

01163

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

SEDIMENTACION Y CONSOLIDACION CON
DEFORMACIONES GRANDES DE SUELOS
ARCILLOSOS MARINOS

Acompañado de: 2 disketes

T E S I S

PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERIA
MECANICA DE SUELOS

P R E S E N T A

JORGE SANCHEZ MORENO

DIRECTOR DE TESIS: M. I. MANUEL J. MENDOZA LOPEZ



CIUDAD UNIVERSITARIA

MARZO 2000



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

AGRADECIMIENTOS

Deseo expresar mi agradecimiento al M. en I. Manuel J. Mendoza L., director de esta tesis, por su dirección durante el desarrollo del presente trabajo, por compartir su experiencia profesional y conocimientos académicos, así como a su paciente revisión del texto.

A los Drs. Gabriel Auvinet G., Efraín Ovando S., Raúl Flores B. y Víctor M. Taboada U. por sus comentarios y sugerencias que enriquecieron el contenido de la tesis.

Al Dr. Miguel P. Romo C. por permitirme desarrollar las actividades experimentales en el laboratorio de mecánica de suelos del Instituto de Ingeniería UNAM.

Al Instituto Mexicano del Petróleo por el apoyo económico recibido que me permitió estudiar la maestría, así como para la elaboración de la tesis. Asimismo, al Ing. Oscar Valle M. y Roberto Ortega R. por su apoyo incondicional.

A mis compañeros y al personal de la Coordinación de Geotecnia del Instituto de Ingeniería UNAM, que de alguna manera contribuyeron a la realización de la tesis.

Finalmente, deseo agradecer a mis padres, hermanos y amigos por su apoyo durante los momentos críticos que pasé y que pusieron en riesgo mi salud.

RESUMEN

Se analizan en esta tesis los fenómenos de sedimentación y consolidación de suelos arcillosos marinos, a partir de una suspensión acuosa salina. Para llevar a cabo el análisis numérico del fenómeno de sedimentación se adopta la solución analítica propuesta por Been y Sills (1981), involucrando las ideas expuestas por Lin y Lohnes (1984) que sugieren un método práctico y sencillo para caracterizar el mecanismo de sedimentación de arcillas blandas. A su vez, se expone una solución numérica que se desarrolló para modelar el fenómeno de consolidación con deformaciones grandes en la que se involucran coeficientes variables de permeabilidad y compresibilidad, considerando las teorías propuestas por Gibson y coautores (1967 y 1981). Dicha solución numérica está basada en el método implícito de diferencias finitas, debido a Crank-Nicholson (Forsythe y Wasow, 1960), y fue implementada para su aplicación en una computadora personal; dicha solución evalúa paso a paso la ecuación diferencial que gobierna el fenómeno. Asimismo, se incluye la solución numérica para la verificación de la solución, tomando en cuenta la ecuación general planteada por Gibson y coautores (1967), pero asumiendo las hipótesis de Terzaghi.

Se verificó el modelo numérico propuesto del proceso sedimentación/consolidación con una medición experimental real; para el caso, se recurrió al suelo que proviene del fondo marino de los sitios conocidos como SINAN-TB/TC, Complejo Habitacional y EK-TA de la Sonda de Campeche. Se observaron y midieron estos dos procesos en un odómetro de dimensiones reducidas, y esto sirvió para predecir los procesos de sedimentación y de consolidación del suelo arcilloso marino formado artificialmente en un odómetro de 97 cm de diámetro y casi tres metros de altura (O-97-5). En este suelo marino artificialmente formado habrán de realizarse ensayos de carga con modelos a escala de pilotes de fricción; estas actividades están comprendidas en un proyecto de investigación que se realiza en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería, en colaboración con el Instituto Mexicano del Petróleo.

Se estima que la metodología expuesta puede aplicarse al análisis de la evolución de asentamientos de rellenos arcillosos producto de dragado, como los que se producen en las costas del Golfo de México.

CONTENIDO.....	i
NOMENCLATURA.....	iv
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 ANTECEDENTES.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	3
1.3 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS.....	3
2. REVISIÓN SOBRE EL PROCESO DE CONSOLIDACIÓN.....	5
2.1 INTRODUCCIÓN.....	5
2.2 TÉCNICA ESTÁNDAR PARA REALIZAR PRUEBAS DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.....	7
2.2.1 Descripción del equipo.....	7
2.2.2 Sistema de carga.....	9
2.2.3 Equipo para el labrado del espécimen.....	10
2.2.4 Procedimiento.....	11
2.2.5 Posibles fuentes de error.....	11
2.3 TEORÍA DE LA CONSOLIDACIÓN DE TERZAGHI.....	12
2.4 COMPRESIÓN SECUNDARIA.....	19
2.5 RELACIÓN CAMPO-LABORATORIO.....	20
3. PROCESOS DE SEDIMENTACIÓN Y CONSOLIDACIÓN CON DEFORMACIONES GRANDES DE SUELOS ARCILLOSOS.....	26
3.1 INTRODUCCIÓN.....	26
3.2 ACERCA DEL FENÓMENO DE SEDIMENTACIÓN.....	28
3.2.1 Descripción de Kynch.....	28
3.2.2 Descripción de Fitch.....	29
3.2.3 Descripción de Mikasa.....	30
3.2.4 Descripción de Imai.....	31
3.2.5 Modelo utilizado para el estudio del fenómeno de sedimentación.....	32
3.2.6 Teoría de la consolidación unidimensional debida al peso propio.....	34
3.3 ACERCA DEL FENÓMENO DE CONSOLIDACIÓN CON DEFORMACIONES GRANDES.....	38
3.3.1 Teoría de consolidación unidimensional con deformaciones grandes.....	38

4.	SOLUCIÓN NUMÉRICA DEL FENÓMENO DE CONSOLIDACIÓN CON DEFORMACIONES GRANDES Y DOCUMENTACIÓN DEL PROGRAMA PARA PC.....	40
4.1	INTRODUCCIÓN.....	40
4.2	ACERCA DE LAS SOLUCIONES NUMÉRICAS PARA EVALUAR LOS ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN CON DEFORMACIONES GRANDES.....	41
4.3	SOLUCIÓN NUMÉRICA DEL FENÓMENO DE CONSOLIDACIÓN CON DEFORMACIONES GRANDES.....	42
4.4	VERIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN NUMÉRICA.....	47
4.5	DOCUMENTACIÓN DEL PROGRAMA MECÁNICA v1.0.....	51
5.	DETERMINACIONES EXPERIMENTALES Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS CON LA SOLUCIÓN NUMÉRICA DEL PROCESO DE SEDIMENTACIÓN/CONSOLIDACIÓN.....	55
5.1	INTRODUCCIÓN.....	55
5.2	SUELO MARINO Y SU RECONSTITUCIÓN.....	57
5.3	EVOLUCIÓN DE LA SEDIMENTACIÓN Y CONSOLIDACIÓN EN ODÓMETROS PEQUEÑOS.....	59
5.4	INFLUENCIA DE LA SALINIDAD EN LOS CONTENIDOS DE AGUA.....	61
5.5	RESULTADOS DE LA SOLUCIÓN NUMÉRICA DEL PROCESO SEDIMENTACIÓN/CONSOLIDACIÓN EN ODÓMETROS PEQUEÑOS	62
5.6	PREDICCIÓN DE LA SEDIMENTACIÓN Y CONSOLIDACIÓN EN EL ODÓMETRO O-97-5.....	74
6.	CONCLUSIONES.....	82
	REFERENCIAS.....	84
	APÉNDICE A.....	89
	SOLUCIÓN DE LA ECUACIÓN DIFERENCIAL DEL PROCESO DE CONSOLIDACIÓN CON DEFORMACIONES GRANDES, CONSIDERANDO COEFICIENTES VARIABLES DE PERMEABILIDAD Y COMPRESIBILIDAD	

APÉNDICE B.....	92
SOLUCIÓN DE LA ECUACIÓN DIFERENCIAL DEL PROCESO DE CONSOLIDACIÓN CON DEFORMACIONES GRANDES, CONSIDERANDO COEFICIENTES CONSTANTES DE PERMEABILIDAD Y COMPRESIBILIDAD	
APÉNDICE C.....	94
DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA DE CÓMPUTO PARA PC	

NOMENCLATURA

α	constante
β	pendiente de distribución de la relación de vacíos final, determinada por el cociente $\frac{(\gamma_s - \gamma_w)}{\alpha}$
δ_t	asentamiento en un tiempo t
δ_{100}	asentamiento al fin de la consolidación primaria
γ'	peso volumétrico sumergido de la suspensión de suelo
γ_s	peso volumétrico de los sólidos
γ_w	peso volumétrico del agua
λ	constante que representa las características de compresibilidad del proceso de consolidación con deformaciones grandes
σ	esfuerzo efectivo
a_v	coeficiente de compresibilidad
c_c	concentración crítica de la suspensión
c_F	coeficiente de consolidación del proceso de sedimentación
c_i	concentración inicial de la suspensión
c_v	coeficiente de consolidación, determinado por el cociente $\frac{k}{m_v \gamma_w}$
δ	incremento de la profundidad
e_i	relación de vacíos inicial del proceso de sedimentación
e_0	relación de vacíos al alcanzar el 100% de consolidación por peso propio
$e(z,t)$	relación de vacíos en el espesor del estrato en un tiempo específico del proceso de consolidación con deformaciones grandes
$e(0,0)$	relación de vacíos al inicio del proceso de consolidación con deformaciones grandes

e_{∞}	relación de vacíos al final del proceso de consolidación con deformaciones grandes
$e(0,t)$	relación de vacíos en la frontera $z = 0$, en un tiempo específico
$F(T_v)$	función de Terzaghi
G_s	densidad de sólidos
$g(e)$	función que representa el coeficiente de consolidación con deformaciones grandes
H	espesor del estrato
H_i	altura inicial de la suspensión del proceso de sedimentación
H_c	altura crítica de la suspensión del proceso de sedimentación
$H_{m\acute{a}x}$	altura de la suspensión del proceso de consolidación con deformaciones grandes
$h(t)$	altura del lodo a cualquier tiempo t , en coordenadas Euler
$h'(t)$	coordenada espacial o Euler, del proceso de consolidación con deformaciones grandes
H_{100}	altura del suelo cuando se alcanza el 100% de consolidación
i_c	gradiente crítico, determinado por el cociente $\frac{\gamma'}{\gamma_w}$,
k	coeficiente de permeabilidad
$k(e)$	coeficiente de permeabilidad
k_0	coeficiente de permeabilidad inicial
l	espesor inicial del estrato
$m = \frac{1}{2}(2n+1)$	
m_v	coeficiente de compresibilidad volumétrica
$n = 0, 1, 2, \dots$	
p	presión total
r	ordenada normalizada, determinada por el cociente $r = \frac{z_1}{z_0}$
$S(T)$	asentamiento adimensional
t	tiempo

T'	factor tiempo del proceso de sedimentación, determinado por el cociente $T' = \frac{C_F t}{Z_0^2}$
T_v	factor tiempo
T	factor tiempo del proceso de consolidación con deformaciones grandes
τ	incremento de tiempo
U	grado de consolidación medio
$U(T')$	grado de consolidación del proceso de consolidación por peso propio
$U(T)$	grado de consolidación del proceso de consolidación con deformaciones grandes
u	presión en el agua intersticial
$u_1(z,t)$	distribución del exceso de la presión de poro en el suelo real
u_d	presión de poro en la cara drenada de la muestra
u_u	presión de poro en la cara no drenada de la muestra
u_b	contrapresión
v	velocidad
w	contenido de agua de la mezcla, sin presencia de sales
w'	contenido de agua con sales disueltas
w_L	límite líquido
w_h	contenido de agua corregido por la presencia de sales
w_0	contenido de agua inicial de la suspensión, sin presencia de sales
w_s	contenido de agua del sedimento, sin presencia de sales
y	ordenada normalizada, determinada por el cociente $y = \frac{z}{Z_0}$
z	representa la profundidad
z_0	altura imaginaria del material en proceso de sedimentación
z_1	altura real de las partículas sólidas del material en proceso de sedimentación
$Z_{m\acute{a}x}$	altura normalizada de la coordenada reducida

1. INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

El estudio del asentamiento de estructuras y obras de tierra es uno de los problemas fundamentales en Mecánica de Suelos. Los métodos para cuantificar la compresibilidad de suelos finos y su evolución con el tiempo se basan en el entendimiento del proceso de consolidación. Terzaghi fue uno de los primeros que estudió el fenómeno de consolidación de suelos saturados y desarrolló una teoría conocida como teoría de la consolidación unidimensional, con la cual puede analizarse tal proceso.

Al aplicar un incremento de esfuerzo sostenido a suelos finos impermeables, sin permitir el drenaje, toda la carga se traduce en un exceso de presión en el agua de poro. Al permitir el drenaje, el gradiente hidráulico resultante genera un flujo de agua hacia fuera de la masa de arcilla cargada, iniciando su compresión. Una parte del esfuerzo aplicado se transfiere gradualmente al esqueleto mineral, causando a su vez una reducción de la presión de agua de poro. Este proceso de compresión gradual con flujo de agua y transferencia del exceso de presión del agua al esqueleto mineral, se denomina consolidación primaria.

El estudio que se ha emprendido acerca de la respuesta de cimentaciones de plataformas marinas piloteadas (Mendoza et al., 1998), contempla la medición del comportamiento de modelos de pilotes de fricción a escala; estos habrán de ensayarse en un suelo arcilloso marino consistente e inalterado, formado

artificialmente en el laboratorio. La reconstitución del material se ha iniciado a partir de una suspensión muy diluida formada con agua de mar y suelo muestreado de los sitios conocidos como SINAN-TB/TC, Complejo Habitacional y EK-TA de la Sonda de Campeche. Dicha suspensión se someterá inicialmente a un proceso de sedimentación libre y posteriormente a procesos incrementales de consolidación mediante la aplicación de esfuerzos controlados. Para realizarlo se diseñó el odómetro cilíndrico O-97-5, cuya denominación atiende al diámetro en cm y a la presión máxima axial de diseño en kg/cm^2 , seccionado en tres cilindros interconectados. Su altura inicial de 284 cm permite contener el gran volumen de la suspensión, mediante el odómetro metálico de 122 cm de altura y dos extensiones de 81 cm de altura cada una, mismas que se irán eliminando conforme el suelo se sedimente y consolide.

Se plantea en este trabajo la caracterización de la formación artificial de suelos marinos a partir de un estado líquido, a través de procesos de sedimentación y de consolidación. La sedimentación se caracteriza por la depositación de las partículas en el fondo, como resultado de la acción gravitacional. Es claro que la compresión de materiales arcillosos como estos involucra procesos de consolidación con grandes deformaciones, para los que la teoría clásica, que asume deformaciones pequeñas, es inoperante. Entre las teorías más destacadas que se han desarrollado para el estudio del proceso de consolidación con deformaciones grandes para depósitos jóvenes, y que se discuten en este trabajo, se encuentran las propuestas por Gibson et al. (1967 y 1981).

El estudio que aquí se expone está orientado en particular a conocer el proceso de formación artificial del suelo marino en el laboratorio; sin embargo, arroja luces acerca de la evolución de fenómenos relacionados con la ingeniería portuaria y costera, o incluso los relacionados con el manejo y depositación de desechos sólidos en suspensión. En efecto, es frecuente en nuestro país, sobre todo en las planicies costeras del Golfo de México, la necesidad de predecir la magnitud de asentamientos y su evolución con el tiempo de rellenos hidráulicos arcillosos producto de dragado; esto es, estimar el lapso por transcurrir para alcanzar ciertos niveles, y predefinir si esos depósitos podrán usarse como rellenos estructurales, capaces de ofrecer cierta capacidad de carga a las obras que sobre ellos se desplanten.

En este trabajo de tesis se establece una secuencia práctica para evaluar la historia de asentamientos por consolidación primaria unidimensional de un estrato arcilloso, considerando la variación vertical del coeficiente de permeabilidad, así como del coeficiente de compresibilidad a través de una distribución lineal dependiente de la relación de vacíos. Se propone una solución numérica mediante diferencias finitas desarrollada para una computadora personal, que evalúa paso a paso la ecuación diferencial que gobierna el fenómeno. La solución teoriconumérica determina la evolución de las isócronas de la relación de vacíos, las que en general resultan asimétricas respecto a la profundidad atendiendo a la variación de los coeficientes antes señalados; tales isócronas definen el grado de consolidación del estrato arcilloso.

Asimismo, para verificar dicha solución numérica y con el fin de comprobarla, se desarrolló otro modelo numérico tomando en cuenta la ecuación general planteada y aceptando las hipótesis de Terzaghi. Los resultados entre ambas soluciones se compararon con la evolución de los asentamientos medidos en odómetros más pequeños que el O-97-5, con el mismo suelo marino en estudio. Esta comparación permite poner en evidencia la bondad del método propuesto. Aunado a lo anterior, se presenta una predicción de los procesos de sedimentación y de consolidación del suelo arcilloso marino depositado en el odómetro O-97-5.

1.2 OBJETIVOS.

Los objetivos principales de esta tesis son los siguientes.

- a. Revisar las soluciones teóricas de los fenómenos de sedimentación y consolidación que tomen en cuenta las grandes deformaciones implícitas.
- b. Implementar una solución numérica para modelar los fenómenos de sedimentación y consolidación con deformaciones grandes.
- c. Verificar el modelo numérico propuesto con una medición experimental real.

1.3 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

En el capítulo 2 se hace una breve descripción del fenómeno de consolidación y se expone la técnica estándar para realizar pruebas de consolidación unidimensional.

En el capítulo 3 se plantean algunas teorías relativas al fenómeno de sedimentación de suelos arcillosos y se discuten las etapas que lo conforman. Se plantea una solución analítica propuesta por Been y Sills (1981) y se adoptan los conceptos expuestos por Lin y Lohnes (1984) para analizar el fenómeno de sedimentación. Asimismo, se exponen las teorías más destacadas que se han desarrollado para el estudio del proceso de consolidación con grandes deformaciones para depósitos jóvenes (Gibson et al., 1967 y 1981).

En el capítulo 4 se expone la solución numérica para el fenómeno de consolidación con deformaciones grandes en la que se involucran coeficientes variables de permeabilidad y compresibilidad. Asimismo, con el fin de verificar la solución descrita anteriormente, se expone otro modelo numérico asumiendo las hipótesis de Terzaghi. Al final del capítulo, se expone el diagrama de bloques del programa de cómputo para PC denominado Mecánica v1.0, el cual incluye la solución numérica de los procesos de sedimentación y consolidación.

En el capítulo 5 se describe el proceso de *reconstitución del suelo* en función del contenido de agua inicial y el peso de los sólidos de la suspensión, revisando la influencia del contenido salino. Se exponen las formas características de las isócronas de la relación de vacíos y de la presión de poro, resultantes de la solución numérica del proceso sedimentación/consolidación. Los resultados se comparan con la evolución de los asentamientos medidos en odómetros más pequeños que el O-97-5, con el mismo suelo marino en estudio. Asimismo, se presenta una predicción de la evolución de los fenómenos de sedimentación y consolidación para el caso del suelo arcilloso marino formado artificialmente en el odómetro O-97-5, una vez que se inició el proceso de reconstitución de dicho material al concluir la presente tesis.

Finalmente, en el capítulo 6 se presentan las conclusiones más importantes de esta investigación.

2. REVISIÓN SOBRE EL PROCESO DE CONSOLIDACIÓN

2.1 INTRODUCCIÓN

La presente tesis está enfocada básicamente al estudio de los procesos de sedimentación y el de consolidación que implican deformaciones grandes, para lo cual se requiere un modelo analítico apropiado que incluya consolidación sin imponer requerimientos característicos de deformación infinitesimal. Por tanto, el uso de la teoría de consolidación de Terzaghi en este campo no puede aplicarse satisfactoriamente; sin embargo, consideramos conveniente exponer la solución de Terzaghi en el presente capítulo para tomarla como referencia y punto de partida para estudiar en capítulos subsecuentes el fenómeno de interés.

En general, los suelos están constituidos por tres fases: sólida, líquida y gaseosa; la primera de ellas está compuesta por partículas de minerales, las cuales forman el esqueleto del suelo. Esta estructura tiene cavidades que ocupan las otras dos fases. En el desarrollo del presente trabajo se estudiarán los materiales bifásicos, particularmente arcillas saturadas con agua.

Todos los suelos experimentan deformación a consecuencia de un cambio en las condiciones de esfuerzo. Con respecto al diseño de la cimentación de una estructura, uno de los principales problemas a resolver es el valuar con razonable precisión los asentamientos que se verificarán en el terreno debido a la carga aplicada. Los métodos para estimar la compresibilidad de suelos finos en función del tiempo se basan en el entendimiento del proceso de consolidación.

Si sometemos al suelo a un incremento de esfuerzo, su volumen se reducirá. La reducción de volumen se debe a un cambio en los vacíos de la estructura, que provoca un desplazamiento relativo entre los granos del suelo; consecuentemente, éstos se ven forzados a ocupar posiciones más estables, haciendo el material más compacto.

Tenemos entonces que la compresibilidad del suelo se debe a la facilidad con la que los granos cambian de posición, debido al tipo y rigidez de la estructura del suelo. Entendiendo que la estructura del suelo se define, no sólo como el arreglo geométrico de los constituyentes del suelo, sino como el enlace entre las partículas.

En el caso de suelos bajo el nivel freático y de baja permeabilidad como las arcillas, una sobrecarga origina una disminución del contenido de agua, que tiene lugar muy lentamente debido a que la baja permeabilidad del suelo no permite una rápida transferencia de flujo del agua, de una parte a otra de la masa de suelo o a un estrato contiguo de alta permeabilidad. El esfuerzo aplicado al principio es tomado por el agua en los poros originando exceso hidrostático y después se transmite gradualmente a la estructura esquelética, conforme se disipa esa presión de agua. Este proceso hidrodinámico es la compresión primaria.

Considérese una masa de arcilla saturada bajo una carga sostenida en la cual no se permite el drenaje; al aplicar un incremento de presión toda la carga se traduce en un exceso de presión en el agua de poro. Si permitimos el drenaje, el gradiente hidráulico resultante provoca un flujo de agua hacia fuera de la masa de arcilla, y ésta comienza a comprimirse. Una parte del esfuerzo aplicado se transfiere al esqueleto mineral, que a su vez causa una reducción de la presión del agua de poro. Este proceso de compresión gradual con flujo de agua y transferencia del exceso de presión del agua al esqueleto mineral, es mejor conocido como consolidación primaria.

Durante el proceso de consolidación, al nivel de las partículas puede haber movimiento de todo tipo solamente el movimiento medio horizontal puede considerarse nulo; así, el movimiento medio de las partículas de suelo en dirección vertical se denomina consolidación unidireccional o unidimensional. La consolidación sería de este tipo considerando que los estratos, formados a través de un proceso de sedimentación sucesiva en el fondo de una masa de agua, tienen gran extensión horizontal en comparación con su espesor.

Para el estudio del fenómeno en el laboratorio, Terzaghi ideó un dispositivo llamado odómetro o consolidómetro, el cual se describirá con detalle en el inciso 2.2.

Por otra parte es importante resaltar que las observaciones demuestran que aun cuando ya se ha verificado por completo el fenómeno de consolidación primaria del suelo, continúa una deformación volumétrica, producida por el desplazamiento relativo de los granos que forman el esqueleto estructural del suelo. Este

comportamiento es conocido como consolidación o compresión secundaria.

En laboratorio, la compresión secundaria se manifiesta claramente por la deformación posterior a la disipación del exceso de presión hidrostática del agua (o sea, al finalizar la consolidación primaria). Actualmente se conoce que en los sedimentos de ambientes lacustres y marinos, se presenta un comportamiento de viscosidad intergranular al cual se debe la compresión secundaria.

2.2 TÉCNICA ESTÁNDAR PARA REALIZAR PRUEBAS DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

El objetivo principal de una prueba de consolidación unidimensional consiste en determinar el cambio de volumen, y la velocidad con que ocurre, en un espécimen de suelo confinado lateralmente, y sujeto a una presión axial.

El ensayo de laboratorio es unidimensional debido a que con un anillo metálico para confinar la muestra, no se permite flujo o movimiento de agua en el sentido lateral; es decir, todo el flujo de agua y la deformación del suelo sucede en dirección vertical.

Durante la ejecución de la prueba se aplican una serie de incrementos crecientes de carga axial sobre la probeta del suelo contenido en el anillo. El cambio de volumen se mide con un extensómetro montado en un puente fijo, y conectado a su vez a la placa de carga.

Durante la aplicación de cada uno de los incrementos de carga se registra el cambio de deformación axial en función del tiempo que representa el comportamiento de consolidación del suelo. El incremento de carga se mantiene el tiempo suficiente para que el tramo recto de consolidación secundaria se defina claramente. Estos resultados se presentan generalmente en dos tipos de gráficas: a) la gráfica cambio de volumen, oquedad o deformación volumétrica vs. esfuerzo (en escala logarítmica o aritmética), se llama curva de compresibilidad; b) la gráfica deformación volumétrica o cambio de volumen vs. tiempo para cada incremento de esfuerzo, usualmente representada en escala logarítmica, se llama curva de consolidación. De la curva de compresibilidad se puede determinar el quiebre de la curva, lo cual se origina por el colapso interno de la estructura del suelo, y proporciona la máxima presión que el suelo ha soportado en su historia geológica recibiendo el nombre de esfuerzo crítico.

2.2.1 Descripción del equipo

El equipo, diseñado originalmente por Terzaghi, es denominado odómetro (del griego oidema, expansión); posteriormente fue modificado por Casagrande, Gilboy y otros. Está conformado por un anillo metálico, dos piedras porosas, extensómetro de carátula (con aproximación de 0.01 mm) y cazuela con base rígida. El consolidómetro puede ser de anillo fijo o flotante.

El consolidómetro de anillo fijo (Fig. 2.1) es usado poco actualmente excepto para la realización de pruebas de permeabilidad ejecutadas simultáneamente con la de consolidación y también para ensayos con velocidad constante de deformación (Mendoza et al., 1996). Lo último es posible si a este consolidómetro se le colocan un transductor de presión de poro, una celda de carga y un deformímetro eléctrico, y estos sensores se conectan a un sistema automático de adquisición de datos.

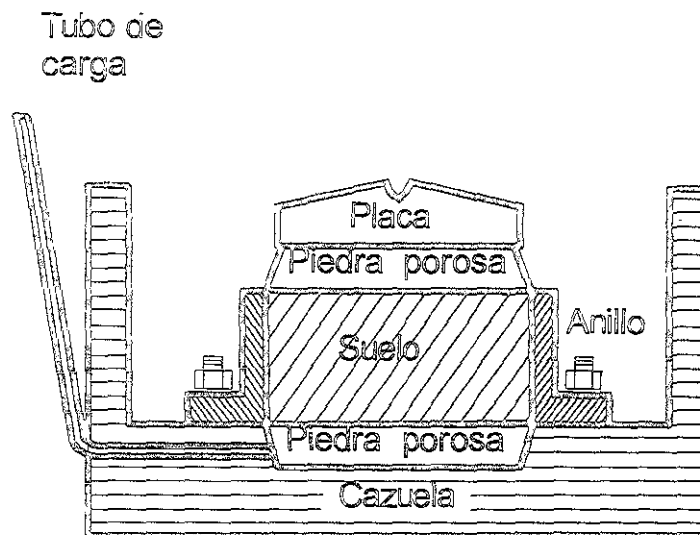


Fig. 2.1 Consolidómetro de anillo fijo.

Por otra parte, el consolidómetro de anillo flotante mostrado en la Fig. 2.2 es el más usado actualmente y se denomina así porque se puede desplazar durante la consolidación del suelo. La ventaja del anillo flotante consiste en que reduce la fricción a lo largo de las paredes de la muestra entre el suelo y el anillo.

El anillo utilizado puede ser de acero inoxidable, con un área de 50 cm^2 , y altura de 20 mm, aproximadamente. Aunque también ha dado magníficos resultados el anillo plástico "Deirin".

En lo que respecta a las piedras porosas, éstas deben ser unas 100 a 1000 veces más permeables que el suelo ensayado, con el fin de permitir el libre drenaje del agua del suelo. Sus dimensiones deben ajustarse al diámetro interior del anillo de consolidación, con una holgura de 0.25 mm. Además, deben tener forma cónica, para que no se apoyen en el anillo durante la prueba.

Entre las piedras porosas y el espécimen, se colocan discos de papel filtro, con permeabilidad mucho mayor que la del suelo ensayado, para prevenir la intrusión de suelo en las piedras porosas

inicialmente se realiza una calibración para determinar la compresibilidad del equipo, principalmente de las piedras porosas, sustituyendo en este caso al espécimen por una placa rígida, aplicando carga y observando las deformaciones resultantes.

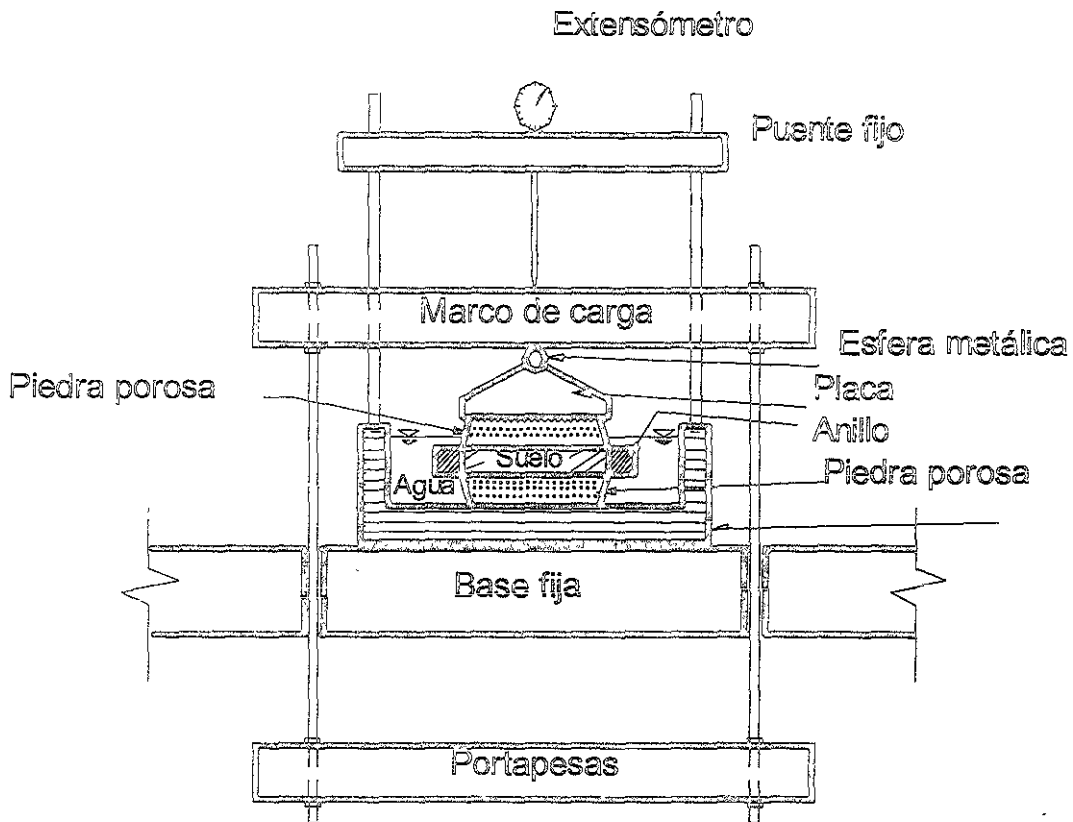


Fig. 2.2 Consolidómetro de anillo flotante.

2.2.2 Sistema de carga

En el consolidómetro de anillo flotante, la carga se aplica por medio de pesos colocados en una ménsula, la cual cuelga del extremo de la viga de carga. En la Fig. 2.3 se muestra el equipo utilizado. La carga se transmite al marco por medio de un cable apoyado en una rótula fija, ligada al pedestal del aparato. La viga de carga puede girar alrededor de la rótula. La relación del brazo de palanca de la ménsula de carga y del radio, es del orden de 10.

El peso de la viga y la ménsula de carga se balancean con el contrapeso A (Fig. 2.3). A su vez, el peso del marco de carga se balancea con el contrapeso B.

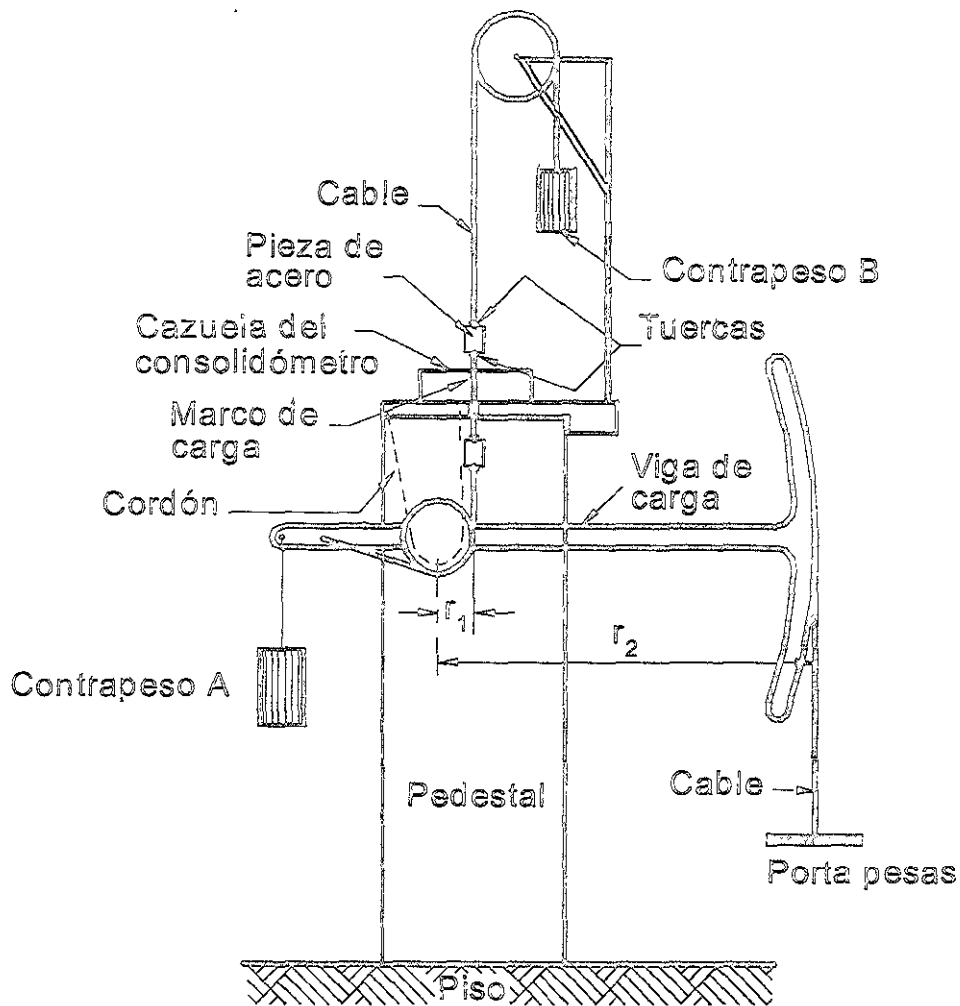


Fig. 2.3 Sistema de aplicación de carga de un consolidómetro convencional.

2.2.3 Equipo para el labrado del espécimen

Para labrar el espécimen se utiliza el equipo siguiente: torno de labrado, cortador, arco de alambre y enrasador. Como complemento, se utilizan además placas de vidrio, balanza con precisión de 0.01 g, cronómetro, agua destilada, cápsulas para determinar contenido de agua, horno, etc.

2.2.4 Procedimiento

A continuación se describe el procedimiento para llevar a cabo el ensaye de consolidación unidimensional.

- El labrado se debe realizar dentro del cuarto húmedo. Se debe cuidar que el espécimen esté totalmente confinado en el anillo, con el fin de evitar deformaciones laterales. El procedimiento de labrado se describe con detalle en Lambe (1951) o Head (1986).
- Para suelos naturales localizados bajo el nivel de agua freática, las piedras porosas deben saturarse previamente; una manera muy práctica de lograrlo consiste en hervir por unos minutos las piedras en agua destilada. Entre las piedras porosas y el espécimen, se colocan discos de papel filtro saturado.
- Se coloca la cazuela de consolidación en el marco de carga, con el espécimen dentro del anillo, se ajusta el extensómetro y se procede a iniciar el ensaye. Se inunda entonces totalmente la cazuela, liberando de esta forma el efecto capilar remanente en el espécimen. Por este motivo, el suelo trata de expandirse, lo cual se impide colocando la carga mínima, con el fin de evitar que esto ocurra.
- Una vez que se sustituye el esfuerzo capilar remanente, se aplica el primer incremento de carga. Típicamente este ensaye se lleva a cabo con cinco a ocho incrementos de esfuerzo.
- Durante el ensaye se grafica la deformación vs. tiempo, para cada incremento, así como la deformación volumétrica vs. esfuerzo efectivo.
- Todos los incrementos son aplicados después de que la consolidación primaria ha sido completada o después de algún tiempo preseleccionado, típicamente 24 horas.
- Alcanzado el máximo esfuerzo deseado se procede a su descarga, de manera decremental, registrando en este caso las expansiones que acusa.
- Se debe determinar para cada espécimen la densidad de sólidos, así como el peso volumétrico y contenido de agua antes y después del proceso de consolidación. Con estos datos se calcula la relación de vacíos y el grado de saturación.

2.2.5 Posibles fuentes de error

a) Debidos a la muestra

- La probeta no llena completamente el anillo de consolidación.

- Alteración por manejo inadecuado de la probeta durante su preparación. Los cambios en la estructura del suelo afectan la relación esfuerzo-deformación-tiempo, disminuyendo la rigidez del espécimen de suelo.
- Los residuos del labrado para la determinación de la densidad de sólidos, contenido de agua y de los límites de plasticidad, pudieran no ser representativos de la muestra.

b) Debidos al equipo

- Corrientes galvánicas en el consolidómetro. Se impiden utilizando materiales no corrosivos en el anillo, por ejemplo plástico o acero inoxidable.
- Fricción entre la muestra y el anillo. Se debe aplicar una placa delgada de grasa de silicón en el interior del anillo antes del labrado para disminuirla.
- Permeabilidad insuficiente de las piedras porosas.
- Rozamiento de las piedras porosas con el anillo.

c) Debidas al procedimiento

- Las variaciones apreciables de la temperatura durante la prueba, afectan la viscosidad del agua, así como las lecturas de deformación.
- Relación inadecuada de incremento de esfuerzo a esfuerzo actuante.
- Impactos al aplicar las cargas.

2.3 TEORÍA DE LA CONSOLIDACIÓN DE TERZAGHI

Para explicar el fenómeno de consolidación, Terzaghi ideó la analogía hidrodinámica mostrada en la Fig. 2.4, la cual consiste en un recipiente cilíndrico provisto de un pistón con una pequeña perforación que conecta a una válvula y que representa la permeabilidad del suelo; el pistón está soportado por un resorte que hace las veces del esqueleto mineral del suelo, unido al fondo del cilindro y éste está totalmente lleno de agua. Si se coloca al pistón una carga Δp , manteniendo la válvula del orificio cerrada, el resorte no puede deformarse y toda la carga es soportada por el agua; es decir, existe un exceso de presión hidráulica $\Delta u = \Delta p$ y el esfuerzo efectivo sobre la estructura del suelo, que representa el resorte, $\Delta \sigma = 0$.

Al abrir la válvula del orificio habrá una transferencia gradual de presión del agua al resorte, de tal manera que en cualquier instante la suma del exceso hidrostático, Δu , y el esfuerzo efectivo, $\Delta \sigma$, es igual a la presión aplicada sobre el pistón, Δp . Una vez que la carga es soportada totalmente por el resorte, es decir $\Delta \sigma = \Delta p$, el agua ya no

sale más del cilindro y no existe exceso de presión hidráulica en el agua, esto es $\Delta u = 0$.

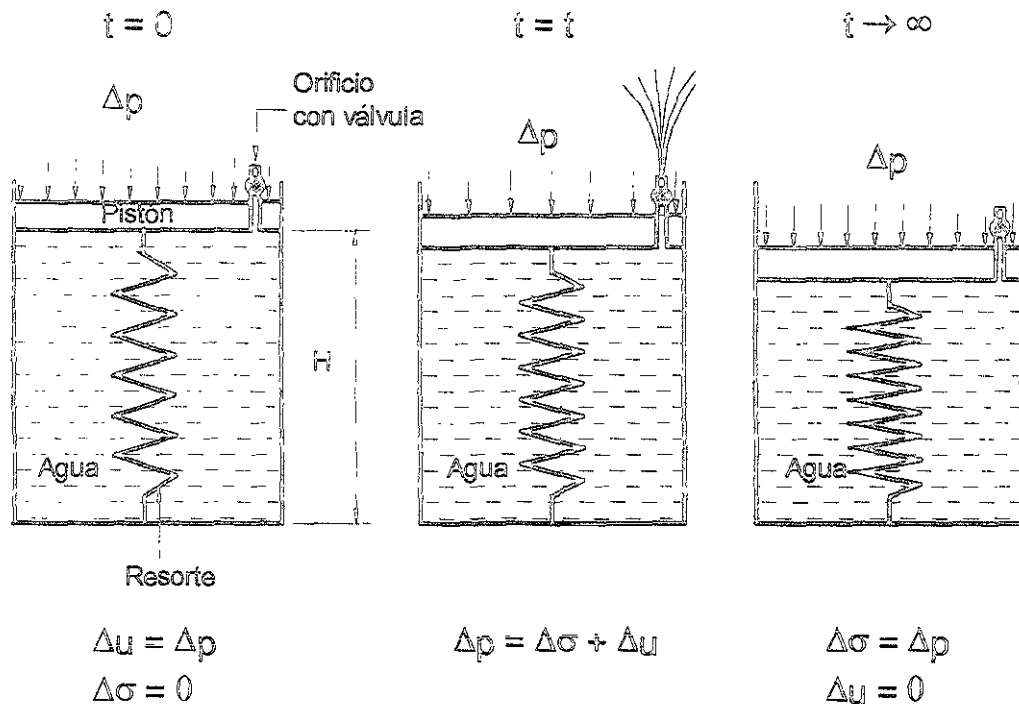


Fig. 2.4 Esquema de la analogía hidrodinámica de Terzaghi.

Terzaghi describió el fenómeno de consolidación de los suelos, y propuso una teoría para simularlo. Esta teoría se basa en las siguientes hipótesis:

- La compresión del suelo así como la trayectoria del drenaje del agua son unidimensionales. El suelo está confinado lateralmente; es decir, la deformación en sentido horizontal es nula.
- Los granos del suelo son incompresibles implicando que no sufren roturas por los esfuerzos a que se someten; el agua en los poros también es incompresible.
- Un cambio en el esfuerzo efectivo provoca un cambio en la relación de vacíos; su relación es lineal durante cualquier incremento de esfuerzo.
- La masa de suelo está saturada y es homogénea.

- e) La expulsión de agua es sólo la que corresponde al agua libre —o gravitacional— que sale de los poros de la estructura del suelo; la ley de Darcy se considera válida.
- f) El incremento de carga se aplica instantáneamente.
- g) Los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad del suelo permanecen constantes para un incremento de presión determinado.
- h) La presión aplicada es uniforme a lo largo de un plano horizontal. Inicialmente, el exceso de presión hidrostática es uniforme en toda la arcilla.
- i) El peso del suelo no se toma en cuenta.

Consideremos un elemento de suelo, como el mostrado en la Fig. 2.5. El propósito de la teoría de consolidación consiste en encontrar las condiciones esfuerzo-cambio volumétrico en cualquier punto en un tiempo determinado, durante el cual la masa se encuentra sometida a una carga sostenida. Con base en las hipótesis anteriores, la ecuación diferencial que gobierna el proceso es:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.1)$$

donde u es la presión en el agua intersticial,
 t es el tiempo
 z es la profundidad

c_v es el coeficiente de consolidación, determinado por el cociente $\frac{k}{m_v \gamma_w}$

k es el coeficiente de permeabilidad
 m_v es el coeficiente de compresibilidad volumétrica
 γ_w es el peso volumétrico del agua

Las condiciones de frontera para el caso de la Fig. 2.5 son:

para	$t = 0$	y	$0 \leq z \leq H$	$\Delta u = \Delta p$
para	$t > 0$	y	$z = H$	$\Delta u = 0$
para	$t = \infty$	y	$0 \leq z \leq H$	$\Delta u = 0$

La solución de la ecuación (2.1) está dada por:

$$u(z, t) = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2\Delta p}{M} \operatorname{sen} M \frac{z}{H} \exp\left(-\frac{M^2}{H^2} c_v t\right) \quad (2.2)$$

donde $M = \frac{1}{2} \pi(2n+1) \quad (n = 1, 2, 3 \dots)$

La ecuación (2.2) puede ser representada por un conjunto de isócronas, como se aprecia en la Fig. 2.6, las cuales muestran la distribución del exceso hidrostático a través del estrato y a medida que transcurre el tiempo.

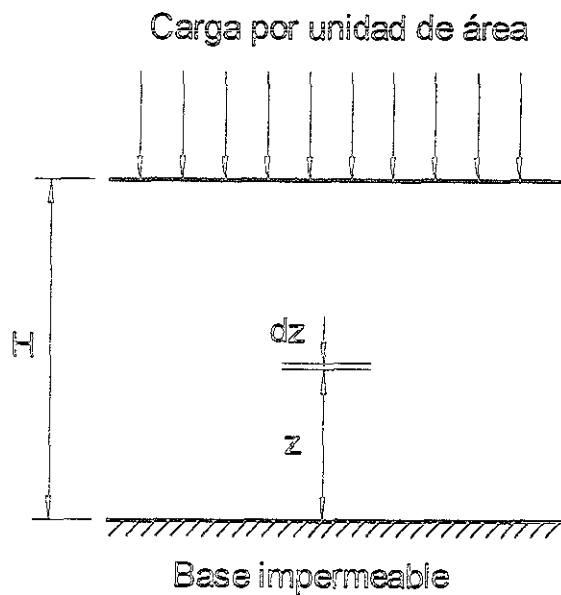


Fig. 2.5 Elemento en una masa, bajo consolidación unidimensional.

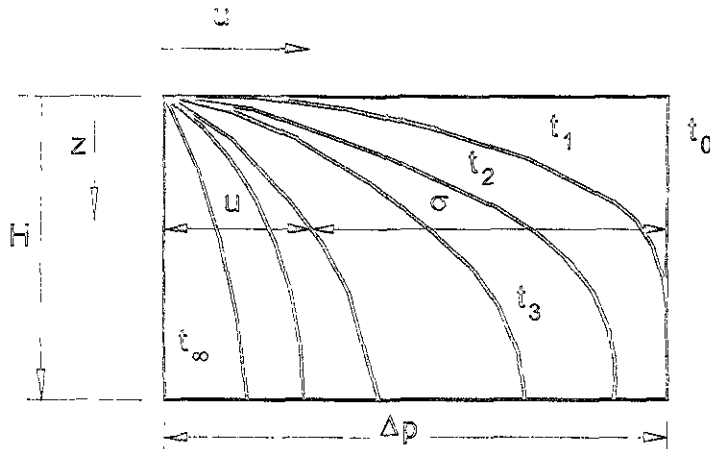


Fig. 2.6 Curvas isócronas de la distribución del exceso hidrostático a través del estrato y a medida que transcurre el tiempo.

Por su parte, el grado de consolidación medio U y el factor tiempo T_v de todo el estrato de suelo pueden expresarse como:

$$U = \frac{\delta_t}{\delta_{100}} \quad (2.3)$$

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} \quad (2.4)$$

donde δ_t y δ_{100} son los asentamientos en un tiempo t y al fin de la consolidación primaria, respectivamente. La solución en estos términos queda representada por:

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T_v) \quad (2.5)$$

La función $U = F(T_v)$ se muestra graficada, en escala semilogarítmica, en la Fig. 2.7. Se aprecia que para valores de T_v mayores o iguales que la unidad la curva se vuelve asintótica respecto al factor tiempo rápidamente.

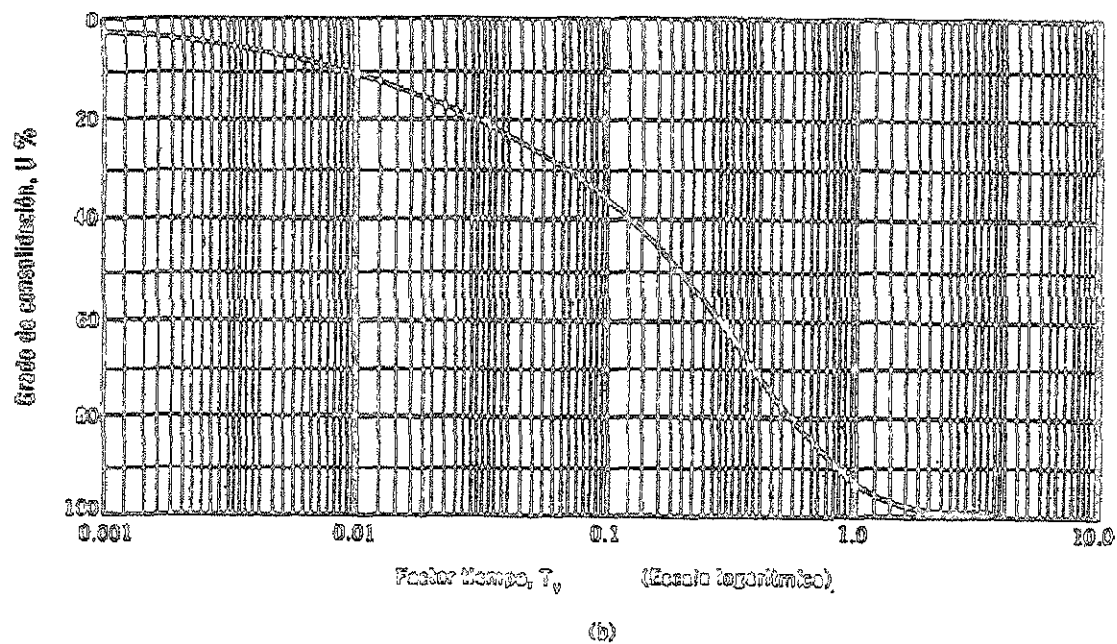
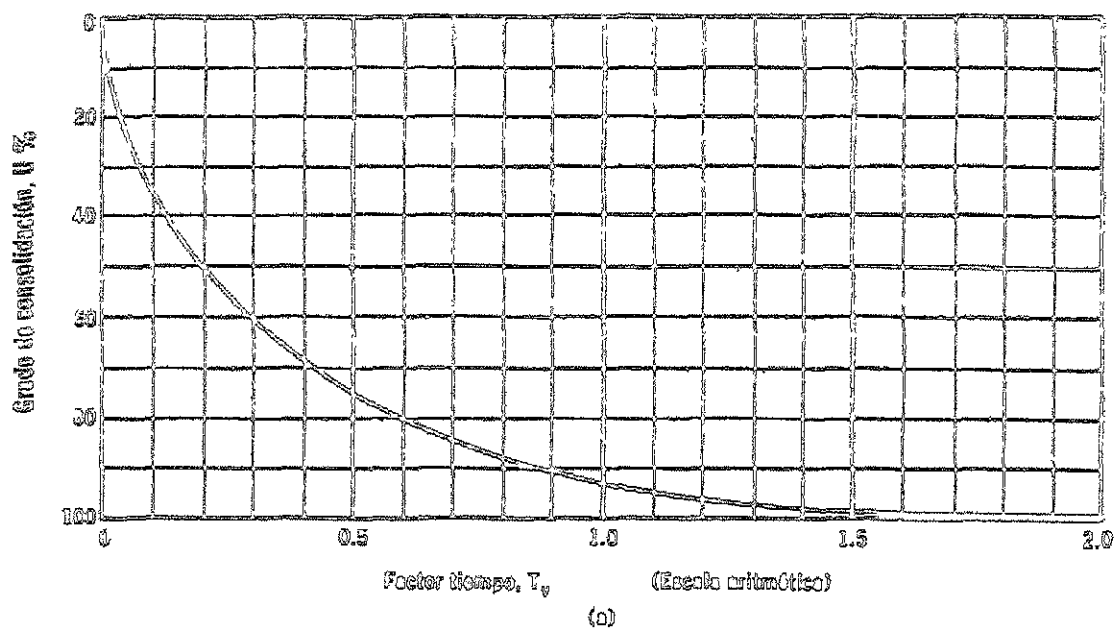


Fig. 2.7 Grado de consolidación vs. factor tiempo. a) Escala aritmética y b) Escala logarítmica.

Por otra parte, si consideramos dos estratos igualmente drenados, con espesores $2H_1$ y $2H_2$, respectivamente. Para el mismo porcentaje de consolidación medio, los tiempos de consolidación siguen la siguiente proporción:

$$\frac{c_{v1} \dot{t}_1}{c_{v2} \dot{t}_2} = \frac{(H_1)^2}{(H_2)^2} \quad (2.6)$$

La relación anterior permite comparar la consolidación en especímenes de diferentes características; o bien, relacionar el campo con el laboratorio.

Existen numerosos procedimientos para determinar el coeficiente de consolidación; entre los más usuales se encuentran los debidos a Casagrande y a Taylor.

De acuerdo con la definición de Terzaghi; el coeficiente de compresibilidad volumétrica es:

$$m_v = \frac{a_v}{1+e} = \left(\frac{1}{1+e} \right) \frac{\delta e}{\delta \sigma} \quad (2.7)$$

Físicamente, el coeficiente de compresibilidad volumétrica expresa la compresibilidad del suelo, relacionándola con su volumen inicial.

En esta teoría, se han considerado constantes el coeficiente de permeabilidad y el de deformación volumétrica, para un incremento dado; sin embargo, estos valores no pueden considerarse estrictamente constantes durante todo el proceso. Puesto que los valores medios son independientes del incremento de esfuerzo efectivo aplicado, y del tiempo.

Se considera que durante el proceso de consolidación existe siempre un equilibrio hidrodinámico-estructural del suelo, que se puede expresar por la siguiente ecuación fundamental de Mecánica de Suelos establecida por Terzaghi:

$$\Delta p = \Delta \sigma + \Delta u \quad (2.8)$$

donde p , u y σ son las presiones total, de poro y el esfuerzo efectivo, respectivamente.

Si Δp permanece constante durante el tiempo de consolidación, se puede obtener la siguiente relación:

$$\frac{\partial \Delta \sigma}{\partial t} = - \frac{\partial \Delta u}{\partial t} \quad (2.9)$$

lo cual implica que la rapidez del aumento del esfuerzo efectivo es igual a la rapidez de la disminución del exceso hidrostático a través del tiempo. De igual forma, una disminución del esfuerzo efectivo se refleja en un aumento del exceso hidrostático.

Asimismo, el esfuerzo efectivo se puede expresar en función del grado de consolidación medio de la siguiente forma:

$$\Delta \sigma = \Delta p F(T_v) \quad (2.10)$$

2.4 COMPRESIÓN SECUNDARIA

Como se ha expuesto, la consolidación primaria es el proceso de compresión gradual con flujo de agua hacia afuera de la masa cargada de suelo, con transferencia de esfuerzos al esqueleto mineral. En el caso de considerar únicamente este efecto, se puede describir adecuadamente el fenómeno con la teoría de Terzaghi.

Por su parte, la etapa de consolidación secundaria corresponde a la deformación del suelo posterior a la disipación del exceso de presión hidrostática del agua. Ladd y coautores (1977) han distinguido dos líneas de pensamiento:

- Hipótesis A. En esta hipótesis se supone un comportamiento logarítmico lineal decreciente con el tiempo, en la curva deformación-tiempo (esc. log.) en el intervalo secundario, después de haber finalizado la consolidación primaria. Lo anterior implica que se separen los efectos de consolidación primaria y de la consolidación secundaria, considerando que esta última se desarrolla una vez terminada la primaria (o en su defecto que se consideren despreciables los efectos secundarios al inicio).

Los principales autores que han adoptado el enfoque anterior son: Ladd et al. (1977), Leonards (1977), Jamiolowski et al. (1985), Mesri y Choi (1985).

- Hipótesis B. A diferencia de la hipótesis anterior y con base en el comportamiento observado (Crawford, 1986), se supone que tanto la consolidación primaria como la secundaria se inician simultáneamente. Esto implica que se obtendrían mayores asentamientos al final de la consolidación primaria que los calculados con la teoría de Terzaghi.

Los autores que así lo han admitido son: Suklje (1957), Marsal (1961), Bjerrum (1967), Lerouell et al. (1985), Zeevaert (1986).

Es importante señalar que la ASTM (1983) acepta los términos compresión secundaria y consolidación secundaria, indistintamente.

2.5 RELACIÓN CAMPO-LABORATORIO

Existen procedimientos para determinar el tiempo para el cual ocurre el 100 y 90% de consolidación primaria, como los debidos a Casagrande y a Taylor, respectivamente.

La representación del comportamiento de campo con base en resultados de laboratorio se ve afectada por: a) muestra de suelo, b) equipo de ensaye, c) procedimiento de prueba, y d) modelo empleado.

a) Muestra de suelo.

- Representatividad de la muestra. Se considera que la muestra de suelo (de unos cuantos centímetros cúbicos), es representativa de las propiedades mecánicas a lo largo de un estrato, tanto en sentido vertical como horizontal.
- Grado de alteración. La calidad de una probeta de suelo depende del muestreo. Es decir, el método empleado debe conservar las condiciones que el suelo tiene in situ tales como: contenido de agua, relación de vacíos, composición química, estructura, estado de esfuerzos. Las técnicas actuales de muestreo en suelos blandos permiten mantener las condiciones anteriores, excepto la última.

Por otra parte la muestra puede alterarse durante la manipulación para su labrado (Van Zeist, 1948). Se ha observado que la mayor alteración puede ocurrir durante el enrasado de las caras del espécimen.

b) Equipo de ensaye

- Condiciones de confinamiento. Para garantizar que la masa de suelo se encuentre bajo condiciones de deformación lateral nula, se requiere que el área cargada sea muy grande comparada con el espesor del estrato de suelo. Lo anterior no se cumple en la mayoría de los casos de la práctica.
- Fricción en el anillo. Leonards y Girault (1961) mostraron la importancia que tiene la fricción lateral durante la prueba del odómetro (efecto que no ocurre en campo); el problema anterior ha sido solucionado satisfactoriamente mediante el uso de anillos de materiales poco friccionantes con el suelo.
- Flujo unidimensional. En campo el flujo no es unidimensional, sino bi y tridimensional. Aunque actualmente ya se han desarrollado equipos y modelos que toman en cuenta este efecto (Davis y Poulos, 1965; ASTM, 1986; Head, 1986), las hipótesis en las que están basadas así como la complejidad de las soluciones al problema, hacen que se siga utilizando la consolidación unidimensional.

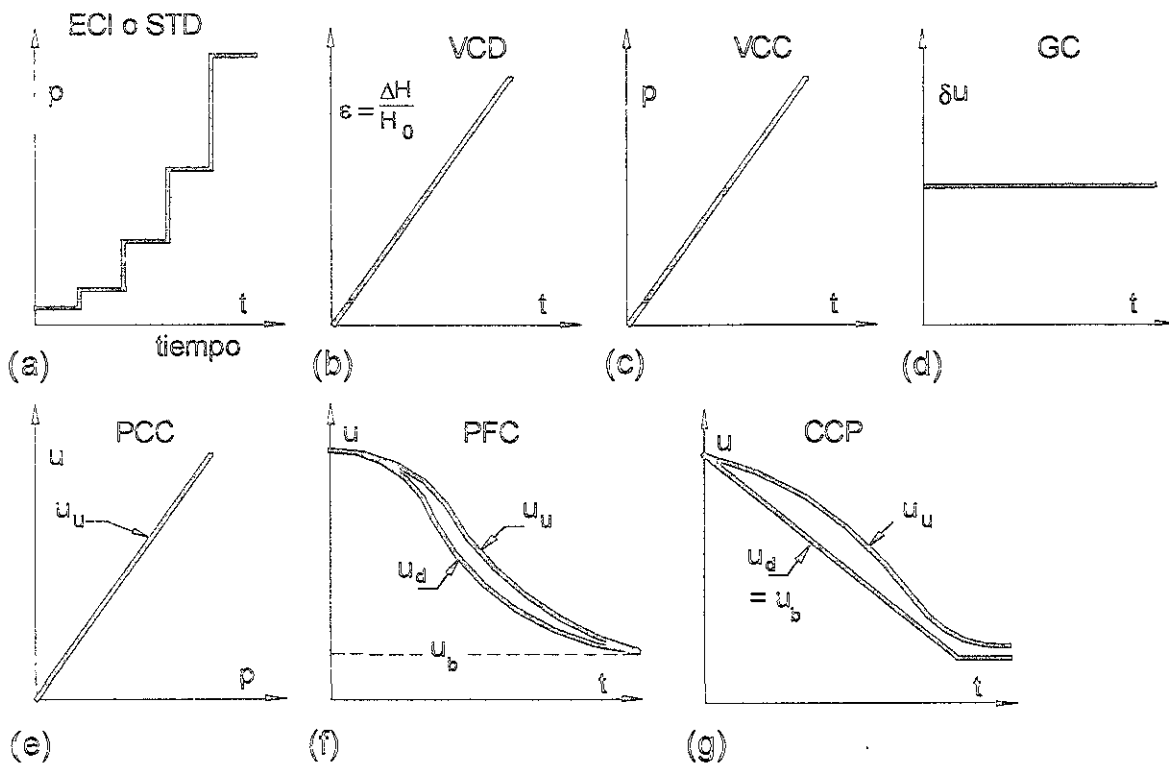
c) Procedimiento de prueba

- Tipo de ensaye. Esto se refiere a la manera en que el suelo es cargado:
 - o Esfuerzo controlado incremental (ECI o STD). Es el ensaye realizado convencionalmente, en el cual se aplican a la muestra de suelo incrementos de carga que se mantienen constantes durante un cierto tiempo, típicamente 24 horas.
 - o Velocidad controlada de deformación (VCD). En este ensaye la muestra se somete a una deformación vertical aplicada a una velocidad constante.
 - o Velocidad controlada de carga (VCC). El esfuerzo aplicado al espécimen de suelo se incrementa monotónicamente, con una velocidad constante.
 - o Gradiente constante (GC). En esta prueba los incrementos de carga se aplican de tal manera, que la diferencia de la presión de poro entre las caras superior e inferior de la muestra se mantenga constante.
 - o Relación de la presión de poro/carga, constante (PCC). La carga es aplicada de tal manera que la presión de poro en la cara sin drenaje mantiene una proporción constante, respecto a la presión total.
 - o Flujo controlado (PFC). A través de una válvula se restringe la velocidad de drenaje, de tal forma que la presión de poro en la cara drenada de la muestra decrezca lentamente hasta alcanzar el valor de la contrapresión aplicada; el

gradiente hidráulico a lo largo de la muestra permanece relativamente pequeño.

- o Control de contrapresión (CCP). En un principio la contrapresión es igual a la presión de poro en la muestra, y se reduce paulatinamente, hasta un valor final constante.

En la Fig. 2.8 se muestran gráficamente los diagramas de carga para los siete procedimientos descritos anteriormente. Cabe hacer hincapié que para realizar cualesquiera de estos ensayos -a excepción del STD y el VCC-, es necesario medir la presión de poro durante el proceso de consolidación.



- a) Esfuerzo controlado incremental
- b) Velocidad controlada de deformación
- c) Velocidad controlada de carga
- d) Gradiente constante
- e) Relación de la presión de poro / carga, constante
- f) Flujo controlado
- g) Control de contrapresión

Fig. 2.8 Representación de los diagramas de carga para las pruebas de consolidación (Head, 1986).

donde u_u es la presión de poro en la cara no drenada de la muestra
 u_d es la presión de poro en la cara drenada de la muestra
 u_b es la contrapresión

En la Tabla 2.1 se muestra una comparación general entre estos procedimientos, señalando sus ventajas y desventajas.

- Duración del incremento. En las pruebas de esfuerzo controlado incremental, la duración convencional de los incrementos es de 24 horas, lo cual según algunos autores (Zeevaert, 1986; Kabbaj et al., 1988) es tiempo suficiente para efectuar predicciones de asentamientos a largo plazo.
- Magnitud del incremento. La relación incremento de carga-esfuerzo aplicado (RIC) es uno de los factores importantes en la configuración de las curvas de consolidación (Leonards y Girault, 1961; Xiangyue, 1985). Por su parte Wahls (1962) concluye, de sus investigaciones experimentales con muestras inalteradas, que el efecto de compresión secundaria es más significativo cuando $\Delta p/p$ disminuye, aquí Δp es el incremento de esfuerzo y p , el nivel de esfuerzo antes del incremento.
- Grado de saturación. Lowe et al. (1962) fueron los primeros en señalar que el alivio de esfuerzos, provocado al muestrear el suelo, puede generar la formación de burbujas de gas en los especímenes que en el campo se encuentren saturados, conteniendo un alto porcentaje de gas disuelto. Una manera adecuada para simular las condiciones originales consiste en aplicar una contrapresión al espécimen de suelo, con el fin de disolver las burbujas, y aumentar el grado de saturación que tiene después de ser muestreado.

d) Modelo empleado

Se requiere inicialmente que la teoría empleada sea conceptualmente correcta. Por tanto, las hipótesis supuestas en el modelo escogido deben aproximarse a las condiciones de campo.

Puesto que cada modelo propuesto utiliza parámetros, se requiere que la determinación de estos en el laboratorio sea precisa y sin ambigüedades.

TABLA 2.1

ACTERÍSTICAS DE LAS PRUEBAS ESTÁNDAR Y CONTINUAS DE CONSOLIDACIÓN
(Head, 1986)

DE ENSAYE	VENTAJAS	DESVENTAJAS	REQUERIMIENTOS ESPECIALES
ESFUERZO CONTROLADO (EMENTAL o STD)	Equipo sencillo. Sencillo de realizar. Procedimientos e interpretación bien establecidos.	Lenta (hasta 2 semanas). Se obtienen puntos aislados. Es necesario un ajuste en la curva.	Atención constante. Análisis manual. Decisión en la magnitud y duración del incremento.
VELOCIDAD CONTROLADA DE DEFORMACIÓN (D)	Fácil de realizar. Existen normas estandarizadas (ASTM). Más rápida. Condición estable con velocidades bajas. No es esencial la contrapresión.	Debe elegirse la velocidad de deformación. No se ha correlacionado todavía con pruebas STD de descarga. Diversos criterios para graficar.	Marco de carga. Celda especial y pistón de carga. Velocidad de deformación muy lenta. Transductor de presión.
VELOCIDAD CONTROLADA DE CARGA (VCC)	Interpretación inmediata.	La velocidad de carga debe seleccionarse, controlarse.	Controlador de carga.
GRADIENTE CONSTANTE (GC)	Se puede controlar con un medidor de desplazamiento nulo. Los retardos en la medición de la presión de poro no son importantes. Simple de interpretar.	Servo-sistemas sensibles. Debe elegirse el gradiente.	Control computarizado.
RELACION DE LA PRESIÓN DE PORO/CARGA CONSTANTE (PCC)	Tiempos de ensaye menores de un día. Se obtiene el esfuerzo crítico a partir de diversas gráficas.	Control con computadora forzoso.	Control computarizado.
FLUJO CONTROLADO (PFC)	Solamente se aplica una carga. No se requiere control. Tiempo de ensaye aprox. medio día.	Depende de la eficacia del controlador de flujo.	Controlador de flujo. Transductor diferencial de presión. Es deseable una celda.
CONTROL DE CONTRAPRESIÓN (CCP)	Solamente se aplica una carga. La velocidad de decremento de carga es sencilla de aplicar. La contrapresión puede depender del tiempo, o cualquier otro parámetro.	La contrapresión es esencial. Debe decidirse la velocidad de decremento de la contrapresión.	Control computarizado.

3. PROCESOS DE SEDIMENTACIÓN Y CONSOLIDACIÓN CON DEFORMACIONES GRANDES DE SUELOS ARCILLOSOS

3.1 INTRODUCCIÓN

Tal como se describió en el primer capítulo, el estudio que aquí se expone está orientado en particular a conocer el proceso de formación artificial del suelo marino en el que se ensayarán los modelos de pilotes en el laboratorio; sin embargo, paralelamente arroja luces acerca de la evolución de los fenómenos relacionados con la ingeniería portuaria y costera, o incluso los relacionados con el manejo y depositación de desechos sólidos en suspensión.

Diversas actividades ingenieriles están relacionadas con la depositación y formación de sedimentos blandos, tales como las de dragado hidráulico o las de manejo de lodos o residuos industriales, mineros o municipales. Desde luego los depósitos de tipo aluvial, marino o lacustre, conllevan estos procesos de manera natural a través de milenios, donde las partículas inicialmente suspendidas en el agua se asientan por la acción gravitacional. La formación del suelo marino que ahora nos ocupa, reproducirá en el laboratorio todo este proceso, con excepción desde luego del tiempo; debe recordarse que conforme aumenta el lapso en que se mantiene un suelo arcilloso bajo carga sostenida (envejecimiento) se genera una restructuración de su esqueleto mineral, que se traduce en presiones de preconsolidación crecientes (Bjerrum, 1973). La predicción de la evolución de los asentamientos requiere el conocimiento de los modelos que caracterizan a los fenómenos involucrados y de la determinación apropiada de sus parámetros.

En general, la evolución de la depositación de partículas minerales se puede considerar como un proceso en el que por lo menos se distinguen las tres etapas siguientes: a) sedimentación de sólidos discretos con "caída libre" no obstaculizada; b) sedimentación obstaculizada por la interacción fisicoquímica que se traduce en la floculación de partículas, y por la interacción física a través del contacto con los flóculos y las partículas vecinas; y c) consolidación por peso propio con deformaciones grandes asociadas. Sin embargo, a excepción de lo expuesto por Lin y Lohnes (1984), los modelos que se han desarrollado para el estudio de este proceso no definen claramente el inicio de cada etapa por lo cual resulta evidente la complejidad de su análisis.

A partir de resultados de pruebas de laboratorio, Lin y Lohnes (1984) sugieren un método práctico y sencillo para analizar el mecanismo de sedimentación para arcillas blandas, el cual se describe con detalle en el presente capítulo.

Durante el proceso de sedimentación cuando las partículas sólidas se van depositando lentamente en el fondo del fluido la suspensión posee una estructura suelta. Posteriormente, debido al peso propio del suelo se inicia la etapa de consolidación caracterizada por el aumento de la rigidez a medida que se incrementa gradualmente la carga sobre el mismo hasta la formación de un suelo blando. Este proceso de estructuración del suelo se caracteriza principalmente por las grandes deformaciones implícitas.

Cabe señalar que los sedimentos se encuentran en suspensión hasta que la velocidad de flujo se reduce lo suficiente para permitir que las partículas o flóculos se asienten formando una capa. Más adelante los flóculos se van acercando entre sí conforme se acumula más material sobre la superficie, disminuyendo el espacio entre ellos, provocando la expulsión del agua de poro que los rodea. Es precisamente en este momento que la consolidación ocurre como resultado del peso propio de las partículas del suelo. En la etapa de transición la estructura del suelo se desarrolla con los esfuerzos efectivos asociados. Este esqueleto es aún extremadamente compresible por lo que las deformaciones son relativamente grandes.

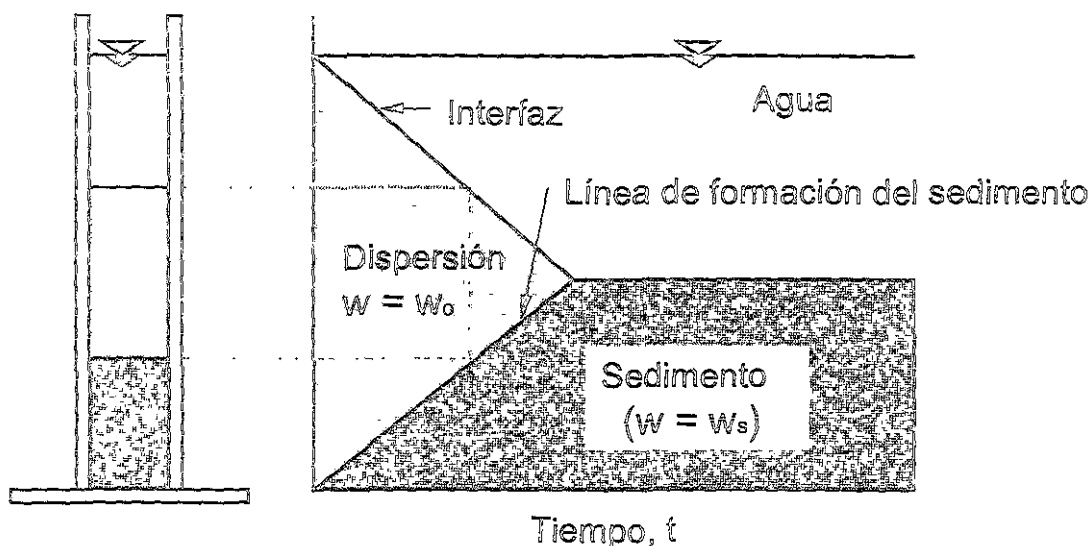
En el desarrollo de este capítulo se plantean algunas teorías relativas al fenómeno de sedimentación y se discuten las etapas que lo conforman. Asimismo, para llevar a cabo el análisis numérico de este proceso (Been y Sills, 1981), se tomaron en cuenta las ideas expuestas por Lin y Lohnes (1984), por ser los autores que aportan más herramientas y definen con mayor claridad aspectos prácticos apoyados en resultados experimentales para evaluar este fenómeno.

Aunado a lo anterior, al final de este capítulo se exponen las teorías más destacadas que se han desarrollado para el estudio del proceso de consolidación con grandes deformaciones para depósitos jóvenes (Gibson et al., 1967 y 1981).

3.2 ACERCA DEL FENÓMENO DE SEDIMENTACIÓN

3.2.1 Descripción de Kynch

Kynch (1952) desarrolló una teoría para la sedimentación "obstaculizada", en la cual la sedimentación libre de las partículas es interrumpida por las colisiones mutuas y las partículas depositadas en el agregado. Asumió que el agregado conformado por las partículas depositadas nunca se consolida, y muestra un mecanismo para ilustrar el fenómeno (Fig. 3.1)



donde w_0 es el contenido de agua inicial de la suspensión
 w_s es el contenido de agua del sedimento
 w es el contenido de agua de la mezcla

Fig. 3.1 Características idealizadas de la sedimentación "obstaculizada" (Imai, 1981).

Esto proporciona una clara idea de la interrelación entre la depositación y la formación del sedimento. Las partículas sedimentadas se dispersan uniformemente en el agregado formando una interfaz entre el agua turbia y la clara. Cuando un grupo de partículas alcanza la superficie del sedimento subyacente, se crean cambios dentro de la masa de suelo, abruptamente decrece el contenido de agua hasta un cierto valor. Esto es, se forma un nuevo sedimento entre la frontera del agua dispersa y el sedimento. Como se aprecia en la Fig. 3.1, esta frontera se mueve a través del tiempo, trazando una "línea de formación del sedimento". El asentamiento uniforme de las partículas y la falta de consolidación en el sedimento hace que se forme una línea recta.

A su vez, Kynch (1952) analizó las características de la sedimentación "obstaculizada" suponiendo que la velocidad de sedimentación de las partículas depende sólo de su concentración local. Cualquier disturbio leve de la concentración se propaga dentro

de la suspensión a través de líneas de propagación de contenido de agua constante. De acuerdo con la teoría de Kynch, se presentan líneas rectas, como se muestra en las Figs. 3.2a y 3.2b, siendo paralelas si la dispersión es uniforme. Estas tienden a desaparecer al intersectarse con dos líneas rectas discontinuas; una es la interfaz y la otra es la línea de formación del sedimento. Sobre la primera línea los valores del contenido de agua cambian abruptamente al infinito y sobre la otra línea se presentan cambios dentro de valores definidos referentes al sedimento. Dentro de la zona baja de la línea de formación del sedimento la línea de contenido de agua constante no puede ser dibujada porque esa zona no experimenta consolidación y es uniforme.

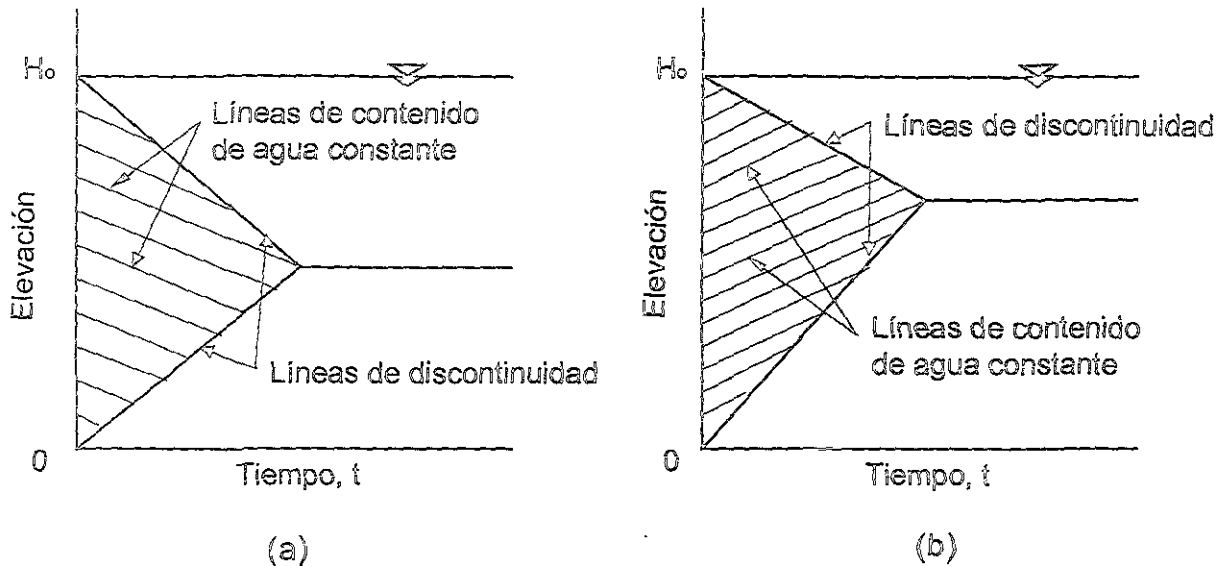


Fig. 3.2. Proceso de sedimentación expresado a través de líneas de contenido de agua constante; (a) dispersión poco densa, y (b) dispersión densa (Imai, 1981).

De acuerdo con la teoría de Kynch la "línea de formación del sedimento" tiende a ser una línea de contenido de agua constante.

3.2.2 Descripción de Fitch

Fitch (1962) clasificó el comportamiento de sedimentación de una suspensión dentro de cuatro categorías de acuerdo al grado de cohesión entre las partículas y la concentración de sólidos como se describe a continuación: a) sedimentación discreta, b) sedimentación floculada, c) zona de depositación y d) consolidación. Fitch (1962) distingue que a la sedimentación floculada le sigue una "zona de depositación", en la que el lodo se encuentra con una concentración alta de partículas, y en las que éstas se mantienen aglomeradas y asentándose como una masa coherente sin atropellamientos entre ellas; esta asociación de partículas determina una trama tridimensional, para la que concluye que es razonable considerar que es el momento en que se inicia el proceso de consolidación, mismo que se puede describir y analizar de acuerdo con la teoría de consolidación por peso propio.

3.2.3 Descripción de Mikasa

Por su parte Mikasa (1963) interpretó matemáticamente el mecanismo de sedimentación basado en su teoría de consolidación por peso propio para arcillas muy blandas. Considerando una arcilla uniforme y muy blanda depositada en un contenedor, él asumió que la deformación no ocurre en la zona superior, sino que la consolidación se desarrolla en la zona más baja. En esta situación, el peso volumétrico sumergido de la suspensión de suelo, γ' , en la zona superior se equilibra con las fuerzas de filtración ascendente causada por la disminución del agua en la zona más baja, y el proceso de sedimentación de la solución de suelo a una velocidad, v , se expresa como sigue:

$$v = k i_c \quad (3.1)$$

donde k es el coeficiente de permeabilidad de la solución, i_c es el gradiente crítico determinado por el cociente $\frac{\gamma'}{\gamma_w}$, y γ_w es el peso volumétrico del agua. Hasta que no existan deformaciones, k y γ' mantienen sus valores iniciales. Por tanto, la velocidad de sedimentación es constante; por ejemplo al trazar en la interfaz una línea recta sobre el plano espacio-tiempo.

Mikasa (1963) al referirse a la "zona de depositación" estableció que esta debería ser uniforme, pero esta suposición no es adecuada puesto que el contenido de agua en este lugar se incrementa conforme continúa la sedimentación. Este fenómeno puede interpretarse como sigue: cuando las partículas incompresibles como la arena se asientan uniformemente sobre una superficie de sedimento subyacente, el volumen del agregado decrece abruptamente expulsando agua. Además, como el agua no es expulsada del sedimento subyacente, sólo aquella contenida en el agregado asentado pasa hacia arriba a través de la "zona de depositación". Al considerar la velocidad siempre constante, el flujo de filtración en dicha zona debería permanecer constante conservando su uniformidad inicial. Cuando se comprime el suelo asentado, el agua es expulsada de todo el área del sedimento subyacente, lo que ocasiona que el espesor se incremente; es decir, un volumen de agua debería pasar a través de la "zona de depositación", cuyo espesor tiende a decrecer.

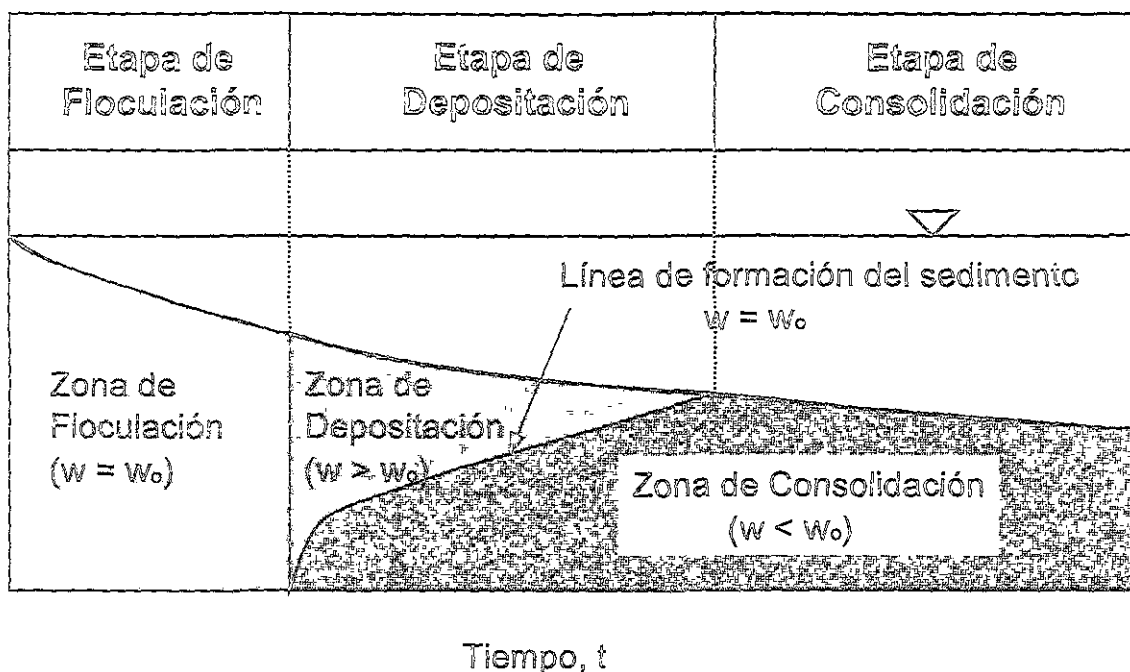
De lo anteriormente señalado se concluye que el suelo se consolida cuando las partículas se asientan sobre la superficie del sedimento subyacente, decreciendo éste en volumen. La velocidad de disminución del volumen podría mantenerse constante mientras tiene lugar la sedimentación uniforme. Por tanto, si no existe otra contribución a la disminución de volumen, la línea de formación del sedimento podría ser recta. Contrariamente al caso anterior, si continúa la contribución de sedimentos la línea de formación del sedimento podría ser curva convexa hacia arriba.

3.2.4 Descripción de Imai

De acuerdo con Imai (1980), el proceso de sedimentación completo se divide generalmente en tres etapas: la floculación, la depositación y la consolidación. En la primera etapa, aún no ocurre la depositación, pero las partículas producen la floculación. En la segunda, las partículas se depositan gradualmente formando un estrato de sedimentos, el cual experimenta consolidación y reducción del contenido de agua. La frontera entre la zona superior de depositación y el sedimento es el lugar de origen de un nuevo sedimento. Mientras el sedimento aumenta, la zona de depositación tiende a ser más delgada y finalmente desaparece. En la última etapa, todos los sedimentos así formados experimentan consolidación por peso propio y finalmente se acercan a un estado de equilibrio. Asimismo, el contenido de agua inicial de la mezcla varía conforme la mezcla se va sedimentando. Esto es, la suspensión que se forma no presenta un contenido de agua constante a lo largo del proceso de sedimentación.

Cuando finaliza la floculación en el área local de la mezcla, la permeabilidad de toda la suspensión se incrementa abruptamente y los flóculos inician la depositación en el agregado. El contenido de agua se incrementa en la zona superior. La disminución del contenido de agua en la zona inferior evidentemente resulta de la consolidación causada por el peso propio de los sedimentos. El incremento en el contenido de agua en la zona superior, por otro lado, indica que los flóculos del agregado todavía no experimentan la consolidación y la depositación que se presenta es suave. La frontera entre esas dos zonas podría considerarse el lugar de origen del nuevo sedimento. La zona arriba de la frontera se denomina "zona de depositación", y la zona inferior "zona de consolidación". La frontera tiende a moverse hacia arriba conforme continúa la depositación debido a la formación sucesiva de un nuevo sedimento en ese lugar. Esto es, la adición de nuevo sedimento en el estrato incrementa el espesor de la zona de consolidación mientras en contraposición se reduce la "zona de depositación"; por tanto, ésta última tiende a desaparecer inevitablemente en algún tiempo finalizando el proceso.

Al finalizar la etapa de depositación ya no existen flóculos que se asienten suavemente formándose una masa de suelo sedimentado. Después de ese tiempo el sedimento experimenta consolidación por peso propio. Durante esta etapa, la suspensión decrece en contenido de agua gradualmente, haciéndose más notable ésta disminución en la zona inferior del sedimento. Esto significa un incremento en los esfuerzos efectivos que actúan en esa zona. Al principio de la etapa de consolidación, el peso propio de la solución cerca de la superficie es compensado por las fuerzas de filtración ascendentes inducidas por el flujo del agua al comprimirse el suelo debido al sedimento subyacente. Como la consolidación continúa y las fuerzas de filtración se van debilitando, el peso propio gradualmente toma lugar dentro de los esfuerzos efectivos; entonces el sedimento decrece en espesor y finalmente se acerca a un estado de equilibrio. La frontera entre la "zona de depositación" y la "zona de consolidación" constituye la línea de formación del sedimento.



donde w_0 es el contenido de agua inicial de la suspensión
 w es el contenido de agua de la suspensión

Fig. 3.3 Características generales de sedimentación de una suspensión de arcilla (Imai, 1981).

La Fig. 3.3 difiere en varios puntos de la Fig. 3.1, por ejemplo la existencia de la zona de floculación, la zona de depositación no uniforme, la no linealidad de la línea de formación del sedimento, la no uniformidad de la zona de consolidación y la reducción del volumen durante la etapa de consolidación. La Fig. 3.3 da una buena representación de la sedimentación de las suspensiones de arcilla, mientras que la Fig. 3.1 es más apropiada para materiales arenosos los cuales se caracterizan por su baja plasticidad y pequeña consolidación.

Mientras que el contenido de agua en la "zona de depositación" se puede aproximar al infinito, en la "zona de consolidación" su valor está restringido a un cierto límite. Así, la línea de formación del sedimento puede ser observada sólo cuando el contenido de agua de la mezcla sea lo suficientemente alto.

Imai (1981) distingue que cuando la concentración de sólidos o de sal es baja se presenta la sedimentación libre dispersa; sin embargo, al crecer la concentración salina se presenta una sedimentación floculada y obstaculizada.

3.2.5 Modelo utilizado para el estudio del fenómeno de sedimentación

Las teorías expuestas anteriormente demuestran que ha habido esfuerzos por parte de varios investigadores para estudiar el fenómeno de sedimentación desde diferentes

enfoques, pero las ideas que aportan presentan algunas restricciones. Por un lado, la teoría de Kynch proporciona un claro concepto de la formación de los sedimentos pero no resulta adecuada para representar el fenómeno de consolidación. A su vez, Mikasa interpreta satisfactoriamente el mecanismo de sedimentación como un caso particular de la consolidación por peso propio; sin embargo, no proporciona información referente a la formación del sedimento. Asimismo, Fitch e Imai plantean este fenómeno como un proceso secuencial pero no definen claramente un límite entre cada frontera para poder explicarlo convenientemente. Los estudios antes mencionados han estado dirigidos principalmente al análisis de las etapas que conforman dicho proceso; sin embargo, no muestran con claridad el inicio o la delimitación entre cada frontera que lo constituye, resultando con ello muy compleja su concepción.

Con el fin estudiar el fenómeno de sedimentación de la forma más sencilla posible y lograr una mejor comprensión del mecanismo que lo gobierna, Lin y Lohnes (1984) delimitan las fronteras de este fenómeno en función de la concentración de partículas sólidas de la suspensión. Estos autores señalan que cuando se forma una interfaz en la columna de asentamiento de una suspensión arcillosa el lodo alcanza una concentración crítica, indicando con ello el inicio de la etapa de consolidación por peso propio.

De acuerdo con estos autores, cuando el lodo alcanza una concentración crítica c_c , las partículas sólidas se asocian conformando una trama tridimensional. Al preparar suspensiones con distintas concentraciones, la concentración inicial c_i , puede ser mayor o menor que la crítica c_c . Derivado de lo anterior, la etapa de consolidación por peso propio comienza inmediatamente si $c_i > c_c$, por el contrario si $c_i < c_c$, dicha etapa inicia hasta que se igualen ambas concentraciones.

Ai inicio de la prueba la suspensión tiene una concentración inicial c_i , y una altura inicial H_i , por tanto la concentración crítica del lodo c_c , se puede calcular como $c_c = \frac{c_i H_i}{H_c}$, cuando se forma la interfaz y la altura crítica del lodo es H_c , como se expone más adelante en el capítulo 5.

Para llevar a cabo el análisis numérico del proceso de sedimentación que ahora nos ocupa, se adoptó la concepción sobre este fenómeno aportada por Lin y Lohnes (1984). Como manifiestan estos investigadores, a partir del momento en que se forma la interfaz en la columna de asentamiento, el comportamiento físico a través del tiempo puede describirse por las teorías de consolidación del suelo que incluyan el peso propio y sin restricciones en las magnitudes de la deformación. Gibson et al. (1967) propusieron una ecuación que gobierna el proceso de consolidación con deformaciones grandes, la cual fue resuelta para relaciones particulares esfuerzo-deformación y permeabilidad por Lee (1979) y Lee y Sills (1981), y posteriormente fue modificada por Been y Sills (1981). Una característica importante de este modelo es su capacidad para describir la consolidación debida solamente al peso propio de la suspensión. En el inciso siguiente se expone el desarrollo analítico de este modelo.

3.2.6 Teoría de la consolidación unidimensional debida al peso propio

La consolidación del suelo que incluyen los efectos del peso propio y las deformaciones grandes, tienen un estudio relativamente reciente y pocas soluciones son válidas para este tipo de análisis. La ecuación diferencial que gobierna el proceso de consolidación unidimensional no lineal con deformaciones finitas es (Gibson et al., 1967):

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[g(e) \frac{\partial e}{\partial z} \right] - f(e) \frac{\partial e}{\partial z} = \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.2a)$$

donde

$$g(e) = - \frac{k(e)}{\gamma_w(1+e)} \frac{d\sigma}{de} \quad (3.2b)$$

$$f(e) = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \frac{d}{de} \left[\frac{k(e)}{(1+e)} \right] \quad (3.2c)$$

donde $k(e)$ es el coeficiente de permeabilidad

e es la relación de vacíos

γ_s es el peso volumétrico de los sólidos

γ_w es el peso volumétrico del fluido

z es la coordenada reducida o coordenada material que representa la profundidad, y esta conformada por las partículas sólidas del material

A partir de la solución propuesta por Gibson et al. (1967), en la que adoptaron las mismas hipótesis de Terzaghi pero sin imponer restricciones en la magnitud de la deformación, Lee y Sills (1981) obtuvieron la siguiente solución analítica para el proceso de consolidación debido solamente al peso propio del lodo, en la que se define su relación de vacíos a cualquier profundidad, z , y tiempo, t :

$$e(z, t) = e_i - \beta \left[z_1 - z - 2z_1 \sum_n \frac{\cos(m\pi z / z_1)}{m^2 \pi^2} \exp\left(-\frac{c_F m^2 \pi^2 t}{z_1^2}\right) \right] \quad (3.3)$$

donde e_i es la relación de vacíos inicial

β es la pendiente de distribución de la relación de vacíos final, determinada

por el cociente $\frac{(\gamma_s - \gamma_w)}{\alpha}$

α es una constante

z_1 es la altura real de las partículas sólidas del material

$m = \frac{1}{2} (2n+1)$

$n = 0, 1, 2, \dots$

c_F es el coeficiente de consolidación

t es el tiempo

Esta ecuación indica que un estrato de lodo con una relación de vacíos inicial uniforme, e_i , finalizará con una distribución lineal decreciente a partir de la superficie, después de alcanzar el 100% de consolidación, como se ilustra en la Fig. 3.4. La distribución de la relación de vacíos del suelo completamente consolidado atiende a los esfuerzos efectivos crecientes de la superficie al fondo, debidos a su peso propio. Esto se expresa como $e(z, \infty) = e_i - \beta(z_0 - z)$. Como no hay flujo a través de la base del suelo ($z=0$), que corresponde al caso en el que la sedimentación ocurre en el odómetro sin drenaje por el fondo, entonces $(\partial e / \partial z) = \beta$.

Been y Sills (1981), después de realizar ensayos experimentales, concluyeron que la relación de vacíos en la parte superior del material lodoso decrece a un valor de e_0 al alcanzarse el 100% de consolidación. Con el fin de adecuar la teoría a la situación real, estos investigadores asumieron la diferencia en la relación de vacíos como el resultado de una sobrecarga imaginaria sobre el estrato (Fig. 3.4). La solución es aplicable si la altura real de las partículas sólidas del material z_1 , se reemplaza por la altura imaginaria del material z_0 , donde $z_0 = z_1 + (e_i - e_0) / \beta$, y válida en el intervalo

$0 \leq z \leq z_1$. Definiendo una ordenada normalizada del material $y = \frac{z}{z_0}$, y un factor

tiempo $T' = \frac{c_v t}{z_0^2}$, para $0 \leq y \leq 1$ y $T' \geq 0$, la solución en términos de la distribución de la relación de vacíos, es:

$$e(y, T') = e_i - \beta z_0 \left[1 - y - 2 \sum_n \frac{\cos(m\pi y)}{m^2 \pi^2} \exp(-m^2 \pi^2 T') \right] \quad (3.4)$$

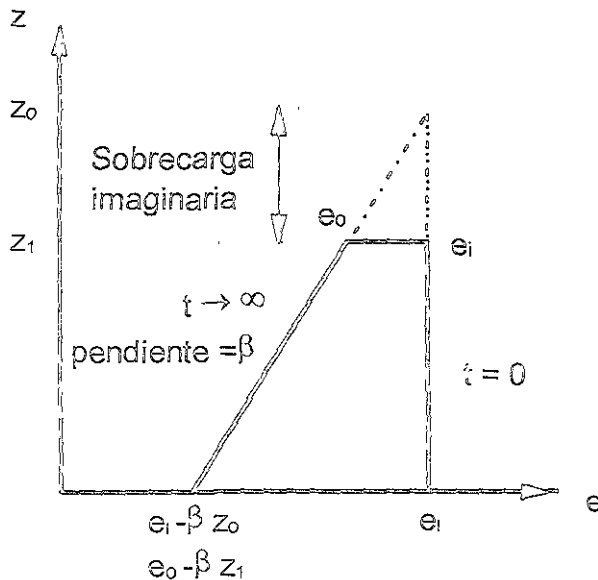


Fig. 3.4 Distribución de la relación de vacíos en función de las condiciones de frontera (Been y Sills, 1981).

Cabe destacar que la solución analítica expuesta (Lee y Sills, 1981; Been y Sills, 1981) esta referida al sistema de coordenadas Lagrange, en términos de la cantidad de partículas sólidas entre un punto específico y un origen fijo (Fig. 3.5b). De esta forma, la coordenada que representa la profundidad se mueve a lo largo del espesor de sólidos del material mientras la frontera inferior se mantiene fija. Las coordenadas Euler y Lagrange se pueden relacionar si ambos sistemas están referidos a un mismo origen fijo, como se muestra en las Figs. 3.5a y 3.5b. Por tanto, la altura del lodo a cualquier tiempo, $h(t)$, se puede obtener al involucrar la variable $e(y, T')$ definida en la ec. (3.4), en la integral siguiente:

$$h(t) = \int_0^r [1 + e(y, T')] dy \quad (3.5)$$

donde $r = \frac{z_1}{z_0}$, $y = \frac{z}{z_0}$, z es la coordenada Lagrange y $e(y, T')$ es la relación de vacíos. Ambos sistemas de coordenadas describen el mismo comportamiento físico del fenómeno.

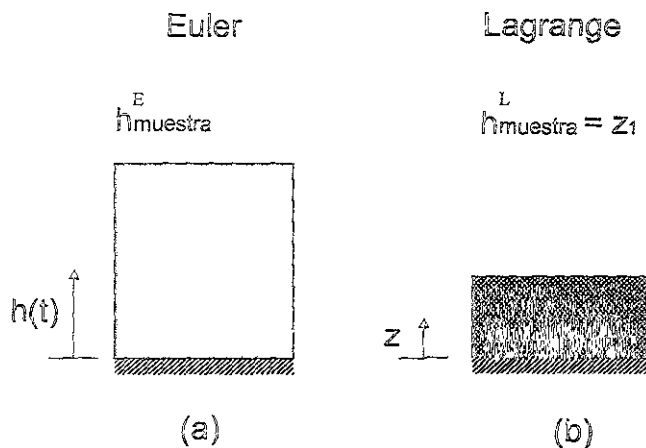


Fig. 3.5 Sistema de coordenadas; (a) Euler, y (b) Lagrange.

Las curvas teóricas de la evolución de la altura del sedimento así definidas, serían las comparables a las observadas y medidas en los odómetros, descritos éstos en el capítulo 5. El ajuste de estas curvas de sedimentación a la solución teórica, permite calcular el coeficiente c_F que caracteriza este proceso de consolidación; en el capítulo 5 se describe el método gráfico propuesto por Lin y Lohnes para calcular este parámetro. Este coeficiente corresponde a una relación de vacíos inicial, e_i , ligada a una cierta concentración de sólidos, c_i , de la suspensión.

Por otra parte, Been y Sills (1981) proporcionan las expresiones que permiten calcular la distribución en el espesor del estrato y la evolución con el tiempo del exceso de presión de poro; ello define las isócronas de la presión de poro y de ahí el grado de consolidación del estrato.

La distribución del exceso de presión de poro que contempla la parte de sobrecarga imaginaria del suelo está dada por (Been y Sills, 1981)

$$u(y, T') = 2(\gamma_s - \gamma_w)z_0 \sum_n \frac{\cos(m\pi y)}{m^2\pi^2} \exp(-m^2\pi^2 T') \quad (3.6)$$

La ecuación (3.6) muestra que el exceso de presión de poro sobre la superficie del lodo es $(\gamma_s - \gamma_w)(z_0 - z_1)$ al inicio del proceso de consolidación y se reduce a cero al 100% de consolidación primaria. En realidad no hay un exceso de presión de poro en la superficie y la solución requerida está dada como el exceso de presión arriba del valor de $z = z_1$; así

$$u_1(z, T') = u(z, T') - u(z_1, T') \quad (3.7)$$

donde $0 \leq z \leq z_1$ y $u_1(z, T')$ es la distribución del exceso de la presión de poro en el suelo real.

De acuerdo con lo anterior (Been y Sills, 1981), la ecuación (3.6) queda entonces

$$u_1(y, T') = 2(\gamma_s - \gamma_w)z_0 \sum_n \frac{\exp(-m^2\pi^2 T')}{m^2\pi^2} [\cos(m\pi y) - \cos(m\pi r)] \quad (3.8)$$

donde $r = z_1/z_0$, $0 \leq y \leq r$. Basado en la ecuación (3.8) el grado de consolidación $U(T')$ puede expresarse como :

$$U(T') = \frac{\int_0^r u_1(y, 0) dy - \int_0^r u_1(y, T') dy}{\int_0^r u_1(y, 0) dy}$$

$$= \frac{\sum_n \left\{ \left[\frac{\sin(m\pi r)}{m^3\pi^3} - \frac{r \cos(m\pi r)}{m^2\pi^2} \right] [1 - \exp(-m^2\pi^2 T')] \right\}}{\sum_n \left[\frac{\sin(m\pi r)}{m^3\pi^3} - \frac{r \cos(m\pi r)}{m^2\pi^2} \right]} \quad (3.9)$$

$U(T')$ varía con el factor tiempo T' y con r .

Por otra parte, cuando se alcanza el 100% de consolidación la altura del lodo es

$$H_{100} = \int_0^{z_1} [1 + e(z, \infty)] dz = (1 + e_0)z_1 - \frac{1}{2} \beta z_1^2 \quad (3.10)$$

En el capítulo 5 se presentan ejemplos de la solución numérica que conducen a la cuantificación del coeficiente de consolidación, c_v .

3.3 ACERCA DEL FENÓMENO DE CONSOLIDACIÓN CON DEFORMACIONES GRANDES

Como complemento a lo descrito en el inciso 3.2 acerca de la caracterización de la formación artificial de suelos arcillosos marinos a partir de un estado líquido, en este inciso se expone el estudio del fenómeno de consolidación. Es claro que la compresión de materiales arcillosos como estos involucra procesos de consolidación con grandes deformaciones, para los que la teoría clásica, que asume deformaciones pequeñas, es inoperante. Entre las teorías más destacadas que se han desarrollado para el estudio del proceso de consolidación con deformaciones grandes para depósitos jóvenes, y que se discuten en este inciso, se encuentran las propuestas por Gibson et al. (1967 y 1981).

3.3.1 Teoría de consolidación unidimensional con deformaciones grandes

La consolidación de un suelo saturado es un proceso hidrodinámico de reducción de volumen, de disipación de presión de poro y de aumento de los esfuerzos efectivos; todo ello a través del tiempo. Terzaghi fue el primero que estudio este fenómeno y desarrolló la teoría conocida como Teoría de la Consolidación con la cual se puede cuantificar tal fenómeno. Gibson et al. (1967) propusieron una solución en la que adoptaron hipótesis similares a las de Terzaghi, pero sin imponer restricciones en la magnitud de la deformación y considerando la no linealidad de las propiedades de consolidación, bajo un incremento particular de esfuerzo. En el inciso anterior se planteó la ecuación diferencial (3.2) que gobierna dicho proceso.

Cabe señalar que la ecuación (3.2) esta referida al sistema de coordenadas Lagrange. Por tanto, las coordenadas Euler y Lagrange se pueden relacionar si ambos sistemas están referidos a un mismo origen, como se muestra esquemáticamente en las Figs 3.5a y 3.5b, utilizando para ello la ecuación (3.11)

$$h'(t) = \int_0^z [1 + e(z, t)] dz \quad (3.11)$$

donde $h'(t)$ es la coordenada espacial o Euler, z es la coordenada material o Lagrange y $e(z, t)$ es la relación de vacíos. Ambos sistemas de coordenadas describen el mismo comportamiento físico del fenómeno.

Gibson et al. (1967 y 1981) al desarrollar su teoría de consolidación con deformaciones grandes para depósitos jóvenes, demostraron que la teoría clásica de consolidación unidimensional propuesta por Terzaghi no es aplicable, ésta presenta tres principales limitantes en materiales blandos, los que se consolidan bajo su peso

propio y en donde además se continúa agregando material al depósito. Los aspectos limitativos son: a) considera que las deformaciones son muy pequeñas por lo que ignora el cambio en el espesor del estrato consolidado; b) el peso propio del depósito lo representa inadecuadamente al considerarlo constante durante el proceso de consolidación; c) los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad los considera constantes; siendo que varían durante todo el proceso de consolidación. Por lo anteriormente expuesto, la teoría clásica, en la que se consideran deformaciones infinitesimales, no es la adecuada para determinar los asentamientos de materiales altamente compresibles.

Un aspecto importante de la teoría de la consolidación con deformaciones grandes, en ocasiones despreciado en un análisis convencional, es la influencia del peso propio de un estrato en proceso de consolidación. El peso propio del suelo debe incluirse en el análisis de un estrato de arcilla natural de espesor considerable puesto que en ocasiones el peso propio del depósito es comparable a los esfuerzos aplicados externamente. Este peso por sí mismo es agente causante de consolidación; ejemplos ilustrativos de este caso son los procesos de sedimentación ocurridos en ambientes costeros, en áreas de depósitos de desperdicios y rellenos hidráulicos arcillosos producto de dragado.

En el siguiente capítulo se expone la solución numérica para el fenómeno de consolidación con deformaciones grandes en la que se involucran coeficientes variables de permeabilidad y compresibilidad. Asimismo, para verificar dicha solución numérica y con el fin de comprobarla, se expone otro modelo numérico tomando en cuenta la ecuación general planteada por Gibson et al. (1967) y asumiendo las hipótesis de Terzaghi.

4 SOLUCIÓN NUMÉRICA DEL FENÓMENO DE CONSOLIDACIÓN CON DEFORMACIONES GRANDES Y DOCUMENTACIÓN DEL PROGRAMA PARA PC

4.1 INTRODUCCIÓN

En el capítulo anterior se describieron aspectos teóricos del proceso de consolidación con deformaciones grandes para depósitos jóvenes destacando las teorías propuestas por Gibson et al. (1967 y 1981).

En el presente capítulo se expone la solución numérica para el fenómeno de consolidación con deformaciones grandes. Este proceso se caracteriza por una ecuación diferencial parcial, en la que se involucran coeficientes variables de permeabilidad y compresibilidad. La solución teoriconumérica proporciona la evolución de las isócronas de la relación de vacíos, las que en general resultan asimétricas respecto a la profundidad atendiendo a la variación de los coeficientes antes señalados; tales isócronas definen el grado de consolidación del estrato arcilloso. Los parámetros de la solución numérica se obtienen al ajustar las curvas analíticas de consolidación a las observadas experimentalmente, hasta ahora en odómetros pequeños.

Asimismo, para verificar la solución numérica propuesta y con el fin de comprobarla, se desarrolló otro modelo numérico tomando en cuenta la ecuación general planteada por Gibson et al. (1967) y adoptando las hipótesis de Terzaghi.

En lo que sigue, se presenta el diagrama de bloques del programa de cómputo para PC, Mecánica v1.0. Dicho programa incluye la solución analítica para el

proceso de consolidación debido solamente al peso propio del lodo propuesta por Been y Sills (1981) y la solución numérica que se desarrolló para el estudio del fenómeno de consolidación con deformaciones grandes tomando en cuenta las teorías propuestas por Gibson et al. (1967 y 1981); además, se incluye la solución propuesta para su verificación.

4.2 ACERCA DE LAS SOLUCIONES NUMÉRICAS PARA EVALUAR LOS ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN CON DEFORMACIONES GRANDES

De las soluciones numéricas que se tiene antecedente para evaluar la historia de asentamientos por consolidación primaria unidimensional de un estrato arcilloso, utilizando para ello el método de diferencias finitas, están las propuestas por Mendoza (1977), Moreno (1979), Pane y Schiffman (1981), Schiffman y Pane, (1984) y Gibson et al. (1981).

Mendoza (1977) estudió el fenómeno de consolidación de un estrato arcilloso no homogéneo e introdujo la variación en sentido vertical de las propiedades de permeabilidad y compresibilidad del suelo en proceso de consolidación. La ecuación diferencial que resolvió fue:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{1}{k(z)} \frac{dk(z)}{dz} \frac{\partial u}{\partial z} = \frac{1}{c_v(z)} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (4.1)$$

donde

$$c_v(z) = \frac{k(z)}{\gamma_w m_v(z)}$$

y $k(z)$ y $m_v(z)$ son funciones continuas y derivables exclusivas de la coordenada z .

Posteriormente, Moreno (1979) evaluó la historia de asentamientos por consolidación en una serie de estratos heterogéneos basado en el método implícito de Crank-Nicholson de diferencias finitas (Forsythe y Wasow, 1960) tomando en cuenta la ecuación diferencial que gobierna dicho proceso (4.1) y considerando la variación de las propiedades de permeabilidad y de variación volumétrica con la profundidad como $k(z) = k_0 \exp^{-\alpha \frac{z}{l}}$ y $m_v(z) = m_0 + \beta \frac{z}{l}$, respectivamente; abordó el problema de la distribución de esfuerzos en la masa del suelo originados por la aplicación de una sobrecarga en la superficie del medio, atendiendo a las soluciones que ofrece la teoría de la elasticidad; asimismo, propuso el método de los sectores, como el idóneo para considerarlo

dentro del programa de computadora, en la determinación del incremento de esfuerzos dentro de cada estrato.

Por su parte, Pane y Schiffman (1981) compararon dos soluciones teóricas para deformaciones grandes y en ese mismo año, partiendo de la ecuación (3.2), resolvieron el problema de consolidación de un estrato cargado mediante diferencias finitas (Pane y Schiffman, 1981); posteriormente, (Schiffman y Pane, 1984) resolvieron el problema de consolidación para un depósito en el cual el volumen de sólidos se va incrementando a través del tiempo, la lectura de datos del programa que desarrollaron estos investigadores incluye la densidad de sólidos, la curva de compresibilidad y de permeabilidad; estos datos, se obtienen de pruebas de esfuerzo controlado incremental (ECI o STD) o de pruebas de consolidación bajo velocidad controlada de deformación (VCD). A su vez, la consolidación por la sobrecarga impuesta al terreno y por el peso propio son consideradas en el análisis.

Gibson et al. (1981) estudiaron el proceso de consolidación de estratos de arcilla de gran espesor, consolidados bajo su peso propio y tomando en cuenta la variación de los coeficientes de permeabilidad y de compresibilidad

4.3 SOLUCIÓN NUMÉRICA DEL FENÓMENO DE CONSOLIDACIÓN CON DEFORMACIONES GRANDES

En el caso de un estrato de arcilla de gran espesor el peso propio del esqueleto de suelo, así como del fluido deben tomarse en cuenta puesto que contribuyen de manera directa al proceso de consolidación del suelo. Por su parte, la relación de vacíos obedece a una ecuación no lineal; sin embargo, se puede acoplar a condiciones lineales para efectos de análisis numérico.

La solución numérica que se desarrolló en el presente trabajo para el proceso de consolidación con deformaciones grandes, estuvo basado en el método implícito de Crank-Nicholson de diferencias finitas (Forsythe y Wasow, 1960). Para tal desarrollo se recurrió a la propuesta de Mendoza (1977) en la que se empleó esta técnica numérica e introdujo la variación en sentido vertical de la permeabilidad del suelo en proceso de consolidación; en cuanto al coeficiente de compresibilidad se optó por usar una distribución lineal dependiente de la relación de vacíos, obtenida de la curva de compresibilidad del lodo arcilloso marino depositado en odómetros pequeños. Además, se tomaron en cuenta las aportaciones de Pane y Schiffman (1981) que compararon dos soluciones teóricas para deformaciones grandes y Gibson et al. (1981) quienes estudiaron el proceso de consolidación de estratos de arcilla de gran espesor.

Para llevar a cabo el análisis numérico que nos ocupa se introducen las variables normalizadas siguientes:

$$E(z, t) = e(z, t) / e(0, 0) \quad (4.2a)$$

$$Z = z / l \quad (4.2b)$$

$$T = g(e) \frac{t}{l^2} \quad (4.2c)$$

$$B = e_{\infty} / e(0, 0) \quad (4.2d)$$

$$R = e(0, t) / e(0, 0) \quad (4.2e)$$

- donde $e(z, t)$ es la relación de vacíos en el espesor del estrato en un tiempo específico
 $e(0, 0)$ es la relación de vacíos al inicio del proceso de consolidación con deformaciones grandes
 e_{∞} es la relación de vacíos al final del proceso de consolidación con deformaciones grandes
 $e(0, t)$ es la relación de vacíos en la frontera $z = 0$, en un tiempo específico
 z es la coordenada reducida o coordenada material que representa la profundidad
 l es el espesor inicial del estrato
 $g(e)$ es una función que representa el coeficiente de consolidación con deformaciones grandes
 t es el tiempo
 T es el factor tiempo del proceso de consolidación con deformaciones grandes

Por tanto, la ecuación diferencial que gobierna el proceso de consolidación con deformaciones grandes (3.2a), descrita en el capítulo anterior, se puede expresar como:

$$\frac{\partial^2 E}{\partial Z^2} + N(e) \frac{\partial E}{\partial Z} = \frac{l^2}{g(e)} \frac{\partial E}{\partial t} \quad (4.3a)$$

donde

$$N(e) = l(\gamma_s - \gamma_w) \left[-\frac{1}{1+e} \right] \left[\frac{d\sigma}{de} \right]^{-1} \quad (4.3b)$$

$$g(e) = -\frac{k(z)}{\gamma_w(1+e)} \frac{d\sigma}{de} \quad (4.3c)$$

En el apéndice A se expone el desarrollo detallado de esta solución.

Asumiendo que el coeficiente de permeabilidad varía con la profundidad como,

$k(z) = k_0 \exp^{-\alpha z}$. Por su parte, el coeficiente de compresibilidad se calculó como

$$a_v = \left[\frac{d\sigma}{de} \right]^{-1} = \left[\frac{\sigma_2 - \sigma_1}{e_1 - e_2} \right]^{-1}, \text{ para cada incremento de esfuerzo aplicado, y se obtuvo}$$

de la curva de compresibilidad del lodo arcilloso marino depositado en odómetros pequeños.

Con la siguiente condición inicial

$$E(Z,0) = (1-B) \exp(-NZ) + B; \quad 0 \leq Z \leq 1 \quad (4.4)$$

y las condiciones de frontera

$$E(0,T) = R; \quad T > 0 \quad (4.5a)$$

$$E(1,T) = (R - B) \exp(-N) + B; \quad T > 0 \quad (4.5b)$$

entonces el asentamiento adimensional $S(T)$ se puede calcular a partir de la ecuación (4.6)

$$S(T) = \int_0^1 [E(Z,0) - E(Z,T)] dZ \quad (4.6)$$

De manera análoga, el grado de consolidación $U(T)$ se calcula como:

$$U(T) = \frac{S(T)}{S(\infty)} = \frac{\int_0^1 [E(Z,0) - E(Z,T)] dZ}{\int_0^1 [E(Z,0) - E(Z,\infty)] dZ} \quad (4.7)$$

Cabe hacer notar que ya durante el proceso de consolidación bajo cargas externas, se permitió el drenaje por la base, por lo que tanto la frontera superior como la inferior se consideran totalmente permeables; ello se reconoce en las ecs. (4.5).

Es importante señalar que el método de diferencia promediada, conocido como método de Crank-Nicholson, es incondicionalmente estable para cualquier incremento de tiempo τ . En forma independiente, el método explícito presenta una seria desventaja al considerar incrementos de tiempo muy pequeños debido a que el proceso es válido únicamente para $0 < \frac{\tau}{\delta^2} \leq \frac{1}{2}$, donde δ es el incremento de la profundidad; sin embargo, unido al método implícito, ambos conforman un

proceso convergente y estable para todos los valores finitos de $\frac{\tau}{\delta^2}$ (Smith, 1965).

Definiendo ahora una malla según la Fig. 4.1 y utilizando el método implícito de Crank-Nicholson de diferencias finitas (Forsythe y Wasow, 1960), la ecuación (4.3) se puede expresar como:

$$\frac{1}{2} \left(\frac{E_{i-1,j} - 2E_{i,j} + E_{i+1,j}}{\delta^2} + \frac{E_{i,j+1} - 2E_{i,j} + E_{i,j-1}}{\delta^2} \right) + \frac{N(e)}{2} \left(\frac{E_{i+1,j} - E_{i-1,j}}{\delta} \right) = \frac{l^2}{g(e)} \left(\frac{E_{i,j+1} - E_{i,j}}{\tau} \right)$$

o bien

$$\frac{1}{2\delta^2} (E_{i-1,j} - 2E_{i,j} + E_{i+1,j} + E_{i,j+1} - 2E_{i,j} + E_{i,j-1}) + \frac{N(e)}{2\delta} (E_{i+1,j} - E_{i-1,j}) = \frac{l^2}{\tau g(e)} (E_{i,j+1} - E_{i,j}) \quad (4.8)$$

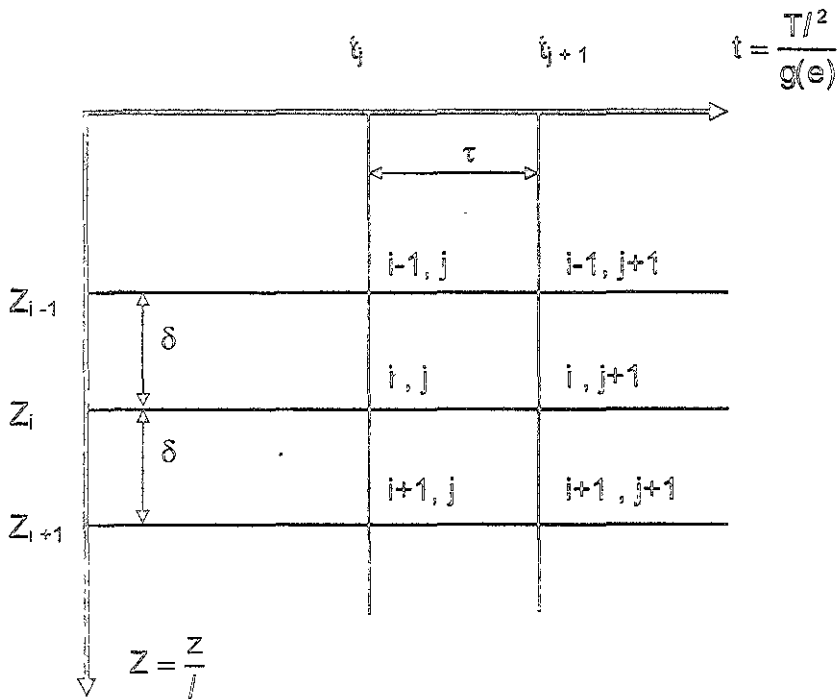


Fig. 4.1 Malla de diferencias finitas.

Definiendo las siguientes ecuaciones

$$\chi = \frac{\tau g(e)}{\delta^2} \quad (4.9a)$$

$$\theta = \frac{\tau N(e)g(e)}{\delta} \quad (4.9b)$$

donde las funciones $N(e)$ y $g(e)$ representan las características de compresibilidad y permeabilidad, y se deben evaluar como el valor medio de la relación de vacíos en el tiempo j y en un tiempo consecutivo $j+1$

$$N(e) = N\left[\frac{e_{i+1,j} + e_{i+1,j+1}}{2}\right] \quad (4.10)$$

$$g(e) = g\left[\frac{e_{i+1,j} + e_{i+1,j+1}}{2}\right] \quad (4.11)$$

Reordenando (4.8) y sustituyendo las ecs. (4.9)

$$\left(\frac{\chi}{2}\right)E_{i-1,j+1} + (1-\chi)E_{i,j+1} + \left(\frac{\chi}{2}\right)E_{i+1,j+1} = \left(\frac{\theta-\chi}{2}\right)E_{i-1,j} + (1+\chi)E_{i,j} - \left(\frac{\theta+\chi}{2}\right)E_{i+1,j} \quad (4.12)$$

El sistema de ecuaciones simultáneas que se obtiene de desarrollar la ecuación (4.12) proporciona las siguientes matrices tridiagonales, estrictamente dominantes diagonalmente:

$$\begin{bmatrix} 1-\chi_1 & \frac{\chi_1}{2} & & & & & \\ \frac{\chi_2}{2} & 1-\chi_2 & \frac{\chi_2}{2} & & & & \\ & \frac{\chi_3}{2} & 1-\chi_3 & \frac{\chi_3}{2} & & & \\ & & \circ & \circ & \circ & & \\ & & & \circ & \circ & \frac{\chi_{m-1}}{2} & \\ & & & & \frac{\chi_m}{2} & 1-\chi_m & \\ & & & & & & \end{bmatrix} \begin{bmatrix} E_{1,j+1} \\ E_{2,j+1} \\ E_{3,j+1} \\ \circ \\ E_{m-1,j+1} \\ E_{m,j+1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} B_1 \\ B_2 \\ B_3 \\ \circ \\ B_{m-1} \\ B_m \end{bmatrix} \quad (4.12a)$$

donde B se define como:

$$B = \begin{bmatrix}
1 + \chi_1 & -\left(\frac{\theta_1 + \chi_1}{2}\right) & & & & & \\
\left(\frac{\theta_2 - \chi_2}{2}\right) & 1 + \chi_2 & -\left(\frac{\theta_2 + \chi_2}{2}\right) & & & & \\
\left(\frac{\theta_3 - \chi_3}{2}\right) & & 1 + \chi_3 & -\left(\frac{\theta_3 + \chi_3}{2}\right) & & & \\
& & \circ & \circ & \circ & & \\
& & & \circ & \circ & & \\
& & & & \circ & & \\
& & & & & -\left(\frac{\theta_{m-1} + \chi_{m-1}}{2}\right) & \\
& & & & \left(\frac{\theta - \chi_m}{2}\right) & & 1 + \chi_m
\end{bmatrix} \begin{bmatrix} E_{1,j} \\ E_{2,j} \\ E_{3,j} \\ \circ \\ E_{m-1,j} \\ E_{m,j} \end{bmatrix}$$

(4.12b)

donde el índice m representa el m -ésimo valor en que se divide la malla de diferencias finitas en el espacio i y en un determinado tiempo j . La solución del sistema de ecuaciones anteriores proporciona la evolución de las isócronas de la relación de vacíos.

La estabilidad y convergencia del método dependen de dos condiciones respecto a las dimensiones de la malla:

$$\frac{\tau}{\delta^2} \leq \frac{1^2}{|g(e)|} \tag{4.13}$$

y

$$\delta \leq 2 |N(e)| \tag{4.14}$$

En el capítulo siguiente se exponen las formas características de las isócronas de la relación de vacíos para ciertos incrementos de esfuerzo; tales isócronas definen el grado de consolidación del estrato arcilloso. Asimismo, los resultados se comparan ahora con la evolución de los asentamientos medidos en oómetros más pequeños que el O-97-5, con el mismo suelo marino en estudio. Esta comparación permite poner en evidencia la bondad del método propuesto.

4.4 VERIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN NUMÉRICA

Para verificar y comprobar la solución numérica expuesta en el inciso anterior, se desarrolló otro modelo numérico tomando en cuenta la ecuación general planteada por Gibson et al. (1967) considerando constantes los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad. Los resultados entre ambas soluciones se

compararon con la evolución de los asentamientos medidos en odómetros más pequeños que el O-97-5.

De manera análoga al inciso anterior se propone el uso de variables normalizadas como las de las ecuaciones (4.2), sólo que el factor tiempo se calcula como $T = \frac{gt}{l^2}$ puesto que g se considera constante.

La ecuación (3.2a), descrita en el capítulo anterior, se puede expresar como :

$$\frac{\partial^2 E}{\partial Z^2} + Q \frac{\partial E}{\partial Z} = \frac{\partial E}{\partial T} \quad (4.15a)$$

donde

$$Q = l \lambda (\gamma_s - \gamma_w) \quad (4.15b)$$

donde λ es una constante que representa las características de compresibilidad.

En el apéndice B de este trabajo se expone el desarrollo de esta solución.

Considerando la misma condición inicial y las condiciones de frontera de las ecuaciones (4.4) y (4.5), respectivamente; el asentamiento adimensional $S(T)$ y el grado de consolidación $U(T)$ se pueden calcular con las ecuaciones (4.6) y (4.7), descritas en el inciso anterior.

De manera análoga, utilizando una malla como la mostrada en la Fig. 4.1, pero con un factor tiempo $T = \frac{gt}{l^2}$ y aplicando el método implícito de Crank-Nicholson de diferencias finitas (Forsythe y Wasow, 1960); la ecuación (4.15) se puede expresar como

$$\frac{1}{2\delta^2} (E_{i+1,j} - 2E_{i,j} + E_{i-1,j} + E_{i+1,j+1} - 2E_{i,j+1} + E_{i-1,j+1}) + \frac{Q}{2\delta} (E_{i+1,j} - E_{i-1,j}) = \frac{1}{\tau} (E_{i,j+\tau} - E_{i,j}) \quad (4.16)$$

Definiendo las ecuaciones siguientes

$$\eta = \frac{\tau}{\delta^2} \quad (4.17a)$$

$$\psi = \frac{\tau Q}{\delta} \quad (4.17b)$$

Reordenando (4.16) y sustituyendo las ecs. (4.17)

$$\left(\frac{\eta}{2}\right)E_{i-1,j+1} + (1-\eta)E_{i,j+1} + \left(\frac{\eta}{2}\right)E_{i+1,j+1} = \left(\frac{\psi-\eta}{2}\right)E_{i-1,j} + (1+\eta)E_{i,j} - \left(\frac{\psi+\eta}{2}\right)E_{i+1,j} \quad (4.18)$$

El sistema de ecuaciones simultáneas que se obtiene de desarrollar la ecuación (4.18) proporciona las siguientes matrices tridiagonales :

$$\begin{bmatrix} 1-\eta_1 & \frac{\eta_1}{2} & & & & & & & & \\ \frac{\eta_2}{2} & 1-\eta_2 & \frac{\eta_2}{2} & & & & & & & \\ & \frac{\eta_3}{2} & 1-\eta_3 & \frac{\eta_3}{2} & & & & & & \\ & & \circ & \circ & \circ & & & & & \\ & & & \circ & \circ & \frac{\eta_{m-1}}{2} & & & & \\ & & & & \frac{\eta_m}{2} & 1-\eta_m & & & & \\ & & & & & & & & & \end{bmatrix} \begin{bmatrix} E_{1,j+1} \\ E_{2,j+1} \\ E_{3,j+1} \\ \circ \\ E_{m-1,j+1} \\ E_{m,j+1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_1 \\ D_2 \\ D_3 \\ \circ \\ D_{m-1} \\ D_m \end{bmatrix} \quad (4.18a)$$

donde D se define como:

$$D = \begin{bmatrix} 1+\eta_1 & -\left(\frac{\psi_1+\eta_1}{2}\right) & & & & & & & & \\ \left(\frac{\psi_2-\eta_2}{2}\right) & 1+\eta_2 & -\left(\frac{\psi_2+\eta_2}{2}\right) & & & & & & & \\ & \left(\frac{\psi_3-\eta_3}{2}\right) & 1+\eta_3 & -\left(\frac{\psi_3+\eta_3}{2}\right) & & & & & & \\ & & \circ & \circ & \circ & & & & & \\ & & & \circ & \circ & \circ & & & & \\ & & & & \circ & \circ & -\left(\frac{\psi_{m-1}+\eta_{m-1}}{2}\right) & & & \\ & & & & & \left(\frac{\psi-\eta_m}{2}\right) & 1+\eta_m & & & \\ & & & & & & & & & \end{bmatrix} \begin{bmatrix} E_{1,j} \\ E_{2,j} \\ E_{3,j} \\ \circ \\ E_{m-1,j} \\ E_{m,j} \end{bmatrix} \quad (4.18b)$$

donde el índice m representa el m -ésimo valor en que se divide la malla de diferencias finitas en el espacio l y en un determinado tiempo j

La solución del sistema de ecuaciones anteriores proporciona la evolución de las isócronas de la relación de vacíos, las que para el caso que nos ocupa resultan simétricas respecto a la profundidad, al considerar constantes los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad del suelo en proceso de consolidación.

De manera análoga a lo descrito en el inciso anterior, la estabilidad y convergencia de este método dependen de dos condiciones respecto a las dimensiones de la malla:

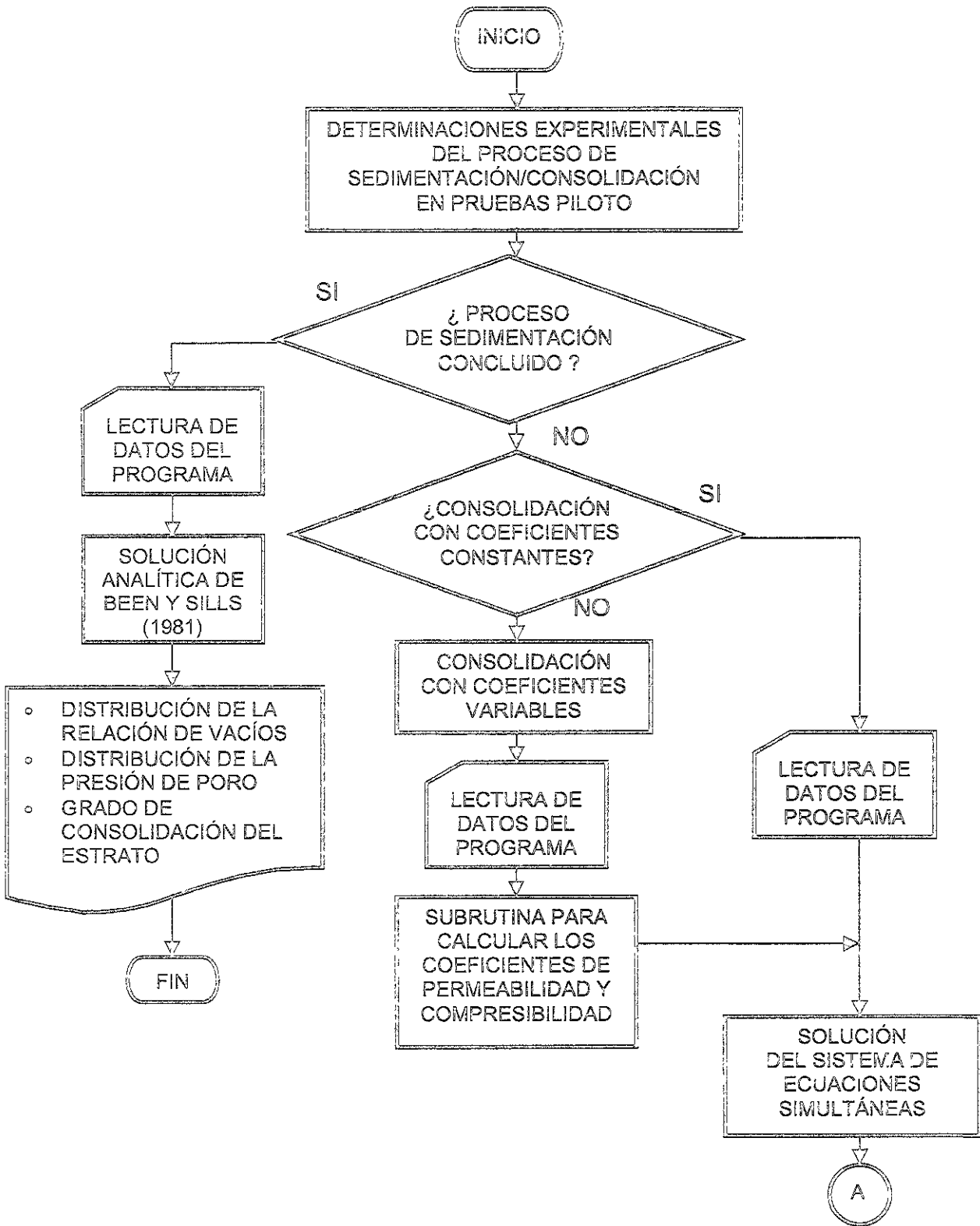
$$\frac{\tau}{\delta^2} \leq \left| \frac{l^2}{g} \right| \quad (4.19)$$

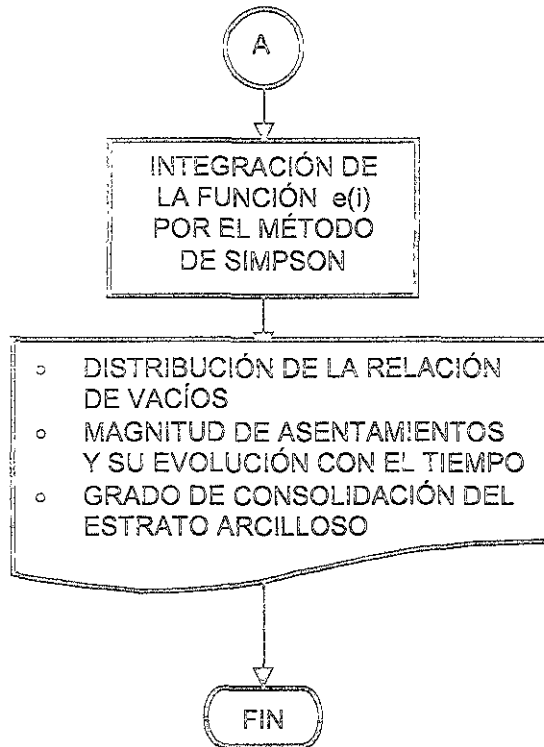
y

$$\delta \leq 2 \left| Q \right| \quad (4.20)$$

En el capítulo siguiente se exponen las formas características de las isócronas de la relación de vacíos para ciertos incrementos de esfuerzo, las cuales definen el grado de consolidación del estrato arcilloso; además, se comparan los resultados de los asentamientos medidos en los odómetros pequeños. Esta comparación permitirá validar la solución numérica, desarrollada en el inciso anterior, para el fenómeno de consolidación en la que se involucran coeficientes variables de permeabilidad y compresibilidad.

4.5 DOCUMENTACIÓN DEL PROGRAMA MECÁNICA v1.0





Para llevar a cabo el análisis del proceso de sedimentación/consolidación del suelo arcilloso marino se necesita en primera instancia contar con las determinaciones experimentales en pruebas piloto, a partir de las cuales se obtendrán los datos indispensables para alimentar el programa de cómputo desarrollado y que se describen en párrafos subsecuentes.

La ejecución numérica del programa de cómputo para PC, denominado *Mecánica v1.0*, sigue el proceso establecido en el diagrama de bloques, el cual incluye el estudio del fenómeno de sedimentación y del proceso de consolidación con deformaciones grandes.

Si se desea estudiar el proceso de sedimentación se procede a iniciar la adquisición de datos. Los datos característicos de este proceso son: altura real de las partículas sólidas del material z_1 , altura imaginaria del material z_0 , tiempo estimado de duración del proceso t_{\max} , densidad de sólidos G_s , peso volumétrico del agua γ_w , coeficiente de consolidación c_F , pendiente de la distribución de la relación de vacíos final β , relación de vacíos inicial e_i , cantidad de intervalos a considerar en Z , y cantidad de intervalos en t . Una vez introducida la información

necesaria, el programa de cómputo calcula la distribución en el espesor del estrato y su evolución con el tiempo de las isócronas de la relación de vacíos y de la presión de poro a partir de las ecuaciones (3.4) y (3.8), respectivamente, de acuerdo con la solución analítica propuesta por Been y Sills (1981). Además, tomando en cuenta la ecuación (3.9) se obtiene el cálculo del grado de consolidación del estrato, finalizando con ello dicho proceso.

Para el estudio del fenómeno de consolidación con deformaciones grandes se puede optar por el proceso en el que se involucran coeficientes variables de permeabilidad y compresibilidad o por el que considera dichos coeficientes constantes. Si se elige el primero de ellos, entonces se introducen los datos necesarios para la solución numérica de este proceso, los cuales son: densidad de sólidos G_s , peso volumétrico del agua γ_w , coeficiente de permeabilidad inicial k_0 , constante α , altura normalizada de la coordenada reducida $Z_{m\acute{a}x}$, tiempo estimado de duración del proceso $t_{estimada}$, relación de vacíos al inicio del proceso de consolidación con deformaciones grandes $e(0,0)$, relación de vacíos al final del proceso de consolidación con deformaciones grandes e_{∞} , incremento de esfuerzo Δp , altura de la suspensión $H_{m\acute{a}x}$, e intervalos en t y Z . Enseguida, se llama a la subrutina que calcula la distribución de los coeficientes de permeabilidad y de compresibilidad, de acuerdo a lo expuesto en el inciso 4.3. A continuación se resuelve el sistema de ecuaciones simultáneas (4.12a) y (4.12b), utilizando el método de Gauss-Seidel, que resulta conveniente para resolver este tipo de matrices tridiagonales, estrictamente dominantes diagonalmente. La solución de este sistema de ecuaciones simultáneas proporciona la evolución de las isócronas de la relación de vacíos, atendiendo a las condiciones de estabilidad y convergencia respecto a las dimensiones de la malla dadas por las ecuaciones (4.13) y (4.14). Posteriormente, se lleva a cabo la integración de la función $e(i)$ por el método de Simpson para obtener al asentamiento adimensional $S(T)$ a partir de la ecuación (4.6) y de manera análoga el grado de consolidación $U(T)$ con la ecuación (4.7), finalizando con ello el proceso.

Por otra parte, si se elige estudiar el fenómeno de consolidación con coeficientes constantes el proceso es muy similar al de coeficientes variables exceptuando aquella subrutina que calcula los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad. De igual forma se introducen los datos, entre los que destacan los siguientes: densidad de sólidos G_s , peso volumétrico del agua γ_w , constante que representa las características de compresibilidad del estrato λ , altura normalizada de la coordenada reducida $Z_{m\acute{a}x}$, tiempo estimado de duración del proceso $t_{estimada}$, relación de vacíos al inicio del proceso de consolidación con deformaciones grandes $e(0,0)$, relación de vacíos al final del proceso de consolidación con deformaciones grandes e_{∞} , incremento de esfuerzo Δp , altura de la suspensión $H_{m\acute{a}x}$, e intervalos en t y Z . Una vez introducida dicha información y de acuerdo a lo descrito en el inciso 4.4, se resuelve el sistema de ecuaciones simultáneas (4.18a) y (4.18b) utilizando el método de Gauss-Seidel. Con la solución del sistema de ecuaciones anteriores obtenemos la evolución de las isócronas de la relación de vacíos, considerando las condiciones de estabilidad y convergencia respecto a las

dimensiones de la malla (ecs. 4.19 y 4.20). La integración de la función $e(i)$ por el método de Simpson es con el fin de obtener el asentamiento adimensional $S(T)$ y el grado de consolidación $U(T)$ a partir de las ecuaciones (4.6) y (4.7), respectivamente. Hecho lo anterior finaliza el proceso analizado.

En anexo a esta tesis en el reverso de la pasta se incluyen los discos de instalación del programa Mecánica v1.0. Este programa de cómputo para PC se desarrolló utilizando el paquete Visual Basic Versión 5.0 de Microsoft, dentro de la plataforma de Windows. Para su correcta instalación, la computadora debe contar como mínimo con los siguientes requisitos: sistema operativo Windows 95, versión de Windows 4.0, procesador Pentium, 32.0 Mb en RAM. El programa ocupa una memoria en disco duro de 671 Kb y tiene la gran ventaja de ser un programa listo para ejecutarse. En el apéndice C se hace una descripción detallada del programa de cómputo para PC.

5. DETERMINACIONES EXPERIMENTALES Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS CON LA SOLUCIÓN NUMÉRICA DEL PROCESO DE SEDIMENTACIÓN/CONSOLIDACIÓN

5.1 INTRODUCCIÓN

La experimentación con modelos de pilotes en un sedimento marino ha exigido la formación artificial de suelo en un odómetro cilíndrico O-97-5, en cuya denominación se reconoce a su diámetro en centímetros y a la presión máxima axial de diseño en kg/cm^2 . El odómetro metálico de 122 cm de altura cuenta con dos extensiones de 81 cm de altura cada una, con lo que el arreglo inicial al vaciar la suspensión tuvo una altura de 284 cm; conforme el suelo se sedimenta y consolida, se eliminarán estas extensiones para quedar finalmente alojado el suelo inalterado en el odómetro.

Partiendo de una suspensión agua marina-suelo se busca reproducir en el laboratorio la formación natural hasta alcanzar un suelo inalterado y consistente, primero por sedimentación y luego por consolidación bajo esfuerzos crecientes; el suelo proviene del fondo marino de la Sonda de Campeche. Se describe el proceso de reconstitución del suelo en función del contenido de agua inicial y el peso de los sólidos de la suspensión, revisando la influencia del contenido salino. En la Fig. 5.1 se muestra de manera esquemática el proceso de formación artificial del suelo marino.

En este capítulo se exponen las formas características de las isócronas de la relación de vacíos y de la presión de poro, de la solución numérica del proceso sedimentación/consolidación; tales isócronas definen el grado de consolidación del estrato arcilloso. Los resultados se comparan con la evolución de los asentamientos medidos en odómetros más pequeños que el O-97-5, con el mismo suelo marino en estudio. Esta comparación permite poner en evidencia la bondad del método propuesto.

Asimismo, se presenta una predicción de la evolución de la sedimentación y consolidación del proceso de reconstitución artificial del suelo depositado en el odómetro O-97-5, tomando en cuenta los parámetros de permeabilidad y compresibilidad obtenidos en odómetros pequeños.

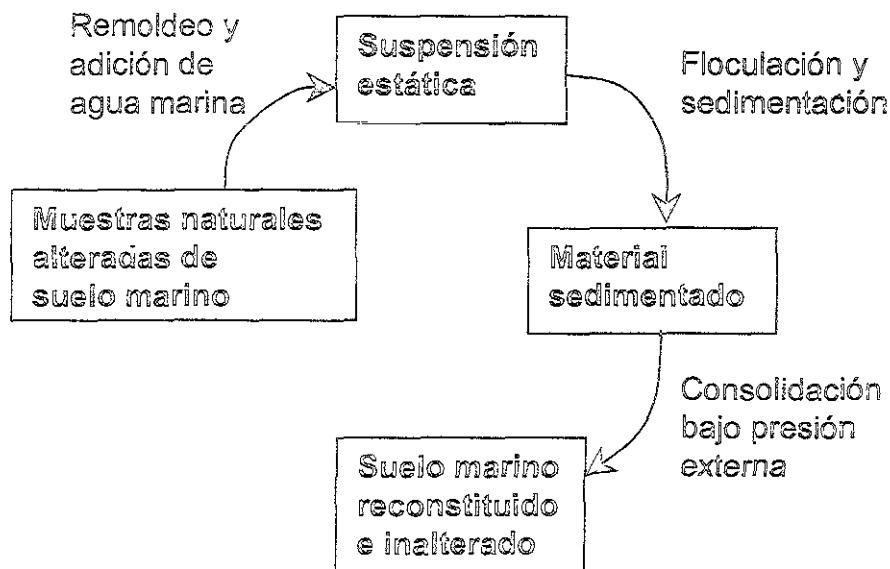


Fig. 5.1 Proceso de formación artificial de un suelo arcilloso marino

5.2 SUELO MARINO Y SU RECONSTITUCIÓN

Con material proveniente de los sitios conocidos como SiNAN-TB/TC, Complejo Habitacional y EK-TA de la Sonda de Campeche, se reunió del orden de 1700 kg de suelo marino. Aproximadamente la mitad del material se extrajo de tubos plásticos muestreados a profundidades entre el fondo marino y 50 m de profundidad, y del resto no se conoce la profundidad de muestreo. Se practicó una selección de los suelos, eliminando aquellos francamente arenosos y limosos, resultando alrededor de 1500 kg de suelos arcillosos, los que se mezclaron y remoldearon vigorosamente hasta contar con muestras homogéneas, las que se envasaron en bolsas plásticas, en espera del inicio de la preparación definitiva. Se realizaron doce determinaciones del límite líquido correspondientes a los suelos de diversas bolsas, como se muestra en la Tabla 5.1, obteniéndose un valor medio de 80.7%.

Tabla 5.1 Contenido natural de agua y límite líquido de las porciones de arcilla envasadas en bolsas plásticas.

BOLSA	CONTENIDO NATURAL DE AGUA (%)	LÍMITE LÍQUIDO (%)
1	80.30	75.50
2	59.87	59.00
3	88.20	91.00
4	66.90	88.00
5	72.20	71.50
6	78.79	77.00
7	80.23	81.00
8	88.70	92.50
9	84.78	86.50
10	71.17	80.50
11	80.40	82.00
12	83.03	83.50
13	68.45	-
14	87.06	-
15	86.60	-

Se llevaron a cabo pruebas preliminares en odómetros pequeños que han tenido como objetivos la definición de las propiedades de compresibilidad del suelo marino por formar y, la definición de los procedimientos que nos permitan realizar la reconstitución artificial del suelo en el odómetro O-97-5. Primeramente se efectuaron los ensayos para definir el contenido de agua inicial, w_0' , de la suspensión que se vaciaría en dicho odómetro. Para referirnos al peso de sólidos o agua que incluya al de las sales, se adoptó el supraíndice "prima". Para ello se prepararon tres suspensiones con valores w_0' de 180, 200 y 240%, agregando agua marina, atendiendo a los valores de dos a tres veces el límite líquido, mencionados en la literatura técnica, y a experiencias previas con arcilla de la ciudad de México.

Para estas pruebas piloto, las mezclas suelo-agua se efectuaron con una batidora pequeña, agregando agua de mar proveniente de la Sonda de Campeche, la cual fue precalentada (concentración salina del 3%) a fin de facilitar tanto el mezclado como la extracción de aire; una vez que se vació la suspensión a un matraz y se le sometió a vacío, se vertió directamente al pequeño odómetro mediante una manguera ahogada para evitar la inclusión de aire. En la preparación de cada suspensión se partió del mismo peso de sólidos, lo que al agregar la cantidad necesaria de agua para alcanzar el w_0' deseado, determinó alturas diferentes de cada mezcla.

La suspensión con $w_0' = 180\%$ exhibió dificultades en su manejo, ya que la consistencia que presentó era la de una pasta viscosa que no podía mezclarse adecuadamente con la batidora al adherirse al molde y, requerir de un tiempo muy prolongado de desaerado. El lodo con contenido de agua $w_0' = 240\%$ tenía una gran fluidez y por lo mismo era muy manejable facilitando su desaerado; sin embargo, a mayor contenido de agua de la suspensión mayor debe resultar la altura inicial del odómetro grande. Se concluyó que el w_0' conveniente era el de 200%, que representa dos veces y medio su límite líquido.

Las suspensiones se vaciaron en odómetros pequeños de acrílico, denominados A, con diámetro interior de 81 mm y altura de 160 mm, Fig. 5.2a. La sedimentación fue libre, sin permitir drenaje por la base durante esta etapa. Para propiciar la consolidación en la etapa de aplicación de cargas externas, en el fondo de cada odómetro se colocó un filtro de 2 cm de espesor constituido de arena cuarzosa limpia, que condiciona un flujo vertical uniforme y evita su concentración hacia el centro, en donde posee una perforación para drenaje. Para la aplicación de carga a la muestra ya durante esta etapa, se colocó un cabezal guiado que servía también de portapesas, Fig. 5.2b, asegurando que la variación del espesor de suelo fuese siempre uniforme.

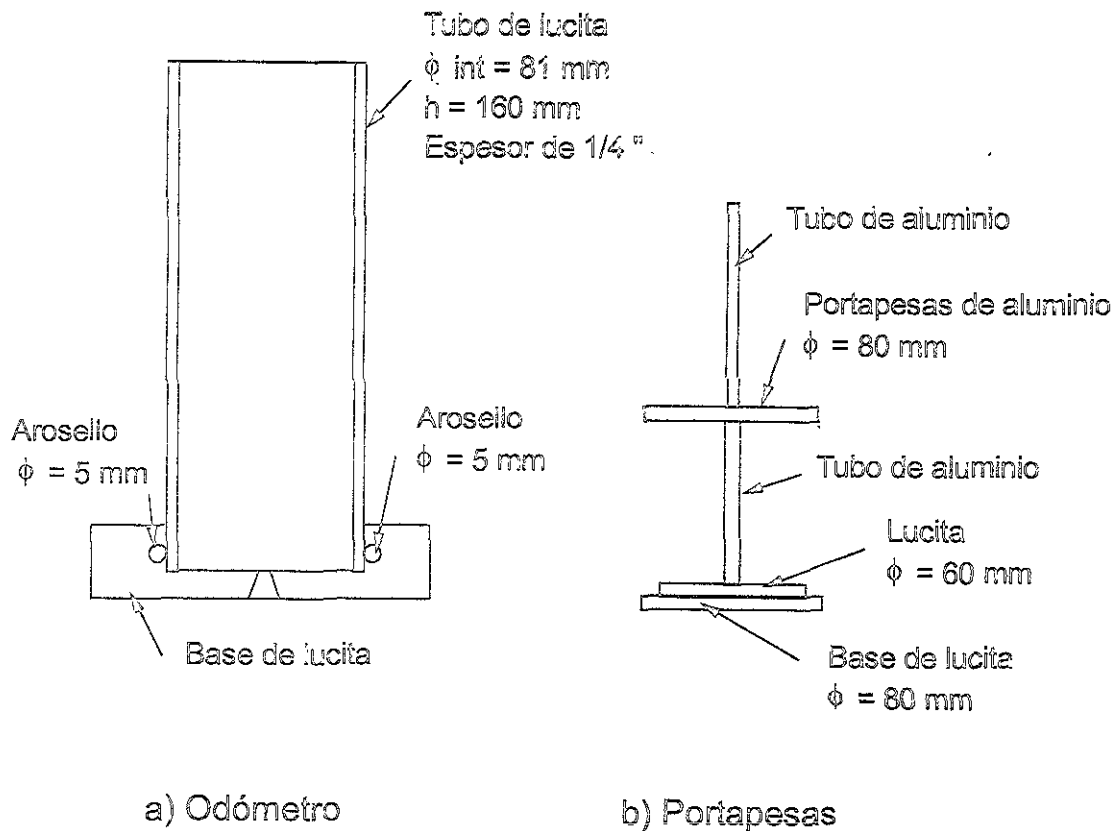


Fig. 5.2 Odómetro A para sedimentación y consolidación.

5.3 EVOLUCIÓN DE LA SEDIMENTACIÓN Y CONSOLIDACIÓN EN ODÓMETROS PEQUEÑOS

Durante la etapa de floculación y sedimentación libre, la suspensión se mantuvo en reposo absoluto, definiéndose el comportamiento de la Fig. 5.3. Pudo observarse que la suspensión "rompió" a los pocos minutos de depositada, apareciendo claramente una interfaz que gradualmente definió en la parte superior un tirante de agua clara, y la porción inferior floculada y asentándose. La formación de dicha interfaz marcó el inicio de la etapa de consolidación por peso propio (Lin y Lohnes, 1984). Bajo esta condición cada sedimento alcanzó un espesor prácticamente sin cambio después de alrededor de veinte días. Posteriormente, se sometió a pequeños gradientes hidráulicos por flujo descendente que indujeron ligera consolidación.

Una vez que el suelo alcanzó un mínimo de consistencia, se le colocó el cabezal y portapesas y con ello se inició la consolidación incremental inducida por esfuerzos externos; se aplicaron siete niveles crecientes de esfuerzo axial, hasta alcanzar un máximo de 1.63 kg/cm².

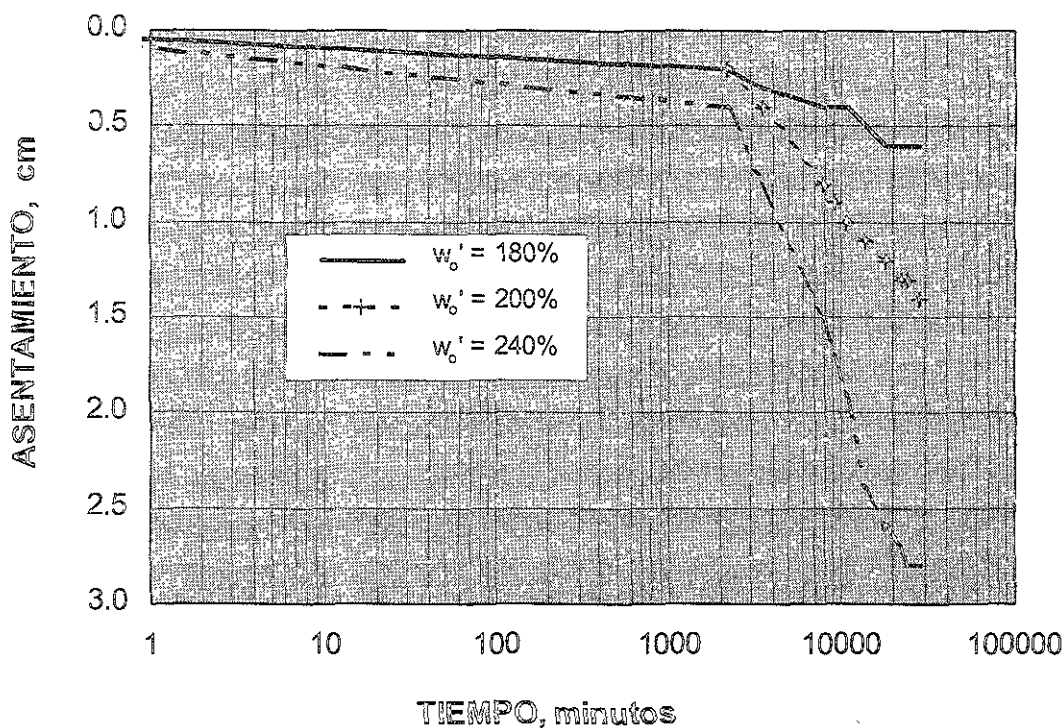


Fig. 5.3 Evolución de la sedimentación libre del lodo arcilloso marino con diferentes contenidos iniciales de agua

En la Fig. 5.4 se incluye la curva de compresibilidad definida en el odómetro A para la mezcla con el contenido inicial de agua seleccionado. Para corroborarla, se preparó una nueva suspensión con el mismo contenido inicial de agua y se procedió a vaciar en otro odómetro pequeño (diámetro de 115.7 mm, denominado B), en el que se cuidó que su relación altura-diámetro fuera idéntica a la del odómetro O-97-5. Con las diferencias propias de la naturaleza experimental del problema, resultaron muy similares las curvas de compresibilidad determinadas en odómetros de diámetro y altura diferentes. En el inciso 5.5 se expondrán las curvas de consolidación obtenidas, a la luz de las estimaciones teóricas antes expuestas.

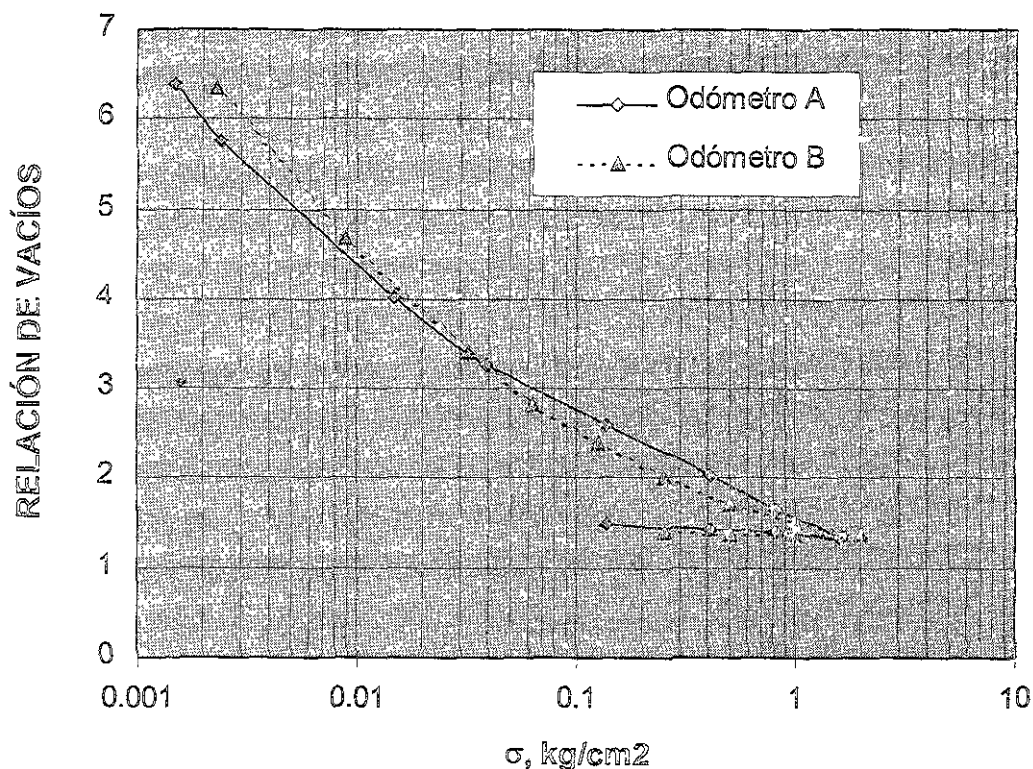


Fig. 5.4 Curvas de compresibilidad del lodo arcilloso marino para el contenido inicial de agua seleccionado

5.4 INFLUENCIA DE LA SALINIDAD EN LOS CONTENIDOS DE AGUA

Se realizaron las correcciones al contenido de agua comúnmente determinado w' (con el supraíndice "prima"), por el porcentaje significativo de sales disueltas en el agua (agua marina); el valor corregido w , atiende a algunas ideas expuestas por Marsal y Graue (1969). Si c es la concentración de sales, el peso de las sales disueltas resulta $W_c = c W_w$; y reconociendo que W'_s es lo que registra una balanza como peso seco, pero que incluye a las sales, entonces un contenido natural de agua corregido resulta:

$$w_n = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_w}{W'_s - W_c} = \frac{W_w}{W'_s - cW_w} = \frac{w'_n}{1 - cw'_n} \quad (5.1)$$

Se distingue que el contenido de agua corregido por la presencia de sales, es siempre mayor al determinado cuando se soslaya tal corrección. Cuando se agrega un peso $\Delta W/W'$ de agua de mar para dar un mayor contenido de agua al lodo arcilloso, como es el caso cuando se prepara una suspensión, realmente se está agregando una cantidad menor de agua pura y cierto peso de sales en solución, mismas que finalmente se precipitarían durante una eventual evaporación en el horno. Por tanto, el contenido de agua final tal como experimentalmente se determina, está influenciado en numerador y denominador por la presencia de sales presentes y agregadas. Estos aspectos se tomaron en cuenta en la preparación de las diversas suspensiones, para llevarlas al w_0' deseado.

5.5 RESULTADOS DE LA SOLUCIÓN NUMÉRICA DEL PROCESO SEDIMENTACIÓN/CONSOLIDACIÓN EN ODÓMETROS PEQUEÑOS

Para llevar a cabo el ajuste de las curvas de sedimentación a la solución teórica, Lin y Lohnes (1984) propusieron un método gráfico para calcular el coeficiente c_F , correspondiente al 90% de consolidación debido solamente al peso propio del lodo, utilizando la curva de sedimentación experimental y la curva teórica del grado de consolidación. Para describir este método se utilizaron los resultados experimentales medidos en el odómetro B. En la Fig. 5.5 se presenta la curva de sedimentación libre del lodo arcilloso marino depositado en el odómetro B. El peso volumétrico inicial de la suspensión arcillosa fue $\gamma_m = 1.264 \text{ g/cm}^3$, y su correspondiente concentración inicial $c_i = 1264 \text{ g/l}$.

Utilizando la ecuación (3.9) se trazó la curva teórica de consolidación en ejes coordenados \sqrt{T} vs. $U(T)$, considerando $r = z_1/z_0 = 0.12$, como se aprecia en la Fig. 5.6. La altura real de las partículas sólidas del material fue $z_1 = 4.3 \text{ cm}$, la relación de vacíos inicial $e_i = 6.34$, la relación de vacíos en la parte superior del material lodoso al alcanzarse el 100% de consolidación fue $e_0 = 4.685$, y la pendiente de la distribución de relación de vacíos final $\beta = 0.053 \text{ cm}^{-1}$. Con los datos anteriores se obtuvo la altura imaginaria del material z_0 , tomando en cuenta la ecuación (5.2) propuesta por Been y Sills (1981)

$$z_0 = z_1 + (e_i - e_0)/\beta \quad (5.2)$$

Sustituyendo valores tenemos

$$z_0 = 4.3 + (6.34 - 4.685)/0.053 = 35.5 \text{ cm}$$

Con estos valores se observó un comportamiento adecuado entre los resultados experimentales y la solución de Been y Silts (1981), como se observará en el siguiente inciso.

A continuación se describe el procedimiento descrito por Lin y Lohnes (1984) para obtener T' y t , correspondientes al 90% de consolidación por peso propio del lodo arcilloso marino depositado en el odómetro B:

- o Localizar sobre la curva teórica de consolidación (Fig. 5.6) el punto de inflexión B y de este punto trazar una línea tangente hasta intersectarse con la línea del 0% de consolidación en el origen, obteniéndose el punto A.
- o Ubicar el 90% de consolidación sobre la curva teórica de consolidación $U(\%) - \sqrt{T'}$, punto P. El factor tiempo para el 90% de consolidación se obtiene leyendo la coordenada T' para ese punto.

$$T'_{90} = (0.974)^2 = 0.949$$

- o De la curva $U(\%) - \sqrt{T'}$, puede determinarse que para una ordenada de 90% de consolidación, la abscisa en el punto P de la curva es 1.34 veces la correspondiente a la prolongación del tramo recto de la tangente a la curva en su punto de inflexión.

$$R = 1.34$$

- o Localizar el inicio de la etapa de consolidación por peso propio H, en la curva de sedimentación obtenida en el laboratorio (Fig. 5.5) y trazar una línea horizontal HH'. El punto H representa la altura en la cual se forma la interfaz en la columna de asentamiento y la línea HH' representa el 0% de consolidación
- o En la curva de sedimentación de la Fig. 5.5, trazar una línea tangente a través del punto de inflexión B' hasta su intersección con la línea HH' en el punto A'.
- o Sobre la misma curva de la Fig. 5.5 trazar una línea recta (A'P') con sus abscisas 1.34 veces corridas hacia la derecha de la línea A'B', hasta cortar la curva experimental en el punto P'. Al punto experimental P', le corresponde un tiempo t_{90} asociado al factor tiempo T'_{90} cuando el lodo alcanza el 90% de consolidación por peso propio. Cabe destacar que para el cálculo del t_{90} se restó a la abscisa del punto P' el tiempo que tardó en formarse la interfaz en la columna de asentamiento, el cual fue de 5 minutos; así

$$t_{90} = 40000 \text{ min} = 2\,400\,000 \text{ seg}$$

Una vez determinados los parámetros z_0, T'_{90} y t_{90} se puede determinar el coeficiente de consolidación c_F a partir de la ecuación (5.3)

$$c_F = \frac{T'_{90} z_0^2}{t_{90}} \tag{5.3}$$

Sustituyendo valores tenemos

$$c_F = \frac{(0.949) (35.5)^2}{2400000} = 0.000498 \text{ cm}^2/\text{seg}$$

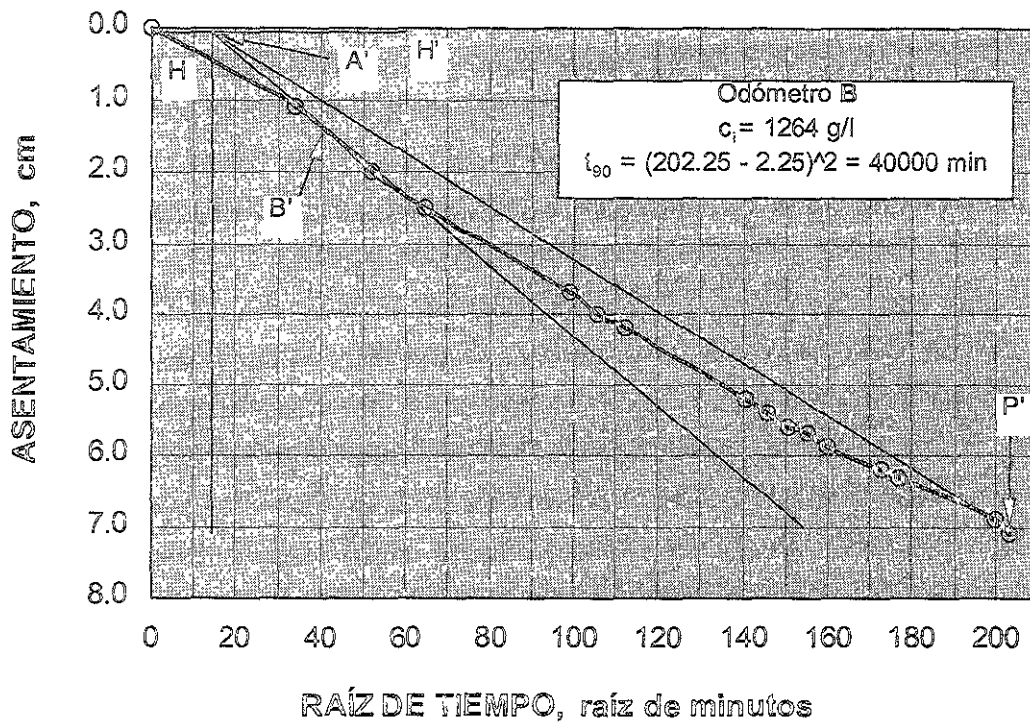


Fig. 5.5 Método de Lin y Lohnes (1984) para calcular el coeficiente c_F , utilizando la curva de sedimentación libre del lodo arcilloso marino depositado en el odómetro B

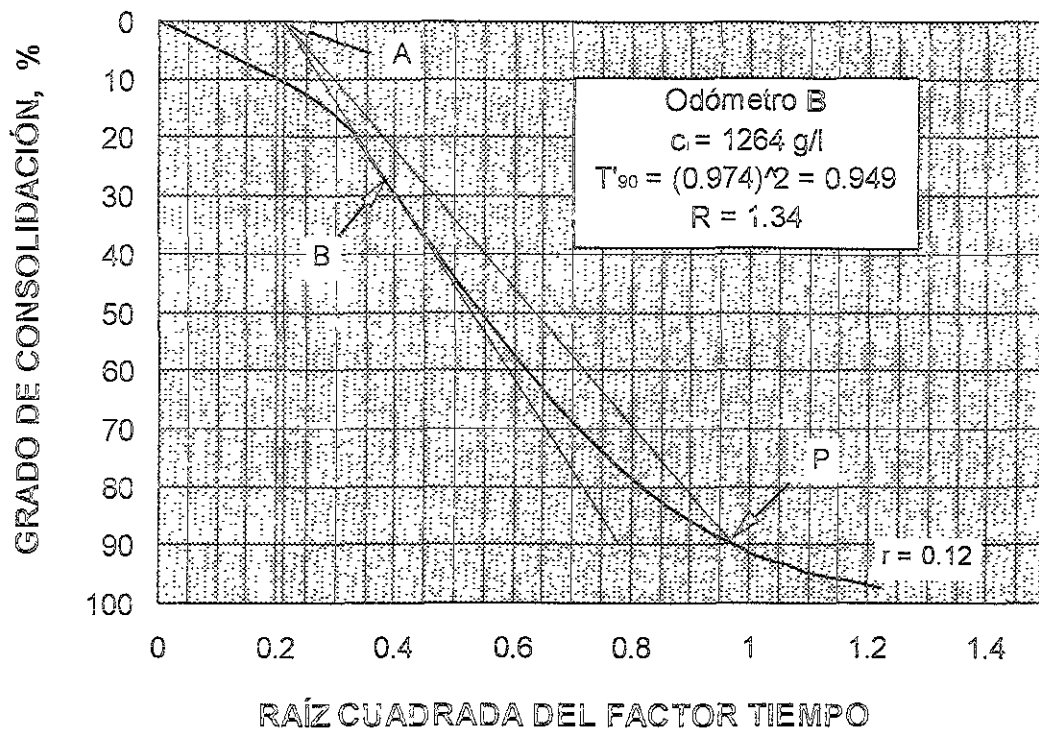


Fig. 5.6 Método de Lin y Lohnes (1984) para calcular el coeficiente c_v , utilizando la curva teórica del grado de consolidación y considerando un valor de $r = 0.12$.

La solución dada por la ecuación (3.4) proporciona las isócronas de la relación de vacíos durante la sedimentación del suelo marino, en la que esquemáticamente (Fig. 3.4) se muestra la sobrecarga imaginaria, cuya altura depende de la diferencia entre la relación de vacíos e_i en la cual el suelo es depositado, y la relación de vacíos final en la superficie. Asumiendo las ideas de Lin y Lohnes (1984), en la Fig. 5.7 se muestra cómo evoluciona la distribución de la relación de vacíos en el sedimento formado en el odómetro B; para ello se adoptaron los parámetros incluidos en la Tabla 5.2, los cuales se establecieron para alcanzar el mejor ajuste entre los resultados experimentales y la solución de Been y Sills. En la Fig. 5.8 se muestra la distribución del exceso de presión de poro para el Odómetro B, atendiendo a la solución propuesta por Been y Sills; conocidas estas isócronas se define el grado de consolidación del estrato.

Tabla 5.2 Parámetros utilizados en la solución de Been y Sills (1981) para el odómetro B.

z_0	35.5 cm
z_1	4.3 cm
t_{max}	2400000 seg
C_c	2.77
γ_w	1 g/cm ³
C_v	0.000498 cm ² /seg
β	0.053 cm ⁻¹
σ	6.34

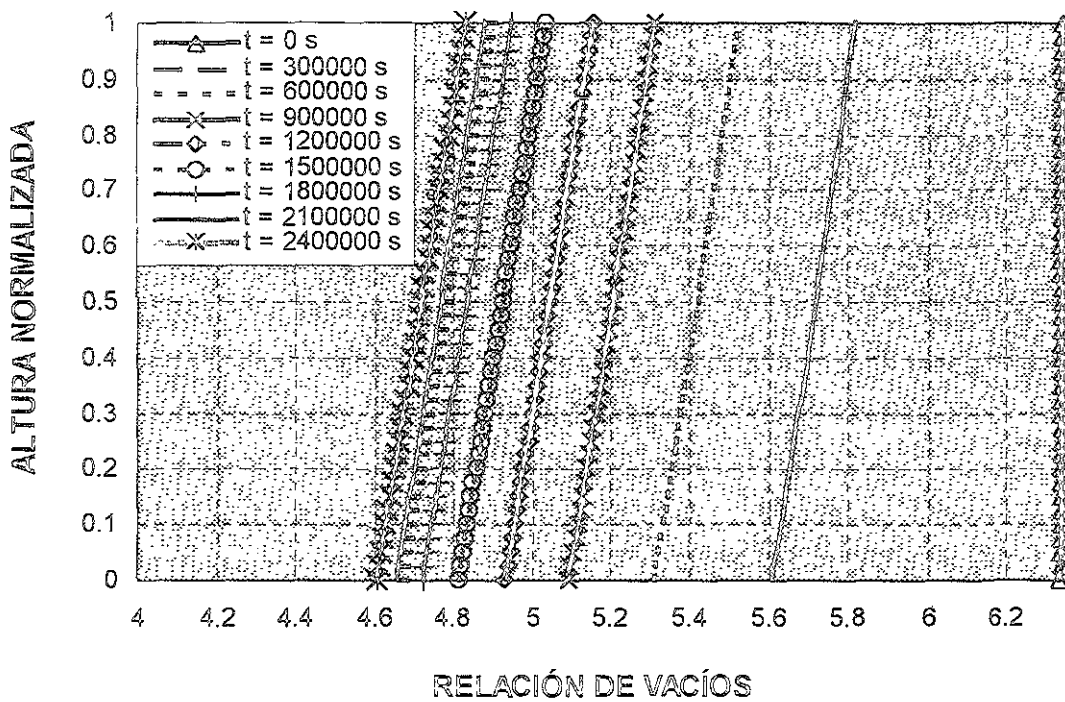


Fig. 5.7 Isócronas de la relación de vacíos en el sedimento arcilloso marino depositado en el odómetro B

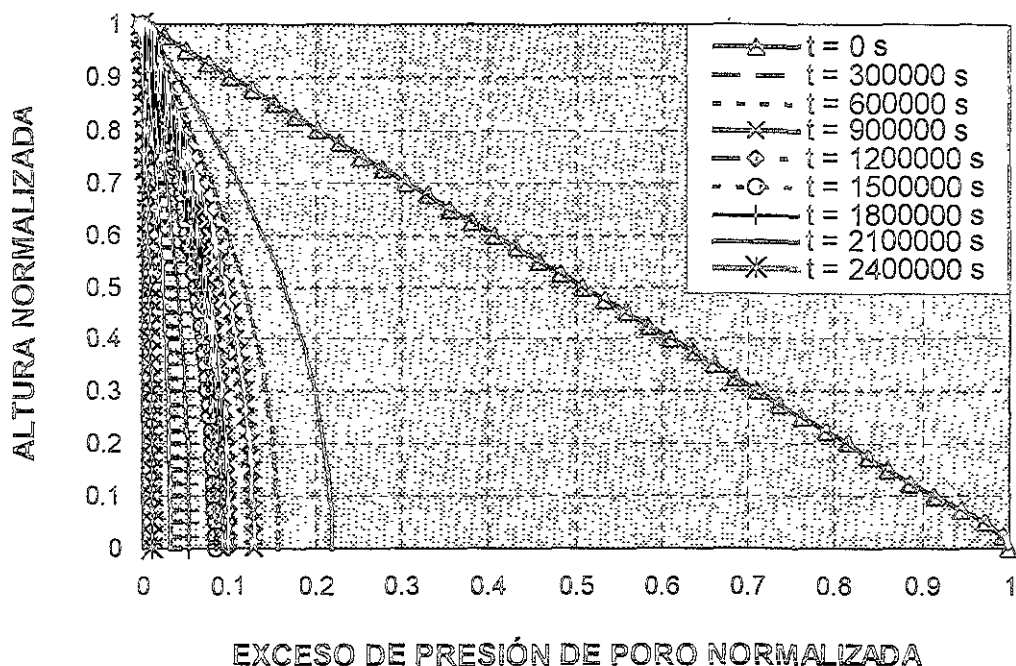


Fig. 5.8 Isócronas del exceso de presión de poro en el sedimento arcilloso marino depositado en el odómetro B

A partir de la solución numérica descrita en el inciso 4.3, para estudiar el proceso de consolidación con deformaciones grandes, en la Fig. 5.9 se presentan las formas características de las isócronas de la relación de vacíos, las que fueron cuantificadas para cierto incremento de esfuerzo en el Odómetro B, considerando los parámetros incluidos en la Tabla 5.3, los cuales se establecieron para alcanzar el mejor ajuste entre los resultados experimentales y la solución propuesta.

Es importante señalar que la altura inicial de la suspensión vaciada en el Odómetro B fue de 31.4 cm. Asimismo, debe llamarse la atención al hecho de que los últimos datos de la solución numérica del proceso de sedimentación, sirven para alimentar la solución de consolidación con deformaciones grandes.

Modificando los parámetros de permeabilidad y compresibilidad de la solución numérica, fue posible ajustar las curvas analíticas de consolidación a las experimentales para cada incremento de esfuerzo aplicado; estas curvas, para ciertos incrementos de esfuerzo, se muestran en la Fig. 5.10.

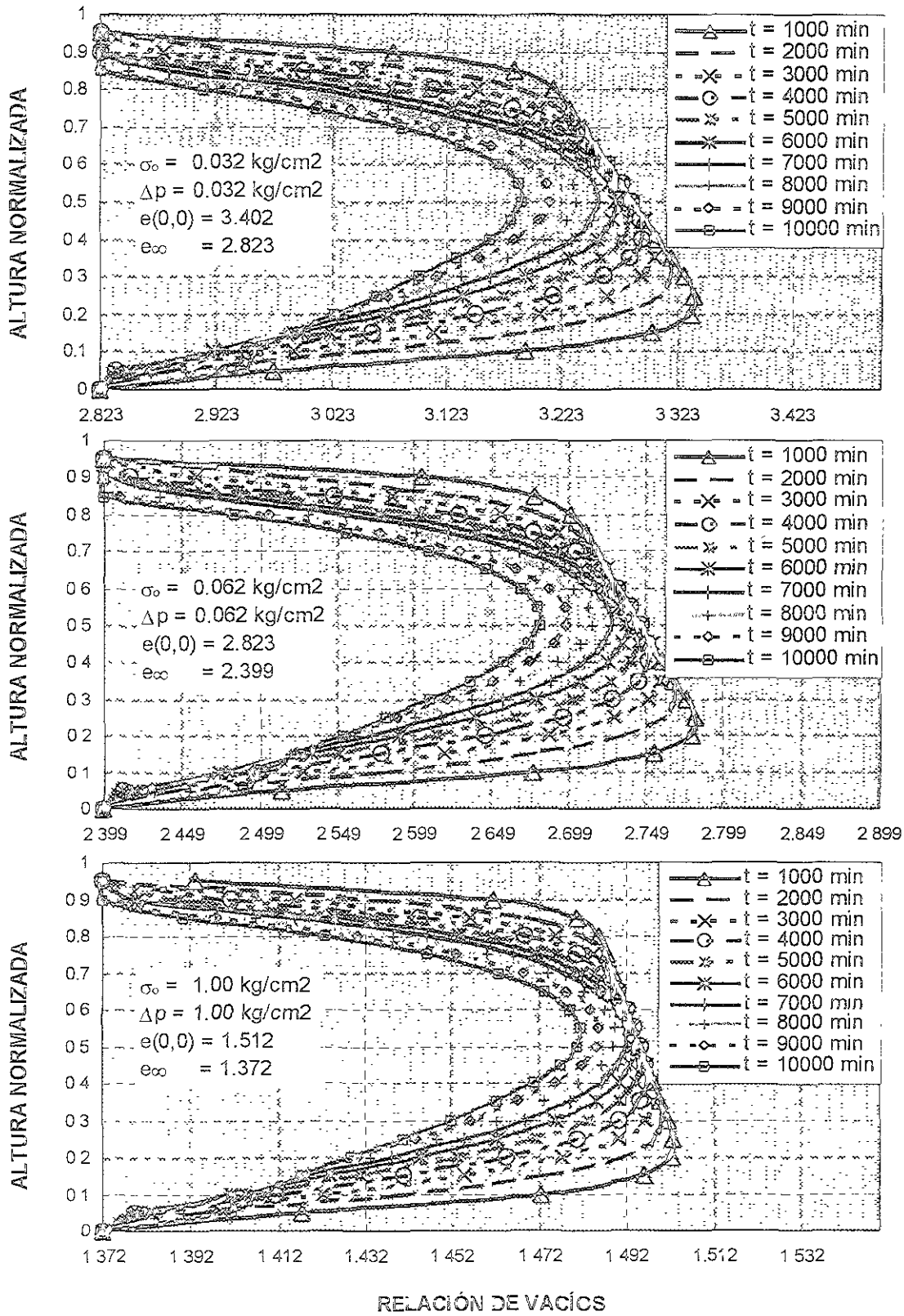


Fig. 5.9 *Isócronas de la relación de vacíos por consolidación bajo cierto incremento de esfuerzo externo.*

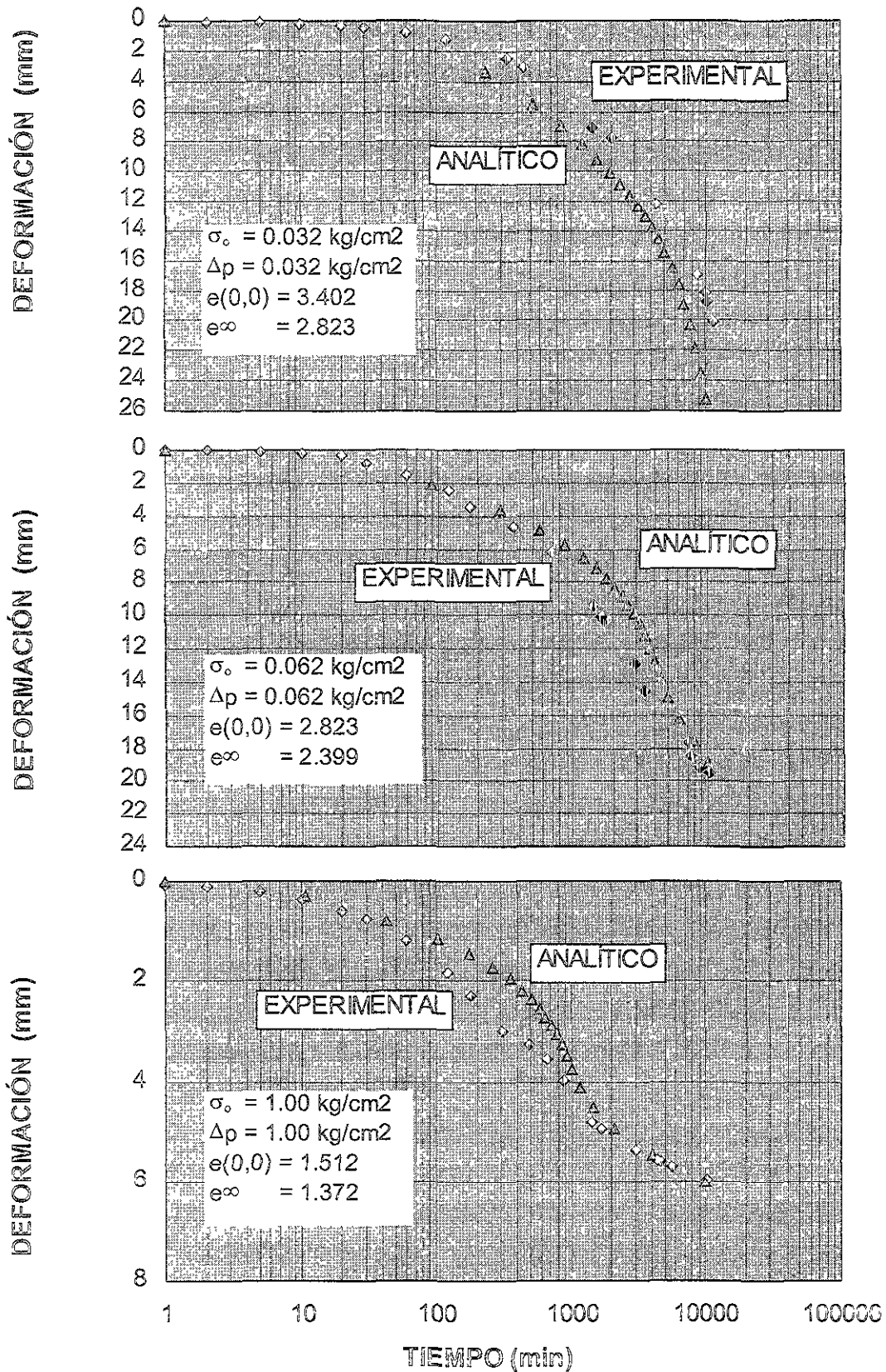


Fig. 5.10 Curvas de consolidación experimentales y teóricas en el suelo marino reconstituido, considerando la variación de los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad

Tabla 5.3 *Parámetros utilizados en la solución numérica en la que se involucran coeficientes variables de permeabilidad y compresibilidad*

INCREMENTO No.	2	3	7
G_s	2.77	2.77	2.77
γ_w	1.0 g/cm ³	1.0 g/cm ³	1.0 g/cm ³
k_0	8×10^{-6} cm/seg	2.8×10^{-6} cm/seg	0.046×10^{-6} cm/seg
α	-1	-1	-1
Z_{max}	1	1	1
$t_{estimada}$	10000 min	10000 min	10000 min
$e(0,0)$	3.402	2.823	1.512
e_w	2.823	2.399	1.372
Δp	0.032 kg/cm ²	0.062 kg/cm ²	1.0 kg/cm ²
p	0.062 kg/cm ²	0.125 kg/cm ²	2.0 kg/cm ²
H_{max}	18.8 cm	16.6 cm	10.7 cm

Análogamente, se presentan en la Fig. 5.11 y Fig. 5.12 las formas características de las isócronas de la relación de vacíos y las curvas de consolidación, respectivamente; considerando en este caso constantes los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad y tomando en cuenta los parámetros incluidos en la Tabla 5.4, los que se establecieron para alcanzar el mejor ajuste entre los resultados experimentales y la solución numérica.

Tabla 5.4 *Parámetros utilizados en la solución numérica en la que se consideran constantes los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad*

INCREMENTO No.	2	3	7
G_s	2.77	2.77	2.77
γ_w	1.0 g/cm ³	1.0 g/cm ³	1.0 g/cm ³
λ	0.26	0.175	0.085
Z_{max}	1	1	1
$t_{estimada}$	10000 min	10000 min	10000 min
$e(0,0)$	3.402	2.823	1.512
e_w	2.823	2.399	1.372
Δp	0.032 kg/cm ²	0.062 kg/cm ²	1.0 kg/cm ²
p	0.062 kg/cm ²	0.125 kg/cm ²	2.0 kg/cm ²
H_{max}	18.8 cm	16.6 cm	10.7 cm

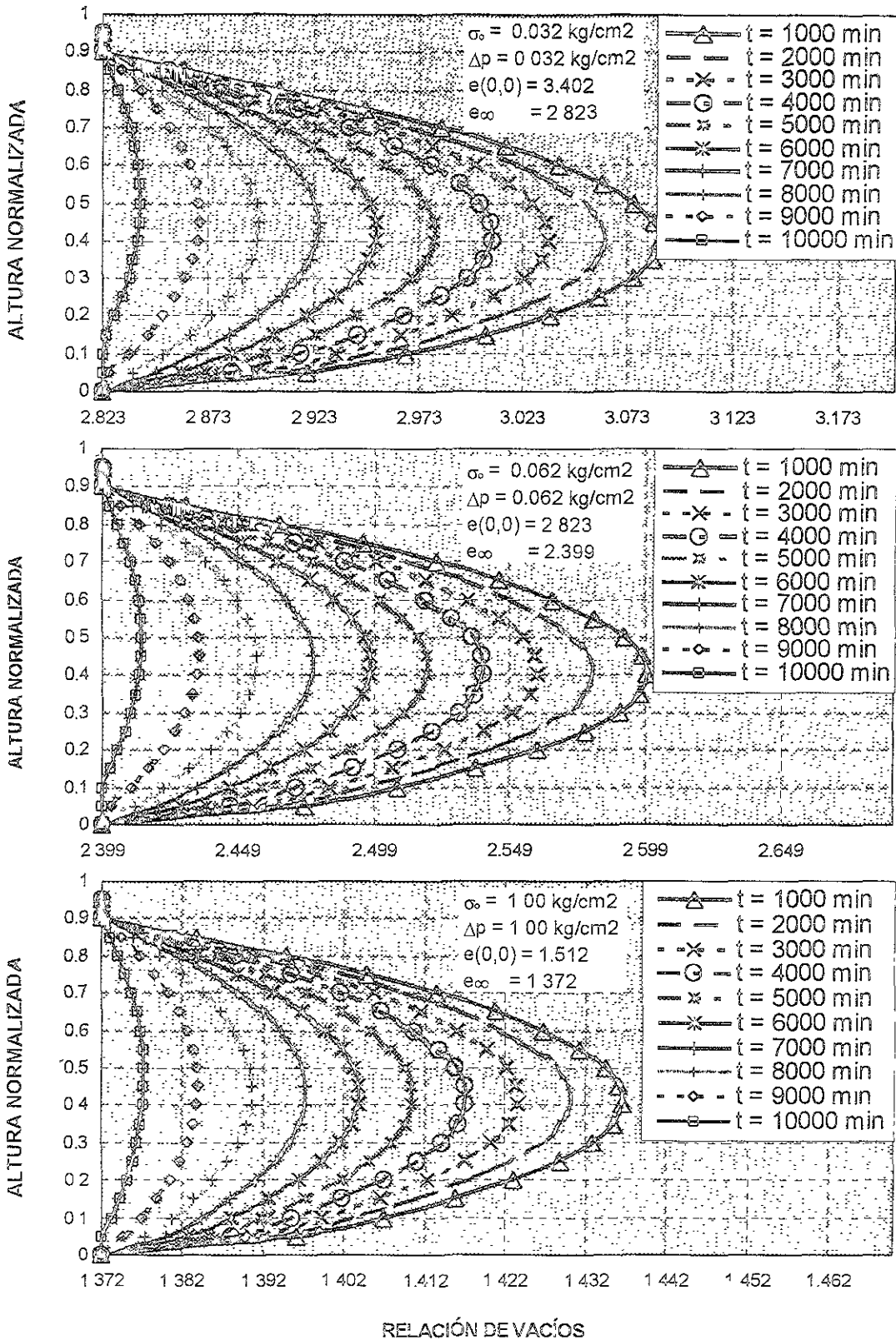


Fig. 5.11 Isócronas de la relación de vacíos por consolidación bajo cierto incremento de esfuerzo externo.

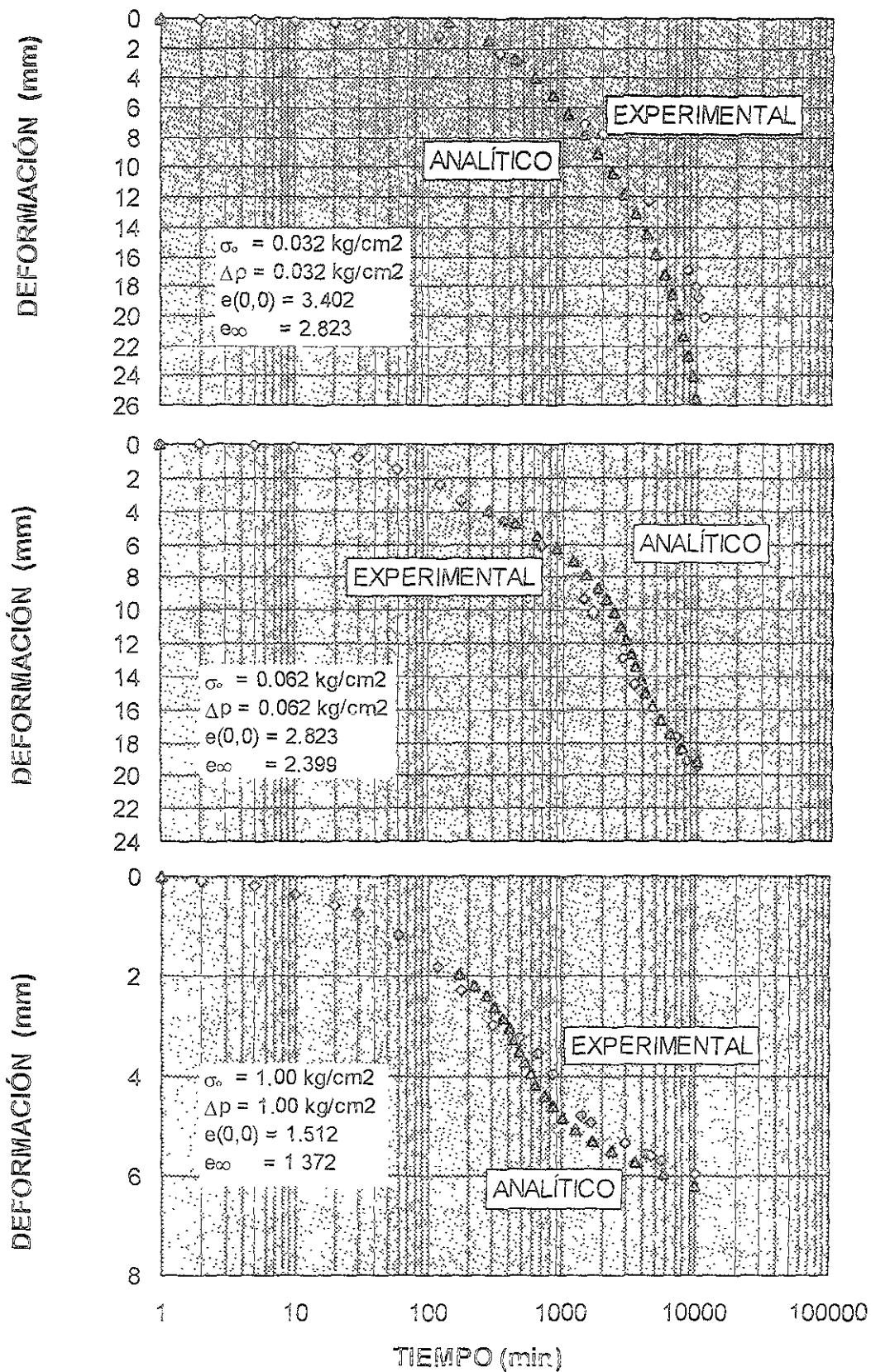


Fig. 5.12 Curvas de consolidación experimentales y teóricas en el suelo marino reconstituido, considerando constantes los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad

Es importante señalar que a diferencia de la teoría clásica de la consolidación unidimensional propuesta por Terzaghi, en las soluciones numéricas del fenómeno de consolidación con deformaciones grandes, se incluyó la influencia del peso propio y se consideró la deformación del estrato compresible durante el proceso de consolidación; por tanto, resulta evidente observar estos aspectos en el comportamiento que caracteriza a cada una de las gráficas presentadas en las Figs. 5.9 y 5.11. Cabe destacar que estos resultados corresponden al sedimento formado en el odómetro B.

A su vez, la configuración de las gráficas de la Fig. 5.9 esta regida por la variación de los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad del suelo, los cuales tienden a decrecer conforme avanza el proceso de consolidación. De las condiciones de frontera establecidas se desprende que tanto la frontera superior como la inferior se consideran totalmente permeables y atendiendo a la variación de los coeficientes antes señalados se distingue que las isócronas de la relación de vacíos resultan asimétricas; se aprecia que al inicio del proceso de consolidación dichas isócronas están sesgadas y tienden a una marcada simetría respecto a la profundidad al finalizar el proceso.

En lo que respecta a las gráficas de la Fig. 5.11, que incluyen coeficientes constantes de permeabilidad y compresibilidad, se reconoce que el sesgo que presentan las isócronas es imperceptible, destacando en su configuración una simetría respecto a la profundidad muy bien definida.

Al comparar las curvas de consolidación experimentales con las teóricas, presentadas en las Figs. 5.10 y 5.12 para diferentes niveles de esfuerzo, se distingue un comportamiento muy similar entre la evolución de los asentamientos medidos y los obtenidos de la solución numérica respectiva; sin embargo, aunque el tiempo total estimado para alcanzar el 100% de consolidación primaria es idéntico para ambos modelos numéricos analizados, resulta evidente que para el caso de coeficientes constantes de permeabilidad y compresibilidad, el progreso de los asentamientos a través del tiempo es más rápido que para el de coeficientes variables. Por ejemplo, analizando la Fig. 5.10 (coeficientes variables) para un tiempo de 2000 minutos con esfuerzos $\Delta p = 0.062 \text{ kg/cm}^2$ y $\Delta p = 1.00 \text{ kg/cm}^2$ las deformaciones estimadas analíticas teóricas que presentan son de 8.3 y 4.9 mm, respectivamente. Para ese mismo tiempo y niveles de esfuerzo, en la Fig. 5.12 (coeficientes constantes) tenemos deformaciones de 9.1 y 5.4 mm, respectivamente. Estos últimos asentamientos son mayores, lo cual conlleva a corroborar lo dicho en este párrafo.

Cabe hacer notar que se tiene antecedente de estudios comparativos similares a los expuestos, acerca del comportamiento de consolidación de materiales altamente compresibles (Gibson et al., 1981; Schiffman et al., 1984). Por su parte, Gibson et al. (1981) quienes estudiaron el proceso de consolidación de estratos de arcilla de gran espesor concluyeron que el progreso del grado de

consolidación calculado con la teoría de consolidación con deformaciones grandes es considerablemente más rápido que el obtenido con la teoría clásica. Asimismo, estos autores manifiestan que en la teoría clásica se sobrestiman seriamente los tiempos de consolidación pero lo que es más crítico es que se subestima el exceso de presión de poro para un tiempo dado. La situación anterior puede conducir a considerar valores mayores del esfuerzo efectivo que aquellos existentes en la realidad.

Análogamente, Schiffman et al. (1984) concluyeron que mientras la teoría de consolidación con deformaciones grandes predice asentamientos más rápidos que los de la teoría clásica, esta última se caracteriza por presentar una distribución del exceso de presión de poro más lenta. Respaldados en pruebas, estos autores afirmaron que la teoría de consolidación con deformaciones grandes proporciona una excelente herramienta para predecir el comportamiento de consolidación de suelos arcillosos.

5.6 PREDICCIÓN DE LA SEDIMENTACIÓN Y CONSOLIDACIÓN EN EL ODÓMETRO O-97-5

Al concluir la presente tesis se inició el proceso de reconstitución artificial del suelo en el odómetro de 97 cm de diámetro y casi tres metros iniciales de altura, lo que implicó la formación de alrededor de dos y medio metros cúbicos de un lodo constituido por agua marina y suelo muestreado en el fondo del mar; dicha suspensión fue vaciada en este odómetro, con lo que se iniciaron los procesos de sedimentación y consolidación.

Una vez que estos sedimentos alcancen cierta consistencia, se procederá a cargarlos gradualmente, con lo que se irán consolidando, hasta lograr un suelo de propiedades mecánicas similares a los encontrados en el fondo del mar. En la Fig. 5.13 se presenta un esquema del conjunto al estar sometido el material a un proceso de consolidación, provocado por la aplicación de presión neumática a través de una membrana ahulada que actúa sobre el cabezal y reacciona contra las paredes y la tapa reforzada del propio odómetro.

En lo que sigue, se presenta una predicción de la evolución del proceso de sedimentación del suelo marino por formar en el odómetro O-97-5, siendo parte medular de esta predicción aquellos parámetros obtenidos con el mismo sedimento formado en el odómetro B. En la Fig. 5.14 se muestra la predicción de la evolución de la distribución de la relación de vacíos del sedimento depositado en el O-97-5, tomando en cuenta los parámetros incluidos en la Tabla 5.5. Asimismo, en la Fig. 5.15 se exhibe el pronóstico de la distribución del exceso de presión de poro para el O-97-5. Lo anterior atendiendo a la solución propuesta por Been y Sills (1981).

La altura real de las partículas sólidas del material depositado en el odómetro O-97-5 fue $z_1 = 33.8$ cm, y la relación de vacíos inicial $e_1 = 6.34$. Se consideró una relación de vacíos en la parte superior del material lodoso al alcanzarse el 100% de consolidación de $e_0 = 5.11$ y una pendiente de la distribución de relación de vacíos final $\beta = 0.053$ cm⁻¹, estos datos fueron obtenidos de las propiedades de compresibilidad correspondientes al odómetro B. Con los datos anteriores, se obtuvo la altura imaginaria del material z_0 , a partir de la ecuación (5.2)

Sustituyendo valores tenemos

$$z_0 = 33.8 + (6.34 - 5.11)/0.053 = 57 \text{ cm}$$

A su vez, de la ecuación (5.3) se despeja el tiempo t_{90} , así:

$$t_{90} = \frac{(0.949) (57)^2}{0.000498} = 6191368 \text{ seg} = 71.7 \text{ días} = 2.4 \text{ meses}$$

Tabla 5.5 Parámetros utilizados en la solución de Been y Sills (1981) para el odómetro O-97-5.

z_0	57 cm
z_1	33.8 cm
t_{max}	6191368 seg
C_s	2.77
γ_w	1 g/cm ³
c_f	0.000498 cm ² /seg
β	0.053 cm ⁻¹
e_1	6.34

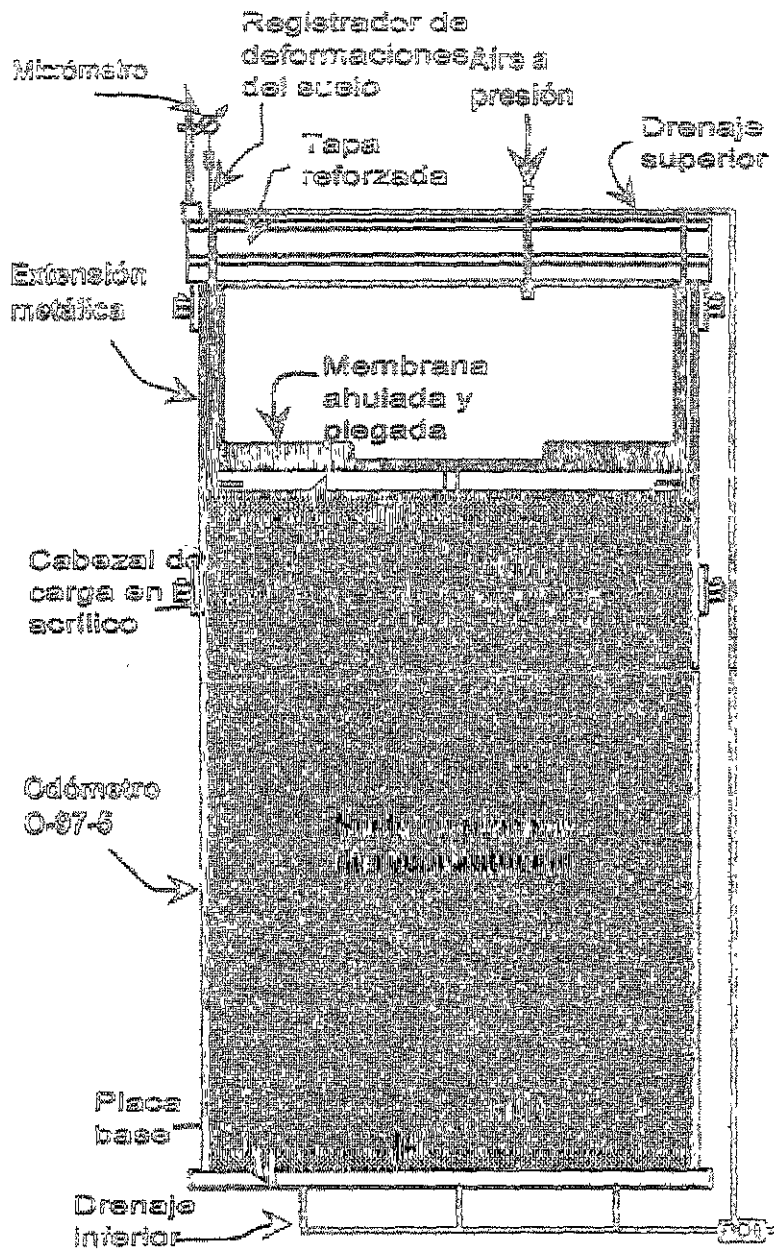


Fig. 5.13 Odómetro O-97-5 durante la consolidación del suelo marino.

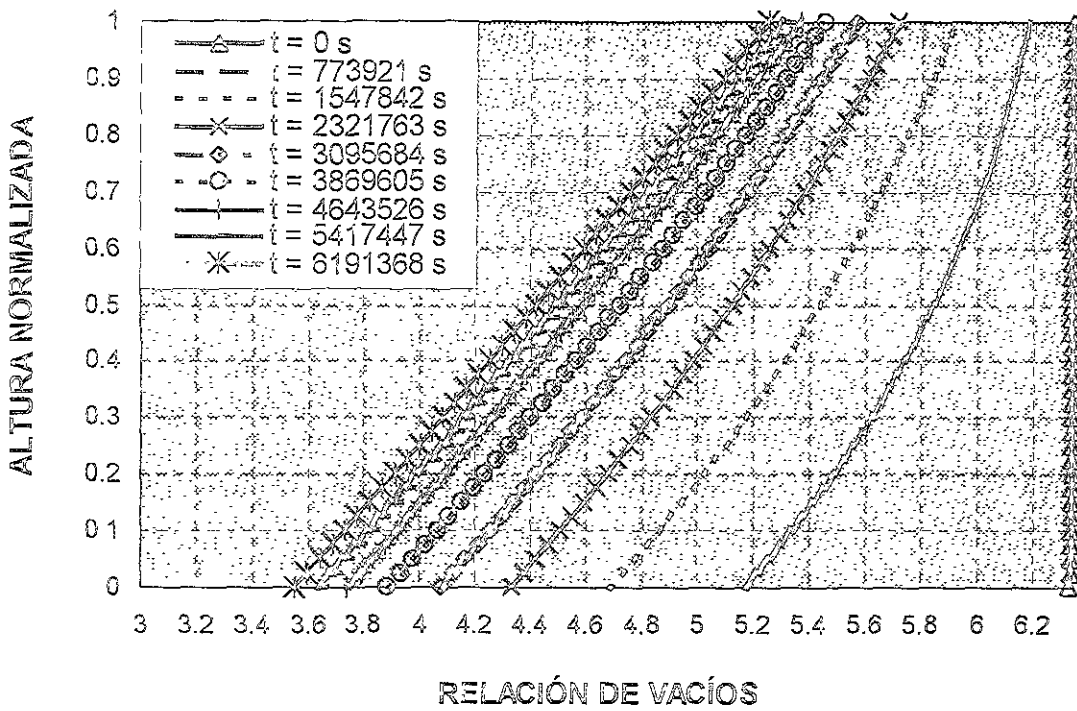


Fig. 5.14 Predicción de las isócronas de la relación de vacíos del sedimento arcilloso marino depositado en el odómetro O-97-5

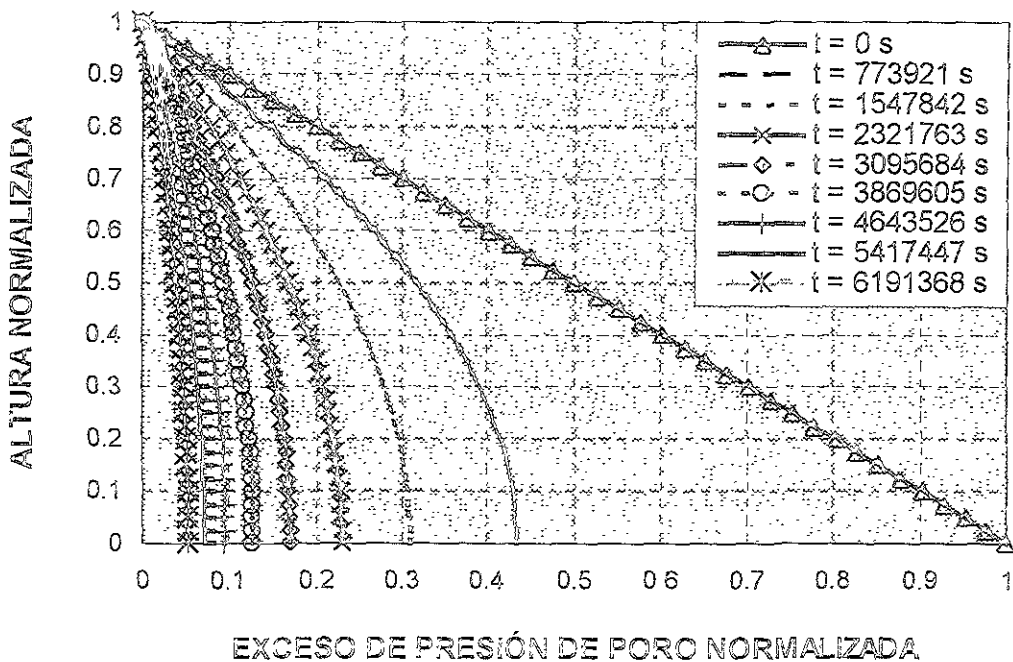


Fig. 5.15 Predicción de las isócronas del exceso de presión de poro del sedimento arcilloso marino depositado en el odómetro O-97-5

Con base en la solución numérica descrita en el inciso 4.3, para llevar a cabo el estudio del proceso de consolidación con deformaciones grandes, en la Fig. 5.16 se pronostican las formas características de las isócronas de la relación de vacíos, las que fueron cuantificadas para cierto incremento de esfuerzo en el odómetro O-97-5, considerando en este caso los parámetros incluidos en la Tabla 5.6. La altura máxima de la suspensión vaciada en el O-97-5 fue de 248 cm.

Variando los parámetros de permeabilidad y compresibilidad de la solución numérica propuesta, fue posible construir las curvas analíticas de consolidación para cada incremento de esfuerzo aplicado; estas curvas para ciertos incrementos de esfuerzo se muestran en la Fig. 5.17.

Tabla 5.6 Parámetros utilizados en la solución numérica en la que se involucran coeficientes variables de permeabilidad y compresibilidad, en el O-97-5

INCREMENTO	2	6	8
No.			
G_s	2.77	2.77	2.77
γ_w	1.0 g/cm ³	1.0 g/cm ³	1.0 g/cm ³
k_0	5.3×10^{-6} cm/seg	0.182×10^{-6} cm/seg	0.0075×10^{-6} cm/seg
α	-1	-1	-1
Z_{max}	1	1	1
$t_{estimada}$	25000 min	25000 min	25000 min
$e(0,0)$	3.850	2.000	1.414
e_s	3.255	1.680	1.330
Δp	0.019 kg/cm ²	0.312 kg/cm ²	1.25 kg/cm ²
p	0.038 kg/cm ²	0.625 kg/cm ²	2.50 kg/cm ²
H_{max}	183.32 cm	113.42 cm	91.28 cm

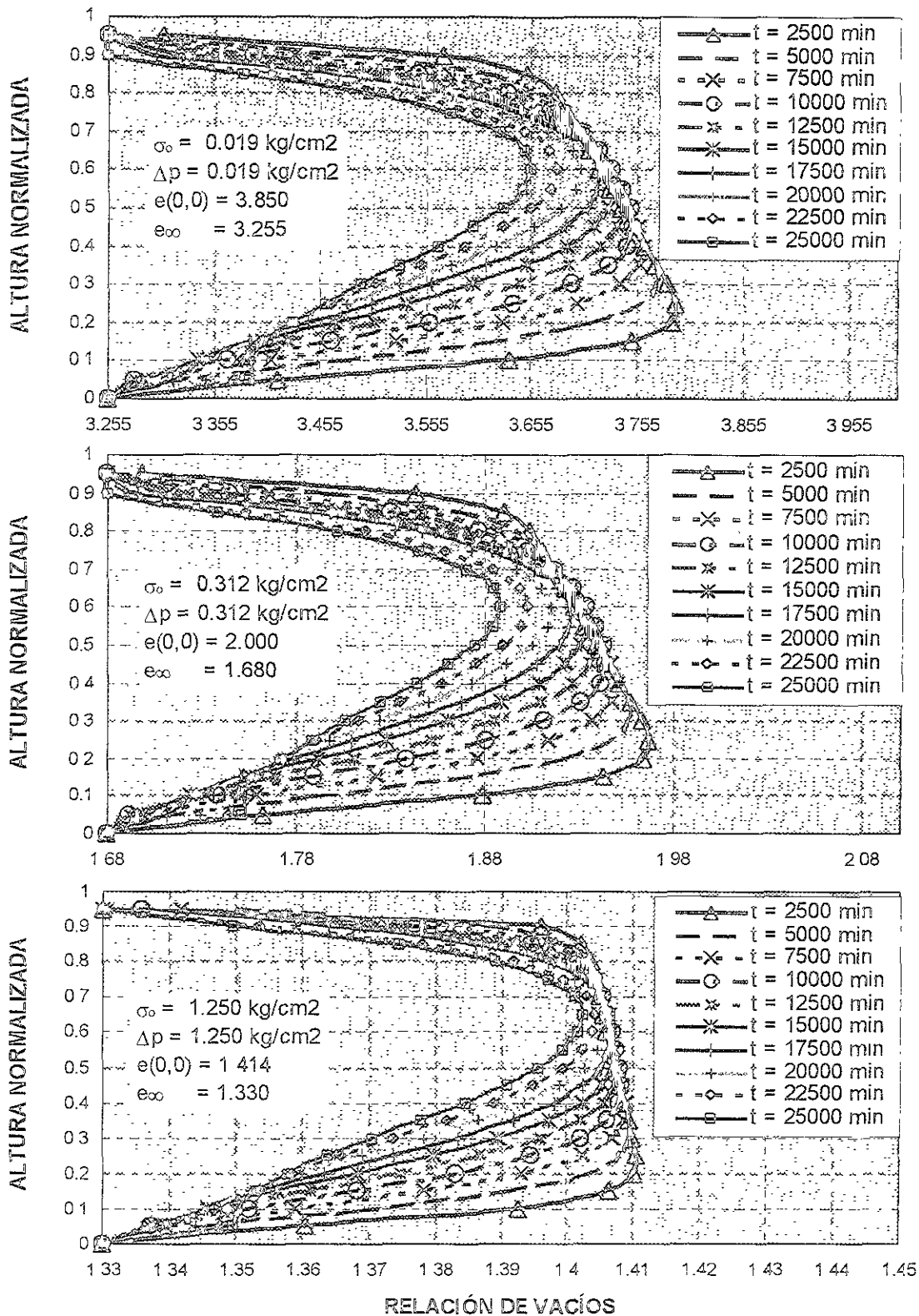
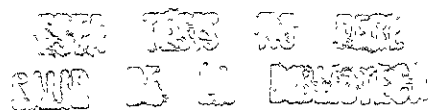


Fig. 5.16 Predicción de las isócronas de la relación de vacíos por consolidación bajo cierto incremento de esfuerzo externo, en el odómetro O-97-5



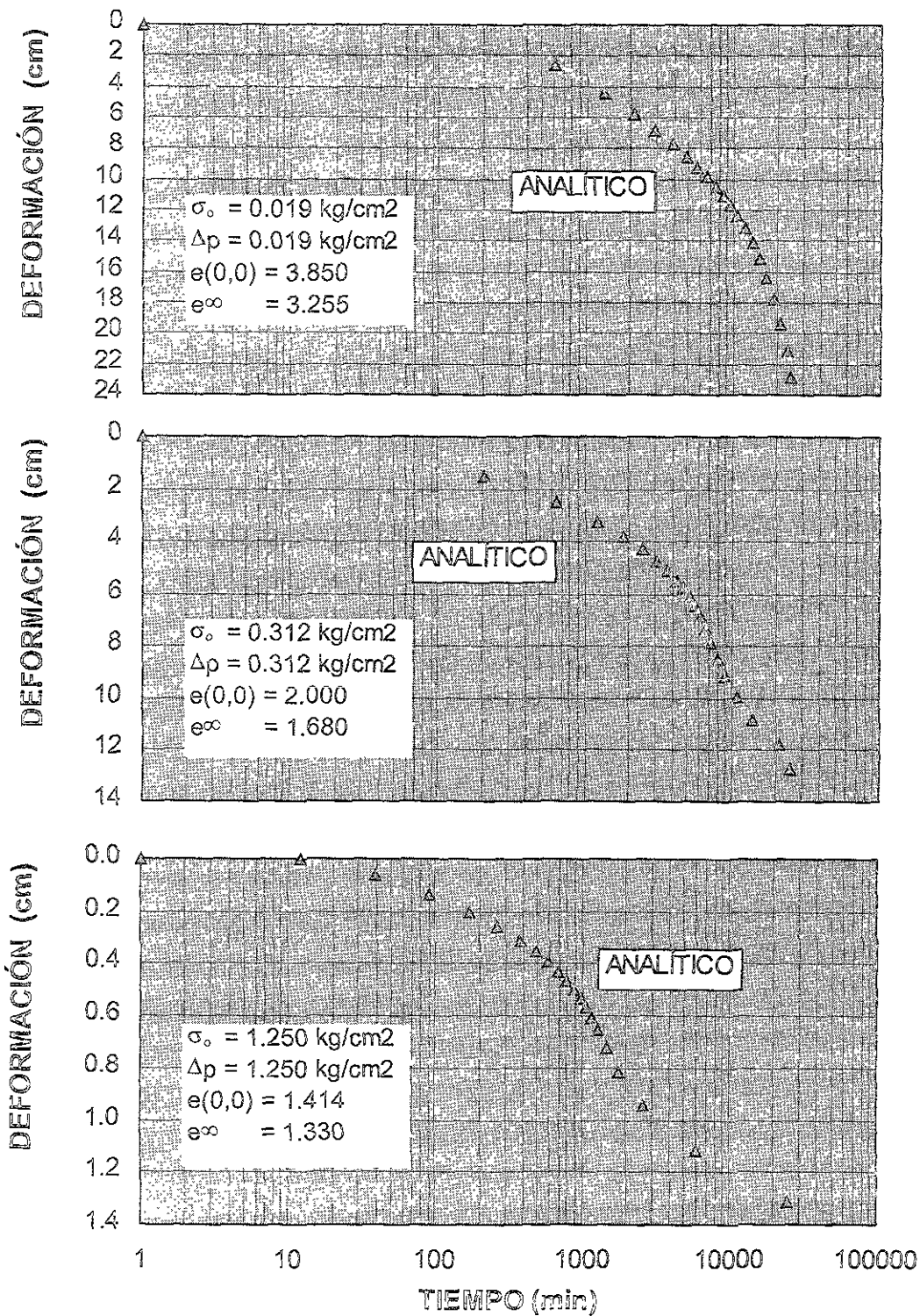


Fig. 5.17 Predicción de las curvas de consolidación teóricas del suelo marino reconstituido depositado en el odómetro O-97-5, considerando la variación de los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad.

Con base en los resultados expuestos anteriormente, en la Fig. 5.18 se incluye la predicción de la curva de compresibilidad del lodo arcilloso marino depositado en el O-97-5, suponiendo ocho niveles crecientes de esfuerzo axial, hasta alcanzar un máximo de 2.5 kg/cm².

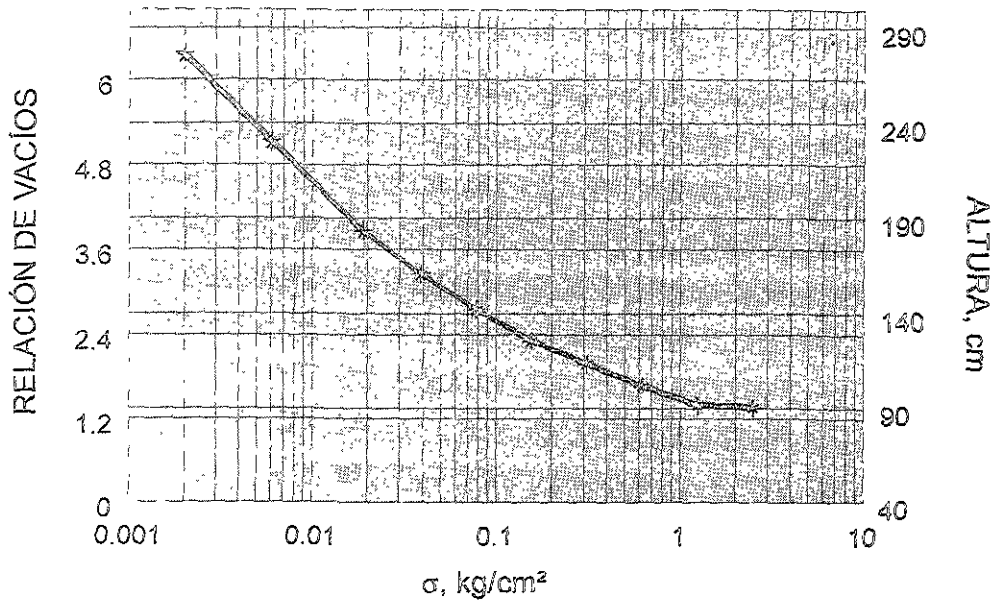


Fig. 5.18 Predicción de la curva de compresibilidad del lodo arcilloso marino depositado en el odómetro O-97-5.

6. CONCLUSIONES

En capítulos precedentes se describieron diversos enfoques para el estudio del fenómeno de sedimentación, y se discutió la solución analítica para el fenómeno de consolidación con deformaciones grandes. Con base en lo anterior, se derivan las siguientes conclusiones:

- a. Se han expuesto las características de la evolución de los asentamientos de suspensiones arcillosas jóvenes, a través de los fenómenos de sedimentación y consolidación que tienen lugar en su formación; sus rasgos distintivos son sus grandes deformaciones y la necesidad de considerar en el análisis el peso propio del sedimento en formación, por lo que la solución clásica de Terzaghi no es aplicable.
- b. Para procesos de sedimentación de suelos arcillosos se ha recurrido a los conceptos expuestos por Lin y Lohnes (1984) y a la solución teórica propuesta por Been y Sills (1981), que probó modelar adecuadamente la evolución de la altura del sedimento. La velocidad de asentamiento según esta solución está caracterizada por un coeficiente de consolidación del sedimento observado en el laboratorio, que permite predecir el comportamiento del estrato prototipo en el campo con otra altura. Tal parámetro relaciona el factor tiempo teórico al tiempo real y a la altura del sedimento en formación, de manera análoga a la caracterización tradicional del proceso de consolidación.

- c. Se ha explorado la consideración de no linealidad de las propiedades de consolidación, bajo un incremento particular de esfuerzo, tomando en cuenta la variación vertical del coeficiente de permeabilidad, así como del coeficiente de compresibilidad a través de una distribución dependiente de la relación de vacíos; ello es particularmente significativo en procesos con deformaciones grandes en los que la teoría de consolidación propuesta por Gibson et al. (1967 y 1981) ofrece una alternativa acertada para el estudio de depósitos arcillosos consolidados bajo su peso propio y en los que se considera la deformación del estrato compresible durante el proceso de consolidación.
- d. La solución numérica que se desarrolló para el estudio del proceso sedimentación/consolidación resultó muy conveniente y didáctica para su manejo en una computadora personal; además, permitió la búsqueda del mejor ajuste de la solución teórica a las curvas experimentales de consolidación, y con ello la obtención del coeficiente de consolidación resultante.
- e. La solución teoriconumérica muestra la evolución de las isócronas de la relación de vacíos, las que en general resultan asimétricas respecto a la profundidad. Ello está determinado por la variación de los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad. Este tipo de distribución de tales isócronas está más apegado a la realidad que aquella solución en la que se mantienen constantes dichos coeficientes, para la que sus isócronas resultan simétricas.
- f. En el caso de los odómetros pequeños, para cada incremento de esfuerzo aplicado, las curvas analíticas de consolidación respecto a las experimentales muestran gran similitud; sin embargo, resulta evidente que para el caso de coeficientes constantes de permeabilidad y compresibilidad, el progreso de los asentamientos a través del tiempo es más rápido que para el de coeficientes variables.
- g. Con base en las determinaciones experimentales del proceso de consolidación en pruebas piloto y al ajuste de las curvas experimentales resultantes con la solución teórica propuesta se puede predecir el comportamiento de un estrato prototipo en el campo con otra altura.

REFERENCIAS

Ames, W. F. (1977), *Numerical methods for partial differential equations*, New York: Academic Press, 2nd ed.

ASTM (1983), "Standard definitions of terms and symbols relating to SOIL AND ROCK MECHANICS", Committee D-18 on Soil and Rock for Engineering Purposes.

ASTM (1986), "Consolidation of soils: testing and evaluation", Special Technical Publication 892, Yong R. N. and Townsend, Editors.

Been, K., y Sills, G. C. (1981), "Self weight consolidation of soft soils: An experimental and Theoretical Study", *Geotechnique*, Vol. 31, No. 4, pp. 519-535.

Bjerrum, L. (1967), "Engineering geology of norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings", 7th Rankine Lecture, *Geotechnique*, London, Vol. 17, No. 2, p.p. 81-118.

Bjerrum, L. (1973), "Problems of soil mechanics and construction on soft clays", *Proceedings*, 8th ICSMFE, Moscú, Vol. 3, pp. 111-159.

Casagrande, A. (1936), "The determination of the preconsolidation load and its practical significance", *Proceedings of the First International Conference on Soil Mechanics*, Cambridge, MA, Vol. 3, pp. 60-64.

Crawford, C. B. (1986), "State of the art: evaluation and interpretation of soil consolidation test", *Consolidation of Soils: Testing and Evaluation*, ASTM STP 892, Yong R. N. and Townsend, Editors, pp. 71-103.

Davis, E. H., y Pouios, H. (1965), "The analysis of settlement under three-dimensional conditions", *Symp. on Soft Ground Eng. Australia*, Brisbane.

Fitch, B. (1962), "Sedimentation process fundamentals", *Transactions, American Institute of Mining Engineers*, Vol. 223, pp. 129-137.

Forsythe, G. E., y Wasow, W. R. (1960), "Finite difference methods for partial differential equations", Wiley.

Gibson, R. E., England, G. L., y Hussey, M. J. L. (1967), "The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays, I. Finite non-linear consolidation of thin homogeneous layers", *Geotechnique*, Vol. 17, No. 3, pp. 261-273.

Gibson, R. E., Schiffman, R. L., y Cargill, K. W. (1981), "The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays, II Finite non-linear consolidation of thick homogeneous layers", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 18, pp. 280-293.

Head, K. H. (1986), "Manual of soil laboratory testing", ELE International Limited, London, Vols. 2 y 3.

Imai, G. (1980), "Settling behavior of clay materials", *Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Vol. 20, No. 2, pp. 61-77.

Imai, G. (1981), "Experimental studies on sedimentation mechanism and sediment formation of clay materials", *Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Vol. 21, No. 1, pp. 7-20.

IMTA (1990), "Mecánica de Suelos: instructivo para ensayo de suelos", Comisión Nacional del Agua, Colección Breviarios del agua, Serie educativa, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 1ra. reimpresión

Jamiolowski M., Ladd, C. C., Germaine, J. J., y Lancellotta, R. (1985), "New developments in field and laboratory testing of soils: general report", *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, EUA (2), pp. 587-590.

Juárez, E. (1985), "General time volume change equations for soils", *Proceedings 11th ICSMFE*, San Francisco, EUA.

Kabbaj, M., Tavenas, F., y Leroueil, S. (1988), "In situ and laboratory stress-strain relationships", *Geotechnique*, Vol. 38, No. 1, pp. 83-100.

Kynch, C. J. (1952), "A theory of sedimentation", *Faraday Society Transactions*, Vol. 48, pp. 116-176.

Ladd, C. C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F., y Poulos, H. J. (1977), "Stress deformation and strength characteristics", *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Japon, pp. 421-494.

Lambe, T. W. (1951), "Soil testing for engineers", John Wiley and Sons, New York.

Lambe, T. W., y Whitman, R. V. (1969), *Soils mechanics*, New York, John Wiley and Sons Inc.

Lee, K. (1979), "An analytical and experimental study of large strain soil consolidation", Ph. D. thesis, University of Oxford.

Lee, K., y Sills, G. C. (1981), "The consolidation of soil stratum, including self-weight effects and large strains", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 5, pp. 405-428.

Leonards, G. A., y Girault, P. (1961), "A study of the one-dimensional consolidation test", *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 213-218.

Leonards, G. A. (1977), Discussion. *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Japon, (3), pp. 384-386.

Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F., y Bouchard, R. (1985), "Stress-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays", *Geotechnique* 35, No. 2, pp. 169-180.

Lin, T. W., y Lohnes, R. A. (1984), "Sedimentation and self weight consolidation of dredge spoil", *Proceedings of the Symposium on Sedimentation-Consolidation Models Predictions and Validation*, Yong R. N. and Townsend, F. C., Editors, pp. 464-480.

Lowe, J., Zacheo, F., y Feldman, H. (1962), "Consolidation testing with backpressure", *JSMFD, ASCE, SM5*, pp. 69-102.

Malvern, L. E. (1969), *Introduction to the mechanics of a continuous medium*, Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice-Hall Inc.

Marsal, R. J. (1961), "Estudio sobre la predicción teórica de asentamientos y presiones de poro en suelos saturados", *Publicación No. 38*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Marsal, R. J., y Graue, R. (1969), "El subsuelo del Lago de Texcoco", *Volumen Nabor Carrillo*, pp. 167-202.

Marsal, R. J., y Mazari, M. (1969), "El subsuelo de la ciudad de México", *Facultad de Ingeniería, UNAM*, segunda edición.

Mendoza, M. J. (1977), "Consolidación de un estrato arcilloso no homogéneo, solución mediante diferencias finitas", *Curso Matemáticas Aplicadas II, DEPI, UNAM*.

Mendoza, M. J., Ibarra, E., Noriega, I., y Orozco, M. (1996), "Consolidación bajo velocidad constante de deformación: una técnica alternativa", *Memorias de la XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Morelia, México, Vol. 1, pp. 407-414.

Mendoza, M. J., Romo, M. P., Barrera, P., Olivares, A., Rojas, E., Sánchez, J., Luna, O., y Valle, C. (1998), "Acerca de la experimentación con modelos a escala de pilotes de fricción para plataformas marinas", Memorias de la XIX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Puebla, México, Vol. 1, pp. 303-312.

Mesri, G., y Choi, Y. K. (1985), "The uniqueness of the end-of-primary (EOP) void ratio-effective stress relationship", Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, (2), pp. 587-590.

Mikasa, M. (1963), "The consolidation of soft clay", Kajima Institution Publishing Co. Ltd.

Mitchell, J. K., Campanella, R. G., y Singh, A. (1968), "Soil creep as a rate process", JSMFD, ASCE, (94), SM1, pp. 29-61.

Moreno, H. (1979), "Historia de asentamientos por consolidación en una serie de estratos heterogéneos", Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Pane, V., y Schiffman, R. L. (1981), "A comparison between two theories of finite strain consolidation", Soils and Foundations, Vol. 21, No. 4, pp. 81-84.

Pane, V., y Schiffman, R. L. (1981), FSCON4-I, Version 1, level A, one-dimensional finite strain consolidation of a thick, normally consolidated homogeneous layer with point data void ratio-effective stress and void ratio-permeability relationships", Geotechnical Eng. Software Activity, Department of Civil Engineering, University of Colorado, Boulder, Colorado.

Schiffman, R. L., y Pane, V. (1984), "Nonlinear finite strain consolidation of soft marine sediments", Proceedings of the 1983 IUTAM Conference on Seabed Mechanics, University of Newcastle-Upon-Tyne, Graham and Trotman, Ltd., U. K.

Schiffman, R. L., Pane, V., Gibson, R. E. (1984) "An overview of nonlinear finite strain sedimentation and consolidation", Proceedings of the Symposium on Sedimentation-Consolidation Models Predictions and Validation, Yong R. N. and Townsend, F. C., Editors, pp. 1-29.

Smith, G. D. (1965), Numerical solution of partial differential equations, Oxford University Press, N. Y.

Suklje, L. (1957), Rheological aspects of soil mechanics, London, Wiley.

Taylor, D. W. (1942), "Research on consolidation of clays", Serial 82, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass.

Terzaghi, K. (1943), Theoretical soil mechanics, John Wiley and Sons.

Terzaghi, K., Peck, R. B., y Mesri, G. (1996), "Soil mechanics in engineering practice", John Wiley and Sons, third edition.

Van Zelst, T. W. (1948), "An investigation of the factors affecting laboratory consolidation of clays", Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, pp. 52-61.

Wahls, E. H. (1962), "Analysis of primary and secondary consolidation", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 88, No. SM6, December.

Wu, T. H., Reséndiz, D., y Neukirchner, R. J. (1966), "Analysis of consolidation by rate process theory", JSMFD, ASCE, SM6, pp. 229-248.

Xiangyue, L. (1985), "Influencia de los incrementos de esfuerzo para realizar la prueba del odómetro", Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, División de Estudios de Posgrado.

Zeevaert, L. (1986), "Consolidation in the intergranular viscosity of highly compressible soils", Consolidation of soils: Testing and Evaluation, ASTM STP 892.

APÉNDICE A

SOLUCIÓN DE LA ECUACIÓN DIFERENCIAL DEL PROCESO DE CONSOLIDACIÓN CON DEFORMACIONES GRANDES, CONSIDERANDO COEFICIENTES VARIABLES DE PERMEABILIDAD Y COMPRESIBILIDAD

Se desarrolla en este apéndice, la solución para obtener la expresión 4.3a del capítulo 4, tomando en cuenta la ecuación diferencial que gobierna el proceso de consolidación unidimensional no lineal con deformaciones finitas 3.2 que se presenta en el capítulo 3, considerando la variación en sentido vertical del coeficiente de permeabilidad, así como del coeficiente de compresibilidad a través de una distribución lineal dependiente de la relación de vacíos.

La ecuación diferencial que se pretende resolver es:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[g(e) \frac{\partial e}{\partial z} \right] - f(e) \frac{\partial e}{\partial z} = \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.2a)$$

donde

$$g(e) = - \frac{k(e)}{\gamma_w(1+e)} \frac{d\sigma}{de} \quad (3.2b)$$

$$f(e) = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \frac{d}{de} \left[\frac{k(e)}{(1+e)} \right] \quad (3.2c)$$

donde	e	es la relación de vacíos
	γ_s	es el peso volumétrico de los sólidos
	γ_w	es el peso volumétrico del fluido
	k(e)	es el coeficiente de permeabilidad
	σ	es el esfuerzo vertical efectivo
	z	es la coordenada reducida o coordenada material que representa la profundidad

Desarrollando la ecuación (3.2a) tenemos

$$\frac{\partial g(e)}{\partial z} \frac{\partial e}{\partial z} + g(e) \frac{\partial^2 e}{\partial z^2} - f(e) \frac{\partial e}{\partial z} = \frac{\partial e}{\partial t} \quad (A.1)$$

Multiplicando por $\frac{1}{g(e)}$ la ecuación (A.1) tenemos

$$\frac{1}{g(e)} \frac{\partial g(e)}{\partial z} \frac{\partial e}{\partial z} + \frac{\partial^2 e}{\partial z^2} - \frac{f(e)}{g(e)} \frac{\partial e}{\partial z} = \frac{1}{g(e)} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (\text{A.2})$$

Simplificando términos

$$\frac{\partial^2 e}{\partial z^2} + \left[-\frac{f(e)}{g(e)} + \frac{1}{g(e)} \frac{\partial g(e)}{\partial z} \right] \frac{\partial e}{\partial z} = \frac{1}{g(e)} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (\text{A.3})$$

Si

$$N(e) = -\frac{f(e)}{g(e)} + \frac{1}{g(e)} \frac{\partial g(e)}{\partial z} \quad (\text{A.4})$$

Despreciando términos de orden superior para simplificar el problema, se considera nulo el siguiente término

$$\frac{1}{g(e)} \frac{\partial g(e)}{\partial z} \cong 0$$

Tenemos entonces

$$N(e) = -\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \frac{d}{de} \left[\frac{k(e)}{1+e} \right] \left[-\frac{(1+e)\gamma_w}{k(e)} \left(\frac{d\sigma}{de} \right)^{-1} \right] \quad (\text{A.5})$$

Como

$$\frac{d}{de} \left[\frac{k(e)}{1+e} \right] = \frac{(1+e) \frac{dk(e)}{de} - k(e)}{(1+e)^2} = \frac{1}{1+e} \frac{dk(e)}{de} - \frac{k(e)}{(1+e)^2}$$

Se tiene

$$N(e) = \gamma_w \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \left[\frac{dk(e)}{k(e)de} - \frac{(1+e)}{(1+e)^2} \right] \left[\left(\frac{d\sigma}{de} \right)^{-1} \right] \quad (\text{A.6})$$

Simplificando términos

$$N(e) = (\gamma_s - \gamma_w) \left[\frac{1}{k(e)} \frac{dk(e)}{de} - \frac{1}{1+e} \right] \left[\frac{d\sigma}{de} \right]^{-1} \quad (A.7)$$

La permeabilidad k puede adoptar cualquier distribución en función de la profundidad, con la única restricción de que ésta sea continua y derivable a través de todo el estrato.

Mendoza (1977) propone una distribución para el coeficiente de permeabilidad de la forma

$$k(z) = k_0 \exp^{-\frac{az}{l}} \quad (A.8)$$

Dicha distribución se utilizó en el presente modelo de análisis numérico. Desde luego podrá ser cualquier otra función continua, lo que exigirá la modificación correspondiente de esta subrutina.

Puesto que no hay variación de k respecto a la relación de vacíos, la función $N(e)$ se reduce a

$$N(e) = (\gamma_s - \gamma_w) \left[-\frac{1}{1+e} \right] \left[\frac{d\sigma}{de} \right]^{-1} \quad (A.9)$$

Utilizando las variables normalizadas de las ecuaciones (4.2), tenemos finalmente la expresión 4.3a que se presenta en el capítulo 4, la cual se muestra a continuación

$$\frac{\partial^2 E}{\partial Z^2} + N(e) \frac{\partial E}{\partial Z} = \frac{l^2}{g(e)} \frac{\partial E}{\partial t} \quad (4.3a)$$

donde al normalizar la función $N(e)$ tenemos:

$$\tilde{N}(e) = l(\gamma_s - \gamma_w) \left[-\frac{1}{1+e} \right] \left[\frac{d\sigma}{de} \right]^{-1} \quad (4.3b)$$

y

$$g(e) = -\frac{k(z)}{\gamma_w(1+e)} \frac{d\sigma}{de} \quad (4.3c)$$

APÉNDICE B

SOLUCIÓN DE LA ECUACIÓN DIFERENCIAL DEL PROCESO DE CONSOLIDACIÓN CON DEFORMACIONES GRANDES, CONSIDERANDO COEFICIENTES CONSTANTES DE PERMEABILIDAD Y COMPRESIBILIDAD

Se trata en este apéndice sobre el desarrollo para obtener la expresión 4.15a del capítulo 4, basada en la ecuación diferencial 3.2 que gobierna el proceso de consolidación unidimensional no lineal con deformaciones finitas. Se consideran en este caso constantes los coeficientes de permeabilidad y de compresibilidad del suelo.

La ecuación diferencial que se pretende resolver es:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[g \frac{\partial e}{\partial z} \right] - f \frac{\partial e}{\partial z} = \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.2a)$$

donde

$$g = - \frac{k}{\gamma_w (1+e)} \frac{d\sigma}{de} \quad (3.2b)$$

$$f = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \frac{d}{de} \left[\frac{k}{(1+e)} \right] \quad (3.2c)$$

donde	e	es la relación de vacíos
	γ_s	es el peso volumétrico de los sólidos
	γ_w	es el peso volumétrico del fluido
	k(e)	es el coeficiente de permeabilidad
	σ	es el esfuerzo vertical efectivo
	z	es la coordenada reducida o coordenada material que representa la profundidad

De acuerdo a lo anterior, de la expresión 3.2 si f y g son constantes resulta

$$g \frac{\partial^2 e}{\partial z^2} - f \frac{\partial e}{\partial z} = \frac{\partial e}{\partial t} \quad (B.1)$$

Multiplicando por $\frac{1}{g}$ la ecuación (B.1)

$$\frac{\partial^2 e}{\partial z^2} - \frac{f}{g} \frac{\partial e}{\partial z} = \frac{1}{g} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (\text{B.2})$$

Si

$$Q = -\frac{f}{g} \quad (\text{B.3})$$

Sustituyendo valores

$$Q = -\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1\right) \frac{d}{de} \left[\frac{k}{(1+e)} \right] \left[-\frac{\gamma_w(1+e)}{k} \frac{de}{d\sigma} \right] \quad (\text{B.4})$$

Simplificando términos

$$Q = (\gamma_s - \gamma_w) \frac{d}{de} \left[\frac{de}{d\sigma} \right] \quad (\text{B.5})$$

Si

$$\lambda = \frac{d}{de} \left[\frac{de}{d\sigma} \right] \quad (\text{B.6})$$

Utilizando las variables normalizadas de las ecuaciones (4.2), tenemos entonces finalmente la expresión 4.15a que se presenta en el capítulo 4, la cual se muestra a continuación:

$$\frac{\partial^2 E}{\partial Z^2} + Q \frac{\partial E}{\partial Z} = \frac{\partial E}{\partial T} \quad (\text{4.15a})$$

Al normalizar la variable Q , la ecuación (4.15a) resulta dimensionalmente homogénea, así:

$$Q = l \lambda (\gamma_s - \gamma_w) \quad (\text{4.15b})$$

donde λ es una constante que representa las características de compresibilidad del material.

APENDICE C

DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA DE CÓMPUTO PARA PC

El programa de cómputo para PC, al cual se ha denominado Mecánica v1.0, se desarrolló utilizando el paquete Visual Basic Versión 5.0 de Microsoft, dentro de la plataforma de Windows. Su uso resulta muy atractivo y sencillo, además de tener la gran ventaja de ser un programa listo para ejecutarse. Cabe señalar que los discos de instalación se incluyen en el reverso de la pasta.

El programa Mecánica v1.0 incluye el estudio del fenómeno de sedimentación (Lin y Lohnes, 1984), tomando en cuenta la solución analítica propuesta por Been y Sills (1981), en la que proporcionan las expresiones que permiten calcular la distribución en el espesor del estrato y su evolución con el tiempo de la relación de vacíos y de la presión de poro, definiendo sus isócronas respectivas. Asimismo, proporciona una expresión para el cálculo del grado de consolidación del estrato.

Por otra parte, el programa proporciona la solución numérica para obtener la evolución de las isócronas de la relación de vacíos y de ahí el asentamiento y el grado de consolidación del estrato considerando las teorías propuestas por Gibson et al. (1967 y 1981), de acuerdo a lo expuesto en el inciso 4.3. Se incluye además la solución numérica para su verificación y comprobación, descrita en el inciso 4.4 de este capítulo.

En la Fig. C.1 se muestra la portada del programa Mecánica v1.0.

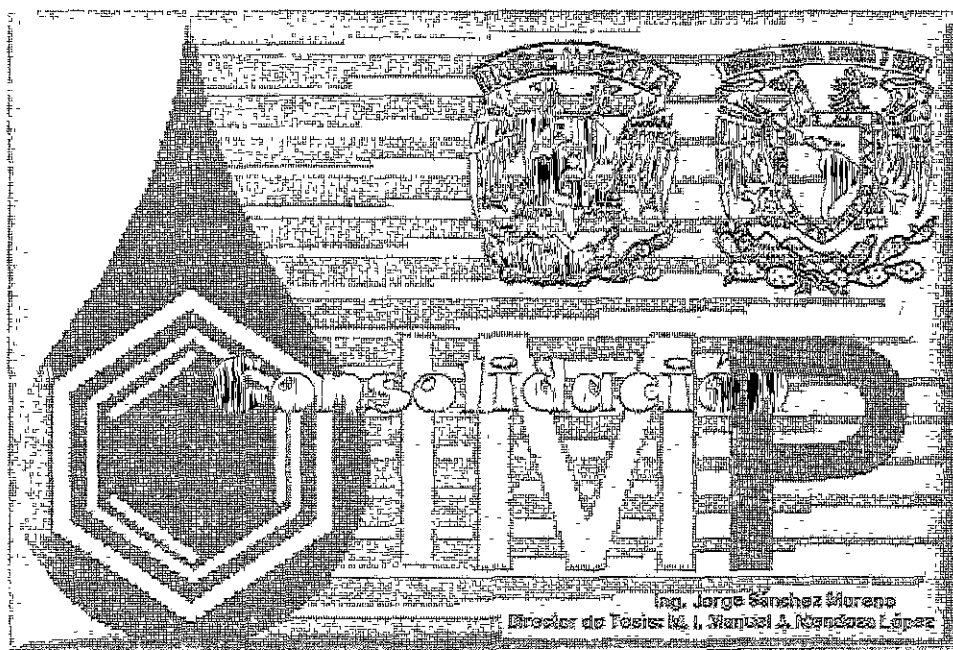


Fig. C.1 Portada del programa para PC, MECÁNICA v1.0

En la Fig. C.2 se presenta el menú principal del programa, mismo que presenta siete diferentes botones. En lo que sigue se indica la función de cada uno en forma sucinta.

- o Proyecto nuevo. Al oprimir el primer botón se despliega una nueva pantalla en la que se debe indicar el proceso que se desea analizar: sedimentación, consolidación considerando constantes los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad o consolidación considerando variables dichos coeficientes.

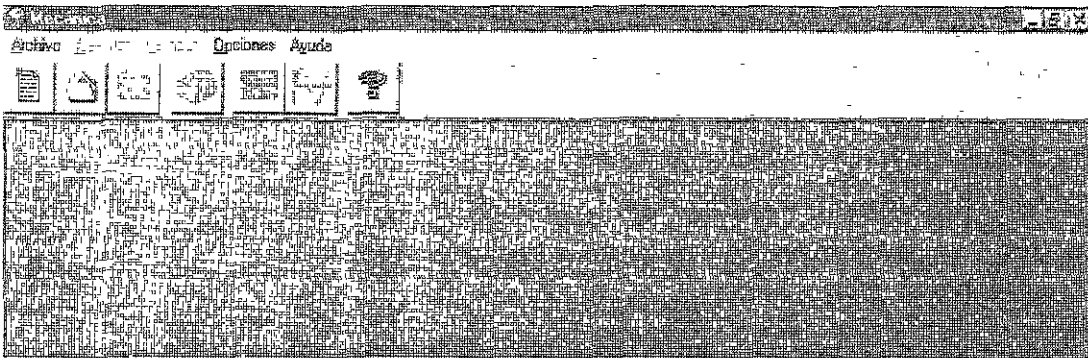


Fig. C.2 Menú principal del programa para PC.

Una vez seleccionada la opción que se desea, se puede iniciar la adquisición de datos para los tres procesos siguientes:

- Sedimentación.** Se despliega una ventana en la que se introducen los datos necesarios para realizar el cálculo del proceso de sedimentación (z_0 , z_1 , $t_{m\acute{a}x}$, G_s , γ_w , C_F , β , e_i , la cantidad de intervalos a considerar en Z , y la cantidad de intervalos en t) como se muestra en la Fig. C.3

Sedimentación [muestral]					
z_0 :	<input type="text" value="0.02"/>	cm	c :	<input type="text" value="0.000126"/>	cm ² /seg
z_1 :	<input type="text" value="7.1"/>	cm	β :	<input type="text" value="0.233"/>	cm ⁻¹
$t_{m\acute{a}x}$:	<input type="text" value="2400000"/>	seg	e_i :	<input type="text" value="6.34"/>	
G_s :	<input type="text" value="2.77"/>		Intervalos Z:	<input type="text" value="10"/>	
γ_w :	<input type="text" value="1"/>	g/cm ³	Intervalos t:	<input type="text" value="100"/>	

Fig. C.3 Ventana de adquisición de datos para el cálculo del proceso de sedimentación.

b) **Consolidación con coeficientes constantes.** En la ventana que se despliega (Fig. C.4), se introducen los datos para el proceso de consolidación con coeficientes constantes de permeabilidad y compresibilidad (G_s , γ_w , λ , $Z_{\text{máx}}$, t_{estimada} , $e(0,0)$, e_{∞} , Δp , $H_{\text{máx}}$, intervalos en t y Z).

Coeficientes constantes [muestra2]	
G_s : 2.2	$e(0,0)$: 4.685
γ_w : 1 g/cm ³	e_{∞} : 3.402
λ : 0.5	Δp : 0.032 kg/cm ²
$Z_{\text{máx}}$: 1	$H_{\text{máx}}$: 31.4 cm
t_{estimada} : 10000 min	Intervalos: 20

Fig. C.4 Ventana de adquisición de datos para el cálculo del proceso de consolidación con coeficientes constantes.

c) **Consolidación con coeficientes variables.** En la Fig. C.5 se muestra la ventana de adquisición de datos que se despliega para el cálculo de la solución teoriconumérica para el fenómeno de consolidación, en la que se involucran coeficientes variables de permeabilidad y compresibilidad.

Coeficientes variables [muestra3]	
G_s : 2.2	$e(0,0)$: 4.685
γ_w : 1 g/cm ³	e_{∞} : 3.402
k_0 : 10 $\times 10^6$ cm/seg	Δp : 0.032 kg/cm ²
α : -1	$H_{\text{máx}}$: 31.4 cm
$Z_{\text{máx}}$: 1	Intervalos: 31
t_{estimada} : 1 min	

Fig. C.5 Ventana de adquisición de datos para el cálculo del proceso de consolidación con coeficientes variables.

- Abrir proyecto. Al oprimir el segundo botón se despliega una ventana para seleccionar el proyecto existente que se desea abrir (con la extensión .MEC). En la Fig. C.6 se muestra dicha ventana.

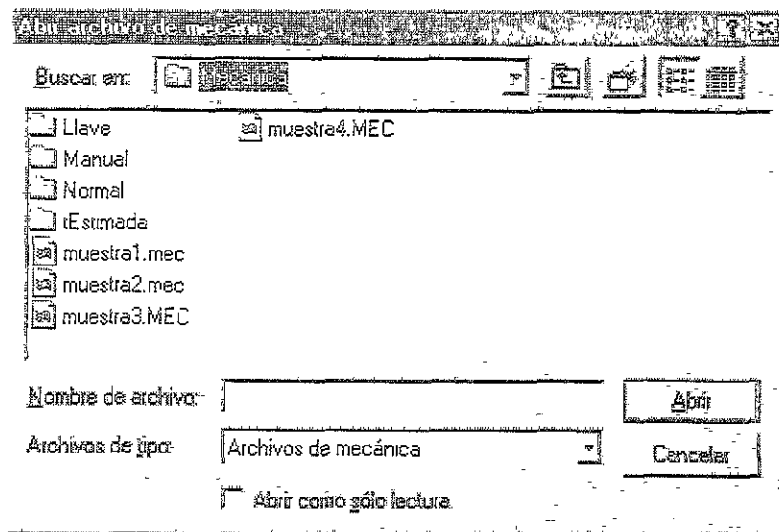


Fig. C.6 Ventana para abrir proyecto existente.

- Guardar proyecto. Al oprimir el tercer botón aparece una ventana que permite guardar el proyecto actual si se ha realizado alguna modificación. Si el proyecto va iniciando entonces se le puede especificar el nombre que se le asignará, como se observa en la Fig. C.7.

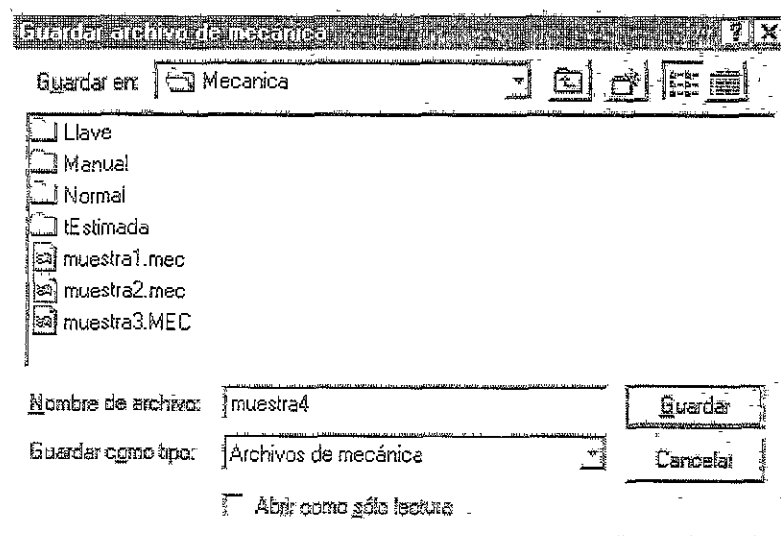


Fig. C.7 Ventana para guardar proyecto.

- Impresión. Al oprimir el cuarto botón se activa una ventana que permite imprimir el proceso que se encuentra activo en ese momento; por ejemplo, la ventana de adquisición de datos, la ventana de resultados del cálculo o de alguna gráfica, apareciendo una leyenda indicando que se está ejecutando esa opción.

- o Calcular. El quinto botón permite realizar el cálculo de algún proceso, siempre y cuando se encuentre activa alguna de las ventanas de alimentación de datos, por ejemplo: sedimentación, y consolidación con coeficientes constantes o variables. Mientras se llevan a cabo los cálculos se despliega una leyenda que indica dicho proceso.

Una vez que concluye el cálculo de ese proceso, el sistema nos indicará que está leyendo los resultados del proyecto a través de la ventana, la cual nos indicará el tiempo de espera y el porcentaje que actualmente se ha leído.

Cuando termine de leer los datos, nos mostrará la ventana de resultados correspondiente al proceso realizado, por ejemplo: sedimentación, consolidación con coeficientes constantes o variables. En la Fig. C.8 se muestra para el caso del proceso de sedimentación.

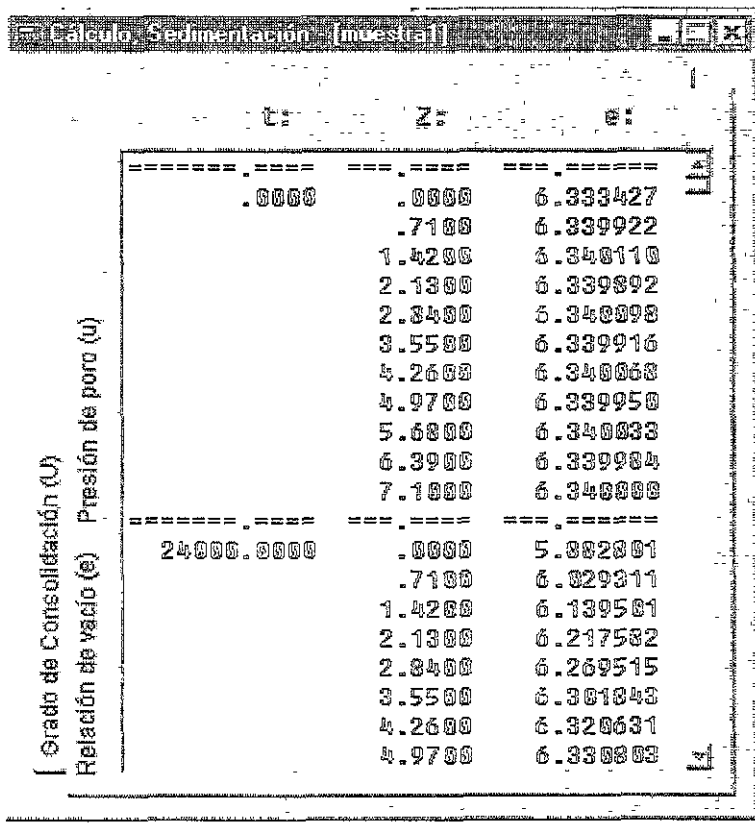


Fig. C.8 Ventana de resultados correspondiente al proceso de sedimentación.

En la parte inferior izquierda de la Fig. C.8 se muestran tres botones que llevan por título: relación de vacíos (e), presión de poro (u) y grado de consolidación (U). Para cada botón seleccionado se despliega un formato específico de resultados tal como se describe enseguida:

- a) *Relación de vacíos (e)*: Tal como se aprecia en la Fig. C.8, al oprimir este botón nos muestra el listado de resultados a tres columnas. La primera columna corresponde al tiempo, la segunda a la profundidad y la tercera a la relación de vacíos. Pulsando sobre la barra de desplazamiento de la parte derecha se consigue ver la información completa de resultados.
- b) *Presión de poro (u)*: Al seleccionar este botón se presenta un listado a tres columnas de resultados de la presión de poro. Como primera columna tenemos al tiempo, en la segunda la profundidad y finalmente la columna de la presión de poro.
- c) *Grado de consolidación (U)*: Al oprimir este botón se presentan los resultados a tres columnas del grado de consolidación. La primera columna muestra el tiempo, la segunda la profundidad y la tercera el grado de consolidación.

La ventana de resultados del proceso de consolidación se muestran en las Figs. C.9 y C.10.

t:	Z:	e:
10000.0000	.0250	3.402000
	.0500	3.402000
	.0750	3.403335
	.1000	3.406698
	.1250	3.413181
	.1500	3.417284
	.1750	3.421006
	.2000	3.424348
	.2250	3.427309
	.2500	3.429890
	.2750	3.432091
	.3000	3.433912
	.3250	3.435352
	.3500	3.436411
	.3750	3.437091
	.4000	3.437390
	.4250	3.437308
	.4500	3.436846
	.4750	3.436004
	.5000	3.434781
	.5250	3.433170

Fig. C.9 Ventana de resultados del proceso de consolidación con coeficientes constantes.

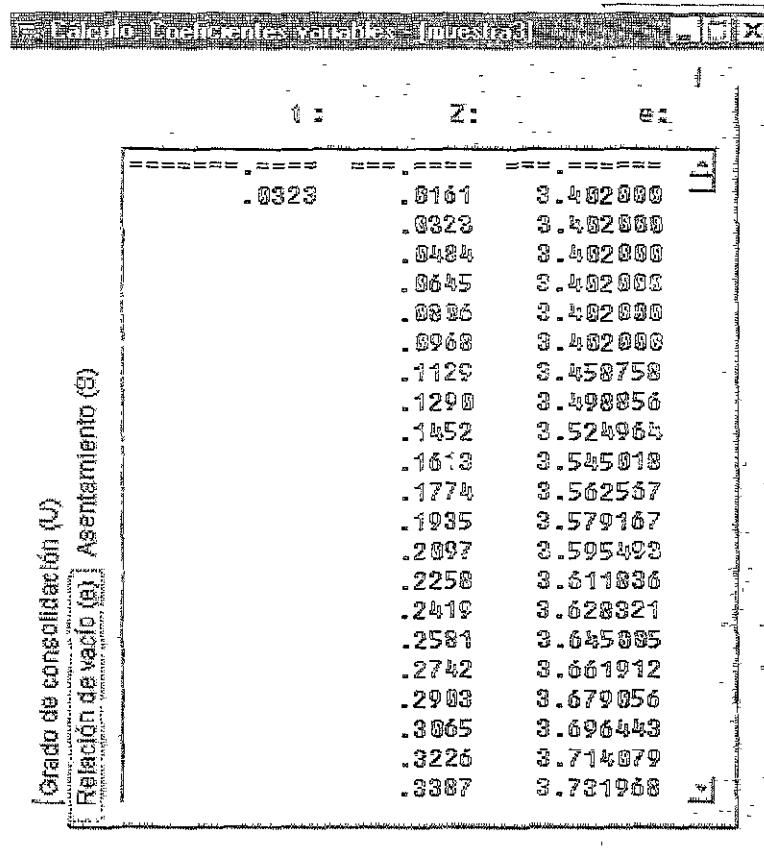


Fig. C.10 Ventana de resultados del proceso de consolidación con coeficientes variables.

En la parte inferior izquierda de las Figs. C.9 y C.10 aparecen tres botones de resultados correspondientes a la distribución de la relación de vacíos, el asentamiento y el grado de consolidación con las características que se describen a continuación:

- a) *Relación de vacíos (e)*: Al oprimir este botón se presenta el listado de resultados a tres columnas, la primera de ellas corresponde al tiempo, la segunda a la profundidad y la tercera a la relación de vacíos.

- b) *Asentamiento (S)*: Al seleccionar este botón se presenta un listado a dos columnas correspondiente al tiempo y el asentamiento calculado.
- c) *Grado de consolidación (U)*: Al oprimir este botón se presentan los resultados a dos columnas del tiempo y el grado de consolidación.

Para poder definir los encabezados de las gráficas se debe oprimir en el menú principal la casilla de Opciones. En la Figs. C.11 y C.12 se muestran las ventanas que se despliegan para el proceso de sedimentación y el de consolidación con coeficientes constantes y variables, respectivamente

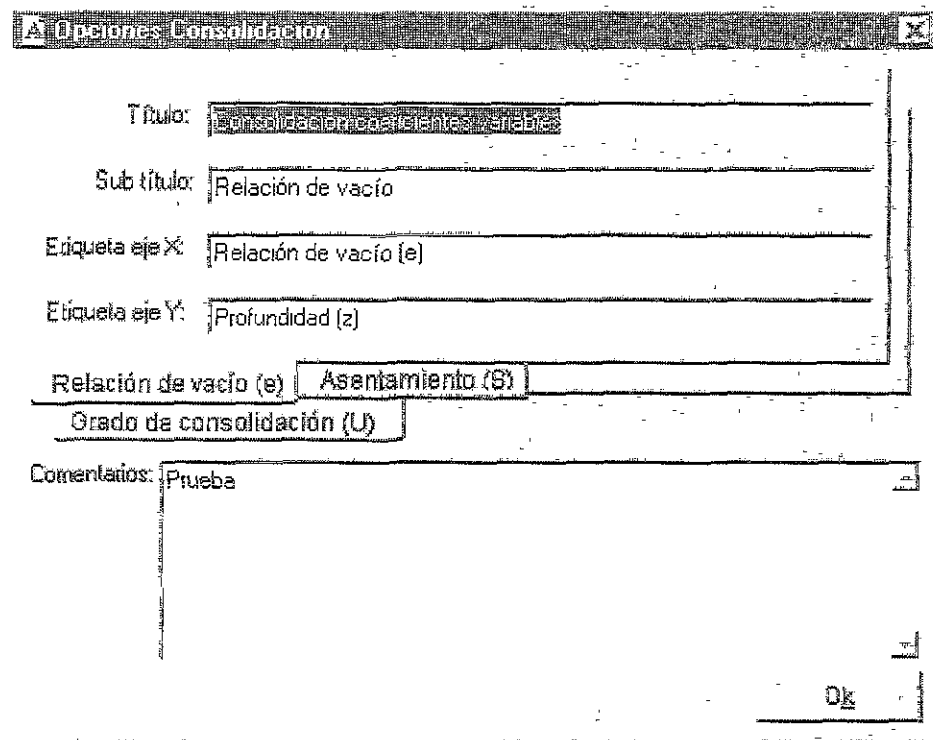


Fig. C.11 Ventana de encabezados para el proceso de sedimentación.

Opciones Consolidación

Título: [Relación de vacío]

Sub título: [Relación de vacío]

Etiqueta eje X: [Relación de vacío (e)]

Etiqueta eje Y: [Profundidad (z)]

Relación de vacío (e)	Asentamiento (S)
Grado de consolidación (U)	

Comentarios: [Prueba]

Ok

Fig. C.12 Ventana de encabezados para el proceso de consolidación con coeficientes constantes y variables.

Asimismo, para especificar los formatos de los encabezados se debe oprimir en el menú principal la casilla de Opciones. En la Fig. C.13 se muestra la ventana que se despliega para esta opción, en la cual se pueden definir el tipo de letra y el tamaño de los encabezados.

Formatos

Título: [Times New Roman] 14

Subtítulo: [Times New Roman] 10

Eje X: [Times New Roman] 10

Eje Y: [Times New Roman] 10

Ok Cancelar

Fig. C.13 Ventana para especificar los formatos de los encabezados.

Para definir los márgenes de impresión de las gráficas se debe oprimir en el menú principal la casilla de archivo. En la Fig. C.14 se muestra la ventana en la que se pueden especificar los márgenes superior, inferior, izquierdo y derecho de la hoja de impresión.

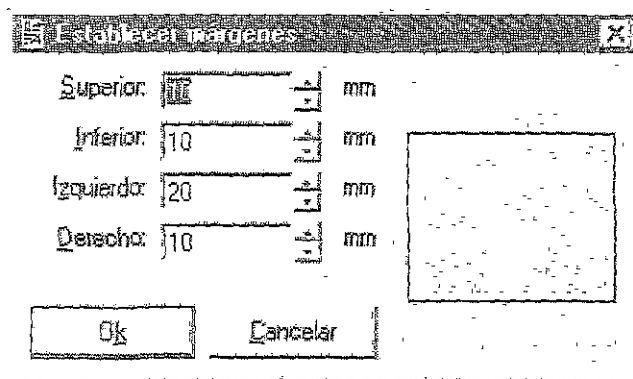


Fig. C.14 Ventana para definir los márgenes de impresión de gráficas.

- **Graficar.** Al oprimir el sexto botón se despliega una ventana que dibuja las gráficas de los resultados del formato que se encuentre activo en ese momento; es decir, la gráficas correspondiente de relación de vacíos, de la presión de poro o del grado de consolidación en el caso específico de sedimentación y las gráficas de relación de vacíos, asentamiento o grado de consolidación para el de consolidación.
- **Acerca de Mecánica.** Al oprimir este botón se muestra la ventana de la Fig. C.15.

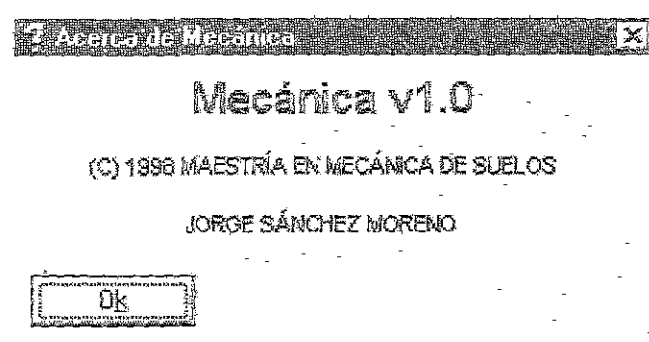


Fig. C.15 Ventana acerca del programa Mecánica v1.0.