas de consolidación mediante el programa de computadora **VINTER-Z** son:

- ☆ Esfuerzo medio (σ_m).
- ☆ Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario “para compresión primaria” (m'_v).
- ☆ Coeficiente de Consolidación (C_v).
- ☆ Factor de la magnitud relativa del “fenómeno viscoso Íntergranular” (β).
- ☆ Factor adim. que modifica el valor de T_v en el “fenómeno viscoso Íntergranular” (ξ).
- ☆ Pendiente de la recta de la etapa de consolidación secundaria (m_t).



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

PARÁMETROS FINALES DEL AJUSTES DE CURVAS DE CONSOLIDACIÓN CONSOLIDÓMETRO # 3						
INCREMENTO #	σ_m (Kg./cm ²)	m_v (cm ² /Kg.)	C_v (cm ² /s)	β (Kg./cm ²)	ξ (Kg./cm ²)	m_t (cm ² /Kg./ciclo)
1	0.05	0.02772	0.00791	0.58892	0.1483	0.01633
2	0.1405	0.02343	0.00526	0.9145	0.12599	0.02142
3	0.231	0.01867	0.00462	1.20272	0.13987	0.02246
4	0.3565	0.01835	0.00381	1.13666	0.17226	0.02086
5	0.7985	0.00589	0.00682	0.86305	1.78093	0.00508
6	0.934	0.01456	0.00464	1.05953	1.38897	0.01542
7	1.587	0.03799	0.00114	0.496	3.41826	0.01884

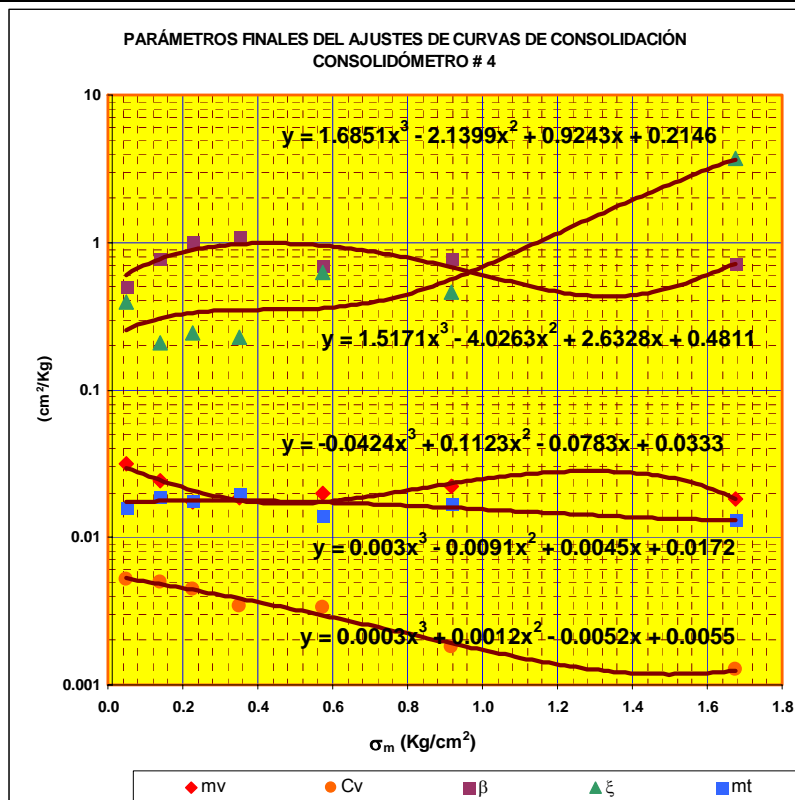


Formato III.4.1 Formato y Gráfico de parámetros finales del ajuste de las curvas de consolidación. (Consolidómetro No. 3)



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

PARÁMETROS FINALES DEL AJUSTES DE CURVAS DE CONSOLIDACIÓN CONSOLIDÓMETRO # 4						
INCREMENTO #	σ_m (Kg./cm ²)	m_v (cm ² /Kg.)	C_v (cm ² /s)	β (Kg./cm ²)	ξ (Kg./cm ²)	m_t (cm ² /Kg./ciclo)
1	0.0495	0.03147	0.00522	0.50705	0.39236	0.01596
2	0.1385	0.02405	0.00501	0.78475	0.20901	0.01887
3	0.2275	0.01741	0.00449	1.01859	0.24601	0.01774
4	0.35	0.01844	0.0034	1.088	0.22701	0.02007
5	0.573	0.01992	0.00332	0.70232	0.627	0.01399
6	0.9185	0.02206	0.00181	0.7764	0.45673	0.01713
7	1.674	0.01815	0.00126	0.71492	3.67847	0.01298



Formato III.4.2 Formato de parámetros finales del ajuste de las curvas de consolidación.
 (Consolidómetro No. 4)

III.5 Discusión de los resultados

Respecto al programa de cargas Terzaghi propone un incremento constante que duplique el incremento de esfuerzos del ciclo de carga anterior, durante todos los ciclos de la prueba, con lo que se tendría sometida a la muestra a altos gradientes hidráulicos que como el mismo autor describe generarían discrepancias en los parámetros de consolidación obtenidos dadas las variaciones que se generan al someter a la probeta de suelo a estos niveles de esfuerzos.

Para Zeevaert los incrementos de esfuerzos deberán ser de igual magnitud que fluctúen entre el 12.5 % del esfuerzo aplicado en el ciclo anterior o menor a la carga del esfuerzo efectivo por encima de la carga aplicada para no dañar la estructura de la arcilla y para obtener valores promedio compatibles donde la teoría es válida para los valores promedio durante cada proceso de consolidación y para cada nivel de esfuerzos.

En el presente trabajo podemos concluir que el nivel de esfuerzos adecuado para que se definan la consolidación primaria como la consolidación secundaria, al menos en arcillas de la ciudad de México, deberán programarse los incrementos para cada ciclo de carga en un rango de entre el 60% y el 80% del esfuerzo total acumulado con la posibilidad de poder variar dentro de este rango los esfuerzos aplicados, Considerando que en este intervalo se presente el punto de inflexión (**B**) que separa la consolidación primaria y secundaria durante el tiempo de desarrollo de la prueba de consolidación evitando se generen gradientes hidráulicos elevados que modifiquen la estructura del suelo y se altere el desarrollo de la consolidación secundaria debida a una amplia variación en los parámetros de consolidación obtenidos durante el desarrollo de la prueba.

Estas observaciones son válidas para una pastilla de suelo de 2 cm de espesor. También se encontró que la curva de consolidación que corresponde al esfuerzo crítico de la curva de compresibilidad (ref. 12) no se puede ajustar ya que no se distingue bien el punto de

inflexión $\delta_{B;T_B}$ (incremento 6, muestra C-3 e incremento 5 Muestra C-4). Sin embargo si se cuenta con el t_B de las curvas de consolidación previa y posterior, se puede intuir su valor para la curva en cuestión; de donde ya se podrá dar un valor de $\delta_{B;T_B}$ que mejor ajuste a los puntos experimentales.

En cuanto a la variación de los parámetros con el esfuerzo medio se probó con dos curvas de ajuste una logarítmica y una polinomial de grado 3, encontrándose para el caso estudiado un mejor ajuste con la polinomial.

IV. CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS EN UNA ESTRUCTURA REAL

IV. CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS EN UNA ESTRUCTURA REAL

Con objeto de guiar al usuario en el aprovechamiento de la información de las pruebas de laboratorio así como su interpretación con el modelo de viscosidad ítergranular de Zeevaert mediante el programa de computadora VINTER-Z, a continuación se plantea un problema de asentamientos en una estructura “real” a base de losa de cimentación, por ser un caso simple de resolver, en comparación con cajones de cimentación, en los cuales, aparte de la viscosidad ítergranular, se tiene que tomar en cuenta, entre otros aspectos, la expansión que ocurre al excavar el suelo hasta la profundidad de desplante por alivio parcial de esfuerzos, la extensión del área excavada o uso de trincheras, el flujo de agua por abatimiento del nivel freático, el bombeo, el uso de pilotes u otros elementos para limitar la expansión, etc.; en resumen el procedimiento constructivo, que impacta la respuesta del suelo al ser recomprimido durante la construcción propia de la cimentación y de la superestructura; el lector puede ampliar este conocimiento en las referencias **12** y **13**.

IV.1 Investigación del suelo de apoyo

IV.1.1 Exploración y muestreo en campo y ensayos de laboratorio

El programa de exploración y muestreo así como la campaña de pruebas de laboratorio, debe basarse tanto en el Reglamento de Construcción de cada sitio en estudio como en la experiencia y volumen de información que requiera del Especialista en Mecánica de Suelos para resolver el diseño geotécnico de la cimentación de la Obra. En el **Anexo VI.4** se reproducen las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del Distrito Federal (NTCDCCDF) en lo que se refiere a este aspecto.

IV.1.2 Perfil(es) estratigráfico(s)

El perfil estratigráfico es una herramienta visual que sirve para definir los estratos de suelo que se van a emplear en el cálculo de asentamientos y presenta de manera resumida, a partir de la información de los resultados de la exploración de campo y pruebas de campo y laboratorio, las propiedades índice y mecánicas de la estratigrafía del lugar. Por supuesto que si en lugar de tener un solo estrato, para un dado caso, se sospecha que puede haber diferencias muy puntuales para diferentes zonas del terreno en estudio, es preferible aumentar la exploración del sitio mediante tres sondeos o mas, dibujando a partir de esta información cortes estratigráficos, para poder calcular los asentamientos diferenciales de la cimentación y la superestructura que soporta, con mayor precisión. Para fines de este trabajo y el ejemplo numérico que se plantea, se empleará un solo perfil que es el que se presenta en la siguiente figura:

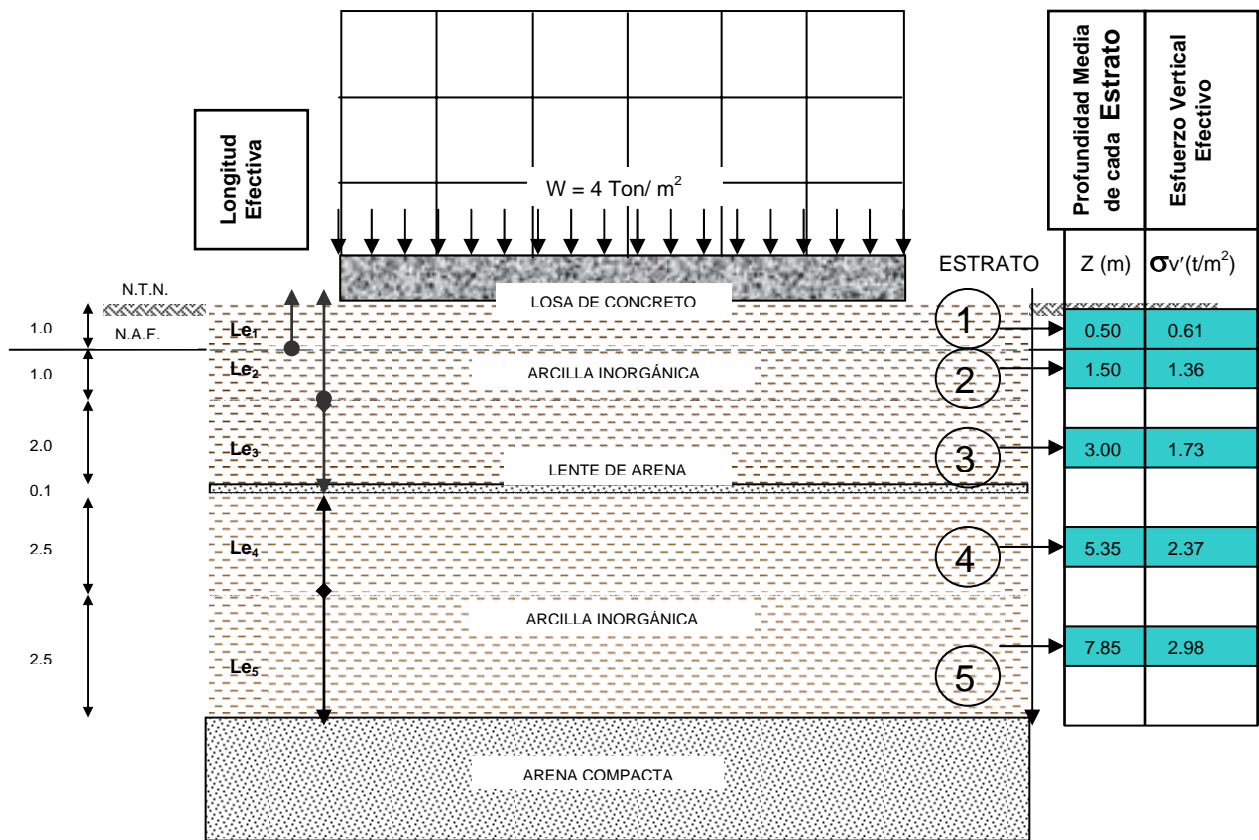


Figura IV.1.2.1 Perfil Estratigráfico

IV.1.3 Diagrama de esfuerzos verticales totales, neutros y efectivos naturales

El diagrama de esfuerzos verticales totales se puede trazar a partir de los pesos volumétricos de las muestras inalteradas en laboratorio, e incluso cuando esta información no es suficiente o falta, se puede correlacionar con propiedades índice como son densidad de sólidos, contenido de agua, etc., o en campo con la compacidad del material correlacionándolo con la resistencia al penetrómetro estándar o número de golpes, u otras pruebas.

El diagrama de esfuerzos neutros surge de la información de campo sobre las condiciones hidrostáticas o hidrodinámicas del sitio en cuanto al nivel de aguas freáticas y en cuanto a las lecturas de los piezómetros ubicados en el lugar a diferentes profundidades para formar la o las estaciones piezométricas.

El diagrama de esfuerzos neutros verticales, de acuerdo con Terzaghi, será la diferencia de los diagramas de esfuerzos totales verticales y neutros. Para fines de este ejemplo se emplearán los que se muestran en la siguiente figura:

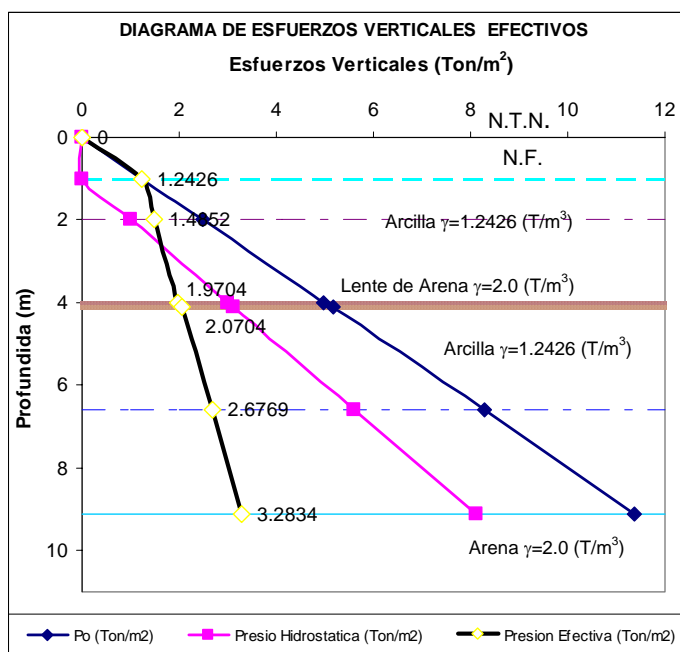


Figura IV.1.3.1 Diagrama de Esfuerzos Verticales

IV.2 Distribución de esfuerzos en la masa del suelo

Las cargas que la cimentación y la superestructura imponen subsuelo se traducen en cambios en los estados de esfuerzo en los diferentes puntos dentro de la masa de suelo y como consecuencia ésta sufre deformaciones que deben ser evaluadas y controladas por el especialista. Las soluciones a este problema (referencia 6) se deben a diferentes investigadores como son Boussinesq (medio elástico, homogéneo, semi-infinito e isótropo), Weestergard (medio finamente estratificado como son las arcillas barbadadas en Canadá), Frölich (medio surgido de la teoría de la plasticidad, útil para diferentes soluciones como suelos estratificados u homogéneos y arenas sueltas).

Para nuestro ejemplo, supondremos que la cimentación es a base de una losa rigidizada con contratrabes, desplantada superficialmente con dimensiones de 20 m de largo por 10 m de ancho, que descarga 4 t/m² al terreno. De acuerdo con el **Perfil estratigráfico** de la figura IV.1.2.1, podemos emplear en este caso la solución de Boussinesq. La siguiente figura resume los resultados obtenidos.

IV.2 1 Esfuerzos verticales en la losa de cimentación.

Esta solución supone que el suelo es un sólido semi-infinito homogéneo e isótropo.

- ✧ **Esfuerzos verticales en la losa de cimentación, para un área rectangular en Esquina.**

Ecuación de Boussinesq para una Esquina

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left\{ \left(\frac{1}{1+m^2} + \frac{1}{1+n^2} \right) \frac{mn}{(m^2+n^2+1)^{1/2}} + \tan^{-1} \left(\frac{mn}{(m^2+n^2+1)^{1/2}} \right) \right\} \quad \text{(IV.2.1)}$$

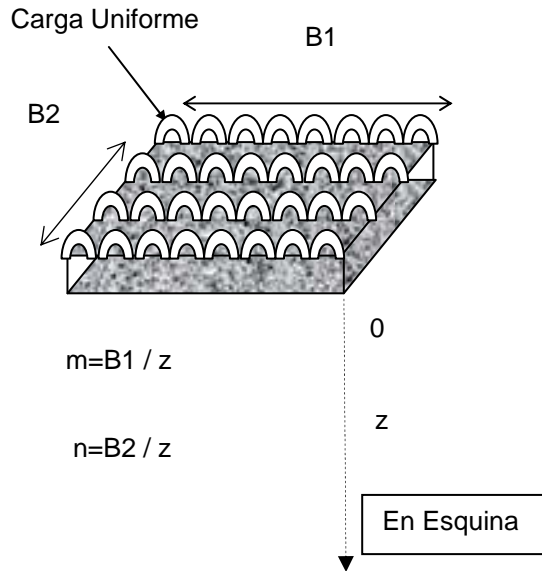


Figura IV.2.1.1 Diagrama de Esfuerzos Verticales en Esquina del área cargada

✧ Esfuerzos verticales en la losa de cimentación, para un área rectangular en Borde Corto y Borde Largo.

Ecuación de Boussinesq para Borde

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} \left\{ \left(\frac{1}{1+m^2} + \frac{1}{1+n^2} \right) \frac{mn}{(m^2+n^2+1)^{\frac{1}{2}}} + \tan^{-1} \left(\frac{mn}{(m^2+n^2+1)^{\frac{1}{2}}} \right) \right\} \quad (IV.2.2)$$

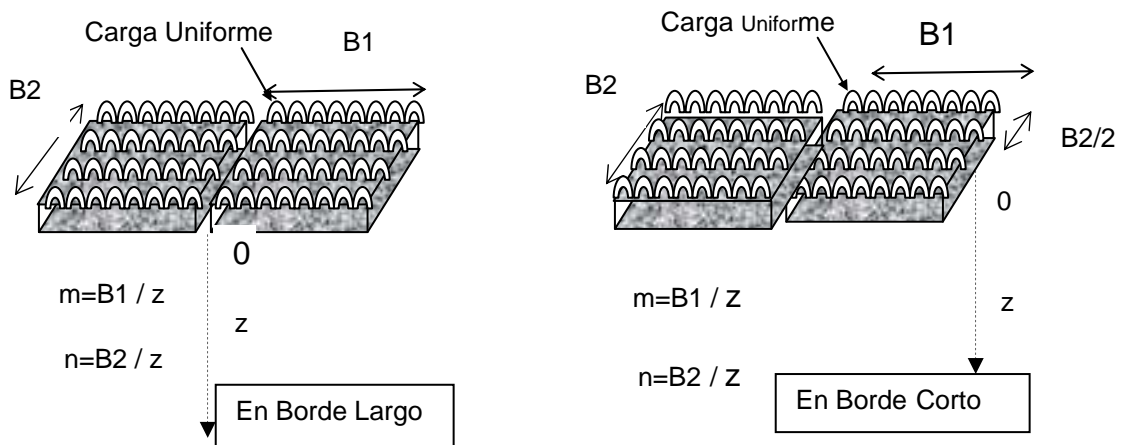


Figura IV.2.1.2 Diagrama de Esfuerzos Verticales en Borde Largo y Borde Corto del área cargada

Ecuación de Boussinesq para el Centro

$$\sigma_z = \frac{2q}{\pi} \left\{ \left(\frac{1}{1+m^2} + \frac{1}{1+n^2} \right) \frac{mn}{(m^2+n^2+1)^{\frac{1}{2}}} + \tan^{-1} \left(\frac{mn}{(m^2+n^2+1)^{\frac{1}{2}}} \right) \right\} \quad (\text{IV.2.3})$$

✧ Esfuerzos verticales en la losa de cimentación, para área rectangular en el Centro

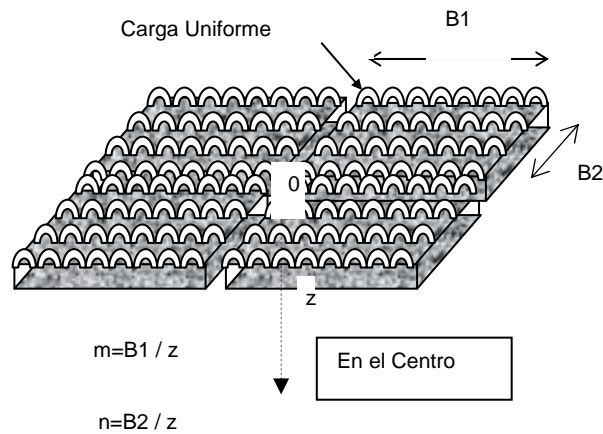


Figura IV.2.1.3 Diagrama de Esfuerzos Verticales en el Centro del área cargada

IV.2.1.1 Geometría en Esquina, Borde Largo, Borde Corto y centro

Geometría	Esquina	Borde Largo	Borde Corto	Centro
q(Ton/m ²)	4	4	4	4
B ₂ (m):	10	10	5	5
B ₁ (m):	20	10	10	10
B ₁ /B ₂ :	2	1	2	2

Tabla IV.2.1.4 Geometría del área cargada

IV.2.1.2 Relaciones “geométricas vs profundidad” (m y n) Esquina, Borde Largo, Borde Corto y centro

Prof.	Esquina			Borde Largo			Borde Corto			Centro		
	m	n	Z/B	m	n	Z/B	m	n	Z/B	m	n	Z/B
0.01	2000.00	1000.00	0.001	1000.00	1000.00	1.00E-03	1000.0	500.0	0.002	1000.000	500.000	0
1	20.00	10.00	0.1	10.00	10.00	1.00E-01	10.000	5.000	0.200	10.000	5.000	0.200
2	10.00	5.00	0.2	5.00	5.00	2.00E-01	5.000	2.500	0.400	5.000	2.500	0.400
4	5.00	2.50	0.4	2.50	2.50	4.00E-01	2.500	1.250	0.800	2.500	1.250	0.800
4.1	4.88	2.44	0.41	2.44	2.44	4.10E-01	2.439	1.220	0.820	2.439	1.220	0.820
6.6	3.03	1.52	0.66	1.52	1.52	6.60E-01	1.515	0.758	1.320	1.515	0.758	1.320
9	2.22	1.11	0.9	1.11	1.11	9.00E-01	1.111	0.556	1.800	1.111	0.556	1.800

Tabla IV.2.1.2.1 Relaciones “Geométricas-Profundidad” del área cargada

IV.2.1.3 Resumen de Incremento de Esfuerzos Verticales

$q/2\pi:$	0.6366		Esquina					
Z	m^2	n^2	$1/(1+m^2)$	$1/(1+n^2)$	$mn/(m^2+n^2+1)^{.5}$	$\tan^{-1}(mn/(m^2+n^2+1)^{.5})$	σ_z	$\sigma_v(\text{Grafica})$
0.01	4000000	1000000	0.000	0.000	894.43	1.570	1.000	0.000
1	400.0000	100.000	0.002	0.010	8.94	1.459	1.000	1.243
2	100.0000	25.000	0.010	0.038	4.45	1.350	0.997	1.485
4	25.0000	6.250	0.038	0.138	2.20	1.144	0.976	1.970
4.1	23.7954	5.949	0.040	0.144	2.15	1.135	0.974	2.070
6.6	9.1827	2.296	0.098	0.303	1.30	0.915	0.915	2.677
9	4.9383	1.235	0.168	0.448	0.92	0.745	0.836	3.283

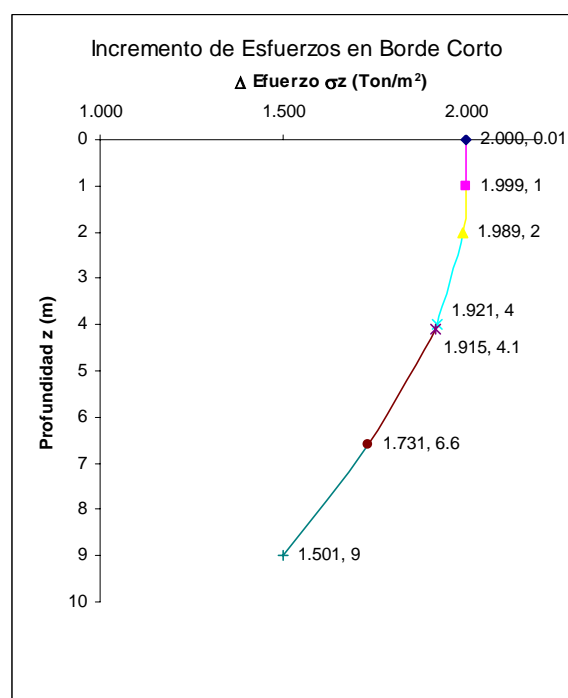
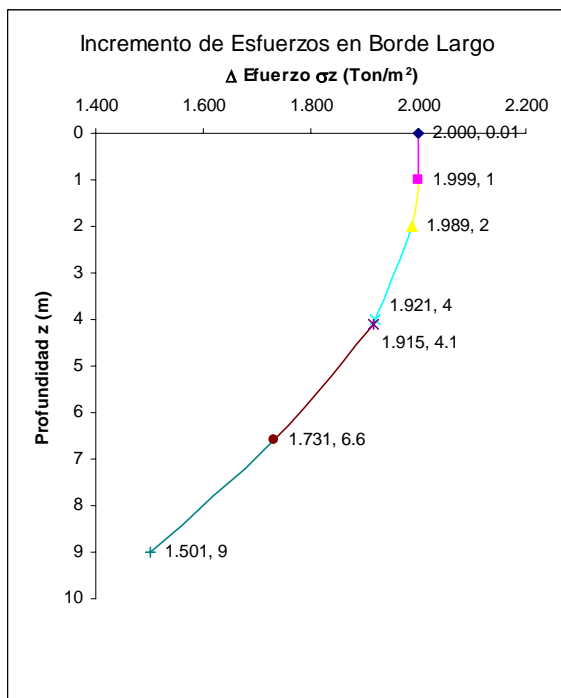
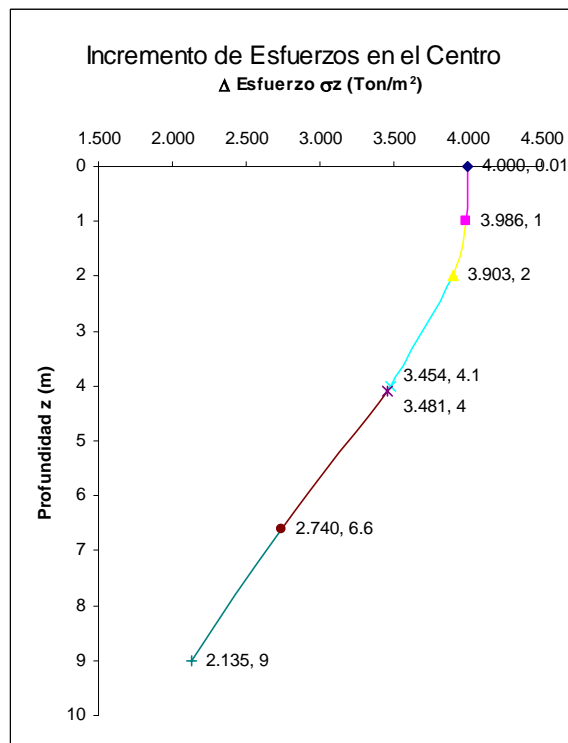
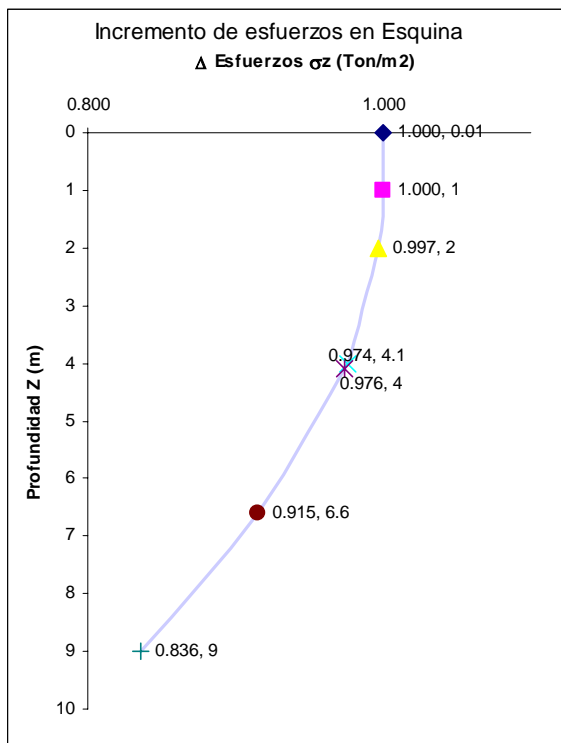
$q/\pi:$	1.2732		Borde Largo					
Z	m^2	n^2	$1/(1+m^2)$	$1/(1+n^2)$	$mn/(m^2+n^2+1)^{.5}$	$\tan^{-1}(mn/(m^2+n^2+1)^{.5})$	σ_z	$\sigma_v(\text{Grafica})$
0.01	1000000	1000000	0.000	0.000	707.107	1.569	2.00	0.000
1	100.000	100.000	0.010	0.010	7.053	1.430	1.999	1.243
2	25.000	25.000	0.038	0.038	3.501	1.293	1.989	1.485
4	6.250	6.250	0.138	0.138	1.701	1.039	1.921	1.970
4.1	5.949	5.949	0.144	0.144	1.656	1.028	1.915	2.070
6.6	2.296	2.296	0.303	0.303	0.971	0.771	1.731	2.677
9	1.235	1.235	0.448	0.448	0.663	0.585	1.501	3.283

$q/\pi:$	1.2732		Borde Corto					
Z	m^2	n^2	$1/(1+m^2)$	$1/(1+n^2)$	$mn/(m^2+n^2+1)^{.5}$	$\tan^{-1}(mn/(m^2+n^2+1)^{.5})$	σ_z	$\sigma_v(\text{Grafica})$
0.01	1000000	250000	0.000	0.000	447.213	1.569	2.000	0.000
1	100.000	25.000	0.010	0.038	4.454	1.350	1.993	1.243
2	25.000	6.250	0.038	0.138	2.201	1.144	1.951	1.485
4	6.250	1.563	0.138	0.390	1.053	0.811	1.741	1.970
4.1	5.949	1.487	0.144	0.402	1.024	0.797	1.727	2.070
6.6	2.296	0.574	0.303	0.635	0.584	0.528	1.370	2.677
9	1.235	0.309	0.448	0.764	0.387	0.369	1.067	3.283

$2q/\pi:$	2.5465		Centro					
Z	m^2	n^2	$1/(1+m^2)$	$1/(1+n^2)$	$mn/(m^2+n^2+1)^{.5}$	$\tan^{-1}(mn/(m^2+n^2+1)^{.5})$	σ_z	$\sigma_v(\text{Grafica})$
0.01	1000000	250000	0.000	0.000	447.213	1.569	4.000	0.000
1	100.000	25.000	0.010	0.038	4.454	1.350	3.986	1.243
2	25.000	6.250	0.038	0.138	2.201	1.144	3.903	1.485
4	6.250	1.563	0.138	0.390	1.053	0.811	3.481	1.970
4.1	5.949	1.487	0.144	0.402	1.024	0.797	3.454	2.070
6.6	2.296	0.574	0.303	0.635	0.584	0.528	2.740	2.677
9	1.235	0.309	0.448	0.764	0.387	0.369	2.135	3.283

Tablas IV.2.1.3.1 Incremento de Esfuerzos Verticales del área cargada

IV.2.1.3.1 Graficas resumen de incremento de Esfuerzos Verticales



Gráficas IV.2.1.3.1 Esfuerzos Verticales en las áreas cargadas

IV.3 Cálculo de asentamientos a largo plazo (15 años)

El cálculo de asentamientos se realiza en varios puntos bajo la cimentación como son al centro, la orilla larga, la orilla corta y en la esquina a corto mediano y largo plazo. Para la obtención del asentamiento total se supondrá un promedio de todos estos asentamientos, el cual debe ser menor al especificado por las NTCDCCDF, de 15 cm para estructuras con colindancias. Los asentamientos diferenciales se calcularán entre los puntos especificados, sin tomar en cuenta por el momento la rigidez del cimiento, verificando que se cumpla la limitante del reglamento de 0.004 del claro para estructuras de concreto reforzado; en caso de no cumplir el requisito, se tendrán que absorber las diferencias mediante rigidez de las contratrabes con el peralte que resulte del análisis de interacción suelo-cimiento.

El cálculo de asentamientos a largo plazo se limita a 15 años, porque después de ese lapso el modelo de viscosidad Intergranular no toma en cuenta cambios físico-químicos que pudiera sufrir la estructura de suelo. La siguiente tabla resume los resultados obtenidos.

IV.3.1 Esfuerzo Medio (σ_m) con cimentación 100% flexible.

Estrato	Prof. Media	Esfuerzo vertical	Esquina			Borde Largo			Borde Corto			Centro		
			$\Delta\sigma$	σ_m	σ_m	$\Delta\sigma$	σ_m	σ_m	$\Delta\sigma$	σ_m	σ_m	$\Delta\sigma$	σ_m	σ_m
#	Z_m m	σ'_v t/m ²	t/m ²	t/m ²	Kg/cm ²	t/m ²	t/m ²	Kg/cm ²	t/m ²	t/m ²	Kg/cm ²	t/m ²	t/m ²	Kg/cm ²
1	0.5	0.621	1.000	1.1212	0.112	1.999	1.621	0.1621	1.997	1.62	0.162	3.993	2.62	0.26
2	1.5	1.364	0.998	1.863	0.186	1.994	2.361	0.2361	1.972	2.35	0.235	3.944	3.34	0.33
3	3	1.728	0.986	2.2209	0.222	1.955	2.705	0.2705	1.846	2.651	0.265	3.692	3.57	0.36
4	5.35	2.324	0.945	2.7963	0.28	1.826	3.237	0.3237	1.555	3.101	0.31	3.111	3.88	0.39
5	7.85	2.98	0.875	3.4178	0.342	1.616	3.788	0.3788	1.219	3.589	0.359	2.437	4.2	0.42

Tabla IV.3.1 Esfuerzos Medios en las áreas cargadas

IV.3.2 Ecuaciones

En la tabla IV.3.3 siguiente, para el cálculo de asentamientos se emplearon las siguientes fórmulas:

a) Paramétricas de compresibilidad. (Muestra C-3)

Ecuaciones Paramétricas: Muestra C-3	
Parámetro	Ecuaciones Paramétricas
mv:	$0.0024 \sigma_m^3 + 0.0325 \sigma_m^2 - 0.0528 \sigma_m + 0.0303$
cv:	$-0.0162 \sigma_m^3 + 0.0378 \sigma_m^2 - 0.0239 \sigma_m + 0.0085$
β:	$1.5923 \sigma_m^3 - 4.6607 \sigma_m^2 + 3.3857 \sigma_m + 0.5057$
ξ:	$-1.218 \sigma_m^3 + 3.5904 \sigma_m^2 - 0.5622 \sigma_m + 0.1202$

b) Para el cálculo del factor tiempo, T_v :

$$T_v = \frac{c_v}{L_e^2} t \quad (IV.3.1)$$

Siendo L_e la longitud efectiva recorrida por la molécula de agua más alejada de la frontera drenante (figura IV.1.2.1).

c) Para el cálculo del asentamiento de cada estrato de suelo, $\Delta\delta_i$:

$$\Delta\delta_i = [F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v)] m_v \Delta\sigma \Delta z \quad (IV.3.2)$$

Donde para cada estrato:

$\Delta\sigma$ Incremento de esfuerzo vertical

Δz Espesor

IV. CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS EN UNA ESTRUCTURA REAL
 IV.3.3 CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

IV.3.3 Tablas para el cálculo de asentamientos. (Muestra C-3)

Periodo de tiempo t: 15.00 Años 473040000 S										Esquina											
Estrato	Z _m	σ _m	Δσ _v	m _v	C _v	β	ξ	Δz	Le	T _v	n =	n =	n =	n =	n =	n =	n =	n =	F _n	F(T _v)	Δδ _i
#	m	Kg/cm ²	Kg/cm ²	cm ² /Kg	cm ² /s	Adim.	Adim.	cm	cm	Adim.	0	1	2	3	4	6	8	10	S	Adim.	cm
1	0.50	0.112	0.1000	0.0248	0.006	0.829	0.101	100	100	296.7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.55
2	1.50	0.186	0.0998	0.0216	0.005	0.985	0.132	100	200	62.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.42
3	3.00	0.222	0.0986	0.0202	0.005	1.045	0.159	200	200	57.7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.82
4	5.35	0.280	0.0945	0.0181	0.004	1.123	0.217	250	250	33.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.87
5	7.85	0.342	0.0875	0.0161	0.004	1.182	0.299	250	250	31.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.78
																				Δδ _{total} :	3.44

Periodo de tiempo t: 15.00 Años 473040000 S										Borde Largo											
1	0.50	0.162	0.1999	0.0226	0.006	0.939	0.118	100	100	262.5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.00	1.09
2	1.50	0.236	0.1994	0.0197	0.005	1.066	0.172	100	200	56.2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.00	0.82
3	3.00	0.271	0.1955	0.0184	0.004	1.112	0.207	200	200	53.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.00	1.58
4	5.35	0.324	0.1826	0.0167	0.004	1.167	0.273	250	250	31.6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.00	1.64
5	7.85	0.379	0.1616	0.0151	0.004	1.206	0.356	250	250	30.2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.00	1.40
																				Δδ _{total} :	6.53

Periodo de tiempo t: 15.00 Años 473040000 S										Borde Corto											
1	0.50	0.162	0.1997	0.0226	0.006	0.939	0.118	100	100	262.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.09
2	1.50	0.235	0.1972	0.0197	0.005	1.065	0.171	100	200	56.3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.81
3	3.00	0.265	0.1846	0.0186	0.005	1.105	0.201	200	200	53.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.50
4	5.35	0.310	0.1555	0.0171	0.004	1.155	0.255	250	250	32.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.41
5	7.85	0.359	0.1219	0.0156	0.004	1.194	0.325	250	250	30.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.07
																				Δδ _{total} :	5.88

Periodo de tiempo t: 15.00 Años 473040000 S										Centro											
1	0.50	0.262	0.3993	0.0187	0.005	1.101	0.197	100	100	214.8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.10
2	1.50	0.334	0.3944	0.0164	0.004	1.176	0.287	100	200	48.8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.54
3	3.00	0.357	0.3692	0.0157	0.004	1.193	0.322	200	200	47.8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.84
4	5.35	0.388	0.3111	0.0148	0.004	1.211	0.371	250	250	30.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.67
5	7.85	0.420	0.2437	0.0140	0.004	1.223	0.427	250	250	29.7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.04
																				Δδ _{total} :	11.19

IV.3.4 Deformaciones de diseño:

Deformación	$\Delta\delta_i$
En	cm
Esquina	3.44
Borde Largo	6.53
Borde Corto	5.88
Centro	11.19
Σ :	27.04

IV.3.4.1 Asentamiento total:

Promedio:

$\Delta\delta_i$	
6.76	cm.
CUMPLE CON LAS NTCDCCDF	

IV.3.4.2 Asentamientos diferenciales:

a) Borde Corto

Del centro al borde corto la distancia es :	1000	cm	
La diferencia de asentamientos es =	5.31	cm	
El asentamiento diferencial permisible =	4.00	cm	NO CUMPLE LAS NTCDCCDF
Las contratrabes deben eliminar una deformación de =	1.31	cm	

b) Borde Largo

Del centro al borde largo la distancia es :	500	cm	
La diferencia de asentamientos es =	4.66	cm	
El asentamiento diferencial permisible =	2.00	cm	NO CUMPLE LAS NTCDCCDF
Las contratrabes deben eliminar una deformación de =	2.66	cm	

IV.4 ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN

Como no se cumple el con Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones respecto a el asentamiento diferencial, pero si se cumple en lo referente a el asentamiento total una solución es mediante el empleo de contratrabes cuya rigidez tenga un efecto de puenteo, de tal manera que disminuya los asentamientos en las zonas críticas y retransmita la carga hacia las áreas donde el asentamiento, antes, fue menor.

IV.4.1 Disposición de contratraves, en PLANTA.

Para el ejemplo que se plantea la Figura IV.4.1 muestra la propuesta de distribución de contratraves en planta.

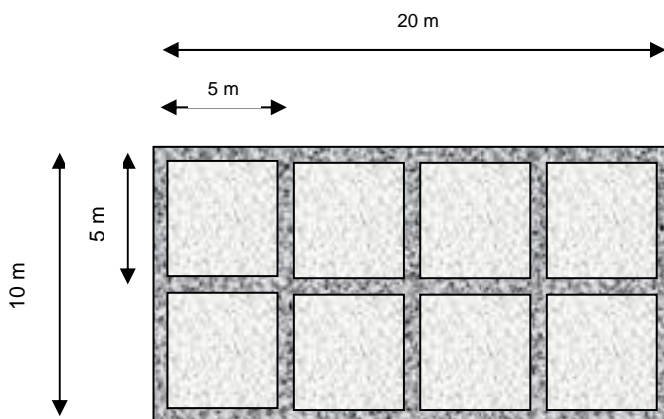


Figura IV.4.1 Disposición de Contratraves

Geometría de Losa:				
Largo	20	m	Crujiás	4
Ancho	10	m	Crujiás	2
Área	200	m ²	TOTAL	8
Cargas				
W	4	T/m ²		
W _{TOTAL}	800	T		
W _{crujia}	100	T		
Contratraves		5	m	
W contratrabe		25	T	
W _{contratrabe/m}		5	T/m	
W _{puntual}		12.5	T	
W _{Esquina}	25			
W _{Borde}	50			
W _{Centro}	100			



Caso I (en Contratrabe de Borde Corto,)



Caso II (en Contratrabe Central)

Figuras IV.4.1 Cargas en los Nodos de Contratraves

IV.4.2 Análisis de Viga sobre 3 resortes (Referencia 10)

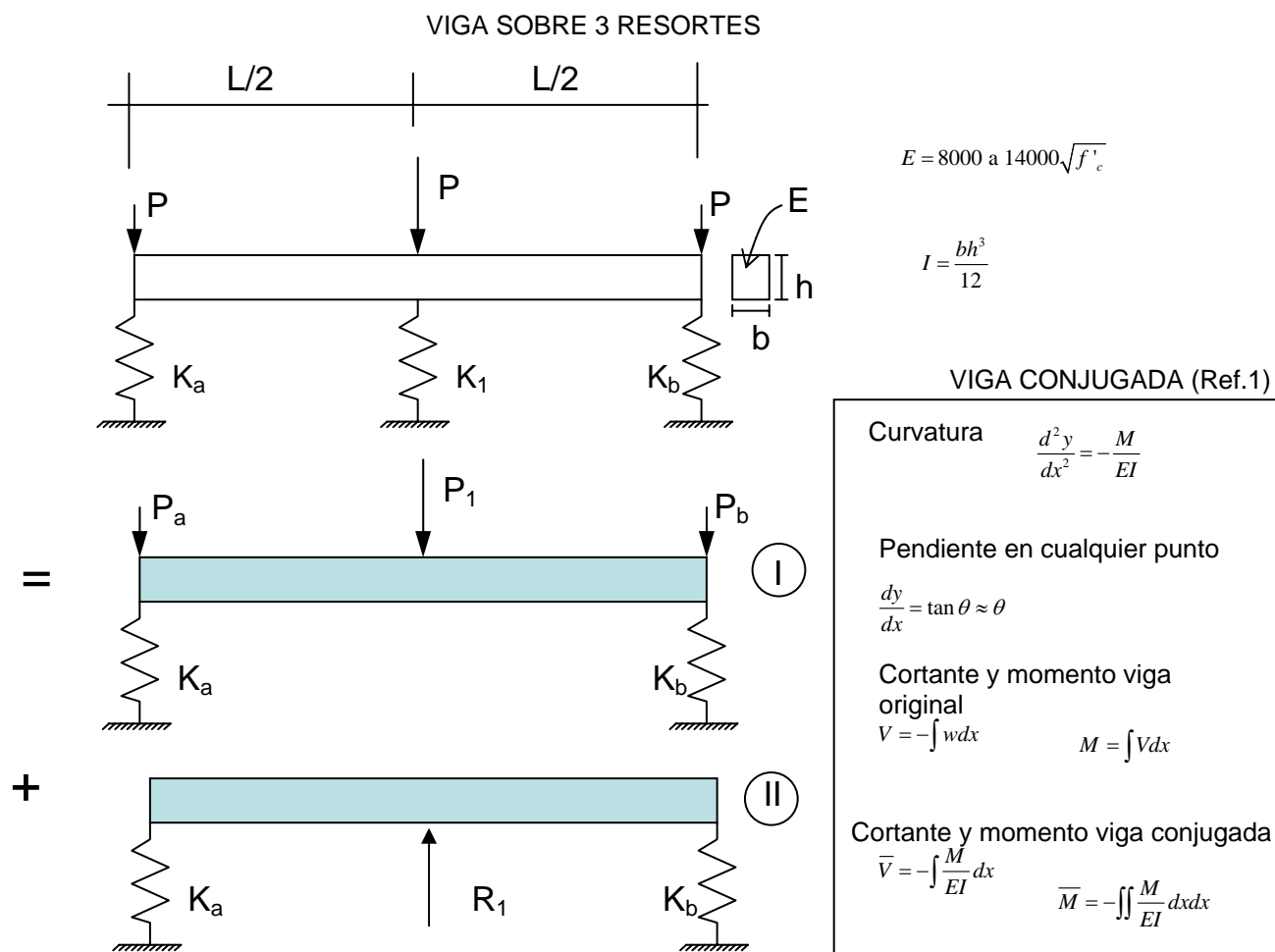


Figura IV.2.1 Viga Sobre 3 Resortes

IV.4.2.1 Análisis de la viga conjugada

RESOLVIENDO LA VIGA I:

1. SE SUPONDRÁ QUE PRIMERO SE DEFORMAN LOS RESORTES, COMPORTÁNDOSE LA VIGA COMO CUERPO RÍGIDO Y POR LO TANTO LOS DESPLAZAMIENTOS DEL PUNTO DE EN MEDIO SON IGUALES AL PROMEDIO DE LOS DESPLAZAMIENTOS EN LOS PUNTOS DE LOS RESORTES DE LOS EXTREMOS DE LA VIGA, O SEA:

$$\delta_{1l}^K = \frac{1}{2} \left(\frac{r_a}{K_a} + \frac{r_b}{K_b} \right) \quad \text{Si } r_a = r_b \text{ y } K_a = K_b \Rightarrow \quad \text{con } r_a = \frac{P_a + P_1 + P_b}{2}$$

2. UNA VEZ DEFORMADOS LOS RESORTES SIGUE AHORA LA DEFORMACIÓN DE LA VIGA O SEA LA ELÁSTICA, PARA LO CUAL PUEDE AHORA SUPONERSE QUE LA VIGA TIENE APOYOS LIBRES, PUDIENDO RESOLVERSE MEDIANTE LA TÉCNICA DE VIGA CONJUGADA:

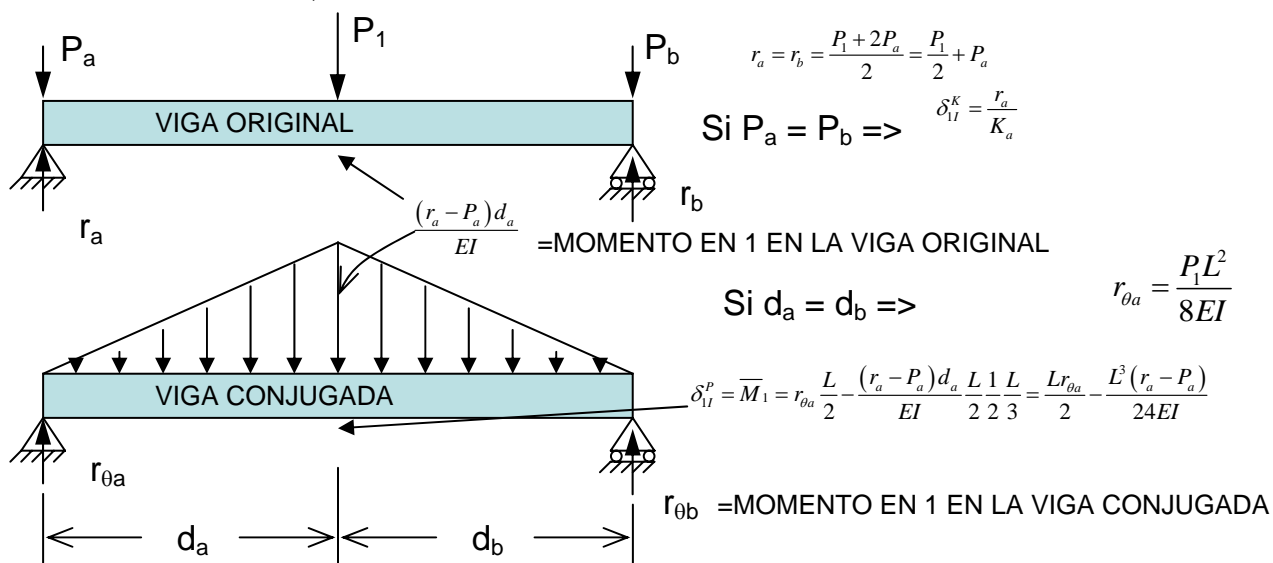


Figura IV.4.2.2 Solución Viga I (Viga Conjugada)

IV.4.2.2 Análisis de la viga II

RESOLVIENDO LA VIGA II:

1. CONDICIÓN DE CUERPO RÍGIDO, SIMILAR A LA VIGA I:

$$\delta_{III}^K = \frac{r_a}{K_a} \quad \text{CON} \quad r_a = -\frac{R_1}{2}$$

2. CONDICIÓN DE APOYOS LIBRES, MEDIANTE LA TÉCNICA DE VIGA CONJUGADA:

$$\delta_{III}^P = \overline{M}_1 = -\frac{Lr_{\theta a}}{2} + \frac{R_1 L}{4EI} \quad \text{CON:} \quad r_{\theta a} = \frac{R_1 L^2}{8EI}$$

FINALMENTE SE ESTABLECE LA COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES EN EL PUNTO 1, COMO:

$$\delta_1 = \frac{R_1}{K_1} = (\delta_{II}^K + \delta_{II}^P) - (\delta_{III}^K + \delta_{III}^P)$$

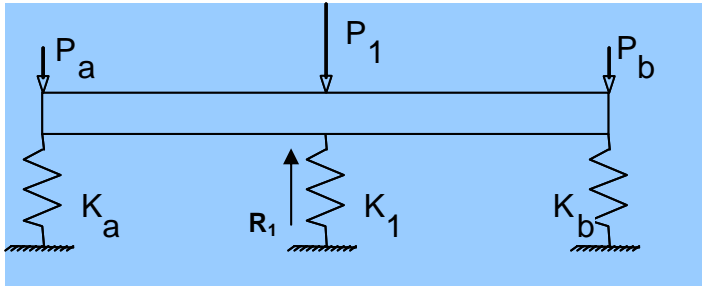
DE DONDE SE DESPEJA R_1 , TOMANDO EN CUENTA QUE TAMBIÉN APARECE EN LA CONDICIÓN II DEL ÚLTIMO PARÉNTESIS. LAS REACCIONES R_a Y R_b PUEDEN ENCONTRARSE POR EQUILIBRIO DE FUERZAS.

SI LA VIGA II SE RESUELVE CON CARGA UNITARIA, EN LUGAR DE LA CARGA R_1 :

$$R_1 = \frac{\delta_{II}^K + \delta_{II}^P}{\Delta_{III}^K + \Delta_{III}^P + \frac{1}{K_1}}$$

SIENDO Δ LOS DESPLAZAMIENTOS PROVOCADOS POR LA CARGA UNITARIA.

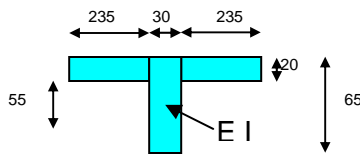
IV.4.2.3 Solución de contratrabe central



Propiedades del resorte

$$\begin{aligned} P_a &= P_b = 50 \text{ t} \\ P_1 &= 100 \text{ t} \\ K_a &= K_b = 765.70 \text{ t/m} \\ K_1 &= 893.66 \text{ t/m} \\ E &= 1897366 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{\text{viga}} &= 0.013637 \text{ m}^4 \\ I_{\text{losa}} &= 0.004538 \text{ m}^4 \\ EI &= 34484.22 \text{ t-m}^2 \end{aligned}$$



☆ Solución viga I

a) CONDICIÓN DE VIGA INFINITAMENTE RÍGIDA
 $r_a = -100 \text{ t}$

$$\delta_{1I}^K = 0.13060 \text{ m}$$

b) CONDICIÓN DE VIGA SIMPLEMENTE APOYADA
 $r_{\theta a} = 0.03625 \text{ rad.}$

$$\delta_{1I}^P = 0.12083 \text{ m}$$

Solución:

$$\begin{aligned} R_1 &= -84.36 \text{ t} \\ \delta_1 &= 0.09440 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_a &= R_b = -57.82 \text{ t} \\ \delta_a &= \delta_b = 0.07551 \text{ m} \end{aligned}$$

Dimensiones de la contratrabe

$$\begin{aligned} b &= 30 \text{ cm} \\ h &= 65 \text{ cm} \\ L &= 10 \text{ m} \\ A &= 0.195 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Dimensiones de la losa

$$\begin{aligned} b &= 500 \text{ cm} \\ h &= 20 \text{ cm} \\ A_{\text{aleros}} &= 0.94 \text{ m}^2 \\ Y_{\text{C.G.}} &= 0.186 \text{ m} \end{aligned}$$

☆ Solución viga II (con carga unitaria)

a) CONDICIÓN DE VIGA INFINITAMENTE RÍGIDA
 $r_a = 0.5 \text{ t}$

$$\delta_{1II}^K = -0.00065 \text{ m}$$

b) CONDICIÓN DE VIGA SIMPLEMENTE APOYADA
 $r_{\theta a} = -0.00036 \text{ rad.}$

$$\delta_{1II}^P = -0.00121 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{dif}} = 0.0038 \text{ adim.} < 0.004$$

CUMPLE CON LAS NTCDCCDF

V. CONCLUSIONES

V CONCLUSIONES

Del desarrollo de este trabajo se pueden establecer las siguientes conclusiones.

V.1 Respecto al desarrollo del programa en Visual Basic

El desarrollo del software del programa VINTER-Z como nueva herramienta de análisis y diseño del fenómeno secundario en suelos finos saturados con la teoría de Leonardo Zeevaert nos a permitido vincular la teoría y la investigación de la masa de suelo para obtener los parámetros reales que caracterizan a la masa de suelo y con ello comprender el comportamiento del fenómeno secundario en suelos finos saturados, como los de la ciudad de México, y a través de estos emplear las técnicas de análisis y diseño para cimentar una estructura.

V.2 Con relación a la campaña de pruebas

Respecto a la programación de las cargas, de la investigación realizada podemos concluir que para que se definan tanto la consolidación primaria como la secundaria, al menos en arcillas de la ciudad de México, deberán programarse los incrementos para cada ciclo de carga en un rango entre el 60% y el 80% del esfuerzo total acumulado con la posibilidad de poder variar dentro de este rango los esfuerzos aplicados. Considerando que en este intervalo se presente el punto de inflexión (B) que separa la consolidación primaria y secundaria durante el tiempo de desarrollo de la prueba de consolidación evitando que se generen gradiente hidráulico elevados que modifiquen la estructura del suelo y se altere el desarrollo de la consolidación secundaria debida a una amplia variación en los parámetros de consolidación obtenidos durante el desarrollo de la prueba.

V.3 Respecto al Ajuste de curvas

Referente a el ajuste de las curvas el empleo de este programa permite obtener los parámetros reales de ajuste de las curvas con un ahorro de tiempo significativo, comparado con el trabajo y volumen de cálculos que se requiere al hacerlo a mano o mediante hoja de cálculo de Excel donde relativamente es sencillo introducir un conjunto de parámetros dependientes que tendrán que converger para describir lo mejor posible el fenómeno de consolidación, Destacándose en este programa el ambiente amigable en el que se realiza al emplear únicamente el cursor para ajustar las curvas de consolidación, permitiendo un mejor ajuste de la curva teórica a la curva experimental, en un corto intervalo de tiempo.

V.4 Conclusión general

El estudio del fenómeno de consolidación en suelos es un procedimiento que lleva tiempo, donde la reducción de éste es muy importante. Tanto los trabajos previos al desarrollo de las pruebas de laboratorio como los trabajos de laboratorio y la interpretación de los resultados son eventos tardados que con el desarrollo del programa VINTER-Z por lo menos reducirá el tiempo de interpretación de los parámetros finales para diseño.

El ajuste de curvas de consolidación mediante el programa VINTER-Z como herramienta de análisis del fenómeno de consolidación secundario en suelos finos saturados con la teoría de Viscosidad ítergranular de Leonardo Zeevaert para obtener los parámetros reales que caracterizan a la masa de suelo será un elemento de enseñanza aprendizaje de gran apoyo para profesores y estudiantes en la comprensión del fenómeno secundaria en los suelos finos saturados en la materia de comportamiento de suelos, prácticas de laboratorio y todas las materias relacionadas con la geotecnia que en sus actividades tengan relación con el tema de la consolidación unidimensional en los suelos finos saturados.

En el campo profesional los requerimientos en los reglamentos de diseño y construcción de cimentaciones en lo referente a los estados límite de servicio (asentamientos diferenciales) en suelos finos saturados, se contara con esta herramienta de análisis que permitirá profundizar con mayor certidumbre tanto las pruebas de laboratorio de consolidación unidimensional como dar la solución de las cimentaciones de estructuras que se desplanten sobre este tipo de suelo.

V.5 Comentarios

A futuro la propuesta de investigación está encaminada a desarrollar los siguientes puntos:

- 1) Continuar el estudio del fenómeno de consolidación secundaria en otros tipos de suelo diferentes a la arcilla de la ciudad de México.
- 2) Mejorar el programa VINTER-Z mediante un ajuste automático de curvas de consolidación e integrar la curva resumen de parámetros contra esfuerzo medio, etc....
- 3) Considerar otras teorías que consideren el comportamiento del suelo a muy largo plazo como las de Juárez Badillo (Referencia 5).

VI. ANEXOS

VI ANEXOS

VI.1 Registros de lecturas de la prueba de consolidación unidimensional.

VI.1.1 Registros de lecturas muestra No.1, Consolidómetro No. 3.



PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN								
Proyecto: "X"								
Localización: desconocida								
Sondeo No: Sondeo mixto numero 1								
Profundidad del muestreo (m): 6.5								
Identificación de la Muestra: Muestra Inalterada No.1								
Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de								
Descripción: arena, CH								
Datos Generales				Incremento 1				
Consolidómetro No.:		3		Incremento de Carga en el Porta pesas (Kg.):			0.5	
Brazo de Palanca BP=		10		Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma_o$ (Kg./cm2):			0.1005	
Anillo #		4		Esfuerzo Final σ_f (Kg./cm2):			0.1005	
Diámetro del Anillo (cm.):		7.96						
Área de la Muestra (cm²):		49.8						
Carga en el Porta Pesas (Kg.):		0						
Esfuerzo Inicial σ_o (Kg./cm2):		0						
Campaña de Consolidación de 7 Días								
No.	Fecha	Hora	Tiempo				Deformímetro #	3
	Día/CARGA		Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	
1	0.5 Kg.	03:00:00 p.m.	0	0	0	0	0.263	
2	26/01/2007	03:00:03 p.m.		0	0	3	0.366	
3	Viernes	03:00:06 p.m.		0	0	6	0.374	
4		03:00:10 p.m.		0	0	10	0.379	
5		03:00:15 p.m.		0	0	15	0.384	
6		03:00:25 p.m.		0	0	25	0.39	
7		03:00:40 p.m.		0	0	40	0.397	
8		03:01:00 p.m.		0	1	60	0.402	
9		03:02:00 p.m.		0	2	120	0.411	
10		03:03:00 p.m.		0	3	180	0.415	
11		03:06:00 p.m.		0	6	360	0.421	
12		03:10:00 p.m.		0	10	600	0.425	
13		03:15:00 p.m.		0	15	900	0.428	
14		03:25:00 p.m.		0	25	1500	0.433	
15		03:40:00 p.m.		0	40	2400	0.437	
16		04:00:00 p.m.		1.00	0	3600	0.44	
17		05:00:00 p.m.		2.00	0	7200	0.449	
18		06:00:00 p.m.		3.00	0	10800	0.453	
19	27/01/2007	08:00:00 p.m.		5.00	0	18000	0.46	
20	Sábado	09:20:00 a.m.		18.00	20	66000	0.477	
21		02:00:00 p.m.	1	24.00	0	86400	0.481	

VI. ANEXOS

VI.1 REGISTROS DE LECTURAS DE LA PRUEBA D CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

VI.1.1 REGISTROS DE LECTURAS MUESTRA No.1, CONSOLIDÓMETRO No.3



LABORATORIO DE GEOTECNIA
FRANCISCO ZAMORA MLLÁN



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

Proyecto: "X"
Localización: desconocida
Sondeo No: Sondeo mixto numero 1
Profundidad del muestreo (m): 6.5
Identificación de la Muestra: Muestra Inalterada No.1
Descripción: Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH

Datos Generales

Consolidómetro No.:	3
Brazo de Palanca BP=	10
Anillo #	4
Diámetro del Anillo (cm.):	7.96
Área de la Muestra (cm ²):	49.8
Carga en el Porta Pesas (Kg.):	0.5
Esfuerzo Inicial s_0 (Kg./cm ²):	0.1

Incremento 2

Incremento de Carga en el Porta pesas (Kg.):	0.4
Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma_0$ (Kg./cm ²):	0.0804
Esfuerzo Final σ_f (Kg./cm ²):	0.1809

Campaña de Consolidación de 7 Días

No.	Fecha		Tiempo				Deformimetro #	3
	Día/CARGA	Hora	Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	
1	0.4 Kg.	02:00:00 p.m.	1	0	0	0	0.481	
2	27/01/2007	02:00:03 p.m.		0	0	3	0.516	
3	Sábado	02:00:06 p.m.		0	0	6	0.519	
4		02:00:10 p.m.		0	0	10	0.522	
5		02:00:15 p.m.		0	0	15	0.524	
6		02:00:25 p.m.		0	0	25	0.528	
7		02:00:40 p.m.		0	0	40	0.533	
8		02:01:00 p.m.		0	1	60	0.537	
9		02:02:00 p.m.		0	2	120	0.543	
10		02:03:00 p.m.		0	3	180	0.546	
11		02:06:00 p.m.		0	6	360	0.551	
12		02:10:00 p.m.		0	10	600	0.555	
13		02:15:00 p.m.		0	15	900	0.557	
14		02:25:00 p.m.		0	25	1500	0.561	
15		02:40:00 p.m.		0	40	2400	0.565	
16		03:00:00 p.m.		1.00	0	3600	0.569	
17		04:00:00 p.m.		2.00	0	7200	0.575	
18		05:00:00 p.m.		3.00	0	10800	0.58	
19		07:00:00 p.m.		5.00	0	18000	0.585	
20	28/01/2007	09:30:00 a.m.		19.00	30	70200	0.605	
21	Domingo	02:00:00 p.m.	2	24.00	0	86400	0.61	



LABORATORIO DE GEOTECNIA
FRANCISCO ZAMORA MILLÁN



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

Proyecto: "X"
Localización: desconocida
Sondeo No: Sondeo mixto numero 1
Profundidad del muestreo (m): 6.5
Identificación de la Muestra: Muestra Inalterada No.1
Descripción: Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH

Datos Generales

Consolidómetro No.:	3
Brazo de Palanca BP=	10
Anillo #	4
Diámetro del Anillo (cm.):	7.96
Área de la Muestra (cm ²):	49.8
Carga en el Porta Pesas (Kg.):	0.9
Esfuerzo Inicial s_0 (Kg./cm ²):	0.18

Incremento 3

Incremento de Carga en el Porta pesas (Kg.):	0.5
Incremento de Esfuerzo Δs_0 (Kg./cm ²):	0.1
Esfuerzo Final σ_f (Kg./cm ²):	0.3

Campaña de Consolidación de 7 Días

No.	Fecha	Hora	Tiempo				Deformímetro #	3
	Día/CARGA		Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	
1	0.50 Kg.	02:00:00 p.m.	2	0	0	0	0.61	
2	28/01/2007	02:00:03 p.m.		0	0	3	0.653	
3	Domingo	02:00:06 p.m.		0	0	6	0.656	
4		02:00:10 p.m.		0	0	10	0.659	
5		02:00:15 p.m.		0	0	15	0.661	
6		02:00:25 p.m.		0	0	25	0.664	
7		02:00:40 p.m.		0	0	40	0.67	
8		02:01:00 p.m.		0	1	60	0.674	
9		02:02:00 p.m.		0	2	120	0.68	
10		02:03:00 p.m.		0	3	180	0.683	
11		02:06:00 p.m.		0	6	360	0.689	
12		02:10:00 p.m.		0	10	600	0.693	
13		02:15:00 p.m.		0	15	900	0.696	
14		02:25:00 p.m.		0	25	1500	0.702	
15		02:40:00 p.m.		0	40	2400	0.706	
16		03:00:00 p.m.		1.00	0	3600	0.711	
17		04:00:00 p.m.		2.00	0	7200	0.719	
18		05:00:00 p.m.		3.00	0	10800	0.726	
19		06:30:00 p.m.		4.00	30	16200	0.733	
20	Lunes	08:10:00 a.m.		18.00	10	65400	0.758	
21	29/01/2007	02:00:00 p.m.	3	24.00	0	86400	0.765	

VI. ANEXOS

VI.1 REGISTROS DE LECTURAS DE LA PRUEBA D CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

VI.1.1 REGISTROS DE LECTURAS MUESTRA No.1, CONSOLIDÓMETRO No.3



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

Proyecto: "X"
Localización: desconocida
Sondeo No: Sondeo mixto numero 1
Profundidad del muestreo (m): 6.5
Identificación de la Muestra: Muestra Inalterada No.1
Descripción: Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH

Datos Generales

Consolidómetro No.:	3
Brazo de Palanca BP=	10
Anillo #	4
Diámetro del Anillo (cm.):	7.96
Área de la Muestra (cm ²):	49.8
Carga en el Porta Pesas (Kg.):	1.4
Esfuerzo Inicial s_0 (Kg./cm ²):	0.28

Incremento 4

Incremento de Carga en el Porta pesas (Kg.):	0.8
Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma_0$ (Kg./cm ²):	0.2
Esfuerzo Final σ_f (Kg./cm ²):	0.4

Campaña de Consolidación de 7 Días

No.	Fecha		Tiempo				Deformímetro #	3
	Día/CARGA	Hora	Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	
1	0.7.5 Kg.	02:00:00 p.m.	3	0	0	0	0.765	
2	29/01/2007	02:00:03 p.m.		0	0	3	0.807	
3	Lunes	02:00:06 p.m.		0	0	6	0.81	
4		02:00:10 p.m.		0	0	10	0.813	
5		02:00:15 p.m.		0	0	15	0.817	
6		02:00:25 p.m.		0	0	25	0.823	
7		02:00:40 p.m.		0	0	40	0.829	
8		02:01:00 p.m.		0	1	60	0.834	
9		02:02:00 p.m.		0	2	120	0.843	
10		02:03:00 p.m.		0	3	180	0.848	
11		02:06:00 p.m.		0	6	360	0.857	
12		02:10:00 p.m.		0	10	600	0.863	
13		02:15:00 p.m.		0	15	900	0.869	
14		02:25:00 p.m.		0	25	1500	0.876	
15		02:40:00 p.m.		0	40	2400	0.883	
16		03:00:00 p.m.		1.00	0	3600	0.89	
17		04:00:00 p.m.		2.00	0	7200	0.904	
18		05:00:00 p.m.		3.00	0	10800	0.911	
19		08:00:00 p.m.		6.00	0	21600	0.926	
20	Martes	09:00:00 a.m.		19.00	0	68400	0.956	
21	30/01/2007	02:00:00 p.m.	4	24.00	0	86400	0.966	

VI. ANEXOS

VI.1 REGISTROS DE LECTURAS DE LA PRUEBA D CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

VI.1.1 REGISTROS DE LECTURAS MUESTRA No.1, CONSOLIDÓMETRO No.3



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

Proyecto: "X"
Localización: desconocida
Sondeo No: Sondeo mixto numero 1
Profundidad del muestreo (m): 6.5
Identificación de la Muestra: Muestra Inalterada No.1
Descripción: Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH

Datos Generales

Consolidómetro No.:	3
Brazo de Palanca BP=	10
Anillo #	4
Diámetro del Anillo (cm.):	7.96
Área de la Muestra (cm ²):	49.8
Carga en el Porta Pesas (Kg.):	2.15
Esfuerzo Inicial s_o (Kg./cm ²):	0.43

Incremento 5

Incremento de Carga en el Porta pesas (Kg.):	1.5
Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma_o$ (Kg./cm ²):	0.3
Esfuerzo Final σ_f (Kg./cm ²):	0.7

Campana de Consolidación de 7 Días

No.	Fecha		Tiempo				Deformímetro #	
	Día/CARGA	Hora	Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	3
1	1.5 Kg.	02:00:00 p.m.	4	0	0	0	0.966	
2	30/01/2007	02:00:03 p.m.		0	0	3	1.031	
3	Martes	02:00:06 p.m.		0	0	6	1.039	
4		02:00:10 p.m.		0	0	10	1.048	
5		02:00:15 p.m.		0	0	15	1.057	
6		02:00:25 p.m.		0	0	25	1.069	
7		02:00:40 p.m.		0	0	40	1.084	
8		02:01:00 p.m.		0	1	60	1.097	
9		02:02:00 p.m.		0	2	120	1.12	
10		02:03:00 p.m.		0	3	180	1.134	
11		02:06:00 p.m.		0	6	360	1.156	
12		02:10:00 p.m.		0	10	600	1.172	
13		02:15:00 p.m.		0	15	900	1.184	
14		02:25:00 p.m.		0	25	1500	1.2	
15		02:40:00 p.m.		0	40	2400	1.214	
16		03:00:00 p.m.		1.00	0	3600	1.226	
17		04:00:00 p.m.		2.00	0	7200	1.248	
18		05:00:00 p.m.		3.00	0	10800	1.261	
19		08:00:00 p.m.		6.00	0	21600	1.28	Muestra Saturada al 50% del peralte del anillo 6:0 p.m.
20	31/01/2007	09:50:00 a.m.		19.00	50	71400	1.309	
21	Miércoles	02:00:00 p.m.	5	24.00	0	86400	1.319	



LABORATORIO DE GEOTECNIA
FRANCISCO ZAMORA MILLÁN



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

Proyecto: "X"
Localización: desconocida
Sondeo No: Sondeo mixto numero 1
Profundidad del muestreo (m): 6.5
Identificación de la Muestra: Muestra Inalterada No.1
Descripción: Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH

Datos Generales

Consolidómetro No.:	3
Brazo de Palanca BP=	10
Anillo #	4
Diámetro del Anillo (cm.):	7.96
Área de la Muestra (cm ²):	49.8
Carga en el Porta Pesas (Kg.):	3.65
Esfuerzo Inicial s_0 (Kg./cm ²):	0.73

Incremento 6

Incremento de Carga en el Porta pesas (Kg.):	2
Incremento de Esfuerzo Δs_0 (Kg./cm ²):	0.4
Esfuerzo Final σ_f (Kg./cm ²):	1.1

Campaña de Consolidación de 7 Días

No.	Fecha		Tiempo				Deformímetro #	3
	Día/CARGA	Hora	Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	
1	2 Kg.	02:00:00 p.m.	5	0	0	0	1.319	
2	31/01/2007	02:00:03 p.m.		0	0	3	1.37	
3	Miércoles	02:00:06 p.m.		0	0	6	1.379	
4		02:00:10 p.m.		0	0	10	1.389	
5		02:00:15 p.m.		0	0	15	1.398	
6		02:00:25 p.m.		0	0	25	1.413	
7		02:00:40 p.m.		0	0	40	1.429	
8		02:01:00 p.m.		0	1	60	1.445	
9		02:02:00 p.m.		0	2	120	1.474	
10		02:03:00 p.m.		0	3	180	1.493	
11		02:06:00 p.m.		0	6	360	1.523	
12		02:10:00 p.m.		0	10	600	1.539	
13		02:15:00 p.m.		0	15	900	1.569	
14		02:25:00 p.m.		0	25	1500	1.594	
15		02:40:00 p.m.		0	40	2400	1.617	
16		03:00:00 p.m.		1.00	0	3600	1.638	
17		04:00:00 p.m.		2.00	0	7200	1.673	
18		04:45:00 p.m.		2.00	45	9900	1.686	
19		07:00:00 a.m.		17.00	0	61200	1.775	
20	01/02/2007	08:40:00 a.m.		18.00	40	67200	1.776	
21	Jueves	02:00:00 p.m.	6	24.00	0	86400	1.792	
22								

VI. ANEXOS

VI.1 REGISTROS DE LECTURAS DE LA PRUEBA D CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

VI.1.1 REGISTROS DE LECTURAS MUESTRA No.1, CONSOLIDÓMETRO No.3



LABORATORIO DE GEOTECNIA
FRANCISCO ZAMORA MILLÁN



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

Proyecto: "X"
Localización: desconocida
Sondeo No: Sondeo mixto numero 1
Profundidad del muestreo (m): 6.5
Identificación de la Muestra: Muestra Inalterada No.1
Descripción: Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH

Datos Generales

Consolidómetro No.:	3
Brazo de Palanca BP=	10
Anillo #	4
Diámetro del Anillo (cm.):	7.96
Área de la Muestra (cm ²):	49.8
Carga en el Porta Pesas (Kg.):	5.65
Esfuerzo Inicial σ_0 (Kg./cm ²):	1.14

Incremento 7

Incremento de Carga en el Porta pesas (Kg.):	5.7
Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma_0$ (Kg./cm ²):	1.1
Esfuerzo Final σ_f (Kg./cm ²):	2.3

Campaña de Consolidación de 7 Días

No.	Fecha		Tiempo				Deformímetro #	3
	Día/CARGA	Hora	Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	
1	5.65	02:00:00 p.m.	6	0	0	0	1.792	
2	01/02/2007	02:00:03 p.m.		0	0	3	1.944	
3	Jueves	02:00:06 p.m.		0	0	6	1.966	
4		02:00:10 p.m.		0	0	10	1.989	
5		02:00:15 p.m.		0	0	15	2.016	
6		02:00:25 p.m.		0	0	25	2.055	
7		02:00:40 p.m.		0	0	40	2.105	
8		02:01:00 p.m.		0	1	60	2.156	
9		02:02:00 p.m.		0	2	120	2.266	
10		02:03:00 p.m.		0	3	180	2.344	
11		02:06:00 p.m.		0	6	360	2.489	
12		02:10:00 p.m.		0	10	600	2.602	
13		02:15:00 p.m.		0	15	900	2.689	
14		02:25:00 p.m.		0	25	1500	2.789	
15		02:40:00 p.m.		0	40	2400	2.869	
16		03:00:00 p.m.		1.00	0	3600	2.932	
17		04:00:00 p.m.		2.00	0	7200	3.039	
18		05:00:00 p.m.		3.00	0	10800	3.07	
19		07:00:00 p.m.		5.00	0	18000	3.164	
20	02/02/2007	09:40:00 a.m.		19.00	40	70800	3.323	
21	Viernes	02:00:00 p.m.	7	24.00	0	86400	3.352	

VI.1.2 Registro de lecturas de Descarga muestra No.1, Consolidómetro No. 3.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN								
Proyecto: "X"								
Localización: desconocida								
Sondeo No: Sondeo mixto numero 1								
Profundidad del muestreo (m): 6.5								
Identificación de la Muestra: Muestra Inalterada No.1								
Descripción: Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH								
Datos Generales				Decremento 8				
Consolidómetro No.:		3		Decremento de Carga en el Porta pesas (Kg.):		11		
Brazo de Palanca BP=		10		Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma_o$ (Kg./cm²):		0		
Anillo #		4		Esfuerzo Final σ_f (Kg./cm²):		0		
Diámetro del Anillo (cm.):		7.96						
Área de la Muestra (cm²):		49.8						
Carga en el Porta Pesas (Kg.):		11.3						
Esfuerzo Inicial σ_o (Kg./cm²):		2.27						
Campaña de Consolidación de 7 Días								
Fecha		Hora		Tiempo			Deformímetro #	3
No.	Día/DESCARGA	Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Notas	
1	0					3.352		
2	02/02/2007					3.314		
3	Viernes					3.156		
4						3.007		
5						2.837		
6						2.695		
7						2.565		
8						1.825		
9						1.595		
10						1.324		
11						1.022		
12						1.008		
13						1.619		
14						1.623		

VI.1.3 Registros de lecturas muestra No.1, Consolidómetro No. 4.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN								
Proyecto: "X" Localización: desconocida Sondeo No: Sondeo mixto numero 1 Profundidad del muestreo (m): 6.5 Muestra Inalterada Identificación de la Muestra: No.1 Descripción: Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH								
Datos Generales				Incremento 1				
Consolidómetro No.:		4		Incremento de Carga en el Porta pesas (Kg.):			0.5	
Brazo de Palanca BP=		10		Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma_o$ (Kg./cm2):			0.099	
Anillo #		4		Esfuerzo Final σ_f (Kg./cm2):			0.099	
Diámetro del Anillo (cm.):		8.03						
Área de la Muestra (cm ²):		50.6						
Carga en el Porta Pesas (Kg.):		0						
Esfuerzo Inicial σ_o (Kg./cm2):		0						
Campana de Consolidación de 11 Días								
No.	Fecha	Hora	Tiempo				Deformimetro #	4
			Días	Horas	Minutos	Segundos		
1	0.5 Kg.	02:00:00 p.m.	0	0	0	0	1.771	
2	25/01/2007	02:00:03 p.m.		0	0	3	1.864	
3	Jueves	02:00:06 p.m.		0	0	6	1.868	
4		02:00:10 p.m.		0	0	10	1.873	
5		02:00:15 p.m.		0	0	15	1.879	
6		02:00:25 p.m.		0	0	25	1.885	
7		02:00:40 p.m.		0	0	40	1.892	
8		02:01:00 p.m.		0	1	60	1.898	
9		02:02:00 p.m.		0	2	120	1.91	
10		02:03:00 p.m.		0	3	180	1.916	
11		02:06:00 p.m.		0	6	360	1.925	
12		02:10:00 p.m.		0	10	600	1.931	
13		02:15:00 p.m.		0	15	900	1.935	
14		02:25:00 p.m.		0	25	1500	1.94	
15		02:40:00 p.m.		0	40	2400	1.945	
16		03:00:00 p.m.		1.00	0	3600	1.949	
17		04:00:00 p.m.		2.00	0	7200	1.956	
18		05:00:00 a.m.		3.00	0	10800	1.961	
19		08:00:00 p.m.		6.00	0	21600	1.969	
20	26/01/2007	09:00:00 a.m.		19.00	0	68400	1.982	
21	Viernes	02:00:00 p.m.	1	24.00	0	86400	1.991	



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

Proyecto: "X"
Localización: desconocida
Sondeo No: Sondeo mixto numero 1
Profundidad del muestreo (m): 6.5
Identificación de la Muestra: Muestra Inalterada No.1
Descripción: Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH

Datos Generales

Consolidómetro No.:	4
Brazo de Palanca BP=	10
Anillo #	4
Diámetro del Anillo (cm.):	8.03
Área de la Muestra (cm ²):	50.6
Carga en el Porta Pesas (Kg.):	0.5
Esfuerzo Inicial σ_0 (Kg./cm ²):	0.099

Incremento 2

Incremento de Carga en el Porta pesas (Kg.):	0.4
Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma_0$ (Kg./cm ²):	0.079
Esfuerzo Final σ_f (Kg./cm ²):	0.178

Campaña de Consolidación de 11 Días

No.	Fecha	Hora	Tiempo				Deformímetro #	4
	Día/CARGA		Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Notas
1	0.4 Kg.	02:00:00 p.m.	1	0	0	0	1.989	
2	26/01/2007	02:00:03 p.m.		0	0	3	2.02	
3	Viernes	02:00:06 p.m.		0	0	6	2.023	
4		02:00:10 p.m.		0	0	10	2.026	
5		02:00:15 p.m.		0	0	15	2.029	
6		02:00:25 p.m.		0	0	25	2.033	
7		02:00:40 p.m.		0	0	40	2.037	
8		02:01:00 p.m.		0	1	60	2.041	
9		02:02:00 p.m.		0	2	120	2.047	
10		02:03:00 p.m.		0	3	180	2.05	
11		02:06:00 p.m.		0	6	360	2.056	
12		02:10:00 p.m.		0	10	600	2.061	
13		02:15:00 p.m.		0	15	900	2.063	
14		02:25:00 p.m.		0	25	1500	2.067	
15		02:40:00 p.m.		0	40	2400	2.071	
16		03:00:00 p.m.		1.00	0	3600	2.074	
17		04:00:00 p.m.		2.00	0	7200	2.08	
18		05:00:00 p.m.		3.00	0	10800	2.085	
19		08:00:00 p.m.		6.00	0	21600	2.092	
20	27/01/2007	09:20:00 a.m.		19.00	20	69600	2.107	
21	Sábado	02:00:00 p.m.	2	24.00	0	86400	2.111	



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

Proyecto: "X"
Localización: desconocida
Sondeo No: Sondeo mixto numero 1
Profundidad del muestreo (m): 6.5
Identificación de la Muestra: Muestra Inalterada No.1
Descripción: Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH

Datos Generales

Consolidómetro No.:	4
Brazo de Palanca BP=	10
Anillo #	4
Diámetro del Anillo (cm.):	8.03
Área de la Muestra (cm ²):	50.6
Carga en el Porta Pesas (Kg.):	0.9
Esfuerzo Inicial σ_0 (Kg./cm ²):	0.178

Incremento 3

Incremento de Carga en el Porta pesas (Kg.):	0.5
Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma_0$ (Kg./cm ²):	0.099
Esfuerzo Final σ_f (Kg./cm ²):	0.276

Campaña de Consolidación de 11 Días

No.	Fecha		Tiempo				Deformímetro #	
	Día/CARGA	Hora	Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Notas
1	0.5 Kg.	02:00:00 p.m.	2	0	0	0	2.111	
2	27/01/2007	02:00:03 p.m.		0	0	3	2.146	
3	Sábado	02:00:06 p.m.		0	0	6	2.147	
4		02:00:10 p.m.		0	0	10	2.149	
5		02:00:15 p.m.		0	0	15	2.152	
6		02:00:25 p.m.		0	0	25	2.155	
7		02:00:40 p.m.		0	0	40	2.159	
8		02:01:00 p.m.		0	1	60	2.162	
9		02:02:00 p.m.		0	2	120	2.169	
10		02:03:00 p.m.		0	3	180	2.172	
11		02:06:00 p.m.		0	6	360	2.178	
12		02:10:00 p.m.		0	10	600	2.181	
13		02:15:00 p.m.		0	15	900	2.185	
14		02:25:00 p.m.		0	25	1500	2.189	
15		02:40:00 p.m.		0	40	2400	2.196	
16		03:00:00 p.m.		1.00	0	3600	2.2	
17		04:00:00 p.m.		2.00	0	7200	2.206	
18		05:00:00 p.m.		3.00	0	10800	2.211	
19		07:00:00 p.m.		5.00	0	18000	2.218	
20	28/01/2007	09:30:00 a.m.		19.00	30	70200	2.237	
21	Domingo	02:00:00 p.m.	3	24.00	0	86400	2.242	



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN									
Proyecto: "X" Localización: desconocida Sondeo No: Sondeo mixto numero 1 Profundidad del muestreo (m): 6.5 Identificación de la Muestra: Muestra Inalterada No.1 Descripción: Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH									
Datos Generales				Incremento 4					
Consolidómetro No.:		4		Incremento de Carga en el Porta pesas (Kg.):			0.75		
Brazo de Palanca BP=		10		Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma_o$ (Kg./cm2):			0.148		
Anillo #		4		Esfuerzo Final σ_f (Kg./cm2):			0.425		
Diámetro del Anillo (cm.):		8.03							
Área de la Muestra (cm ²):		50.6							
Carga en el Porta Pesas (Kg.):		1.4							
Esfuerzo Inicial σ_o (Kg./cm2):		0.276							
Campana de Consolidación de 11 Días									
No.	Fecha		Hora		Tiempo			Deformimetro #	4
	Día/CARGA		Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Notas	
1	0.750 Kg.		3	0	0	0	2.242		
2	28/01/2007			0	0	3	2.278		
3	Domingo			0	0	6	2.282		
4				0	0	10	2.285		
5				0	0	15	2.288		
6				0	0	25	2.291		
7				0	0	40	2.298		
8				0	1	60	2.303		
9				0	2	120	2.313		
10				0	3	180	2.319		
11				0	6	360	2.329		
12				0	10	600	2.336		
13				0	15	900	2.342		
14				0	25	1500	2.35		
15				0	40	2400	2.358		
16				1.00	0	3600	2.364		
17				2.00	0	7200	2.377		
18				3.00	0	10800	2.385		
19				4.00	30	16200	2.393		
20	Lunes			18.00	10	65400	2.423		
21	29/01/2007		4	24.00	0	86400	2.43		
22	1.75 días			43.00	0	154800	2.451		
23	30/01/2007		5	48.00	0	172800	2.456		
	Martes								



LABORATORIO DE GEOTECNIA
FRANCISCO ZAMORA MILLÁN



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

Proyecto: "X"
Localización: desconocida
Sondeo No: Sondeo mixto numero 1
Profundidad del muestreo (m): 6.5
Identificación de la Muestra: Muestra Inalterada No.1
Descripción: Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH

Datos Generales

Consolidómetro No.:	4
Brazo de Palanca BP=	10
Anillo #	4
Diámetro del Anillo (cm.):	8.03
Área de la Muestra (cm ²):	50.6
Carga en el Porta Pesas (Kg.):	2.15
Esfuerzo Inicial σ_0 (Kg./cm ²):	0.425

Incremento 5

Incremento de Carga en el Porta pesas (Kg.):	1.5
Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma_0$ (Kg./cm ²):	0.296
Esfuerzo Final σ_f (Kg./cm ²):	0.721

Campaña de Consolidación de 11 Días

No.	Fecha	Hora	Tiempo				Deformimetro #	4
	Día/CARGA		Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	
1	1.5 Kg.	02:00:00 p.m.	5	0	0	0	2.456	
2	30/01/2007	02:00:03 p.m.		0	0	3	2.505	
3	Martes	02:00:06 p.m.		0	0	6	2.514	
4		02:00:10 p.m.		0	0	10	2.521	
5		02:00:15 p.m.		0	0	15	2.527	
6		02:00:25 p.m.		0	0	25	2.538	
7		02:00:40 p.m.		0	0	40	2.55	
8		02:01:00 p.m.		0	1	60	2.562	
9		02:02:00 p.m.		0	2	120	2.583	
10		02:03:00 p.m.		0	3	180	2.596	
11		02:06:00 p.m.		0	6	360	2.619	
12		02:10:00 p.m.		0	10	600	2.635	
13		02:15:00 p.m.		0	15	900	2.648	
14		02:25:00 p.m.		0	25	1500	2.662	
15		02:40:00 p.m.		0	40	2400	2.676	
16		03:00:00 p.m.		1.00	0	3600	2.688	
17		04:00:00 p.m.		2.00	0	7200	2.71	
18		05:00:00 p.m.		3.00	0	10800	2.723	Muestra Saturada al 50%
19		08:00:00 p.m.		6.00	0	21600	2.746	del peralte del anillo 6:0 p.m.
20	Miércoles	09:50:00 a.m.		19.00	50	71400	2.778	
21	31/01/2007	02:00:00 p.m.	6	24.00	0	86400	2.786	
22	1.75 días	07:00:00 a.m.		41.00	0	147600	2.815	
23	01/02/2007	02:00:00 p.m.	7	48.00	0	172800	2.822	
	Jueves							



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN								
Proyecto: "X" Localización: desconocida Sondeo No: Sondeo mixto numero 1 Profundidad del muestreo (m): 6.5 Identificación de la Muestra: Muestra Inalterada No.1 Descripción: Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH								
Datos Generales					Incremento 6			
Consolidómetro No.:		4			Incremento de Carga en el Porta pesas (Kg.):		2	
Brazo de Palanca BP=		10			Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma_o$ (Kg./cm2):		0.395	
Anillo #		4			Esfuerzo Final σ_f (Kg./cm2):		1.116	
Diámetro del Anillo (cm.):		8.03						
Área de la Muestra (cm ²):		50.6						
Carga en el Porta Pesas (Kg.):		3.65						
Esfuerzo Inicial σ_o (Kg./cm2):		0.721						
Campaña de Consolidación de 11 Días								
No.	Fecha	Hora	Tiempo				Deformimetro #	4
	Día/CARGA		Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Notas
1	2 Kg.	02:00:00 p.m.	7	0	0	0	2.822	
2	01/02/2007	02:00:03 p.m.		0	0	3	2.866	
3	Jueves	02:00:06 p.m.		0	0	6	2.874	
4		02:00:10 p.m.		0	0	10	2.882	
5		02:00:15 p.m.		0	0	15	2.89	
6		02:00:25 p.m.		0	0	25	2.902	
7		02:00:40 p.m.		0	0	40	2.915	
8		02:01:00 p.m.		0	1	60	2.929	
9		02:02:00 p.m.		0	2	120	2.955	
10		02:03:00 p.m.		0	3	180	2.972	
11		02:06:00 p.m.		0	6	360	3.002	
12		02:10:00 p.m.		0	10	600	3.023	
13		02:15:00 p.m.		0	15	900	3.041	
14		02:25:00 p.m.		0	25	1500	3.063	
15		02:40:00 p.m.		0	40	2400	3.084	
16		03:00:00 p.m.		1.00	0	3600	3.103	
17		04:02:45 a.m.		2.00	2	7365	3.137	
18		05:00:00 p.m.		3.00	0	10800	3.161	
19		07:00:00 p.m.		5.00	0	18000	3.183	
20	02/02/2007	09:40:00 a.m.		19.00	40	70800	3.245	
21	Viernes	02:00:00 p.m.	8	24.00	0	86400	3.258	
22	1.75 días	08:00:00 a.m.		42.00	0	151200	3.296	
23	03/02/2007	02:00:00 p.m.	9	48.00	0	172800	3.3	
	Sábado							



LABORATORIO DE GEOTECNIA
FRANCISCO ZAMORA MILLÁN



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

Proyecto: "X"
Localización: desconocida
Sondeo No: Sondeo mixto numero 1
Profundidad del muestreo (m): 6.5
Identificación de la Muestra: Muestra Inalterada No.1
Descripción: Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH

Datos Generales		Incremento 7	
Consolidómetro No.:	4	Incremento de Carga en el Porta pesas (Kg.):	4.5
Brazo de Palanca BP=	10	Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma_o$ (Kg./cm ²):	0.889
Anillo #	4	Esfuerzo Final σ_f (Kg./cm ²):	2.004
Diámetro del Anillo (cm.):	8.03		
Área de la Muestra (cm ²):	50.6		
Carga en el Porta Pesas (Kg.):	5.65		
Esfuerzo Inicial σ_o (Kg./cm ²):	1.116		

Campaña de Consolidación de 11 Días								
Fecha		Hora	Tiempo			Deformimetro #	4	
No.	Día/CARGA		Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Notas
1	4.5 Kg.	02:00:00 p.m.	9	0	0	0	3.3	
2	03/02/2007	02:00:03 p.m.		0	0	3	3.391	
3	Sábado	02:00:06 p.m.		0	0	6	3.415	
4		02:00:10 p.m.		0	0	10	3.434	
5		02:00:15 p.m.		0	0	15	3.451	
6		02:00:25 p.m.		0	0	25	3.478	
7		02:00:40 p.m.		0	0	40	3.512	
8		02:01:00 p.m.		0	1	60	3.547	
9		02:02:00 p.m.		0	2	120	3.62	
10		02:03:00 p.m.		0	3	180	3.671	
11		02:06:00 p.m.		0	6	360	3.769	
12		02:10:00 p.m.		0	10	600	3.848	
13		02:15:00 p.m.		0	15	900	3.912	
14		02:25:00 p.m.		0	25	1500	3.991	
15		02:40:00 p.m.		0	40	2400	4.059	
16		03:00:00 p.m.		1.00	0	3600	4.114	
17		04:00:00 p.m.		2.00	0	7200	4.204	
18		05:00:00 p.m.		3.00	0	10800	4.253	
19		05:30:00 p.m.		3.00	30	12600	4.274	
20	04/02/2007	09:30:00 a.m.		19.00	30	70200	4.459	
21	Domingo	02:00:00 p.m.	10	24.00	0	86400	4.482	
22	05/02/2007	09:42:00 a.m.		43.00	42	157320	4.544	
23	fin	02:00:00 p.m.	11	48.00	0	172800	4.554	

VI.1.4 Registros de lecturas de Descarga, muestra No.1, Consolidómetro No. 4.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN									
Proyecto:		"X"							
Localización:		desconocida							
Sondeo No:		Sondeo mixto numero 1							
Profundidad del muestreo (m):		6.5							
Identificación de la Muestra:		Muestra Inalterada No.1							
Descripción:		Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH							
Datos Generales				Decremento 8					
Consolidómetro No.:		4		Decremento de Carga en Porta pesas (Kg.):			10.15		
Brazo de Palanca BP=		10		Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma_o$ (Kg./cm ²):			0		
Anillo #		4		Esfuerzo Final σ_f (Kg./cm ²):			0		
Diámetro del Anillo (cm.):		8.03							
Área de la Muestra (cm ²):		50.6							
Carga en el Porta Pesas (Kg.):		10.2							
Esfuerzo Inicial σ_o (Kg./cm ²):		2.04							
Campaña de Consolidación de 11 Días									
Fecha		Hora		Tiempo			Deformimetro #	4	
No.	Día/DESCARGA			Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Notas
1	0	02:00:00 p.m.		11	0	0	0	4.554	
2	05/02/2007	02:05:00 p.m.			0	5	0	4.52	
3	Lunes	02:10:00 p.m.			0	10	0	4.398	
4		02:15:00 p.m.			0	15	0	4.272	
5		02:20:00 p.m.			0	20	0	4.124	
6		02:25:00 p.m.			0	25	0	3.998	
7		02:30:00 p.m.			0	30	0	3.874	
8		02:35:00 p.m.			0	35	2100	3.698	
9		02:40:00 p.m.			0	40	2400	3.506	
10		02:45:00 p.m.			0	45	2700	3.418	
11		02:50:00 p.m.			0	50	3000	3.359	
12		02:55:00 p.m.			0	55	3300	3.316	
13		03:00:00 p.m.			0	0	0	3.281	
14		03:05:00 p.m.			0	5	300	3.254	
15		03:10:00 p.m.			0	10	600	3.228	
16		03:15:00 p.m.			1.00	15	4500	3.208	
17		03:20:00 p.m.			1.00	20	4800	3.991	
18		03:25:00 p.m.			1.00	25	5100	3.176	
19		03:30:00 p.m.			1.00	30	5400	4.164	
20		03:35:00 p.m.			1.00	30	5400	3.154	
21		03:40:00 p.m.			1.00	35	5700	3.143	
22		03:45:00 p.m.			1.00	40	6000	3.133	

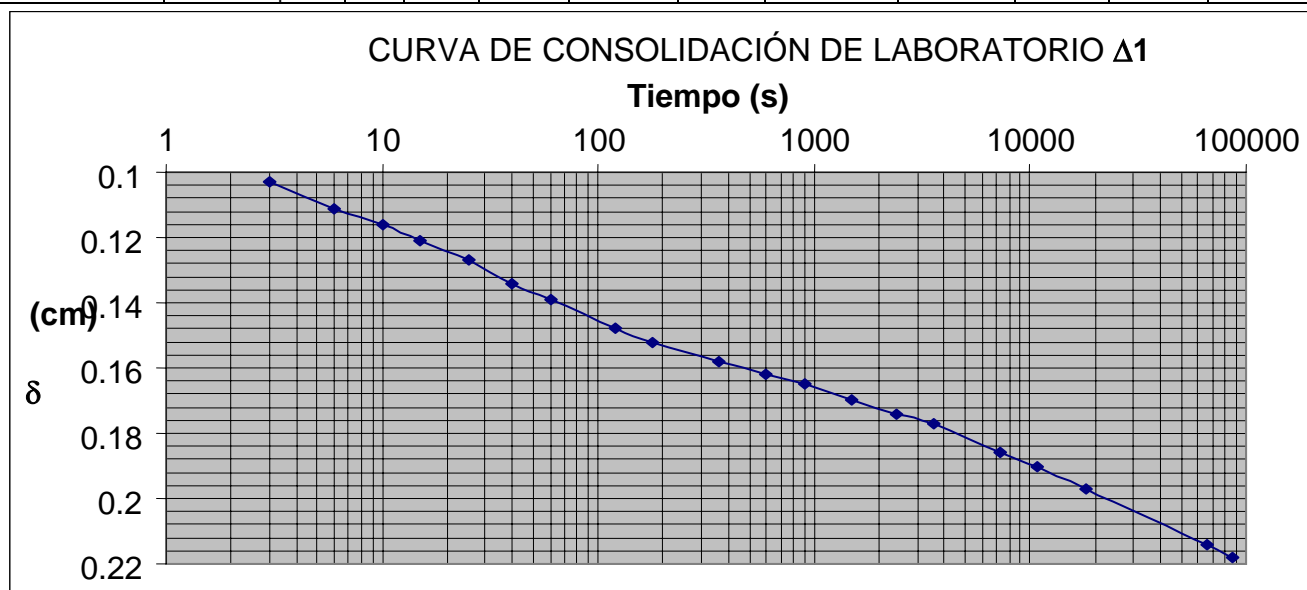
VI.2 Registros de deformación

VI.2.1 Registros de deformación de la muestra No.1, Consolidómetro No. 3.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

Campaña de Consolidación de 1 Día						Anillo #	3			PÁG... 1	
Fecha	Hora	Tiempo				Consolidómetro #		3		$\sigma = .5q_u$	
Día/CARGA		Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Deformación	Def. Acum.	Espesor	(Kg./cm ²)	$\Delta\sigma$
	03:00:00 p.m.	0	0	0	0	0.263	0	0	2.01	0	0.100
26/01/2007	03:00:03 p.m.		0	0	3	0.366	0.103	0.103	2	0.100	
Viernes	03:00:06 p.m.		0	0	6	0.374	0.008	0.111	1.999	0.100	
Área	03:00:10 p.m.		0	0	10	0.379	0.005	0.116	1.998	0.100	
49.764	03:00:15 p.m.		0	0	15	0.384	0.005	0.121	1.998	0.100	
Kg.	03:00:25 p.m.		0	0	25	0.39	0.006	0.127	1.997	0.100	
0.5	03:00:40 p.m.		0	0	40	0.397	0.007	0.134	1.997	0.100	
	03:01:00 p.m.		0	1	60	0.402	0.005	0.139	1.996	0.100	
	03:02:00 p.m.		0	2	120	0.411	0.009	0.148	1.995	0.100	
	03:03:00 p.m.		0	3	180	0.415	0.004	0.152	1.995	0.100	
	03:06:00 p.m.		0	6	360	0.421	0.006	0.158	1.994	0.100	
	03:10:00 p.m.		0	10	600	0.425	0.004	0.162	1.994	0.100	
	03:15:00 p.m.		0	15	900	0.428	0.003	0.165	1.994	0.100	
	03:25:00 p.m.		0	25	1500	0.433	0.005	0.17	1.993	0.100	
	03:40:00 p.m.		0	40	2400	0.437	0.004	0.174	1.993	0.100	
	04:00:00 p.m.		1.00	0	3600	0.44	0.003	0.177	1.992	0.100	
	05:00:00 p.m.		2.00	0	7200	0.449	0.009	0.186	1.991	0.100	
	06:00:00 p.m.		3.00	0	10800	0.453	0.004	0.19	1.991	0.100	
	08:00:00 p.m.		5.00	0	18000	0.46	0.007	0.197	1.99	0.100	
27/01/2007	09:20:00 a.m.		18.00	20	66000	0.477	0.017	0.214	1.989	0.100	
Sábado	02:00:00 p.m.	1	24.00	0	86400	0.481	0.004	0.218	1.988	0.100	

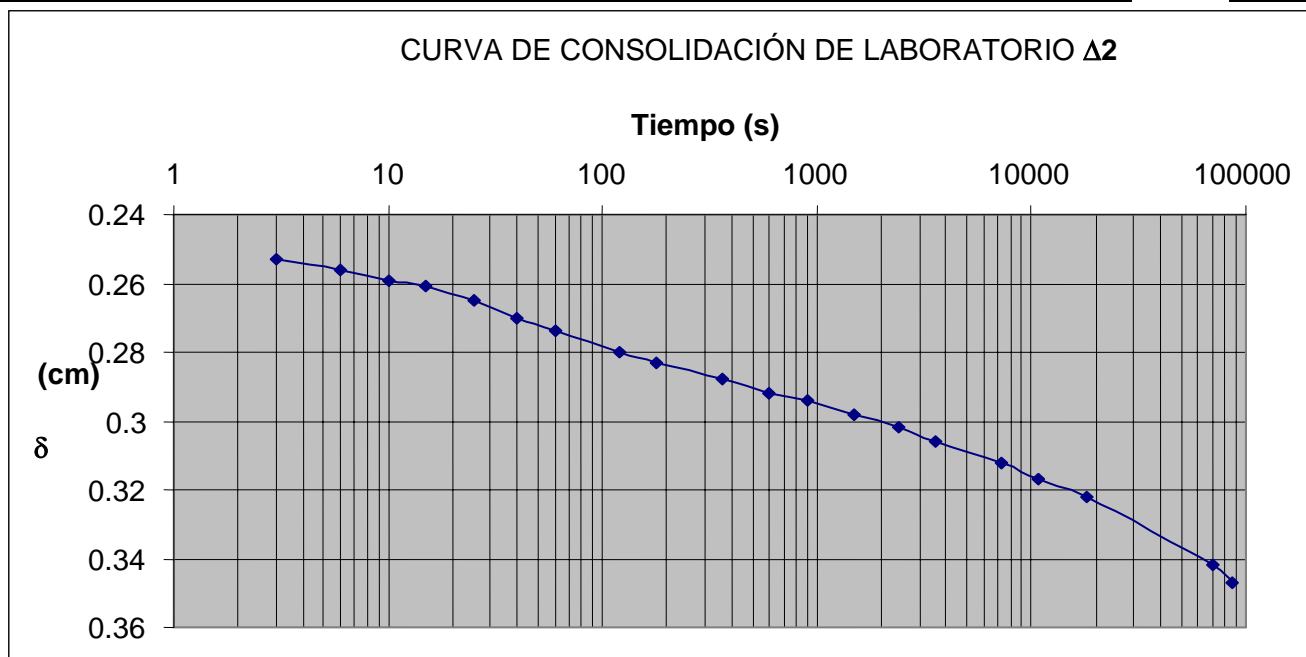


VI. ANEXOS
 VI.2 REGISTROS DE DEFORMACIONES
 VI.2.1 REGISTROS DE DEFORMACIONES DE LA MUESTRA No.1, CONSOLIDÓMETRO No.3



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

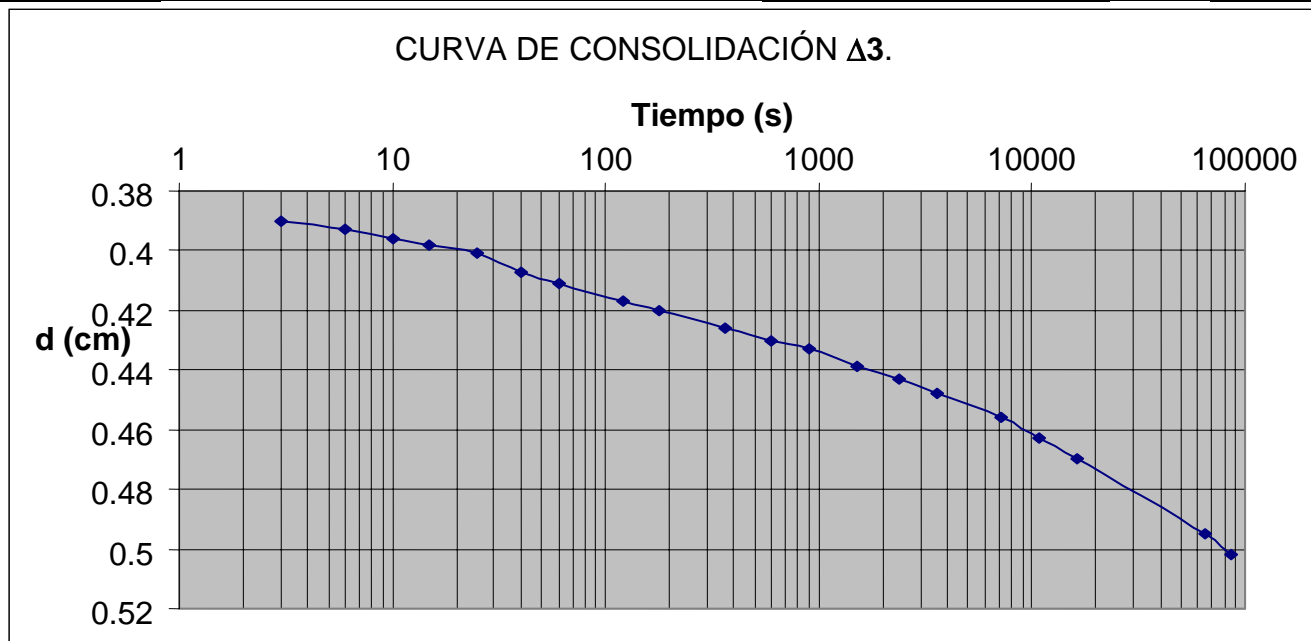
Campaña de Consolidación de 1 Día						Anillo #	3			PÁG... 2	
Fecha	Hora	Tiempo				Consolidómetro #		3		$\sigma_v = 5q_u$	
Día/CARGA		Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Deformación	Def. Acum.	Espesor	(Kg./cm ²)	$\Delta\sigma$
0.4Kg	02:00:00 p.m.	1	0	0	0	0.481	0	0.218	1.9882	0.100	0.08
Sábado	02:00:03 p.m.		0	0	3	0.516	0.035	0.253	1.9847	0.181	
27/01/2007	02:00:06 p.m.		0	0	6	0.519	0.003	0.256	1.9844	0.181	
Área	02:00:10 p.m.		0	0	10	0.522	0.003	0.259	1.9841	0.181	
49.764	02:00:15 p.m.		0	0	15	0.524	0.002	0.261	1.9839	0.181	
Kg.	02:00:25 p.m.		0	0	25	0.528	0.004	0.265	1.9835	0.181	
0.4	02:00:40 p.m.		0	0	40	0.533	0.005	0.27	1.983	0.181	
	02:01:00 p.m.		0	1	60	0.537	0.004	0.274	1.9826	0.181	
	02:02:00 p.m.		0	2	120	0.543	0.006	0.28	1.982	0.181	
	02:03:00 p.m.		0	3	180	0.546	0.003	0.283	1.9817	0.181	
	02:06:00 p.m.		0	6	360	0.551	0.005	0.288	1.9812	0.181	
	02:10:00 p.m.		0	10	600	0.555	0.004	0.292	1.9808	0.181	
	02:15:00 p.m.		0	15	900	0.557	0.002	0.294	1.9806	0.181	
	02:25:00 p.m.		0	25	1500	0.561	0.004	0.298	1.9802	0.181	
	02:40:00 p.m.		0	40	2400	0.565	0.004	0.302	1.9798	0.181	
	03:00:00 p.m.		1.00	0	3600	0.569	0.004	0.306	1.9794	0.181	
	04:00:00 p.m.		2.00	0	7200	0.575	0.006	0.312	1.9788	0.181	
	05:00:00 p.m.		3.00	0	10800	0.58	0.005	0.317	1.9783	0.181	
	07:00:00 p.m.		5.00	0	18000	0.585	0.005	0.322	1.9778	0.181	
28/01/2007	09:30:00 a.m.		19.00	30	70200	0.605	0.02	0.342	1.9758	0.181	
Domingo	02:00:00 p.m.	2	24.00	0	86400	0.61	0.049	0.347	1.9753	0.181	





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

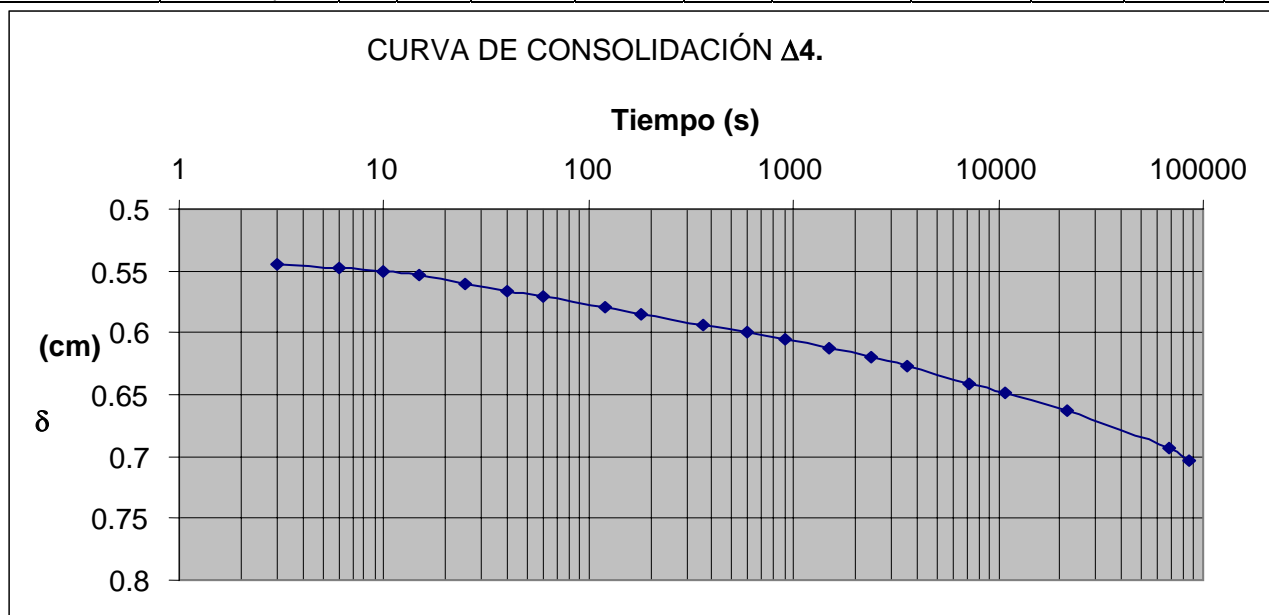
Campaña de Consolidación de 1 Día						Anillo #	3			PÁG... 3	
Fecha	Hora	Tiempo				Consolidómetro #		3		$\sigma = .5q_u$	
Día/CARGA		Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Deformación	Def. Acum.	Espesor	(Kg./cm ²)	$\Delta\sigma$
28/01/2007	02:00:00 p.m.	2	0	0	0	0.61	0.005	0.347	1.9753	0.181	0.1
0.5Kg	02:00:03 p.m.		0	0	3	0.653	0.043	0.39	1.971	0.281	
Domingo	02:00:06 p.m.		0	0	6	0.656	0.003	0.393	1.9707	0.281	
Área	02:00:10 p.m.		0	0	10	0.659	0.003	0.396	1.9704	0.281	
49.764	02:00:15 p.m.		0	0	15	0.661	0.002	0.398	1.9702	0.281	
Kg.	02:00:25 p.m.		0	0	25	0.664	0.003	0.401	1.9699	0.281	
0.5	02:00:40 p.m.		0	0	40	0.67	0.006	0.407	1.9693	0.281	
	02:01:00 p.m.		0	1	60	0.674	0.004	0.411	1.9689	0.281	
	02:02:00 p.m.		0	2	120	0.68	0.006	0.417	1.9683	0.281	
	02:03:00 p.m.		0	3	180	0.683	0.003	0.42	1.968	0.281	
	02:06:00 p.m.		0	6	360	0.689	0.006	0.426	1.9674	0.281	
	02:10:00 p.m.		0	10	600	0.693	0.004	0.43	1.967	0.281	
	02:15:00 p.m.		0	15	900	0.696	0.003	0.433	1.9667	0.281	
	02:25:00 p.m.		0	25	1500	0.702	0.006	0.439	1.9661	0.281	
	02:40:00 p.m.		0	40	2400	0.706	0.004	0.443	1.9657	0.281	
	03:00:00 p.m.	1.00	0	3600	0.711	0.005	0.448	1.9652	1.9652	0.281	
	04:00:00 p.m.	2.00	0	7200	0.719	0.008	0.456	1.9644	1.9644	0.281	
	05:00:00 p.m.	3.00	0	10800	0.726	0.007	0.463	1.9637	1.9637	0.281	
	06:30:00 p.m.	4.00	30	16200	0.733	0.007	0.47	1.963	1.963	0.281	
Lunes	08:10:00 a.m.	18.00	10	65400	0.758	0.025	0.495	1.9605	1.9605	0.281	
29/01/2007	02:00:00 p.m.	3	24.00	0	86400	0.765	0.007	0.502	1.9598	0.281	





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

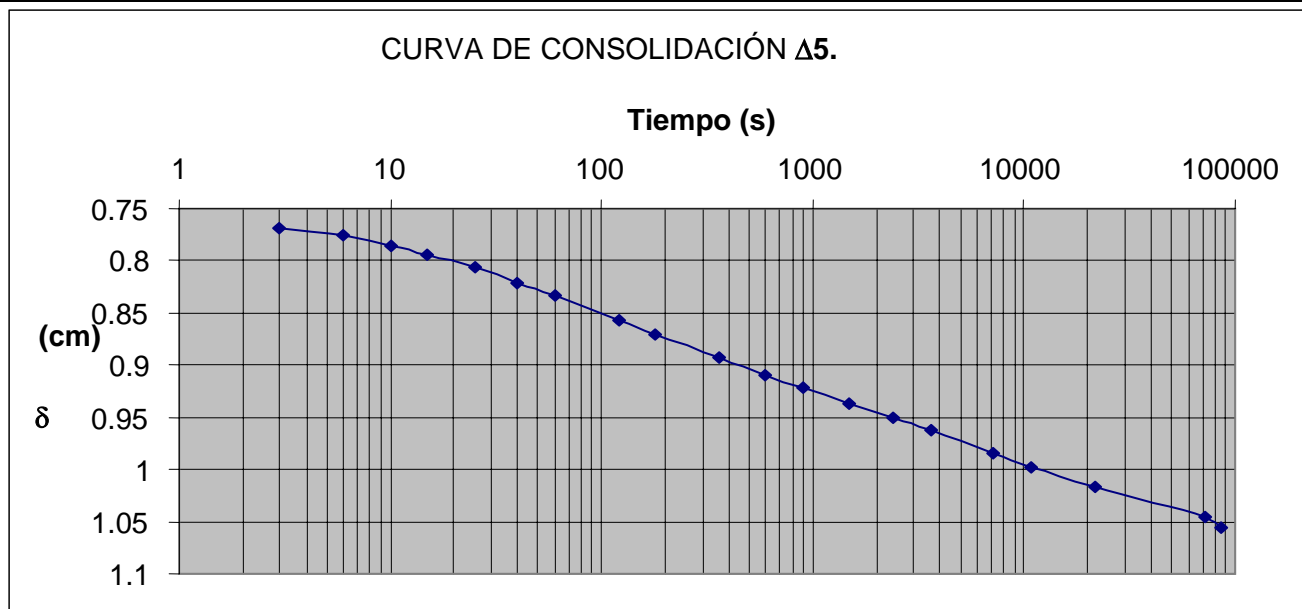
Campaña de Consolidación de 1 Días						Anillo #	3			PÁG... 4	
Fecha	Hora	Tiempo				Consolidómetro #		3		$\sigma = .5q_u$	
Día/CARGA		Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Deformación	Def. Acum.	Espesor	(Kg./cm ²)	$\Delta\sigma$
29/01/2007	02:00:00 p.m.	3	0	0	0	0.765	0.007	0.502	1.9598	0.2813	0.15
0.75Kg	02:00:03 p.m.		0	0	3	0.807	0.042	0.544	1.9556	0.432	
Lunes	02:00:06 p.m.		0	0	6	0.81	0.003	0.547	1.9553	0.432	
Área	02:00:10 p.m.		0	0	10	0.813	0.003	0.55	1.955	0.432	
49.764	02:00:15 p.m.		0	0	15	0.817	0.004	0.554	1.9546	0.432	
Kg.	02:00:25 p.m.		0	0	25	0.823	0.006	0.56	1.954	0.432	
0.75	02:00:40 p.m.		0	0	40	0.829	0.006	0.566	1.9534	0.432	
	02:01:00 p.m.		0	1	60	0.834	0.005	0.571	1.9529	0.432	
	02:02:00 p.m.		0	2	120	0.843	0.009	0.58	1.952	0.432	
	02:03:00 p.m.		0	3	180	0.848	0.005	0.585	1.9515	0.432	
	02:06:00 p.m.		0	6	360	0.857	0.009	0.594	1.9506	0.432	
	02:10:00 p.m.		0	10	600	0.863	0.006	0.6	1.95	0.432	
	02:15:00 p.m.		0	15	900	0.869	0.006	0.606	1.9494	0.432	
	02:25:00 p.m.		0	25	1500	0.876	0.007	0.613	1.9487	0.432	
	02:40:00 p.m.		0	40	2400	0.883	0.007	0.62	1.948	0.432	
	03:00:00 p.m.		1.00	0	3600	0.89	0.007	0.627	1.9473	0.432	
	04:00:00 p.m.		2.00	0	7200	0.904	0.014	0.641	1.9459	0.432	
	05:00:00 p.m.		3.00	0	10800	0.911	0.007	0.648	1.9452	0.432	
	08:00:00 p.m.		6.00	0	21600	0.926	0.015	0.663	1.9437	0.432	
Martes	09:00:00 a.m.		19.00	0	68400	0.956	0.03	0.693	1.9407	0.432	
29/01/2007	02:00:00 p.m.	4	24.00	0	86400	0.966	0.01	0.703	1.9397	0.432	





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

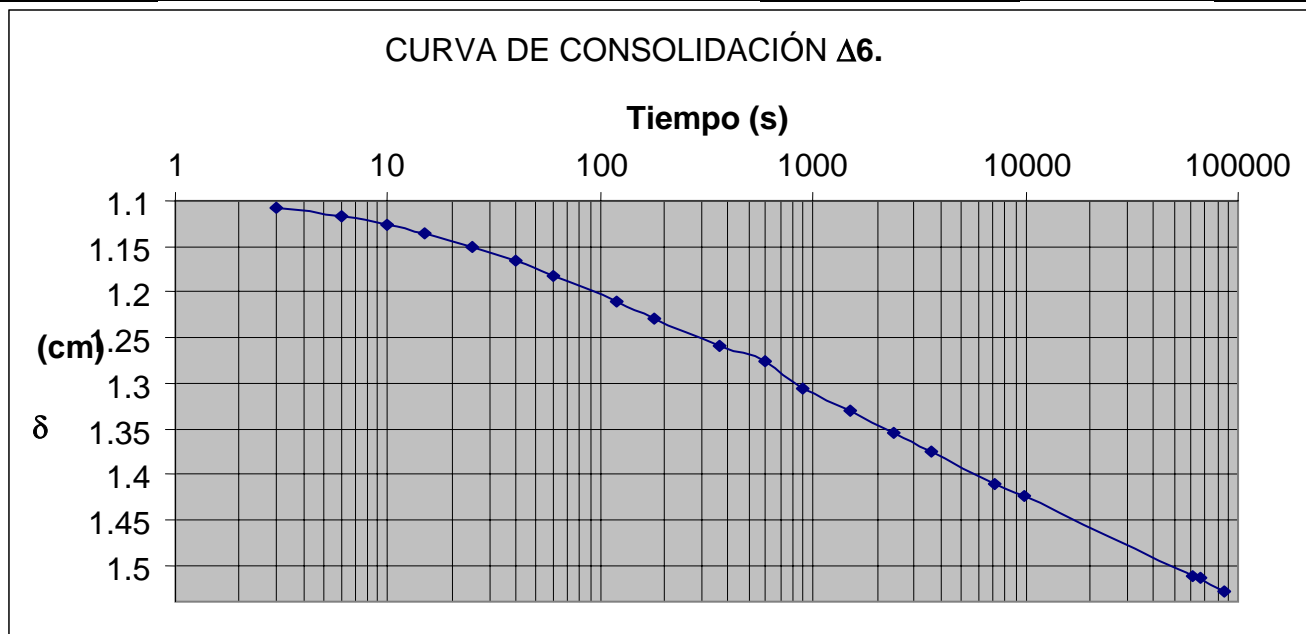
Campaña de Consolidación de 1 Día						Anillo #	3			PÁG... 5	
Fecha	Hora	Tiempo				Consolidómetro #		3		$\sigma = .5q_u$	
Día/CARGA		Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Deformación	Def. Acum.	Espesor	(Kg./cm ²)	$\Delta\sigma$
30/01/2007	02:00:00 p.m.	4	0	0	0	0.966	0	0.703	1.9397	0.43	0.3
1.5Kg	02:00:03 p.m.		0	0	3	1.031	0.065	0.768	1.9332	0.7	
Mates	02:00:06 p.m.		0	0	6	1.039	0.008	0.776	1.9324	0.7	
Área	02:00:10 p.m.		0	0	10	1.048	0.009	0.785	1.9315	0.7	
49.764	02:00:15 p.m.		0	0	15	1.057	0.009	0.794	1.9306	0.7	
Kg.	02:00:25 p.m.		0	0	25	1.069	0.012	0.806	1.9294	0.7	
1.5	02:00:40 p.m.		0	0	40	1.084	0.015	0.821	1.9279	0.7	
	02:01:00 p.m.		0	1	60	1.097	0.013	0.834	1.9266	0.7	
	02:02:00 p.m.		0	2	120	1.12	0.023	0.857	1.9243	0.7	
	02:03:00 p.m.		0	3	180	1.134	0.014	0.871	1.9229	0.7	
	02:06:00 p.m.		0	6	360	1.156	0.022	0.893	1.9207	0.7	
	02:10:00 p.m.		0	10	600	1.172	0.016	0.909	1.9191	0.7	
	02:15:00 p.m.		0	15	900	1.184	0.012	0.921	1.9179	0.7	
	02:25:00 p.m.		0	25	1500	1.2	0.016	0.937	1.9163	0.7	
	02:40:00 p.m.		0	40	2400	1.214	0.014	0.951	1.9149	0.7	
	03:00:00 p.m.		1.00	0	3600	1.226	0.012	0.963	1.9137	0.7	
	04:00:00 p.m.		2.00	0	7200	1.248	0.022	0.985	1.9115	0.7	
Muestra Saturada al 50%	05:00:00 p.m.		3.00	0	10800	1.261	0.013	0.998	1.9102	0.7	
del Peralte del anillo 6:0 P.M.	08:00:00 p.m.		6.00	0	21600	1.28	0.019	1.017	1.9083	0.7	
Miércoles	09:50:00 a.m.		19.00	50	71400	1.309	0.029	1.046	1.9054	0.7	
31/01/2007	02:00:00 p.m.	5	24.00	0	86400	1.319	0.199	1.056	1.9044	0.7	





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

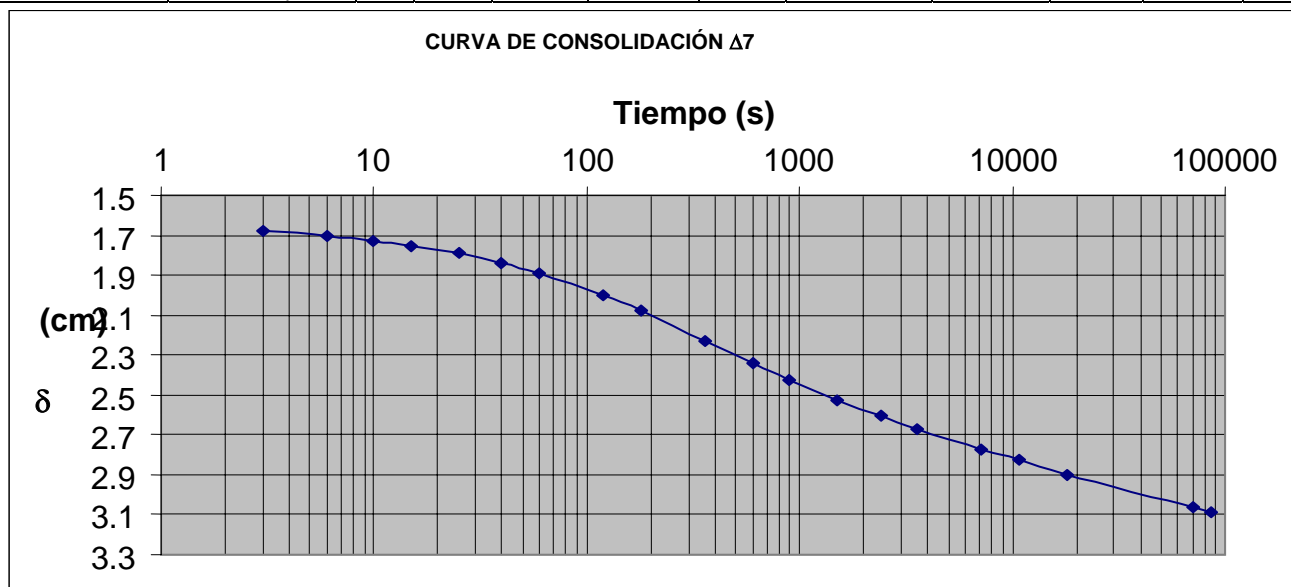
Campaña de Consolidación de 1 Día						Anillo #	3			PÁG... 6	
Fecha	Hora	Tiempo				Consolidómetro #		3		σ_{-5qu}	
Día/CARGA		Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Deformación	Def. Acum.	Espesor	(Kg./cm ²)	$\Delta\sigma$
31/01/2007	02:00:00 p.m.	5	0	0	0	1.319	0.01	1.056	1.9044	0.73	0.4
2Kg	02:00:03 p.m.		0	0	3	1.37	0.051	1.107	1.8993	1.135	
Miércoles	02:00:06 p.m.		0	0	6	1.379	0.009	1.116	1.8984	1.135	
Área	02:00:10 p.m.		0	0	10	1.389	0.01	1.126	1.8974	1.135	
49.764	02:00:15 p.m.		0	0	15	1.398	0.009	1.135	1.8965	1.135	
Kg.	02:00:25 p.m.		0	0	25	1.413	0.015	1.15	1.895	1.135	
2	02:00:40 p.m.		0	0	40	1.429	0.016	1.166	1.8934	1.135	
	02:01:00 p.m.		0	1	60	1.445	0.016	1.182	1.8918	1.135	
	02:02:00 p.m.		0	2	120	1.474	0.029	1.211	1.8889	1.135	
	02:03:00 p.m.		0	3	180	1.493	0.019	1.23	1.887	1.135	
	02:06:00 p.m.		0	6	360	1.523	0.03	1.26	1.884	1.135	
	02:10:00 p.m.		0	10	600	1.539	0.016	1.276	1.8824	1.135	
	02:15:00 p.m.		0	15	900	1.569	0.03	1.306	1.8794	1.135	
	02:25:00 p.m.		0	25	1500	1.594	0.025	1.331	1.8769	1.135	
	02:40:00 p.m.		0	40	2400	1.617	0.023	1.354	1.8746	1.135	
	03:00:00 p.m.	1.00	0	3600	1.638	0.021	1.375	1.8725	1.8725	1.135	
	04:00:00 p.m.	2.00	0	7200	1.673	0.035	1.41	1.869	1.869	1.135	
	04:45:00 p.m.	2.00	45	9900	1.686	0.013	1.423	1.8677	1.8677	1.135	
	07:00:00 a.m.	17.00	0	61200	1.775	0.089	1.512	1.8588	1.8588	1.135	
Jueves	08:40:00 a.m.	18.00	40	67200	1.776	0.001	1.513	1.8587	1.8587	1.135	
01/02/2007	02:00:00 p.m.	6	24.00	0	86400	1.792	0.198	1.529	1.8571	1.135	





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

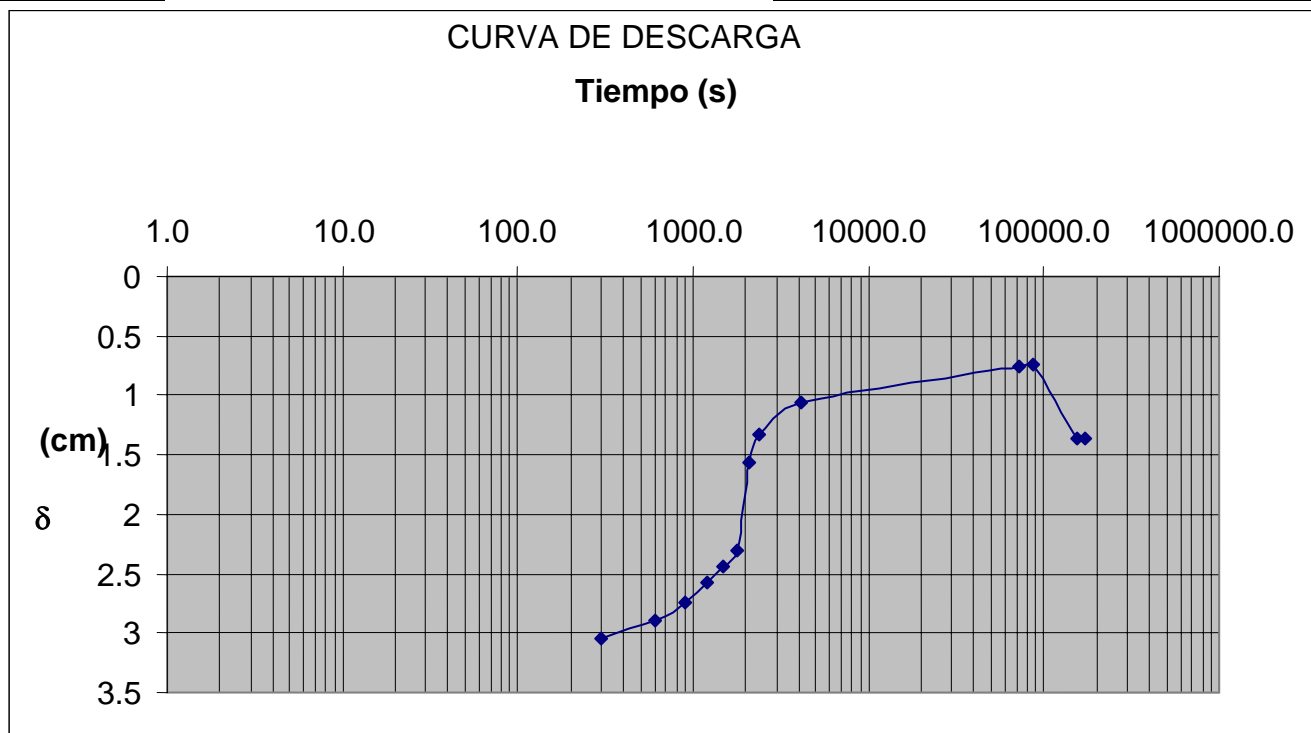
Campaña de Consolidación de 1 Día						Anillo #	3			PÁG... 7	
Fecha	Hora	Tiempo				Consolidómetro #		3		$\sigma = .5qu$	
Día/CARGA		Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Deformación	Def. Acum.	Espesor	(Kg./cm ²)	$\Delta\sigma$
01/02/2007	02:00:00 p.m.	6	0	0	0	1.792	0.016	1.529	1.8571	1.135	1.14
5.65 Kg.	02:00:03 p.m.		0	0	3	1.944	0.152	1.681	1.8419	2.271	
Jueves	02:00:06 p.m.		0	0	6	1.966	0.022	1.703	1.8397	2.271	
Área	02:00:10 p.m.		0	0	10	1.989	0.023	1.726	1.8374	2.271	
49.764	02:00:15 p.m.		0	0	15	2.016	0.027	1.753	1.8347	2.271	
Kg.	02:00:25 p.m.		0	0	25	2.055	0.039	1.792	1.8308	2.271	
5.65	02:00:40 p.m.		0	0	40	2.105	0.05	1.842	1.8258	2.271	
	02:01:00 p.m.		0	1	60	2.156	0.051	1.893	1.8207	2.271	
	02:02:00 p.m.		0	2	120	2.266	0.11	2.003	1.8097	2.271	
	02:03:00 p.m.		0	3	180	2.344	0.078	2.081	1.8019	2.271	
	02:06:00 p.m.		0	6	360	2.489	0.145	2.226	1.7874	2.271	
	02:10:00 p.m.		0	10	600	2.602	0.113	2.339	1.7761	2.271	
	02:15:00 p.m.		0	15	900	2.689	0.087	2.426	1.7674	2.271	
	02:25:00 p.m.		0	25	1500	2.789	0.1	2.526	1.7574	2.271	
	02:40:00 p.m.		0	40	2400	2.869	0.08	2.606	1.7494	2.271	
	03:00:00 p.m.		1.00	0	3600	2.932	0.063	2.669	1.7431	2.271	
	04:00:00 p.m.		2.00	0	7200	3.039	0.107	2.776	1.7324	2.271	
	05:00:00 p.m.		3.00	0	10800	3.09	0.051	2.827	1.7273	2.271	
	07:00:00 p.m.		5.00	0	18000	3.164	0.074	2.901	1.7199	2.271	
Viernes	09:40:00 a.m.		19.00	40	70800	3.323	0.159	3.06	1.704	2.271	
02/02/2007	02:00:00 p.m.	7	24.00	0	86400	3.352	0.029	3.089	1.7011	2.271	





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

Campaña de Consolidación de 1 Día						Anillo #	3			PÁG... 8	
Fecha	Hora	Tiempo				Consolidómetro #		3		$\sigma = .5q_u$	
Día/CARGA		Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Deformación	Def. Acum.	Espesor	(Kg./cm ²)	$\Delta\sigma$
02/02/2007	02:00:00 p.m.	7	0	0	0.0	3.352	0.029	3.089	1.6911	2.2707	-1.14
Descarga	02:05:00 p.m.		0	5	300.0	3.314	-0.038	3.051	1.7049	1.13536	-0.4
Viernes	02:10:00 p.m.		0	10	600.0	3.156	-0.158	2.893	1.7207	0.73346	-0.3
	02:15:00 p.m.		0	15	900.0	3.007	-0.149	2.744	1.7356	0.43204	-0.15
	02:20:00 p.m.		0	20	1200.0	2.837	-0.17	2.574	1.7526	0.28133	-0.1
	02:25:00 p.m.		0	25	1500.0	2.695	-0.142	2.432	1.7668	0.18085	-0.08
	02:30:00 p.m.		0	30	1800.0	2.565	-0.13	2.302	1.7798	0.10047	-0.1
	02:35:00 p.m.		0	35	2100.0	1.825	-0.74	1.562	1.8538	0	
	02:40:00 p.m.		0	40	2400.0	1.595	-0.23	1.332	1.8768	0	
	03:08:00 p.m.		1	8	4080.0	1.324	-0.271	1.061	1.9039	0	
	09:55:00 a.m.		19	55	71700.0	1.022	-0.302	0.759	1.9341	0	
03/02/2007	02:00:00 p.m.	8	24	0	86400.0	1.008	-0.014	0.745	1.9355	0	
	09:30:00 a.m.		43	30	156600.0	1.619	0.611	1.356	1.8744	0	
04/02/2007	02:00:00 p.m.	9	48	0	172800.0	1.623	0.004	1.36	1.874	0	



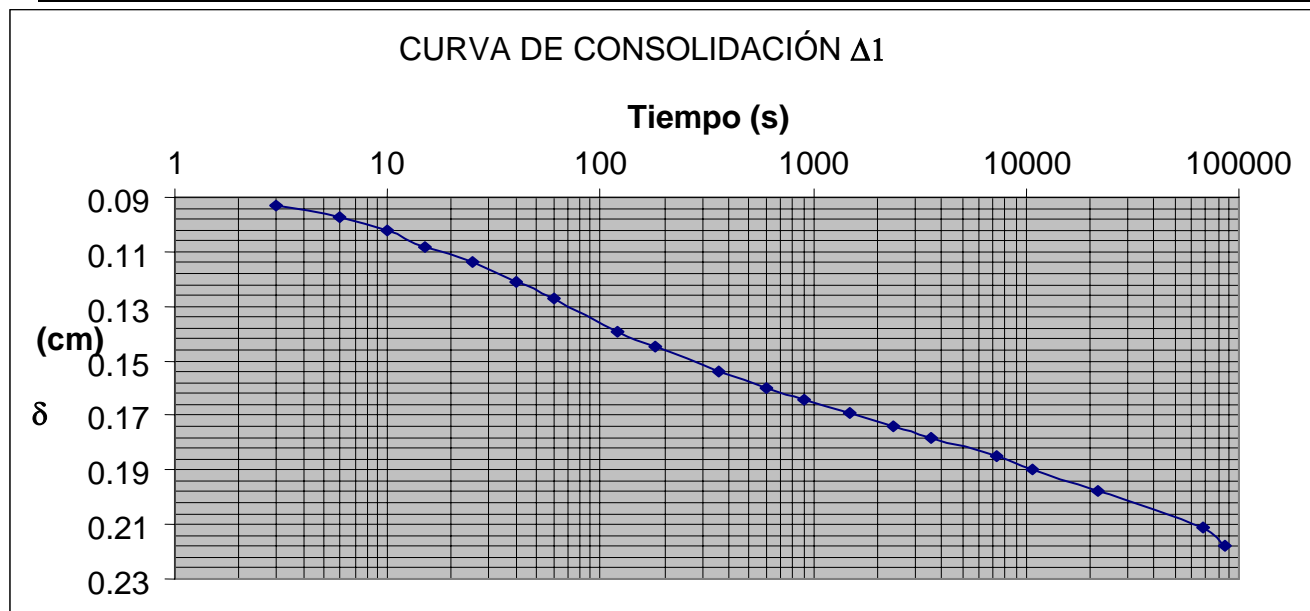
VI.2.2 Registros de deformación de la muestra No.1, Consolidómetro No. 4



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

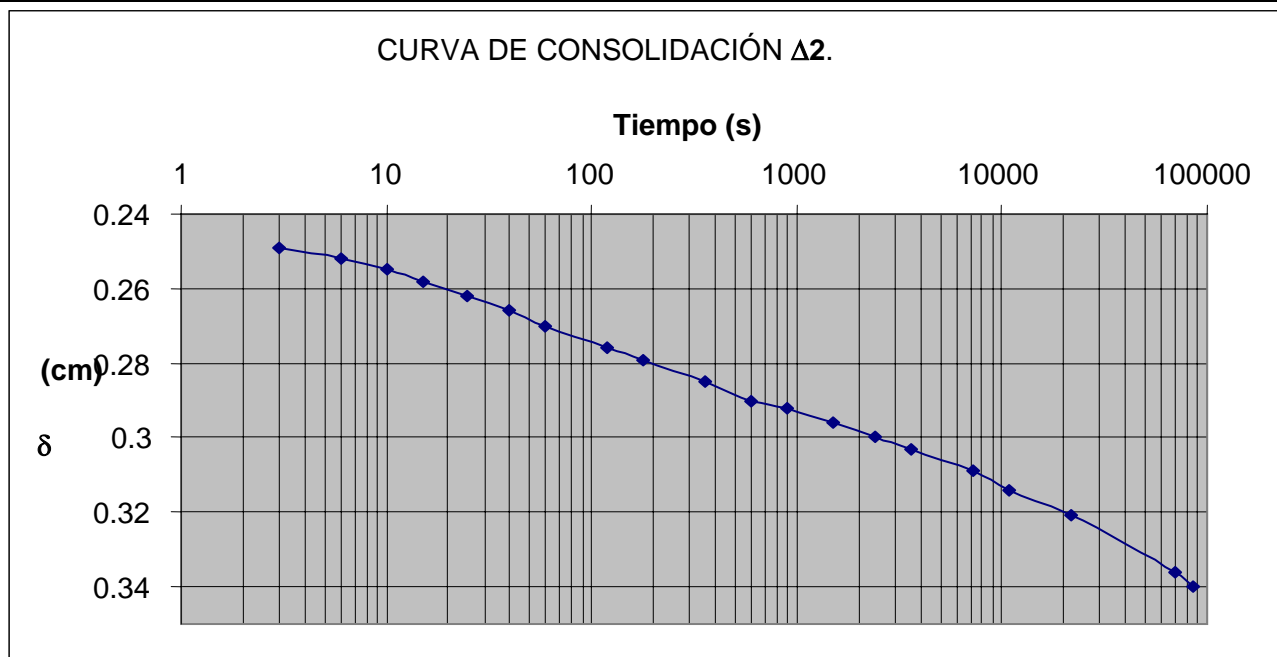
Campana de Consolidación de 12 Días							Anillo #	4			PÁG... 1
Fecha	Hora	Tiempo				Consolidómetro #	4			$\sigma = .5q_u$	
Día/CARGA		Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Deformación	Def. Acum.	Espesor	(Kg./cm ²)	$\Delta\sigma$
1	0.5Kg	02:00:00 p.m.	0	0	0	1.771	0	0	2	0	0.1
2	25/01/2007	02:00:03 p.m.		0	0	3	1.864	0.093	0.093	1.9907	0.099
3	Jueves	02:00:06 p.m.		0	0	6	1.868	0.004	0.097	1.9903	0.099
4	0.5	02:00:10 p.m.		0	0	10	1.873	0.005	0.102	1.9898	0.099
5	Área	02:00:15 p.m.		0	0	15	1.879	0.006	0.108	1.9892	0.099
6	50.6	02:00:25 p.m.		0	0	25	1.885	0.006	0.114	1.9886	0.099
7		02:00:40 p.m.		0	0	40	1.892	0.007	0.121	1.9879	0.099
8		02:01:00 p.m.		0	1	60	1.898	0.006	0.127	1.9873	0.099
9		02:02:00 p.m.		0	2	120	1.91	0.012	0.139	1.9861	0.099
10		02:03:00 p.m.		0	3	180	1.916	0.006	0.145	1.9855	0.099
11		02:06:00 p.m.		0	6	360	1.925	0.009	0.154	1.9846	0.099
12		02:10:00 p.m.		0	10	600	1.931	0.006	0.16	1.984	0.099
13		02:15:00 p.m.		0	15	900	1.935	0.004	0.164	1.9836	0.099
14		02:25:00 p.m.		0	25	1500	1.94	0.005	0.169	1.9831	0.099
15		02:40:00 p.m.		0	40	2400	1.945	0.005	0.174	1.9826	0.099
16		03:00:00 p.m.		1.00	0	3600	1.949	0.004	0.178	1.9822	0.099
17		04:00:00 p.m.		2.00	0	7200	1.956	0.007	0.185	1.9815	0.099
18		05:00:00 a.m.		3.00	0	10800	1.961	0.005	0.19	1.981	0.099
19		08:00:00 p.m.		6.00	0	21600	1.969	0.008	0.198	1.9802	0.099
20	12/01/2007	09:00:00 a.m.		19.00	0	68400	1.982	0.013	0.211	1.9789	0.099
21	Viernes	02:00:00 p.m.	1	24.00	0	86400	1.989	0.007	0.218	1.9782	0.099





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

Campaña de Consolidación de 11 Días						Anillo #	4			PÁG... 2	
Fecha	Hora	Tiempo				Consolidómetro #		4		$\sigma = .5q_u$	
Día/CARGA		Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Deformación	Def. Acum.	Espesor	(Kg./cm ²)	$\Delta\sigma$
0.4Kg	02:00:00 p.m.	1	0	0	0	1.989	0	0.218	1.9782	0.099	0.079
Viernes	02:00:03 p.m.		0	0	3	2.02	0.031	0.249	1.9751	0.178	
26/01/2007	02:00:06 p.m.		0	0	6	2.023	0.003	0.252	1.9748	0.178	
0.4	02:00:10 p.m.		0	0	10	2.026	0.003	0.255	1.9745	0.178	
Área	02:00:15 p.m.		0	0	15	2.029	0.003	0.258	1.9742	0.178	
50.6	02:00:25 p.m.		0	0	25	2.033	0.004	0.262	1.9738	0.178	
	02:00:40 p.m.		0	0	40	2.037	0.004	0.266	1.9734	0.178	
	02:01:00 p.m.		0	1	60	2.041	0.004	0.27	1.973	0.178	
	02:02:00 p.m.		0	2	120	2.047	0.006	0.276	1.9724	0.178	
	02:03:00 p.m.		0	3	180	2.05	0.003	0.279	1.9721	0.178	
	02:06:00 p.m.		0	6	360	2.056	0.006	0.285	1.9715	0.178	
	02:10:00 p.m.		0	10	600	2.061	0.005	0.29	1.971	0.178	
	02:15:07 p.m.		0	15	900	2.063	0.002	0.292	1.9708	0.178	
	02:25:00 p.m.		0	25	1500	2.067	0.004	0.296	1.9704	0.178	
	02:40:00 p.m.		0	40	2400	2.071	0.004	0.3	1.97	0.178	
	03:00:00 p.m.		1.00	0	3600	2.074	0.003	0.303	1.9697	0.178	
	04:00:00 p.m.		2.00	0	7200	2.08	0.006	0.309	1.9691	0.178	
	05:00:00 p.m.		3.00	0	10800	2.085	0.005	0.314	1.9686	0.178	
	08:00:00 p.m.		6.00	0	21600	2.092	0.007	0.321	1.9679	0.178	
27/01/2007	09:20:00 a.m.		19.00	20	69600	2.107	0.015	0.336	1.9664	0.178	
Sábado	02:00:00 p.m.	2	24.00	0	86400	2.111	0.044	0.34	1.966	0.178	

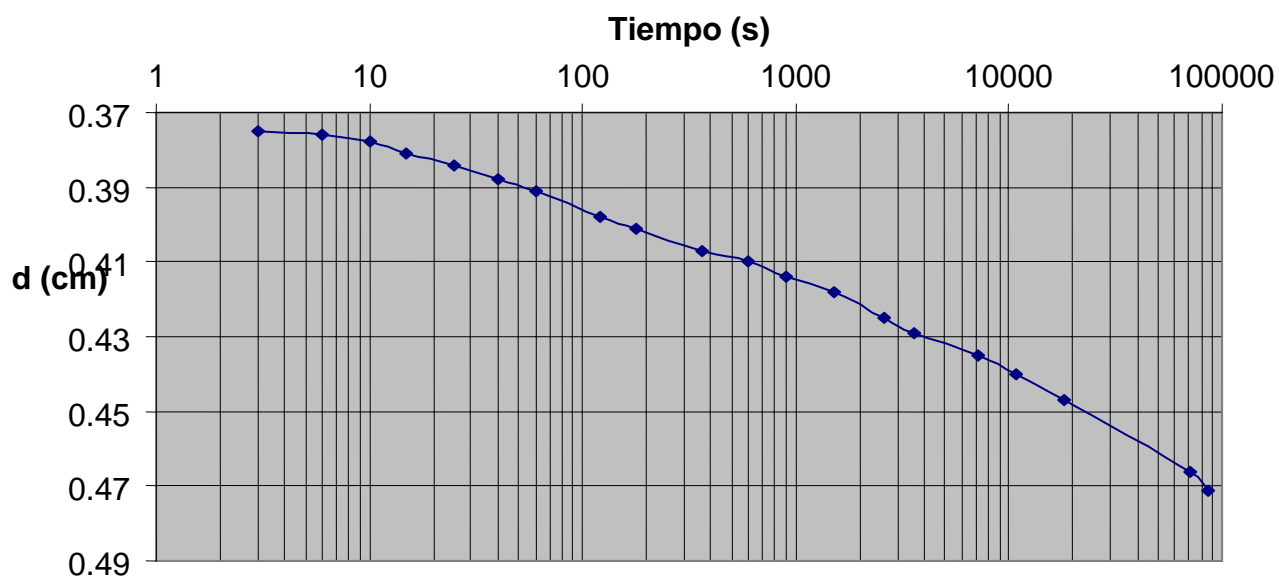




UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

Campaña de Consolidación de 11 Días						Anillo #	4			PÁG... 3	
Fecha	Hora	Tiempo				Consolidómetro #		4		$\sigma = .5q_u$	
Día/CARGA		Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Deformación	Def. Acum.	Espesor	(Kg./cm ²)	$\Delta\sigma$
27/01/2007	02:00:00 p.m.	2	0	0	0	2.111	0.004	0.34	1.966	0.178	0.099
0.5Kg	02:00:03 p.m.		0	0	3	2.146	0.035	0.375	1.9625	0.277	
Sábado	02:00:06 p.m.		0	0	6	2.147	0.001	0.376	1.9624	0.277	
0.5	02:00:10 p.m.		0	0	10	2.149	0.002	0.378	1.9622	0.277	
Área	02:00:15 p.m.		0	0	15	2.152	0.003	0.381	1.9619	0.277	
50.6	02:00:25 p.m.		0	0	25	2.155	0.003	0.384	1.9616	0.277	
	02:00:40 p.m.		0	0	40	2.159	0.004	0.388	1.9612	0.277	
	02:01:00 p.m.		0	1	60	2.162	0.003	0.391	1.9609	0.277	
	02:02:00 p.m.		0	2	120	2.169	0.007	0.398	1.9602	0.277	
	02:03:00 p.m.		0	3	180	2.172	0.003	0.401	1.9599	0.277	
	02:06:00 p.m.		0	6	360	2.178	0.006	0.407	1.9593	0.277	
	02:10:00 p.m.		0	10	600	2.181	0.003	0.41	1.959	0.277	
	02:15:00 p.m.		0	15	900	2.185	0.004	0.414	1.9586	0.277	
	02:25:00 p.m.		0	25	1500	2.189	0.004	0.418	1.9582	0.277	
	02:43:00 p.m.		0	43	2580	2.196	0.007	0.425	1.9575	0.277	
	03:00:00 p.m.		1.00	0	3600	2.2	0.004	0.429	1.9571	0.277	
	04:00:00 p.m.		2.00	0	7200	2.206	0.006	0.435	1.9565	0.277	
	05:00:00 p.m.		3.00	0	10800	2.211	0.005	0.44	1.956	0.277	
	07:00:00 p.m.		5.00	0	18000	2.218	0.007	0.447	1.9553	0.277	
Domingo	09:30:00 a.m.		19.00	30	70200	2.237	0.019	0.466	1.9534	0.277	
28/01/2007	02:00:00 p.m.	3	24.00	0	86400	2.242	0.005	0.471	1.9529	0.277	

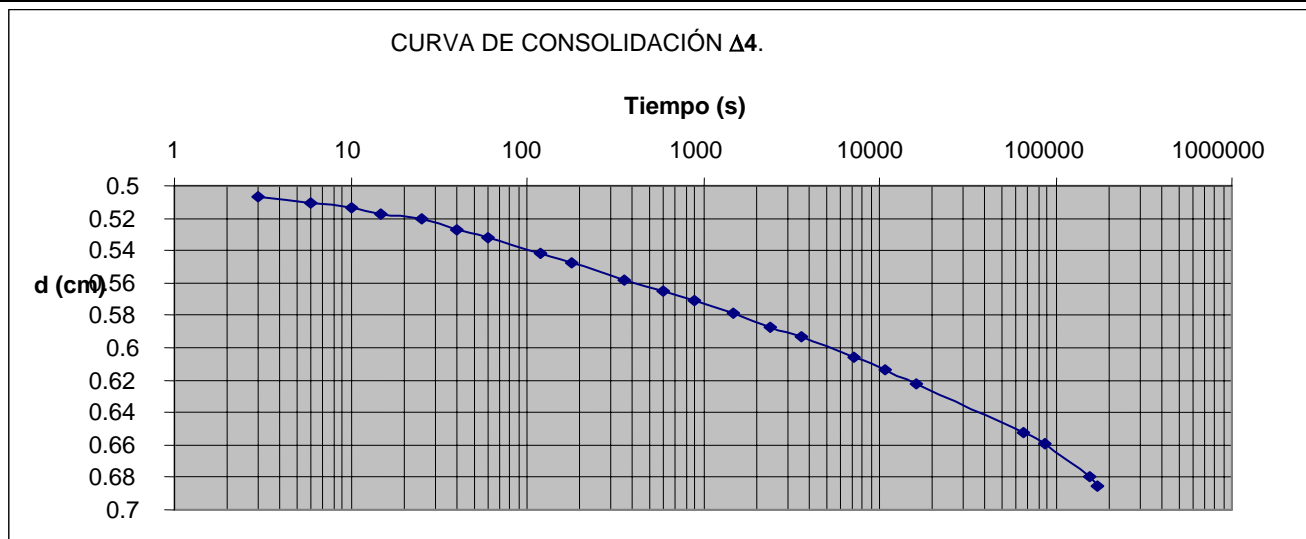
CURVA DE CONSOLIDACIÓN $\Delta 3$.





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

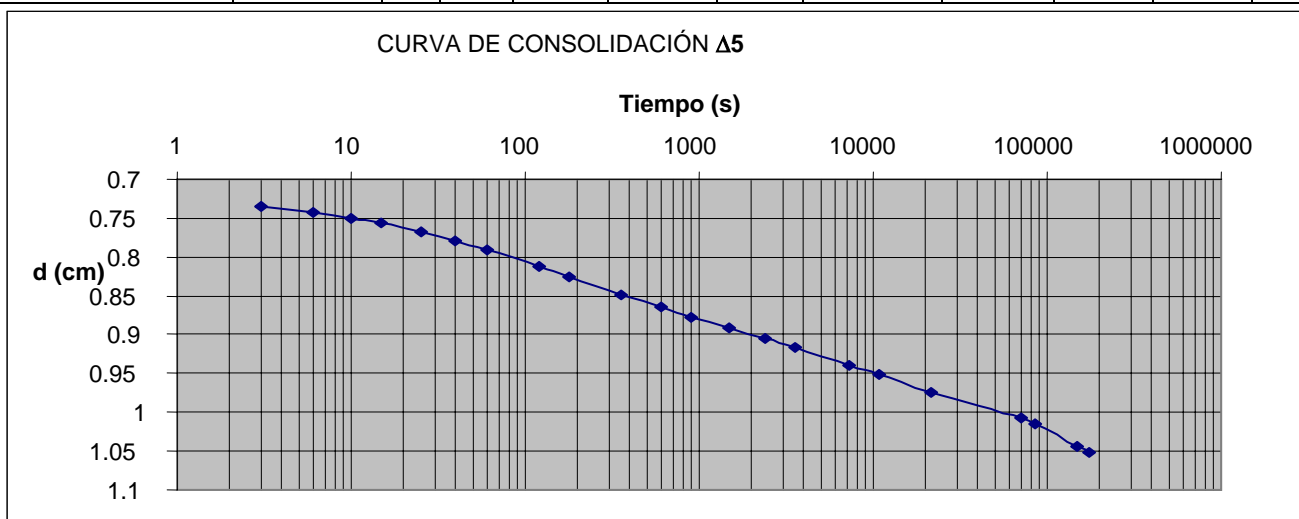
Campaña de Consolidación de 11 Días						Anillo #	4			PÁG... 4	
Fecha	Hora	Tiempo				Consolidómetro #		4		$\sigma = .5q_u$	
Día/CARGA		Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Deformación	Def. Acum.	Espesor	(Kg./cm ²)	$\Delta\sigma$
28/01/2007	02:00:00 p.m.	3	0	0	0	2.242	0.005	0.471	1.9529	0.277	0.15
0.75Kg	02:00:03 p.m.		0	0	3	2.278	0.036	0.507	1.9493	0.425	
Domingo	02:00:06 p.m.		0	0	6	2.282	0.004	0.511	1.9489	0.425	
0.75	02:00:10 p.m.		0	0	10	2.285	0.003	0.514	1.9486	0.425	
Área	02:00:15 p.m.		0	0	15	2.288	0.003	0.517	1.9483	0.425	
50.6	02:00:25 p.m.		0	0	25	2.291	0.003	0.52	1.948	0.425	
	02:00:40 p.m.		0	0	40	2.298	0.007	0.527	1.9473	0.425	
	02:01:00 p.m.		0	1	60	2.303	0.005	0.532	1.9468	0.425	
	02:02:00 p.m.		0	2	120	2.313	0.01	0.542	1.9458	0.425	
	02:03:00 p.m.		0	3	180	2.319	0.006	0.548	1.9452	0.425	
	02:06:00 p.m.		0	6	360	2.329	0.01	0.558	1.9442	0.425	
	02:10:00 p.m.		0	10	600	2.336	0.007	0.565	1.9435	0.425	
	02:15:00 p.m.		0	15	900	2.342	0.006	0.571	1.9429	0.425	
	02:25:00 p.m.		0	25	1500	2.35	0.008	0.579	1.9421	0.425	
	02:40:00 p.m.		0	40	2400	2.358	0.008	0.587	1.9413	0.425	
	03:00:00 p.m.		1.00	0	3600	2.364	0.006	0.593	1.9407	0.425	
	04:00:00 p.m.		2.00	0	7200	2.377	0.013	0.606	1.9394	0.425	
	05:00:00 p.m.		3.00	0	10800	2.385	0.008	0.614	1.9386	0.425	
	06:30:00 p.m.		4.00	30	16200	2.393	0.008	0.622	1.9378	0.425	
Lunes	08:10:00 a.m.		18.00	10	65400	2.423	0.03	0.652	1.9348	0.425	
29/01/2007	02:00:00 p.m.	4	24.00	0	86400	2.43	0.007	0.659	1.9341	0.425	
1.75 días	09:00:00 a.m.		43.00	0	154800	2.451	0.021	0.68	1.932	0.425	
30/01/2007	02:00:00 p.m.	5	48.00	0	172800.0	2.456	0.005	0.685	1.9315	0.425	





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

Campaña de Consolidación de 11 Días						Anillo #	4			PÁG... 5	
Fecha	Hora	Tiempo				Consolidómetro #		4		$\sigma = .5qu$	
Día/CARGA		Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Deformación	Def. Acum.	Espesor	(Kg./cm ²)	$\Delta\sigma$
30/01/2007	02:00:00 p.m.	5	0	0	0	2.456	0.026	0.685	1.9315	0.425	0.3
1.5Kg	02:00:03 p.m.		0	0	3	2.505	0.049	0.734	1.9266	0.721	
Mates	02:00:06 p.m.		0	0	6	2.514	0.009	0.743	1.9257	0.721	
1.5	02:00:10 p.m.		0	0	10	2.521	0.007	0.75	1.925	0.721	
Área	02:00:15 p.m.		0	0	15	2.527	0.006	0.756	1.9244	0.721	
50.6	02:00:25 p.m.		0	0	25	2.538	0.011	0.767	1.9233	0.721	
	02:00:40 p.m.		0	0	40	2.55	0.012	0.779	1.9221	0.721	
	02:01:00 p.m.		0	1	60	2.562	0.012	0.791	1.9209	0.721	
	02:02:00 p.m.		0	2	120	2.583	0.021	0.812	1.9188	0.721	
	02:03:00 p.m.		0	3	180	2.596	0.013	0.825	1.9175	0.721	
	02:06:00 p.m.		0	6	360	2.619	0.023	0.848	1.9152	0.721	
	02:10:00 p.m.		0	10	600	2.635	0.016	0.864	1.9136	0.721	
	02:15:00 p.m.		0	15	900	2.648	0.013	0.877	1.9123	0.721	
	02:25:00 p.m.		0	25	1500	2.662	0.014	0.891	1.9109	0.721	
	02:40:00 p.m.		0	40	2400	2.676	0.014	0.905	1.9095	0.721	
	03:00:00 p.m.		1.00	0	3600	2.688	0.012	0.917	1.9083	0.721	
	04:00:00 p.m.		2.00	0	7200	2.71	0.022	0.939	1.9061	0.721	
Muestra Saturada al 50%	05:00:00 p.m.		3.00	0	10800	2.723	0.013	0.952	1.9048	0.721	
del Peralte del anillo 6:0 P.M.	08:00:00 p.m.		6.00	0	21600	2.746	0.023	0.975	1.9025	0.721	
Miércoles	09:50:00 a.m.		19.00	50	71400	2.778	0.032	1.007	1.8993	0.721	
31/01/2007	02:00:00 p.m.	6	24.00	0	86400	2.786	0.008	1.015	1.8985	0.721	
1.75 días	07:00:00 a.m.		41.00	0	147600	2.815	0.029	1.044	1.8956	0.721	
Inicia 6 ^{to} día	02:00:00 p.m.	7	48.00	0	172800.0	2.822	0.007	1.051	1.8949	0.721	
Jueves											
01/02/2007											

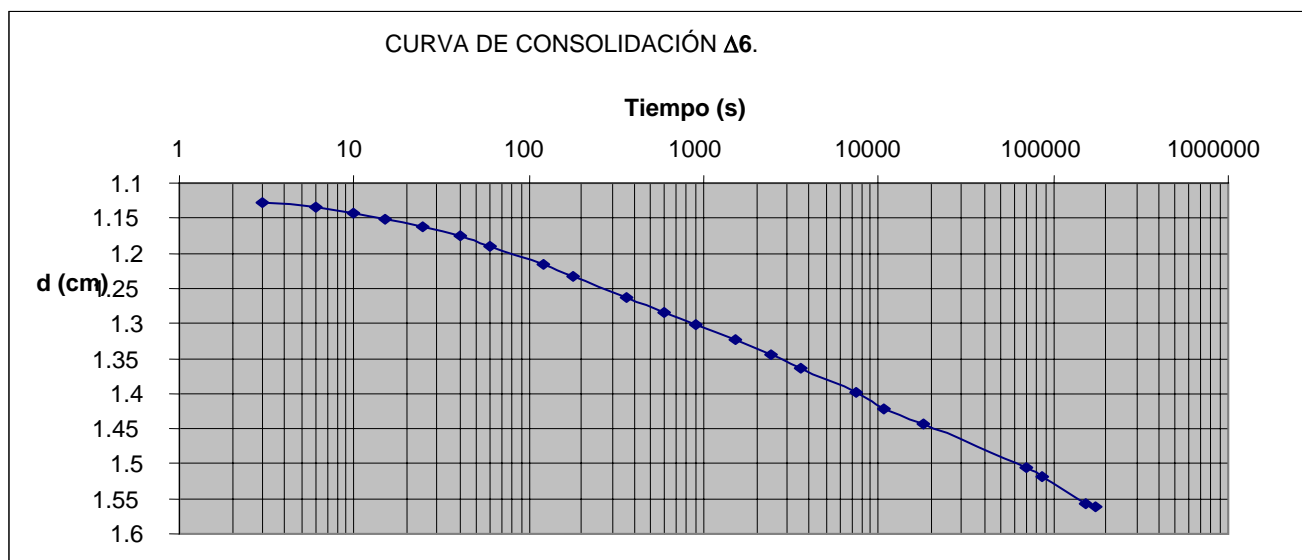




UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

Campaña de Consolidación de 11 Días						Anillo #	4			PÁG... 6	
Fecha	Hora	Tiempo				Consolidómetro #		4		$\sigma = .5q_u$	
Día/CARGA		Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Deformación	Def. Acum.	Espesor	(Kg./cm ²)	$\Delta\sigma$
01/02/2007	02:00:00 p.m.	7	0	0	0	2.822	0.076	1.083	1.8917	0.72	0.4
2Kg	02:00:03 p.m.		0	0	3	2.866	0.044	1.127	1.8873	1.12	
Jueves	02:00:06 p.m.		0	0	6	2.874	0.008	1.135	1.8865	1.12	
2	02:00:10 p.m.		0	0	10	2.882	0.008	1.143	1.8857	1.12	
Área	02:00:15 p.m.		0	0	15	2.89	0.008	1.151	1.8849	1.12	
50.6	02:00:25 p.m.		0	0	25	2.902	0.012	1.163	1.8837	1.12	
	02:00:40 p.m.		0	0	40	2.915	0.013	1.176	1.8824	1.12	
	02:01:00 p.m.		0	1	60	2.929	0.014	1.19	1.881	1.12	
	02:02:00 p.m.		0	2	120	2.955	0.026	1.216	1.8784	1.12	
	02:03:00 p.m.		0	3	180	2.972	0.017	1.233	1.8767	1.12	
	02:06:00 p.m.		0	6	360	3.002	0.03	1.263	1.8737	1.12	
	02:10:00 p.m.		0	10	600	3.023	0.021	1.284	1.8716	1.12	
	02:15:00 p.m.		0	15	900	3.041	0.018	1.302	1.8698	1.12	
	02:25:00 p.m.		0	25	1500	3.063	0.022	1.324	1.8676	1.12	
	02:40:00 p.m.		0	40	2400	3.084	0.021	1.345	1.8655	1.12	
	03:00:00 p.m.		1.00	0	3600	3.103	0.019	1.364	1.8636	1.12	
	04:02:45 p.m.		2.00	2	7365	3.137	0.034	1.398	1.8602	1.12	
	05:00:00 p.m.		3.00	0	10800	3.161	0.024	1.422	1.8578	1.12	
	07:00:00 p.m.		5.00	0	18000	3.183	0.022	1.444	1.8556	1.12	
Viernes	09:40:00 a.m.		19.00	40	70800	3.245	0.062	1.506	1.8494	1.12	
02/02/2007	02:00:00 p.m.	8	24.00	0	86400	3.258	0.013	1.519	1.8481	1.12	
1.75 días	08:00:00 a.m.		42.00	0	151200	3.296	0.038	1.557	1.8443	1.12	
Sábado	02:00:00 p.m.	9	48.00	0	172800.0	3.3	0.004	1.561	1.8439	1.12	

03/02/2007

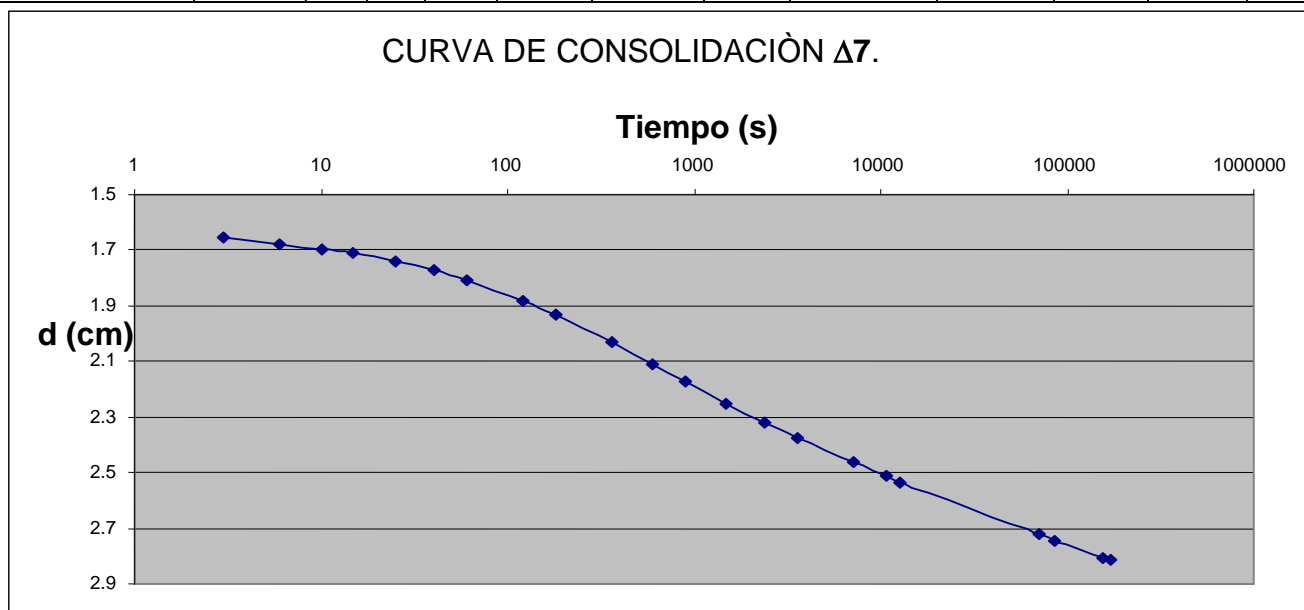




UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

Campaña de Consolidación de 11 Días						Anillo #	4			PÁG... 7	
Fecha	Hora	Tiempo				Consolidómetro #		4		$\sigma = .5q_u$	
Día/CARGA		Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Deformación	Def. Acum.	Espesor	(Kg./cm ²)	$\Delta\sigma$
03/02/2007	02:00:00 p.m.	9	0	0	0	3.3	0.055	1.561	1.8439	1.12	0.89
4.5Kg	02:00:03 p.m.		0	0	3	3.391	0.091	1.652	1.8348	2.006	
Sábado	02:00:06 p.m.		0	0	6	3.415	0.024	1.676	1.8324	2.006	
4.5	02:00:10 p.m.		0	0	10	3.434	0.019	1.695	1.8305	2.006	
Área	02:00:15 p.m.		0	0	15	3.451	0.017	1.712	1.8288	2.006	
50.6	02:00:25 p.m.		0	0	25	3.478	0.027	1.739	1.8261	2.006	
	02:00:40 p.m.		0	0	40	3.512	0.034	1.773	1.8227	2.006	
	02:01:00 p.m.		0	1	60	3.547	0.035	1.808	1.8192	2.006	
	02:02:00 p.m.		0	2	120	3.62	0.073	1.881	1.8119	2.006	
	02:03:00 p.m.		0	3	180	3.671	0.051	1.932	1.8068	2.006	
	02:06:00 p.m.		0	6	360	3.769	0.098	2.03	1.797	2.006	
	02:10:00 p.m.		0	10	600	3.848	0.079	2.109	1.7891	2.006	
	02:15:00 p.m.		0	15	900	3.912	0.064	2.173	1.7827	2.006	
	02:25:00 p.m.		0	25	1500	3.991	0.079	2.252	1.7748	2.006	
	02:40:00 p.m.		0	40	2400	4.059	0.068	2.32	1.768	2.006	
	03:00:00 p.m.		1.00	0	3600	4.114	0.055	2.375	1.7625	2.006	
	04:00:00 p.m.		2.00	0	7200	4.204	0.09	2.465	1.7535	2.006	
	05:00:00 p.m.		3.00	0	10800	4.253	0.049	2.514	1.7486	2.006	
	05:30:00 p.m.		3.00	30	12600	4.274	0.021	2.535	1.7465	2.006	
Domingo	09:30:00 a.m.		19.00	30	70200	4.459	0.185	2.72	1.728	2.006	
04/02/2007	02:00:00 p.m.	10	24.00	0	86400	4.482	0.023	2.743	1.7257	2.006	
1.75 días	09:42:00 a.m.		43.00	42	157320	4.544	0.062	2.805	1.7195	2.006	
Lunes 05/02/07	02:00:00 p.m.	11	48.00	0	172800.0	4.554	0.01	2.815	1.7185	2.006	

CURVA DE CONSOLIDACIÓN $\Delta 7$.

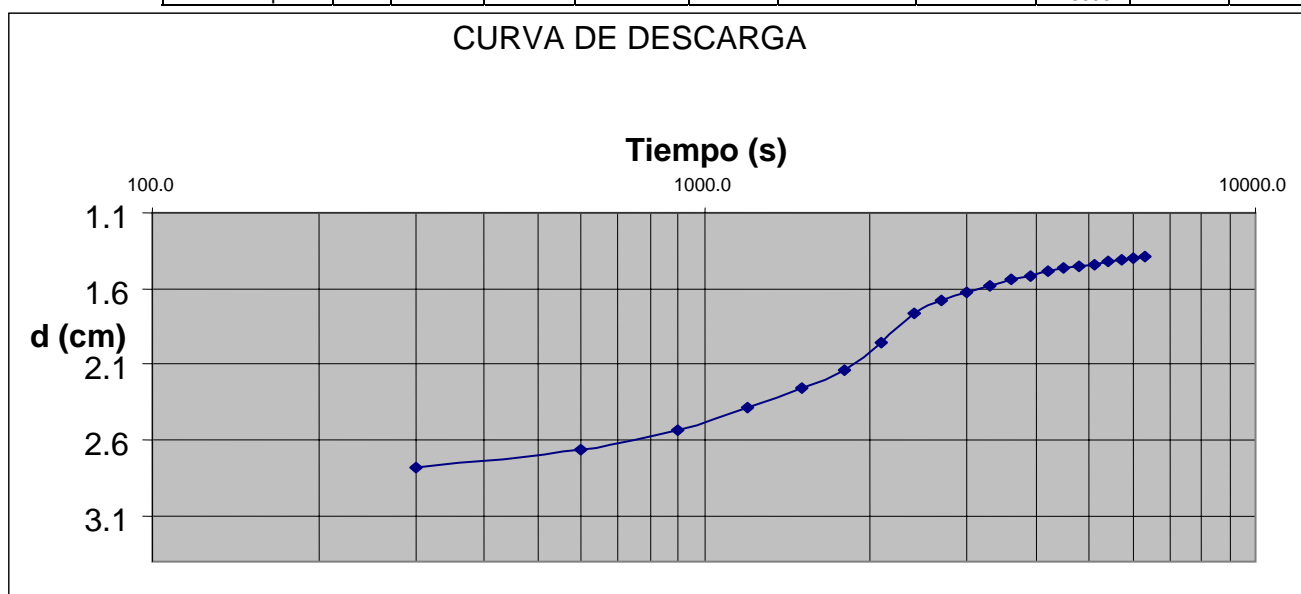




UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

Campaña de Consolidación de 12 Días						Anillo #	4			PÁG... 8	
Fecha	Hora	Tiempo				Consolidómetro #		4		$\sigma = .5q_u$	
Día/CARGA		Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Deformación	Def. Acum.	Espesor	(Kg./cm ²)	$\Delta\sigma$
05/02/2007	02:00:00 p.m.	7	0:00:00	0	0.0	4.554	0.01	2.815	1.7185	2.006	-0.89
Descarga	02:05:00 p.m.		0	5	300.0	4.52	-0.034	2.781	1.7219	1.117	-0.4
Lunes	02:10:00 p.m.		0	10	600.0	4.398	-0.122	2.659	1.7341	0.721	-0.3
4.5	02:15:00 p.m.		0	15	900.0	4.272	-0.126	2.533	1.7467	0.425	-0.15
Área	02:20:00 p.m.		0	20	1200.0	4.124	-0.148	2.385	1.7615	0.277	-0.1
50.6	02:25:00 p.m.		0	25	1500.0	3.998	-0.126	2.259	1.7741	0.178	-0.08
	02:30:00 p.m.		0	30	1800.0	3.874	-0.124	2.135	1.7865	0.099	-0.1
	02:35:00 p.m.		0	35	2100.0	3.698	-0.176	1.959	1.8041	-1E-16	
	02:40:00 p.m.		0	40	2400.0	3.506	-0.192	1.767	1.8233	0	
	02:45:00 p.m.		0	45	2700.0	3.418	-0.088	1.679	1.8321	0	
	02:50:00 p.m.		0	50	3000.0	3.359	-0.059	1.62	1.838	0	
	02:55:00 p.m.		0	55	3300.0	3.316	-0.043	1.577	1.8423	0	
	03:00:00 p.m.		1	0	3600.0	3.281	-0.035	1.542	1.8458	0	
	03:05:00 p.m.		1	5	3900.0	3.254	-0.027	1.515	1.8485	0	
	03:10:00 p.m.		1	10	4200.0	3.228	-0.026	1.489	1.8511	0	
	03:15:00 p.m.		1	15	4500.0	3.208	-0.02	1.469	1.8531	0	
	03:20:00 p.m.		1	20	4800.0	3.191	-0.017	1.452	1.8548	0	
	03:25:00 p.m.		1	25	5100.0	3.176	-0.015	1.437	1.8563	0	
	03:30:00 p.m.		1	30	5400.0	3.164	-0.012	1.425	1.8575	0	
	03:35:00 p.m.		1	35	5700.0	3.154	-0.01	1.415	1.8585	0	
	03:40:00 p.m.		1	40	6000.0	3.143	-0.011	1.404	1.8596	0	
	03:45:00 p.m.		1	45	6300.0	3.133	-0.01	1.394	1.8606	0	

CURVA DE DESCARGA



VI.3 Ajuste de Curvas

VI.3.1 Ajuste con el programa VINTER-Z, muestra No.1, Consolidómetro No. 3



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

Ajuste de la curva de consolidación - Incremento 1

Aceptar Cancelar Imprimir

DATOS GENERALES

OBRA:	"X"	PROFUNDIDAD:	6.5	A	6.8	m
LOCALIZACIÓN:	CIUDAD DE MEXICO	Esfuerzo inicial:	0	kg/cm ²		
SONDEO:	mixto # 1	Incremento de esf.:	0.1	kg/cm ²		
MUESTRA:	Inalterada # C3	Espesor de pastilla:	2.01	cm		

TECLEE AQUÍ PARA VER EL ESQUEMA DE PARÁMETROS DE AJUSTE

PARÁMETROS DE AJUSTE:

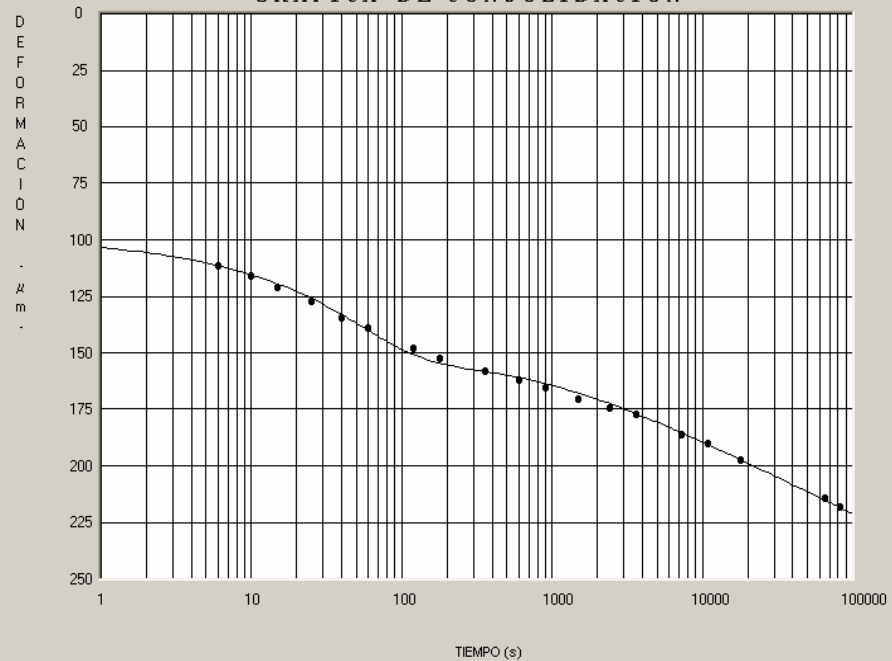
$\delta_{0\%}$	=	97.75	μm	<input checked="" type="radio"/>
$t_{50\%}$	=	25.04	s	<input type="radio"/>
t_B	=	358.46	s	<input type="radio"/>
δ_B	=	158.43	μm	<input type="radio"/>
t_F	=	100000	s	<input type="radio"/>
δ_F	=	221.35	μm	<input type="radio"/>
c_t	=	32.81552240		<input type="radio"/>

TECLEE AQUÍ PARA VER LOS PARÁMETROS FINALES

PARÁMETROS FINALES:

σ_m	=	0.05000	kg/cm ²
m_v	=	0.02772	cm ² /kg
c_v	=	0.00791	cm ² /s
β	=	0.58892	
ξ	=	0.14830	
m_t	=	0.01633	cm ² /kg /ciclo

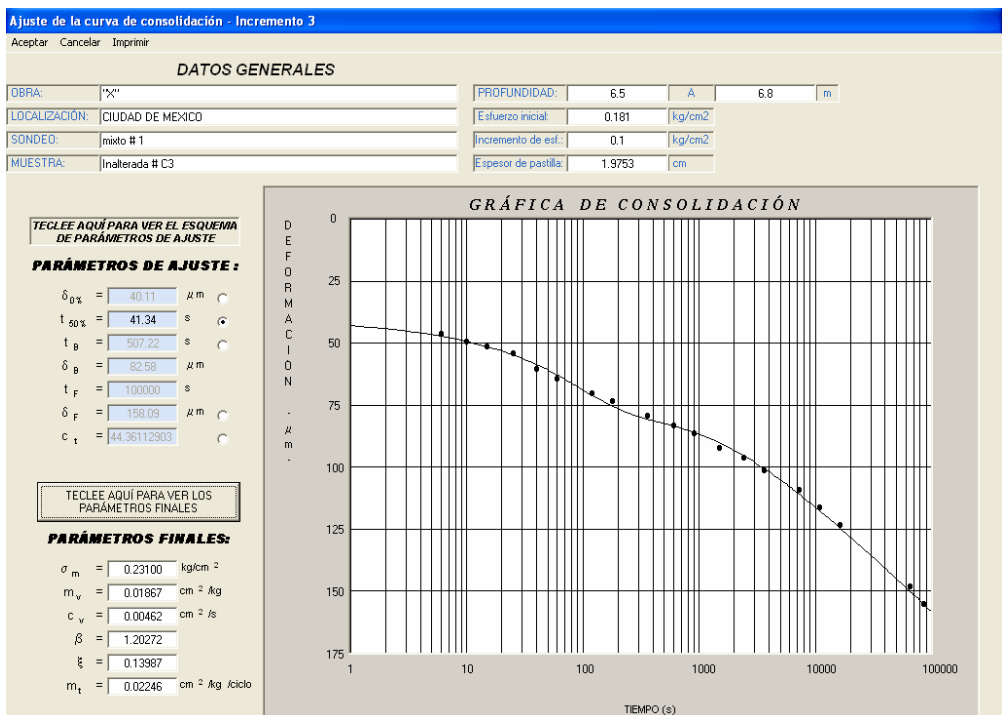
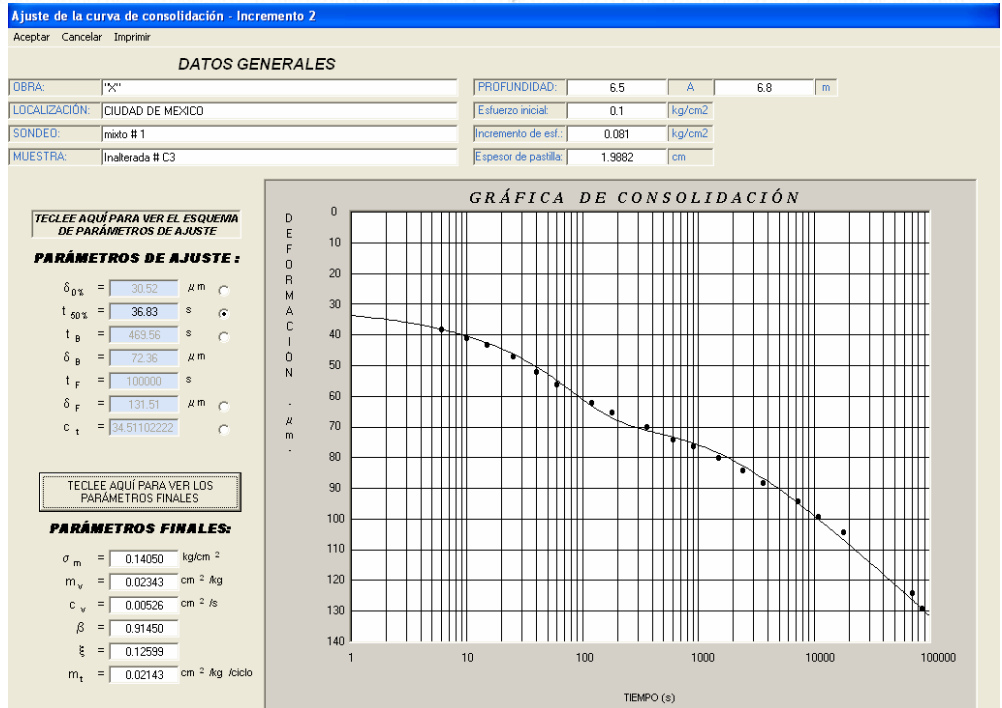
GRÁFICA DE CONSOLIDACIÓN



VI. ANEXOS
 VI.3 AJUSTE DE CURVAS
 VI.3.1 AJUSTE CON EL PROGRAMA VINTER-Z, MUESTRA No.1, CONSOLIDÓMETRO No.3



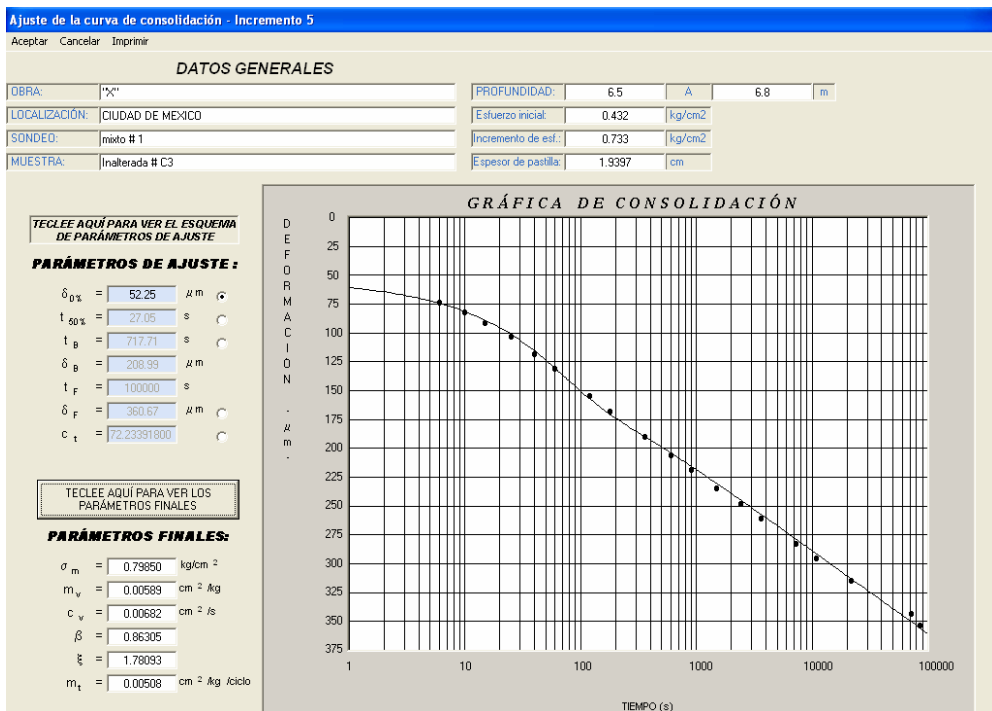
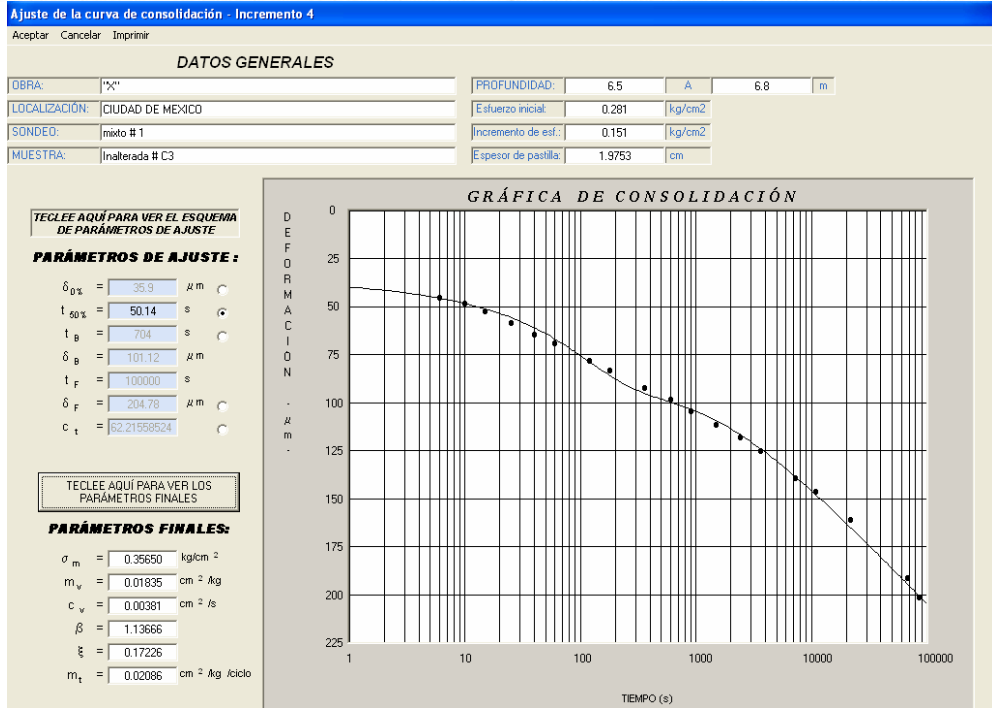
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA



VI. ANEXOS
 VI.3 AJUSTE DE CURVAS
 VI.3.1 AJUSTE CON EL PROGRAMA VINTER-Z, MUESTRA No.1, CONSOLIDÓMETRO No.3



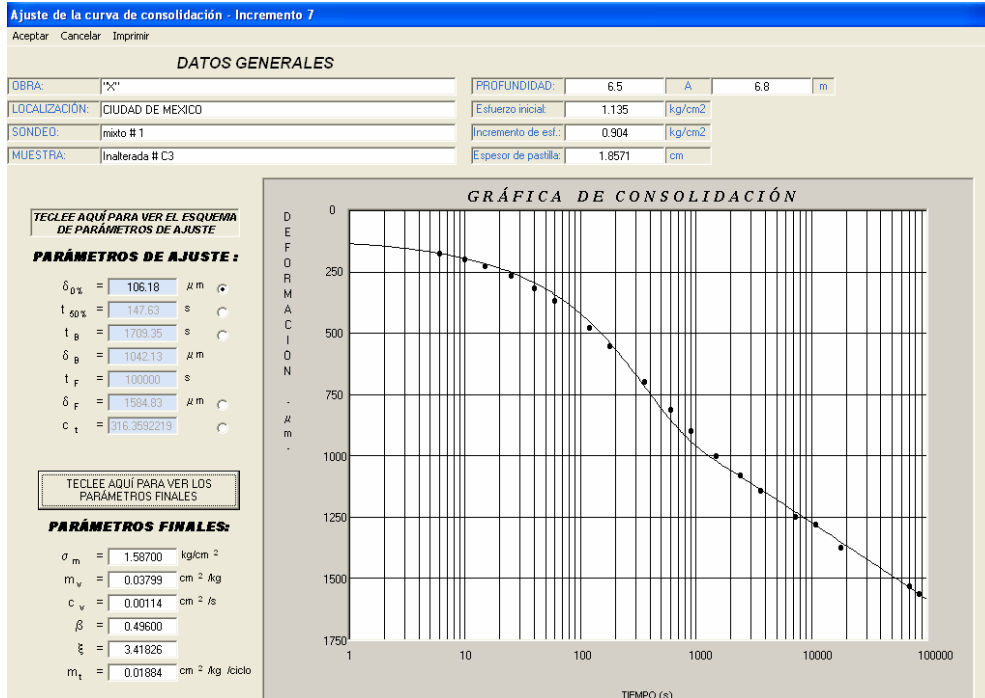
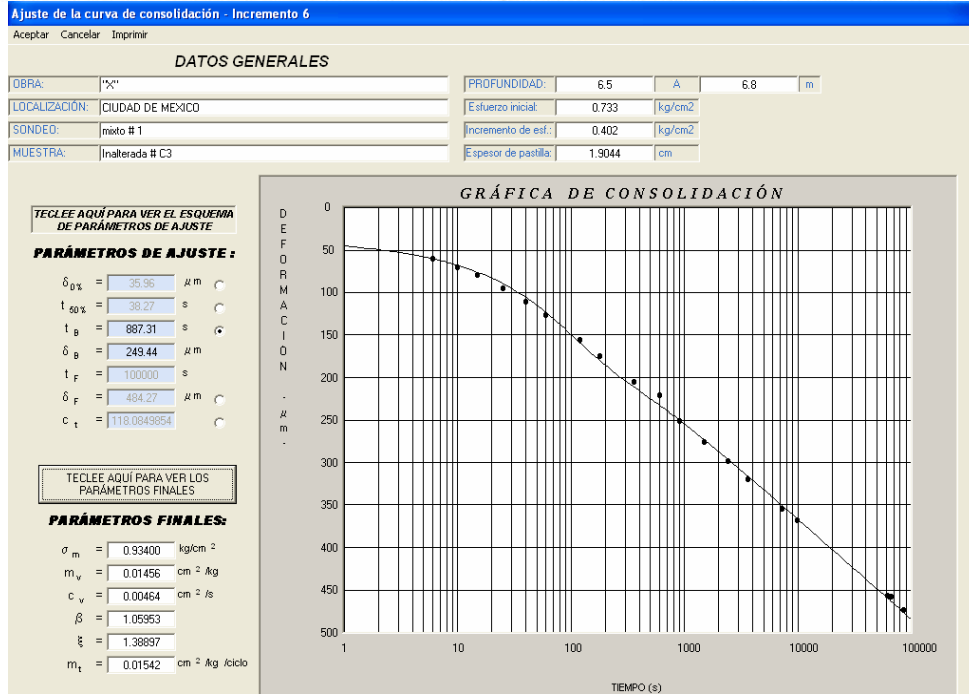
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA



VI. ANEXOS
 VI.3 AJUSTE DE CURVAS
 VI.3.1 AJUSTE CON EL PROGRAMA VINTER-Z, MUESTRA No.1, CONSOLIDÓMETRO No.3



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA



VI.3.2 Ajuste con el programa VINTER-Z, muestra No.1, Consolidómetro No. 4



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA

Ajuste de la curva de consolidación - Incremento 1

Aceptar Cancelar Imprimir

DATOS GENERALES

OBRA:	"X"	PROFUNDIDAD:	6.5	A	6.8	m
LOCALIZACIÓN:	CIUDAD DE MEXICO	Esfuerzo inicial:	0	kg/cm ²		
SONDEO:	MIXTO #1	Incremento de esf.:	0.099	kg/cm ²		
MUESTRA:	INALTERADA # C4	Espesor de pastilla:	2	cm		

TECLEE AQUÍ PARA VER EL ESQUEMA DE PARÁMETROS DE AJUSTE

PARÁMETROS DE AJUSTE:

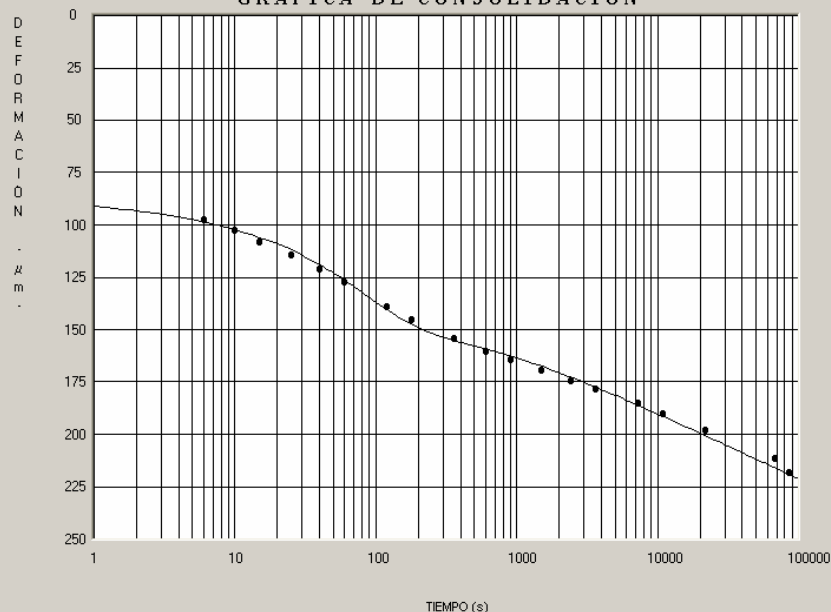
$\delta_{0\%}$	=	85.96	μm	<input type="radio"/>
$t_{50\%}$	=	37.54	s	<input checked="" type="radio"/>
t_B	=	717.71	s	<input type="radio"/>
δ_B	=	160.67	μm	<input type="radio"/>
t_F	=	100000	s	<input type="radio"/>
δ_F	=	221.35	μm	<input type="radio"/>
c_t	=	31.59032699		<input type="radio"/>

TECLEE AQUÍ PARA VER LOS PARÁMETROS FINALES

PARÁMETROS FINALES:

σ_m	=	0.04950	kg/cm ²
m_v	=	0.03147	cm ² / kg
c_v	=	0.00522	cm ² / s
β	=	0.50705	
ξ	=	0.39236	
m_t	=	0.01596	cm ² / kg / ciclo

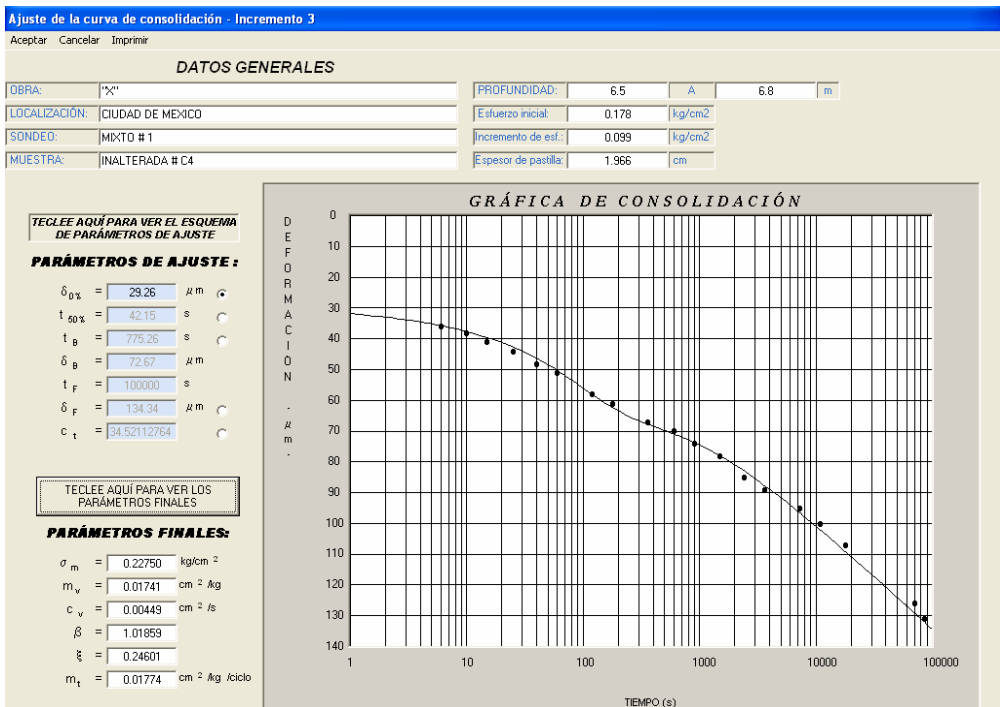
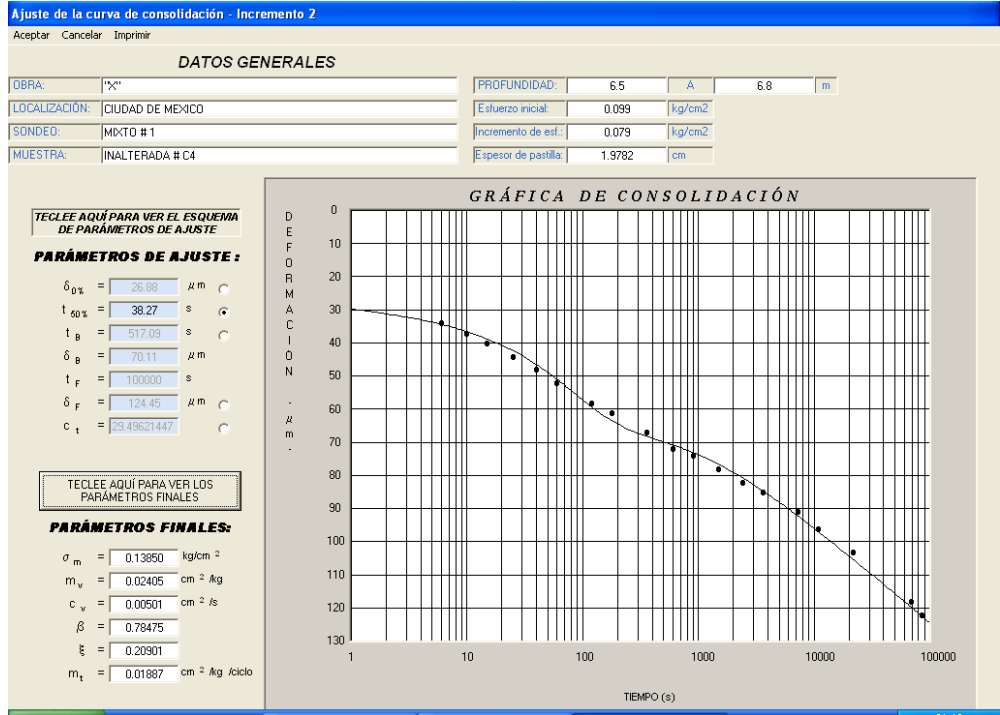
GRÁFICA DE CONSOLIDACIÓN



VI. ANEXOS
 VI.3 AJUSTE DE CURVAS
 VI.3.2 AJUSTE CON EL PROGRAMA VINTER-Z, MUESTRA No.1, CONSOLIDÓMETRO No.4



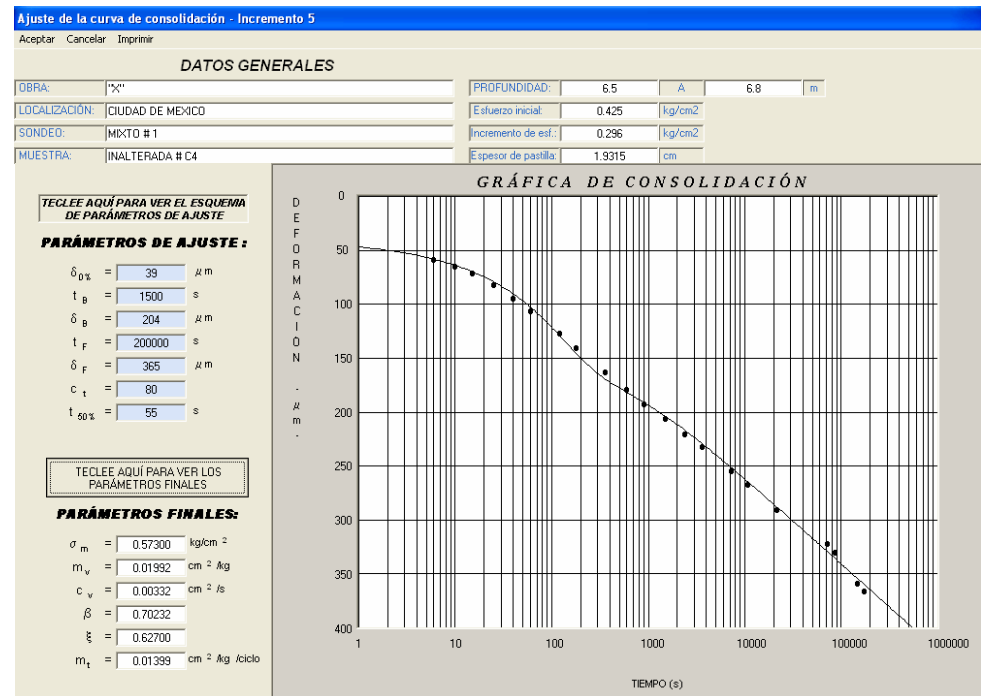
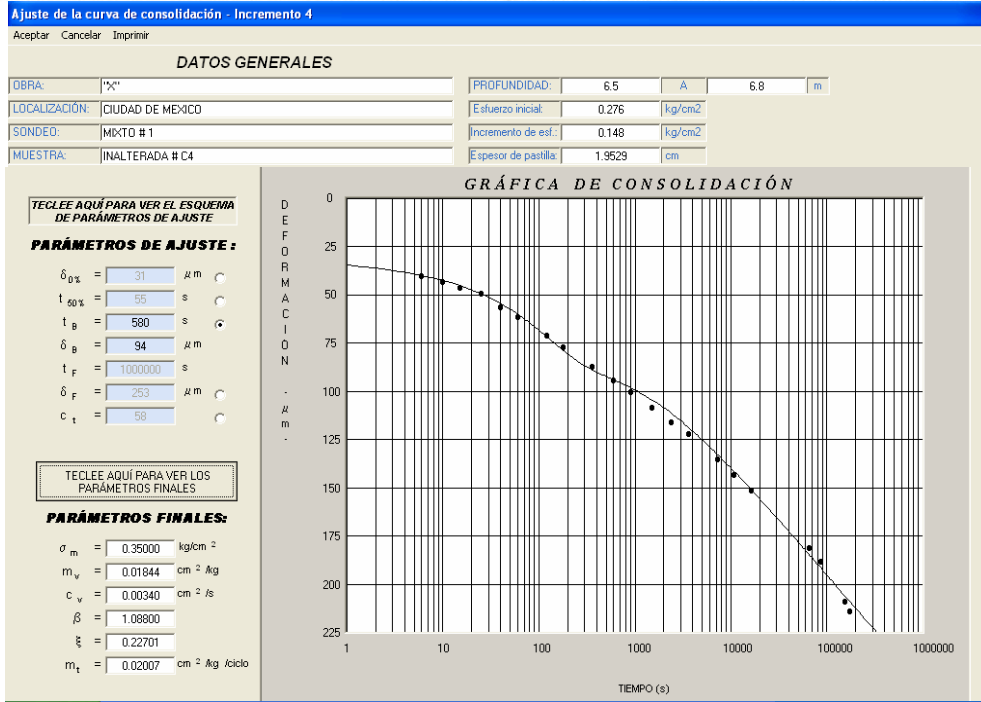
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA



VI. ANEXOS
 VI.3 AJUSTE DE CURVAS
 VI.3.2 AJUSTE CON EL PROGRAMA VINTER-Z, MUESTRA No.1, CONSOLIDÓMETRO No.4



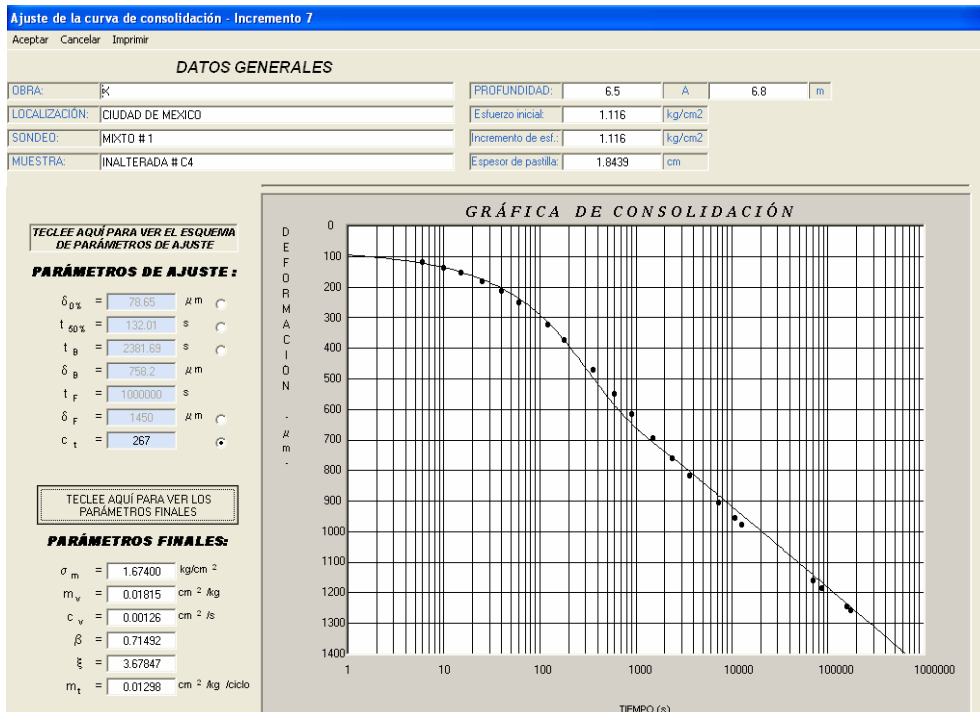
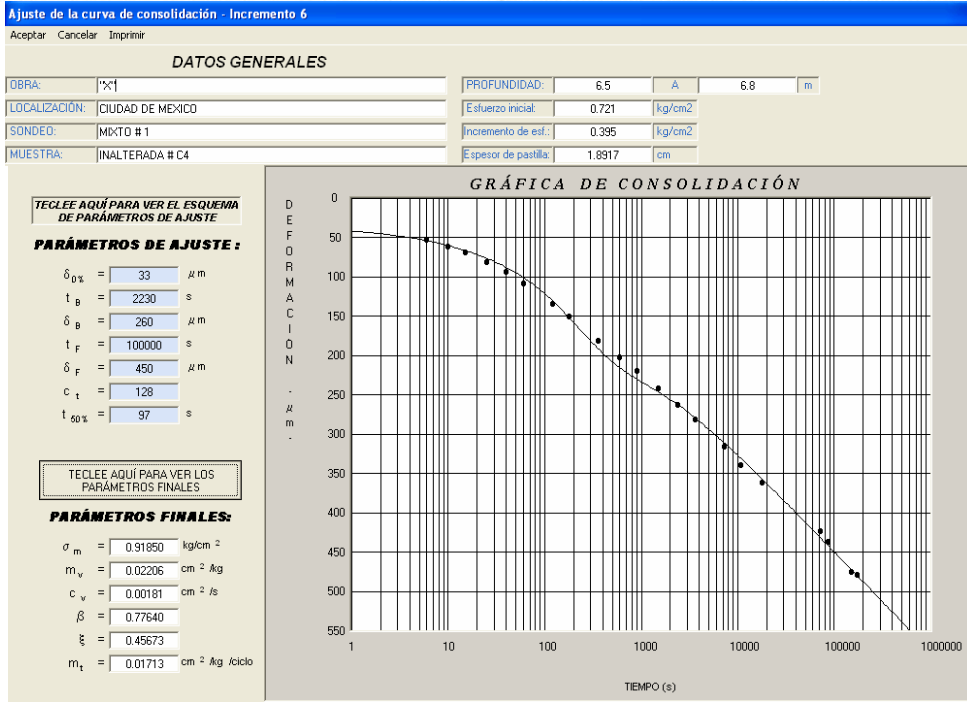
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA



VI. ANEXOS
 VI.3 AJUSTE DE CURVAS
 VI.3.2 AJUSTE CON EL PROGRAMA VINTER-Z, MUESTRA No.1, CONSOLIDÓMETRO No.4



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, LABORATORIO DE GEOTECNIA



VI.4 EXTRACTO DE LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES EN EL DISTRITO FEDERAL

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES

1. Consideraciones Generales

1.1 Alcance

Las presentes Normas no son un manual de diseño y por tanto no son exhaustivas. Sólo tienen por objeto fijar criterios y métodos de diseño y construcción de cimentaciones que permitan cumplir los requisitos mínimos definidos en el Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento. Los aspectos no cubiertos por ellas quedan a criterio del Director Responsable de Obra y, en su caso, del Corresponsable en Seguridad Estructural y serán de su responsabilidad. El uso de criterios o métodos diferentes de los que aquí se presentan también puede ser aceptable, pero requerirá la aprobación expresa de la Administración.

1.2 Unidades

En los estudios para el diseño de cimentaciones, se usará un sistema de unidades coherente, de preferencia el Sistema Internacional (SI). Sin embargo, en este último caso, respetando la práctica común en mecánica de suelos en México, será aceptable usar como unidad de fuerza la tonelada métrica, que se considerará equivalente a 10 kN.

2. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

2.1 Investigación de las colindancias

Deberán investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las construcciones colindantes en materia de estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomes, y tomarse en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto.

Asimismo, se investigarán la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, pertenecientes a la red de transporte colectivo, de drenaje y de otros servicios públicos, con objeto de verificar que la construcción no cause daños a tales instalaciones ni sea afectada por ellas.

2.2 Reconocimiento del sitio

Como lo define el artículo 170 del Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento, para fines de las presentes Normas, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

a) Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos no controlados;

b) Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros; y

c) Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son generalmente medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

En la fig. 2.1 se muestran las porciones del Distrito Federal cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación anterior.

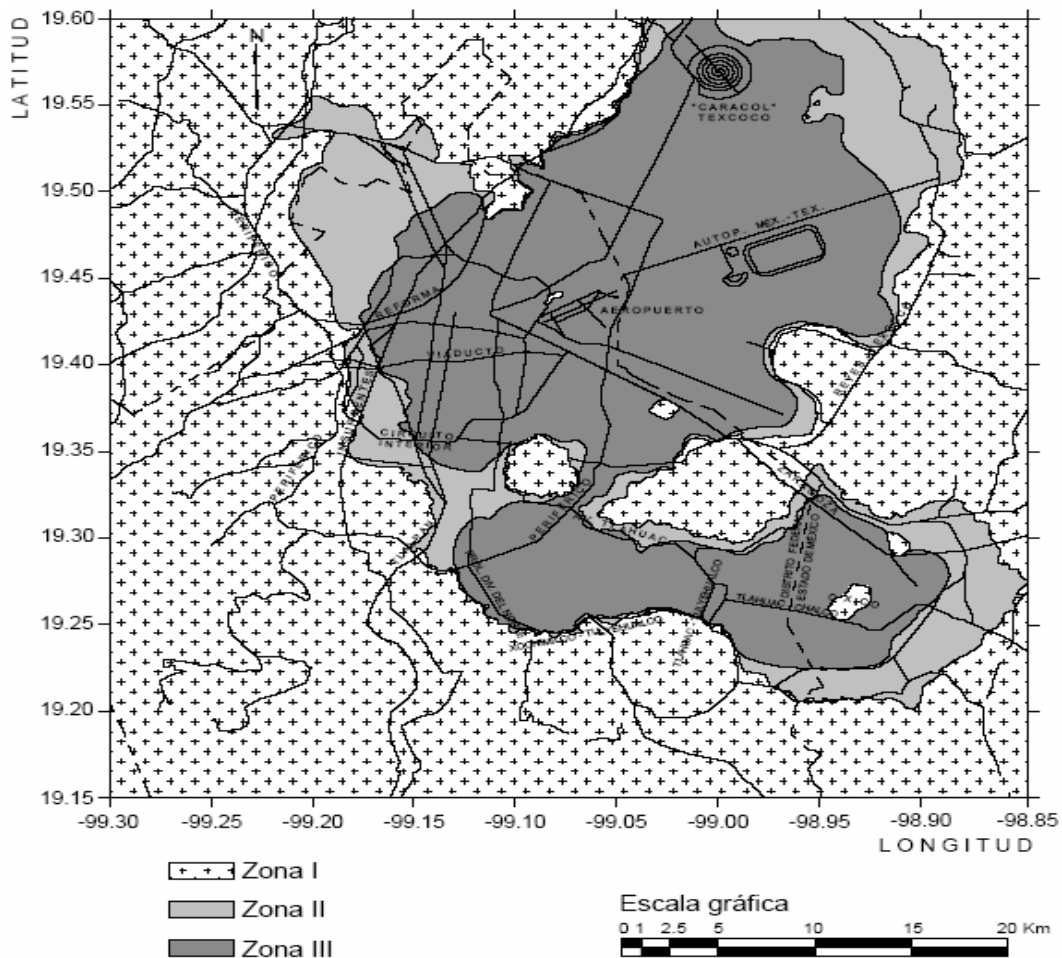


Figura 2.1 Zonificación geotécnica de la ciudad de México

Figura 2.1 Zonificación geotécnica de la ciudad de México

Esta figura solamente podrá usarse para definir la zona a la que pertenece un predio dado en el caso de las construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras definidas en el inciso a) de la tabla 2.1. En este caso, los predios ubicados cerca de las fronteras entre dos de las zonas se supondrán ubicados en la más desfavorable. En cualquier otro caso, la zona se definirá a partir de exploraciones directas del subsuelo.

La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio se apoyará en el conocimiento geológico general y local que se tenga de la zona de interés y deberá ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación y la variación de los mismos en el predio. Además, deberá permitir obtener información suficiente sobre los aspectos siguientes:

- 1) En la zona I se averiguará si existen en ubicaciones de interés materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades naturales o galerías de minas y, en caso afirmativo, se obtendrá la información requerida para su apropiado tratamiento.

En la porción de la zona I no cubierta por derrames basálticos, los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación. Se prestará asimismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de agua o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas limpias o rellenas con material de baja resistencia, que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes, debida a variaciones del grado de cementación de los materiales que los constituyen. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas dentro de la lava que pudieran afectar la estabilidad de las cimentaciones. Se tomará en cuenta que, en ciertas áreas del Distrito Federal, los derrames basálticos yacen sobre materiales arcillosos compresibles.

- 2) En las zonas II y III, se averiguará la historia de carga del predio y la existencia de cimentaciones antiguas, restos arqueológicos, rellenos superficiales antiguos o recientes, variaciones fuertes de estratigrafía, suelos inestables o colapsables, o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño. Asimismo, en estas zonas se deberá investigar la existencia de grietas en el terreno, principalmente en las áreas de transición abrupta entre las zonas I y III que se pueden apreciar en el mapa de la fig. 2.1.

En la zona II, la exploración del subsuelo se planeará tomando en cuenta que suele haber irregularidades en el contacto entre las diversas formaciones así como mantos de agua colgada y variaciones importantes en el espesor de los suelos compresibles.

2.3 Exploraciones

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar serán las que se indican en la tabla 2.1. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicados en esta tabla no liberará al Director Responsable de la Obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales, y especialmente en terrenos afectados por irregularidades, serán generalmente muy superiores a las indicadas en la tabla 2.1.

Para la aplicación de la tabla 2.1, se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura, w , la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, y en particular en unidades habitacionales, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.
- b) El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos según lo especifica la tabla 2.1) será de una por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar en el estrato incompresible al menos 3 m y, en su caso, en las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, y en particular en unidades habitacionales, deberán realizarse exploraciones suficientemente profundas para poder estimar los asentamientos inducidos por la carga combinada del conjunto de las estructuras individuales.
- c) Los procedimientos para localizar rellenos artificiales, galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos, incluyendo los geofísicos, solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.
- d) Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación:
 - 1) Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o compacidad de los materiales superficiales de la zona I y de los estratos resistentes de las zonas II y III. También se emplearán en las arcillas blandas de las zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua y otras propiedades índice. No será aceptable realizar pruebas mecánicas usando especímenes obtenidos en dichos sondeos.
 - 2) Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las zonas II y III. Sólo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas.

- 3) Sondeos consistentes en realizar, en forma continua o selectiva, una determinada prueba de campo, con o sin recuperación de muestras. La prueba podrá consistir en medir:
- El número de golpes requeridos para lograr, mediante impactos, cierta penetración de un muestreador estándar (prueba SPT) o de un dispositivo mecánico cónico (prueba dinámica de cono).
 - La resistencia a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar (prueba estática de cono o prueba penetrométrica). Al ejecutar este tipo de prueba de campo, deberán respetarse los procedimientos aceptados, en particular en cuanto a la velocidad de penetración, la cual estará comprendida entre 1 y 2 cm/s.
 - La respuesta esfuerzo–deformación del suelo y la presión límite registradas al provocar en el sondeo la expansión de una cavidad cilíndrica (prueba presiométrica). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable para determinar las características de los suelos firmes de la zona I o de los estratos duros de las zonas II y III.
 - La resistencia al cortante del suelo (prueba de veleta o similar). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable a los suelos blandos de las zonas II y III.
 - La velocidad de propagación de ondas en el suelo. Se podrá recurrir a ensayos de campo para estimar el valor máximo del módulo de rigidez al cortante, G , a partir de la velocidad de propagación de las ondas de corte, V_s , que podrá obtenerse de ensayos geofísicos de campo como los de pozo abajo, pozo arriba, el ensayo de cono sísmico, el de sonda suspendida o el ensayo de pozos cruzados. En este tipo de pruebas es recomendable emplear un inclinómetro para conocer y controlar la posición de los geófonos para el registro de vibraciones y la de la fuente emisora de vibraciones.

Estos sondeos podrán usarse para fines de verificación estratigráfica, con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor. Sus resultados también podrán emplearse para fines de estimación de las propiedades mecánicas de los suelos siempre que se cuente con una calibración precisa y reciente del dispositivo usado y se disponga de correlaciones confiables con resultados de pruebas de laboratorio establecidas o verificadas localmente.

- 4) Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos, siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente. Asimismo, se podrán utilizar para obtener muestras en las capas duras de las zonas II y III.
- 5) Sondeos de percusión o de avance con equipo tricónico o sondeos con variables de perforación controladas, es decir sondeos con registros continuos de la presión en las tuberías o mangueras de la máquina de perforar, de la velocidad de avance, de la torsión aplicada, etc. Serán aceptables para identificar tipos de material o descubrir oquedades.

Tabla 2.1 Requisitos mínimos para la investigación del subsuelo

a) Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen con los siguientes tres requisitos:

Peso unitario medio de la estructura $w \leq 40$ kPa (4 t/m²)

Perímetro de la construcción:

$P \leq 80$ m en las zonas I y II; o

$P \leq 120$ m en la zona III

Profundidad de desplante $D_f \leq 2.5$ m

ZONA I

- 1) Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras irregularidades.
- 2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 80 kPa (8 t/m²), el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA II

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 50 kPa (5 t/m²), bajo zapatas o de 20 kPa (2 t/m²), bajo losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA III

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Pozos a cielo abierto complementados con exploraciones más profundas, por ejemplo con posteadora, para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3) En caso de considerarse en el diseño de cimiento un incremento neto de presión mayor de 40 kPa (4 t/m²), bajo zapatas o de 15 kPa (1.5 t/m²) bajo losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

b) Construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:

Peso unitario medio de la estructura $w > 40$ kPa (4 t/m²)

Perímetro de la construcción:

$P > 80$ m en las Zonas I y II; o

$P > 120$ m en la Zona III

Profundidad de desplante $D_f > 2.5$ m

ZONA I

- 1) Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.
- 2) Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

ZONA II

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos, se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
- 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.

ZONA III

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del medio para detección de rellenos sueltos y grietas.
 - 2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
 - 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.
-

2.4 Determinación de las propiedades en el laboratorio

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos, se harán por lo menos dos clasificaciones y determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad a esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos de laboratorio aceptados. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje, trayectorias de esfuerzos, y variación de carga que se desean evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación, de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de tres pruebas de resistencia y dos de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.

Para determinar en el laboratorio las propiedades dinámicas del suelo, y en particular el módulo de rigidez al cortante, G , y el porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico, ξ , a diferentes niveles de deformación, podrán emplearse los ensayos de columna resonante o el de péndulo de torsión, el ensaye triaxial cíclico o cíclico torsionante, o el de corte simple cíclico. Los resultados de estos ensayos se interpretarán siguiendo métodos y criterios reconocidos, de acuerdo con el principio de operación de cada uno de los aparatos. En todos los casos, se deberá tener presente que los valores de G y ξ obtenidos están asociados a los niveles de deformación impuestos en cada aparato y pueden diferir de los prevalecientes en el campo.

A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y el control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compacidad relativa.

2.5 Investigación del hundimiento regional

En las zonas II y III, se tomará en cuenta la información disponible respecto a la evolución del proceso de hundimiento regional que afecta la parte lacustre del Distrito Federal y se preverán sus efectos a corto y largo plazo sobre el comportamiento de la cimentación en proyecto.

En edificaciones de los grupos A y B1 (véase artículo 139 del Capítulo I del Título Sexto del Reglamento), la investigación respecto al fenómeno de hundimiento regional deberá hacerse por observación directa de piezómetros y bancos de nivel colocados con suficiente anticipación al inicio de la obra, a diferentes profundidades y hasta los estratos profundos, alejados de cargas, estructuras y excavaciones que alteren el proceso de consolidación natural del subsuelo. En el caso de los bancos de nivel profundos, se deberá garantizar que los efectos de la fricción negativa actuando sobre ellos no afectarán las observaciones.

VII. BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

- 1) ASTM STP 892, "Consolidation in the Intergranular Viscosity of Highly Compressible Soil" Consolidation of Soils: Testing and Evaluation, R N Yong and F C Townsend, eds, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp 257.281, 1986.
- 2) ASTM D 2487, "Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)".
- 3) Ceballos, Francisco J. (2000) "Visual Basic 6 "Coedición Alfaomega-Rama.
- 4) Departamento del Distrito Federal, (2004) "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del Distrito Federal".
- 5) Juárez B. E. y Rico R. A. (1976) "Mecánica de Suelos" Tomo 1; Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Ed. Limusa, 3a Edición.
- 6) Juárez B. E. y Rico R. A. (1980) "Mecánica de Suelos" Tomo 2; Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos, Ed. Limusa, 2da Edición.
- 7) Sociedad Mexicana de "Mecánica de Suelos (2002) "Manual de Construcción Geotécnica.
- 8) Steven C. CH., Raymound P. C. (1999) "Métodos Numéricos para Ingenieros", Ed. Mc. Graw Hill, 3ª Edición.
- 9) Tamez G. E. (2001) "Ingeniería de cimentaciones, Conceptos básicos de la práctica" Ed. Tgc geotecnia S.A. de C.V.
- 10) Yuan-Yu H. "Teoría Elemental de las Estructuras", Ed. Prentice Hall Internacional, 2^{da} Edición.
- 11) Zea C. C. (2006) "Programa de Computadora para la obtención de parámetros del modelo de viscosidad Intergranular en prueba de consolidación" Memorias de la XIV Reunión Nacional de Profesores de

Mecánica de Suelos, Tomo 1, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C.

12) Zeevaert L. (1980) "Interacción Suelos – Estructura de Cimentación", Ed. LIMUSA.

13) Zeevaert L. (1983) "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions", Ed. Van Nostrand Reinhold Co. 2nd edition.

14) Zeevaert L. (1984) "Viscosidad Intergranular en Suelos Finos Saturados", Publicación de la Sección de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.