



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

“AJUSTE DE CURVAS DE CONSOLIDACIÓN CON
PROCEDIMIENTO DERIVADO DE LA TEÓRIA DE
JUAREZ BADILLO”

T E S I S

PARA OBTENER EL TITULO DE

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A

RAMÓN VÁZQUEZ CARBALLO



DIRECTOR DE TESIS M.I. CARMELINO ZEA CONSTANTINO

CIUDAD UNIVERISITARIA

MEXICO D.F. 2011



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

ÍNDICE

TEMARIO:	PÁGINA:
ÍNDICE	i
INTRODUCCIÓN	1
I. Bases teóricas	3
I.1 Modelo de Terzaghi Consolidación primaria	8
I.2 Modelos de Zeevaert Consolidación secundaria	15
I.3 Teoría de Juárez Badillo Consolidación a largo plazo	26
I.4 Criterio Zea-Rivera Ecuación semi-empírica (ajuste de curvas)	27
II. Ensayes realizados	29
II.1 Programación de los ensayos	30
II.2 Resultados obtenidos	36
III. Ajuste de curvas de consolidación	45
IV. Interpretación de resultados	50
V. Conclusiones	55
Bibliografía	59
Ecuación semi-empírica	64
Temas afines	67

TEMARIO

Título: Ajuste de curvas de consolidación con un procedimiento derivado de Teoría de Juárez Badillo.

Temario

Capitulo	Tema
	Introducción
I.-	Bases teóricas
I.1-	Modelo de Terzaghi (consolidación primaria)
I.2-	Modelos de Zeevaert (consolidación secundaria)
I.3-	Teoría de Juárez Badillo (consolidación a largo plazo)
I.4-	Criterio Zea-Rivera (ajuste de curvas)
II.-	Ensayes realizados
II.1	Programación de los ensayes
II.2	Resultados obtenidos
III.-	Ajuste de curvas de consolidación
IV.-	Interpretación de resultados
V.-	Conclusiones.

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCION

A lo largo del tiempo el hombre ha buscado conocer mejor su entorno dentro del medio natural, ya que esto le ha permitido comprenderlo y modificarlo para lograr mejores condiciones de subsistencia y una vida más segura y mejor. Ha logrado modificar las características de los diferentes lugares donde habita para poder explotar los recursos de que dispone, para satisfacer sus necesidades tales como alimentación, vestido, vivienda, etc. Por lo cual ha tenido la necesidad de ocupar ciertos lugares para cada actividad.

En el pasado, el hombre estuvo en posibilidad de escoger los mejores sitios de que disponía tales como áreas con topografía plana, suelos orgánicos para sembrar y suelos firmes para construir. Sin embargo, conforme fue transcurriendo el tiempo y las comunidades se fueron expandiendo se fue perdiendo esa capacidad de escoger los mejores sitios, teniendo que utilizar terrenos constituidos por suelos cada vez menos competentes, como el caso de los suelos finos blandos saturados, de esta necesidad surgieron conocimientos empíricos y después técnicos derivando en áreas como la Ingeniería Civil y en épocas más recientes una derivación de la misma como es la Mecánica de Suelos y la Geotecnia, de la cual se desprenden los conocimientos para poder estudiar el suelo de un determinado lugar para ubicar obras civiles tales como: edificaciones para la industria y la vivienda, presas, pavimentos, puentes, etc.

De lo anterior se desprende el hecho de que el mejor conocimiento que se pueda lograr sobre el comportamiento de los suelos permitirá construir cimentaciones que sean capaces de soportar las cargas que las estructuras transmiten al suelo, para que funcionen de una manera adecuada y así evitar, en la medida de lo posible, asentamientos no deseados que podrían afectar su funcionalidad, la cual se puede perder ya sea porque se rebase el asentamiento total máximo permisible o los asentamientos diferenciales máximos permisibles, que la cimentación gire demasiado o que, en el caso de cimentación de maquinaria, las vibraciones se vuelvan un problema e impida o afecte su buen funcionamiento.

La respuesta de un suelo fino saturado a la aplicación de esfuerzos depende no sólo de la magnitud de dichos esfuerzos sino también del tiempo transcurrido desde su aplicación hasta un momento dado, esto es a medida que transcurre el tiempo crecen las deformaciones del suelo; con base en este conocimiento se han desarrollado teorías para explicar este fenómeno tales como la de Terzaghi, Zeevaert, Juárez Badillo y el criterio Zea-Rivera las cuales se exponen en el primer capítulo de este trabajo.

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 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 dependen del esfuerzo efectivo, siendo independientes de la magnitud del incremento precedente de carga aplicado para alcanzar ese esfuerzo y del espesor del estrato de suelo.

También se presentan el modelo de Juárez Badillo y el criterio de Zea-Rivera como modelos que estudian el comportamiento de un suelo fino saturado a tiempos muy grandes.

En los siguientes capítulos se efectúa la confrontación del criterio de Zea-Rivera con los resultados de pruebas en el consolidómetro para las curvas de consolidación realizadas a niveles de esfuerzos menores y mayores del esfuerzo crítico.

En el penúltimo capítulo de este trabajo se presenta un ejemplo de aplicación con base en las curvas de compresibilidad obtenidas que representan en campo condiciones a mediano, largo y muy largo plazo. Finalmente en el último capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones derivadas de esta investigación.

OBJETIVOS DE LA TESIS

Se propone como primer objetivo realizar en el laboratorio una campaña de pruebas en un suelo fino saturado obtenido de un sitio en la zona geotécnica III de Cuenca del Valle de México (ZGCVM).

Determinar si se puede obtener resultados para las diferentes etapas de consolidación con las pruebas estándar (24 horas).

Como tercer objetivo se plantea verificar en el laboratorio si el cloro del agua utilizada durante las pruebas de consolidación realizadas en una campaña anterior influye en los resultados para lo cual se hizo un estudio utilizando agua sin clorar; estos datos se pueden ver en el anexo 1.

El cuarto objetivo, derivado de esta investigación, es documentar un procedimiento de ensaye para determinar las **curvas de compresibilidad del suelo**, diferente a los procedimientos estándar (24 horas) y que permitan obtener datos de la consolidación primaria, secundaria, y a largo plazo, del suelo ensayado.

Se infirieron previamente las curvas la curva σ - δ (esfuerzo-deformación), para obtener el esfuerzo vertical efectivo y así planear los ensayes.

I. MARCO TEÓRICO

MARCO TEORICO

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

Se entiende 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 laminas arcillosas, este fenómeno se denomina Viscosidad inter-granular 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.

1.1 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 un suelo saturado en un tiempo determinado durante el cual el suelo se encuentra sometido a una carga sostenida.

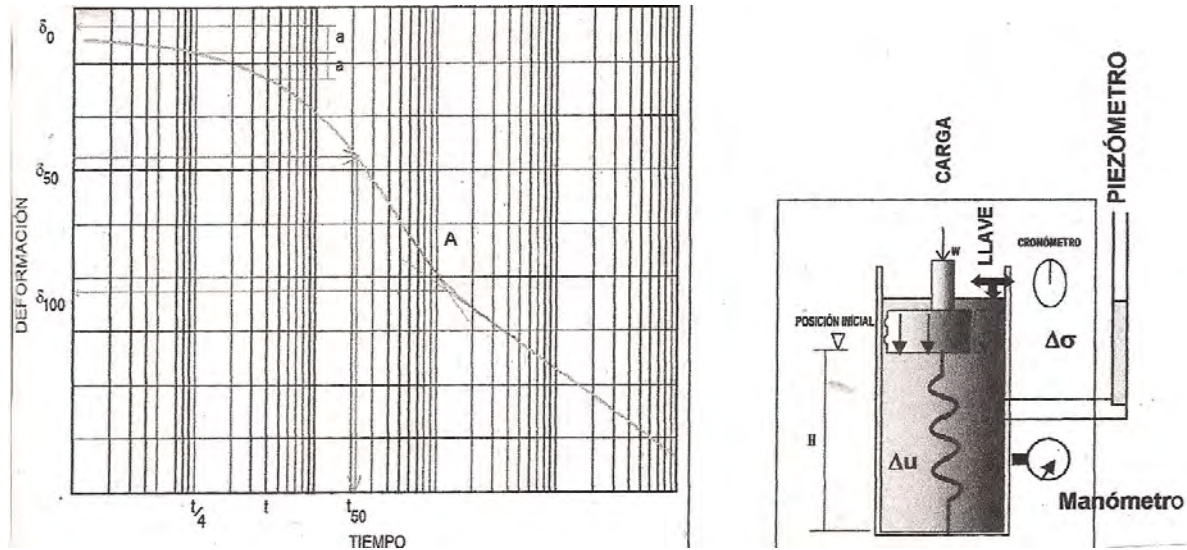
Debido a lo complejo del problema es necesario hacer hipótesis simplificadoras obteniéndose soluciones para casos simples y bien definidos

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

1. La masa del suelo es homogénea e isotropita 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 valida 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 la hipótesis antes mencionadas.

Sea un dispositivo 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.



La llave representa la permeabilidad de 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 será tomada íntegramente por el elemento resistente, por consiguiente, el agua dentro del piezómetro lateral instalado en el cilindro estará por el efecto de vasos comunicantes en posición mas arriba. No obstante aun, si estas condiciones se abren 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 comenzara 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 de resorte o estructura del suelo.

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

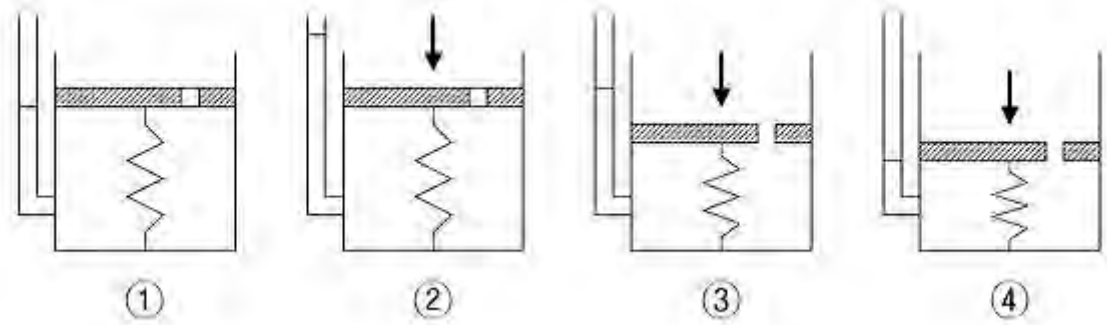


Fig. I.2.1 Demostración del Modelo de Terzaghi.

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:

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

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 $\Delta u = 0$ 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 deformación volumétrica unitaria en el tiempo t** para el cual la estructura de 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

$$U\% = 100\% \frac{\Delta\varepsilon_{vt}}{\Delta\varepsilon_v}$$

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 la deformación volumétrica con el tiempo será $\Delta\varepsilon_{vt} = \Delta\varepsilon \left(\frac{U\%}{100\%} \right)$ (1.7)

Y el esfuerzo efectivo: $\Delta\sigma(t) = \Delta\sigma \left(\frac{U\%}{100\%} \right)$ (1.8)

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

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 cómo 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 hacia la superficie permeable que permite la salida del agua.

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

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

Si el elemento no cambia de volumen dq sería nulo, pero puesto que el volumen cambia al oprimirse 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:

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

Donde: v_s Volumen de Sólidos v_v Volumen de líquidos

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

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

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

Sustituyendo en (1.13)

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

Realizando la sustitución de (1.14) en (1.10)

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

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

La ecuación toma la forma:

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

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

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 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:

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

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 colocar el incremento de esfuerzos $\Delta\sigma_i$ en la superficie del estrato.

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

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

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:

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

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:

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

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

1.2 MODELO DE VISCOSIDAD INTRAGRANULAR DE ZEEVAERT

Con este modelo se pretende efectuar la confrontación de la teoría que se expone con los resultados de pruebas de 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 está adelantada se observa que la curva real se desvía de la teoría 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 sí, 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 intragranular 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 continúa, a esto se denomina **“consolidación secundaria”** o **“viscosidad”** en este proceso se verifican fenómenos de deformación volumétrica plástica 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**. La 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.

1.2.1 Consideraciones teóricas.

Para analizar el fenómeno físico se utilizan dos modelos geológicos conectados en serie el modelo de Kelvin y la unidad “Z” como se muestra en la siguiente figura (1.2.1):

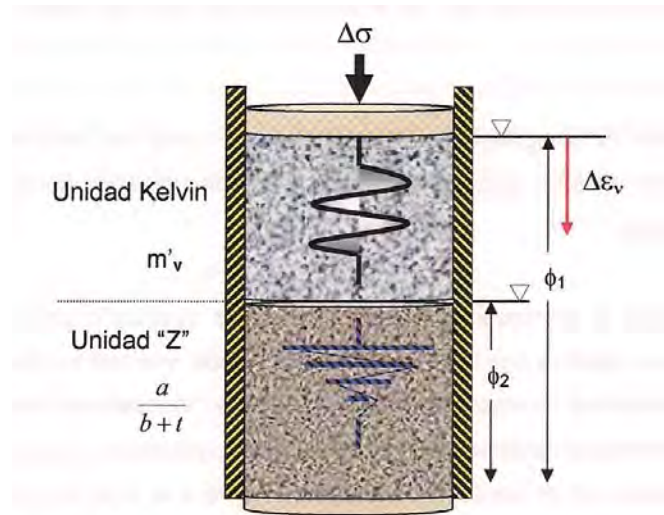


Fig. I.2.1 MODELO FÍSICO DE ZEEVAERT

I.2.2 Hipótesis de 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 $\Delta\varepsilon_{v1}$ 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 modulo de compresibilidad m_v^1 .

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 varia con el tiempo "t" es $\frac{a}{b+t}$ siendo "a" y "b" dos constantes que se determinan experimentalmente.

1.2.3 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

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

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

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

Por otro lado, 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 factor de tiempo primario y $M = \frac{(2m-1)\pi^2}{4}$

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 $\frac{\phi_1}{\alpha_1} = M \frac{c_v}{H^2}$

Del análisis anterior queda establecido para la compresión el uso de la función de Terzaghi; $F(T_v)$ 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 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

$$\Delta\varepsilon_2 = \Delta\varepsilon_v = \Delta\varepsilon_{N_2} \quad (1.2.13)$$

De las relaciones esfuerzo- deformación volumétrica unitaria:

$$\Delta\varepsilon_{v_2} = \frac{a}{b+1} \Delta\sigma_2 \quad (1.2.14)$$

$$\Delta\varepsilon_{N_2} = \sigma_2 \Delta\sigma_{N_2} \quad (1.2.15)$$

Resolviendo para $\Delta\varepsilon_{v_2}$, se obtiene la siguiente ecuación diferencial para la unidad –Z.

$$\Delta\varepsilon_{v_2} = \frac{a}{b + \frac{a}{\phi_2} + 1} \Delta p \quad (1.2.16)$$

Integrando y considerando que para $t=0$, $\Delta p = \Delta\sigma_{N_2}$ de las ecuaciones (1.2.15) y (1.2.16) se obtiene $b=0$ por consiguiente:

$$\Delta\varepsilon_{v_2} = 2.31a\Delta p \log\left(1 + \frac{\phi_2}{a} t\right) \quad (1.2.17)$$

Esta ecuación se puede escribir en la siguiente forma

$$\Delta\varepsilon_{v_2} = 2.31a\Delta p \log\left(1 + \frac{\phi_2}{\alpha} \frac{\alpha}{\phi_1} \frac{\phi_1}{\alpha_1} t\right) \quad (1.2.18)$$

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

De las relaciones Kelvin – Terzaghi se obtiene

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

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

$$\Delta\varepsilon_{v_2} = m_i \log\left(1 + \frac{4.62}{\beta} \frac{\phi_2}{\phi_1} T_v\right) \Delta p \quad (1.2.19)$$

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

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:

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

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 1.1 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 lo 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 intragranular.

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

1.2.5 Método de ajuste para la determinación de los parámetros

La deformación volumétrica, $\Delta\varepsilon_{v1}$ 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 longitud relativa del fenómeno viscoso intergranular.

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

Los parámetros m_v, C_v, β , y ξ se obtiene 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 solo la componente primaria sino también la secundaria de cada curva (Figs. I.2.1 y I.2.2), evitando en todo momento la expansión del suelo debido a una 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. I.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 mas 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_1 Pendiente del tramo recto (en escala semilogarítmica) de la consolidación Secundaria.

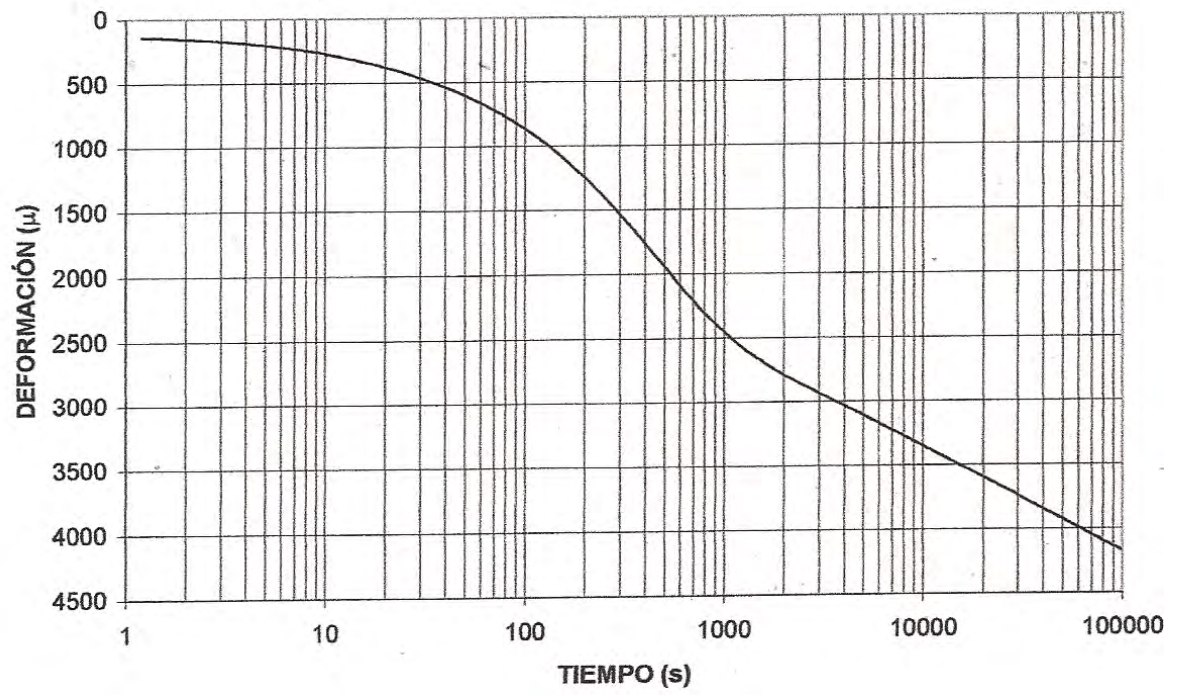


Fig. I.2.2 Curva de consolidación Tipo I

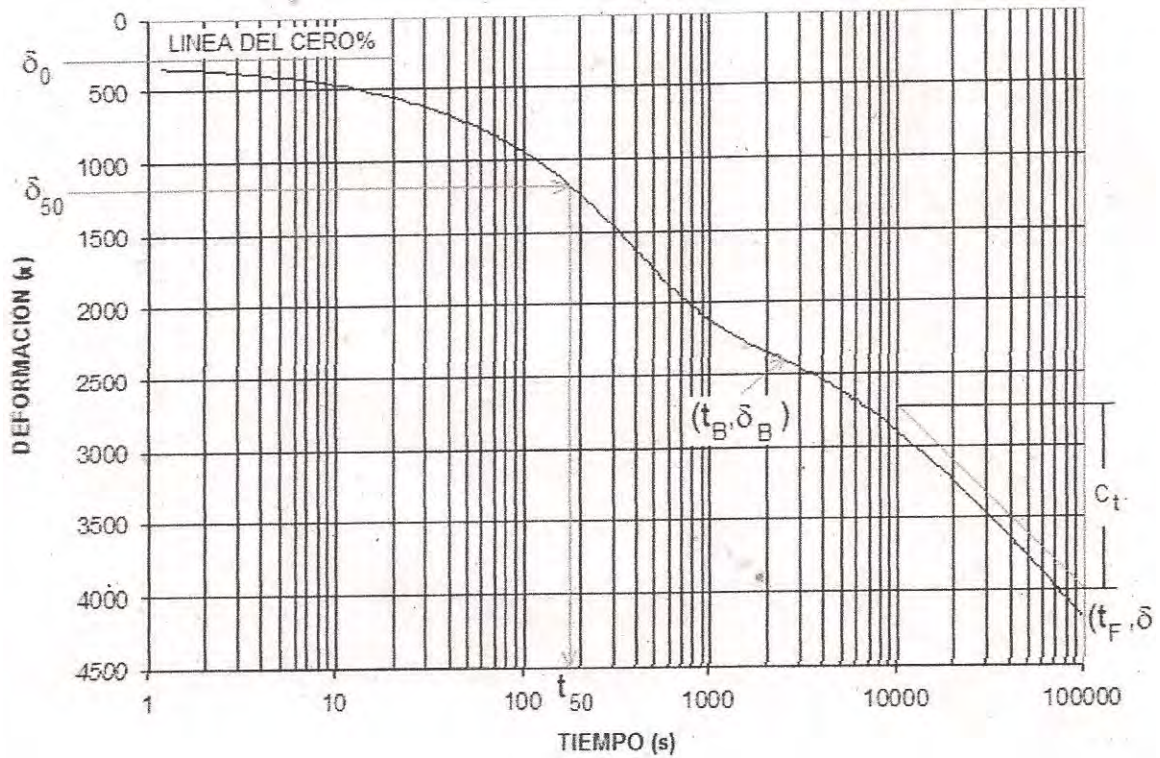


Fig. 1.2.3 Curva de consolidación Tipo II y parámetros de ajuste

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:

$$\delta = 2 \left(\frac{1}{2} \delta_v - \delta_0 \right) F(T_v) + C_t \text{Log}(1 + \xi T_v) + \delta_0 \quad (1.2.26)$$

Donde:

$$\frac{1}{2} \delta_v = \frac{1}{2} (\delta_v - \delta_0) + C_t \text{Log}\left(1 + \frac{t_B}{\tau}\right) + \delta_0 \quad (1.2.27)$$

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:

$\xi = 5$ (Para curvas tipo I)

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

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

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

Una vez encontrado el mejor ajuste, por corrección de los valores inicialmente presupuestos 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.

Juárez Badillo

La ecuación que relaciona los cambios de volumen, ΔV , con el tiempo, t , depende de un parámetro adimensional, δ , llamado coeficientes de viscosidad volumétrica. La ecuación debe satisfacer las siguientes condiciones de frontera: para un tiempo inicial, el suelo tiene volumen conocido, V_i , y para un tiempo infinito el suelo llega a un volumen final, V_f , pudiéndose establecer, con base en el Principio de proporcionalidad Natural de Juárez Badillo, la siguiente ecuación diferencial:

$$\frac{df(V)}{f(V)} = \delta \frac{dt}{t} \quad (1.3.1)$$

Donde:

$$f(V) = \frac{1}{V - V_f} - \frac{1}{V_i - V_f} \quad (1.3.2)$$

Integrando la ecuación (1), entre el intervalo t y t_1 y haciendo:

$$U = \frac{\Delta V}{\Delta V_T} \quad (1.3.3)$$

Se llega a que:

$$\frac{1}{U} = 1 + \left(\frac{1}{U_1} - 1 \right) \left(\frac{t_1}{t} \right)^\delta \quad (1.3.4)$$

En la ecuación (3) ΔV representa el cambio volumétrico para un tiempo t y ΔV_T el cambio volumétrico total para un tiempo $t = \infty$, Si en la ecuación (4) hacemos $t_1 = t^*$ (tiempo característico), definido como el tiempo para el cual $U_1 = 0.5$, ésta se reduce a:

$$\frac{1}{U} = 1 + \left(\frac{t_1}{t} \right)^\delta \quad (1.3.5)$$

En el caso de la prueba de consolidación unidimensional el cambio de volumen está dado por el cambio en la altura de la muestra, ΔH , multiplicado por el área de la pastilla de suelo, de tal forma que tomando en cuenta las ecuaciones (3) y (5) se obtiene:

$$\Delta H = \frac{\Delta H_T}{1 + \left(\frac{t^*}{t} \right)^\delta} \quad (1.3.6)$$

Esta última ecuación describe el comportamiento tiempo-deformación para un estrato de suelo de espesor H , sometido a una carga uniforme, en función del tiempo característico, t^* , del asentamiento total ΔH_T y del coeficiente de viscosidad volumétrica, δ .

Criterio Zea-Rivera

En pruebas de laboratorio se observa que la curva de consolidación presenta no una sino varias concavidades a medida que el tiempo transcurre es por eso que estos autores proponen la siguiente expresión derivada del Principio de Proporcionalidad Natural de Juárez Badillo en el supuesto de que cada joroba o curvatura contribuye a una ecuación más general:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i}{1 + \left(\frac{t_i^*}{t}\right)^{\delta_i}} \quad (1.3.7)$$

Esta expresión tiene la ventaja de ser relativamente sencilla y puede tomar en cuenta la consolidación primaria y secundaria, así como la presencia de otras concavidades cuyo origen es aún controversial.

Los parámetros t^* y ΔH_T son los equivalentes al t_{50} y al 100% del proceso de consolidación primaria de Terzaghi, en tanto t_2^* y ΔH_2 corresponden al proceso de consolidación secundaria. Sin embargo cuando se presenta una tercera concavidad, esta se puede describir empleando un tiempo característico t_3^* y una deformación ΔH_3 al final del proceso.

3.1 Procedimiento de ajuste

Si solo se consideran 3 puntos de inflexión en la curva de consolidación, se tendrá entonces:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^3 \left(\frac{\Delta H_i}{1 + \left(\frac{t_i^*}{t}\right)^{\delta_i}} \right) \quad (1.3.8)$$

En términos generales para ajustar una curva de consolidación empleando la ecuación (8) se deberá contar con la curva de consolidación tanto en escala natural, como en escala semilogarítmica, tramo por tramo. Se comenzará ajustando la curva de consolidación primaria tomando en cuenta el 50% de la consolidación total en dicho tramo y el correspondiente tiempo característico. Después se procederá de manera similar para la segunda concavidad y una vez ajustada se corregirán los valores de los parámetros propuestos inicialmente para la primera concavidad. Posteriormente se procederá de la misma forma para la tercera concavidad, regresándose a corregir los valores de los parámetros para la primera y segunda concavidad. El ajuste es relativamente rápido, lo que se logra en tres o cuatro iteraciones.

II. ENZAYES REALIZADOS

CAPITULO II ENSAYES REALIZADOS

II.1. Programación de los Ensayes

II.1.1 Descripción del equipo

La prueba de consolidación consiste en comprimir verticalmente un espécimen de suelo confinado en un anillo rígido siguiendo un programa de cargas induciéndole una deformación 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 el:

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

Equipo de consolidación

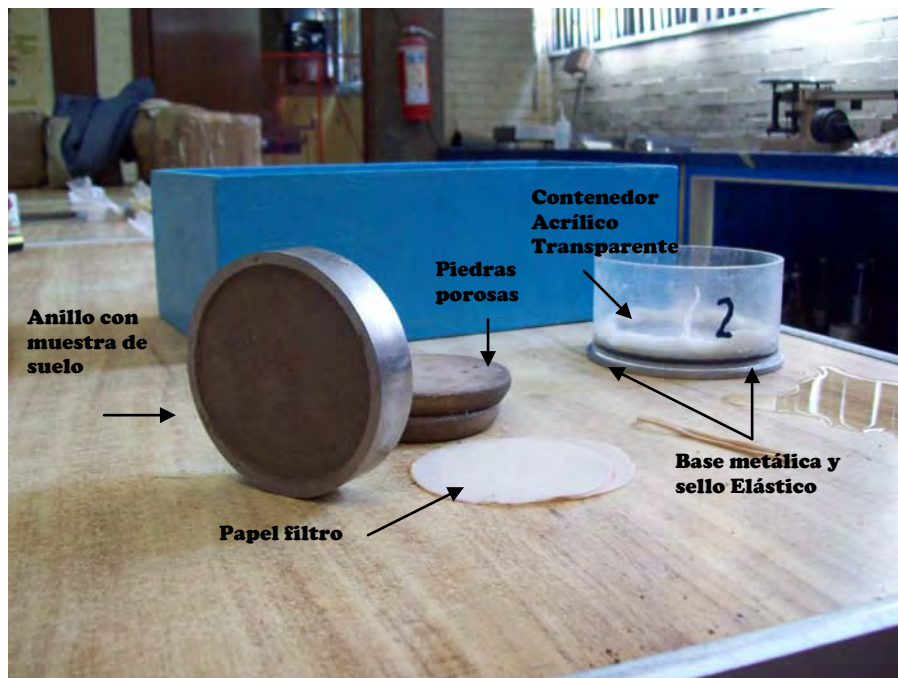


Foto. 2.1 Muestra labrada en anillo y equipo

Procedimiento (Método del torno):

Considerando la dirección del flujo del agua en el terreno se extrae la muestra del dispositivo donde se conservó la muestra (se ocupó un cilindro metálico tipo Shelby), del cual se extrajo una muestra de aproximadamente de 12 cm de alto y 10 cm de diámetro, el material se coloca sobre un torno giratorio y sobre ésta 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 Silicon y pesado para determinar su masa, con una 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 irá 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 engrasan por ambas caras el anillo metálico dejando con el engrasador estriado líneas perpendiculares que permitirán el drenaje en todas direcciones del anillo metálico. Esta muestra de material de la cual se obtuvieron 8 cápsulas de material para la realización de los ensayos.



Foto. 2.2 Muestra y torno



Fig. Montaje dentro de la cápsula



Fig. Cargas



Fig. Mini procesador "Mitutoyo"

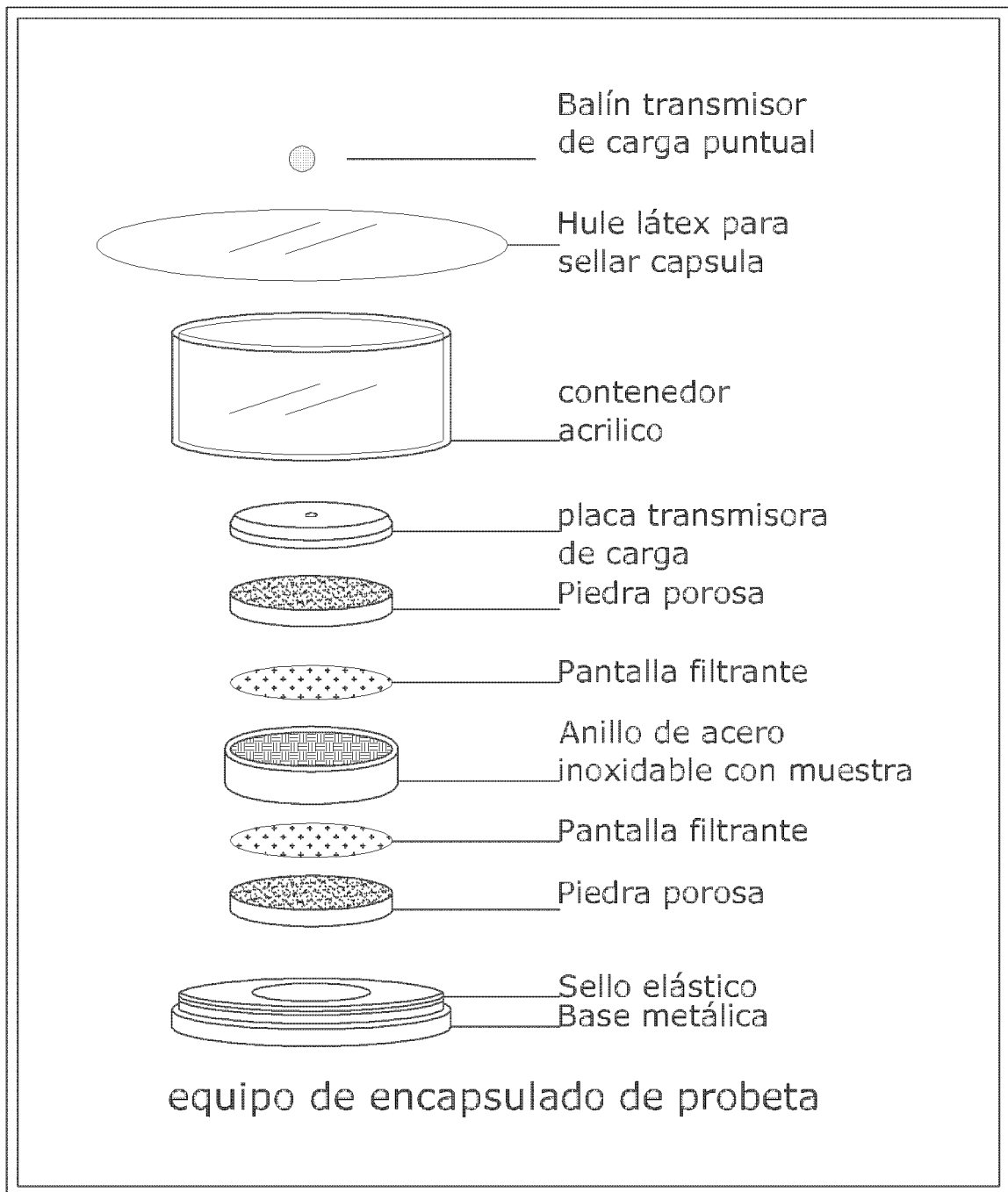


Fig. 2.1 Encapsulado de probeta

II.1.2 Montaje:

El montaje consiste en poner en equilibrio la cápsula 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 de 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.

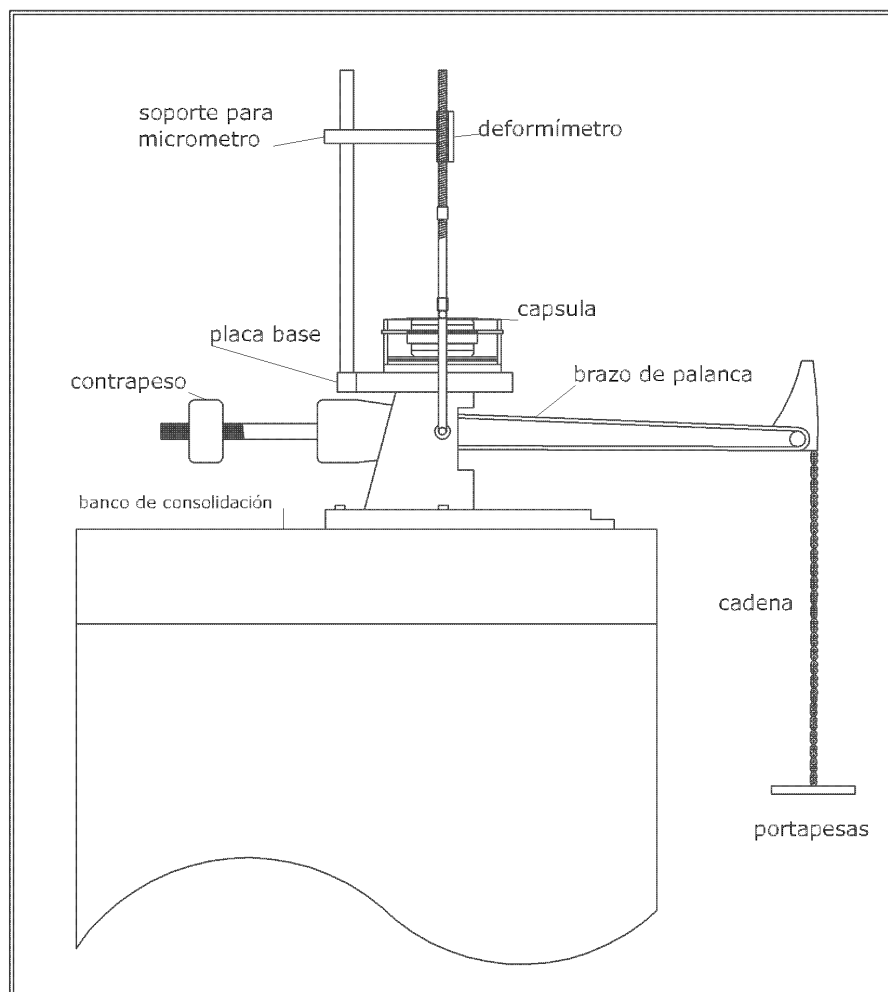


Fig.2.2 Consolidómetro (esquema)

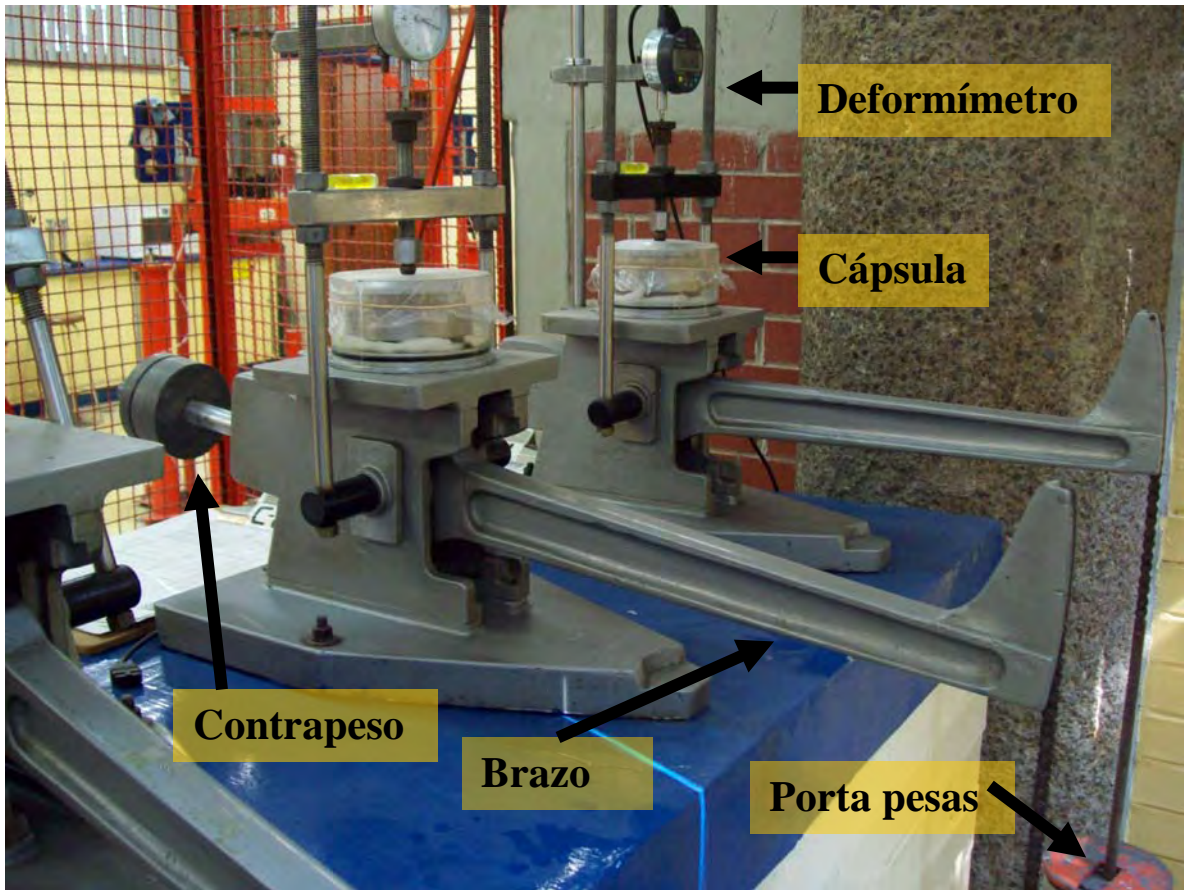


Fig.2.3 Consolidómetro (foto)

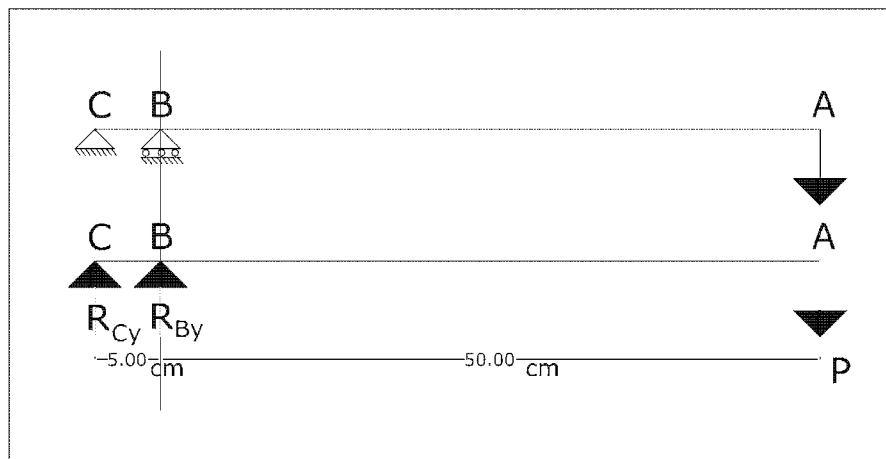


Fig.2.4 Diagrama de cuerpo libre

Ecuación de equilibrio del dispositivo

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

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

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

Antes de iniciar cada ensaye será necesario realizar una calibración del aparato midiendo a cuanto corresponde la carga $R_{BY'}$ para cada incremento de carga que se aplique en el porta pesas.

II.1.3 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 miniprosesador de lecturas comprobándose el funcionamiento adecuado de estos dispositivos eléctricos antes de la realización de la prueba.

Se hacen pruebas del equipo automático (cronómetro) antes de la prueba.

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 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 se controle el tiempo en el cronometro y simultáneamente registre las deformaciones en el miniprosesador electrónico bajo este procedimiento, dado que los incrementos de deformación en los primeros segundos y minutos de la prueba son considerables para definir 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 límites de la consolidación primaria y en la etapa de consolidación secundaria requeridos para posteriormente 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_0).
- 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_{C_i}).
- Deformación en el tiempo final del ciclo “fin de la consolidación secundaria” (C_i).
- Tiempo de la deformación al 50 % de la deformación primaria ($t_{50\%}$).

II.1.4 Programación de los ensayos

Teniendo en cuenta el esfuerzo efectivo vertical de campo y una estimación del esfuerzo crítico por el procedimiento convencional de la prueba de consolidación en el consolidómetro 2, de donde se procedió a calcular la carga requerida para ensayar el suelo en 2 puntos antes del esfuerzo crítico (consolidómetros 1 y 5), uno en el crítico (consolidómetro 6) y dos después (consolidómetros 7 y 8), considerando 5 pastillas de suelo del mismo material, de manera que a cada pastilla de suelo se le aplicó una carga constante, empleando para ello agua sin cloro. Por último se midieron las deformaciones en el tiempo con objeto de verificar el número de jorobas que presenta, con lo cual se podrá verificar si la presencia de cloro en el agua modifica el número de ellas.

II.2. Resultados Obtenidos

Se obtuvieron datos de cada una de las pruebas programadas y se procedió a graficar los resultados, se utilizó papel semilogarítmico, que permite graficar la deformación a lo largo del tiempo y poder ver los datos obtenidos aun cuando la prueba se prolongue durante meses con fines de investigación como en este caso. Este método práctico de presentación de los casos se basa en la teoría de Terzaghi.

A continuación se muestran los datos obtenidos en las dos primeras pruebas realizadas.

Estos ensayos fueron utilizados como una prueba estándar de consolidación para determinar la deformación primaria y otros parámetros.

DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN

OBRA: TESIS LICENCIATURA RAMON
 LOC.: RIVAPALACIO #141, ECATEPEC
 SONDEO: UNICO
 MUESTRA: UNICA
 PROF.: 0.8-1.00 m

σ_{vj} = 0.0000 kg/cm²
 $\Delta\sigma_v$ = 0.4000 kg/cm²
 H_i = 2.0050 cm
 1.926 cm
 9.6060
 323.3951

FECHA dia-mes-año	DIAS TRANSC.	HORA -----	HORA CORREG.	TIEMPO min	TIEMPO s	MICROM. mm	DEFORM. micras
20-Oct-09	-----	12:30 p.m.	12:30 p.m.	-----	-----	0.000	-----
	-----		-----	0.0166667	1	-0.538	538
	-----		-----	0.0333333	2	-0.578	578
	-----		-----	0.05	3	-0.600	600
	-----		-----	0.0666667	4	-0.619	619
	-----		-----	0.0833333	5	-0.630	630
	-----		-----	0.1666667	10	-0.667	667
	-----		-----	0.25	15	-0.691	691
	-----		-----	0.5	30	-0.730	730
	-----		-----	1	60	-0.769	769
	-----		-----	2	120	-0.803	803
	-----		-----	4	240	-0.828	828
	-----		-----	8	480	-0.852	852
	-----		-----	15	900	-0.863	863
	-----		-----	40	2400	-0.884	884
	-----	01:30 p.m.	01:30 p.m.		3600	-0.895	895
	-----	02:30 p.m.	02:30 p.m.		7200	-0.914	914
	-----	04:30 p.m.	04:30 p.m.		14400	-0.933	933
	-----	07:58 p.m.	07:58 p.m.		26880	-0.949	949
21-Oct-09	1	10:56 a.m.	10:56 a.m.		80760	-0.976	976
21-Oct-09	1	10:16 p.m.	10:16 p.m.		121560	-0.991	991
22-Oct-09	2	11:42 a.m.	11:42 a.m.		169920	-1.003	1003
23-Oct-09	3	08:00 a.m.	08:00 a.m.		243000	-1.018	1018
24-Oct-09	4	12:16 p.m.	12:16 p.m.		344760	-1.037	1037
24-Oct-09	4	03:58 p.m.	03:58 p.m.		358080	-1.041	1041
26-Oct-09	6	12:45 p.m.	12:45 p.m.		519300	-1.056	1056
27-Oct-09	7	09:19 p.m.	09:19 p.m.		636540	-1.067	1067
28-Oct-09	8	01:32 p.m.	01:32 p.m.		694920	-1.071	1071
30-Oct-09	10	11:36 a.m.	11:36 a.m.		860760	-1.086	1086
03-Nov-09	14	11:40 a.m.	11:40 a.m.		1206600	-1.114	1114
06-Nov-09	17	11:50 a.m.	11:50 a.m.		1466400	-1.129	1129
09-Nov-09	20	11:59 a.m.	11:59 a.m.		1726140	-1.147	1147
13-Nov-09	24	12:56 p.m.	12:56 p.m.		2075160	-1.161	1161
17-Nov-09	28	12:55 p.m.	12:55 p.m.		2420700	-1.170	1170
20-Nov-09	31	12:00 p.m.	12:00 p.m.		2676600	-1.181	1181
01-Dic-09	42	01:46 p.m.	01:46 p.m.		3633360	-1.228	1228
08-Dic-09	49	01:44 p.m.	01:44 p.m.		4238040	-1.272	1272
	-----		-----		-----		1272
	-----		-----		-----		1272
	-----		-----		-----		1272
	-----		-----		-----		1272
	-----		-----		-----		1272
	-----		-----		-----		1272
	-----		-----		-----		1272
	-----		-----		-----		1272
	-----		-----		-----		1272
	-----		-----		-----		1272
	-----		-----		-----		1272
	-----		-----		-----		1272
	-----		-----		-----		1272
	-----		-----		-----		1272
	-----		-----		-----		1272
	-----		-----		-----		1272
	-----		-----		-----		1272
	-----		-----		-----		1272

Fig.2.2.2

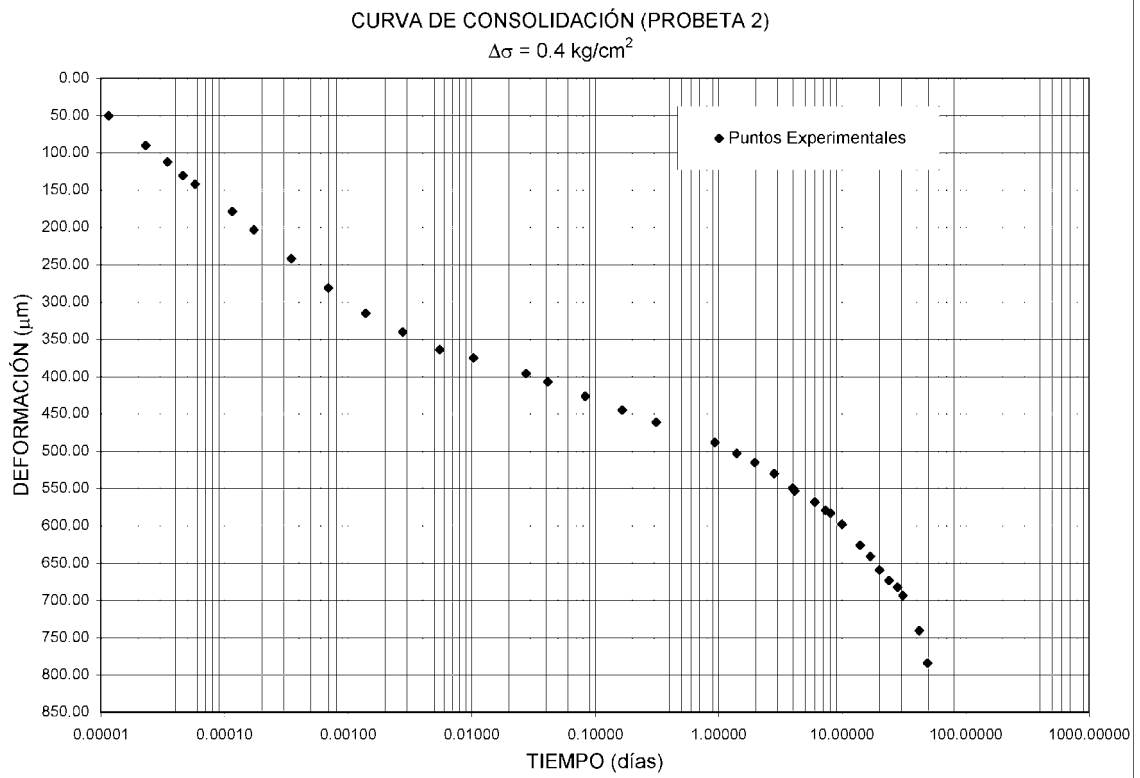


Fig.2.2.3

Se realizaron cuatro pruebas adicionales que permitieron ver el comportamiento del suelo a lo largo del tiempo y observar el número de curvaturas que se van obteniendo del comportamiento del suelo.

REGISTRO DE CONSOLIDACIÓN

OBRA: TESIS LICENCIATURA RAMON
 LOC.: RIVAPALACIO #141, ECATEPEC
 SONDEO: UNICO
 MUESTRA: UNICA
 PROF.: 0.8-1.00 m

σ_{vi} = 0.0000 kg/cm²
 $\Delta\sigma_v$ = 1.6000 kg/cm²
 H_i = 2.0100 cm
 1.926 cm
 9.5821
 317.5073

FECHA día-mes-año	DIAS TRANSC.	HORA -----	HORA CORREG.	TIEMPO min	TIEMPO s	MICROM. mm	DEFORM. micras
20-Oct-09	-----	12:26 p.m.	12:26 p.m.	-----	-----	0.000	-----
				0.05	3	-1.206	1206
				0.0666667	4	-1.289	1289
				0.0833333	5	-1.353	1353
				0.1666667	10	-1.547	1547
				0.25	15	-1.637	1637
				0.5	30	-1.824	1824
				1	60	-2.049	2049
				2	120	-2.311	2311
				4	240	-2.599	2599
				8	480	-2.888	2888
				15	900	-3.141	3141
				30	1800	-3.401	3401
		01:21 p.m.	01:21 p.m.		3300	-3.612	3612
		02:21 p.m.	02:21 p.m.		6900	-3.794	3794
		04:21 p.m.	04:21 p.m.		14100	-3.946	3946
		07:56 p.m.	07:56 p.m.		27000	-4.068	4068
21-Oct-09	1	10:56 a.m.	10:56 a.m.		81000	-4.234	4234
21-Oct-09	1	08:16 p.m.	08:16 p.m.		114600	-4.293	4293
22-Oct-09	2	11:41 a.m.	11:41 a.m.		170100	-4.347	4347
23-Oct-09	3	08:00 a.m.	08:00 a.m.		243240	-4.399	4399
24-Oct-09	4	12:15 p.m.	12:15 p.m.		344940	-4.446	4446
24-Oct-09	4	03:56 p.m.	03:56 p.m.		358200	-4.451	4451
26-Oct-09	6	12:45 p.m.	12:45 p.m.		519540	-4.491	4491
27-Oct-09	7	09:17 p.m.	09:17 p.m.		636660	-4.513	4513
28-Oct-09	8	01:31 p.m.	01:31 p.m.		695100	-4.521	4521
30-Oct-09	10	11:31 a.m.	11:31 a.m.		860700	-4.545	4545
03-Nov-09	14	11:41 a.m.	11:41 a.m.		1206900	-4.578	4578
06-Nov-09	17	11:49 a.m.	11:49 a.m.		1466580	-4.595	4595
09-Nov-09	20	11:58 a.m.	11:58 a.m.		1726320	-4.609	4609
13-Nov-09	24	01:00 p.m.	01:00 p.m.		2075640	-4.626	4626
17-Nov-09	28	12:54 p.m.	12:54 p.m.		2420880	-4.673	4673
20-Nov-09	31	11:58 a.m.	11:58 a.m.		2676720	-4.679	4679
01-Dic-09	42	01:45 p.m.	01:45 p.m.		3633540	-4.680	4680
08-Dic-09	49	01:43 p.m.	01:43 p.m.		4238220	-4.697	4697
							4697
							4697
							4697
							4697
							4697
							4697
							4697
							4697
							4697
							4697
							4697
							4697
							4697
							4697
							4697
							4697
							4697
							4697

Fig.2.2.5

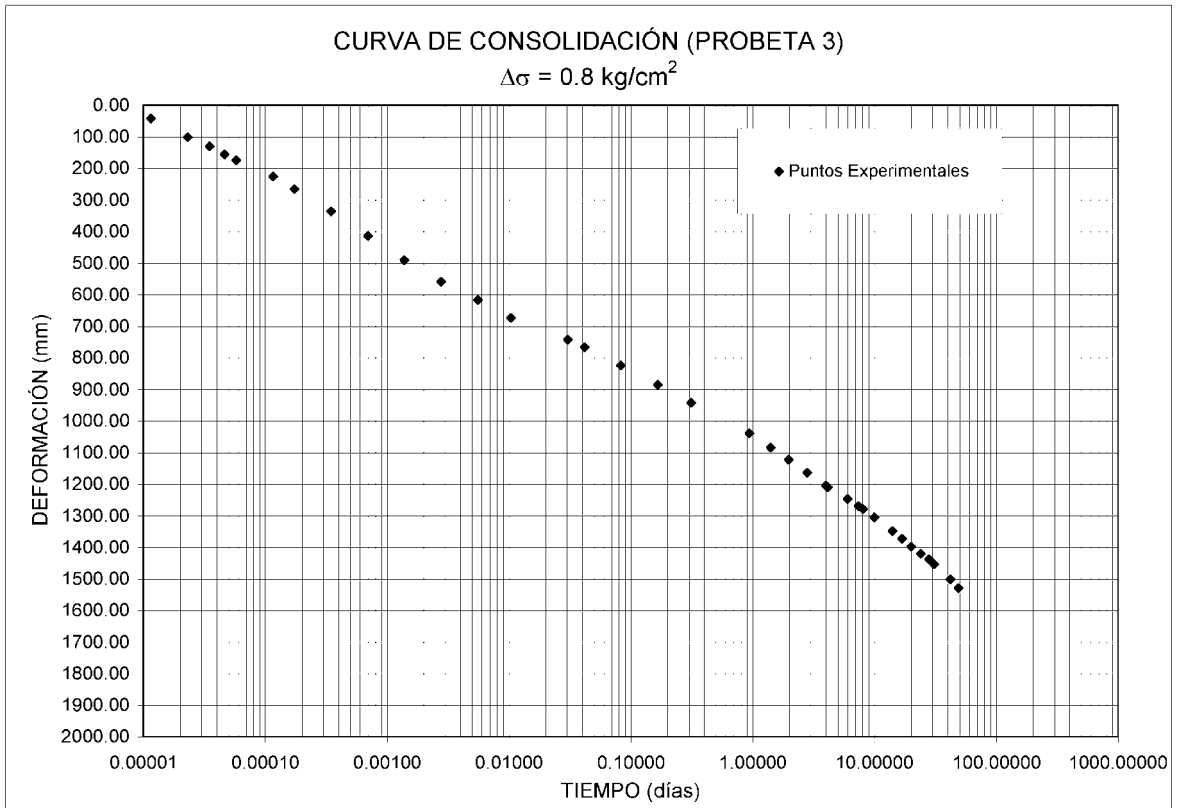


Fig.2.2.6

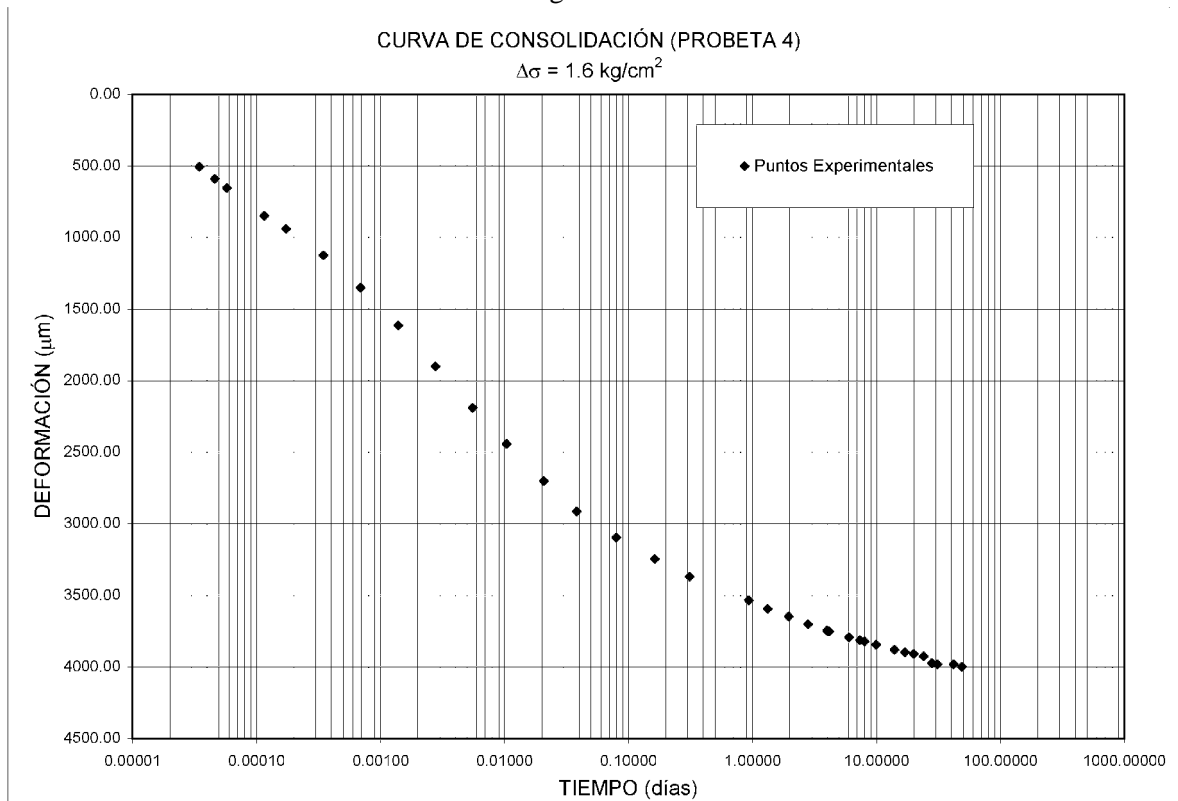


Fig.2.2.7

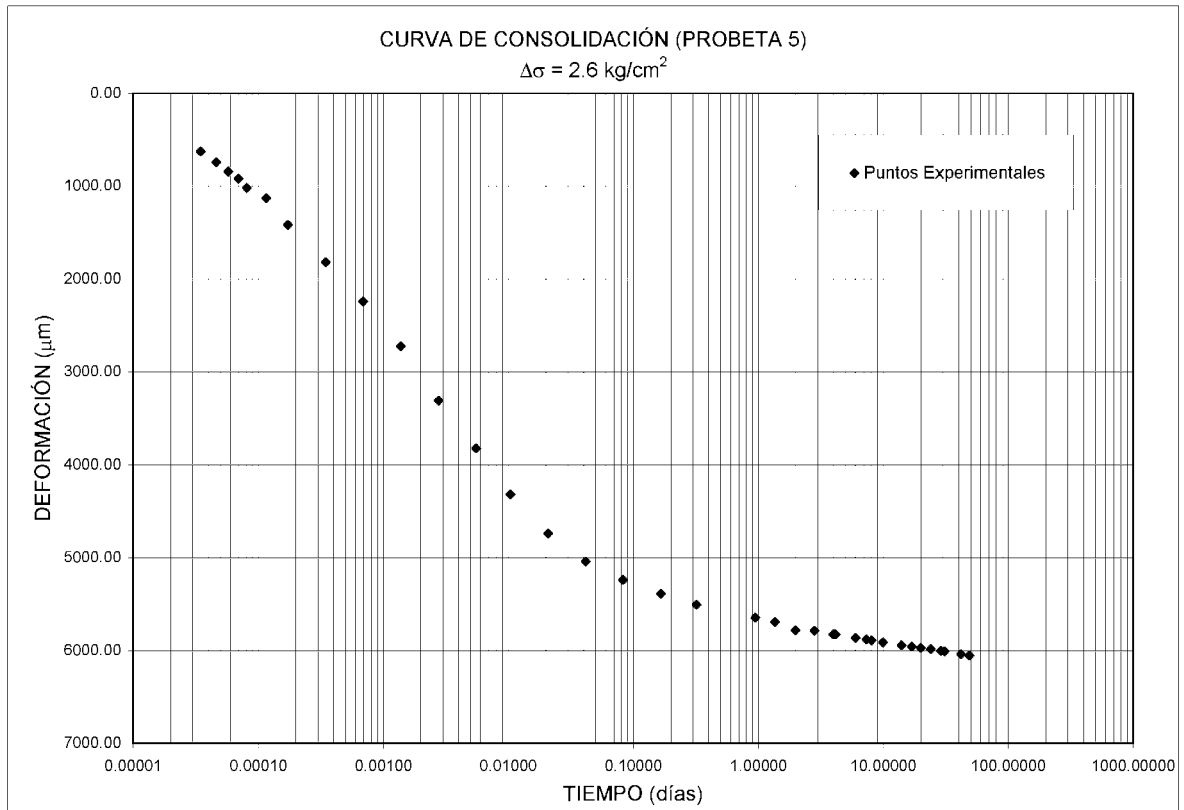


Fig.2.2.9

III. AJUSTE DE CURVAS DE CONSOLIDACIÓN

CAPITULO III AJUSTE DE CURVAS DE CONSOLIDACIÓN

Se realiza la comparación de las curvas teóricas, contra los datos obtenidos en los ensayos. Se utiliza la siguiente expresión de ajuste para graficar las curvas teóricas:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i}{1 + \left(\frac{t_i^*}{t} \right)^{\delta_i}} ; i = 1,3$$

En las figuras III.1 y III.2 se muestran los ajustes correspondientes a las probetas ensayadas en la rama de recompresión, en la figura III.3 la programada en el esfuerzo crítico y las III.4 y III.5 las programadas en la rama virgen de la curva de compresibilidad.

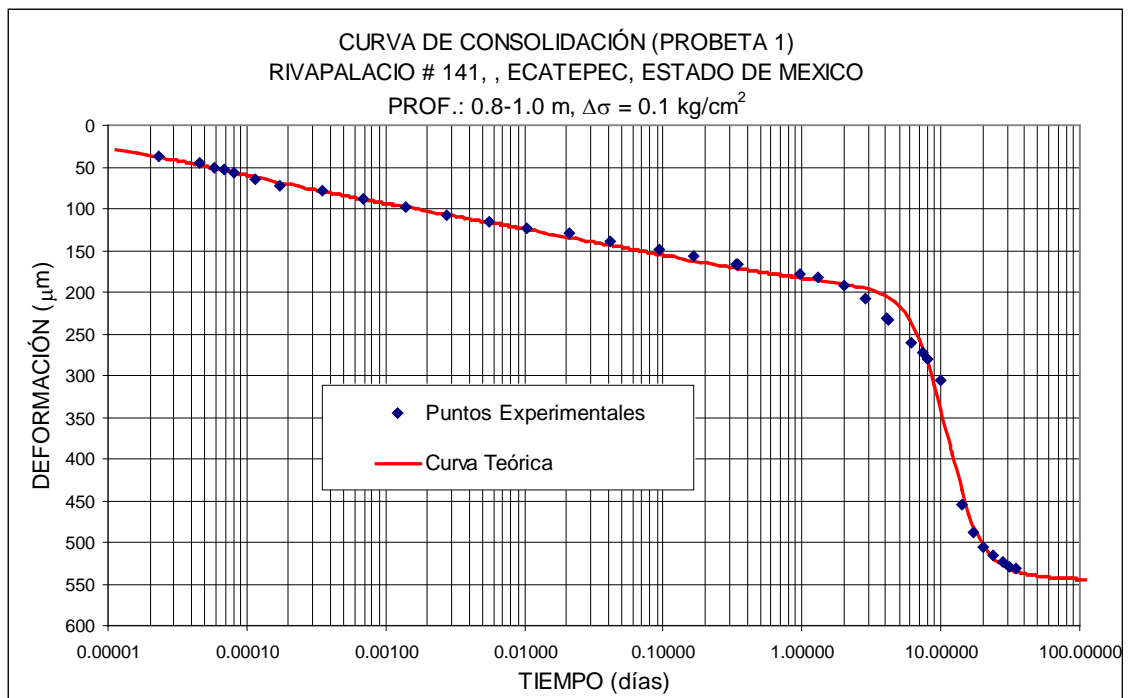


Fig. III.1

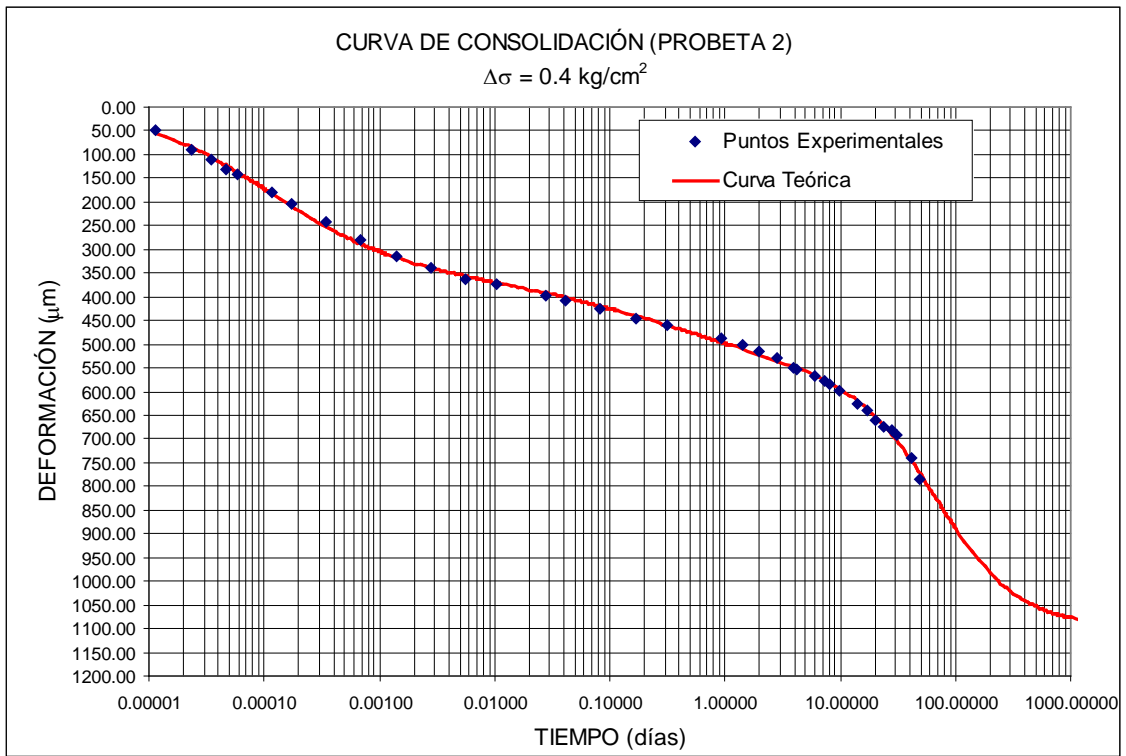


Fig. III.2

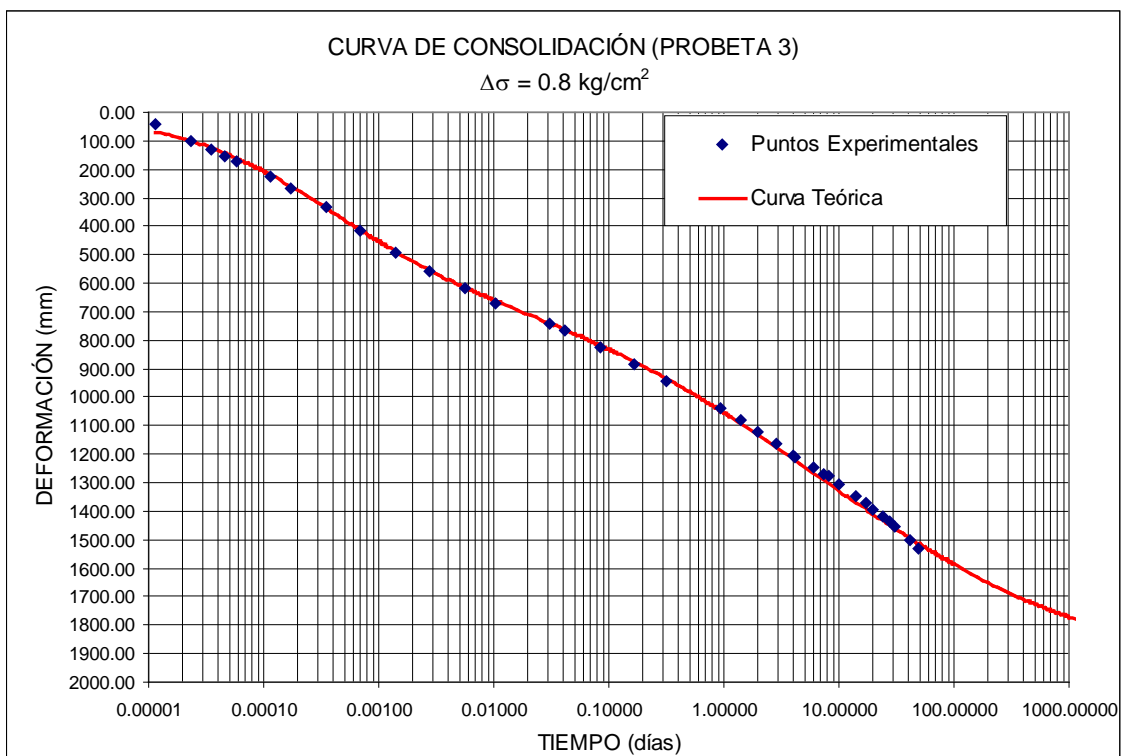


Fig. III.3

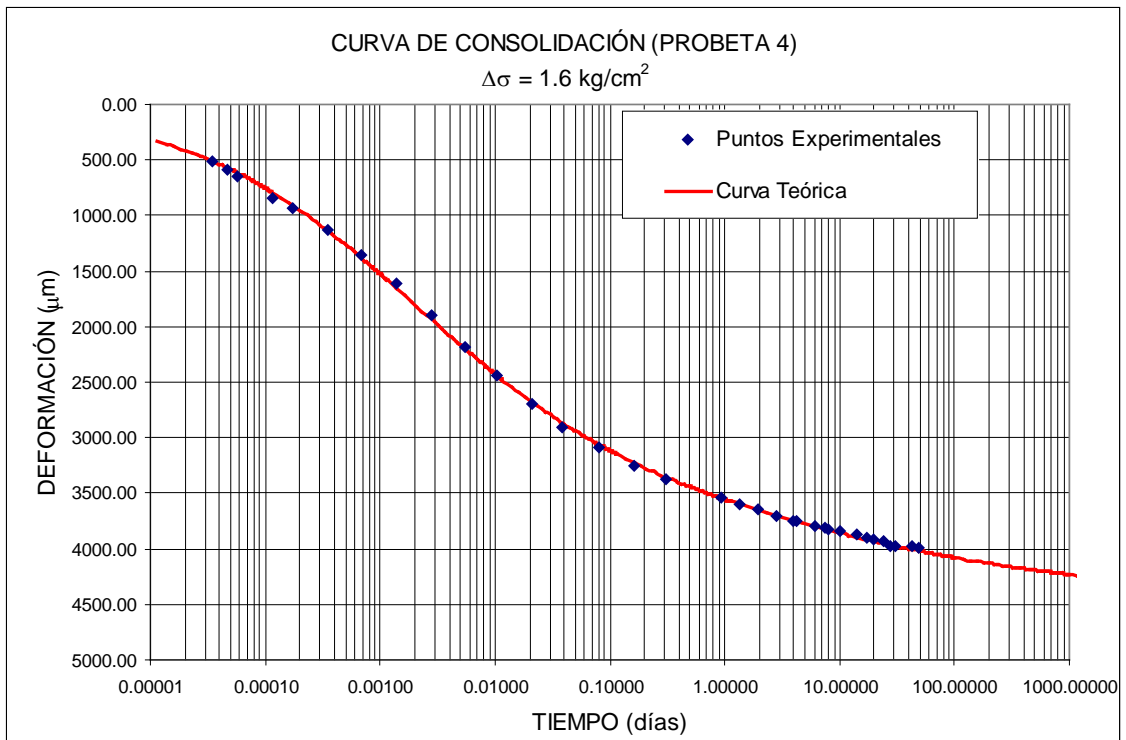


Fig. III.4

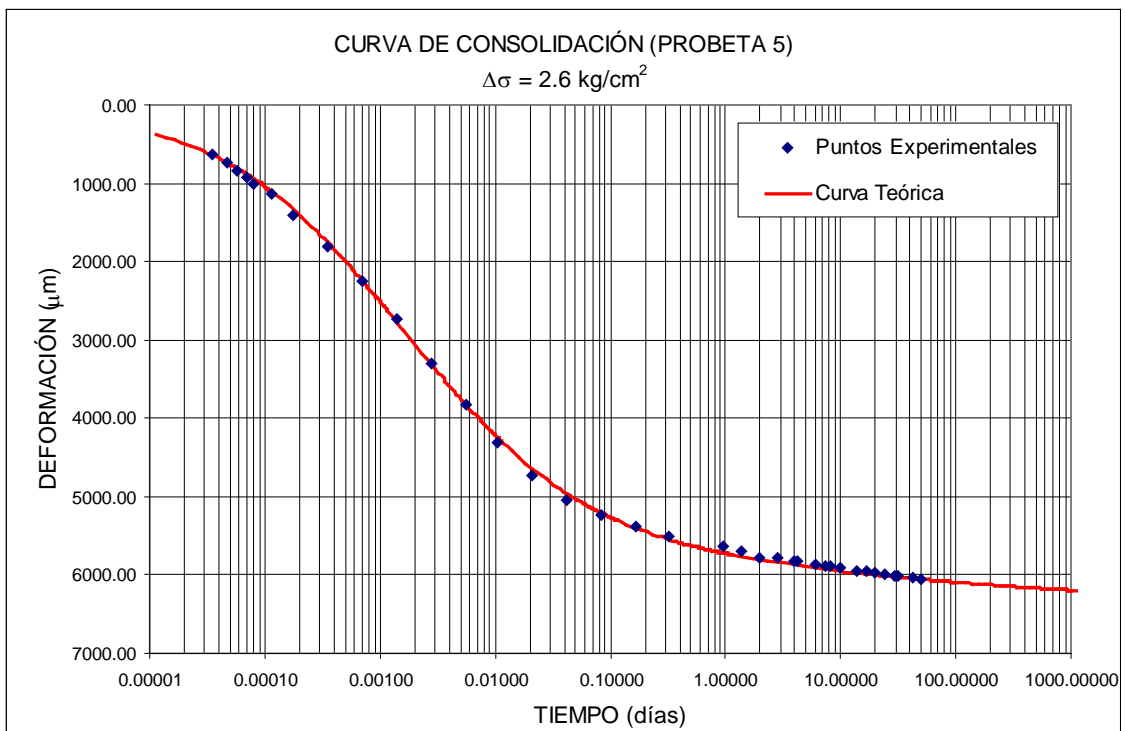


Fig. III.5

En la tabla siguiente se presenta el resumen de parámetros de consolidación que dio lugar al ajuste de curvas descrito anteriormente.

Tabla III.1

PROBETA (No)	$\Delta\sigma_v$ (kgf/cm ²)	δ_1 (adim.)	t^*_1 (días)	ΔH_1 (μ m)	δ_1 (adim.)	t^*_2 (días)	ΔH_2 (μ m)	δ_2 (adim.)	t^*_3 (días)	ΔH_3 (μ m)
1	0.1	0.37	0.00005	80	0.37	0.06	140	3.5	11	333
2	0.4	0.75	0.00011	350	0.5	0.5	250	1.25	70	500
3	0.8	0.66	0.00035	590	0.35	7	1390			-
4	1.6	0.45	0.0018	3367	0.31	7	1060			-
5	2.6	0.55	0.0016	5580	0.25	7	795			-

En la siguiente tabla se presenta un resumen de deformaciones totales al final de cada proceso de consolidación y sus respectivos módulos de compresibilidad, donde se aplicaron las siguientes ecuaciones (Ref. 2 Pág.289):

$$m_{v1} = \frac{\ln\left(1 - \frac{\Delta H_{T1}}{H_o}\right)}{\Delta\sigma_v}; m_{v2} = \frac{\ln\left[1 - \left(\frac{\Delta H_{T1} + \Delta H_{T2}}{H_o}\right)\right]}{\Delta\sigma_v}; m_{v3} = \frac{\ln\left[1 - \left(\frac{\Delta H_{T1} + \Delta H_{T2} + \Delta H_{T3}}{H_o}\right)\right]}{\Delta\sigma_v}$$

Tabla III.2

$\Delta\sigma_v$ (kgf/cm ²)	H_o (cm)	ΔH_1 (μ m)	ΔH_2 (μ m)	ΔH_3 (μ m)	mv_1 (cm ² /kg)	mv_2 (cm ² /kg)	mv_3 (cm ² /kg)
0.1	2.000	80	140	333	0.040	0.111	0.280
0.4	2.005	350	250	500	0.044	0.076	0.141
0.8	2.005	590	1390	-	0.037	0.130	-
1.6	2.010	3367	1060	-	0.115	0.155	-
2.6	2.010	5580	795	-	0.125	0.147	-

IV. INTERPRETACION DE RESULTADOS

CAPITULO IV INTERPRETACION DE RESULTADOS

Una vez logrado el ajuste de curvas de consolidación con el Criterio de Rivera-Zea y tomando en cuenta uno de los objetivos de este trabajo que es estudiar la influencia de agua con cloro que viene de la llave a continuación se compara en las siguientes gráficas los resultados obtenidos en esta investigación, usando agua sin cloro (Fig. IV.3.1 y Fig. IV.3.2) con los que obtuvieron Rivera y Zea (2008, Fig. IV.2). Para poder llevar a cabo esta comparación primero se trazaron las curvas de compresibilidad obtenidas en esta investigación (Fig. IV.1) donde se escogieron 2 puntos de esa curva: uno antes del esfuerzo crítico (en la rama de recompresión) y otro después del esfuerzo crítico (en la rama virgen), con objeto de que los niveles de esfuerzo en ambas investigaciones fueran comparables.

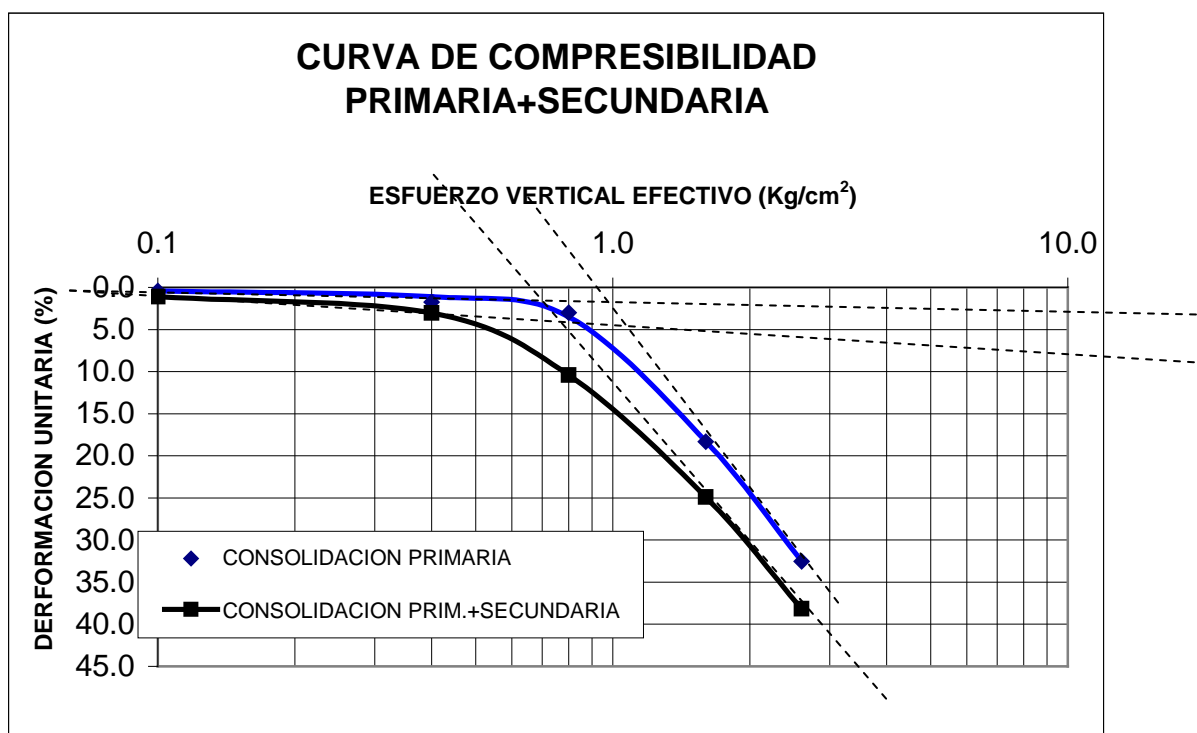


Fig. IV.1

Como se puede observar al comparar las curvas antes del esfuerzo crítico el cloro en el agua no parece tener gran influencia, sin embargo con las curvas después del crítico el panorama es diferente ya que si hay un cambio significativo en el comportamiento de la muestra durante el ensaye ya que tanto la forma como las magnitudes de las deformaciones son diferentes y en el caso del agua sin cloro no se presenta (a menos en los tiempos de prueba) la tercer curvatura.

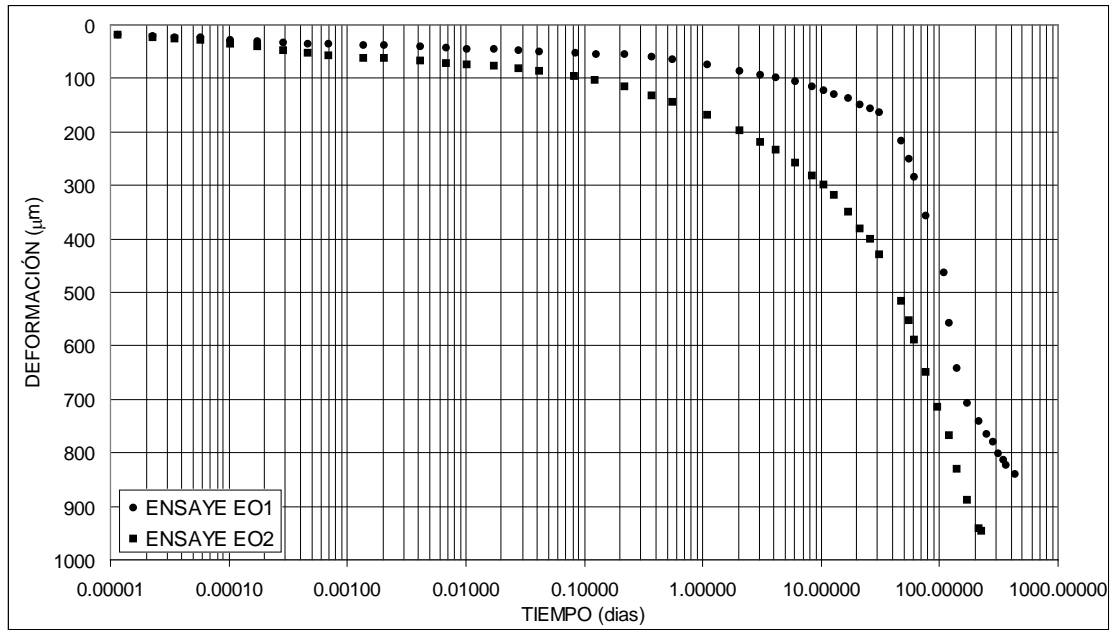


Fig. IV.2

Ensaye EO1 se refiere a un esfuerzo $\Delta\sigma = 0.4 \text{ Kg./cm}^2$
 Ensaye EO2 se refiere a un esfuerzo $\Delta\sigma = 1.6 \text{ Kg./cm}^2$

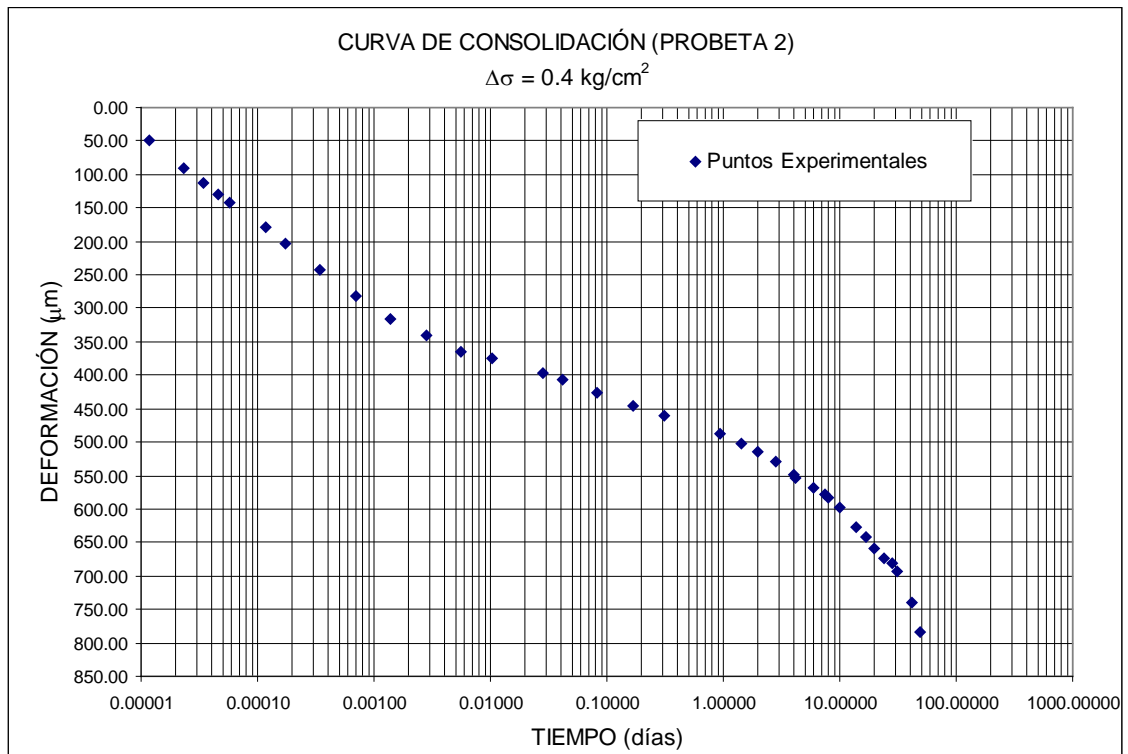


Fig. IV.3.1

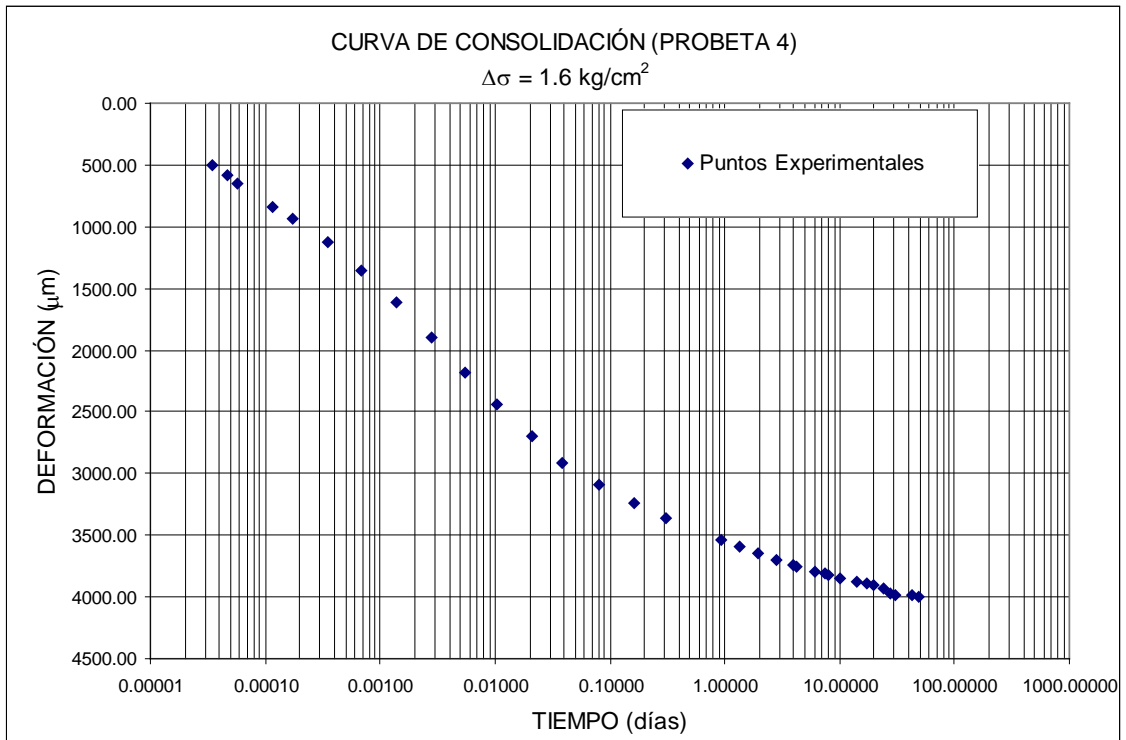


Fig. VI.3.2

Para finalizar este capítulo, en la siguiente gráfica (Fig. IV.4) se presentan las curvas de consolidación para los casos de primaria y secundaria. También se muestra la curva de compresibilidad a 24 horas.

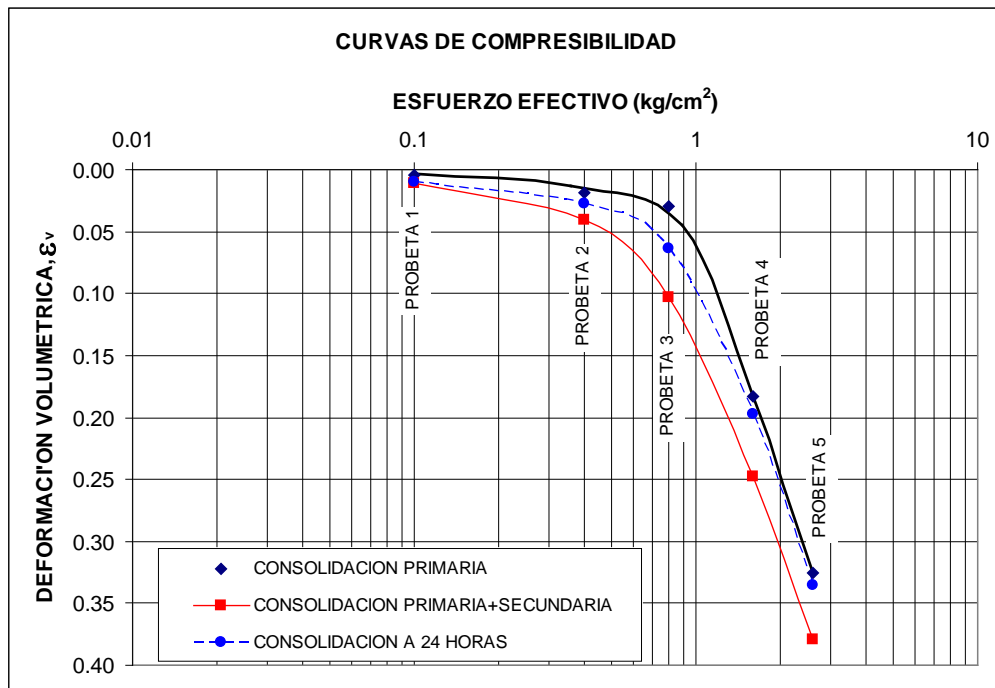


Fig. IV.4

Como se observa la curva de compresibilidad a 24 horas resulta un criterio intermedio donde se obtiene la consolidación primaria pero no toda la componente secundaria.

Comparando los resultados obtenidos se aprecian diferencias en los datos de los primeros ensayos (Fig. IV.2) y los ensayos de realizados en este trabajo (Fig. IV.3.1 y Fig. IV.3.2).

V. CONCLUSIONES

CAPITULO V CONCLUSIONES

Del desarrollo del presente trabajo se puede establecer los siguientes comentarios y conclusiones:

V.1 Respecto de las teorías de consolidación.

Existen teorías de consolidación que describen las diferentes etapas que experimenta el suelo al ser sometido a cargas que lo deforman, estas diferentes etapas se definen por las teorías de Terzaghi, Zeevaert, Juárez Badillo y Rivera-Zea.

La etapa primaria describe el proceso hidrodinámico de consolidación (disipación de la presión de poro) en donde el comportamiento del suelo es constante, terminando esta etapa el comportamiento del suelo cambia y las partículas del suelo tienen un comportamiento plasto-viscoso, teniendo también un cambio volumétrico, esto ocurre después de avanzado el proceso de consolidación primaria dando continuación con la llamada consolidación secundaria, la siguiente etapa se define por el principio de proporcionalidad natural de Juárez Badillo, que trata de explicar el comportamiento del suelo en escalas muy grandes del tiempo. Rivera-Zea encontraron que la curva de consolidación a largo plazo del suelo presenta varias curvaturas (cambios de pendiente en la gráfica tiempo-deformación), que da lugar a tiempos característicos crecientes.

V.2 Respecto de las pruebas de consolidación

Las teorías que mencionan la consolidación primaria y secundaria se definen con los datos obtenidos en las muestras y nos permiten observar que cuando existe un cambio de pendiente en dichas curvas se pasa de una etapa de consolidación a otra, permitiendo observar el comportamiento del suelo de una manera práctica.

En el pasado se dio énfasis al estudio del fenómeno primario y un poco al secundario, por lo que las pruebas de consolidación se diseñaron para adecuarlas a una jornada laboral de 8 horas, de tal forma que un empleado podría leer la deformación del suelo en ese tiempo y al otro día regresar y leer la de 24 horas. Sin embargo, para fines de investigación esto tiene poco sentido, más si se trata de una investigación a largo plazo.

En cuanto al tipo de agua que se debe usar durante la prueba en la literatura se menciona que debe ser destilada o natural, sin embargo no se mencionan los efectos que pudiera tener el agua del grifo en esta prueba.

Tradicionalmente la curva de consolidación que se obtiene de esta prueba o es por consolidación primaria o a 24 horas. Sin embargo, la primera tiene el inconveniente de que al suelo le puede restar una parte importante de deformarse por consolidación secundaria; en tanto que la segunda, si no es interpretada por alguna teoría (por ejemplo con el modelo de Viscosidad Intergranular de Zeevaert), no tiene mucho sentido, sobre todo que para los diferentes niveles de esfuerzo de la prueba se presentan diferentes porcentajes de deformación secundaria.

V.2 Respecto a la programación de las pruebas de consolidación

Se programaron cinco ensayos para cubrir las diferentes zonas de compresibilidad, dos para la zona de recompresión, un ensayo para el esfuerzo crítico y dos para la zona virgen.

Los ensayos fueron realizados en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería, utilizando cinco consolidómetros y el equipo descrito en el capítulo II.

Se procuró montar las muestras de acuerdo a lo programado, teniendo especial cuidado en utilizar agua destilada para poder comparar los resultados obtenidos en esta investigación con los que obtuvieron Zea *et al.* (2008) quienes *usaron agua del grifo*.

V.4 Respecto de las de curvas de consolidación obtenidas

Las curvas de consolidación obtenidas en esta investigación no son convencionales en el sentido de que en lugar de las 24 horas que es el lapso que se considera para medir la deformación del suelo en un estudio de la práctica profesional, se consideró medir esas deformaciones en un lapso de hasta 6 meses.

Las curvas de consolidación se pueden ajustar mediante una ecuación teórica derivada del criterio Zea-Rivera mencionado en el capítulo uno, que permite hacer una interpretación del comportamiento del suelo a largo plazo.

Las curvas de compresibilidad, que normalmente se trazan a partir de la deformación del suelo en 24 horas con una sola pastilla de suelo, tuvieron que trazarse utilizando 5 pastillas de suelo debido a los tiempos de prueba considerados en esta investigación.

V.5 Conclusiones

De los objetivos planteados al principio de este trabajo:

Se realizaron cinco ensayos de acuerdo a una planeación, tratando de que se abarquen las diferentes etapas de la consolidación del suelo, dos antes y dos después del esfuerzo efectivo, y una cerca del esfuerzo efectivo.

La prueba convencional de 24 horas no es práctica para describir las curvas de consolidación que se buscan en este trabajo, por lo que se hace necesario hacer pruebas con diferentes duraciones y varias pastillas del mismo suelo, cada una bajo diferentes niveles de esfuerzo.

Los resultados de esta investigación muestran que el agua del grifo puede tener un efecto significativo en el comportamiento a largo plazo del suelo, sobre todo para las curvas de consolidación que correspondan a esfuerzos en la rama virgen de la curva de compresibilidad; este fenómeno puede deberse tanto al cloro que contiene el agua como a los minerales y contaminantes que puedan estar presentes y que en general afectarían físico-químicamente a la estructura del suelo al actuar como defloculantes, por lo que debe evitarse su uso en la prueba de consolidación.

Se describe en los capítulos II y III el procedimiento utilizado en la realización de las pruebas.

V. Conclusiones generales

Dado que las estructuras que se construyen por lo general tienen un tiempo de vida útil entre 50 y 100 años dependiendo de la función que tenga, llegan a experimentar los efectos de la consolidación primaria y secundaria del suelo, pero difícilmente alcanzaría la tercera curvatura. Sin embargo en estructuras que se proyecten para durar más tiempo (100 años tal vez) es importante el estudio de este fenómeno, lo que permitirá tener un pronóstico más cercano a su comportamiento en la realidad. Por el momento no existe una teoría que describa integralmente el comportamiento del suelo en sus diferentes etapas de consolidación en campo, por lo que su estudio plantea el desarrollo de más investigación.

VI. BIBLIOGRAFIA

CAPITULO VI BIBLIOGRAFIA

- 1) Juárez B. E. y Rico R. A. (1976) " Mecánica de Suelos " Tomo I Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Ed. Limusa. 3^{ra} Edición
- 2) Sociedad Mexicana de " Mecánica de Suelos " (2002) Manual de Construcción Geotecnia.
- 3) Departamento del Distrito Federal (2004) Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones Del Distrito Federal.
- 3) Juárez B. E. y Rico R. A. (1980) " Mecánica de Suelos " Tomo II Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Ed. Limusa. 2^a Edición.
- 4) ASTM 2487, " Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) ".
- 5) 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 I , Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A. C.
- 6) Zeevaert L. (1980) " Foundation Engineering for Difficult Subsoil's Conditions, " Ed. Van Nostrand Reinhold Co. 2nd edition.
- 7) Zeevaert L. (1984) " Viscosidad Intergranular en Suelos Finos Saturados Publicación de la Sección de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- 8) T.W. Lambe y R.V. Whitman – Mecánica de suelos. México, 1997 ISBN 968-18-1894-6
- 9) Kim, Myung-mo (2000), Soil Mechanics, Munundang, Seúl, ISBN 89-7393-053-2

ANEXO 1
ECUACIÓN SEMI-EMPIRICA

Una Ecuación Semi-empírica Derivada del Principio de Proporcionalidad Natural para la Interpretación de Curvas de Consolidación a Largo Plazo

Semi-empirical Equation Emerges from the Principle of Natural Proportionality for the Interpretation of the Long Term Consolidation Curves

Zea C.C., Rivera C.R., Umaña R.J.L. y Elizalde R.E.
Facultad de Ingeniería, UNAM, División de Ingenierías Civil y Geomática

RESUMEN: Se presenta una expresión semi-empírica basada en el principio de proporcionalidad natural de Juárez Badillo para la interpretación de curvas de consolidación a largo plazo. Esta expresión toma en cuenta tanto la fase primaria como la secundaria del fenómeno de consolidación, las cuales se suelen manifestar para tiempos convencionales de prueba (24 horas), sin embargo, existe evidencia que para tiempos de prueba mucho mayores, las curvas de consolidación pueden presentar formas no convencionales (con más de un punto de inflexión), fenómeno que no está enteramente descrito por las teorías tradicionales. La ecuación propuesta se utilizó para describir los resultados experimentales obtenidos de pruebas de consolidación llevadas a cabo por más de un año, donde se pudo verificar la existencia al menos de tres puntos de inflexión. El ajuste de las curvas de consolidación fue satisfactorio, obteniéndose los parámetros involucrados en la ecuación teórica. Cabe señalar que el tiempo característico t^* de cada tramo crece con el tiempo, por lo que para fines prácticos es suficiente con tomar en cuenta los primeros tres puntos de inflexión para describir el fenómeno de la consolidación completo.

ABSTRACT: .

INTRODUCCIÓN

En 1925 Terzaghi sentó las bases teóricas para el estudio del fenómeno de consolidación primaria en suelos finos saturados, cuyo estudio se enfocó a la elevación de la presión de poro que tiene lugar cuando se aplican cargas al suelo hasta su disipación y las deformaciones en el suelo que tienen lugar por pérdida de masa y volumen de agua, el modelo que él propuso es una derivación del modelo físico de Kelvin. Terzaghi también se dio cuenta del proceso siguiente al final de la consolidación primaria, a este fenómeno se le llamó consolidación secundaria. Han sido muchos los investigadores que han propuesto modelos para estudiar la consolidación secundaria; uno de los que vale la pena mencionar es el de viscosidad intergranular de Zeevaert (1985), el cual está representado por una unidad Z de viscosidad no lineal retardada con viscosidad lineal unida en serie a una unidad de Kelvin. Juárez Badillo (1986) mediante su principio de proporcionalidad natural, desarrolla algunas ecuaciones que permiten describir la compresibilidad de suelos finos y su evolución en el tiempo, en el siguiente inciso se describe dicho modelo. Una modificación a la ecuación de Juárez Badillo es la que se propone en este artículo, basada en la idea de sumar los efectos al final de los diferentes procesos y se describe en el inciso 3.

ECUACIONES TIEMPO-DEFORMACIÓN DERIVADAS DEL PRINCIPIO DE PROPORCIONALIDAD NATURAL

La ecuación que relaciona los cambios de volumen, ΔV , con el tiempo, t , depende de un parámetro adimensional, δ , llamado coeficiente de viscosidad volumétrica. La ecuación debe satisfacer las condiciones de frontera; es decir, para un tiempo inicial, el suelo tiene un volumen conocido, V_i , y para un tiempo infinito llega a un volumen final, V_f , pudiéndose establecer la siguiente ecuación diferencial:

$$\frac{df(V)}{f(V)} = \delta \frac{dt}{t} \quad (1)$$

donde:

$$f(V) = \frac{1}{V - V_f} - \frac{1}{V_i - V_f} \quad (2)$$

Integrando la ecuación (1), entre el intervalo t y t_1 y haciendo:

$$U = \frac{\Delta V}{\Delta V_T} \quad (3)$$

Se llega a que:

$$\frac{1}{U} = 1 + \left(\frac{1}{U_1} - 1 \right) \left(\frac{t_1}{t} \right)^\delta \quad (4)$$

t^* se conoce como tiempo característico y representa el tiempo para el cual $U_1 = 0.5$; haciendo intervenir este parámetro en la ecuación (4), ésta se reduce a:

$$\frac{1}{U} = 1 + \left(\frac{t^*}{t} \right)^\delta \quad (5)$$

En el caso de la prueba de consolidación unidimensional el cambio de volumen está dado por el cambio en la altura de la muestra, ΔH , multiplicado por el área de la pastilla de suelo, de tal forma que tomando en cuenta las ecuaciones (3) y (5) se obtiene:

$$\Delta H = \frac{\Delta H_T}{1 + \left(\frac{t^*}{t} \right)^\delta} \quad (6)$$

Esta última ecuación describe el comportamiento tiempo deformación para un estrato de suelo de espesor H , sometido a una carga uniforme, en función del tiempo característico, t^* , y del coeficiente de viscosidad volumétrica, δ .

ECUACIÓN tiempo-deformación PROPUESTA

Tomando en cuenta que existe evidencia experimental (Leda, 1992) en el sentido de que la curva de consolidación puede presentar varias concavidades, lo que dificulta su descripción a partir de la ecuación (6), se propone una modificación de la misma, como sigue:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i}{1 + \left(\frac{t_i^*}{t} \right)^\delta} \quad (7)$$

Esta expresión tiene la ventaja de ser relativamente sencilla y puede tomar en cuenta la consolidación primaria y secundaria, así como la presencia de otras concavidades cuyo origen es aún desconocido.

Los parámetros t^*_1 y ΔH_1 son los equivalentes al t_{50} y al 100% del proceso de consolidación primaria de Terzaghi, en tanto que t^*_2 y ΔH_2 corresponden al proceso de consolidación secundaria. Sin embargo cuando se presenta una tercera concavidad, ésta se puede describir un tiempo característico t^*_3 y una deformación ΔH_3 al final de este proceso.

Procedimiento de ajuste

Si sólo se consideran 3 puntos de inflexión en la curva de consolidación, se tendrá entonces:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^3 \left(\frac{\Delta H_T}{1 + \left(\frac{t^*}{t} \right)^\delta} \right)_i \quad (8)$$

En términos generales para ajustar una curva de consolidación empleando la ecuación (8) se deberá contar con la curva de consolidación tanto en escala natural, como en escala logarítmica, convenientemente tramo por tramo. Se comenzará ajustando la curva de consolidación primaria tomando en cuenta el 50% de la consolidación total en dicho tramo y el correspondiente tiempo característico. Después se procederá de manera similar para la segunda concavidad y una vez ajustada se corregirán los valores de los parámetros propuestos inicialmente para la primera concavidad. Posteriormente se procederá de la misma forma para la tercera concavidad, regresándose a corregir los valores de los parámetros para la primera y segunda concavidad. El ajuste no lleva mucho tiempo más o menos en tres o cuatro iteraciones.

Ensayes realizados y descripción de las curvas

tiempo-deformación

Con el objeto de estudiar las curvas tiempo-deformación tanto para tiempos convencionales (24 horas) como a largo plazo, se realizaron dos ensayos odométricos en arcilla típica de la Ciudad de México con tiempos de prueba de alrededor de un año. Los resultados de estos ensayos fueron descritos empleando la ecuación propuesta.

Montaje

Los dos ensayos realizados se llevaron a cabo utilizando un odómetro convencional, esto es utilizando un anillo de 50 cm² de área y 2 cm de altura, tipo flotante, con piedras porosas para drenaje en las caras superior e inferior de la muestra. Cabe señalar que para tiempos de prueba mayores a una semana se ha observado en el laboratorio que en contacto de las piedras porosas y la pastilla de suelo se generan microorganismos (hongos, bacterias, etc.) que afectan la permeabilidad del suelo y taponan las piedras. Con el objeto de minimizar este fenómeno se adoptaron algunas medidas de control tales como: evitar cambios bruscos de temperatura, exposición de la muestra a los rayos solares, eliminación del aire atrapado en el agua de saturación, cambio de dicha agua cada quince días, etc.

Programación de los Ensayes

Una programación convencional en los ensayos odométricos consiste en aplicar incrementos de esfuerzo que son en magnitud el esfuerzo acumulado, con el objeto de que se defina claramente el quiebre donde termina la consolidación primaria. Con el propósito de definir

claramente el esfuerzo crítico (el paso del tramo de recompresión a la rama virgen), así como evitar gradientes hidráulicos importantes, que puedan provocar una perturbación de la estructura del suelo, en la literatura se recomienda (Zeevaert, 1986) aplicar incrementos de esfuerzo vertical iguales hasta rebasar el esfuerzo crítico, momento en el cual los incrementos de esfuerzo ya se pueden ir duplicando.

En esta investigación se llevaron a cabo dos ensayos considerando el criterio de Zeevaert, esto es con incrementos de esfuerzo de igual magnitud hasta alcanzar un cierto estado de esfuerzos, uno ubicado en la rama de recompresión (EO1) y el otro en la rama virgen (EO2) de la curva de compresibilidad (Fig. 1), siendo el tiempo para lograr lo anterior una semana, el último incremento de esfuerzo aplicado se mantuvo por más de un año para estudiar el comportamiento del suelo a largo plazo.

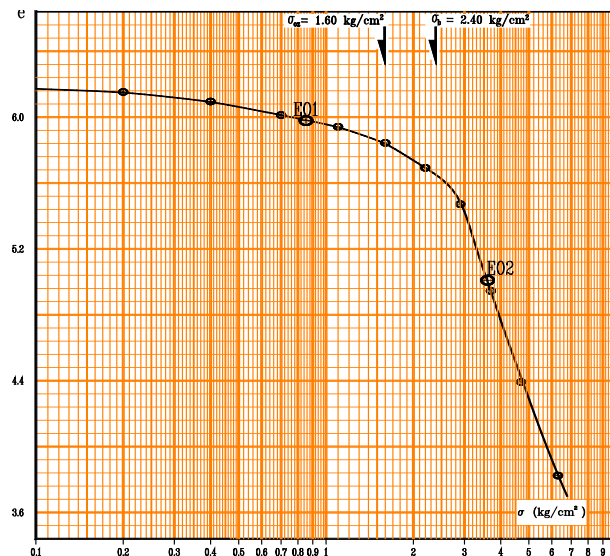


Figura 1. Curva de compresibilidad del material ensayado (Arcilla de la Ciudad de México, Prof. = 23.90 m, $S_s = 2.31$, $\gamma_m = 1.17 \text{ t/m}^3$, $\omega_o = 264 \%$, $e_o = 6.18$, $G_{wo} = 100\%$)

Resultados de los ensayos

En las figuras 2 y 3 se presentan las curvas de consolidación, en escala semi-logarítmica, para el incremento de carga final de 0.1 y 0.8 kg/cm², en los ensayos EO1 y EO2, respectivamente, hasta un tiempo de 24 horas y para el tiempo total de las pruebas.

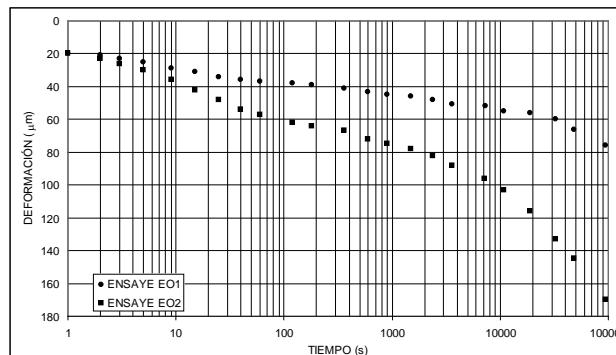


Figura 2. Curvas de consolidación a 24 horas para el incremento de carga final en los ensayos EO1 y EO2.

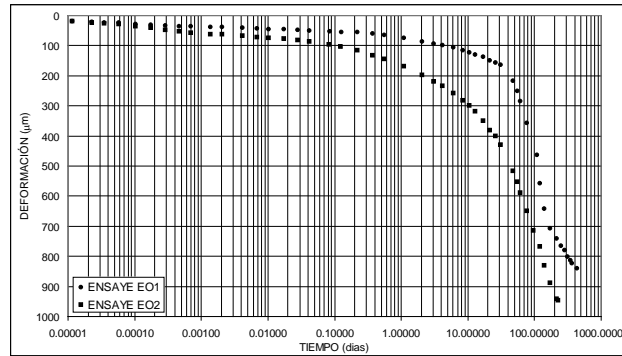


Figura 3. Curvas de consolidación a largo plazo para el incremento de carga final en los ensayos EO1 y EO2.

Los puntos experimentales reportados en la figura 2, tanto para el ensaye EO1 como para el EO2, definen dos concavidades de las curvas de consolidación, esto es la forma de las curvas es muy similar, no obstante que la literatura (Zeevaert, 1986), se reportan comportamientos diferentes antes y después del esfuerzo crítico de la curva de compresibilidad. Cabe señalar que si la duración del incremento hubiese sido de 24 horas, la parte final de la curva podría interpretarse como un tramo recto, lo cual comúnmente está asociado al fenómeno de la consolidación secundaria. Sin embargo, al graficar todos los puntos experimentales para la duración total de las pruebas, se observa en la figura 3 que el supuesto tramo recto no puede interpretarse como tal, al menos en esta investigación.

En la figura 4 se presentan los resultados en escala natural, para el tiempo total de ambas pruebas. Obsérvese que los puntos experimentales definen dos concavidades para el ensaye EO1 (antes del esfuerzo crítico) y una sola concavidad para el ensaye EO2 (después del esfuerzo crítico), lo que conduce a pensar que el comportamiento del material depende de la ubicación de su estado de esfuerzos respecto al esfuerzo crítico.

Es importante señalar que en las curvas con duración de 24 horas de la figura 2, la deformación del suelo no tiende a un valor límite aparente a diferencia de las curvas para el tiempo total de las pruebas de las figuras 3 y 4, donde dicha deformación pudiera tender a un valor límite.

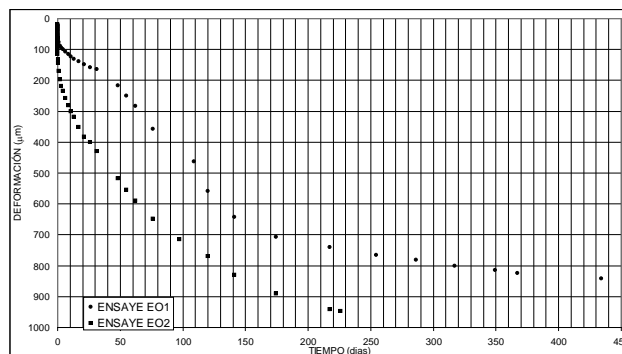


Figura 3. Curvas de consolidación a largo plazo (escala natural) para el incremento de carga final en los ensayos EO1 y EO2.

Descripción de las curvas de consolidación empleando la ecuación propuesta

Siguiendo el procedimiento descrito en el punto 3.1 se ajustaron las curvas de consolidación de los ensayos EO1 y EO2, los parámetros correspondientes se enlistan en la Tabla 1. En la figura 5 se describe el comportamiento experimental tiempo-deformación para 24 horas, en tanto que en la figura 6 se hace la descripción para el tiempo total de la prueba. Cabe aclarar que la ecuación que describe el comportamiento tiempo-deformación es la misma tanto para 24 horas como para el tiempo total de la prueba, la razón de separar los intervalos de tiempo es para poder apreciar los detalles de las curvas de consolidación para el tiempo convencional de 24 horas.

Es conveniente mencionar que la descripción del comportamiento tiempo-deformación para el ensayo EO2 se tuvo que realizar considerando 3 concavidades. Se puede apreciar en la tabla 1 que el tiempo característico t^* es en promedio de 0.00013 días (11 segundos) para el tramo 1 y de 13.5 días para el tramo 2, sin embargo en el último tramo dichos valores son un poco diferentes con un valor promedio de 130 días. Con respecto al valor del exponente " δ ", los valores medios son de 1.2 y 0.48 para los primeros dos tramos, respectivamente; en el tercer tramo sus valores fueron de 2.4 para la prueba EO1 y 1.47 para el ensayo EO2.

Tabla 1 Resumen de Parámetros

Parámetro	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3	
	EO1	EO2	EO	EO2	EO	EO
t^* (días)	0.000	0.000	13	14	114	14
δ	1.25	1.15	0.4	0.5	2.4	1.4
ΔH_i (μm)	18	42	171	510	687	75
			6		7	0

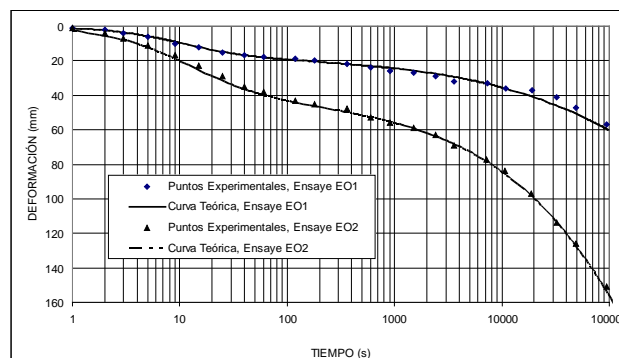


Figura 5. Ajuste de las curvas de consolidación, con la ecuación propuesta, a 24 horas para el incremento de carga final en los ensayos EO1 y EO2.

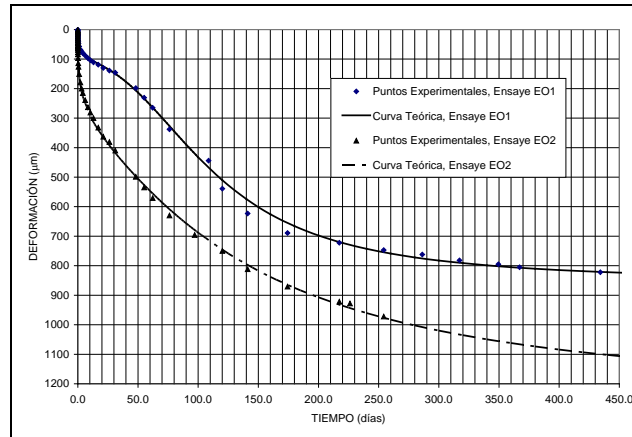


Figura 6. Ajuste de las curvas de consolidación, con la ecuación propuesta, a largo plazo para el incremento de carga final en los ensayos EO1 y EO2.

CONCLUSIONES

Se presentó una expresión semi-empírica (ecuación 7) basada en el principio de proporcionalidad natural de Juárez Badillo para la interpretación de curvas de consolidación a largo plazo. Esta expresión toma en cuenta tanto la fase primaria como la secundaria del fenómeno de consolidación, las cuales se suelen manifestar para tiempos convencionales de prueba de 24 horas, sin embargo, para tiempos de prueba mayores, las curvas de consolidación pueden presentar formas no convencionales (con más de un punto de inflexión). La ecuación surge de la idea de sumar efectos sólo que algunos (como la consolidación secundaria) no son tan significativos al principio sino que se hacen evidentes posteriormente.

La ecuación propuesta se utilizó para describir los resultados experimentales obtenidos de pruebas de consolidación llevadas a cabo por más de un año, donde se pudo verificar la existencia al menos de tres puntos de inflexión. El ajuste de las curvas de consolidación fue satisfactorio, obteniéndose los parámetros involucrados en la ecuación teórica. Cabe señalar que el tiempo característico t^* de cada tramo crece con el tiempo, por lo que para fines prácticos es suficiente con tomar en cuenta los primeros tres puntos de inflexión para describir el fenómeno de la consolidación completo.

En esta investigación se llevaron a cabo dos ensayos, uno ubicado en la rama de recompresión (EO1) y el otro en la rama virgen (EO2) de la curva de compresibilidad, el tiempo característico t^* resultó en promedio de 11 segundos para el tramo 1 y de 13.5 días para el tramo 2, sin embargo en el último tramo dichos valores son un poco diferentes con un valor promedio de 130 días. Con respecto al valor del exponente “ δ ”, los valores medios son de 1.2 y 0.48 para los primeros dos tramos, respectivamente; en el tercer tramo sus valores fueron de 2.4 para la prueba EO1 y 1.47 para el ensayo EO2.

Las curvas de consolidación EO1 y EO2 mostradas en la figura 3, aparentemente debieran ser muy diferentes en la escala de deformación; la explicación a esta aparente inconsistencia está en el hecho de que para llegar a los esfuerzos iniciales mostrados en la figura 1, sólo se empleó una semana, sin embargo, tanto esta carga como el incremento final se dejaron alrededor de un año, o sea que la muestra no sólo respondió por el incremento aplicado sino también por el previo. También la gráfica 3 se puede apreciar una aparente diferencia entre las curvas de consolidación a largo plazo para estados de esfuerzo antes del crítico, con tres concavidades, y después de éste, con dos concavidades, sin embargo el ajuste de la curva después del crítico tubo que realizarse considerando tres tramos.

Un análisis de la ecuación (1) de Juárez Badillo hace pensar que si se hace crecer el espesor del estrato de suelo, la relación entre los espesores H_1/H_2 en el tiempo, no tiene que ser

necesariamente de tipo cuadrático, como en el caso de la teoría de Terzaghi, quizás sea de tipo lineal.

AGRADECIMIENTOS

Al M.I. Roberto Poucell Padrón por ser tan amable de donarnos la arcilla utilizada en este estudio. A la División de Ingenierías Civil y Geomática de la Facultad de Ingeniería de la UNAM por la facilidades brindadas. Al Personal del Laboratorio de Geotecnia “Francisco Zamora Millán” por el valioso apoyo que nos dieron (Oscar, Jesús Benito y Carlos).

7 REFERENCIAS

1. Juárez Badillo, E. (1986). *General Theory of Consolidation for Clays*. Consolidation of Soils: Testing and Evaluation, ASTM STP 892, R. N. Yong and F.C. Townsend, Eds. pp 137 — 153. Philadelphia.

2. Fedá, J. (1992), *Creep of Soils and Related Phenomena*, Elsevier, New York, pp. 276-292 (1992).

3. Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*. Deuticke, Viena.

4. Zeevaert, L. (1985). *Viscosidad intergranular en suelos finos saturados*. División de estudios de postgrado, Facultad de Ingeniería UNAM, publicación D-59. Octubre de 1985. México DF.

Use siempre la notación del Sistema Internacional, SI:

- kg / m / kJ / mm en vez de kg. (Kg) / m. / kJ. (KJ) / mm.;
- 20°16'32"SW en vez de 20° 16' 32" SW
- 0.50 en vez de 0,50; 9000 en vez de 9,000 pero si es más de 10,000: 10,000 en vez de 10000
- e.g. / i.e. en vez de e.g., / i.e.,

ANEXO 2
CONCEPTOS Y TEMAS AFINES

ANEXO 2

CONCEPTOS Y TEMAS AFINES

Consolidación de los suelos.

El proceso de consolidación es un proceso de disminución de volumen, que tiene en un lapso provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo. Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma; así, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir solo en dirección vertical. Al observar los depósitos de material muy suave situados en el fondo de una masa de agua, por ejemplo el de un lago, se nota que el suelo reduce su volumen conforme pasa el tiempo y aumentan las cargas por sedimentación sucesiva. En este caso citado, la consolidación sería de este tipo, considerado que los estratos depositados tienen gran extensión horizontal, en comparación con su espesor. En la consolidación unidimensional el volumen de la masa de suelo disminuye, pero los desplazamientos horizontales de las partículas sólidas son nulos. En este caso, las características de la consolidación de los estratos de arcilla pueden investigarse cuantitativamente con aproximación razonable, realizando la prueba de consolidación unidimensional sobre especímenes representativos del suelo, extraídos en forma tan inalterada como sea posible.

El consolidómetro neumático GEOTEC es una modificación del aparato tradicional; el consolidómetro es del tipo de anillo flotante. El sistema de aplicación de la carga es accionado mediante presión de aire, la cual se controla con un regulador de presión constante, midiéndose directamente la carga con un anillo calibrado de la precisión y capacidad requerida. La prueba consolidada, tal como se hace en un consolidómetro, hace disminuir el volumen de la muestra por acortamiento de la altura, pero sin cambio en la sección transversal. Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor, evidentemente, que el inicial y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro.

Exploración del suelo.

Ensayes de suelos. Además de los ensayos generales a que se pueden someter los suelos para conocer sus características físicas elementales, existen varias pruebas especiales que miden su compresibilidad, resistencia, permeabilidad y otras propiedades interesantes. De las pruebas generales, baste decir que permiten la clasificación de los suelos en grupos y que esta clasificación es suficiente en muchos casos para anticipar cualitativamente el comportamiento probable del material. En cuanto a las pruebas especiales, tratan de medir en forma más o menos directa determinado comportamiento específico, para poder cuantificar en forma correspondiente la manifestación de dicha propiedad en la obra misma. Así, en la prueba de consolidación, se comprime una pastilla inalterada del suelo por medio de cargas controladas, y se miden las deformaciones que sufre a medida que pasa el tiempo. De esta prueba se obtienen datos que intervienen en el cálculo de los asentamientos probables de una cimentación y el tiempo en que éstos se completarán. En las pruebas de compresión axial, compresión triaxial esfuerzo cortante directo y corte simple, se mide la resistencia de los suelos y se puede, con este dato, calcular la estabilidad de un talud de tierra, las presiones en un muro de contención o en un túnel y la capacidad última de carga en un cimiento.

La prueba de permeabilidad mide la cantidad de filtración de agua que es de esperarse en un estrato dado; la de capilaridad indica la velocidad del movimiento de la humedad dentro del suelo; las de Proctor, Porter, Valor Soportante, Valor Cementante y otras más, tienen fines precisos para el diseño de los pavimentos y los ensayos químicos vienen a complementar frecuentemente la información que conduce al conocimiento de los suelos y de su comportamiento probable. La forma como se aplican estos datos para traducirlos en recomendaciones para el diseño de la cimentación es dominio de la mecánica de los suelos, ciencia ésta que integra para sus fines las aportaciones que a ella hacen otras disciplinas del saber, como lo son la mecánica de los fluidos, las teorías de la elasticidad y plasticidad, la química coloidal, la geología, la geofísica y muchas más, sobre una base fundamental de conceptos matemáticos y mecánicos. La justipreciación del valor que tienen las predicciones y soluciones que proporciona un estudio de mecánica de los suelos, aún en obras de poca envergadura, ha colocado a esta rama de la Ingeniería en un lugar muy importante en nuestro país, contándose actualmente con numerosos laboratorios oficiales y particulares que se dedican a esta suerte de investigaciones.

Excavaciones.

De acuerdo con el tipo de terreno y el volumen de ella, una excavación puede ser hecha por diferentes métodos. En terrenos suaves:

- **A mano.** El sistema más sencillo es aquél en que se utiliza la pala y el pico como herramienta de ataque y la carretilla o el "chunde" (canastilla de mimbre) como elementos de transporte. Generalmente los operarios se organizan por parejas, ocupándose uno del ataque y otro del transporte del material excavado. Este sistema tiene el defecto de ocupar gran cantidad de mano de obra, cuando la excavación es de cierta importancia, y de no permitir la ejecución económica de excavaciones de gran profundidad. No obstante esto, dado que en México la mano de obra es relativamente barata, es éste el procedimiento más usado para la excavación en predios urbanos limitados por edificios colindantes. De acuerdo con el tipo de terreno y el volumen de ella, una excavación puede ser hecha por diferentes métodos. La excavación efectuada por un hombre debe tener un ancho mínimo de 60 cms. en profundidades no mayores de 1 a 1.50 mts, y, si la profundidad es mayor, el ancho deberá ir aumentando 50 cms. más por cada metro de profundidad. La profundidad máxima para que el individuo que excava pueda traspalear la tierra a la superficie es de 2.50 a 3 metros. Cuando se hagan excavaciones, como ya se dijo, en predios urbanos de pequeñas dimensiones en que, por su tamaño, no es posible trabajar con máquinas, se usa entonces el sistema de pala y pico ya descrito. Debe, en este caso, proyectarse perfectamente la circulación de peones, evitando todo tipo de cruces entre los que van llenos a descargar hacia el tiradero y los que vienen de regreso, procurando que los carriles de tránsito tengan la suficiente amplitud y presten seguridad para así evitar accidentes tan comunes en este tipo de trabajos. Es también conveniente estudiar y determinar la forma en que será sacado el producto de la excavación del lugar de la misma, y establecer el circuito en tal forma que sufra las menores interrupciones posibles por cruces o mal proyecto.

- **Mecánicas.** Si la excavación por hacer es de grandes dimensiones y de gran profundidad, el procedimiento más económico, sin duda alguna, es hacerla con máquinas. Las máquinas más usuales para este tipo de trabajos en construcción urbana son las excavadoras de tipo de pala mecánica o las dragas, como se ilustran en la figura. Estas máquinas generalmente están accionadas por motores de gasolina o diésel, y su herramienta de ataque es un cucharón de acero con fondo móvil y provisto de dientes. Este cucharón, en el caso de las excavadoras de pala mecánica, está colocado al extremo de un brazo rígido que se mueve por medio de cables sobre una pluma fija a la caseta del motor. La capacidad de los cucharones varía desde 3m³ hasta 4m³ de acuerdo con la potencia de la máquina; el acarreo del material producto de la excavación se efectúa generalmente por medio de camiones. En el caso de zanjas de gran longitud y profundidad, pero de pequeña anchura, la herramienta más económica es una máquina llamada zanjadora la cual efectúa la excavación por medio de una banda de canchales de ataque como se ilustra. El acarreo del material excavado se realiza por medio de camiones y es propio para usarse en terrenos blandos y aún en terrenos arenosos o conglomerados de poca resistencia. Algunas veces para la construcción de terraplenes o grandes rellenos, se utiliza, en la excavación de los bancos de préstamo, otro tipo de maquinaria, que consiste en un elemento automóvil que arrastra una escarpa, la cual, a la vez, sirve para excavar y transportar el material. Esta escarpa generalmente es arrastrada por un tractor montado sobre orugas o sobre llantas neumáticas, pero hay máquinas que están constituidas por escarpa y elemento tractor en una sola unidad.

Denominación de Consolidación.

Se denomina **consolidación de un suelo** a un proceso de reducción de volumen de los **suelos** finos cohesivos (**arcillas** y **limos** plásticos), provocado por la actuación de solicitaciones (cargas) sobre su masa y que ocurre en el transcurso de un tiempo generalmente largo. Producen asentamientos, es decir, hundimientos verticales, en las construcciones que pueden llegar a romper si se producen con gran amplitud.

Descripción del proceso de consolidación

Al observar los depósitos de material muy suaves situados en el fondo de una masa de agua, por ejemplo un lago, se nota que el suelo reduce su volumen conforme pasa el tiempo y aumentan las cargas sobre el suelo, se les llama proceso de consolidación.

Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación permanece esencialmente igual la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal. Así, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir sólo en la dirección vertical, proceso denominado consolidación unidimensional.

La consolidación de un suelo es un proceso lento, puede durar meses y hasta años. Es un proceso asintótico, es decir, que al comienzo es más veloz, y se va haciendo cada vez más lento, hasta que el suelo llega a una nueva situación de equilibrio en la que ya no se mueve.

El no tomar en cuenta este posible movimiento del suelo al proyectar una estructura sobre él puede llevar a consecuencias catastróficas tales como la inclinación, fisuración e incluso el colapso de la misma. En muchos casos es necesario pre-consolidar el suelo antes de proceder a la construcción de una obra importante, como puede ser, por ejemplo, un edificio

o una carretera. La pre-consolidación se hace cargando el terreno con un peso semejante o mayor que el que deberá soportar una vez construida la obra, para esto se deposita en la zona interesada una cantidad de tierra con el peso equivalente de la obra.