

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

01163
3

FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPFI



RECONSTITUCIÓN DE UN SUELO ARCILLOSO MARINO EN UN ODÓMETRO
PARA ENSAYES CON MODELOS DE PILOTES

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO:
MAESTRO EN INGENIERÍA
(MECÁNICA DE SUELOS)

P R E S E N T A :

ENRIQUE IBARRA RAZO

DIRECTOR DE TESIS: M. en I. MANUEL J. MENDOZA LÓPEZ

MÉXICO, D.F.
Agosto de 2002

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



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.

A mi madre, siempre.

A la presencia ausente de mi padre.

A Rocío...

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: Enrique Ibarra

Razo

FECHA: 30 agosto 2002

FIRMA: 

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 1 PANORAMA GENERAL DE LA INVESTIGACIÓN	5
1.1 ORIENTACIÓN Y OBJETIVOS GENERALES	5
1.1.1 Descripción del experimento de laboratorio con modelos físicos de pilotes hincados en arcilla marina reconstituida	7
1.2 TRABAJOS PREVIOS DE RECONSTITUCIÓN DE SUELOS ARCILLOSOS EN CÁMARAS DE CALIBRACIÓN DE GRANDES DIMENSIONES.....	10
1.2.1 Cámara de calibración en suelos cohesivos de la Universidad de Purdue.....	11
1.2.2 Cámara para calibración de equipos de campo en suelos cohesivos de la Universidad de Sheffield.....	13
1.2.3 Consolidómetro del Instituto de Ingeniería de la UNAM	15
1.2.4 Suelo cohesivo de grandes dimensiones de la Universidad de Cornell para ensayar modelos de cimentaciones o calibrar equipos de medición in situ.....	16
1.2.5 Cámara de calibración de la Universidad Estatal de Louisiana	18
1.2.6 Cámara de la Universidad de California, Berkeley.....	20
1.2.7 Consolidómetro de grandes dimensiones en Nanyang.....	21
1.2.8 Compendio	22
CAPÍTULO 2 DISEÑO, CONSTRUCCIÓN E INSTRUMENTACIÓN DEL ODÓMETRO GIGANTE PARA RECONSTITUIR LA MUESTRA ARCILLOSA MARINA....	25
2.1 CARACTERÍSTICAS DEL SUELO MARINO UTILIZADO EN LA RECONSTITUCIÓN	25
2.1.1 Ubicación de muestreo y profundidad.....	25
2.1.2 Selección y homogeneización	25
2.1.3 Determinación del contenido de agua óptimo de la suspensión	26
2.1.4 Influencia de la concentración de sales en el contenido de agua	28
2.2 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DEL ODÓMETRO O-97-5.....	29
2.2.1 Estimación del diámetro y altura requeridos para contener la suspensión	29
2.2.2 Diseño del odómetro, extensiones y tapa reforzada	31
2.2.3 Construcción del odómetro, extensiones y tapa reforzada	34
2.3 INSTRUMENTACIÓN DEL ODÓMETRO Y SISTEMA DE ADQUISICIÓN DE DATOS.....	38
2.4 OPERACIÓN DEL ODÓMETRO O-97-5 E HISTORIA DE CARGAS.....	40
2.4.1 Preparativos en el odómetro.....	40
2.4.2 Proceso de llenado	41
2.4.3 Proceso de reconstitución.....	42
2.4.4 Sedimentación y consolidación por peso propio.....	44
2.4.5 Consolidación por pesos muertos.....	44
2.4.6 Consolidación mediante la aplicación de presión con membrana ahulada	46
2.4.7 Consolidación mediante la aplicación de presión con gato hidráulico	46
2.5 COMENTARIOS SOBRE LA OPERACIÓN Y LOS PROCESOS DE CARGA	47
CAPÍTULO 3 CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL CON GRANDES DEFORMACIONES INCLUYENDO EFECTOS DEL PESO PROPIO	49
3.1 CONSIDERACIONES SOBRE EL FENÓMENO DE SEDIMENTACIÓN	49
3.1.1 Modelo de Kynch	49
3.1.2 Concepción de Fitch	50
3.1.3 Modelo de Imai	50
3.1.4 Conceptos de Lin y Lohnes adoptados en este estudio.....	51
3.2 CONSIDERACIONES SOBRE EL PROCESO DE CONSOLIDACIÓN CON GRANDES DEFORMACIONES.....	51



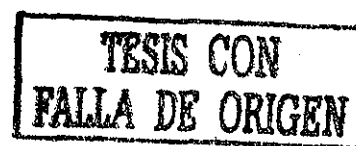
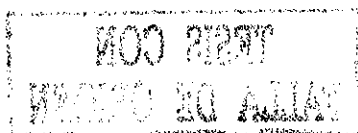
3.2.1	Consolidación unidimensional bajo peso propio sin restricción en la magnitud de las deformaciones	52
3.2.2	Solución analítica a la ecuación general de consolidación unidimensional con grandes deformaciones: consolidación por peso propio	54
3.2.3	Solución analítica a la ecuación general de consolidación unidimensional con grandes deformaciones: consolidación por carga externa	58
3.2.4	Modificaciones a las soluciones analíticas de Lee y Sills por Been y Sills (1981) para consolidación por peso propio	60
3.2.5	Comentarios sobre las soluciones analíticas	63
3.3	SOLUCIONES NUMÉRICAS	63
3.3.1	Soluciones numéricas mediante el método de las diferencias finitas	64
3.3.2	Programa para analizar la consolidación con grandes deformaciones basado en el método de las diferencias finitas	66
3.3.3	Soluciones numéricas mediante el método del elemento finito	68

CAPÍTULO 4 OBSERVACIONES EXPERIMENTALES EN EL O-97-5 Y SU COMPARACIÓN CON LAS SOLUCIONES TEÓRICAS 73

4.1	HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS	73
4.2	ANÁLISIS DE LA CONSOLIDACIÓN POR PESO PROPIO	74
4.2.1	Procedimiento de análisis	75
4.2.2	Determinación de los parámetros z_0 y β	76
4.2.3	Determinación del coeficiente de consolidación, c_v por el método gráfico de Lin y Lohnes (1984)	77
4.2.4	Isócronas de relación de vacíos	79
4.2.5	Comparación de curvas de consolidación teórica y experimental	79
4.2.6	Isócronas de presión de poro	81
4.2.7	Isócronas de esfuerzo efectivo	81
4.2.8	Predicciones	82
4.3	CONSOLIDACIÓN POR PRESIÓN EXTERNA; SOLUCIONES ANALÍTICAS	83
4.3.1	Parámetros de análisis; coeficiente de consolidación	85
4.3.2	Isócronas de la relación de vacíos	85
4.3.3	Comparación de curvas de consolidación analíticas y experimentales	87
4.3.4	Isócronas de presión de poro	89
4.4	SOLUCIONES CON EL MÉTODO DE LAS DIFERENCIAS FINITAS	89
4.4.1	Parámetros de análisis	89
4.4.2	Comparación de curvas de consolidación teóricas y experimentales	89
4.5	PROPIEDADES ÍNDICE Y MECÁNICAS DEL SUELO RECONSTITUIDO	92
4.5.1	Propiedades índice del suelo reconstituido	92
4.5.2	Propiedades mecánicas	92
4.5.3	Resistencia no drenada y en compresión simple y módulos elásticos	93
4.5.4	Compresibilidad de la muestra reconstituida	95
4.5.5	Resistencia de punta con penetrómetro dinámico PANDA	96

CAPÍTULO 5 SUELOS ARTIFICIALES FORMADOS CON CEMENTANTE COMO ALTERNATIVA PARA LOS ENSAYES CON MODELOS DE PILOTES 101

5.1	CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS OBJETIVO	101
5.2	MATERIALES EMPLEADOS Y PROCEDIMIENTO DE ELABORACIÓN DE LOS SUELOS	102
5.2.1	Mezclas de caolín-cemento-agua	103
5.2.2	Mezclas de bentonita-cemento-agua	105
5.2.3	Mezclas de caolín-bentonita-cemento-agua	106
5.3	ELECCIÓN DE LA MEZCLA PARA FORMAR EL SUELO ARTIFICIAL	108
5.4	ENSAYES PRELIMINARES CON LOS MODELOS DE PILOTES EN EL SUELO ARTIFICIAL CONTENIDO EN PEQUEÑOS ODÓMETROS	109
5.4.1	Formación del suelo artificial	109
5.4.2	Descripción de los ensayos	110



5.4.3	Breve descripción del modelo de pilote y de su instrumentación.....	111
5.4.4	Sistema automático de adquisición de datos.....	113
5.4.5	Sistema electroneumático de aplicación de cargas.....	115
5.5	COMPORTAMIENTO OBSERVADO EN EL SUELO ARTIFICIAL DURANTE LOS ENSAYES PRELIMINARES.....	115
5.5.1	Agrietamiento del suelo artificial.....	116
5.5.2	Adherencia del suelo artificial al modelo de pilote.....	116
5.6	COMENTARIOS SOBRE EL USO DE SUELOS ARTIFICIALES PARA ENSAYES CON MODELOS DE PILOTES.....	117
CAPÍTULO 6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	119
	REFERENCIAS.....	121
APÉNDICE A	PLANTEAMIENTO DE LA ECUACIÓN DIFERENCIAL DE CONSOLIDACIÓN CON GRANDES DEFORMACIONES DE GIBSON ET AL. (1967, 1981).....	125
APÉNDICE B	SOLUCIONES ANALÍTICAS: MEMORIA DE CÁLCULO.....	131



RESUMEN

Se describe en esta tesis el proceso de reconstitución de una muestra arcillosa marina de 85 cm de altura y 97 cm de diámetro, que constituye el medio para realizar ensayos con modelos instrumentados de pilotes de fricción. La muestra se reconstituyó a partir de una suspensión acuosa formada con arcilla de la Sonda de Campeche y agua marina, que experimentó procesos sucesivos de sedimentación, consolidación por peso propio y por presión externa en un odómetro gigante dotado con sensores para medir la presión total en la base del odómetro, presión de poro en la masa de suelo a tres alturas diferentes y desplazamientos en la superficie. Los registros experimentales se compararon con los obtenidos mediante soluciones analíticas y numéricas de la ecuación diferencial que describe el fenómeno de consolidación primaria unidimensional de suelos blandos. Lo anterior, permitió validar experimentalmente una secuencia práctica para evaluar la historia de asentamientos por consolidación de estratos arcillosos jóvenes con grandes deformaciones asociadas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

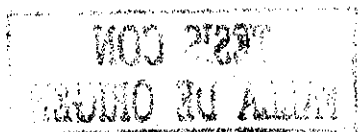
INTRODUCCIÓN

Como parte de un amplio proyecto de investigación sobre el comportamiento de plataformas marinas en la Sonda de Campeche, en el que se contemplan ensayos en el laboratorio con pequeños modelos físicos de pilotes de fricción instrumentados, representativos de aquéllos que se utilizan para cimentar las plataformas petroleras fuera de costa tipo jacket, se reconstituyó artificialmente una muestra de arcilla marina de 97 cm de diámetro y 85 cm de altura. El suelo reconstituido constituye el medio homogéneo donde se hincarán y ensayarán los pequeños modelos de pilotes.

Para reconstituir la muestra arcillosa se diseñó y construyó un odómetro de acero de 97 cm de diámetro y 122 cm de altura dotado con sensores de presión total en la base, presión de poro en el interior a tres alturas y transductores de desplazamiento en la superficie, los cuales permitieron conocer la historia de estas variables durante la reconstitución del suelo. La reconstitución se inició a partir de una suspensión arcillosa muy diluida formada con agua marina y arcilla de la Sonda de Campeche, que se vertió en el gran odómetro ensamblado con dos extensiones cilíndricas de 80 cm cada una, formando así un gran cilindro de 2.82 m de altura para contener el volumen inicial de la suspensión que alcanzó 2.43 m de altura. Dicha suspensión experimentó procesos sucesivos de floculación, sedimentación, consolidación por peso propio y consolidación por carga externa, mismos fenómenos que de manera natural ocurren en la generación de suelos marinos o lacustres, con excepción, desde luego, del tiempo geológico. Las extensiones cilíndricas se retiraron conforme el suelo redujo su altura, hasta quedar finalmente el suelo marino reconstituido contenido en el odómetro y listo para los ensayos con pilotes.

Se describen en esta tesis el diseño, construcción y operación del odómetro gigante donde se reconstituyó la gran muestra de arcilla marina, así como la evolución de las variables registradas durante la reconstitución; a saber, presión total en la base del odómetro, presión de poro en la masa de suelo a tres alturas diferentes, así como la historia de desplazamientos con el tiempo. Los registros experimentales se comparan con los obtenidos mediante soluciones analíticas y numéricas de la ecuación diferencial que describe el fenómeno de consolidación primaria unidimensional de suelos blandos, misma que toma en cuenta el peso propio de la masa de suelo y grandes deformaciones asociadas (Gibson *et al.*, 1967 y 1981). Las soluciones analíticas empleadas cumplen con relaciones particulares esfuerzo-deformación-permeabilidad y la numérica evalúa paso a paso la ecuación de Gibson mediante la técnica de diferencias finitas (Sánchez, 2000). Ambos tipos de soluciones, determinan la evolución de las isócronas de la relación de vacíos, de la presión de poro y a partir de las primeras se conoce la variación con el tiempo de la altura del suelo en formación. Se destacan las diferencias existentes entre los resultados de estas soluciones analíticas y numéricas y los que se obtienen al emplear la teoría tradicional de consolidación unidimensional de Terzaghi, para deformaciones pequeñas.

Así pues, este trabajo está orientado a conocer el proceso experimental de la formación artificial de una muestra arcillosa marina en el laboratorio a partir de un estado líquido y comparar sus resultados con las soluciones analíticas y numéricas de consolidación con grandes deformaciones. Lo anterior permitió validar una secuencia práctica para evaluar la historia de asentamientos por consolidación primaria unidimensional de una suspensión arcillosa, donde el peso de la masa de suelo en formación representa por sí mismo la carga. Este estudio arroja luces en la predicción de la magnitud de asentamientos y su evolución con el tiempo de rellenos hidráulicos arcillosos producto de dragado, frecuentemente utilizados como rellenos estructurales.



OBJETIVOS

Considerando lo anterior, se resumen a continuación los objetivos de esta tesis:

1. Diseñar, construir y operar un odómetro instrumentado de grandes dimensiones para reconstituir una muestra de arcilla marina por procesos sucesivos de sedimentación, consolidación por peso propio y por carga externa. Esta muestra constituirá el medio en el que se realizarán ensayos de carga de pequeños modelos físicos de pilotes instrumentados.
2. Caracterizar la formación de la muestra arcillosa marina en el laboratorio mediante la historia de los registros de la instrumentación: presión total en la base, presión de poro al interior de la masa y desplazamiento en la superficie, para comparar estos registros experimentales con los obtenidos mediante soluciones analíticas y numéricas del modelo de consolidación primaria unidimensional de suelos blandos de Gibson, que considera el peso propio y grandes deformaciones asociadas.
3. Validar una secuencia práctica para predecir la historia de asentamientos por consolidación primaria unidimensional de una suspensión arcillosa, donde el peso de la masa de suelo en formación representa por si mismo la carga.

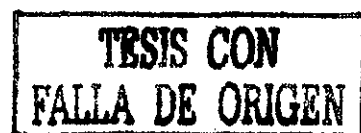
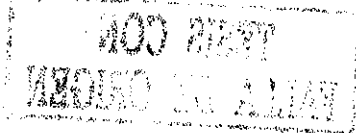
ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

Después de presentar el panorama general de la investigación de donde se deriva esta tesis, en el capítulo 1 se resumen todas las experiencias reportadas en la literatura y conocidas por el autor en las que se reconstituyeron suelos arcillosos en cámaras de calibración u odómetros de grandes dimensiones. Se destacan aquéllos aspectos que sirvieron de base para diseñar el consolidómetro para reconstituir la muestra arcillosa marina, tema central de esta tesis.

En el capítulo 2, se describe el diseño, la construcción, la instrumentación y la operación del odómetro gigante para reconstituir la muestra arcillosa marina para los ensayos con los modelos de pilotes; se detalla el proceso de llenado del odómetro con la suspensión agua marina-arcilla marina así como la historia de cargas aplicadas. Previamente, se describen las características del suelo marino empleado para la formación de la muestra y los parámetros que determinaron el diseño del O-97-5 y del proceso mismo de reconstitución.

En el capítulo 3, se presentan y discuten los aspectos más relevantes de la teoría de consolidación unidimensional para suelos blandos, que considera el peso propio de la masa de suelo y sin restricción en la magnitud de las deformaciones. Se presentan también soluciones analíticas y numéricas a la ecuación general de consolidación derivada de la teoría en comento, con lo que es posible conocer las isócronas de relación de vacíos, de presión de poro y la curva de desplazamientos contra el tiempo para cada proceso de consolidación. Previamente, se discuten algunos conceptos del fenómeno de sedimentación presentados por distintos autores y se define claramente la hipótesis empleada en este trabajo para distinguir el término de la sedimentación y el inicio de la consolidación por peso propio.

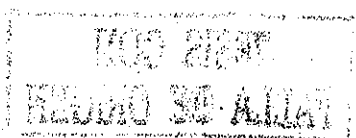
En el capítulo 4, se presentan los resultados experimentales observados durante la reconstitución de la muestra de arcilla marina, éstos se comparan con los obtenidos mediante las soluciones analíticas y numéricas antes referidas, de donde se obtienen isócronas de relación de vacíos, curvas de asentamiento contra el tiempo e isócronas de presión de poro. Se destaca el



método para obtener los parámetros de análisis empleados en las soluciones analíticas, así como las diferencias observadas entre ambas soluciones y los resultados experimentales. Se presenta también una estimación de las propiedades índice y mecánicas de la muestra arcillosa, destacando los resultados de resistencia de punta de dos ensayos efectuados en la muestra mediante un penetrómetro ultraligero conocido como PANDA.

En el capítulo 5 se presentan las características de una mezcla artificial formada con caolín, bentonita y cemento para relleno de los huecos en la arcilla reconstituida que dejen los modelos de pilotes después de ser ensayados. Así mismo, se propone esta mezcla como medio alternativo para ensayar los modelos de pilotes; se describe el comportamiento de la mezcla propuesta durante un ensayo con el modelo de pilote en un odómetro pequeño de de 18.5 cm de diámetro y 58 cm de altura, de donde se concluye sobre la viabilidad de esta alternativa.

Finalmente, en el capítulo 6 se presentan los puntos concluyentes del trabajo.



LIBRARY
UNIVERSITY OF CALIFORNIA
LOS ANGELES

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO 1

PANORAMA GENERAL DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 ORIENTACIÓN Y OBJETIVOS GENERALES

Las plataformas petroleras instaladas en la Sonda de Campeche están sometidas a las acciones intensas que les impone el ambiente marino, tales como el oleaje y el viento provocados por huracanes y tormentas, además de los sismos. Las cimentaciones a que se recurre para soportar dichas estructuras ante tan severas condiciones, son de pilotes o tubos de acero de punta abierta con diámetros de 42 a 72 pulgadas y longitudes de hasta 125 m, que aportan su capacidad portante primordialmente por la fricción desarrollada entre su fuste y la arcilla marina. Los pilotes se encamisan en las patas de un *jacket* o superestructura, desde una decena de metros arriba del espejo de agua hasta el lecho marino; este tipo de plataformas se denominan *jacket* o fijas (fig. 1.1).

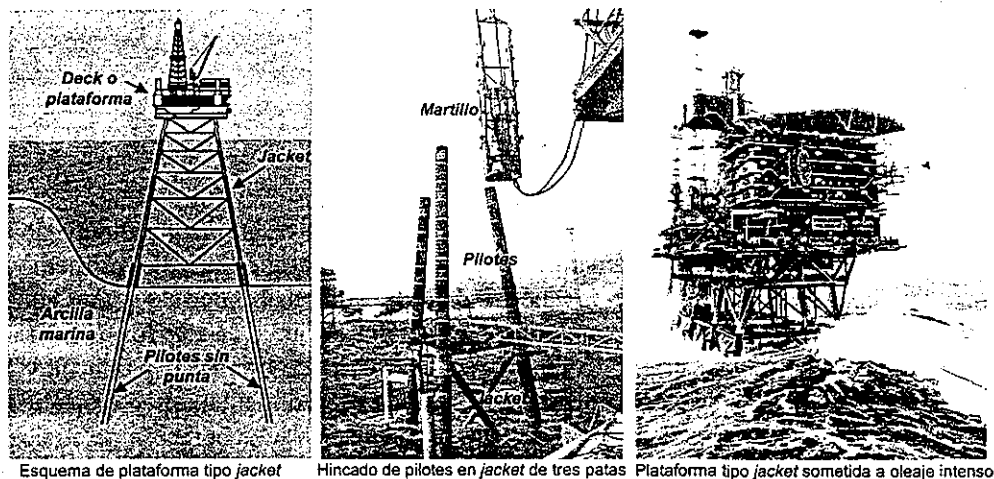


Figura 1.1 Plataformas marinas tipo jacket

Se estima que la mayoría de los criterios con los que se analizan y diseñan estas cimentaciones del Golfo de México, se sustentan en enfoques desarrollados en el extranjero y en la extrapolación de condiciones imperantes en sitios diferentes a los de la Sonda de Campeche. Sin embargo, en los últimos años ha habido un interés creciente de la industria petrolera de nuestro país para adecuar los códigos de diseño de las plataformas y sus cimentaciones a las condiciones de la Sonda, y desde hace algunos años ya se cuenta con un criterio transitorio propio que tendrá que depurarse y validarse (IMP, 1995). Por lo anterior el Instituto de Ingeniería de la UNAM y el Instituto Mexicano del Petróleo llevan a cabo un proyecto de investigación que tiene como objetivo central desarrollar un modelo teórico-numérico del comportamiento de pilotes de fricción hincados en arcilla marina de la Sonda, ante cargas estáticas, cíclicas y dinámicas. Se busca con ello dotar a los diseñadores de estas vitales obras de la infraestructura petrolera de nuestro país, de las herramientas que les permitan evaluar el comportamiento de las cimentaciones de las plataformas marinas y diseñarlas con **enfoques y diseños propios**, en aras de la seguridad y la economía.

Para desarrollar y validar el modelo teórico-numérico, es necesario contar con información suficiente sobre el comportamiento de estas cimentaciones piloteadas ante sus solicitaciones; por ello, se contempla instrumentar la cimentación de una plataforma marina prototipo, así como realizar ensayos de carga en pilotes prototipos instrumentados hincados en la Sonda. Sin embargo, antes de emprender una campaña experimental de tal envergadura que implica altos costos y dificultades logísticas, como lo indica la experiencia de instrumentación de la plataforma Magnus en el mar del Norte (Kenley, 1992), es conveniente realizar primero ensayos en el laboratorio con modelos físicos de pilotes de escala reducida e instrumentados; tales pruebas se orientarán a medir y controlar las variables de estado del fenómeno en estudio, lo que permitirá entender más sobre los fenómenos que ocurren en la interacción suelo-pilote (fig. 1.2).

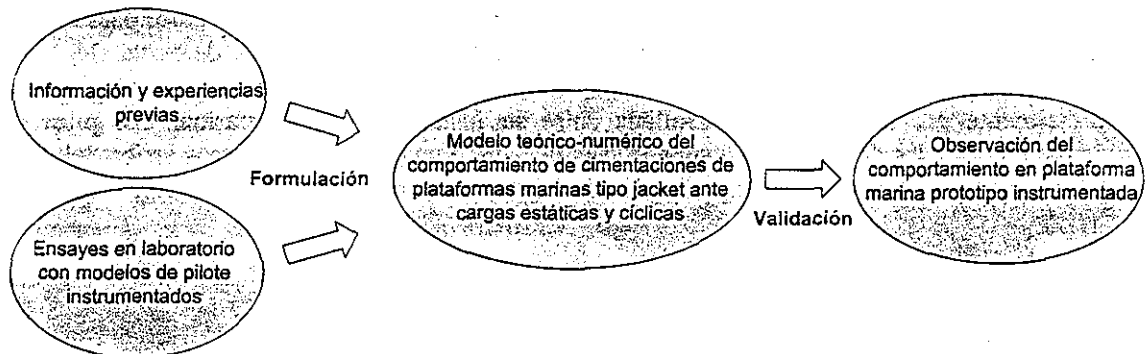


Figura 1.2 Proceso de formulación y validación del modelo teórico numérico

El experimento con los pequeños modelos instrumentados de pilotes, requiere de una gran muestra de arcilla contenida en una cámara o foso de pruebas, que constituya el medio arcilloso homogéneo donde se hincuen y ensayen los modelos. Dada la imposibilidad de contar con una gran muestra inalterada y homogénea de arcilla marina extraída de la Sonda, ésta se formó artificialmente en un odómetro gigante de casi un metro de diámetro, a partir de una suspensión muy fluida de arcilla y agua marina, que experimentó procesos sucesivos de sedimentación y consolidación por peso propio, mismos fenómenos que de manera natural ocurren en la generación de suelos marinos o lacustres, con excepción, desde luego, del tiempo geológico. Posteriormente se consolidó con esfuerzos controlados crecientes bajo condiciones de deformación lateral nula, K_0 , (fig. 1.3).

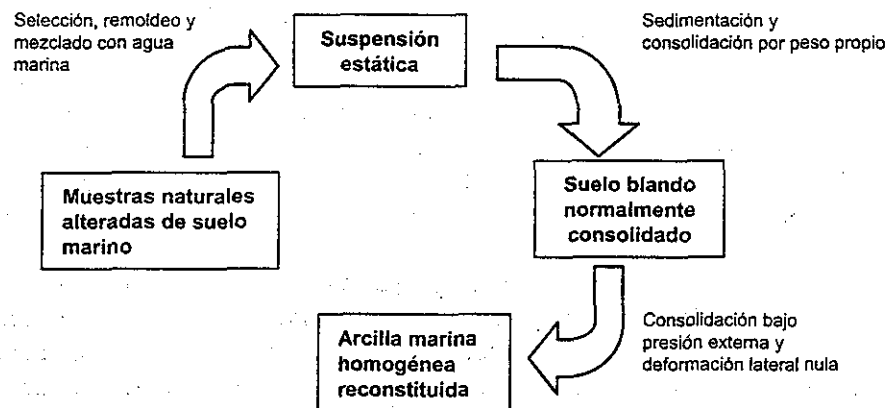


Figura 1.3 Proceso de reconstitución del suelo arcilloso marino

En la formación artificial del suelo, evidentemente no se buscó reproducir una estratigrafía particular de la Sonda, que se caracteriza por contar con potentes depósitos arcillosos intercalados con capas de arena fina y limo, sino ensayar los modelos de pilote embebidos en un medio homogéneo con características índice y mecánicas propias de las arcillas marinas, que es la dominante en la estratigrafía del sitio y la que determina por fricción el aporte más alto de la capacidad de carga de los pilotes.

Así pues, la reconstitución en el laboratorio del suelo marino para los ensayos con modelos de pilotes constituye el tema central de este trabajo de tesis, que abarca desde el diseño y construcción del odómetro gigante instrumentado donde se formó la muestra, hasta la caracterización de la historia de reconstitución tomando en cuenta teorías de consolidación para suelos blandos con grandes deformaciones asociadas.

Para reconstituir la muestra arcillosa marina se diseñó y construyó un odómetro de 97 cm de diámetro, capaz de soportar una presión axial y radial máxima de 5 kg/cm². El odómetro, que en lo sucesivo se reconocerá como O-97-5 atendiendo en la nomenclatura a su diámetro y a la presión máxima de diseño, se instrumentó interior y exteriormente para registrar en cada etapa de la formación del suelo el esfuerzo total en dos zonas de la base, la presión de poro a tres alturas en el interior de la masa de suelo, así como las deformaciones superiores en tres puntos. Complementa a la instrumentación un sistema automático de adquisición de datos del tipo abierto, SAD. El O-97-5 constituye a su vez la cámara o foso de pruebas para hincar y ensayar los modelos de pilotes.

La reconstitución se inició a partir de una suspensión arcillosa muy diluida formada con agua marina y muestras alteradas de arcilla recuperadas del lecho marino de la Sonda de Campeche, la cual se vertió en el gran odómetro instrumentado e interconectado con dos extensiones cilíndricas, que en conjunto formaron un gran cilindro con altura de 2.8 m para contener el volumen inicial de la suspensión. Dicha suspensión se sometió inicialmente a un proceso de floculación-sedimentación y consolidación por peso propio, y posteriormente se le aplicaron presiones controladas crecientes. Las extensiones cilíndricas se retiraron conforme el suelo redujo su altura, hasta quedar finalmente contenido en el odómetro.

En la figura 1.4 se muestran las dimensiones generales del odómetro ensamblado con sus extensiones así como un esquema del proceso secuencial de formación de la muestra, en donde se aprecian las diferentes etapas y maniobras de retiro de extensiones y aplicación de carga externa. Todo el proceso se explica con detalle en el capítulo 2. Una vez concluidos los procesos de sedimentación y consolidación por peso propio y bajo presión externa, se obtuvo un gran espécimen de suelo arcilloso marino homogéneo, con altura de 85 cm. Este suelo constituye el medio para hincar los pequeños modelos de pilote instrumentados en hasta 37 posiciones y ensayarlos con un programa experimental bien definido.

1.1.1 Descripción del experimento de laboratorio con modelos físicos de pilotes hincados en arcilla marina reconstituida

El programa experimental atiende a los objetivos generales de la investigación sobre el comportamiento de plataformas marinas. En otra tesis de grado relacionada con esta investigación y actualmente en desarrollo, se presenta la definición del programa experimental y los resultados de los primeros ensayos (Cruz, 2002). La descripción detallada del diseño y construcción del modelo de pilote y de su instrumentación, así como el comportamiento de éste en ensayos preliminares, ha sido motivo de otro trabajo de tesis desarrollado en forma paralela a éste (Luna, 2002).

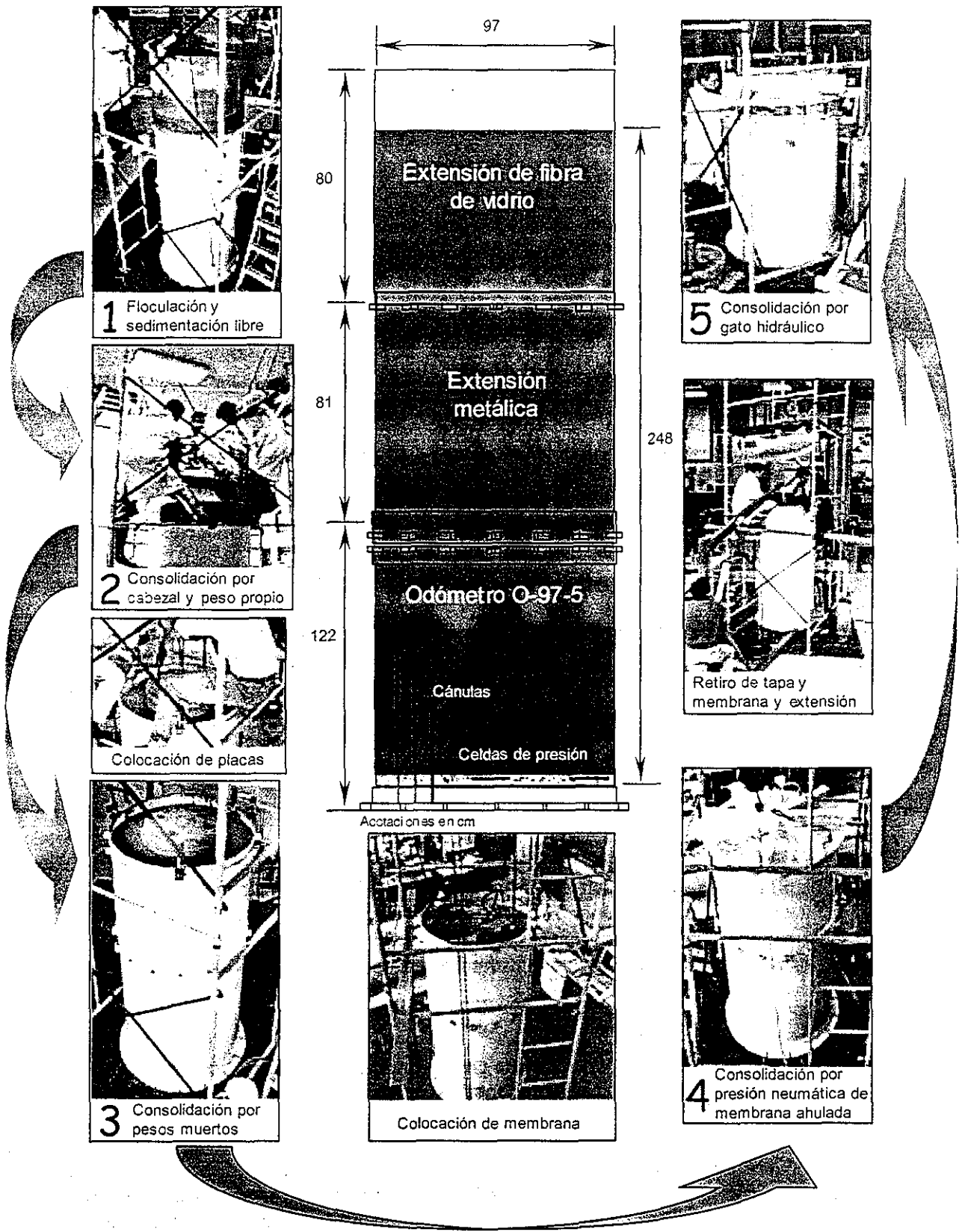


Figura 1.4 Esquema del proceso de reconstitución

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

En la figura 1.5 se muestra un esquema general del experimento, en donde se reconocen los siguientes elementos: el odómetro instrumentado O-97-5 conteniendo al suelo arcilloso reconstituido, un modelo de pilote instrumentado, el sistema automático de adquisición de datos para la instrumentación y el sistema automático de aplicación de cargas axiales y laterales para el modelo de pilote.

Se reconoce que en este experimento no se cumplen las leyes de análisis dimensional y similitud entre el prototipo y modelo del experimento de laboratorio; sin embargo, dadas las dimensiones del medio arcilloso donde se hincarán los pequeños pilotes, se puede considerar como un pequeño prototipo para establecer patrones de comportamientos aún cualitativos. Para poner en evidencia el efecto del nivel de esfuerzo vertical a que está sujeto el suelo alrededor de los pilotes, se tiene prevista la aplicación de presión externa sobre la superficie del suelo; de esta manera se estarán ensayando tramos de pilotes equivalentes a diferentes profundidades.

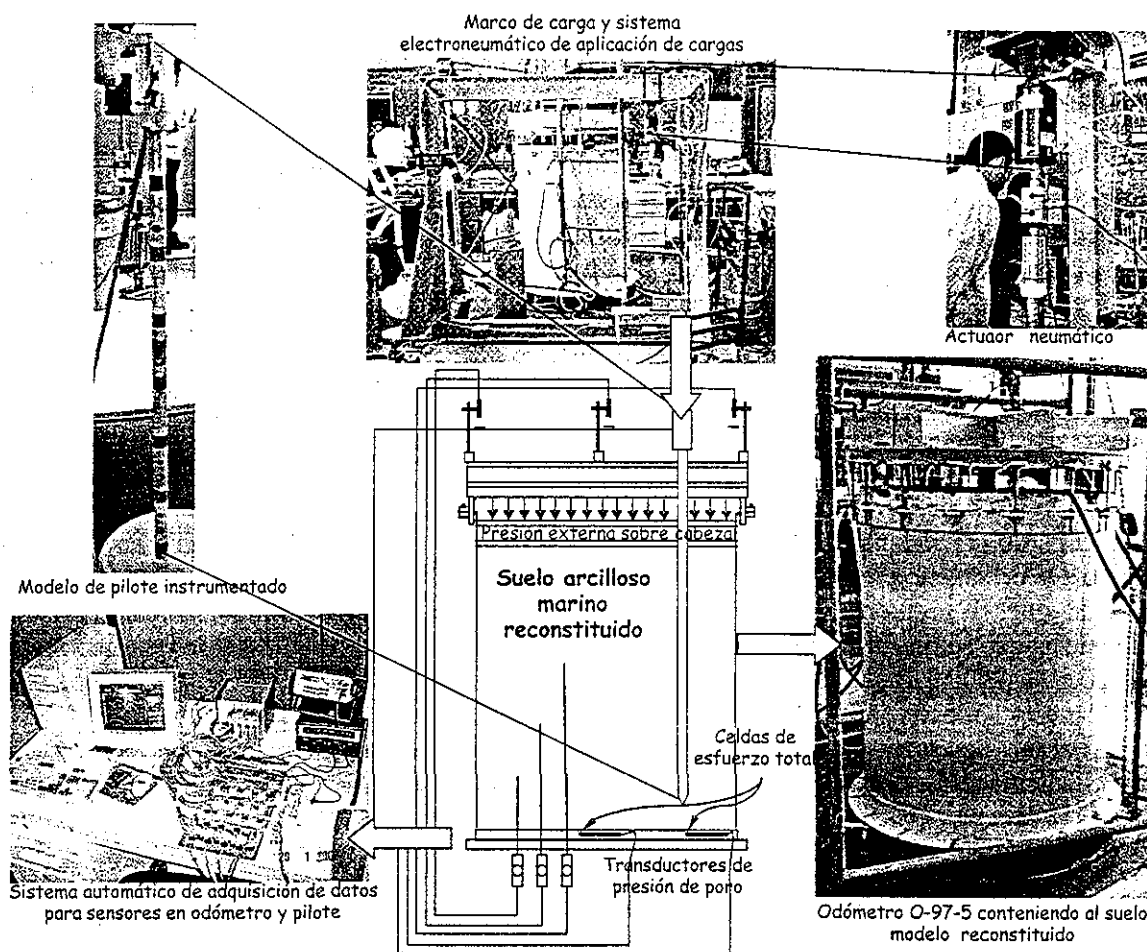


Figura 1.5 Esquema del experimento con modelos de pilotes

En lo que sigue, se presenta el panorama general de los trabajos reportados en la literatura internacional que refieren la reconstitución de muestras de arcilla en odómetros o cámaras de calibración de grandes dimensiones; algunos de los conceptos de estos experimentos y las experiencias reportadas sirvieron de base para el diseño del odómetro O-97-5, el cual se presenta con detalle en el capítulo 2.

1.2 TRABAJOS PREVIOS DE RECONSTITUCIÓN DE SUELOS ARCILLOSOS EN CÁMARAS DE CALIBRACIÓN DE GRANDES DIMENSIONES

Las investigaciones sobre el comportamiento de diversos modelos geotécnicos a escala, como las efectuadas en pilotes y otro tipo de cimentaciones, requiere de muestras homogéneas de grandes dimensiones que sirvan como medio de ensaye dentro de una celda o foso de pruebas para, por una parte, minimizar los efectos de frontera y por otra poder establecer comparaciones entre ensayes. Dada la imposibilidad de obtener muestras inalteradas tan grandes de los depósitos naturales, algunos investigadores han recurrido al uso de muestras reconstituidas artificialmente en el laboratorio.

La formación artificial de muestras inalteradas de suelo, tiene además otras aplicaciones en las actividades de investigación básica e incluso en la práctica profesional y así se han utilizado desde hace décadas: en un suelo reconstituido se conoce su estado de esfuerzos y la historia de cargas aplicadas, por lo que existe certidumbre en la homogeneidad de sus propiedades índice y mecánicas; además, pueden crearse especímenes reproducibles, idóneos para los estudios de calibración de equipos geotécnicos o para la comparación de resultados entre diferentes técnicas de ensaye en laboratorio.

En los últimos 25 años, se han reconstituido muestras arenosas de gran tamaño que se han utilizado como medio dentro de una cámara u odómetro para calibrar diversos equipos geotécnicos de medición *in situ*, tales como el cono eléctrico y el presiómetro (Veismanis, 1974; Chapman, 1974; Laier *et al.*, 1975; Parkin *et al.*, 1980; Villet, 1981; Belloti *et al.*, 1982; Sweeney y Clough, 1990, entre otros). Los diseños de las cámaras varían en complejidad y dimensiones, encontrándose desde los que simplemente funcionan como un gran recipiente para contener la masa de suelo, hasta aquéllas que cuentan con una instrumentación profusa e incluso con condiciones de frontera y de esfuerzo controlables. La tendencia moderna en el diseño de odómetros para reconstitución de muestras inalteradas apunta hacia este último tipo.

A diferencia de las cámaras de calibración para formar suelos arenosos, el uso de los odómetros de grandes dimensiones para preparar especímenes inalterados de arcilla no es común, debido a la dificultad que existe en la preparación y el manejo de los grandes volúmenes iniciales de material que se requieren, así como a los dilatados tiempos de consolidación. Las primeras referencias que se tienen sobre una cámara para formación de suelos arcillosos tienen poco más de una década (Huang *et al.*, 1988; Penumadu y Chameau, 1998) y pocos diseños le han sucedido (McManus y Kulhawy, 1991; Anderson *et al.*, 1991; Jaime *et al.*, 1991; Voyiadjis *et al.*, 1993; Win *et al.*, 1999). Todos los diseños se basan en el concepto de consolidar de inicio un lodo arcilloso bajo condiciones K_0 , generalmente con contenido inicial de agua de 1.5 a 2.0 veces el límite líquido (Krizek y Sheeran, 1970), para posteriormente reconsolidar la muestra anisotrópicamente y realizar los ensayes en una cámara con condiciones de frontera y de esfuerzos controlables.

Uno de los rasgos significativos de las cámaras modernas para reconstituir suelos es la capacidad de controlar las condiciones de frontera durante los ensayes, tanto en esfuerzos como en deformaciones; en general, se refieren en la literatura cuatro condiciones de frontera: CF1, esfuerzos vertical y lateral constantes; CF2, deformaciones vertical y lateral nulas; CF3, esfuerzo vertical constante y deformación lateral nula; CF4, deformación vertical nula y esfuerzo lateral constante. Las cámaras de calibración llamadas de pared flexible pueden aplicar las cuatro condiciones de frontera, mientras que las de pared rígida sólo controlan las condiciones CF2 y CF3. En lo que sigue, se presentan de manera sucinta las experiencias reportadas en la literatura y conocidas por el autor, donde se reconstituyeron suelos arcillosos en cámaras de calibración u odómetros de grandes dimensiones (tabla 1.1); se destacan las ventajas y las eventuales desventajas de cada una de ellas.

Tabla 1.1 Resumen de cámaras u odómetros para reconstitución de suelos arcillosos

Institución y referencia	Uso	Pared	Tipo de suelo	Diámetro altura, en m	w inicial de suspensión	Condiciones de frontera	Tiempo de formación
Universidad de Purdue, (Huang <i>et al.</i> , 1988; Penumadu y Chameau, 1998)	Calibración de presiómetro	Flexible	Caolín $w_L=63\%$	0.2 0.36	$2.5w_L$	CF1, CF2, CF3 y CF4 Presión máxima 690 kPa	3 semanas
Universidad de Sheffield, (Anderson <i>et al.</i> , 1991)	Calibración de equipos <i>in situ</i>	Flexible	Caolín $w_L=72\%$	0.5 1.0	$1.5w_L$	CF1, CF2, CF3 y CF4 Presión máxima 1500 kPa	8 a 9 semanas
Instituto de Ingeniería, UNAM, (Jaime <i>et al.</i> , 1991)	Ensayes con modelos de pilotes	Rígida	Arcilloso Lacustre $200 < w_L < 500\%$	1.1 0.9	650%	CF2 y CF3 Presión máxima 0.5 kg/cm ²	5 meses
Universidad de Cornell, (McManus y Kulhawy, 1991, 1993)	Ensayes con modelos de cimentaciones	Rígida	Cornell clay (caolín y sílice) $w_L=33\%$	1.4 2.1	$2w_L$	CF2 y CF3 Presión máxima 110 kPa	3 meses
Universidad de Louisiana, (Voyiadjis <i>et al.</i> , 1993)	Ensayes de equipos <i>in situ</i> , modelos de cimentación y de anclas	Flexible	Caolín y arena $20 < w_L < 30\%$	0.52 0.81	$2w_L$	CF1, CF2, CF3 y CF4 Presión máxima 1440 kPa	8 semanas
Universidad de California, Berkeley (Meymand, 1998)	Ensayes con modelos de pilotes	Flexible anillos rígidos	Caolín, bentonita, ceniza $w_L=115\%$	2.29 2.13	100%	Libre desplazamiento lateral	3 semanas
Universidad Tecnológica de Nanyang, (Win <i>et al.</i> , 1999)	Estudio de diferentes tipos de drenes	Rígida	Arcilloso	1.0	132%	Presión máxima 700 kPa	-

1.2.1 Cámara de calibración en suelos cohesivos de la Universidad de Purdue

En la Universidad de Purdue, Indianápolis, se desarrolló una cámara para reconstituir muestras inalteradas de arcilla a partir de la consolidación de un lodo arcilloso (Huang *et al.*, 1988). Las muestras reconstituidas, con dimensiones de 0.20 m de diámetro por 0.36 m de altura, se utilizaron para realizar un extenso programa de investigación con presiómetros a escala. El equipo para la reconstitución está formado por un consolidómetro para lodo de pared rígida, una cámara de calibración de doble pared flexible, un pistón neumático, la instrumentación y el sistema de adquisición de datos. Recientemente se realizaron algunas mejoras, destacando un sistema electroneumático de aplicación de carga totalmente automático (Penumadu y Chameau, 1998).

La reconstitución se lleva a cabo en dos etapas: primero se consolida el lodo arcilloso en el consolidómetro de lodo (fig. 1.6a), el cual consiste en un cilindro rígido de lucita con diámetro interior de 0.20 m seccionado en dos tramos que se unen herméticamente; la sección inferior tiene la longitud del espécimen reconstituido, es decir, 0.36 m, y tiene una membrana interior que almacena a la muestra. Antes del depósito del lodo en el consolidómetro, se conectan al plato base seis piezómetros miniatura formados con agujas hipodérmicas que se extienden 16 cm en el interior del lodo, así como el presiómetro a escala. El cilindro ensamblado es capaz de almacenar el lodo arcilloso con una altura inicial máxima de 0.80 m. La consolidación en esta etapa se realiza unidimensionalmente, bajo condiciones K_0 , mediante el pistón que comprime a la muestra por la parte superior debido a la presión neumática que sobre éste actúa. El lodo se consolida con una presión vertical constante de 207 kPa (2.1 kg/cm²) durante dos semanas aproximadamente (drenaje por ambas caras), al término de las cuales queda completamente dentro de la membrana en el compartimiento inferior.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

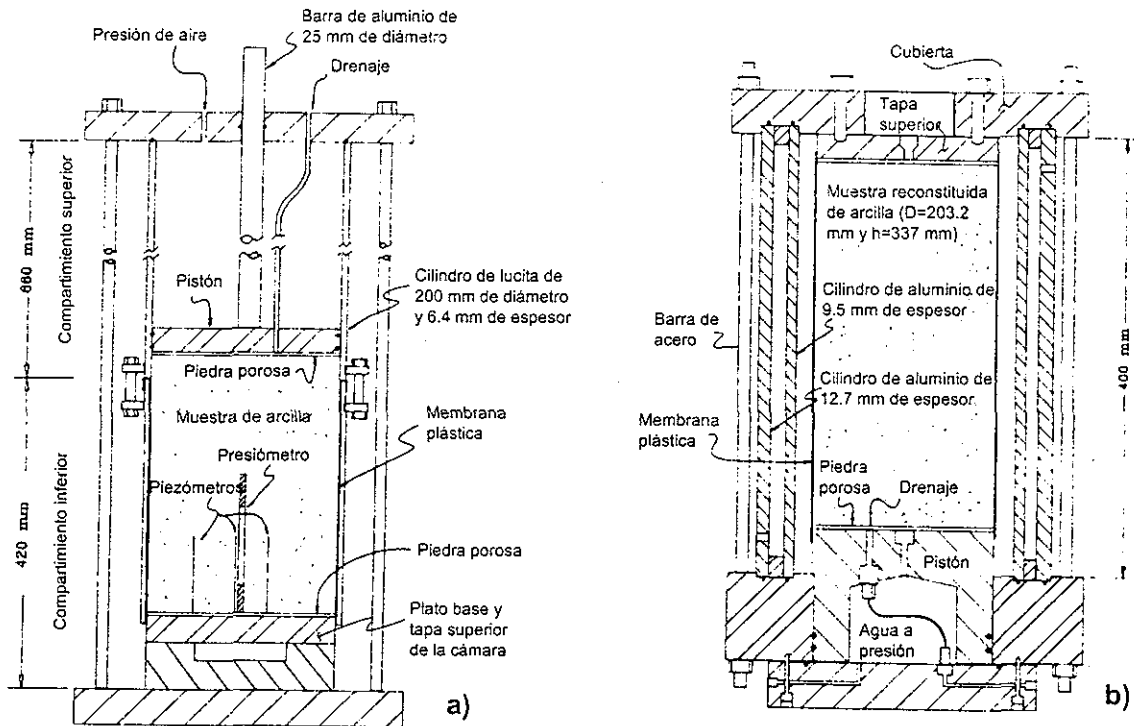


Figura 1.6 Consolidómetro de lodo y cámara de calibración de la Universidad de Purdue (Huang et al., 1988, Penumadu y Chameau, 1988)

Una vez consolidado el lodo se traslada dentro la membrana a la cámara de calibración, donde se aplica la segunda fase de consolidación. El plato base del consolidómetro que sostiene a la muestra es ahora la tapa superior de la cámara, y los piezómetros así como el presiómetro quedan embebidos en la masa de suelo previamente consolidada bajo condiciones K_0 . La cámara está formada por una doble camisa flexible de aluminio (fig. 1.6b); el espacio que éstas forman, así como el que existe entre la muestra y la camisa interior se llena con agua desaerada; ambos extremos de la cámara cuentan con drenaje de piedras porosas y se encuentran aislados de la celda para controlar en forma independiente las presiones verticales y laterales. La presión lateral se controla mediante el sistema electroneumático automatizado. La presión vertical se aplica mediante un pistón del mismo diámetro que aquél de la muestra, ubicado en la parte inferior de la cámara. Para la consolidación en esta etapa, se aplicó una presión vertical máxima de 276 kPa (2.78 kg/cm²) sin permitir deformación lateral, lo cual se logró equilibrando las presiones entre el interior y el exterior de la cámara. Con este arreglo, se pueden realizar cuatro tipos de ensayos combinando condiciones de esfuerzo y deformación controlables en las fronteras.

La cámara de calibración de la Universidad de Purdue para reconstituir muestras inalteradas de suelos arcillosos caoliníticos, se basa en el principio de consolidación en dos etapas: consolidación unidimensional de un lodo arcilloso con contenido de agua igual a $2.5w_L$ y reconsolidación en una cámara triaxial. Por una parte, las dimensiones reducidas de la muestra representan ventajas ya que se logran especímenes homogéneos en tiempos relativamente cortos y se facilitan tanto las maniobras como el proceso mismo de reconstitución; sin embargo, los ensayos de calibración en este tipo de especímenes son necesariamente limitados por el tamaño reducido de las muestras reconstituídas.

NO SE DEBE
REPRODUCIR SIN ASESORÍA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1.2.2 Cámara para calibración de equipos de campo en suelos cohesivos de la Universidad de Sheffield

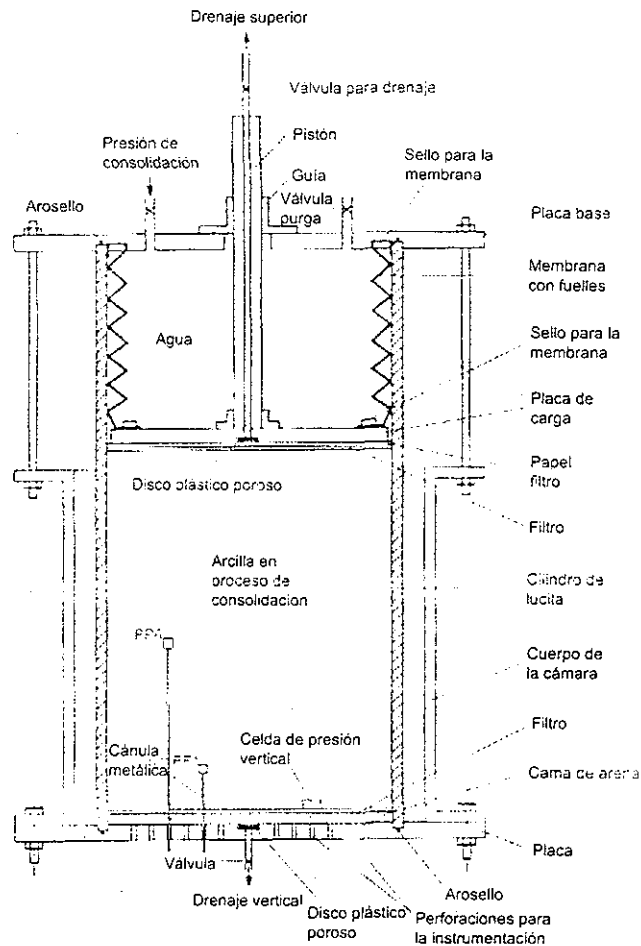
En la Universidad de Sheffield, Inglaterra, se diseñó y construyó una cámara de calibración de grandes dimensiones para reconstituir muestras homogéneas de arcilla en donde se realizaron ensayos de presiómetro a escala natural (Anderson *et al.*, 1991). Se trata de una celda para formar muestras con diámetro del orden de medio metro y altura de hasta un metro, diseñada para consolidar un lodo arcilloso bajo condiciones K_0 , para después, dentro de la misma celda, aplicar independientemente presiones laterales y horizontales. El cuerpo de la cámara, que inicialmente funciona como un gran consolidómetro, está formado por un cilindro de lucita de 2.3 cm de espesor, diámetro interior de 0.785 m y altura de 1.7 m, capaz de soportar presiones de hasta 700 kPa (7.13 kg/cm²). Una sección transversal del consolidómetro se muestra en la figura 1.7.

El proceso de reconstitución es el siguiente: se realiza el mezclado de caolín y agua desaerada y destilada alcanzando un contenido de agua igual a 1.5 veces el w_L ; por medio de bombeo se coloca el lodo arcilloso dentro del cilindro de lucita con manguera ahogada en agua para evitar el entrapamiento de burbujas de aire. La consolidación unidimensional se realiza mediante la aplicación de presión hidráulica a una membrana con fuelles ubicada en la parte superior del tanque, que mueve un cabezal o placa de acero de 2 cm de espesor; el cabezal comprime a la muestra que drena por ambas caras. Un pistón guiado se conecta al cabezal para evitar la inclinación de éste, al mismo tiempo que sirve para monitorear la deformación del lodo. En esta etapa, el lodo se consolida con 70 kPa (0.71 kg/cm²) durante tres días y después con una presión de 280 kPa (2.85 kg/cm²) durante 6 ó 7 semanas.

Una vez consolidado el lodo se retira el cilindro de lucita, quedando la muestra cubierta con una membrana flexible, previamente colocada, dentro de la cámara de calibración, en donde se somete a un proceso de consolidación anisotrópica (fig. 1.8). El esfuerzo horizontal se aplica por medio de presión hidráulica hasta un máximo de 1500 kPa (15 kg/cm²). La presión vertical se aplica también con presión hidráulica a través de una membrana en la parte superior. La reconsolidación anisotrópica en la cámara consume aproximadamente 2 semanas.

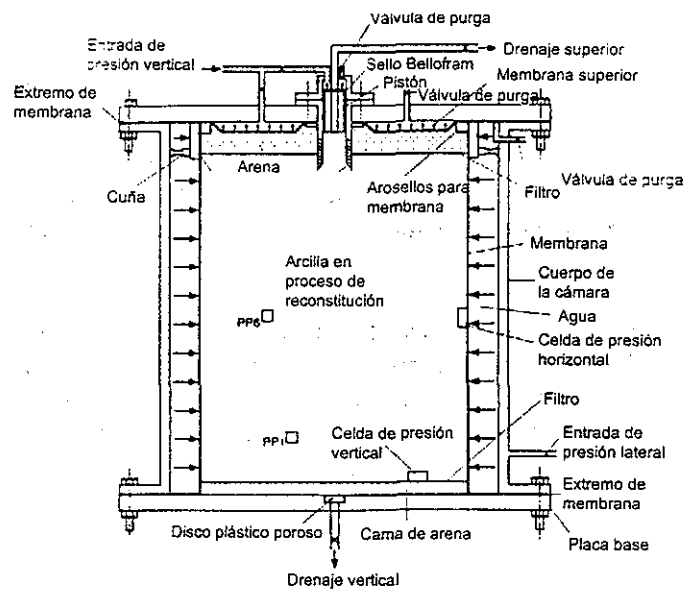
El interior de la cámara está profusamente instrumentado con transductores de presión de poro miniatura en doce posiciones, con celdas de presión para registrar la presión total en la base y en la pared de la cámara, así como con transductores de desplazamiento para monitorear las deformaciones. Tanto los transductores de presión de poro como las celdas de presión se colocan previamente al vaciado del lodo en el consolidómetro. Con el objeto de verificar la homogeneidad de la muestra, los autores realizaron ensayos triaxiales y de veleta y tomaron contenidos de agua en diversos puntos de un espécimen reconstituido, de donde se reconocieron propiedades índice y mecánicas prácticamente iguales.

De lo anterior, se deduce que la cámara de calibración de la Universidad de Sheffield, produce muestras de arcilla caolinítica homogéneas de grandes dimensiones para ensayar diversos equipos de medición *in situ*; las muestras se elaboran en un periodo de 8 semanas y son aceptablemente reproducibles. El diseño de la cámara es complejo y está profusamente instrumentado.



PP Transductor depresión de poro

Figura 1.7 Consolidómetro de la Universidad de Sheffield (Anderson et al., 1991)



PP Transductor depresión de poro

Figura 1.8 Cámara de calibración de la Universidad de Sheffield (Anderson et al., 1991)

1.2.3 Consolidómetro del Instituto de Ingeniería de la UNAM

En el Instituto de Ingeniería de la UNAM, se realizó un estudio sobre el comportamiento de pilotes de fricción que incluía un programa experimental de ensayos de grupos de pilotes a escala bajo cargas estáticas y dinámicas, hincados en arcilla blanda (Jaime *et al.*, 1991). Para ello se reconstituyó una gran muestra de arcilla de la zona del Lago de Texcoco en un odómetro de pared rígida de grandes dimensiones. El odómetro se construyó de acero estructural con diámetro de 1.1 m y altura de 1.8 m, con base y tapa herméticas y salida de drenaje por ambas caras. El consolidómetro está partido transversalmente a la mitad. Cuenta con una extensión metálica que se une al cuerpo del consolidómetro por medio de 8 conectores tipo oreja que aseguran la hermeticidad entre ellos (fig. 1.9). La tapa también es desmontable y se une a la extensión o al propio consolidómetro por medio de conectores.

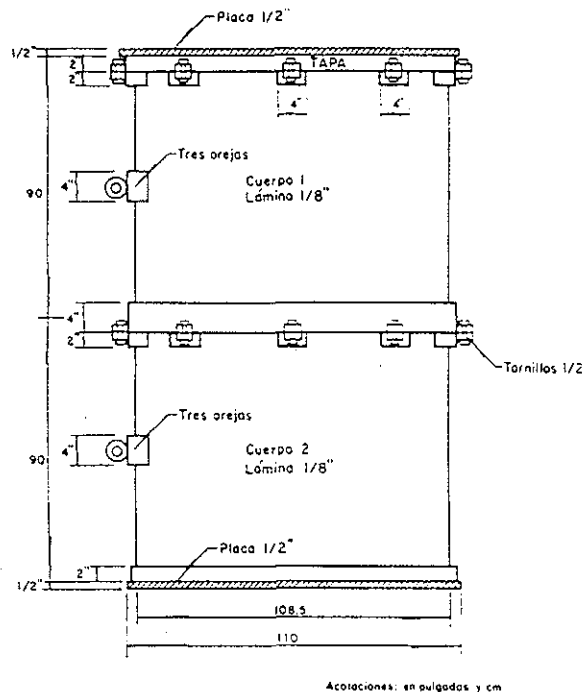


Figura 1.9 Esquema del consolidómetro del Instituto de Ingeniería (Jaime *et al.*, 1991)

La elaboración de la muestra reconstituida se realizó en varias etapas: mezclado de arcilla y agua hasta lograr un lodo homogéneo con contenido de agua de 650%, depósito del lodo en el tanque formado por el consolidómetro y su extensión hasta llenarlo casi por completo, floculación, sedimentación y consolidación por peso propio durante 4 semanas y finalmente consolidación unidimensional por presión externa. La presión neumática externa se aplicó a través de una membrana de hule inflada a presión colocada directamente sobre el suelo arcilloso y reaccionando contra las paredes y tapa del consolidómetro. Los incrementos de presión fueron graduales hasta alcanzar un valor de 0.35 kg/cm^2 , consolidándose así en cada etapa. Los procesos anteriores consumieron 5 meses aproximadamente, obteniendo un espécimen inalterado de arcilla blanda con altura de casi 90 cm.

A diferencia de los procesos de reconstitución anteriormente presentados, en este se permitió la libre sedimentación y consolidación por peso propio durante algún tiempo, tal y como ocurre en

la generación de suelos lacustres o marinos. Por otra parte, el diseño de este odómetro gigante era muy sencillo, aunque también muy limitado ya que carecía de instrumentación. El sistema de aplicación de la presión a través de la membrana actuando directamente sobre el suelo resultó inconveniente, ya que la superficie de la muestra adoptó la forma de un casquete semiesférico, con un diferencial de 15 cm aproximadamente entre el centro y la orilla, lo cual redundó en una muestra heterogénea al contar con mayores relaciones de vacíos en la periferia que en el centro.

1.2.4 Suelo cohesivo de grandes dimensiones de la Universidad de Cornell para ensayar modelos de cimentaciones o calibrar equipos de medición *in situ*

En la Universidad de Cornell, Nueva York, se realizó una investigación para encontrar un material arcilloso que pudiera emplearse para formar muestras homogéneas a partir de la consolidación de un lodo en odómetros de grandes dimensiones (McManus y Kulhawy, 1991). El objetivo del estudio fue proporcionar a los investigadores un método práctico para elaborar grandes muestras arcillosas homogéneas y reproducibles para estudios de cimentaciones modelo y calibración de equipos de medición *in situ*. El material buscado debería cumplir con una baja permeabilidad, tiempos de consolidación razonables y compresibilidad media; todo ello con el ánimo de simplificar tanto los tiempos de reconstitución como el diseño y la operación de los odómetros. Como resultado de esta investigación, se obtuvo la "arcilla Cornell", formada a base de caolín y arena sílica muy fina, con la que se han reproducido especímenes de hasta 1.3 m de diámetro y 2.1 m de altura (McManus y Kulhawy, 1993). Los especímenes se reproducen en forma sistemática mediante procesos en serie (fig. 1.10).

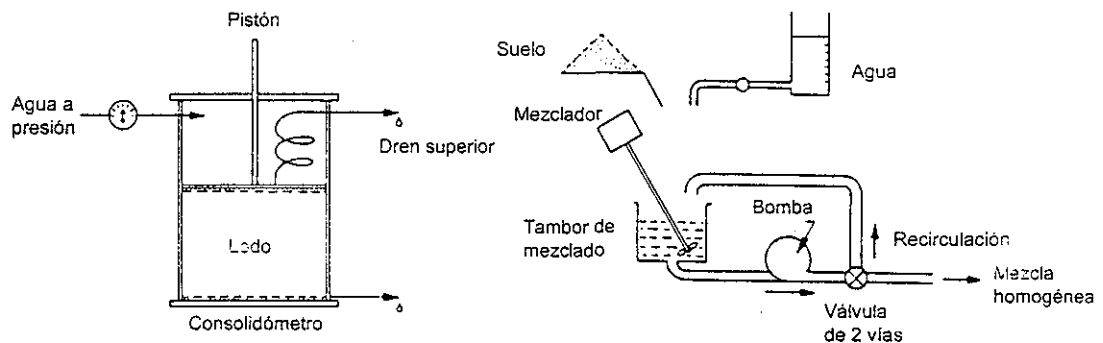
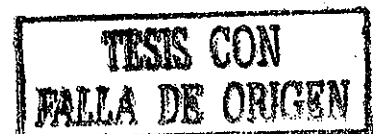
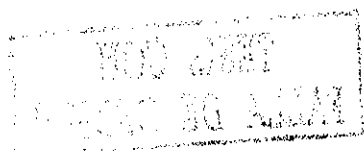
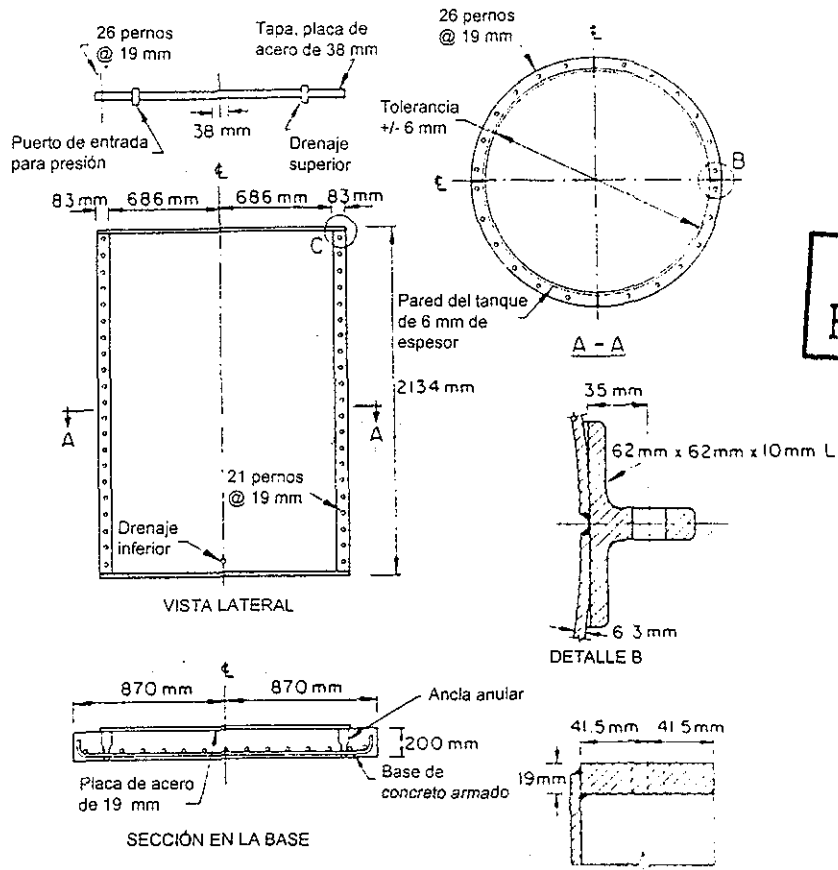


Figura 1.10 Esquema de los procesos de dosificación, mezclado y consolidación para reproducir muestras homogéneas

Para la consolidación del lodo arcilloso "Cornell" se construyeron dos consolidómetros de pared rígida, con 0.6 m de diámetro y 1.2 m de altura y un consolidómetro gigante también de pared rígida de 1.4 m de diámetro y 2.13 m de altura. La pared de los tanques, así como la base y la tapa son de acero templado; las paredes interiores fueron cubiertas con un material de teflón y un barniz epóxico para tener una sección perfectamente circular además de un bajo coeficiente de fricción. Los tres tanques son del tipo media caña para facilitar la disección del espécimen una vez concluido el programa experimental. En la figura 1.11 se muestra un esquema del consolidómetro gigante. Los consolidómetros cuentan con transductores para registrar el desplazamiento del cabezal y la presión de poro en tres puntos en el interior de la masa de suelo. La carga de consolidación se aplica por medio de un pistón invertido que recibe presión hidráulica en su parte superior; el pistón tiene un sello perimetral que evita el contacto entre el agua a presión y la muestra de arcilla.





TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 1.11 Esquema del consolidómetro gigante de la Universidad de Cornell (McManus y Kulhawy, 1991)

A diferencia de otros procedimientos para elaborar las muestras reconstituídas, la consolidación del lodo en estos consolidómetros se realiza por capas de acuerdo con lo siguiente: se prepara la mezcla de la arcilla Cornell mediante un equipo de mezclado (fig. 1.10) diseñado *ex profeso* hasta alcanzar una humedad igual al doble del límite líquido; esta mezcla se deposita por bombeo dentro del tanque, formando así la primera capa de lodo; se coloca el filtro superior, el pistón y la tapa, se aplica la presión hidráulica progresivamente hasta alcanzar una magnitud de 110 kN/m² (1.12 kg/cm²) en 12 hr aproximadamente y se consolida hasta reducir el contenido de agua al w_L . Posteriormente se desmonta la tapa y el pistón y se repiten los pasos anteriores con dos capas más. Todo el proceso de reconstitución para los depósitos de tamaño medio consumió un mes aproximadamente, mientras que para el depósito gigante consumió tres meses.

Los consolidómetros de grandes dimensiones de la Universidad de Cornell y el equipo adicional para mezclado y maniobras constituye una "fabrica" de muestras arcillosas, ya que las características de la arcilla "Cornell" a base de caolín aunado al proceso de consolidación por capas reducen significativamente los tiempos de elaboración. Debe decirse que este método ocasiona que los contenidos de agua de la primera y segunda capa sean ligeramente menores que los de la última debido al efecto de la consolidación secundaria actuante durante mayor tiempo en las capas inferiores. Estas muestras arcillosas son quizá las de mayores dimensiones que se hayan reconstituido.

1.2.5 Cámara de calibración de la Universidad Estatal de Louisiana

En la Universidad Estatal de Louisiana, se diseñó y construyó una cámara para reconstituir muestras inalteradas de arcilla caolínica de grandes dimensiones a partir de la consolidación unidimensional de un lodo arcilloso y la posterior reconsolidación en una cámara triaxial o cámara de calibración (Voyiadjis *et al.*, 1993); las muestras reconstituidas se utilizan para calibrar equipos de medición *in situ*, así como para ensayar modelos a escala de cimentaciones y modelos de anclas.

Un esquema del consolidómetro de lodo se muestra en la figura 1.12. Está conformado por dos tubos de PVC de 0.81 m de longitud, 0.52 m de diámetro y 1.5 cm de espesor, que se embonan para formar un gran cilindro de 1.62 m de altura. El tubo inferior está provisto interiormente de una membrana de 1.59 mm de espesor para contener a la muestra consolidada y es del tipo media caña para desensamblarse una vez que se ha consolidado el lodo en su etapa inicial y evitar perturbaciones de la muestra al trasladarla a la cámara de calibración; el tubo superior embonado al inferior sirve para almacenar la columna de lodo inicial. Ambos tubos están unidos y sellados mediante un marco rígido de acero que los fija a la placa base por medio de varillas de acero.

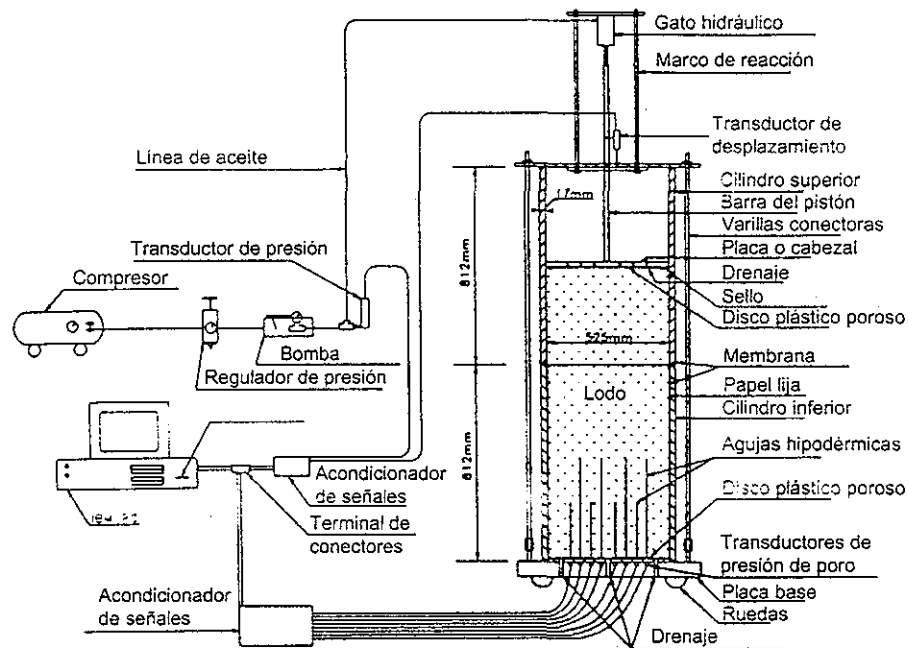


Figura 1.12 Consolidómetro de la Universidad de Louisiana (Voyiadjis *et al.*, 1993)

La placa base del consolidómetro está hecha de aluminio con un diámetro de 0.52 m y espesor de 2.5 cm; tiene perforaciones para permitir el drenaje durante la consolidación, así como para aplicar contrapresión y para colocar ocho conductos hipodérmicos de acero que conectan con el mismo número de transductores de presión de poro externos con los que se registra la presión de poro a dos alturas diferentes y en diferentes zonas.

La presión vertical se aplica por medio de un pistón colocado en la parte superior que reacciona contra el marco de acero y empuja un cabezal de aluminio con perforaciones que comprime a la muestra mientras permite el drenaje; el pistón está conectado a un sistema automático de regulación de presión que mantiene constante el esfuerzo. La consolidación del lodo se efectúa

con una presión vertical constante de 138 kPa (1.41 kg/cm²) durante aproximadamente 5 semanas, tiempo en el cual el lodo consolidado adquiere la consistencia de un suelo suave. Un sistema automático de adquisición de datos monitorea la presión de poro, el esfuerzo aplicado y la deformación durante todo el proceso. Al término de la consolidación unidimensional, la muestra dentro de la membrana se traslada a la cámara de calibración; un esquema de ésta se muestra en la figura 1.13. Se trata de una cámara con doble camisa para alojar muestras de 0.52 m de diámetro y 0.81 m de altura, las que se reconsolidan con condiciones de esfuerzo o deformación controlables.

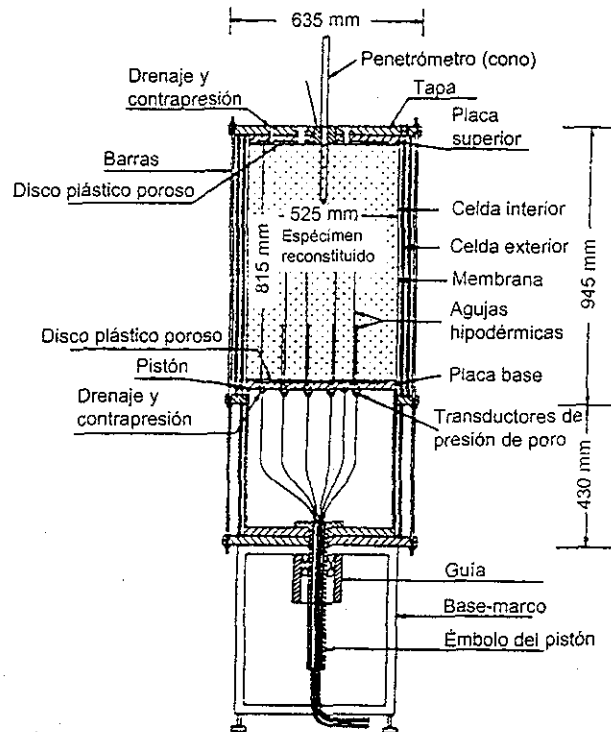
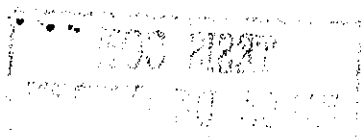


Figura 1.13 Cámara de calibración de la Universidad de Louisiana (Voyadjis et al., 1993)

Las camisas son cilindros de acero con diámetros interiores de 0.56 m y 0.58 m respectivamente y espesor de 0.63 cm. El espacio que existe entre las camisas así como el que existe entre la camisa interior y la membrana están completamente llenos con agua para aplicar la presión lateral a la muestra. El plato base es el mismo que el del consolidómetro; el plato superior también es de aluminio con diámetro de 0.525 m y espesor de 3.8 cm, cuenta con perforaciones para realizar los ensayos de cono en tres sitios. La membrana que cubre a la muestra se une y sella a los platos por medio de cuatro arosellos.

La presión vertical se aplica en la parte inferior de la muestra por medio de un pistón hidráulico de 0.525 m de diámetro que empuja a la placa base y esta a su vez comprime a la muestra. La muestra reacciona contra la tapa de la cámara que está unida a la celda del pistón por medio de 12 espárragos o barras de acero, formando así el marco de reacción autosustentable; éste también se utiliza para hincar el cono durante los ensayos de calibración. Durante la reconsolidación, se aplica una presión isotrópica de 207 kPa (2.11 kg/cm²) que después se reduce a 41.4 kPa (0.42 kg/cm²). Las presiones verticales y laterales se controlan independientemente por medio de un sistema automatizado. La cámara está diseñada para soportar una presión máxima de 1440 kPa (14.68 kg/cm²). El tiempo de formación de la muestra es de 8 semanas aproximadamente.



Esta es una de las cámaras más completas y automatizadas que reproducen muestras homogéneas de arcilla caolinítica de grandes dimensiones, con condiciones de esfuerzo y deformación controlables; además, cuenta con un sistema de grúas viajeras de 2 t para realizar las maniobras de depósito del lodo y de traslado de la muestra a la cámara de calibración.

1.2.6 Cámara de la Universidad de California, Berkeley

En la Universidad de California, en Berkeley, se realizó un extenso programa de ensayos con pilotes a escala hincados en arcilla blanda sujetos a carga dinámica sobre una mesa vibradora (Meymand, 1998). Para ello, se requería de un gran cilindro contenedor de la masa de suelo arcilloso que debía cumplir con las siguientes condiciones: gran tamaño para minimizar los efectos de frontera, deformaciones laterales libres por cortante para simular así una columna de suelo vibrante y cierta rigidez radial para evitar el abultamiento del suelo durante los ensayos en la mesa vibradora.

Así pues, se diseñó un gran cilindro de 2.29 m de diámetro y 2.13 m de altura, construido con una membrana de neopreno de $\frac{1}{4}$ " de espesor, cubierta con anillos o bandas rígidas Kevlar de 2" de ancho en toda la altura espaciadas 2" una de otra. La base del contenedor es de acero con espesor de $\frac{5}{8}$ " y un anillo superior también de acero del mismo espesor. La placa base está cubierta interiormente de gravas angulosas fijas a la base para evitar que el suelo arcilloso "patine" en esta superficie. El anillo metálico superior y la base están unidos mediante barras con juntas universales que permiten libertad de movimiento a la columna de suelo durante los ensayos. En la figura 1.14 se muestra una vista del gran contenedor colocado sobre la mesa vibradora.

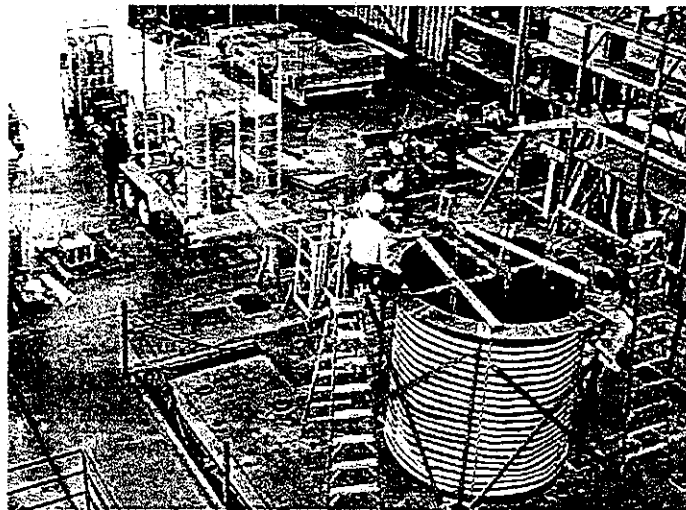


Figura 1.14 Vista del contenedor sobre la mesa vibradora; atrás, el equipo de bombeo (Meymand, 1998)

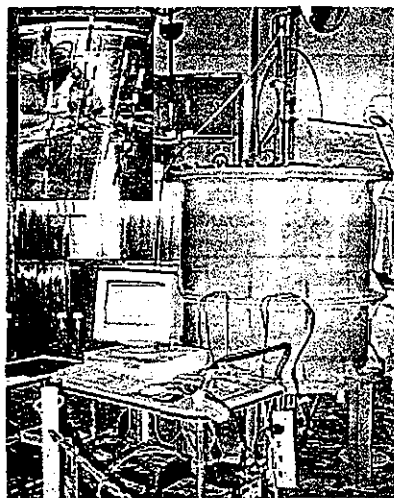
El contenedor se llenó con una mezcla de caolín, bentonita, ceniza de óxido de calcio y agua, con $w=100\%$, que pretende simular un suelo arcilloso prototipo de la Bahía de San Francisco; esto es, con ciertas características de peso volumétrico, resistencia no drenada, respuesta esfuerzo-deformación, velocidad de onda de cortante y amortiguamiento. La mezcla resultó con alta tixotropía debido a la ceniza. El suelo se mezcló y bombeó al interior del gran contenedor con

manguera ahogada, mediante un sistema diseñado *ex profeso* para este proyecto. El tiempo de mezclado y bombeo para llenar el contenedor consumió alrededor de 3 semanas. Una vez terminado el vaciado, la mezcla se dejó "fraguar" durante 5 días antes de iniciar los ensayos con el objeto de alcanzar cierta resistencia; después de cada ensayo con los modelos de pilotes, se llenaron las perforaciones con el suelo modelo esperando igualmente 5 días para realizar el siguiente ensayo. La masa de suelo únicamente está instrumentada con acelerómetros. La opción de medir la presión de poro al interior fue descartada ya que todos los análisis de los pilotes se basan en pruebas no drenadas.

Aunque el gran contenedor de la Universidad de Berkeley no es propiamente un consolidómetro ya que el suelo arcilloso no se formó por procesos de consolidación, sino que se formó a partir de una mezcla de caolín, bentonita y un cementante de calcio que se dejó "fraguar" durante cierto tiempo, es importante presentarlo dadas sus enormes dimensiones y sus particulares condiciones de frontera.

1.2.7 Consolidómetro de grandes dimensiones en Nanyang

En la Universidad Tecnológica de Nanyang, Singapur, se construyó recientemente un odómetro de grandes dimensiones para investigar la consolidación de lodos arcillosos utilizando diferentes tipos de drenes verticales (Sharma, 1999). El odómetro está formado por tres elementos principales: el tanque de consolidación de pared rígida de 1 m de diámetro, un sistema automatizado para la instalación de drenes verticales y una profusa instrumentación para monitorear diferentes variables. Una vista del conjunto se muestra en la figura 1.15. La presión vertical de consolidación se aplica mediante un pistón neumático ubicado en la parte superior del odómetro con capacidad de hasta 700 kPa (7.13 kg/cm²). Los drenes verticales se instalan por medio de una máquina automatizada capaz de colocar drenes circulares de arena o drenes prefabricados de tubo PVC. La instrumentación la conforman numerosos transductores de presión de poro colocados dentro de la arcilla así como dentro de los drenes, celdas de carga para monitorear los cambios de presión vertical y horizontal, transductores de desplazamiento para monitorear los asentamientos y un sistema especialmente diseñado para registrar el volumen de agua drenado por la arcilla.



TESIS CON
VALIA DE ORIGEN

Figura 1.15 Vista del consolidómetro de la Universidad Tecnológica de Nanyang (Sharma, 1999).

TESIS CON
VALIA DE ORIGEN

Probablemente el consolidómetro de Singapur es uno de los más grandes que se han fabricado en el mundo. Su diámetro permite llevar a cabo ensayos de celda en arcillas de manera más realista al minimizar los efectos de frontera.

1.2.8 Compendio

De los siete experimentos de reconstitución de suelos arcillosos presentados, cinco se formaron a partir de suspensiones de caolín con agua, uno de arcilla lacustre con agua y otro de suelo arcilloso del que no se especifica su origen. El contenido de agua de las suspensiones aquí comentadas para reconstituir las muestras, varió de 1.5 a 2.5 w_L y hasta 650%. Tres de los procedimientos de reconstitución consistieron en consolidar el lodo inicialmente bajo condiciones K_0 y posteriormente reconsolidarlo anisotrópicamente en una cámara de pared flexible; dos muestras se formaron por la consolidación unidimensional del lodo (condiciones K_0), una de ellos por capas, en odómetros de pared rígida y una muestra se reconstituyó por procesos sucesivos de floculación, sedimentación, consolidación por peso propio y por carga externa. Los tiempos de reconstitución de las muestras variaron de 3 semanas a 5 meses para muestras con diámetro de 20 cm a 2.29 m y altura de 36 cm a 2.13 m.

Tabla 1.2 Ventajas y desventajas de las cámaras de reconstitución y procesos operativos

Institución y referencia	Uso	Pared	Diámetro altura, en m	Ventajas	Desventajas
Universidad de Purdue, (Huang <i>et al.</i> , 1988; Penumadu y Chameau, 1998)	Calibración de presiómetro	Flexible	0.2 0.36	Control de 4 condiciones de frontera Tiempo de reconstitución Operación simple	Dimensiones reducidas de muestra. Transporte de muestra
Universidad de Sheffield, (Anderson <i>et al.</i> , 1991)	Calibración de equipos <i>in situ</i>	Flexible	0.5 1.0	Control de 4 condiciones de frontera Tiempo de reconstitución Muestras de gran tamaño Profusa instrumentación	Operación compleja
Instituto de Ingeniería, UNAM, (Jaime <i>et al.</i> , 1991)	Ensayes con modelos de pilotes	Rígida	1.1 0.9	Operación simple Muestras de gran tamaño	Tiempo de reconstitución Aplicación de cargas deficiente Sin instrumentación
Universidad de Cornell, (McManus y Kulhawy, 1991, 1993)	Ensayes con modelos de cimentaciones	Rígida	1.4 2.1	Operación simple Muestras de gran tamaño Sistema de mezclado automatizado	Tiempo de reconstitución Drenaje solo superior Consolidación por capas
Universidad de Louisiana, (Voyiadjis <i>et al.</i> , 1993)	Ensayes de equipos <i>in situ</i> , modelos de cimentación y de anclas	Flexible	0.52 0.81	Control de 4 condiciones de frontera Tiempo de reconstitución Automatización de los proceso de aplicación de carga	Operación muy compleja Transporte de muestra
Universidad de California, Berkeley (Meymand, 1998)	Ensayes con modelos de pilotes	Flexible anillos rígidos	2.29 2.13	Libre movimiento lateral de la columna de suelo durante ensayos dinámicos	Uso solo como contenedor, sin posibilidad de aplicar cargas al suelo-
Universidad Tecnológica de Nanyang, (Win <i>et al.</i> , 1999)	Estudio de diferentes tipos de drenes	Rígida	1.0	Operación simple Muestras de gran tamaño Automatización de los proceso de aplicación de carga	

Los consolidómetros o cámaras que se emplearon para la reconstitución de las muestras se distinguen claramente entre sí por sus variados diseños. En general, se dividen en consolidómetros de pared flexible y de pared rígida; la desventaja de estos últimos es que para minimizar los efectos de frontera se necesitan muestras de gran tamaño, mientras que los primeros donde se tiene mayor automatización y control sobre las condiciones de frontera, resultan en diseños y operación

compleja. En la tabla 1.2 se presentan las ventajas y eventuales desventajas de cada uno de los siete consolidómetros o cámaras para reconstituir muestras arcillosas.

Cabe destacar que con excepción de la arcilla lacustre, en el resto de los experimentos aquí presentados no se utilizaron suelos naturales en la preparación de las mezclas, y menos arcilla marina, sólo se utilizó caolín ya fuera puro o en combinación con otro componente. Lo anterior debido a que la arcilla caolinítica contiene minerales menos activos que las arcillas naturales, permeabilidad relativamente alta y por ende los tiempos de consolidación se reducen significativamente; así mismo, resulta más sencillo comprar el caolín industrializado que conseguir muestras naturales. Meymand (1998) hizo una revisión exhaustiva en la literatura de todos los experimentos realizados desde 1953 con modelos de pilotes hincados en diferentes tipos de suelos arcillosos, arenosos o la combinación de estos; de 26 experimentos reportados en suelos arcillosos, solo uno se realizó en arcilla marina (Rao *et al.*, 1998) lo que evidencia que existe poca experiencia en la reconstitución de este tipo de suelos. Así pues, este trabajo de reconstitución del suelo arcilloso marino de la Sonda de Campeche fortalece las escasas experiencias hasta ahora conocidas de reconstitución de suelos arcillosos marinos empleando muestras naturales.

Por otra parte, en seis de los siete experimentos presentados, el lodo arcilloso se consolidó de inicio sin permitir la sedimentación libre y consolidación por peso propio, lo que reduce en buena medida el tiempo de reconstitución; sin embargo, Katagiri e Imai (1994) demostraron que para obtener muestras homogéneas y reproducibles de suelos arcillosos con estructura similar a la de los depósitos naturales, es conveniente reproducir estos fenómenos en la formación del suelo en laboratorio. Por lo anterior, la reconstitución de la muestra marina para los ensayos con los modelos de pilotes se diseñó de acuerdo con las ideas de estos autores.

CAPÍTULO 2

DISEÑO, CONSTRUCCIÓN E INSTRUMENTACIÓN DEL ODÓMETRO GIGANTE PARA RECONSTITUIR LA MUESTRA ARCILLOSA MARINA

En este capítulo se describe el diseño, la construcción, la instrumentación y la operación del odómetro gigante O-97-5 para reconstituir la muestra arcillosa marina para los ensayos con los modelos de pilotes; se detalla el proceso de llenado del odómetro con la suspensión agua marina-arcilla marina así como la historia de cargas aplicadas. Previamente, se describen las características del suelo marino empleado para la formación de la muestra y los parámetros que determinaron el diseño del O-97-5 y del proceso mismo de reconstitución.

2.1 CARACTERÍSTICAS DEL SUELO MARINO UTILIZADO EN LA RECONSTITUCIÓN

La reconstitución del gran espécimen de arcilla marina en el O-97-5, exigió contar con 1700 kg aproximadamente de muestras alteradas de suelo marino extraídas de la Sonda de Campeche, para mezclarlas con agua salada de la misma zona y formar así la suspensión inicial. Los altos costos que implica la exploración geotécnica fuera de costa imposibilitaron realizar una exploración *ex profeso* para reunir el suelo requerido para el experimento, por lo que este se recuperó de muestras sobrantes de una campaña de exploración geotécnica realizada en 1996 por el Instituto Mexicano del Petróleo en los sitios de la Sonda de Campeche que se describen enseguida. Por lo anterior, todo el material reunido se seleccionó y homogeneizó para contar de inicio con una masa remoldeada francamente arcillosa, tal como adelante se explica.

2.1.1 Ubicación de muestreo y profundidad

Los muestreos se realizaron en cuatro sitios de la Sonda de Campeche, a saber: SINAN-TB, SINAN-TC, Complejo Habitacional y EK-TA, que se ubican aproximadamente a 70 km de la costa (fig. 2.1), donde existe un tirante de agua del orden de 35 m; sin embargo, no se contó con un registro exacto de la ubicación y profundidad del suelo marino muestreado. De los 1700 kg de suelo que se recibieron el 14 de octubre de 1996 en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, 60% estaba contenida en bolsas de polietileno sin registro de su profundidad de muestreo, 20% venía en bolsas pequeñas cuya profundidad de muestreo fue de 0 a 5 m del lecho marino y 20% estaba en tubos de plástico cuya profundidad de muestreo fue variable de 0 a 50 m. Así mismo, se recibieron 30 tambos de 50 lt con agua marina de la misma zona para formar la suspensión agua marina-arcilla marina.

2.1.2 Selección y homogeneización

Después de hacer una selección del suelo marino, se eliminaron aproximadamente 200 kg de materiales arenosos y limosos, quedando poco menos de 1500 kg de suelo francamente arcilloso. El material arcilloso seleccionado fue remoldeado vigorosamente en charolas de 1.5 m x 4 m en porciones de 100 kg hasta formar una masa apreciablemente homogénea, empleando para ello palas y cucharas de albañil. El suelo así mezclado se empacó en 15 bolsas grandes de plástico y se almacenó en cuarto húmedo hasta su mezclado con agua marina y depósito en el odómetro O-97-5.

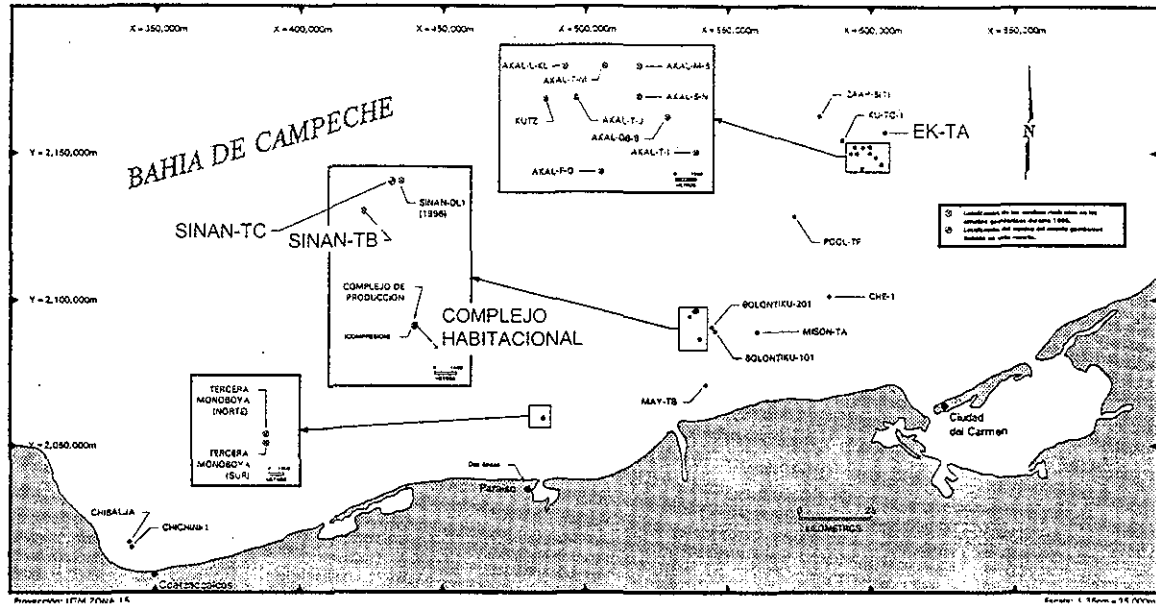


Figura 2.1 Mapa de localización de los sondeos; Bahía de Campeche

De cada una de las bolsas con arcilla se tomaron muestras para determinar el contenido de agua, w_n' (sin corrección por la inclusión de sal), y los límites de consistencia líquido y plástico, los cuales se consignan en la tabla 2.1. Los valores medios resultaron de casi 80% para contenido de agua y el mismo valor para el límite líquido.

Tabla 2.1 Contenido de agua, límite líquido e índice de plasticidad del suelo marino

Bolsa No.	Peso, en kg	w_n' , en %	w_L , en %	PI, en %
1	75.0	80.30	75.5	47.2
2	85.0	59.87	59.0	35.8
3	80.0	88.20	91.0	58.7
4	90.0	86.90	88.0	53.5
5	76.0	72.20	71.5	44.6
6	97.0	78.79	77.0	49.5
7	95.0	80.23	81.0	52.3
8	90.0	88.70	92.5	62.0
9	83.0	84.78	86.5	56.8
10	88.0	71.17	80.5	51.6
11	94.0	80.40	82.0	-
12	86.0	83.03	83.5	-
13	105.0	68.45	-	-
14	135.0	87.06	-	-
15	140.0	86.60	-	-

$\Sigma=1419 \text{ kg}$ $w_n'=79.78$ $w_L=80.67$ $PI=51.20$

2.1.3 Determinación del contenido de agua óptimo de la suspensión

Para reconstituir una muestra de suelo arcilloso a partir de una suspensión muy diluida, la primera cuestión que se debe atender es la referente al contenido de agua con que ésta debe



prepararse. La definición del contenido de agua inicial, w_o , tiene implicaciones en la estructura final que adquiera la muestra, haciéndola más o menos compresible (Katagiri e Imai, 1994). Por otra parte, el contenido de agua es también relevante desde el punto de vista práctico, ya que una suspensión con una reducida cantidad de agua puede resultar en una muestra reconstituida heterogénea al propiciar el entrapamiento de burbujas de aire, además de que el manejo de una suspensión tan viscosa resulta complicado, por ejemplo, para su depósito en el odómetro a través de mangueras. Por el contrario, una suspensión extremadamente diluida significa un volumen inicial mayor, lo que se traduce en una altura inicial también mayor del odómetro para contenerla.

De acuerdo con lo reportado en experiencias previas, el criterio para orientar la decisión está en función del contenido natural de agua de las muestras remoldeadas o de su límite líquido; así, el menor contenido de agua inicial que se menciona en la literatura para preparar un suelo arcilloso a partir de una suspensión es de 1.5 a 2 veces el límite líquido (Krizek y Sheeran, 1970) y el mayor de 6 veces (Mendoza *et al.*, 2000). Sin embargo, siempre es conveniente realizar algunos ensayos preliminares con suspensiones en odómetros pequeños que den información acerca del comportamiento deformatorio y de la fluidez alcanzada por la mezcla con diferentes cantidades de agua.

Así pues, se realizaron pruebas preliminares en odómetros pequeños buscando tres objetivos: definir el contenido de agua inicial de la suspensión que se vaciaría en el odómetro O-97-5, evaluar los procedimientos de preparación en lo referente al mezclado y desaerado y, finalmente, definir cualitativamente las propiedades de compresibilidad del suelo marino por formar. Adicionalmente, los ensayos preliminares sirvieron para obtener los parámetros de análisis para la consolidación por peso propio, tal como se explica en el capítulo 4. Se prepararon tres mezclas del suelo arcilloso y agua marina, con valores w_o' de 180, 200 y 240% (Mendoza *et al.*, 1998), que corresponden a contenidos de agua de dos a tres veces el límite líquido ($w_L=80\%$ aproximadamente); el supraíndice prima se ha adoptado en la nomenclatura para indicar el contenido de agua calculado con peso de sólidos en el que incluye al de las sales.

Las mezclas se efectuaron en una batidora pequeña agregando agua marina con una concentración salina del 3%; el agua se calentó antes de vaciarse en la batidora a fin de facilitar tanto el mezclado como la extracción de aire. Una vez concluido el batido, se vació la suspensión a un matraz para aplicarle vacío y extraer las burbujas entrapadas en la mezcla; finalmente, las suspensiones se depositaron en pequeños odómetros de lucita con 8.1 cm de diámetro y 16.0 cm de altura. Dado que se partió del mismo peso de sólidos, cada mezcla resultó con alturas iniciales diferentes. Este mismo método de preparación pero con equipos y volúmenes macros, fue el que a la postre se empleó para preparar la suspensión que se vertió en el odómetro gigante O-97-5.

En la figura 2.2 se presentan las curvas de desplazamiento contra el tiempo de las tres suspensiones con diferente contenido inicial de agua. La suspensión con menor contenido de agua, $w_o=180\%$, exhibió dificultades en su manejo ya que resultó una pasta viscosa que se adhería al molde de la batidora y requirió un mayor tiempo de desaerado. La de 240% presentó una gran fluidez y tiempo reducido de desaerado; sin embargo, a mayor contenido de agua de la suspensión, mayor resulta la altura inicial del odómetro que la contenga, lo cual representa dificultades prácticas; además, presentó un comportamiento mucho más compresible que el exhibido por las otras mezclas, como se deduce de la figura 2.2. La suspensión con $w_o'=200\%$ exhibió la fluidez conveniente para un mezclado eficaz, tiempo de desaerado y altura inicial de la suspensión, por lo que este fue el valor de w_o' con que se preparó el gran volumen para el odómetro O-97-5; esto es, dos veces y media el límite líquido de las muestras naturales.

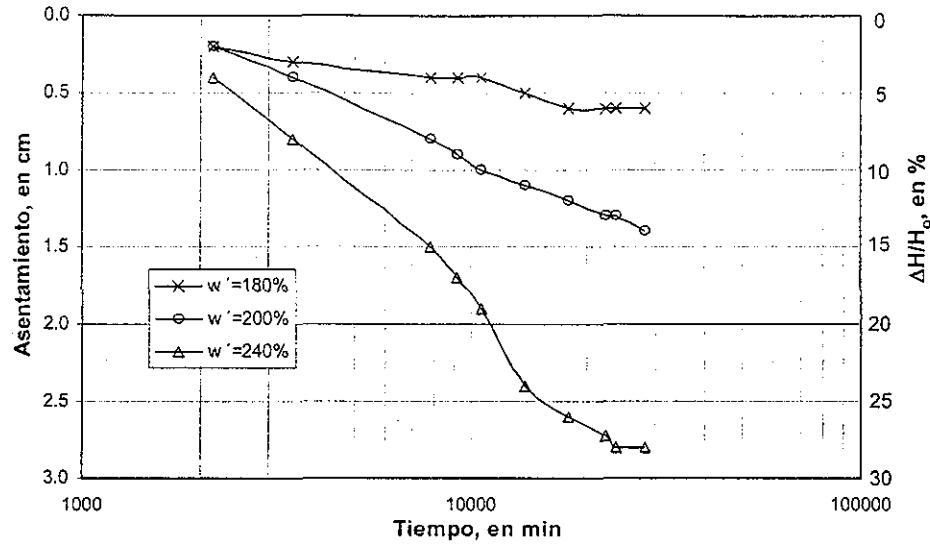


Figura 2.2 Evolución de la sedimentación-consolidación por peso propio de suspensiones arcillosas marinas con diferentes contenidos iniciales de agua

2.1.4 Influencia de la concentración de sales en el contenido de agua

De acuerdo con Marsal y Graue (1969) la presencia de sales en solución contenidas en agua salada influye en la determinación del contenido de agua, w , del suelo natural. Dado el porcentaje significativo de sales disueltas en el agua marina que se empleó en la reconstitución, se consideraron las ideas expuestas por estos autores en la determinación de w , las cuales se presentan en lo que sigue.

Si c es la concentración de sales (peso de sales entre peso de agua), el peso de las sales disueltas, W_c , es:

$$W_c = cW_w \tag{2.1}$$

donde W_w es el peso del agua; además, W'_s es el peso de los sólidos que incluye al peso de las sales. Entonces un contenido natural de agua corregido resulta w_n :

$$w_n = \frac{W_w}{W'_s} = \frac{W_w}{W'_s - W_c} = \frac{W_w}{W'_s - cW_w} = \frac{w'}{1 - cw'} \tag{2.2}$$

De la expresión anterior, resulta claro que el contenido de agua corregido por la presencia de sales es siempre mayor al determinado cuando se soslaya tal corrección, w' . Cuando se agrega un peso de agua de mar, $\Delta W_w'$, para dar un mayor contenido de agua al lodo arcilloso, realmente se está agregando una cantidad menor de agua pura y cierto peso de sales en solución, mismas que finalmente se precipitan durante la evaporación en el horno; por tanto, el contenido de agua tal como se determina, w , está influenciado en numerador y denominador por la presencia de sales presentes y agregadas:

$$w_o = \frac{W_w + \Delta W_w}{W'_s} = \frac{w_n + \Delta w'(1 - c)}{1 - c(w_n + \Delta w')} \tag{2.3}$$



donde

w_o es el contenido de agua de la suspensión al inicio del proceso de sedimentación-consolidación
 w_n' es el contenido natural de agua sin corrección por la presencia de sales

$\Delta w'$ es el incremento de contenido de agua sin corregir $= \frac{\Delta W'_w}{W'_s}$

Si se desea conocer la cantidad de agua que se debe agregar al suelo marino con contenido natural de agua sin corregir w_n' para alcanzar un contenido de agua w_o se despeja $\Delta W'_w$ de la ecuación 2.3, resultando:

$$\Delta W'_w = \frac{1}{\left[1 - \frac{c \{ (w_o (1 - c w_n')) - w_n' \}}{[1 + c(w_o - 1)]} \right]} \left[\frac{W_s \{ (w_o (1 - c w_n')) - w_n' \}}{[1 + c(w_o - 1)]} \right] \quad 2.4$$

Estos aspectos se tomaron en cuenta en la preparación de las suspensiones comentadas y de aquella que se vertió en el O-97-5, para llevarlas al w_o deseado y en el cálculo del volumen inicial de la suspensión. Por otra parte, reconociendo que la concentración salina determina estructuras diferentes en una arcilla y con ello define patrones de compresibilidad y consolidación diferentes (Mitchell, 1976), se utilizó siempre agua marina en las mezclas, tratando con ello de reproducir el ambiente salino que priva en el sitio donde se extrajo la arcilla. En efecto, bajo un ambiente de depósito más salino, el suelo adquiere una mejor estructuración, lo que se traduce en un medio menos compresible que aquél depositado en agua con una cantidad menor de sales. El aspecto de la concentración salina del agua por agregar resulta entonces de gran relevancia, y se consideró en la preparación de las suspensiones.

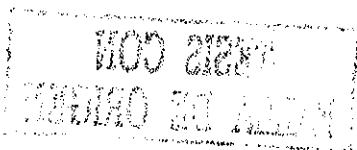
2.2 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DEL ODÓMETRO O-97-5

Se diseñó y construyó un odómetro gigante de acero de 97 cm de diámetro y 122 cm de altura para reconstituir una muestra de arcilla marina de 90 cm de altura aproximadamente, en donde se hinquen y ensayen los modelos instrumentados de pilotes de fricción. El odómetro, que aquí reconocemos como O-97-5 atendiendo en su nomenclatura al diámetro en cm y a la presión axial máxima de diseño en kg/cm² respectivamente, cuenta con dos extensiones: una intermedia de 81 cm y una superior de 80 cm, que ensambladas forman un gran tanque hermético con altura de 283 cm, capaz de contener hasta 2 m³ de suspensión. En los siguientes subincisos, se describen los parámetros que intervinieron en el diseño, construcción y operación del O-97-5.

2.2.1 Estimación del diámetro y altura requeridos para contener la suspensión

La primera cuestión que se atendió en el diseño del odómetro gigante fue su geometría, la cual se determinó a partir del volumen calculado de suspensión que se formaría para reconstituir el suelo; para ello se consideraron los resultados de las pruebas preliminares en odómetros pequeños descritas anteriormente y el peso total disponible de sólidos, W_s , de muestras alteradas recuperadas de la Sonda (tabla 2.2).

Partiendo del peso total de sólidos disponible, $W_s=770.3$ kg y una concentración salina del 3%, se calculó en primera instancia la cantidad de agua marina que tendría que agregarse al suelo



(ec. 2.4) para llegar al contenido de agua óptimo para la elaboración de la suspensión, $w_o'=200\%$ (sin corregir) o $w_o=213\%$ (corregido), de donde se encontró que deberían agregarse a la gran muestra de suelo homogéneo un $\Delta W_w'=1061$ kg de agua salada. Sumando el peso de agua marina por agregarse, $\Delta W_w'$, y el peso total de la masa de suelo húmeda igual a 1419 kg, se encontró que se verterían 2480 kg de suspensión al odómetro. De las pruebas preliminares se obtuvo un peso volumétrico para la suspensión con $w_o'=200\%$ de 1.27 t/m³; lo que representa un volumen total de la suspensión de 1.946 m³. Inicialmente, se pretendía reutilizar y adecuar un odómetro existente en el Instituto (Jaime *et al.*, 1991) cuyas características se presentaron en el capítulo 1. Sin embargo, su diámetro igual a 110 cm implicaba que se tuviera una columna inicial de suspensión de menor altura, y así mismo una altura final menor de la deseada para el suelo reconstituido (90 cm), por lo que se desechó esta posibilidad. Así pues, se optó por buscar un diámetro menor de odómetro y construirlo.

Tabla 2.2 *Peso total disponible de sólidos*

Bolsa No.	Peso, en kg	w_n' , en %	W_{s_i} , en %
1	75.0	80.30	40.60
2	85.0	59.87	52.22
3	80.0	88.20	41.39
4	90.0	86.90	46.89
5	76.0	72.20	43.17
6	97.0	78.79	52.97
7	95.0	80.23	51.44
8	90.0	88.70	46.42
9	83.0	84.78	43.78
10	88.0	71.17	50.31
11	94.0	80.40	50.85
12	86.0	83.03	45.82
13	105.0	68.45	61.05
14	135.0	87.06	70.29
15	140.0	86.60	73.08

$\Sigma=1419$ kg $w_n'=79.78$ $\Sigma=770.28$ kg

Nota: el peso de sólidos está corregido por la presencia de sales

Con el volumen inicial de suspensión calculado y diferentes diámetros del odómetro, se obtuvo la variación de la altura inicial de la suspensión contra el diámetro (fig. 2.3), de donde se observa que para diámetros de 90 a 100 cm se tendrían que construir tanques con alturas de 3.06 a 2.48 m.

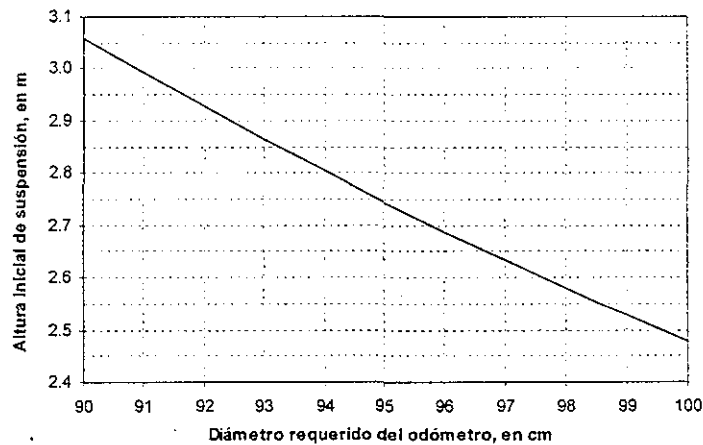


Figura 2.3 *Variación de la altura de suspensión con el diámetro*



Se consideró que un odómetro con diámetro de 97 cm, que se traduce en una altura inicial de la suspensión de 2.6 m, era el óptimo desde el punto de vista constructivo-operativo y económico. Por otra parte, de las pruebas preliminares en odómetros pequeños se pudo establecer que la suspensión con $w_0=200\%$ terminó con una altura de columna igual a 33% de la altura inicial después de consolidarla en forma incremental hasta un esfuerzo de 2.0 kg/cm^2 , es decir, que se contaría con un suelo reconstituido de 90 cm aproximadamente para los ensayos con modelos de pilotes.

2.2.2 Diseño del odómetro, extensiones y tapa reforzada

Una vez definido el diámetro de 97 cm y la altura mínima requerida para contener la suspensión agua marina-arcilla marina igual a 2.6 m, se diseñó un gran recipiente conformado por un odómetro de acero con altura de 122 cm y dos extensiones cilíndricas: una intermedia de acero de 81 cm de altura y una superior de fibra de vidrio de 80 cm de altura (fig. 2.4).

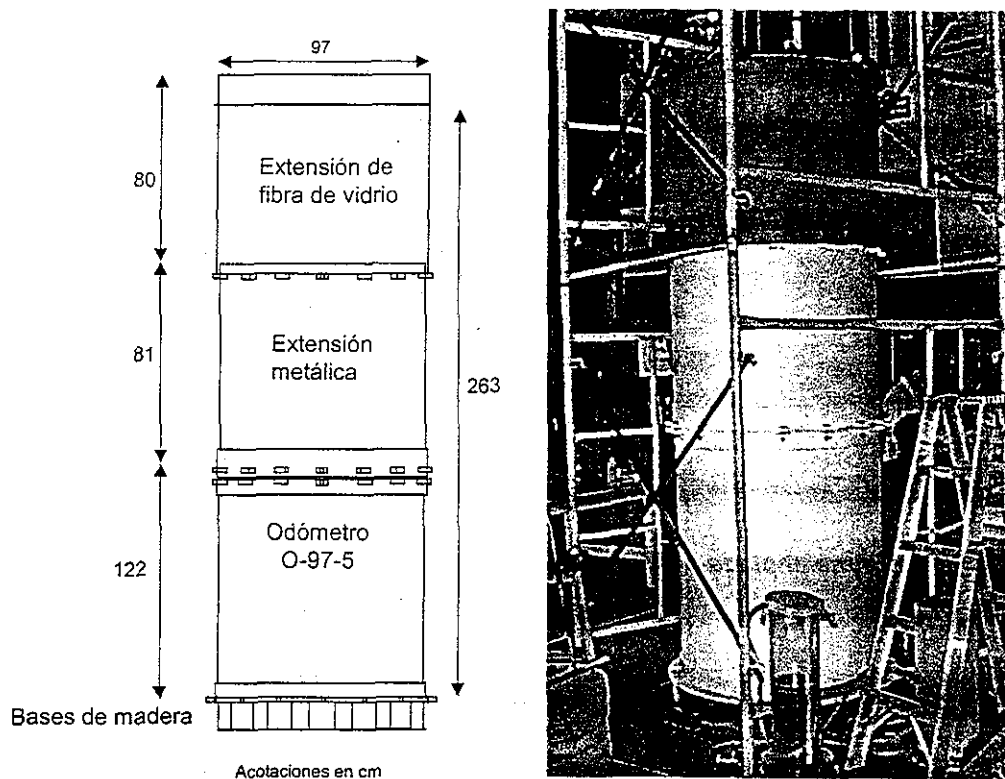


Figura 2.4 Esquema y vista del consolidómetro O-97-5 y sus extensiones

La altura del odómetro igual a 122 cm, se calculó para contener la columna de suelo una vez terminado por completo el proceso de reconstitución, y además para contar con un espacio extra para realizar las maniobras durante los ensayos con los modelos de pilotes. Lo anterior se determinó con base en los resultados de los ensayos preliminares en odómetro pequeños, en los que se constató que al final del proceso de sedimentación-consolidación hasta un esfuerzo de 2 kg/cm^2 , la suspensión redujo su altura inicial aproximadamente a una tercera parte, lo que significa que con la altura inicial estimada de la suspensión igual a 2.6 m en el O-97-5, se tendría al final del proceso una columna de suelo reconstituida de 87 cm de altura aproximadamente.

Por su parte, las alturas de las dos extensiones deberían ser tales que ensambladas al odómetro contuvieran la columna inicial de suspensión en su etapa primaria de reconstitución. La razón por la que se construyeron dos extensiones de materiales diferentes en lugar de una sola monolítica atiende al proceso operativo de reconstitución; esto es, por una parte se requería que en la primera etapa de la reconstitución, sedimentación-consolidación por peso propio, la zona superior del "contenedor" fuera traslúcida para poder observar a su través las variaciones en altura de la columna de suelo con el tiempo. Con los resultados de compresibilidad de los ensayos previos en odómetros pequeños se pudo establecer que durante esta etapa se reduce la altura de columna de suspensión en 25% aproximadamente, esto es, 65 cm para la altura inicial prevista igual a 2.6 m. Por otra parte, una vez terminado este proceso, se debía retirar la extensión superior y conectar una tapa a la extensión intermedia para continuar con los incrementos de carga mediante presión neumática a través de una membrana ahulada inflada a presión, reaccionando contra las paredes de la extensión y la tapa (fig. 2.5), desplazando así al cabezal de carga colocado sobre el suelo.

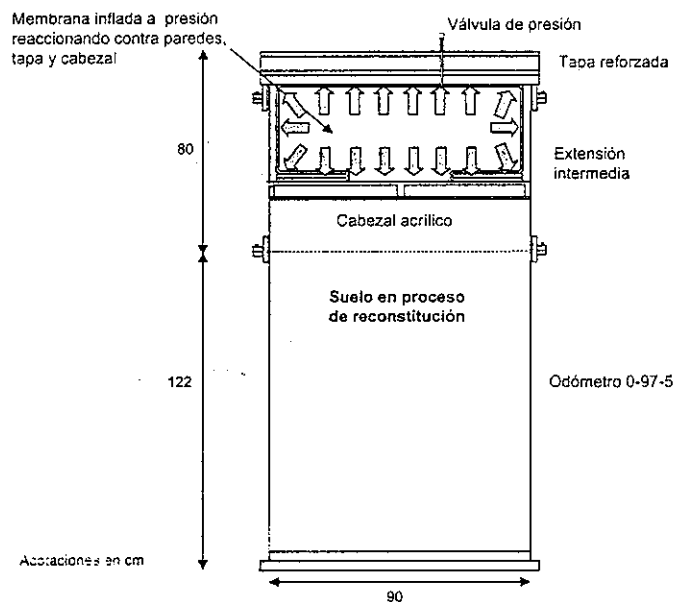
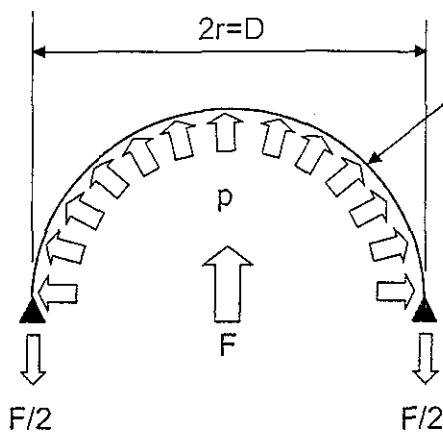


Figura 2.5 Membrana ahulada inflada a presión actuando reaccionando contra las paredes y tapa

Así pues, se diseñó la extensión superior de fibra de vidrio con altura de 80 cm y la extensión intermedia de acero con altura de 81 cm. La extensión intermedia y el mismo odómetro se diseñaron entonces para resistir los esfuerzos debidos a la presión máxima prevista con la membrana ahulada igual a 5 kg/cm^2 . La extensión superior resistió únicamente el empuje activo de una columna de suelo en formación sin presión externa.

El modelo simplificado para revisar los esfuerzos máximos en las paredes del odómetro y extensión metálicos con la presión máxima prevista de 5 kg/cm^2 (se desprecian los esfuerzos horizontales de la masa de suelo) se muestra en la fig. 2.6. Como hipótesis conservadora se considera que la presión máxima vertical se transmite también horizontalmente a las paredes. De la revisión se concluyó que el espesor de pared de acero óptimo era de 1/8 de pulgada.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Pared de acero estructural $f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$ del odómetro o extensión intermedia.

Espesor $t=1/8$ de pulgada

$$F = 2rp$$

$$\sigma_{act} = \frac{F/2}{t} = \frac{rp}{t}$$

$$\sigma_{act} = \frac{(48.5 \text{ cm})(5 \text{ kg/cm}^2)}{0.3175 \text{ cm}} = 763.78 \text{ kg/cm}^2$$

Considerando un factor de carga, $F_c=1.4$ y un factor de reducción, $F_R=0.6$, se verifica la desigualdad:

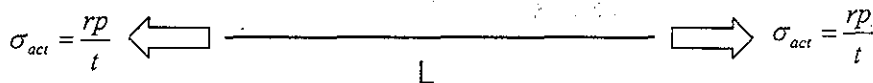
$$F_R f_y \geq F_c \sigma_{act}$$

$$(0.6)(2530 \text{ kg/cm}^2) \geq (1.4)(763.78 \text{ kg/cm}^2)$$

$$1518 \text{ kg/cm}^2 \geq 1069.3 \text{ kg/cm}^2$$

Figura 2.6 Revisión de esfuerzos en pared del odómetro

Con el espesor de lámina propuesto, se calculó la expansión diametral del odómetro de acuerdo con el modelo que se presenta en la figura 2.7, de donde se obtuvo que para la presión máxima existe una extensión diametral de 1.14 mm, la cual resulta mínima para todo fin práctico.



$$\delta = \frac{PL}{EA} = \frac{\sigma_{act} AL}{EA} = \frac{\sigma_{act} L}{E}$$

$$L = \pi D = \pi(97 \text{ cm}) = 304 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{(763.8 \text{ kg/cm}^2)(304 \text{ cm})}{2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2} = 0.114 \text{ cm} = 1.14 \text{ mm}$$

Figura 2.7 Revisión de extensión diametral del odómetro

La tapa donde reacciona la membrana ahulada inflada a presión se diseñó para que la deformación central no excediera de 5 mm al aplicarse la máxima presión prevista igual a 5 kg/cm². Para ello, se consideró una tapa de acero reforzada mediante cuatro perfiles estructurales de sección I radiales y concéntricos soldados a la placa circular.

El modelo analizado estructuralmente se presenta en la figura 2.8; se trata de 4 vigas de sección I concurrentes en el centro de la tapa, donde se aplica una fuerza puntual igual a la presión de 5 kg/cm² por el área circular de la tapa con diámetro de 97 cm. Para perfiles I con peralte de 5", se obtuvo una deformación al centro de 1.26 mm, la cual resulta despreciable para todo fin práctico. Así pues, la tapa formada por una placa circular de acero de 1/2" se reforzó con los cuatro perfiles I de 5" de peralte.



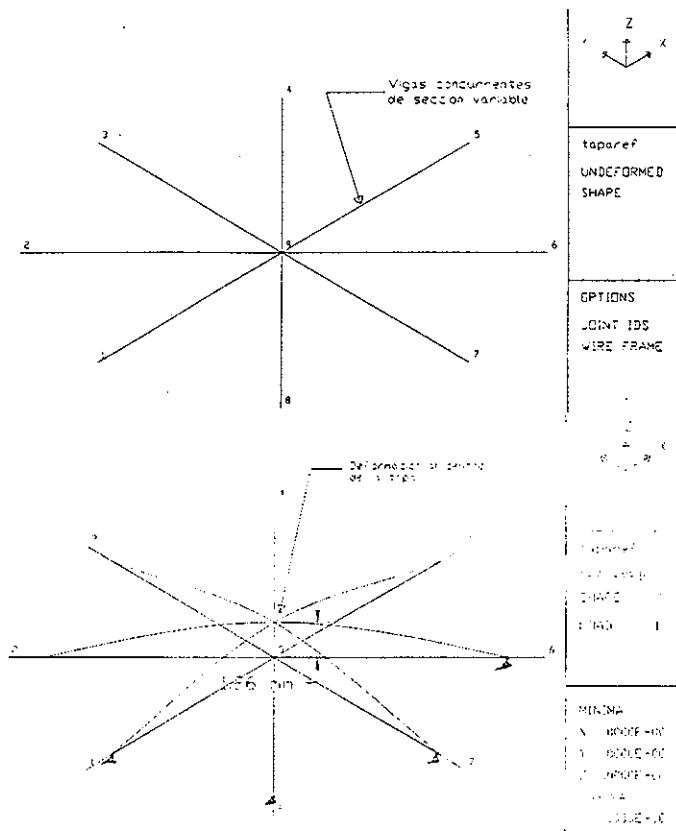


Figura 2.8 Modelo de análisis de la tapa reforzada y configuración deformada

2.2.3 Construcción del odómetro, extensiones y tapa reforzada

El odómetro O-97-5 se construyó en los talleres del Instituto de Ingeniería; está fabricado con lámina de acero estructural con espesor de 1/8 de pulgada, la cual se roló y soldó a una placa base circular del mismo material de 1/2 pulgada de espesor y 110 cm de diámetro, formando así un cilindro hermético abierto por un lado. En la figura 2.9 se muestra el esquema de construcción del O-97-5. En la placa base se dispusieron las perforaciones necesarias para el drenaje inferior consistente en tres barrenos ubicados a 120° en los que se colocaron por la parte exterior conectores machos de 1/4 NPT a barril para manguera de 1/4; las mangueras de salida se unen a una válvula para controlar su flujo. Para la instrumentación se realizaron cinco barrenos: dos de ellos para la salida de los cables de sensores de presión total y los tres restantes para las conexiones de tres transductores de presión de poro. En todo el perímetro de la placa base se tornearon 16 ranuras para empotrar el marco de carga por medio de tornillos en diferentes posiciones para los ensayos con los modelos de pilotes.

La extensión intermedia descansa sobre la parte superior del odómetro. Este a su vez se apoya en el piso sobre prismas triangulares de madera que permiten el libre paso de las mangueras de drenaje, de los cables de la instrumentación, además de que permiten ajustar correctamente el marco de carga en diferentes posiciones para los ensayos con pilotes. La unión entre la extensión metálica y el odómetro se realiza mediante 16 conectores tipo oreja horizontal construidos en los extremos de ambos cuerpos; las orejas se hacen coincidir cuando los cuerpos se empalman y se unen con tornillos de alta resistencia con tuerca, contratuerca y rondanas de presión. Para lograr esta junta, se soldó en la parte inferior de la extensión metálica y por el exterior, un cinturón de solera de 1/4" de

espesor y 4" de anchura, de tal forma que éste envuelve 2" de la parte inferior de la extensión y las 2" restantes envuelven la parte superior del odómetro cuando están embonados.

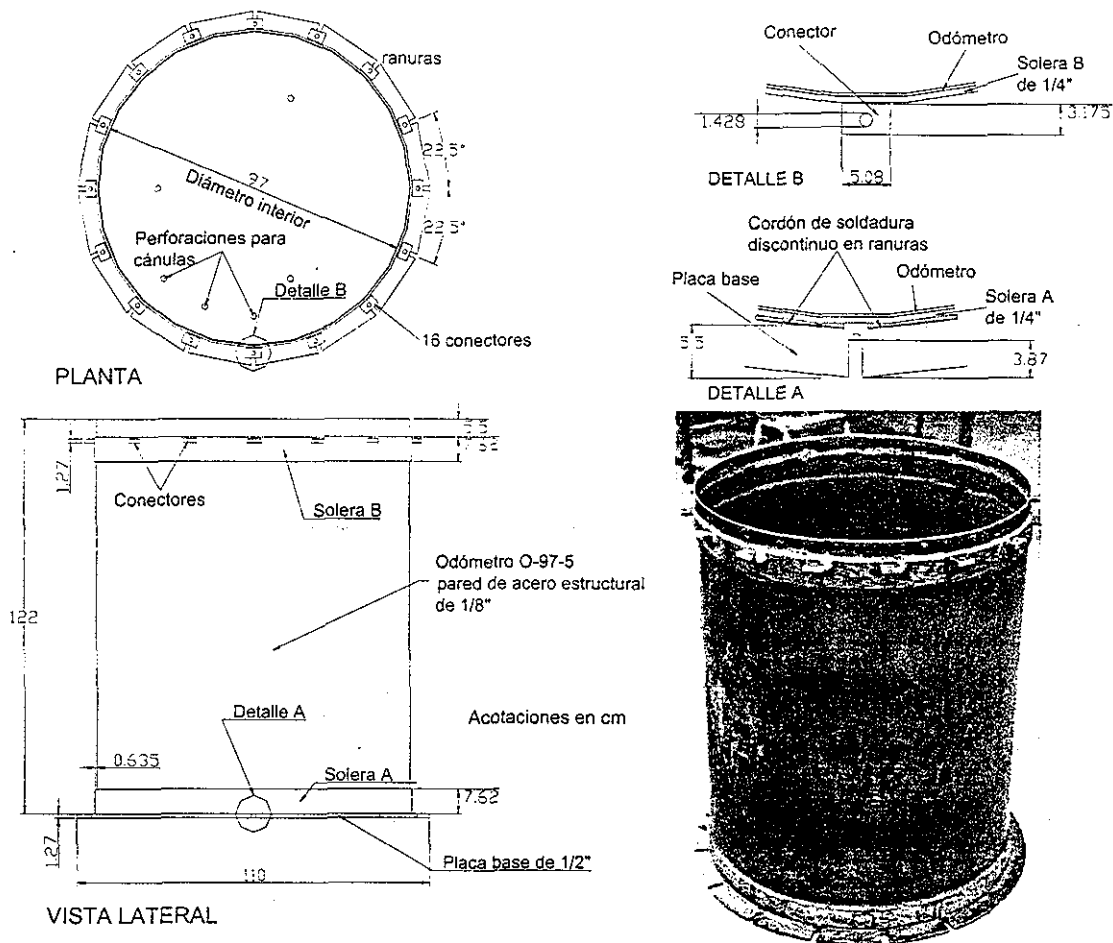


Figura 2.9 Odómetro O-97-5

La extensión intermedia se fabricó también con lámina rolada de acero del mismo espesor que la del odómetro (fig. 2.10). Debido a que tanto el odómetro como la extensión intermedia se construyeron a partir de láminas para formar secciones cilíndricas y sabiendo que en su interior además de contener al suelo deberían permitir el libre recorrido del cabezal de carga, se verificó durante la construcción que la sección fuera suficientemente circular, por lo que se comprobó el diámetro interior del tanque introduciendo un disco de madera de 96.1 cm de diámetro.

La extensión superior fue construida por GUNSA S. A. y está hecha de fibra de vidrio de color natural con espesor de 5 mm, lo que permitió la observación a su través del proceso de sedimentación y consolidación por peso propio. La unión entre la extensión intermedia y la superior se realiza ensamblando ambos cuerpos a presión hasta que la extensión de fibra de vidrio envuelve 5 cm a la intermedia; la junta se sella con silicón (fig. 2.11).

000 21001
 10/10/00 10:00 AM

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

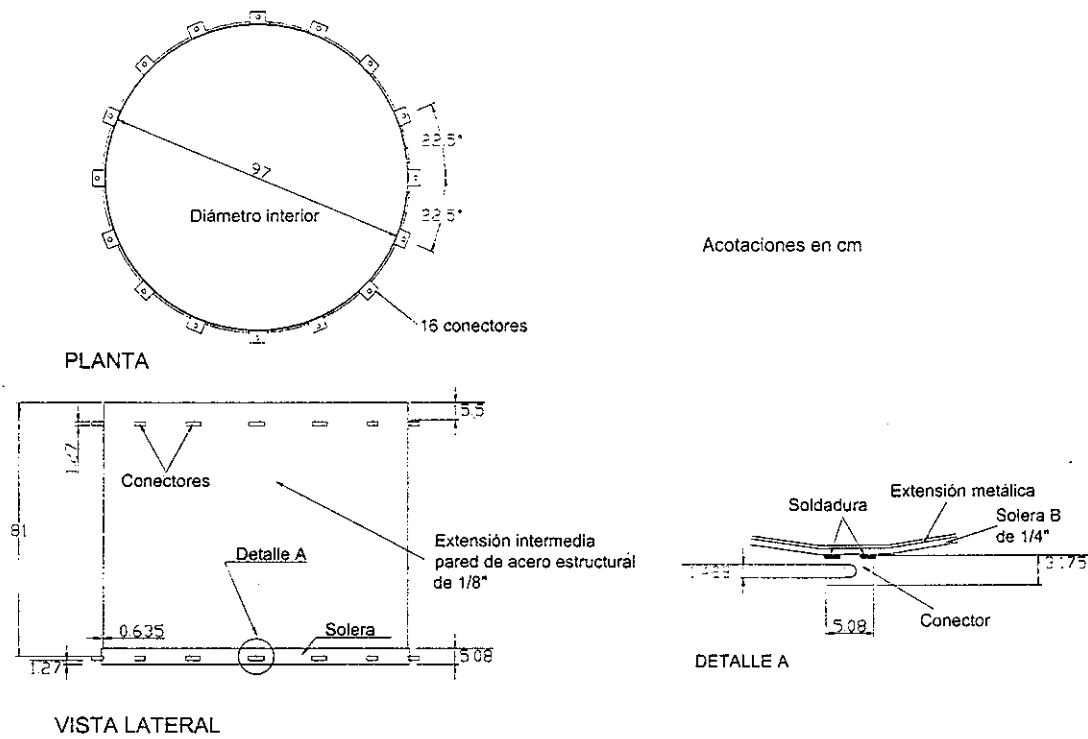


Figura 2.10 Extensión intermedia

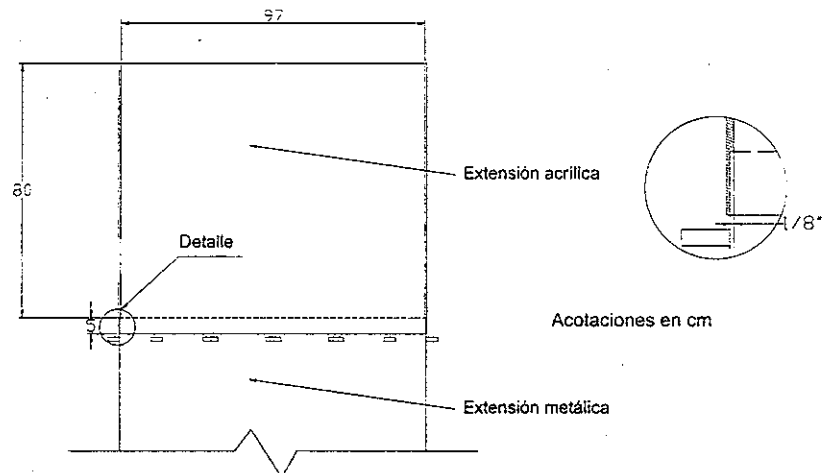


Figura 2.11 Extensión superior

El odómetro cuenta con una tapa de acero reforzada radialmente con 4 perfiles estructurales de sección I; esta se conecta tanto a la extensión intermedia como al propio odómetro en diferentes etapas de consolidación y constituye el elemento contra el que reacciona un gato hidráulico o una membrana inflada a presión que, a su vez, desplazan un cabezal rígido colocado sobre el suelo en formación. En la figura 2.12 se ilustran dos vistas de la tapa reforzada. La tapa cuenta con las perforaciones necesarias para permitir el drenaje superior, el paso de tres barras para monitoreo de los desplazamientos del cabezal, una perforación para aplicar aire a presión a la membrana y dos perforaciones para hincar y ensayar los modelos de pilotes.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

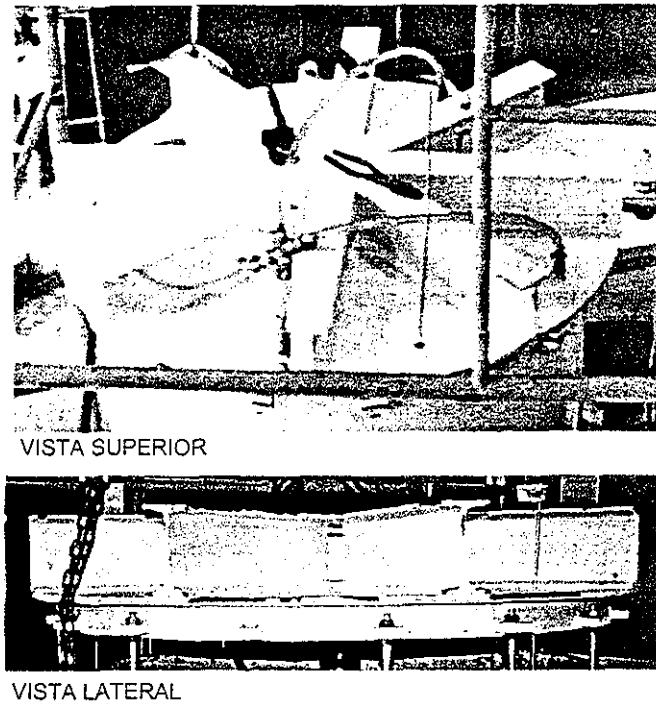


Figura 2.12 Tapa reforzada

El cabezal de carga que comprime al suelo está formado por dos placas de acrílico con 96.4 cm de diámetro y refuerzos radiales del mismo material; tiene múltiples perforaciones en la placa inferior para permitir el drenaje durante la consolidación (fig. 2.13). La cara del cabezal en contacto con el suelo fue cubierta con fieltro para evitar la fuga de partículas finas durante el drenaje.

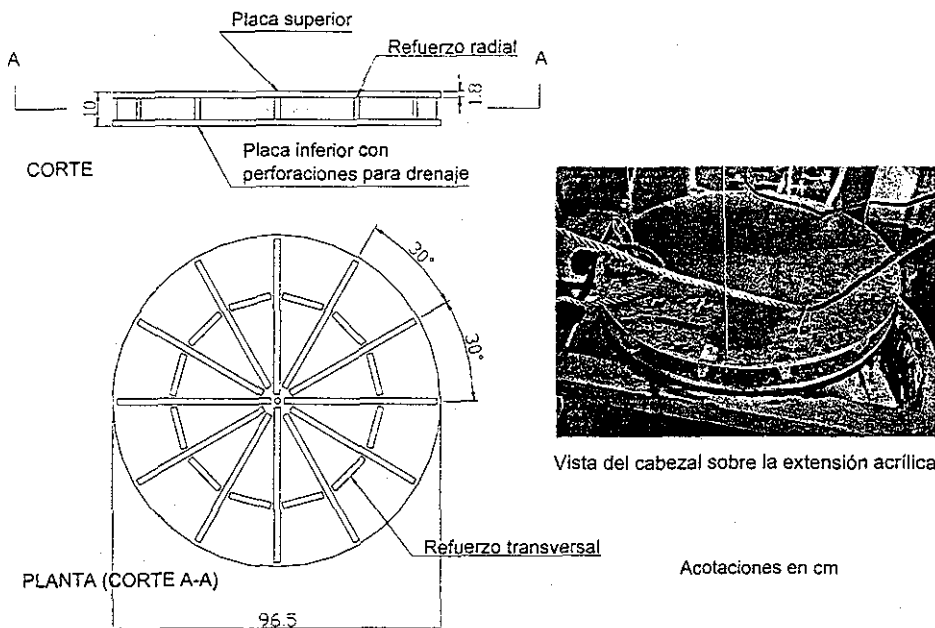


Figura 2.13 Cabezal acrílico

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La fabricación de la membrana fue encargada a la Cia. Hulera Adams S. A. de C. V.; tiene forma cilíndrica con 100 cm de diámetro y altura de 110 cm; está hecha de hule natural con espesor de 1/8" de pulgada y cuenta con una conexión en la parte superior para la presión de aire.

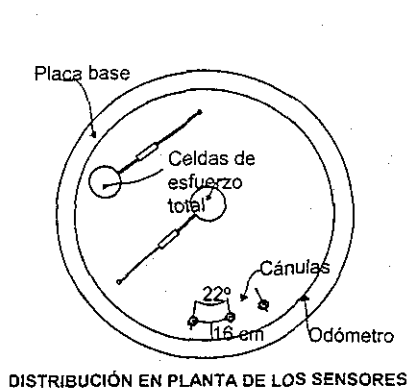
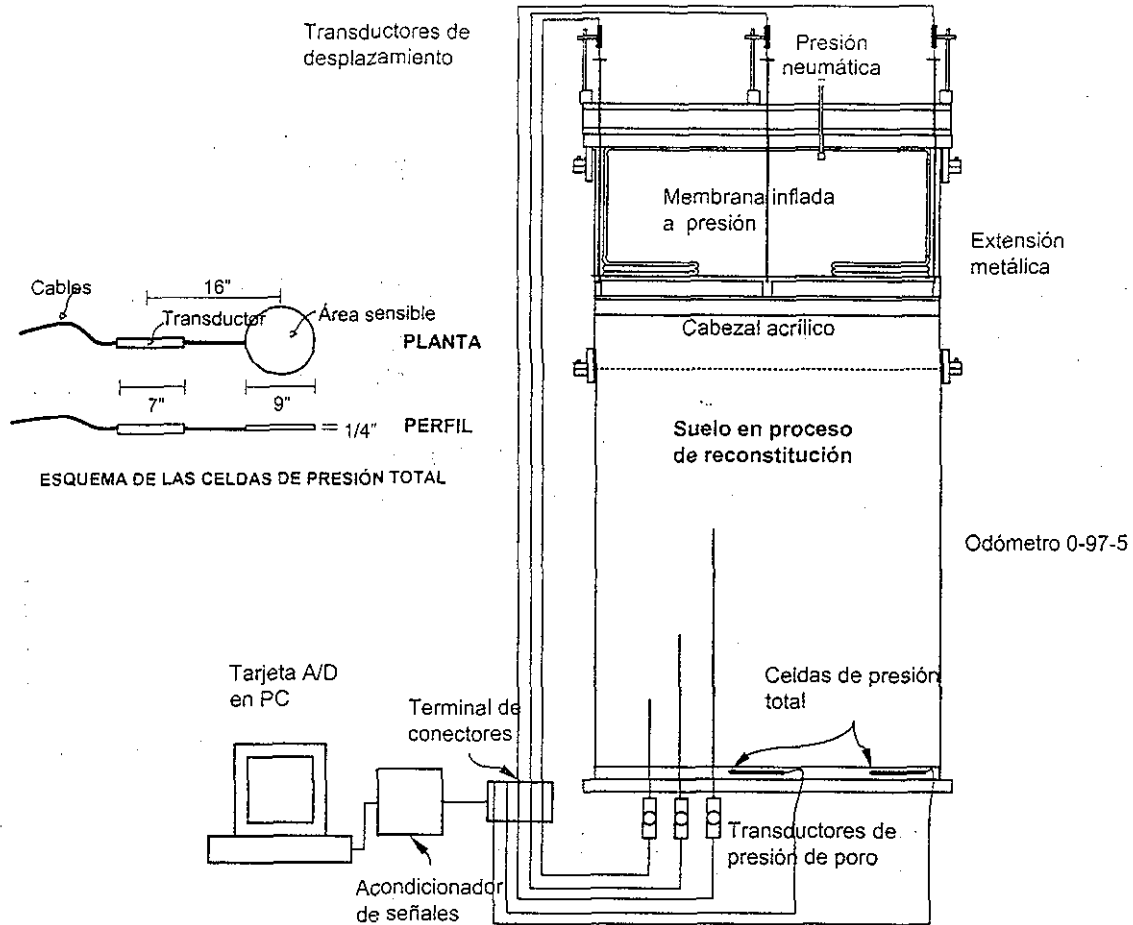
Para garantizar la hermeticidad del conjunto se verificó la compatibilidad de ensamblaje entre tapa-extensión metálica, tapa-odómetro y extensión metálica-odómetro, las uniones fueron selladas con un cinturón de silicón; así mismo, se hizo una inspección detallada de las soldaduras de unión entre todos los elementos metálicos, comprobando que la longitud y garganta mínima de los filetes fueran los especificados. Para evitar la corrosión provocada por la salinidad del suelo, todos los elementos de acero se protegieron exterior e interiormente con un baño de pintura blanca anticorrosiva.

2.3 INSTRUMENTACIÓN DEL ODÓMETRO Y SISTEMA DE ADQUISICIÓN DE DATOS

Con el fin de conocer la evolución de las variables significativas en cada etapa de formación del suelo, se instrumentó el odómetro O-97-5 interior y exteriormente para registrar la presión vertical total en dos zonas de la base, la presión de poro en tres alturas al interior de la masa de suelo, así como los desplazamientos axiales en tres puntos. La disposición de los sensores dentro del odómetro se muestra en la figura 2.14. La historia de registros de presión total en la base del odómetro durante todo el proceso de reconstitución, se muestra y describe al final de este capítulo; la historia de desplazamientos se presenta y analiza en el capítulo 4.

El esfuerzo total se registró mediante dos celdas de presión GEOKON modelo 3500 con capacidad de 50 psi (3.5 kg/cm²), colocadas sobre la placa base del odómetro dentro de una cama de arena de 5 cm de espesor apisonada y cribada por la malla No. 40, una al centro y otra casi tangente a la pared. Esta arena también sirve como filtro para el drenaje. La figura 2.14 muestra un esquema de las celdas y una vista de las mismas en su posición final dentro del odómetro. Los cables salen a través de dos barrenos realizados en la placa base del odómetro, los cuales fueron sellados con silicón una vez efectuado el cableado. Las celdas de presión seleccionadas se calibraron previamente a su colocación en el odómetro, buscando reproducir la condición de apoyo con la que estarían trabajando dentro del dren arenoso inferior; durante este proceso se pudo constatar que cubrirían con precisión suficiente el intervalo de presiones que se le impuso al suelo en todo el proceso de formación y durante los ensayos con los pilotes. Las celdas permitieron obtener dos lecturas en la base para contar con redundancia y compararlas entre sí y con la presión aplicada en la superficie del suelo y así juzgar acerca de la distribución de esfuerzos durante el proceso de reconstitución.

Las presiones de poro se miden mediante tres transductores SENSOTEC modelo 10/6076 con capacidad de 50 psi (3.5 kg/cm²), ubicados fuera del odómetro y conectados directamente a cánulas embebidas en la masa de suelo cuyas puntas porosas se encuentran a 21, 44 y 75 cm de altura desde la placa base. En la figura 2.15 se muestra un esquema de las cánulas y su conexión con los transductores. Las cánulas se encuentran dentro de un conducto más rígido que evita su flexión, con esto se tiene la certeza de medir la presión en la posición prescrita. La conexión hacia las cánulas se realiza a través de una cámara de saturación con válvulas de purga para asegurar la eliminación de burbujas de aire en el sistema. Las mediciones de presión de poro permitieron construir las isócronas experimentales durante la reconstitución del suelo, así como durante los ensayos con los modelos de pilotes.



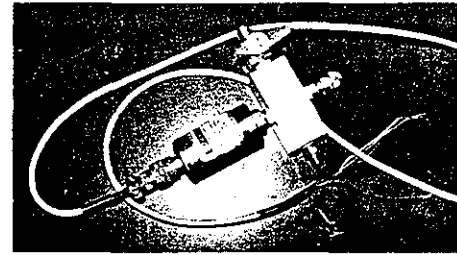
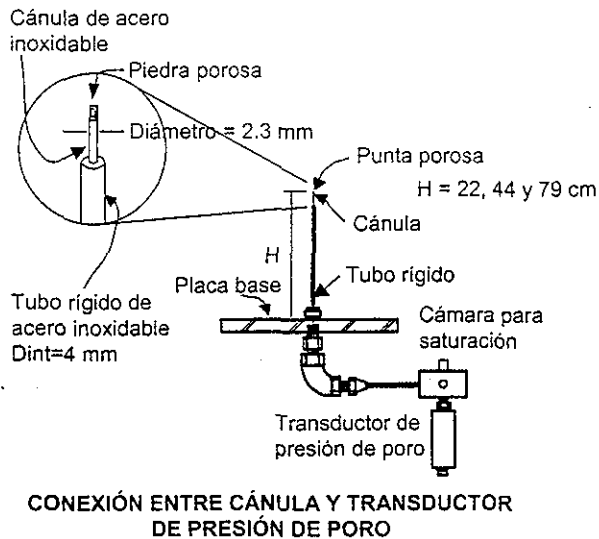
VISTA DE LAS CELDAS DE PRESIÓN TOTAL EN EL INTERIOR DEL ODÓMETRO 0-97-5

Figura 2.14 Instrumentación del odómetro 0-97-5

Los movimientos axiales del cabezal se registraron mediante tres transductores de desplazamiento lineal TRANSTEK colocados inicialmente sobre un andamiaje fijo y posteriormente sobre la tapa reforzada; estos siguieron los movimientos verticales de tres barras de acero dispuestas a 120° y fijas al cabezal acrílico. Los transductores se ajustaron periódicamente al terminarse su carrera igual a +/- 1".

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 INSTITUTO DE INVESTIGACIONES EN INGENIERÍA Y CIENCIAS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE MATERIALES

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



VISTA DEL TRANSDUCTOR DE PRESIÓN DE PORO Y LA CÁMARA DE SATURACIÓN

Figura 2.15 Transductores de presión de poro

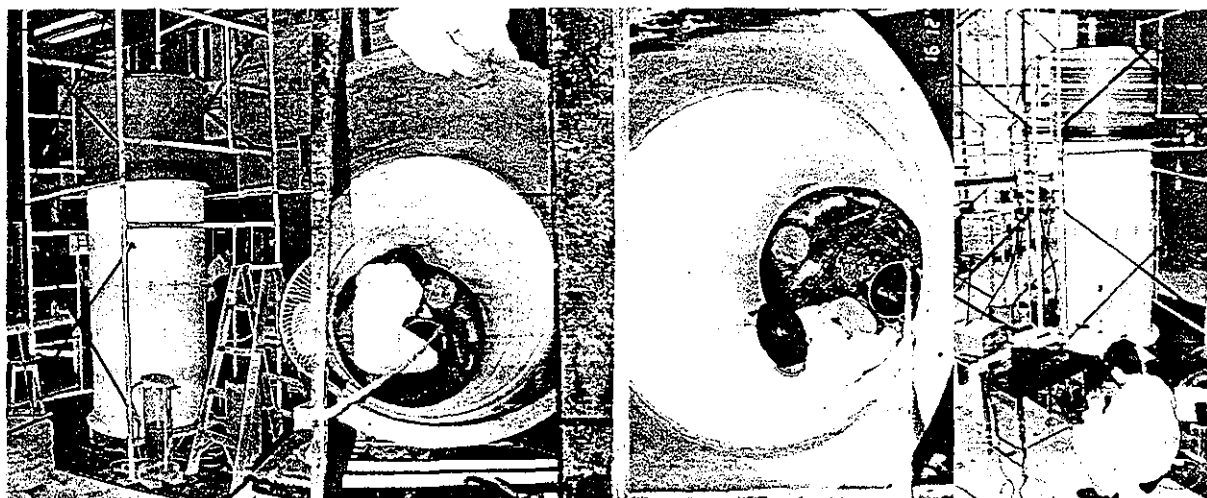
Las señales de esfuerzo, presión de poro y deformación se adquirieron en forma automática mediante un sistema de adquisición de datos del tipo abierto, formado por una terminal de tornillos o conectores, una tarjeta analógica-digital, A/D y una PC. De forma paralela, se llevó un registro de las señales tomando lecturas periódicas mediante equipos manuales con registrador de microdeformaciones (puente Vishay) y multímetro.

2.4 OPERACIÓN DEL ODÓMETRO O-97-5 E HISTORIA DE CARGAS

2.4.1 Preparativos en el odómetro

En el laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería UNAM, se ensambló el odómetro O-97-5 junto con sus extensiones metálicas y de fibra de vidrio. Para facilitar las maniobras de ensamblaje así como las del posterior depósito de la suspensión, se armó un andamiaje alrededor del O-97-5 que resultó muy eficiente para estos fines (fig. 2.16 a). A la placa base del odómetro se le fijaron las conexiones de drenaje así como las cánulas y soportes para medir la presión de poro. Estando ensamblado el conjunto se verificó el sello entre las uniones para lo cual se llenó éste con agua; las fugas observadas en las juntas fueron selladas con grasa y pasta de silicón.

Una vez verificada la estanqueidad del conjunto, se colocó sobre la placa base una cama de arena limpia y húmeda de 5 cm de espesor donde quedaron embebidas las celdas de presión total (fig. 2.16 b); sobre la cama de arena se colocó un fieltro de poliéster de 0.5 cm para evitar la fuga de partículas finas a través de este filtro y se saturó con agua marina hasta dejar un espejo de 5 cm de tirante para el vaciado de la suspensión agua - marina arcilla marina con manguera ahogada. Las cánulas para medir presión de poro se saturaron con agua desaerada haciendo circular agua a su través de abajo hacia arriba. Antes de iniciar el depósito de la suspensión, se registraron las lecturas iniciales de las celdas de presión y de los transductores de presión de poro con puente Vishay y con multímetro (fig. 2.16 c).



a) Ensamble del odómetro y sus extensiones

b) Colocación de celdas de presión en cama de arena fina

c) Toma de lecturas iniciales de sensores

Figura 2.16 Preparativos en el odómetro

2.4.2 Proceso de llenado

El llenado del odómetro O-97-5 demandó un proceso riguroso y arduo que se realizó prácticamente en 24 horas continuas de trabajo; ello dada la necesidad de formar de inicio una suspensión totalmente homogénea. El proceso cubrió tres aspectos fundamentales: mezclado del suelo arcilloso con agua marina precalentada, desaerado de la suspensión mediante calentamiento y vacío, y finalmente vaciado al odómetro O-97-5.

El mezclado del suelo arcilloso y el agua marina, se realizó mediante una revolvedora típica de concreto de un saco, así como una batidora de panadería de 20 kg. El material arcilloso previamente seleccionado y almacenado en cuarto húmedo se separó en bachas de 45 kg y 20 kg, las cuales se colocaron en la revolvedora y la batidora respectivamente; a cada una de las bachas se le agregó la cantidad de agua marina necesaria para alcanzar una suspensión con $w'_o=200\%$ ($2.5 w_L$); ello requirió aproximadamente de 36 kg de agua para la bacha de 45 kg y de 15 kg para la de 20 kg. El agua marina se calentó previamente durante una hora en un tanque de 60 l dotado con resistencias eléctricas para facilitar tanto el mezclado como el posterior desaerado. En el cálculo de la cantidad de agua marina por agregarse se tomó en cuenta la cantidad de sales presentes y agregadas (ecs. 2.3 y 2.4). El mezclado se efectuó hasta lograr una consistencia totalmente fluida (suspensión), lo que consumió aproximadamente 30 minutos para la revolvedora y 15 minutos para la batidora.

Una vez efectuado el mezclado de cada bacha, se cribó la suspensión por la malla No. 40 para retirar algunos fragmentos de conchas y corales que traía consigo el material muestreado. La suspensión así cribada se vació mediante cubetas a un tanque de desaerado con capacidad de 60 lt y dotado con un sistema de calentamiento, donde se le aplicó vacío durante 20 minutos hasta alcanzar una lectura mínima de 250 mm en la columna de mercurio.

El vaciado de la suspensión al odómetro se realizó por gravedad, para lo cual se elevó el tanque de desaerado por medio de un polipasto logrando que la suspensión fluyera a través de una

manguera conectada a la parte inferior del tanque. Todo el depósito se realizó con manguera ahogada para evitar la inclusión de aire, inicialmente en un pequeño tirante de agua y posteriormente en la propia suspensión. El proceso descrito de mezclado, desaerado y vaciado para cada bacha se repitió sistemáticamente hasta lograr el llenado del odómetro O-97-5 y sus extensiones, logrando una altura final de la columna de suspensión de 2.48 m medidos desde la placa base. Así pues, se mezclaron 1279 kg de suelo arcilloso marino húmedo con 981 kg de agua marina, llenando 31 veces el tanque de desaerado con capacidad de 60 lt; es decir que se vaciaron al odómetro aproximadamente 1860 lt de suspensión.

La altura de columna real resultó ligeramente menor a la esperada de 2.6 m; esto, debido a la inevitable pérdida de material arcilloso durante el proceso de preparación de la suspensión, que fue de 9% aproximadamente en peso del total seleccionado.

2.4.3 Proceso de reconstitución

La reconstitución de la muestra marina exigió procesos dilatados que consumieron aproximadamente dos años, amén de las maniobras necesarias. En la figura 2.17 se muestra el esquema de la formación del suelo marino en sus diferentes etapas, las cuales se describen a continuación.

La reconstitución se inició con la floculación y sedimentación de la suspensión depositada en el odómetro. Una vez que las partículas en suspensión formaron una trama tridimensional, inició la consolidación por peso propio, formándose un tirante de agua clara creciente con el tiempo; al alcanzarse cierta consistencia durante este proceso, se colocó el cabezal acrílico sumergido en el tirante de agua sobre el suelo en formación, asegurando con ello una altura uniforme en toda la muestra en formación. Los procesos de consolidación por carga externa se realizaron inicialmente por la colocación de placas circulares de concreto sobre el cabezal de acrílico (2) y posteriormente por la aplicación regulada de presión neumática a través de la membrana ahulada con aire a presión reaccionando contra las paredes de la extensión intermedia y la tapa metálica (3), desplazando así al cabezal. Al quedar el suelo contenido totalmente dentro del odómetro, se aplicaron los últimos incrementos de carga mediante un gato hidráulico actuando sobre el cabezal y reaccionando contra la tapa (4). En el proceso de consolidación por peso propio se permitió el drenaje por la cara superior únicamente mientras que en los procesos de consolidación por carga externa se permitió el drenaje por ambas caras.

Conforme el suelo en formación redujo su altura se fueron retirando las extensiones acrílica y metálica respectivamente. Para las maniobras de retiro de las extensiones y montaje y retiro de la tapa reforzada se empleó un polipasto fijo a un andamio, además de una pequeña grúa montada sobre patines.

En la tabla 2.4 se resume el tipo, la magnitud y la duración de las cargas aplicadas al suelo marino, así como la altura de la columna de suelo al inicio y término de cada proceso. En los incisos siguientes se describen cada uno de los procesos de carga aplicados así como las maniobras realizadas.

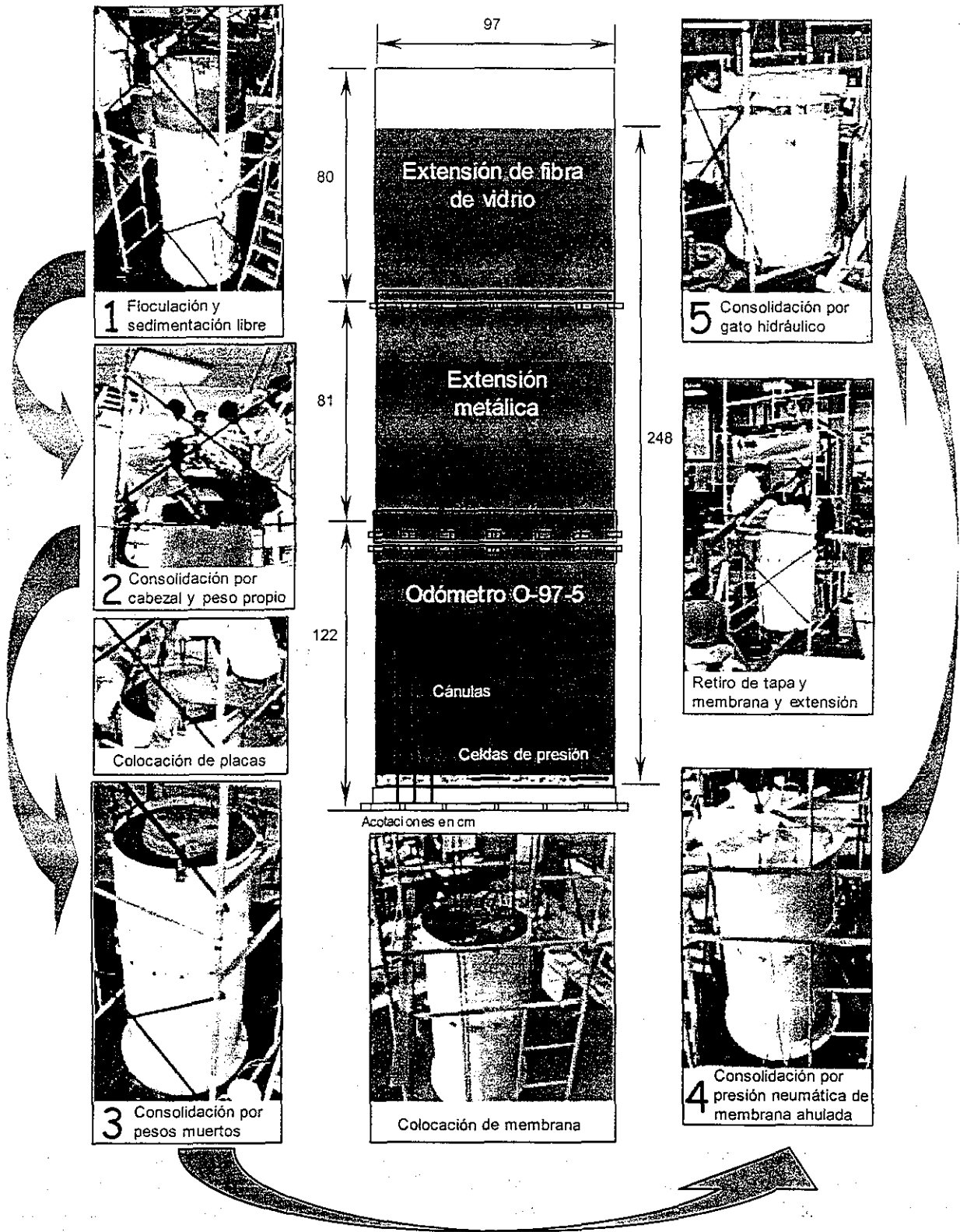


Figura 2.17 Esquema del proceso de reconstitución

Tabla 2.4 Historia de cargas en el suelo marino

Proceso	Fecha inicio	Fecha término	Duración, en días	Esfuerzo kg/cm ²	Deformación, en cm	Columna suelo cm
Sedimentación y consolidación por peso propio	20/12/98	5/03/99	75	Peso propio	46.65 real 40.77 corr	196.35 real 202.23 corr
Pesos muertos	9/03/99	16/08/99	160	0.03	61.16 real 55.66 corr	132.84 real 146.57 corr
Presión neumática	19/08/99	1/12/99	103	0.210	16.18	115.9
Presión neumática	1/12/99	16/02/00	78	0.400	5.13	110.767
Presión con gato hidráulico	16/02/00	15/08/00	180	0.80	10.88	99.888
Presión con gato hidráulico	15/08/00	A la fecha		1.500	14.88	85.00

2.4.4 Sedimentación y consolidación por peso propio

La evolución del proceso de sedimentación-consolidación por peso propio de la suspensión se monitoreó en forma continua desde el momento mismo en que se terminó su vaciado en el odómetro. Durante el proceso se permitió únicamente el drenaje por la cara superior restringiendo el drenaje por la base del O-97-5. Una vez que se observó un pequeño tirante de agua clara, se tomaron lecturas periódicas del nivel superficial del suelo en formación mediante una cintilla metálica graduada dispuesta en la parte exterior de la extensión de fibra de vidrio, que permitía la observación directa a su través del nivel de suelo; la columna de suelo fue reduciendo su altura con el tiempo con el consecuente aumento del tirante de agua clara (fig. 2.18). Una vez que el suelo en formación alcanzó una consistencia mínima (45 días), se decidió colocar el cabezal de carga sumergido en el tirante de agua clara y sobre la suspensión, lo que representó un incremento de presión despreciable para todo fin práctico (0.0009 kg/cm²). El monitoreo de los desplazamientos subsecuentes se realizó mediante tres barras de acero conectadas previamente al cabezal en el mismo número de puntos cuyos movimientos verticales fueron registrados mediante tres transductores de desplazamiento y guardados automáticamente en la memoria del sistema de adquisición de datos. Las maniobras de colocación del cabezal se realizaron con extremo cuidado para evitar la alteración del suelo blando en formación. A la cara inferior del cabezal se le adosó previamente un fieltro de poliéster que funcionó como filtro para evitar el arrastre de partículas finas por esta cara drenante. Los registros de asentamiento se graficaron contra el tiempo observándose una variación con tasa decreciente, lo que se tradujo en una variación asintótica a los 75 días. Al término de este proceso el suelo quedó contenido dentro de la extensión metálica, por lo que se extrajo por sifón el tirante de agua para retirar la extensión de fibra de vidrio.

2.4.5 Consolidación por pesos muertos

La consolidación por pesos muertos se realizó colocando placas circulares de concreto sobre el cabezal acrílico, cada una con peso aproximado de 46 kg. Las placas se colocaron una a una con intervalos de 5 minutos; inicialmente se colocaron 5 placas pero al observarse extrusión de suelo por la holgura existente entre el cabezal y la pared interna del odómetro, se retiró de inmediato la quinta placa, aplicando finalmente al suelo en formación un incremento de esfuerzo de 0.03 kg/cm² (fig. 2.19). Durante este proceso se tuvo especial atención en centrar las cargas para uniformizar los asentamientos, y en su caso se movieron ligeramente las placas de acuerdo con los asentamientos

monitoreados. Al finalizar este proceso que consumió 160 días, el suelo se desplazó 60 cm aproximadamente.

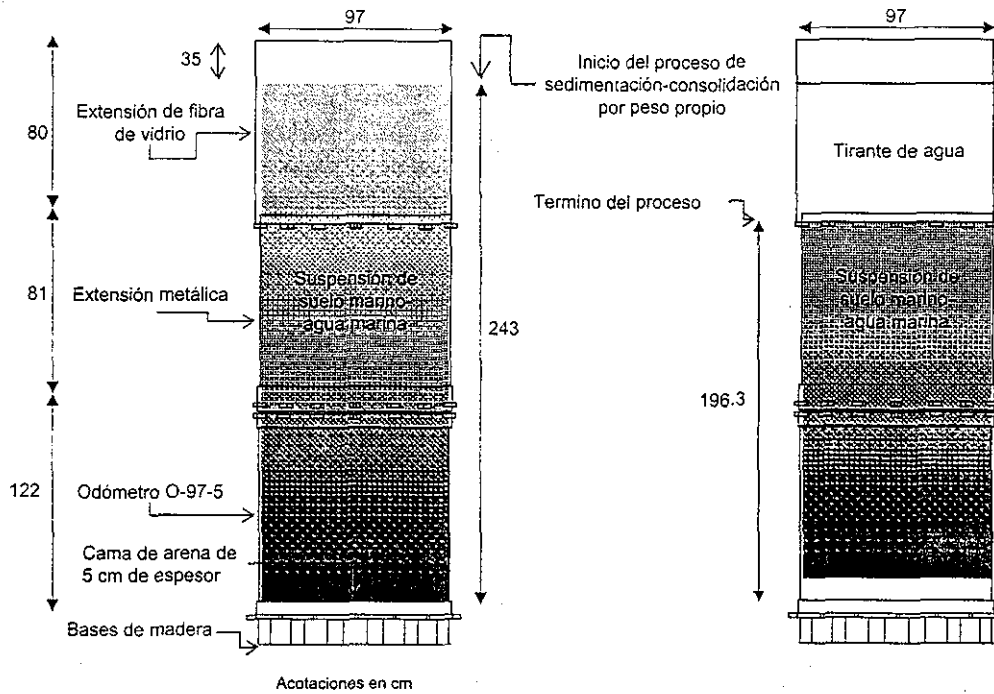


Figura 2.18 Esquema del proceso de sedimentación-consolidación por peso propio del suelo marino

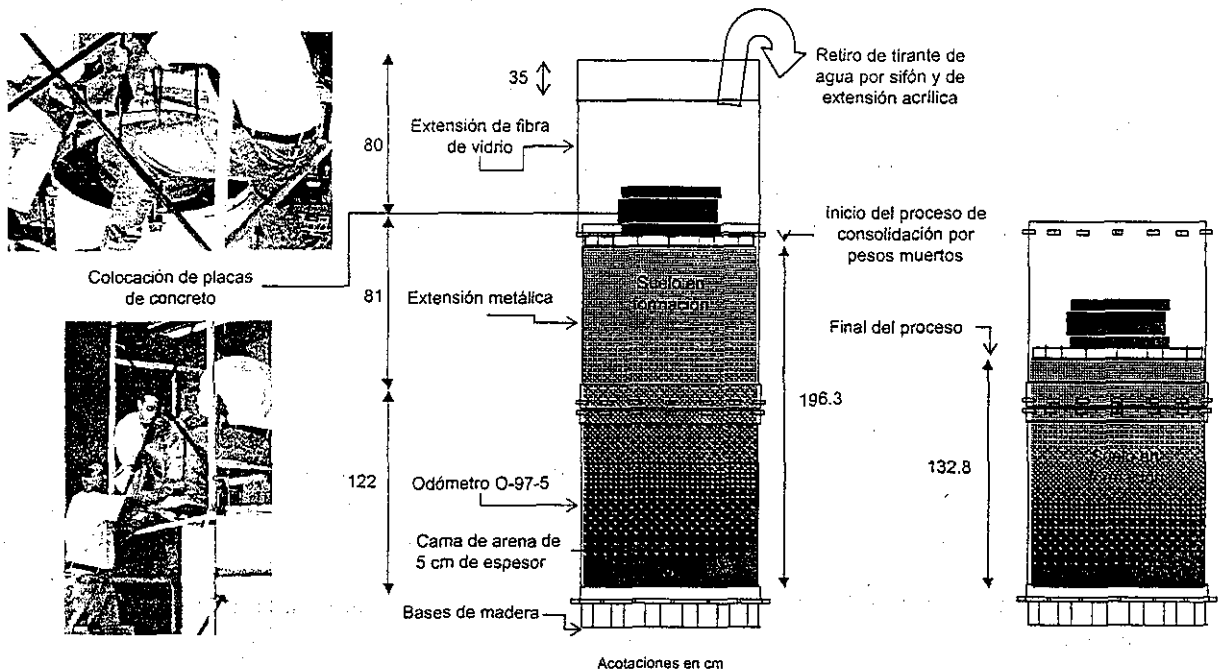


Figura 2.19 Esquema del proceso de consolidación por pesos muertos

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

2.4.6 Consolidación mediante la aplicación de presión con membrana ahulada

Al término de la consolidación por pesos muertos y una vez que existió espacio suficiente en la extensión metálica, se aplicaron dos incrementos de carga mediante la membrana ahulada inflada a presión, el primero para llegar a 0.2 kg/cm^2 y con el segundo se alcanzó un esfuerzo de 0.4 kg/cm^2 ; ello requirió colocar la tapa reforzada sobre esta extensión (fig. 2.20). Durante el segundo incremento de carga se observó que una parte del cabezal acrílico se atoró en la junta del odómetro con la extensión, entonces se aplicaron ciclos de presión para destrabarlo, lo cual sucedió al cuarto ciclo. El siguiente incremento de carga se aplicó también con la membrana inflada a presión hasta alcanzar un esfuerzo aplicado de 0.8 kg/cm^2 , sin embargo, al poco tiempo se observó que el cabezal nuevamente se atoró, entonces se redujo totalmente la presión y se destapó el odómetro. El cabezal se encontró inclinado por lo que se niveló el suelo cortando un sector circular de la muestra, de donde se obtuvieron propiedades índice y mecánicas en esas condiciones. Dado que esta situación generó algunas incertidumbres en cuanto a la regularidad del esfuerzo aplicado, se decidió que los siguientes incrementos de carga se aplicarían mediante un gato hidráulico colocado sobre el cabezal, y reaccionando contra la tapa del odómetro.

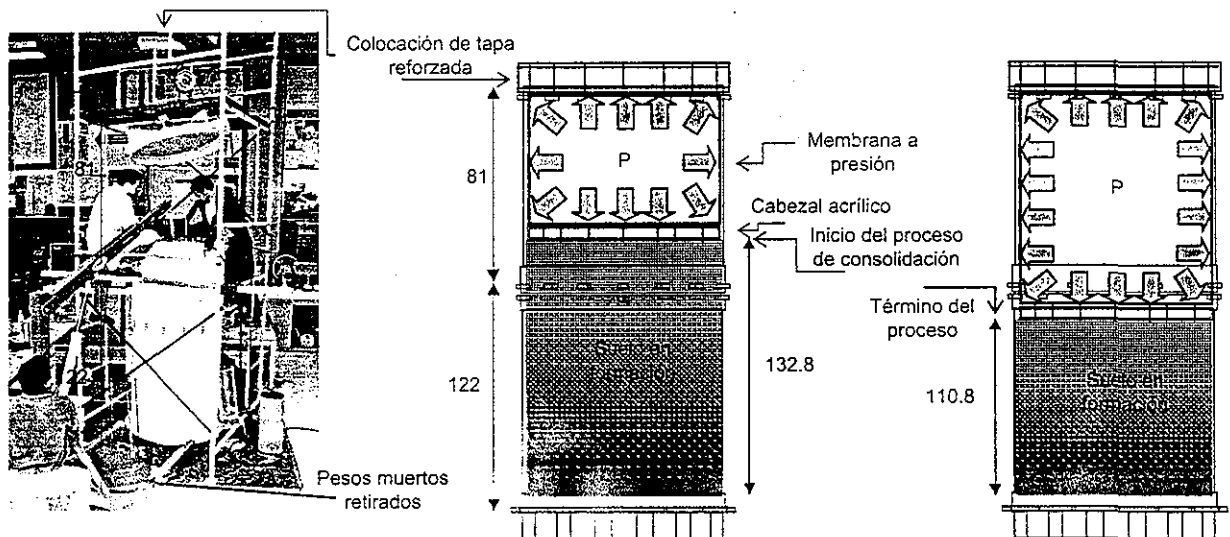


Figura 2.20 Esquema del conjunto durante el proceso de consolidación por la aplicación de presión neumática con membrana ahulada

2.4.7 Consolidación mediante la aplicación de presión con gato hidráulico

Los dos últimos incrementos de carga se aplicaron mediante un gato hidráulico de 50 t desplazando al cabezal y reaccionando contra la tapa reforzada hasta alcanzar el esfuerzo máximo aplicado de 1.5 kg/cm^2 . La presión al gato se aplicó mediante una bomba manual dotada con un manómetro. Con este sistema de aplicación de carga fue necesario ajustar constantemente la presión ya que al desplazarse el cilindro del gato se reduce la presión en la cámara. Sin embargo, el control se realizó diariamente observando las lecturas del manómetro de presión e incrementando la presión hasta alcanzar la correcta.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

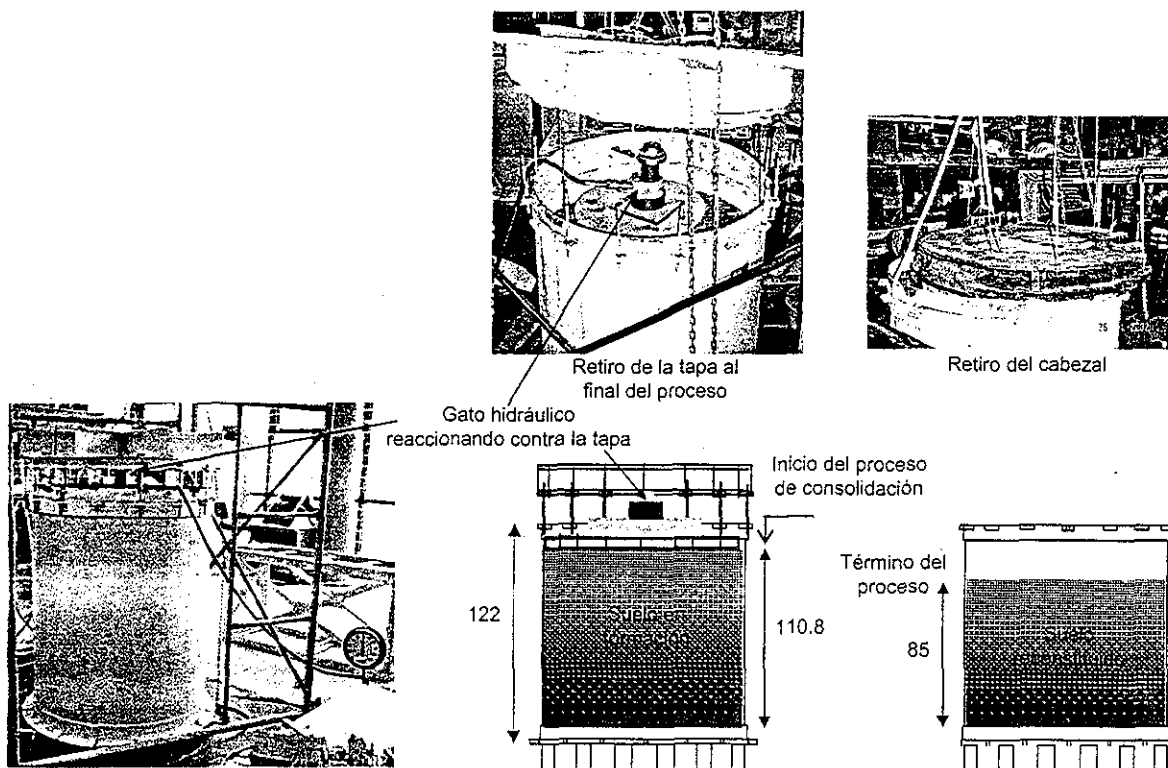


Figura 2.21 Esquema del proceso de consolidación por la aplicación de presión con gato hidráulico

2.5 COMENTARIOS SOBRE LA OPERACIÓN Y LOS PROCESOS DE CARGA

En la figura 2.22 se presenta la evolución de la presión total registrada por las celdas en el fondo del odómetro, de donde se deducen algunas condiciones interesantes. En primera instancia se observa que los incrementos de presión externa no se registran en toda su magnitud por las celdas de presión en el fondo del odómetro; esto se debe por un lado a la disipación de esfuerzos con la profundidad. Por otra parte, la fricción existente entre el suelo y las paredes impide una transmisión de esfuerzo constante con la profundidad. Al aplicar la presión con la membrana (entre puntos 3 y 4 de la figura 2.22) se observa cierta irregularidad en la carga, lo cual se debe al control manual de la presión neumática aplicada, que se relajaba por los desplazamientos continuos del cabezal comprimiendo al suelo, por lo que diariamente se realizaban ajustes de presión. Entre los puntos 4 y 5 correspondientes a otro incremento de carga, se observa que hacia el final de este tramo la presión registrada por las celdas en el fondo del odómetro decrece paulatinamente aun cuando la presión registrada en manómetro fue sensiblemente la misma; esto se debe a que en ese momento el cabezal se atoró en la junta odómetro-extensión metálica provocando que parte del esfuerzo aplicado se "puenteara" al propio odómetro. Lo anterior se comprobó al retirar la tapa y encontrar el cabezal inclinado como se comentó anteriormente. Entre los puntos 7 y 8 se observa que no existieron lecturas debido a imponderables más allá de lo académico (huelga estudiantil) que impidieron el acceso al laboratorio.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

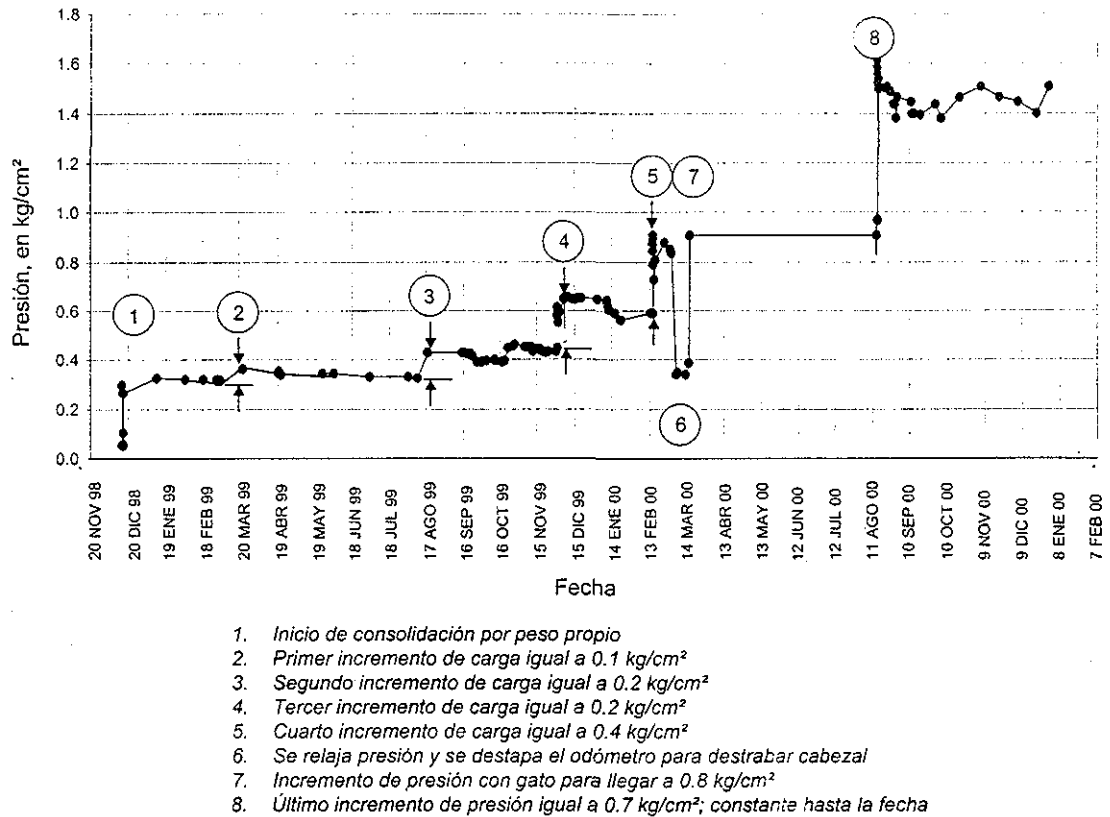


Figura 2.22 Evolución de la presión con el tiempo en el fondo del odómetro O-97-5

Lo anterior muestra la dificultad que existió para generar una carga sostenida en los incrementos de presión aplicados con la membrana ahulada. Sin embargo, la consolidación por peso propio, por pesos muertos y algunos incrementos subsecuentes permitieron obtener datos de buena calidad para analizar los procesos de consolidación, tal como se presenta en el capítulo 4 de esta tesis. La evolución de los asentamientos con el tiempo para cada incremento se muestra también en el capítulo 4.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO 3

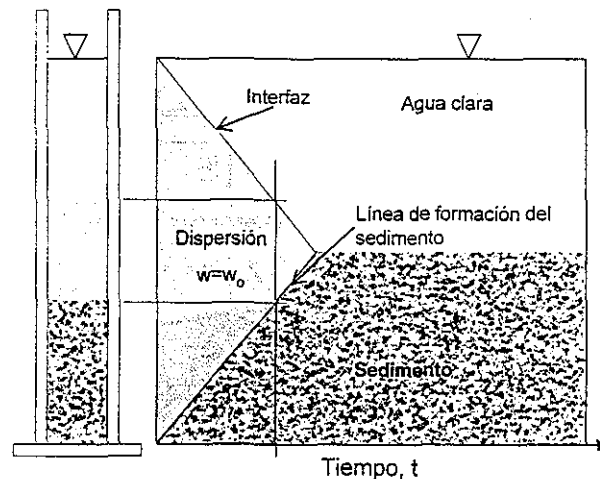
CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL CON GRANDES DEFORMACIONES INCLUYENDO EFECTOS DEL PESO PROPIO

En este capítulo se presentan y discuten los aspectos más relevantes de la teoría de consolidación unidimensional para suelos blandos, que considera el peso propio de la masa de suelo y sin restricción en la magnitud de las deformaciones. Esta teoría resulta muy conveniente para estudiar la consolidación de sedimentos jóvenes muy compresibles y más aún para aquéllos formados a partir de procesos sucesivos de sedimentación, consolidación por peso propio y por carga externa, tal como ocurrió en la reconstitución de la muestra arcillosa marina dentro del O-97-5. Se presentan también soluciones analíticas y numéricas a la ecuación general de consolidación derivada de la teoría en comento, con lo que es posible conocer las isócronas de relación de vacíos, de presión de poro y la curva de desplazamientos contra el tiempo para cada proceso de consolidación. Previamente, se discuten algunos conceptos del fenómeno de sedimentación presentados por distintos autores y se define claramente la hipótesis empleada en este trabajo para distinguir el término de la sedimentación y el inicio de la consolidación por peso propio.

3.1 CONSIDERACIONES SOBRE EL FENÓMENO DE SEDIMENTACIÓN

3.1.1 Modelo de Kynch

A mediados del siglo pasado, Kynch (1952) presentó conceptos sobre el fenómeno de sedimentación que arrojaron luces para el entendimiento del proceso de formación de suelos bajo ambientes acuosos, como los sedimentos lacustres o marinos. Este autor fue el primero en sugerir que la velocidad de sedimentación en una suspensión es función de su concentración inicial (masa/volumen) y supuso que la sedimentación ocurría en forma obstaculizada debido a la colisión entre las propias partículas. Así mismo, observó que existe una interfaz entre el agua turbia formada por la dispersión uniforme y el agua clara libre de partículas.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 3.1 Idealización del proceso de sedimentación de Kynch (1952)



En la figura 3.1 se ilustra un esquema del modelo concebido por Kynch para describir el fenómeno de sedimentación: cuando un grupo de partículas del agua turbia (dispersión) alcanza el sedimento subyacente, se crea una línea de formación del sedimento el cual, según este autor, no se consolida bajo su propio peso. La velocidad constante de depósito o sedimentación de las partículas y la ausencia de consolidación por peso propio del sedimento originan que la línea de formación sea recta; así mismo, el tirante de agua clara aumenta en forma constante con el tiempo hasta que todas las partículas se depositan, entonces tanto el tirante como el espesor del joven sedimento permanece invariables con el tiempo.

3.1.2 Concepción de Fitch

Posteriormente, Fitch (1962) concibió diferentes tipos de sedimentación en una suspensión de acuerdo con su concentración inicial de sólidos, distinguiendo cuatro categorías: sedimentación discreta, sedimentación floculada, zona de depósito y consolidación por peso propio. El autor supuso que a la sedimentación floculada le sigue una "zona de depósito", en la que la suspensión se encuentra con una alta concentración de partículas sólidas y éstas se aglomeran formando una trama tridimensional. A diferencia del modelo de Kynch comentado anteriormente, Fitch considera que justo cuando se forma la trama inicia el proceso de consolidación por peso propio, lo cual parece ser una suposición más apegada a la realidad.

3.1.3 Modelo de Imai

Casi 30 años después de lo presentado por Kynch, Imai (1980) retomó algunas ideas de Fitch y refinó su descripción del proceso de sedimentación dividiéndolo en tres etapas: la floculación, el depósito y la consolidación por peso propio. En la figura 3.2 se muestra un esquema del modelo concebido por este autor: una vez que las partículas de la suspensión forman flóculos se depositan gradualmente en el fondo formando un estrato de sedimentos, el cual experimenta consolidación por su peso propio con la consecuente reducción de su contenido de agua. A medida que el espesor del sedimento aumenta, la zona de depósito se hace más delgada hasta que finalmente desaparece. En la última etapa del proceso, todos los sedimentos experimentan consolidación por peso propio y gradualmente reducen su espesor hasta alcanzar un estado de equilibrio. La frontera entre la zona de depósito y la zona de consolidación constituye la línea de formación de sedimento.

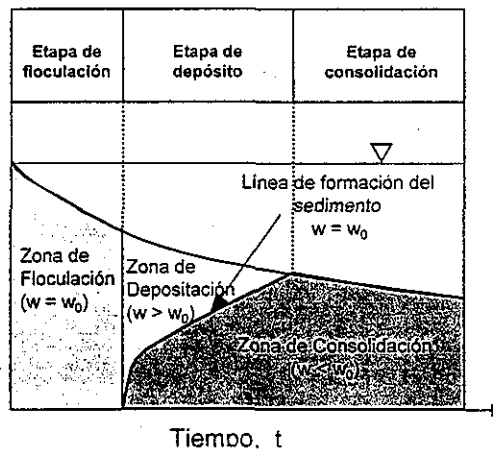


Figura 3.2 Idealización del proceso de sedimentación de Imai (1980)

Las diferencias con el modelo de Kynch presentado inicialmente (fig. 3.1) son evidentes; por ejemplo, no existe la zona de floculación en aquel, la línea de formación del sedimento no es una línea recta y el sedimento se consolida bajo su peso propio.

3.1.4 Conceptos de Lin y Lohnes adoptados en este estudio

Las ideas de los autores descritos y las de otros que no se han referido en este trabajo ayudan a describir el fenómeno de la sedimentación y cualitativamente se puede decir que son suficientemente aproximadas a la realidad; sin embargo, presentan ciertas restricciones, por ejemplo kynch (1952) considera que el sedimento no se consolida bajo su peso propio, lo cual evidentemente sucede en la génesis de los depósitos lacustres o marinos; por otra parte, los conceptos de Fitch e Imai son más precisos al describir un proceso secuencial pero no definen concretamente la frontera entre cada zona, con lo que resulta complejo el estudio del fenómeno.

Con el fin de definir cuantitativamente las fronteras entre las zonas de floculación, depósito y consolidación por peso propio de la forma más sencilla y práctica posible para estudiar la formación del suelo marino en el O-97-5, se adoptaron en este trabajo los conceptos aportados por Lin y Lohnes (1984). Estos autores delimitaron las fronteras en función de la concentración de las partículas sólidas en suspensión: señalan que cuando se forma un tirante de agua clara en la columna de suspensión, esta ha alcanzado una concentración crítica, c_c , y las partículas sólidas conforman una trama tridimensional, iniciando así la consolidación por peso propio. Esto es, que visualmente se puede observar el momento en que se forma una interfaz entre una zona de agua clara en la parte superior de la columna de suspensión y otra turbia que conforman las partículas con una estructura muy abierta, entonces en ese momento se considera que inicia la consolidación por peso propio. Por otra parte, reconocen que inicialmente la suspensión tiene una concentración c_i , si esta es mayor que la concentración crítica c_c , el proceso de consolidación por peso propio comienza de inmediato; por el contrario si $c_i < c_c$ dicha etapa inicia hasta que se igualen las concentraciones.

Así pues, en el análisis que se hace en este trabajo de la formación del suelo arcilloso marino en el odómetro O-97-5, donde se consideran las ideas aportadas por Lin y Lohnes para definir el inicio de la consolidación por peso propio, estrictamente hablando no se analizan las etapas de floculación y sedimentación sino únicamente aquella que inicia una vez que el sedimento ha formado una trama tridimensional y comienza la reducción de su volumen debido a su peso propio.

3.2 CONSIDERACIONES SOBRE EL PROCESO DE CONSOLIDACIÓN CON GRANDES DEFORMACIONES

Es ampliamente reconocido que la teoría tradicional de la consolidación unidimensional de Terzaghi involucra hipótesis que simplifican en gran medida el cálculo matemático de su solución, por ejemplo, supone que las deformaciones en el medio son pequeñas, que la permeabilidad y la compresibilidad del estrato son constantes bajo un cierto incremento de carga y que los esfuerzos debidos al peso propio del suelo son despreciables comparados con los esfuerzos aplicados. Aunque la teoría tradicional se ha empleado en forma cotidiana durante mucho tiempo y en la mayoría de los casos prácticos se pueden obtener aproximaciones suficientemente buenas a la realidad, existen otros en los que su empleo puede llevar a errores de magnitud inaceptable. Algunos autores extendieron el planteamiento tradicional del fenómeno de la consolidación a tres dimensiones (Rendulic, 1936; Biot, 1941); otros han considerado coeficientes de permeabilidad y compresibilidad variables, lo cual puede ser realmente significativo si los cambios en la relación de

vacíos y las deformaciones son muy grandes; paradójicamente, la mayoría de estos planteamientos se han basado en la hipótesis de que las deformaciones son infinitesimales.

El estudio de la consolidación para sedimentos jóvenes muy compresibles, y más aún para aquellos formados a partir de procesos sucesivos de sedimentación, consolidación por peso propio y consolidación por cargas externas, todos estos asociados a grandes deformaciones, se vería muy limitado al emplear la teoría tradicional de Terzaghi. En efecto, comparaciones entre la teoría tradicional y aquéllas que involucran deformaciones finitas muestran que estas últimas predicen un proceso de asentamiento por consolidación mucho más rápido aun cuando la disipación de la presión de poro sea más lenta (Gibson *et al.*, 1981); esto tiene implicaciones prácticas de importancia pues la teoría tradicional puede subestimar seriamente el exceso de presión de poro en un estrato de arcilla suave, con lo que se puede sobreestimar la resistencia al esfuerzo cortante si se hace un análisis bajo esfuerzos efectivos. Por todo lo anterior, en el estudio de la formación del suelo marino en el odómetro O-97-5 se recurre a teorías de consolidación que involucran los efectos del peso propio con grandes deformaciones asociadas, así como la variabilidad de la permeabilidad y compresibilidad durante el proceso de consolidación. En lo que sigue se presentan los conceptos fundamentales de estas teorías y las soluciones analíticas que algunos autores han encontrado para relaciones particulares de esfuerzo-deformación-permeabilidad (Lee y Sills, 1981; Been y Sills, 1981), o bien aquellas soluciones basadas en métodos numéricos como las diferencias finitas o el método del elemento finito, MEF.

3.2.1 Consolidación unidimensional bajo peso propio sin restricción en la magnitud de las deformaciones

Gibson y coautores presentaron en 1967 su teoría para analizar la consolidación unidimensional de pequeños estratos de arcilla homogénea mediante hipótesis más generalizadas que aquéllas de la teoría tradicional de Terzaghi. En su planteamiento, no se limita la magnitud de las deformaciones durante el proceso de consolidación, se toma en cuenta la variación de la permeabilidad y la compresibilidad y se considera la Ley de Darcy relacionando el gradiente debido al exceso de presión de poro con la velocidad relativa entre la estructura del suelo y el agua que fluye por los poros. La consolidación secundaria no se toma en cuenta.

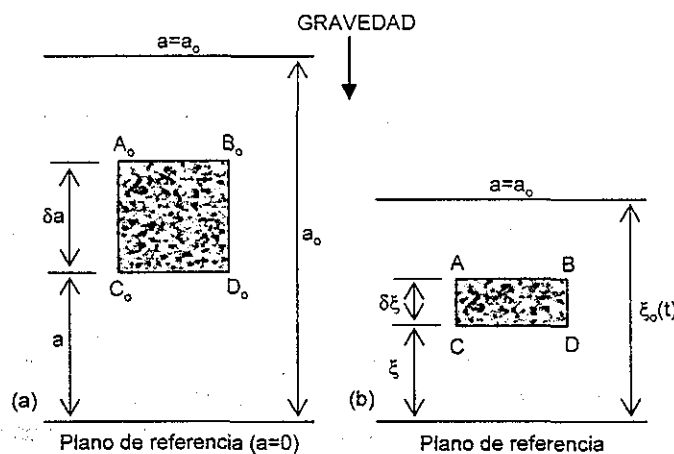


Figura 3.3 Coordenadas Lagrange: (a) configuración inicial, $t=0$; b) configuración en un tiempo $t=t$.

El sistema coordenado que utilizaron estos autores en su planteamiento matemático es el de coordenadas materiales o de Lagrange, en donde la ubicación de un punto se define por la cantidad de materia que lo rodea; así, un punto de un estrato en consolidación puede definirse por la altura de sólidos que existe entre el punto analizado y un plano de referencia (fig. 3.3); evidentemente esta altura de sólidos permanece invariante durante todo el proceso, así un punto de la masa de suelo en consolidación estará definido siempre por la misma altura de sólidos, aún cuando su altura en un plano cartesiano sea variante. Este sistema coordenado resulta muy apropiado cuando se analizan grandes deformaciones. En el apéndice A se presenta una descripción detallada del sistema de referencia.

Tres lustros más tarde Gibson y otro grupo de investigadores ampliaron su teoría para analizar la consolidación de espesores potentes de arcilla tomando ahora en cuenta el peso propio del suelo y el del fluido de los poros además de las hipótesis y consideraciones de su planteamiento inicial (Gibson *et al.*, 1981). Después de establecer ecuaciones de equilibrio vertical y de continuidad de flujo, Gibson y coautores llegaron a la ecuación diferencial general del proceso de consolidación con grandes deformaciones, utilizando como variable dependiente la relación de vacíos, $e(z,t)$ (la ecuación de Terzaghi utiliza la presión de poro como variable dependiente). La ecuación general obtenida por estos autores se presenta a continuación:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[g(e) \frac{\partial e}{\partial z} \right] - f(e) \frac{\partial e}{\partial z} = \frac{\partial e}{\partial t} \quad 3.1$$

donde z es la altura de sólidos entre el nivel analizado en una columna de suelo y un plano de referencia que normalmente es la base, también conocida como coordenada material o Lagrange antes referida; $g(e)$ tiene el rol del coeficiente de consolidación¹ y está dado por:

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

y la función $f(e)$ es:

$$f(e) = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \frac{d}{de} \left[\frac{k(e)}{1+e} \right] \quad 3.3$$

con γ_s igual al peso específico de las partículas sólidas.

Schiffman (1980) demostró que la ecuación diferencial de consolidación con deformaciones infinitesimales de Terzaghi es un caso particular de la ecuación general 3.1. La ecuación de Gibson es una diferencial parcial altamente no lineal, que puede hacerse lineal si se hacen ciertas simplificaciones, por ejemplo, considerar $g(e)$ constante. En el apéndice A se presenta el planteamiento completo de la teoría de Gibson y el desarrollo de las ecuaciones anteriores.

La aportación más significativa de esta teoría es la consideración de deformaciones finitas o grandes deformaciones así como del peso propio de la masa de suelo saturada, con lo que es posible estudiar la consolidación de depósitos arcillosos jóvenes bajo su peso propio de una manera más realista. Ejemplo de éstos son los de rellenos arcillosos depositados por dragado o los rellenos hidráulicos con productos de desechos mineros, donde la propia masa de suelo constituye la carga actuante.

¹ El c_v de Terzaghi presenta el término $1+e$ en el numerador



3.2.2 Solución analítica a la ecuación general de consolidación unidimensional con grandes deformaciones: consolidación por peso propio

A principios de los años ochenta, el grupo de investigadores en suelos blandos de la Universidad de Oxford presentaron en un artículo (Lee y Sills, 1981) soluciones analíticas para la ecuación general de la consolidación de Gibson *et al.*; estos autores analizaron tres casos:

- Consolidación de una suspensión bajo peso propio
- Consolidación de un estrato normalmente consolidado
- Consolidación de una suspensión depositada en forma constante

Para obtener estas soluciones Lee y Sills hicieron algunas simplificaciones que se irán presentando en el cuerpo de este subinciso. En primera instancia, consideraron el coeficiente de consolidación de Gibson constante (ec. 3.2), llamándolo ahora c_r ; lo anterior sobre la base de que existe una menor variación en este coeficiente que la que experimentan sus componentes individuales (permeabilidad y relación esfuerzo-deformación); la permeabilidad, k , la expresan como una función de la relación de vacíos como indica la ecuación 3.4, donde k_o es una constante.

$$\frac{k}{\gamma_w} = k_o (1 + e) \quad 3.4$$

En el primer caso que analizó el grupo de Oxford, consolidación por peso propio de un lodo, se parte de la hipótesis de que la suspensión se deposita instantáneamente y que inicialmente tiene densidad y relación de vacíos uniformes; es decir, que la relación de vacíos para el primer instante es constante con la profundidad: $e(z, 0) = e_i$. La consolidación se debe únicamente al peso propio del suelo hasta que alcanza una condición de equilibrio con lo que se llega a un estado normalmente consolidado. La relación esfuerzo-deformación supuesta por Lee y Sills es una relación lineal:

$$\sigma = \alpha (e_i - e) \quad 3.5$$

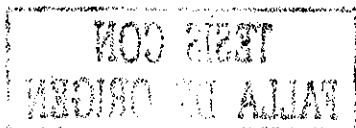
Al final de la consolidación, el suelo se encuentra en un estado normalmente consolidado con una distribución del esfuerzo efectivo en equilibrio con el peso del suelo:

$$\sigma(z, \infty) = (\gamma_s - \gamma_w)(z_o - z) \quad 3.6$$

donde z_o es la altura total de sólidos de la columna de suelo. La distribución final de la relación de vacíos e se obtiene a partir de la ecuación 3.5:

$$\begin{aligned} (\gamma_s - \gamma_w)(z_o - z) &= \alpha e_i - \alpha e(z, \infty) \\ e(z, \infty) &= e_i - \frac{(\gamma_s - \gamma_w)}{\alpha} (z_o - z) \\ e(z, \infty) &= e_i - \beta (z_o - z) \end{aligned} \quad 3.7$$

donde β es la pendiente de la distribución de vacíos al terminar la consolidación; es decir que para el factor tiempo $T = \infty$ la distribución de la relación de vacíos de un estrato consolidado por peso propio será una línea recta con pendiente β como se en la figura 3.4.



Después de establecer condiciones de frontera y las relaciones particulares esfuerzo-deformación-permeabilidad comentadas (ecs. 3.4 y 3.5), los autores encontraron soluciones analíticas a la ecuación general de Gibson para la consolidación por peso propio, para drenaje por una o ambas caras. La siguiente expresión corresponde a la solución para el caso de drenaje por la cara superior:

$$e(z,t) = e_i - \beta \left[z_o - z - 2z_o \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos(m\pi z/z_o)}{m^2 \pi^2} \exp\left(-\frac{c_F m^2 \pi^2 t}{z_o^2}\right) \right] \quad 3.8$$

donde z es la coordenada material o de Lagrange definida por la altura de sólidos medida hacia arriba, z_o es el espesor total de sólidos y $m = \frac{1}{2}(2n + 1)$ (drenado por una sola cara).

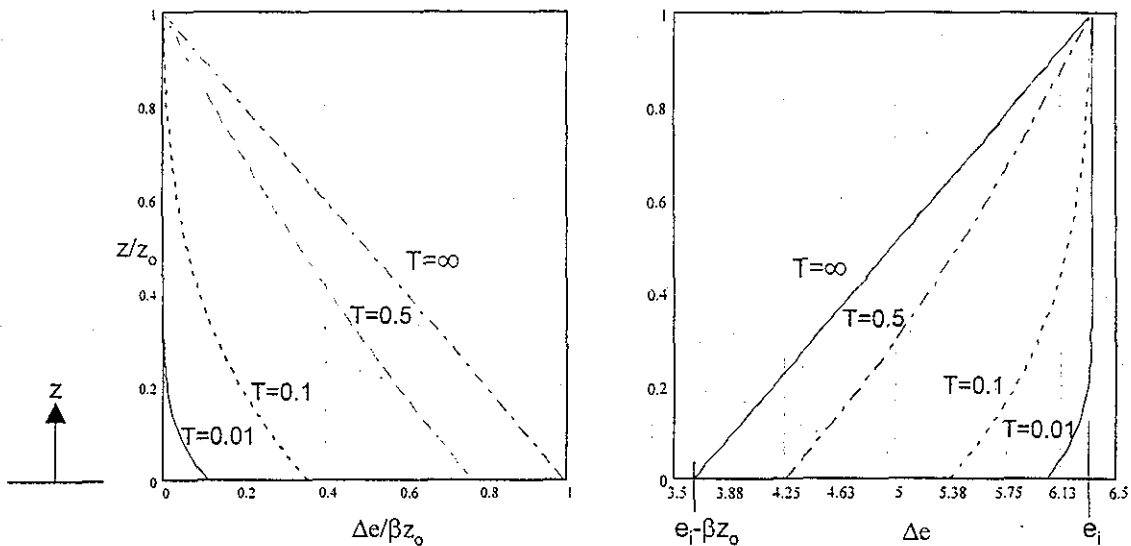


Figura 3.4 Isócronas de relación de vacíos a) altura normalizada contra cambio de e normalizado, b) altura normalizada contra valor de e

Con base en la ecuación 3.8 se graficaron las isócronas de la relación de vacíos contra la altura normalizada z/z_o ; en la fig. 3.4a se presentan las isócronas normalizando el cambio en la relación de vacíos con respecto a βz_o , que es el cambio máximo de e el cual ocurre en la base. De las gráficas se observa que para el momento inicial, $T=0$, la distribución de la relación de vacíos es uniforme con la profundidad (línea vertical). En la cara superior drenante no existe ningún cambio de la relación de vacíos durante el proceso; así pues Lee y Sills estiman que la distribución final de la relación de vacíos con la profundidad es una línea recta con pendiente igual a β de tal suerte que la distribución en un tiempo $T=\infty$ tiene forma triangular, con el máximo cambio de e en la base. La forma de estas isócronas muestra una condición interesante: la consolidación bajo peso propio cuando sólo existe drenaje por la cara superior, empieza desde la base impermeable, lo cual es contrario a la teoría tradicional donde la consolidación de un estrato cargado siempre inicia por la frontera drenante. Lo anterior se verá más claro con las isócronas de la presión de poro que adelante se presentan.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

La altura de la columna de suelo se puede conocer para cualquier tiempo t en términos de la coordenada material z (altura de sólidos), por medio de la integral:

$$h(t) = \int_0^{z_i} [1 + e(z, t)] dz \quad 3.9$$

Esto significa que una vez conocidas las isócronas de la relación de vacíos para diferentes tiempos t , se puede obtener la curva de asentamientos contra el tiempo del suelo consolidado bajo su propio peso de una forma sencilla. La altura final para el 100% de consolidación primaria se obtiene integrando con la ecuación 3.9 la isócrona final $e(z, \infty)$, la cual tiene una distribución triangular, resultando entonces:

$$H_{100} = \int_0^{z_i} [1 + e(z, \infty)] dz = (1 + e_0)z_0 - \frac{1}{2}\beta z_0^2 \quad 3.10$$

La solución para conocer el exceso de presión de poro, u , durante el proceso de consolidación por peso propio la obtuvieron a partir de la conocida expresión:

$$u = p - \sigma - u_h \quad 3.11$$

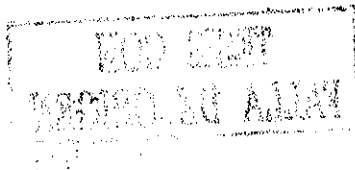
donde $p - u_h = \sigma(z, \infty) = (\gamma_s - \gamma_w)(z_0 - z)$, es decir, el esfuerzo total menos la presión de poro hidrostática es la condición de equilibrio del esfuerzo efectivo al final del proceso donde $u=0$. Sustituyendo la expresión anterior en la ecuación 3.11 y considerando el principio de esfuerzo deformación supuesto $\sigma = \alpha(e_i - e)$, donde $e_i - e$ se calcula con la solución analítica de la relación de vacíos, se obtuvo la expresión para conocer las isócronas del exceso de presión de poro; enseguida se presenta la ecuación para el caso de drenaje por la cara superior:

$$u(z, t) = (\gamma_s - \gamma_w) \left(1 - \gamma(z)\right) z_0 - \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\beta} [e_i - e(z, t)] \quad 3.12$$

$$u(y, T) = 2(\gamma_s - \gamma_w) z_0 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^n \text{sen}(m\pi(1-y))}{m^2 \pi^2} \exp(-m^2 \pi^2 T)$$

donde $y=z/z_0$ es la variable normalizada de la altura, $0 < y < 1$, y T es el factor tiempo; $T = c_F t / z_0^2$.

Las isócronas de la presión de poro así calculadas se presentan en la figura 3.5; en la figura b), el exceso de presión de poro se normalizó dividiéndolo entre el esfuerzo efectivo en la base de la columna de suelo, que es el valor máximo que puede tomar la presión intersticial en exceso de la hidrostática. Obsérvese que antes de que la consolidación dé inicio ($T=0$), el esfuerzo total debido al peso propio es soportado enteramente por el fluido, de ahí la característica distribución inicial de tipo triangular del exceso de presión u . Al iniciar el proceso, el mayor exceso de presión intersticial se encuentra en la base, ya que en esta zona la presión de poro "toma" todo el peso de la columna de suelo; entonces, el gradiente hidráulico establecido expulsará el agua de abajo hacia arriba; esto es, la consolidación comienza por la base impermeable tal como se había acotado anteriormente.



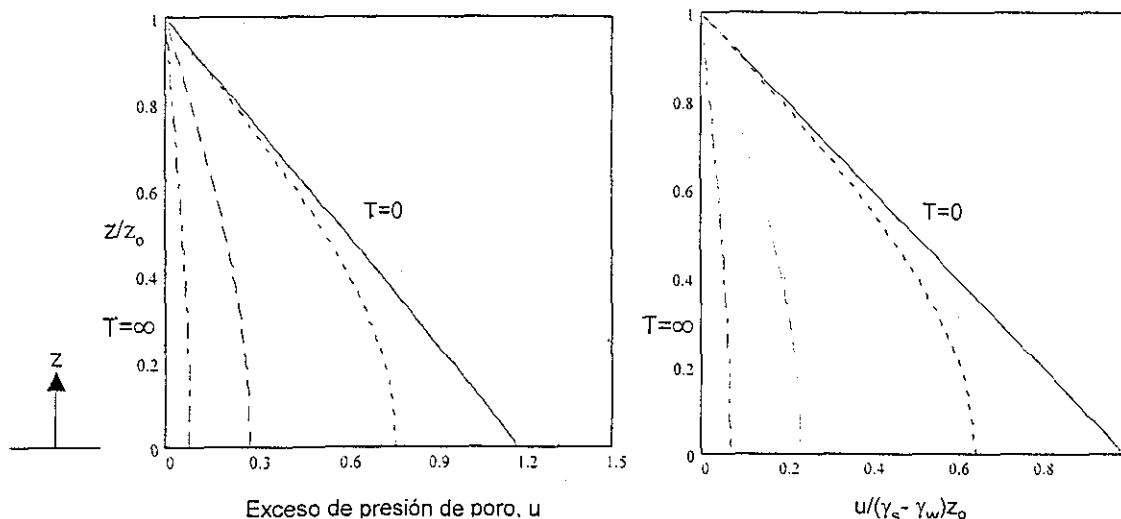


Figura 3.5 Isócronas de exceso de presión de poro a) altura normalizada contra valor de u; b) altura normalizada contra exceso de presión de poro normalizada

El asentamiento, $S(t)$, del estrato de suelo bajo su peso propio puede estudiarse con el grado de consolidación, $U(T)$, en la forma:

$$U(T) = \frac{S(t)}{S(\infty)} = \frac{\int_0^{z_0} [e(z,0) - e(z,t)] dz}{\int_0^{z_0} [e(z,0) - e(z,\infty)] dz} = 1 - 4 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^n}{m^3 \pi^3} \exp(-m^2 \pi^2 T) \quad 3.13$$

La curva de asentamiento contra el factor tiempo T se presenta en la figura 3.6 en término de la raíz cuadrada del factor tiempo T .

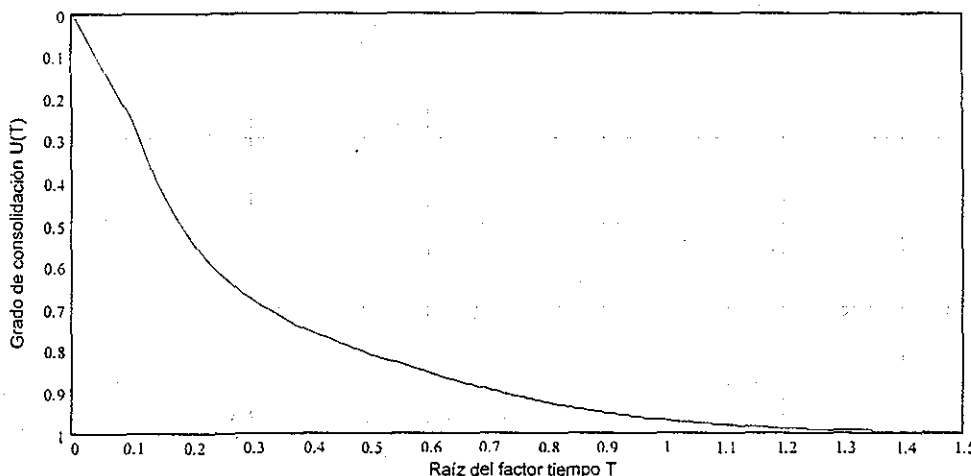


Figura 3.6 Grado de consolidación $U(T)$ contra raíz de T para consolidación por peso propio

3.2.3 Solución analítica a la ecuación general de consolidación unidimensional con grandes deformaciones: consolidación por carga externa

El segundo caso analizado por Lee y Sills es el de un estrato al que se le aplica una carga externa una vez que se ha consolidado bajo su peso propio, tal como ocurrió en el proceso de reconstitución de la muestra marina en el O-97-5. Estos autores supusieron un medio seminfinito sobre el que se aplica un esfuerzo, por lo que éste se transmite como un incremento de esfuerzo total constante con la profundidad. Al terminar el proceso de consolidación, el incremento de esfuerzo efectivo con la profundidad también resulta constante. La distribución de la relación de vacíos inicial (para $T=0$) es la correspondiente a la condición de equilibrio alcanzada por el estrato una vez consolidado bajo su peso propio ($T=\infty$ de la fig. 3.4), esto es:

$$e(z,0) = e_i - \beta(z_o - z) \quad 3.14$$

Dada la relación lineal esfuerzo efectivo-relación de vacíos supuesta en el modelo por los autores, la aplicación de una carga uniformemente repartida, q , en un medio de extensión infinita origina un cambio constante en la relación de vacíos, Δe , del estrato con la profundidad; así, la isócrona final de relación de vacíos será:

$$e(z,\infty) = e(z,0) - \Delta e \quad 3.15$$

Evidentemente la anterior hipótesis no se cumple en la naturaleza, es decir, se sabe que el cambio de la relación de vacíos con el esfuerzo efectivo es una relación no lineal; sin embargo, si el suelo es normalmente consolidado, como es el caso, y los incrementos de esfuerzo son relativamente pequeños, entonces la hipótesis anterior puede ser válida.

La relación de vacíos en las fronteras superior e inferior estarán dadas por:

$$e(z_o,t) = e_i - \Delta e \quad 3.16$$

$$e(0,t) = e_i - \beta z_o - \Delta e \quad 3.17$$

La ecuación general de Gibson y las condiciones iniciales y de frontera constituyen un problema matemático completo cuya solución analítica permite conocer las isócronas de la relación de vacíos. La ecuación 3.18 es la solución para drenaje por ambas caras.

$$e(z,t) = e_i - \beta(z_o - z) - \Delta e \left[1 - \frac{4}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\text{sen}(m\pi z / z_o)}{m} \exp(-m^2 \pi^2 T) \right] \quad 3.18$$

donde ahora $m=2n+1$ dado que el drenaje es por ambas caras.

La figura 3.7 muestra las isócronas de la relación de vacíos con la profundidad normalizada calculadas con la ec. 3.18. La gráfica a) corresponde a las isócronas para un caso arbitrario con valores de e ; obsérvese la tendencia inicial de la isócrona para $T=0.0001$ que corresponde a una línea recta con pendiente igual a β , es decir, corresponde a la condición de equilibrio alcanzada por el estrato bajo su peso propio (fig. 3.4). Al final de la consolidación, el cambio en la relación de vacíos Δe es uniforme en toda la profundidad del estrato, tal como antes se mencionó. La figura b) muestra las isócronas del cambio normalizado de la relación de vacíos definido por la isócrona inicial $t=0$ menos la isócrona en un tiempo t y dividido este valor entre el cambio máximo de

relación de vacíos Δe . La simetría de las curvas se debe a la consideración de los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad constantes; el plano de simetría se encuentra a la mitad del estrato.

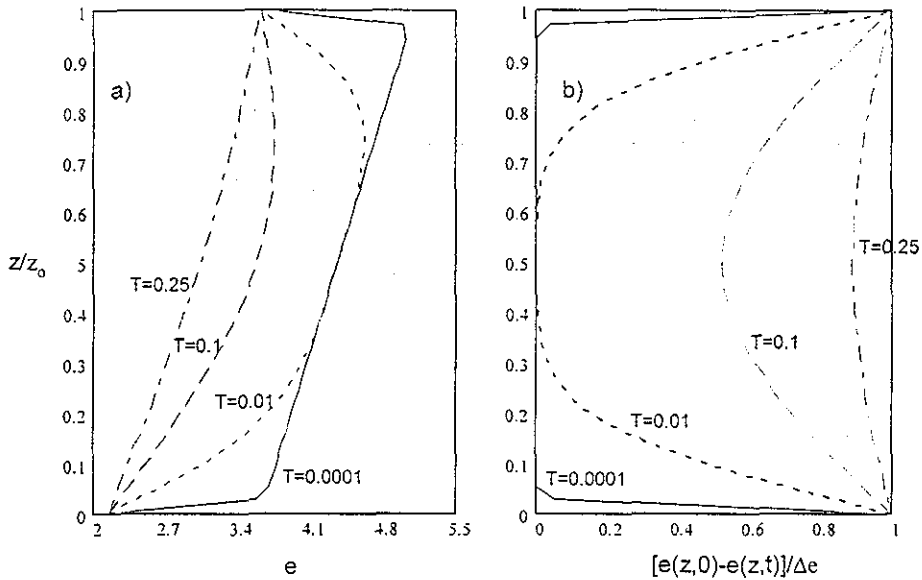
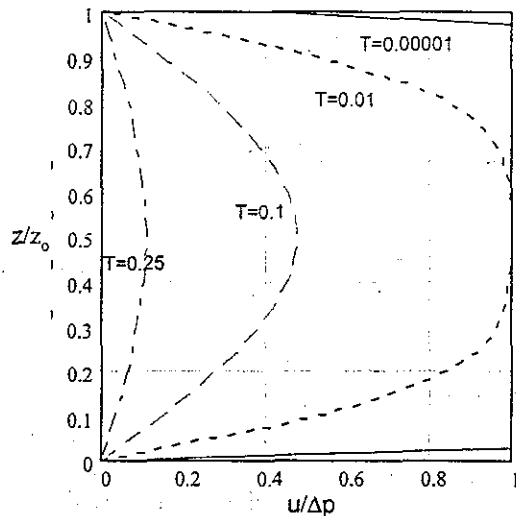


Figura 3.7 Isócronas de la relación de vacíos para un estrato drenado por ambas caras previamente consolidado bajo su peso propio

De manera análoga a la solución por peso propio, la altura de la columna de suelo se puede conocer para cualquier tiempo t en términos de la altura de sólidos z , por medio de la integral 3.9.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 3.8 Isócronas normalizadas de presión de poro para un estrato con carga externa drenado por ambas caras

El exceso de presión de poro u , se puede obtener de manera análoga al planteamiento para consolidación por peso propio, resultando la expresión siguiente:

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES EN INGENIERÍA

$$u = \Delta p - \alpha [e_i - \beta(z_o - z) - e(z, t)] \quad 3.19$$

donde α es una constante igual a $\Delta p/\Delta e$, y $e(z, t)$ se calcula ahora con la ecuación 3.18. En la figura 3.8 se muestran las isócronas de presión de poro normalizadas entre Δp que es el valor máximo del exceso de presión de poro; obsérvese la simetría de las curvas debido a los coeficientes constantes.

El grado de consolidación obtenido para este caso por Lee y Sills está expresado por la ecuación 3.20 y su gráfica correspondiente se muestra en la fig. 3.9. En la misma figura, se muestra también la curva teórica de consolidación de Terzaghi, de donde se observa que ésta predice un proceso más lento que lo que indica la teoría con grandes deformaciones asociadas, tal como antes se acotó.

$$U(T) = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_n \frac{1}{m^2} \exp(-m^2 \pi^2 T) \quad 3.20$$

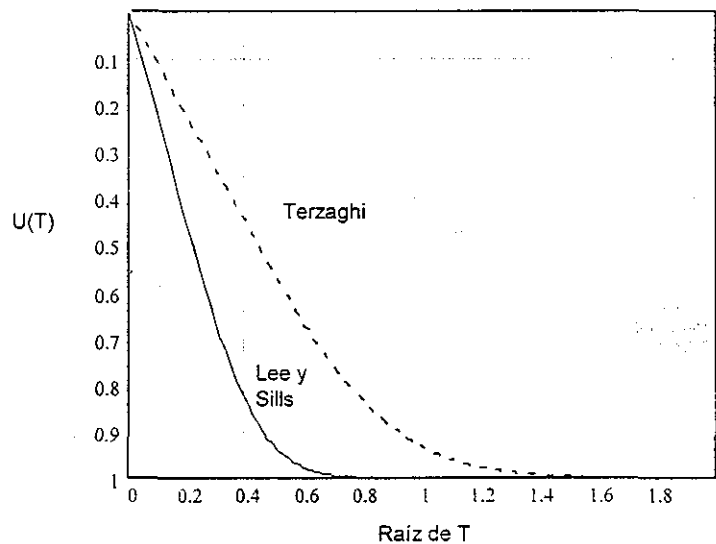


Figura 3.9 Grado de consolidación $U(T)$ de un estrato normalmente consolidado

3.2.4 Modificaciones a las soluciones analíticas de Lee y Sills por Been y Sills (1981) para consolidación por peso propio

Been y Sills (1981) realizaron un amplio programa experimental para estudiar la consolidación de suelos arcillosos con grandes deformaciones; particularmente se enfocaron al proceso de consolidación debido al peso propio. Estos investigadores utilizaron una columna de acrílico de 10.2 cm de diámetro y 2 m de altura, donde introdujeron 16 mezclas de lodo arcilloso con diferentes densidades. Durante la sedimentación y consolidación de las suspensiones arcillosas bajo su peso propio, registraron perfiles de densidad por medio de rayos X; además, midieron perfiles de presión de poro, presión total en la base y en algunos puntos de las paredes de la columna. Los perfiles de densidad del suelo en formación para diferentes tiempos, muestran claramente el proceso de formación de los suelos arcillosos depositados bajo agua (fig. 3.10), donde existe una zona de agua clara, otra de suspensión en depósito y finalmente una de suelo en

formación (consolidación por peso propio). Estas observaciones experimentales coinciden en gran medida con la idealización del proceso formulada por Imai un año antes.

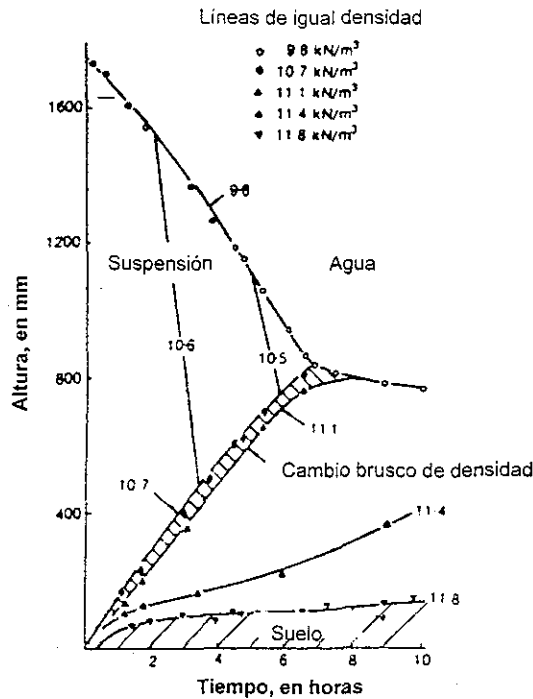


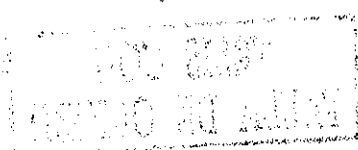
Figura 3.10 Perfiles experimentales de densidad en una gráfica de altura contra tiempo (Been y Sills, 1981)

Derivado de las observaciones experimentales, se concluyó que la relación de vacíos en la interfaz suelo-agua, no permanece constante durante todo el proceso sino que disminuye hasta cierto valor e_o , esto sucede a pesar de que el esfuerzo efectivo es teóricamente nulo en la superficie del suelo en formación. La evidencia experimental llevó a los autores a modificar las soluciones teóricas de consolidación bajo peso propio encontradas anteriormente por Lee y Sills para tomar en cuenta la reducción de la relación de vacíos en la superficie. La modificación que introdujeron es un simple artificio que consiste en suponer una columna de suelo con una altura imaginaria de sólidos z_o , mayor que la real z_1 , igual a:

$$z_o = z_1 + (e_i - e_o) / \beta \tag{3.21}$$

En la figura 3.11 se muestra esquemáticamente la modificación propuesta por Been y Sills; donde se observa que al suponer una altura imaginaria de sólidos mayor a la real (esquema de la derecha), existe un cambio de relación de vacíos en la superficie real del suelo, z_1 de e_i a e_o . La altura imaginaria dependerá entonces de esta diferencia real de relaciones de vacíos.

Así pues, la distribución de relación de vacíos para consolidación por peso propio se puede encontrar con la misma expresión de Lee y Sills presentada anteriormente (ec. 3.8) pero sustituyendo el valor de z_o por el valor de la altura imaginaria dada por la ecuación 3.9. La nueva solución es válida únicamente en el intervalo de $0 \leq z \leq z_1$.



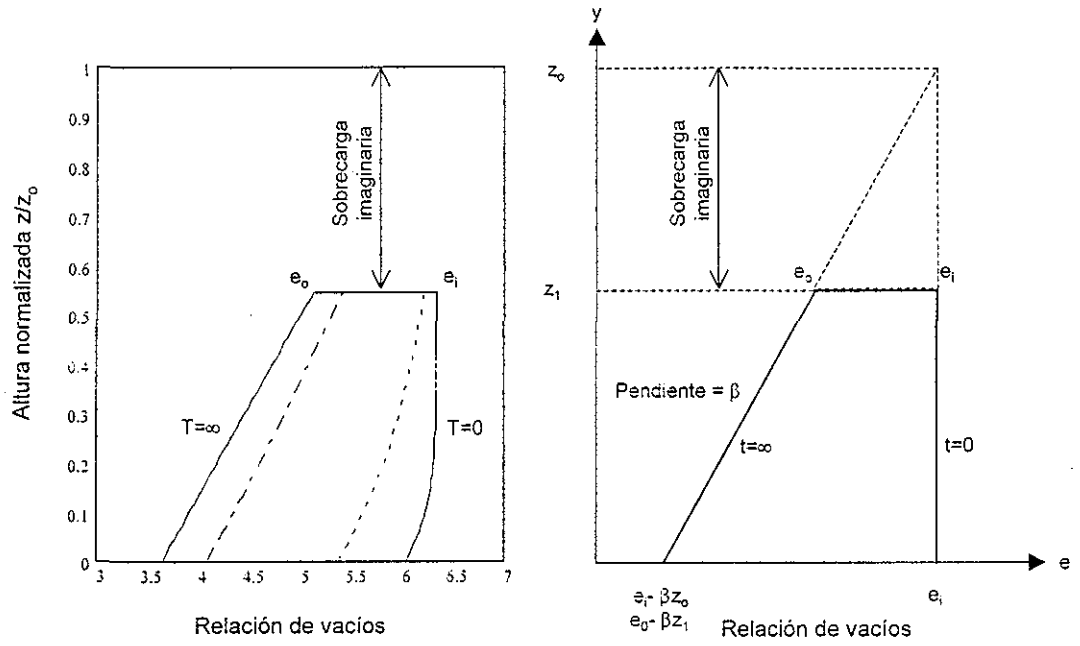


Figura 3.11 Esquema de las modificaciones al problema propuestas por Been y Sills

De igual forma, la presión de poro modificada se calcula con la expresión anterior de Lee y Sills pero sustituyendo z_0 por su nuevo valor (ec. 3.21). Lo anterior indica que existiría un exceso de presión de poro en la superficie real del suelo, z_1 , diferente de cero, y es evidente que no puede existir tal condición, por lo que la distribución de presión de poro real se obtiene simplemente restando a estas isócronas la función $u(z_1, t)$.

El grado de consolidación para la modificación propuesta por Been y Sills puede expresarse en términos de la presión de poro en la forma:

$$U(T) = \frac{\int_0^r u(y, 0) dy - \int_0^r u(y, T) dy}{\int_0^r u(y, 0) dy} = \frac{\sum_{n=1}^{\infty} \left\{ \left[\frac{\text{sen}(m\pi r)}{m^3 \pi^3} - \frac{r \cos(m\pi r)}{m^2 \pi^2} \right] [1 - \exp(-m^2 \pi^2 T)] \right\}}{\sum_{n=1}^{\infty} \left[\frac{\text{sen}(m\pi r)}{m^3 \pi^3} - \frac{r \cos(m\pi r)}{m^2 \pi^2} \right]} \quad 3.22$$

donde y es la variable normalizada de la altura, r es el cociente entre la altura real y la imaginaria y m se calcula conforme a la ecuación 3.8 (drenaje por una cara).

El estudio emprendido por Been y Sills demostró que la teoría de consolidación con grandes deformaciones de Gibson *et al.*, resuelta para una relación lineal esfuerzo efectivo-relación de vacíos y permeabilidad (Lee y Sills), es adecuada para predecir la consolidación de suelos arcillosos bajo su peso propio si se efectúan las correcciones descritas anteriormente; esto a pesar de las simplificaciones supuestas para desarrollar las soluciones. Son precisamente estas soluciones modificadas las que se emplearon para analizar la consolidación por peso propio del suelo marino dentro del O-97-5, tal como se describe en el capítulo 4. Tanto las soluciones para estratos normalmente consolidados de Lee y Sills como las modificaciones a las ecuaciones de consolidación por peso propio de Been y Sills fueron programadas en hojas de MathCAD 2000 para analizar los procesos de consolidación en el O-97-5.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

3.2.5 Comentarios sobre las soluciones analíticas

Las soluciones analíticas a la ecuación general de consolidación de Gibson presentadas, permiten describir de una manera práctica el comportamiento a través del tiempo de un suelo blando en proceso de consolidación, ya sea bajo su peso propio o bajo la acción de una carga externa. Las expresiones son fácilmente programables y de ellas se conocen:

- a) Isócronas de la relación de vacíos
- b) Isócronas del exceso de presión de poro
- c) Curvas del grado de consolidación

La curva de asentamientos contra el tiempo se obtiene fácilmente por medio de una integral que involucra a las isócronas de relación de vacíos:

$$h(t) = \int_0^{z_0} [1 + e(z, t)] dz$$

Para obtener el asentamiento en un tiempo $t=l$, en la integral anterior se sustituye la isócrona de relación de vacíos $e(z, t=l)$.

Estas soluciones se obtuvieron suponiendo:

- a) Constante el coeficiente de consolidación, c_F , para consolidación con grandes deformaciones
- b) Una relación lineal de esfuerzo-deformación
- c) La permeabilidad como función de la relación de vacíos

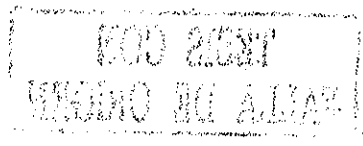
La validez de tales suposiciones se pondera al comparar los resultados experimentales registrados en el O-97-5 con los teóricos-analíticos tal como se presenta en el capítulo 4.

3.3 SOLUCIONES NUMÉRICAS

La consolidación unidimensional de potentes espesores de arcilla tomando en cuenta el peso propio y sin restricciones en la magnitud de las deformaciones, se analiza, según se vio anteriormente, estableciendo los siguientes principios:

- Ecuaciones de continuidad para la fase sólida y líquida
- Ecuaciones de equilibrio
- Principio de flujo de agua (Ley de Darcy)
- Relaciones particulares de esfuerzo-deformación

La combinación de estas ecuaciones da como resultado una ecuación parcial diferencial altamente no lineal (ec. 3.1) que puede resolverse por dos caminos: el primero consiste en hacer lineal la ecuación mediante ciertas suposiciones y simplificaciones como la de considerar relaciones particulares de esfuerzo-deformación-permeabilidad lineales y coeficientes de permeabilidad y compresibilidad constantes, con lo que se pueden obtener soluciones analíticas como las presentadas en los incisos anteriores; el segundo camino, sin duda más laborioso pero con menos



simplificaciones, es el de resolver la ecuación diferencial mediante métodos numéricos como las diferencias finitas o el método del elemento finito, MEF.

Así pues, la predicción del comportamiento de grandes depósitos de arcilla suave puede realizarse con buena aproximación empleando estas técnicas numéricas si se conocen las propiedades de permeabilidad y de deformabilidad del suelo, así como las condiciones iniciales y de frontera (fig. 3.12).

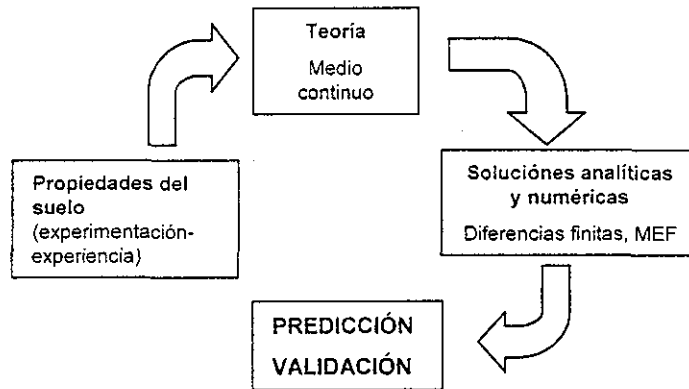


Figura 3.12 Esquema del proceso de predicción numérica

En lo que sigue, se presentan los principios de las técnicas numéricas de diferencias finitas y la del elemento finito en una forma simple; se presentan también algunos aspectos de un programa basado en la primera técnica que fue desarrollado por Sánchez (2000) como tema de tesis de grado. El programa se utilizó en una etapa inicial de este proyecto para predecir el comportamiento del suelo marino durante su reconstitución dentro del odómetro O-97-5, ahora se validará su funcionamiento mediante la comparación con los resultados experimentales.

3.3.1 Soluciones numéricas mediante el método de las diferencias finitas

El método de las diferencias finitas es una técnica numérica que provee soluciones aproximadas a las ecuaciones diferenciales cuando las soluciones analíticas se complican o son muy difíciles de obtener. El método consiste en expresar las derivadas parciales como diferencias del valor de la función dividida entre un intervalo "finito" de la variable analizada, establecer condiciones iniciales y de frontera y resolver un sistema de ecuaciones.

Con el objeto de ejemplificar el método, se presenta aquí la ecuación diferencial de Terzaghi expresada en diferencias finitas; esta ecuación bien conocida es:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad 3.23$$

Si se expresan las derivadas parciales en diferencias finitas usando el teorema de Taylor se tiene entonces que:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{1}{\Delta t} (u_{i,j+1} - u_{i,j}) \quad 3.24$$

y

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{(\Delta z)^2} (u_{i-1,j} - 2u_{i,j} + u_{i+1,j}) \quad 3.25$$

donde los subíndices i, j representan nodos de profundidad y tiempo respectivamente dentro de una malla de *diferencias finitas* (fig. 3.13). De acuerdo con la ecuación 3.24 la variación de la presión de poro es lineal entre dos nodos adyacentes; esta suposición es razonablemente válida si la distancia entre los nodos de la malla es reducida.

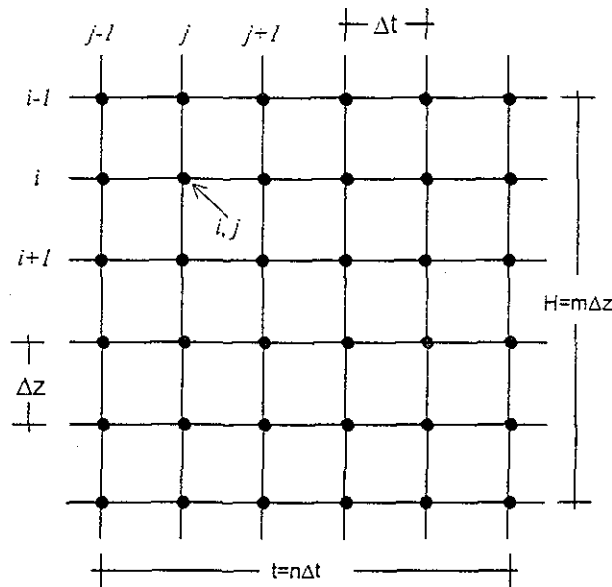


Figura 3.13 División de un estrato de suelo en una malla de profundidad (renglón) y tiempo (columna)

Substituyendo las ecuaciones 3.24 y 3.25 en la ecuación diferencial de Terzaghi, tenemos:

$$u_{i,j+1} = u_{i,j} + \frac{c_v \Delta t}{(\Delta z)^2} (u_{i-1,j} - 2u_{i,j} + u_{i+1,j}) \quad 3.26$$

La ecuación anterior sólo es válida para nodos que no son frontera. En la frontera impermeable no existe flujo de agua entonces $\partial u / \partial z = 0$; expresado en diferencias es:

$$\frac{\partial u}{\partial z} = \frac{1}{2\Delta z} (u_{i-1,j} - u_{i+1,j}) = 0 \quad 3.27$$

y la ecuación general de Terzaghi queda:

$$u_{i,j+1} = u_{i,j} + \frac{c_v \Delta t}{(\Delta z)^2} (2u_{i-1,j} - 2u_{i,j}) \quad 3.28$$

Así pues, para encontrar las isócronas de presión de poro de la ecuación de Terzaghi por medio de las diferencias finitas, se tiene que proceder de la forma siguiente:

1. Realizar la malla de diferencias finitas de acuerdo con lo que se indica en la figura 3.13. Un punto nodal representa la profundidad i y el tiempo j . Para evitar problemas de convergencia se recomienda que el factor $\eta = c_v \Delta t / (\Delta z)^2$ sea menor que $1/2$.
2. Identificar las condiciones de frontera, por ejemplo, si la frontera superior es drenante, entonces la presión de poro vale siempre cero; si la frontera inferior es impermeable entonces no existe flujo a su través y se aplica la ecuación 3.27
3. Estimar la distribución inicial de presión de poro para los nodos interiores
4. Calcular la presión de poro en los nodos interiores para tiempos subsecuentes por medio de la ecuación 3.26 y en las fronteras impermeables con la ecuación 3.28

El algoritmo anterior se puede programar con facilidad en una hoja de cálculo o con algún lenguaje de programación y constituye, en esencia, el método de las diferencias finitas; sin embargo, cuando la ecuación diferencial que se pretende resolver es altamente no lineal con coeficientes variables como la ecuación general de Gibson para consolidación con grandes deformaciones que incluyen los efectos del peso propio, se deben hacer otras consideraciones, tal como se explica en el subinciso siguiente.

3.3.2 Programa para analizar la consolidación con grandes deformaciones basado en el método de las diferencias finitas

Sánchez (2000) desarrolló una solución numérica para la ecuación general de consolidación unidimensional con grandes deformaciones de Gibson (ec. 3.1) con base en el método implícito de Crank-Nicholson de diferencias finitas (Forsythe y Wasow, 1960), para coeficientes de permeabilidad y compresibilidad constantes y variables. Los detalles del método y la programación se exponen con detalle en su trabajo de tesis por lo que aquí únicamente se presenta el planteamiento general.

Partiendo de la ecuación diferencial parcial de Gibson y con el objeto de facilitar el análisis numérico de diferencias finitas con coeficientes de permeabilidad y compresibilidad variables, se establecieron las siguientes variables normalizadas (Gibson *et al.*, 1981):

$$\begin{aligned} E(z,t) &= e(z,t) / e(0,0) \\ Z &= z/l \\ T &= g(e)t / l^2 \\ B &= e(0,\infty) / e(0,0) \\ R &= e(0,t) / e(0,0) \end{aligned} \quad 3.29$$

donde l es el espesor total de sólidos (coordenadas reducidas), $g(e)$ es el coeficiente de consolidación función de la relación de vacíos e , y las variables y funciones restantes conservan el sentido presentado con anterioridad. Con estas variables normalizadas la ecuación general de Gibson (3.1) se expresa ahora como:

$$\frac{\partial^2 E}{\partial Z^2} + N(e) \frac{\partial E}{\partial Z} = \frac{l^2}{g(e)} \frac{\partial E}{\partial t} \quad 3.30$$

donde

$$N(e) = l(\gamma_s - \gamma_w) \left[-\frac{1}{1+e} \left[\frac{de}{d\sigma} \right] \right] \quad 3.31$$

$$g(e) = -\frac{k(z)}{(1+e)\gamma_w} \frac{d\sigma}{de} \quad 3.32$$

En su planteamiento Sánchez toma la propuesta de Mendoza (1977) para la variación en el sentido vertical de la permeabilidad como una función exponencial de la forma: $k(z) = k_o \exp(-\alpha z/l)$ donde k_o es un valor de referencia y α es una constante adimensional. Por otra parte, considera la compresibilidad del suelo entre cada incremento de esfuerzo como un módulo tangente, es decir, a_v .

La condición inicial de la relación de vacíos con la profundidad es:

$$E(Z,0) = (1 - B) \exp(-NZ) + B \quad 0 \leq Z \leq 1 \quad 3.33$$

y las de frontera para base y superficie permeables son:

$$\begin{aligned} E(0,T) &= R & T > 0 \\ E(1,T) &= (R - B) \exp(-N) + B & T > 0 \end{aligned} \quad 3.34$$

Definiendo una malla según la figura 3.14, en el espacio i y tiempo j , y empleando el método implícito de Crank-Nicholson de diferencias finitas se obtiene el sistema de ecuaciones matriciales cuya solución proporciona la evolución de las isócronas de la relación de vacíos $E(Z,T)$. A partir de éstas, el programa calcula el asentamiento $S(T)$, el grado de consolidación, $U(T)$ y las isócronas de presión de poro en la forma:

$$S(T) = \int_0^1 [E(Z,0) - E(Z,T)] dZ \quad 3.35$$

$$U(T) = \frac{S(T)}{S(\infty)} = \frac{\int_0^1 [E(Z,0) - E(Z,T)] dZ}{\int_0^1 [E(Z,0) - E(Z,\infty)] dZ} \quad 3.36$$

Las integraciones se realizan por el método de Simpson. La estabilidad y convergencia del método de diferencias finitas dependen de dos condiciones respecto a las dimensiones de la malla:



$$\frac{\tau}{\delta^2} \leq \frac{l^2}{g(e)} \quad 3.37$$

$$\delta \leq 2\sqrt{N(e)} \quad 3.38$$

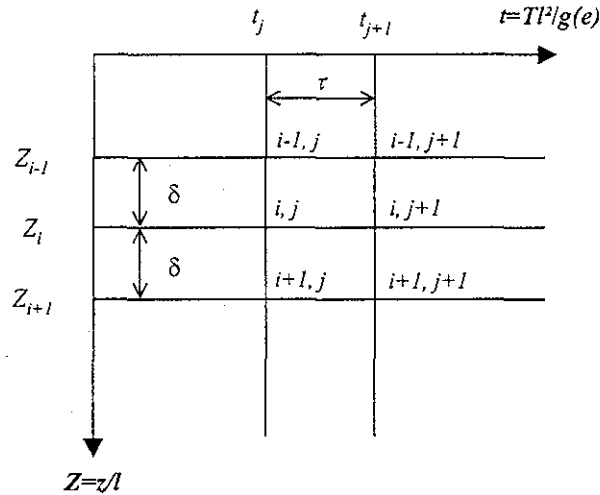


Figura 3.14 Malla de diferencias finitas

Por otra parte, el análisis numérico considerando ahora los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad constantes, se realiza de manera enteramente análoga al procedimiento anterior con la salvedad de que el factor tiempo se calcula como $T=gt/l^2$, donde g tiene un valor constante. La ecuación general del Gibson en términos de las variables normalizadas que se resuelve con el método de Crank-Nicholson queda ahora:

$$\frac{\partial^2 E}{\partial Z^2} + Q \frac{\partial E}{\partial Z} = \frac{\partial E}{\partial T} \quad 3.39$$

con

$$Q = l\lambda(\gamma_s - \gamma_w) \quad 3.40$$

donde λ es un parámetro que representa las características de compresibilidad del suelo (unidades inversas a las del esfuerzo).

El programa de Sánchez fue desarrollado en la plataforma de Visual Basic 6.0 y se utilizó para validar sus resultados con las observaciones experimentales en el odómetro O-97-5 como se ve en el capítulo 4 de esta tesis.

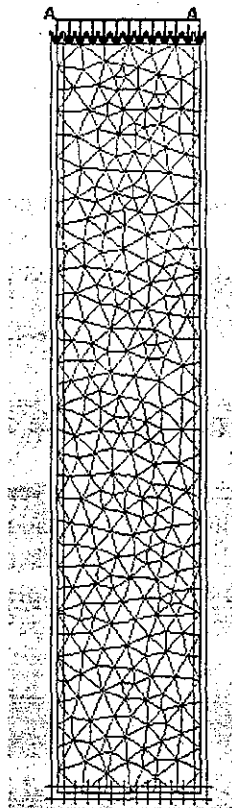
3.3.3 Soluciones numéricas mediante el método del elemento finito, MEF

En la última década el método del elemento finito, MEF, se ha convertido en la técnica numérica más popular en muchas disciplinas de la ingeniería y la geotecnia no ha sido ajena a este fenómeno. En lo que sigue, se expondrán los principios del método desde el punto de vista de la ingeniería práctica, evitando en lo posible las complicaciones matemáticas. La presentación del

método en este trabajo se limita a las relaciones carga-desplazamiento y una derivación directa de las ecuaciones del MEF.

En general, cualquier fenómeno físico gobernado por una ecuación diferencial puede modelarse por el MEF basado en los principios del cálculo variacional. La derivación directa de las relaciones carga-desplazamiento tiene gran similitud con el método de las rigideces del análisis estructural; en efecto, en el método de las rigideces se establece una relación entre las fuerzas y los desplazamientos-rotación de los nodos, así, en un análisis tridimensional cada nodo tiene seis grados de libertad: tres de desplazamiento y otros tantos de rotación. Si la estructura tiene n nodos libres, entonces el número de grados de libertad será $6n$ y se requerirá igual número de ecuaciones para resolver el problema. En contraste, en un cuerpo de dos o tres dimensiones se tiene un número infinito de puntos con dos o tres grados de libertad (desplazamientos respecto a dos o tres ejes coordenados), por tanto se requiere de una infinidad de ecuaciones de rigidez y evidentemente el problema así planteado no tiene solución. Sin embargo, si se elige un número finito pero suficiente de nodos, el problema puede resolverse y se puede obtener una deformada aproximada del cuerpo. Lo anterior constituye en esencia el principio del MEF.

En el MEF se divide al cuerpo o continuo en estudio en pequeñas zonas llamadas elementos; los elementos se conectan unos con otros en ciertos puntos llamados nodos. Los desplazamientos se calculan en los nodos y los que ocurren en cualquier punto dentro del elemento se obtienen mediante funciones de forma con los que experimentan los nodos. A partir del campo de desplazamientos de los elementos, se pueden calcular las deformaciones unitarias, y a partir de éstas se obtienen los esfuerzos si previamente se conocen las relaciones esfuerzo-deformación.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 3.15 Malla de elementos finitos en problema axisimétrico (odómetro O-97-5)

En un análisis bidimensional, el cuerpo se divide en elementos triangulares, rectangulares o cuadriláteros curvilíneos. Los elementos que tienen nodos laterales y en las esquinas se llaman parabólicos porque se usa una relación o función de forma de este tipo para calcular los desplazamientos en su interior; los otros son llamados elementos lineales. Los programas comerciales de MEF tienen en su paquetería estos y otros tipos de elementos, como los llamados de orden superior que tienen más de un nodo lateral, o los elementos placa, elementos frontera, etc.

Para estudiar un problema con el MEF, el primer paso es crear una malla de elementos (fig. 3.15). El número total de elementos y nodos que se elijan para crear una malla dependen del grado de precisión deseado. La malla puede formarse por elementos de diferente tamaño; así, los elementos más pequeños se pueden colocar en las zonas donde se requiere mayor precisión en los datos, y los de mayor tamaño en las zonas de menor interés. Por otra parte, cada elemento puede tener propiedades distintas representando materiales distintos. Como se dijo anteriormente, los desplazamientos dentro de un elemento se obtienen relacionándolos con los desplazamientos de los nodos mediante funciones de forma. Considérese un elemento cuadrado como el que se muestra en la figura 3.16, con dos unidades por lado y sobre los ejes coordenados η y ξ . Los desplazamientos (u, v) en cualquier punto dentro del elemento se representan mediante la ecuación matricial:

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \\ u_4 \\ v_4 \end{Bmatrix} \quad 3.41$$

donde $(u_1, v_1, \dots, u_4, v_4)$ son los desplazamientos de los nodos y N_1, N_2, N_3 y N_4 son las funciones de forma asociadas con los nodos 1, 2, 3 y 4 respectivamente. Las funciones de forma son funciones de las coordenadas del punto donde se requiere conocer el desplazamiento, así:

$$N_i = N_i\{\xi, \eta\} \quad 3.42$$

Estas funciones deben tener la particularidad de que cuando se sustituyen las coordenadas de un nodo i , entonces la función N_i debe ser igual a 1 y todas las demás son igual a cero; la razón es obvia dada la ecuación 3.41, es decir, si se sustituyen las coordenadas por ejemplo del nodo 1, entonces $N_1=1$ y $N_2, N_3, N_4=0$, con lo que el resultado es $u=u_1$ y $v=v_1$ que efectivamente son los desplazamientos del nodo 1. Sabiendo que las coordenadas de los nodos de la figura son $(1,1)$, $(-1,1)$, $(-1,-1)$ y $(1,-1)$, las funciones de forma que cumplen con el criterio antes descrito son:

$$\begin{aligned}
 N_1 &= \frac{(1+\xi)(1+\eta)}{4} \\
 N_2 &= \frac{(1-\xi)(1+\eta)}{4} \\
 N_3 &= \frac{(1-\xi)(1-\eta)}{4} \\
 N_4 &= \frac{(1+\xi)(1-\eta)}{4}
 \end{aligned}$$

Así, cada tipo de elemento tendrá sus funciones de forma, que evidentemente se complican con elementos más completos, como los de orden superior.

La deformación unitaria de cualquier punto dentro de los elementos se obtiene con las ecuaciones de la mecánica de materiales a partir de los desplazamientos, por ejemplo para esfuerzo o deformación plana los componentes de deformación unitaria son: $\varepsilon_x = \partial u / \partial x$, $\varepsilon_y = \partial v / \partial x$, $\gamma_{xy} = \partial u / \partial y + \partial v / \partial x$, $\varepsilon_z = 0$, donde u y v son los desplazamientos con respecto a planos cartesianos x - y . Las deformaciones unitarias se pueden expresar como función de los desplazamientos nodales, así para el caso de deformación plana se tiene:

$$B \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ \vdots \\ u_n \\ v_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \\ \varepsilon_z \end{Bmatrix} \quad 3.43$$

donde B es una matriz de $4 \times 2n$. Esta matriz B a su vez está formada por n submatrices de 4×2 .

Hasta ahora se han presentado los aspectos básicos del MEF hasta llegar a la obtención de deformaciones unitarias en el continuo; a partir de ellas se calculan los esfuerzos empleando relaciones esfuerzo-deformación conocidas. Estas relaciones constituyen el punto medular del análisis; en su forma más general se pueden expresar como:

$$\Delta \sigma = D_T \Delta \varepsilon$$

donde σ es el vector de componentes de esfuerzo y ε es el vector de componentes de deformación. D_T es una matriz cuadrada constante si se trata de un caso elástico, pero si el comportamiento del material es no lineal entonces la matriz es dependiente de la trayectoria de esfuerzo o deformación. Por otra parte, la matriz D_T representa un módulo tangencial para el incremento de esfuerzo $\Delta \sigma$ asociado con la deformación $\Delta \varepsilon$.

Lo que resta en el análisis es calcular las fuerzas nodales, para ello se debe ensamblar la matriz de rigidez global a partir de las ecuaciones de rigidez de cada elemento, las cuales se

obtienen con el principio del trabajo virtual. Este principio establece que en una estructura en equilibrio el trabajo realizado por las fuerzas nodales asociadas a los desplazamientos nodales debe ser igual al trabajo que realizan los esfuerzos internos asociados a las deformaciones internas.

En la actualidad existe una gran variedad de programas basados en el método del elemento finito, incluso los hay especialmente creados para analizar la deformación y estabilidad de problemas geotécnicos con modelos de comportamiento esfuerzo-deformación no lineal. Uno de los paquetes geotécnicos de elemento finito más populares es el *PLAXIS* de la Universidad Técnica Delft en Holanda, con el que se pueden analizar problemas axisiméticos y de deformación plana. Los modelos de comportamiento del suelo con que cuenta este paquete varían en el nivel de sofisticación, comenzando por el bien conocido modelo Mohr-Coulomb hasta un modelo para suelos blandos con deformación viscosa basado en el modelo Cam-Clay.

CAPÍTULO 4

OBSERVACIONES EXPERIMENTALES EN EL O-97-5 Y SU COMPARACIÓN CON LAS SOLUCIONES TEÓRICAS

Las variables geotécnicas registradas durante la reconstitución de la gran muestra de arcilla marina en el odómetro O-97-5, a saber: desplazamientos en tres puntos de la superficie, presión de poro en la masa de suelo a tres alturas y presión total en dos puntos de la base, permitieron comparar las predicciones teóricas de la consolidación unidimensional que toma en cuenta el peso propio y sin restricción en la magnitud de las deformaciones con lo medido experimentalmente. Inicialmente se caracterizó la consolidación por peso propio con las soluciones analíticas de la ecuación general de consolidación de Gibson que se presentaron en el capítulo 3. Posteriormente, se modeló la consolidación por presión externa de la masa normalmente consolidada bajo su peso propio con las soluciones analíticas para estratos normalmente consolidados también presentadas en el capítulo 3, así como con una solución numérica basada en el método de las diferencias finitas (Sánchez, 2000). En este capítulo se establece un método práctico para obtener los parámetros que gobiernan las soluciones analíticas y se comparan sus resultados con los obtenidos numéricamente.

4.1 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS

La historia de desplazamientos del suelo marino reconstituido desde su depósito en suspensión se presenta en la figura 4.1 (diciembre de 1998 a agosto de 2000). Las tres curvas de esta gráfica corresponden a los desplazamientos medidos en tres puntos de la superficie de suelo dispuestos a 120° entre sí.

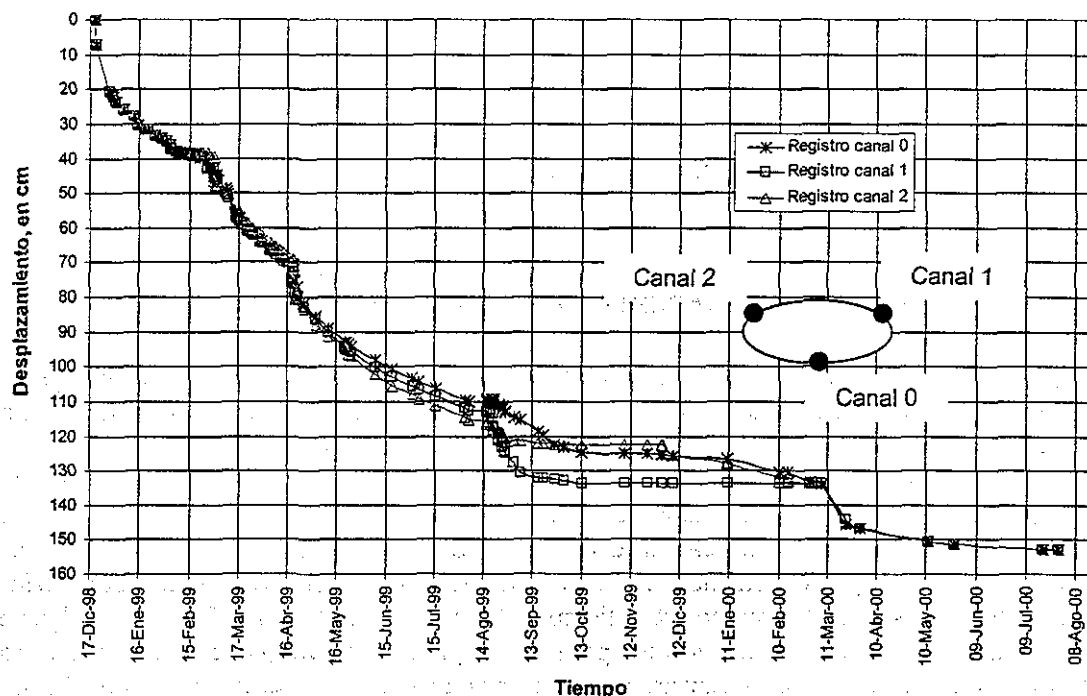


Figura 4.1 Historia de desplazamientos del suelo marino

Las diferencias en desplazamientos que se observan en la parte media de la gráfica, indican inclinaciones del cabezal de carga ocasionadas, entre otras cosas, por el sistema de aplicación de cargas con la membrana neumática, tal como se describe en el capítulo 2. Para los análisis de consolidación que se presentan en este capítulo, se consideró un asentamiento medio de los tres canales registrados.

La curva de compresibilidad del suelo reconstituido se muestra en la figura 4.2; la altura H del eje de la izquierda corresponde a la altura del sedimento al término de la consolidación por peso propio igual a 202.2 cm. Se observa que la altura del suelo normalmente consolidado bajo su peso propio disminuyó en 50% al aplicarle los incrementos de esfuerzo hasta alcanzar 1.5 kg/cm^2 . Si se considera la altura inicial de la suspensión igual a 243 cm, se tiene que la altura se redujo a un 40% de la inicial. En el eje de la derecha se muestra la variación de la altura del suelo.

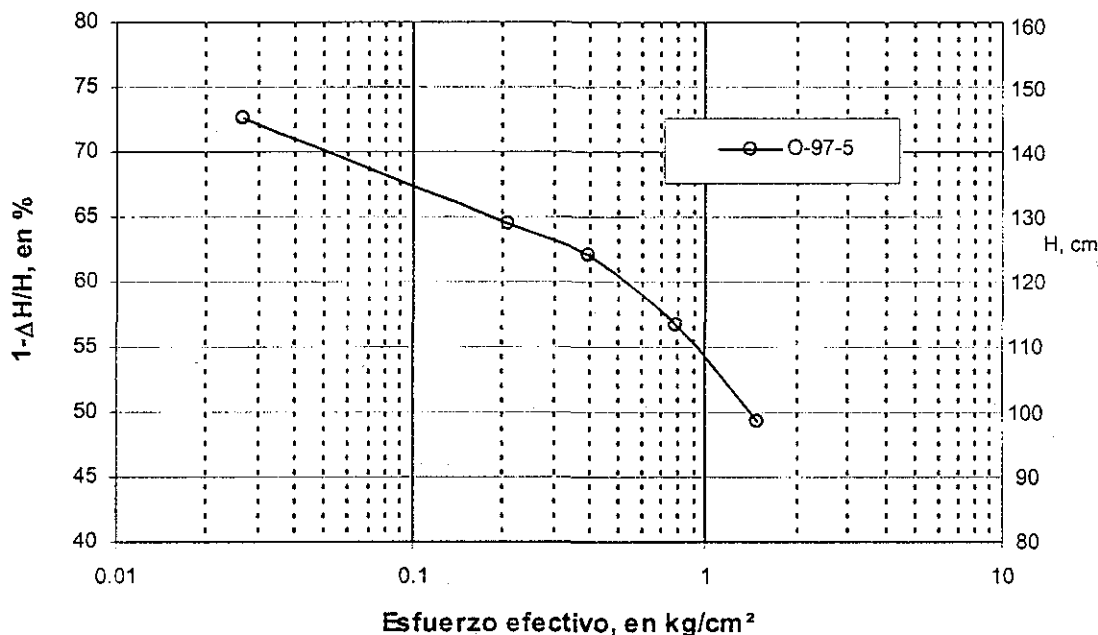


Figura 4.2 Curva de compresibilidad del suelo marino reconstituido

4.2 ANÁLISIS DE LA CONSOLIDACIÓN POR PESO PROPIO

La suspensión agua marina-arcilla marina rompió a las pocas horas de depositada en el odómetro O-97-5, distinguiéndose un tirante de agua clara de aproximadamente 3 cm después de 6 horas de terminado su depósito. La formación de dicha interfaz marcó el inicio de la etapa de consolidación por peso propio al formarse una estructura tridimensional en el suelo, según lo descrito por Lin y Lohnes (1984) y adoptado como hipótesis en este trabajo, por lo que su estudio puede realizarse con las soluciones analíticas de Been y Sills (1981). La evolución posterior de los desplazamientos se registró tomando lecturas periódicas del nivel superficial del suelo en formación, las cuales se graficaron contra el tiempo tal como se muestra en la figura 4.3. Al cabo de 75 días de haberse iniciado la consolidación por peso propio se observó una tendencia asintótica en los desplazamientos los cuales alcanzaron 40 cm aproximadamente, terminando con ello dicho proceso.

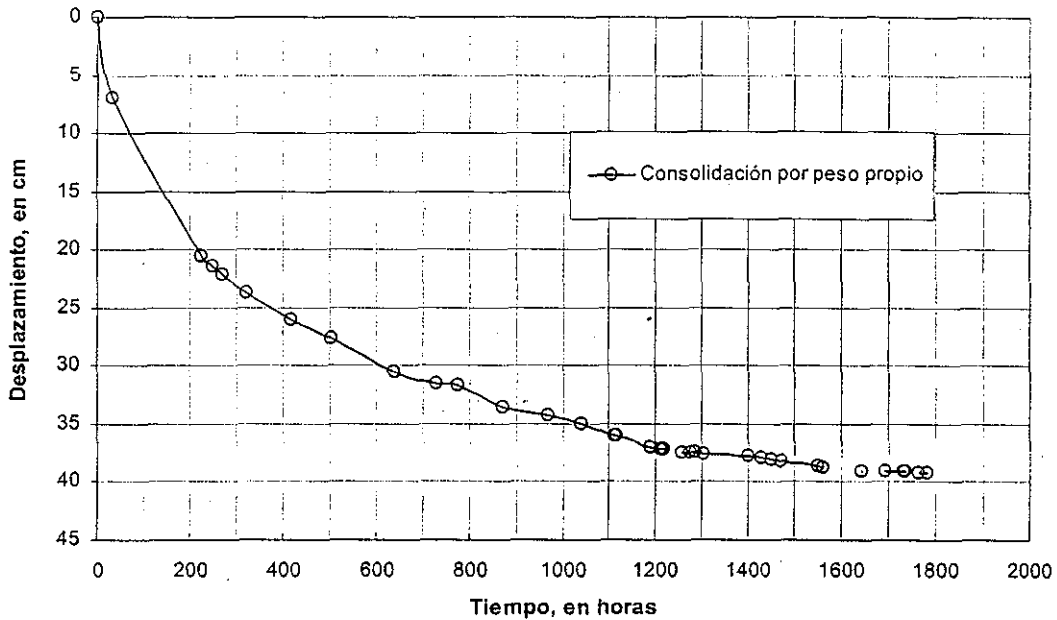


Figura 4.3 Curva de consolidación por peso propio del sedimento arcilloso

4.2.1 Procedimiento de análisis

Para comparar la curva de consolidación por peso propio determinada experimentalmente en el consolidómetro O-97-5 con la obtenida mediante la solución analítica de Been y Sills (1981) presentada en el capítulo anterior, es necesario primero determinar los tres parámetros de los que depende esta solución (fig. 4.4), a saber:

- Altura imaginaria de sólidos z_0 , en cm
- Pendiente de la distribución de relación de vacíos con la profundidad, β , en 1/cm
- Coeficiente de consolidación con grandes deformaciones, c_F , en cm^2/s

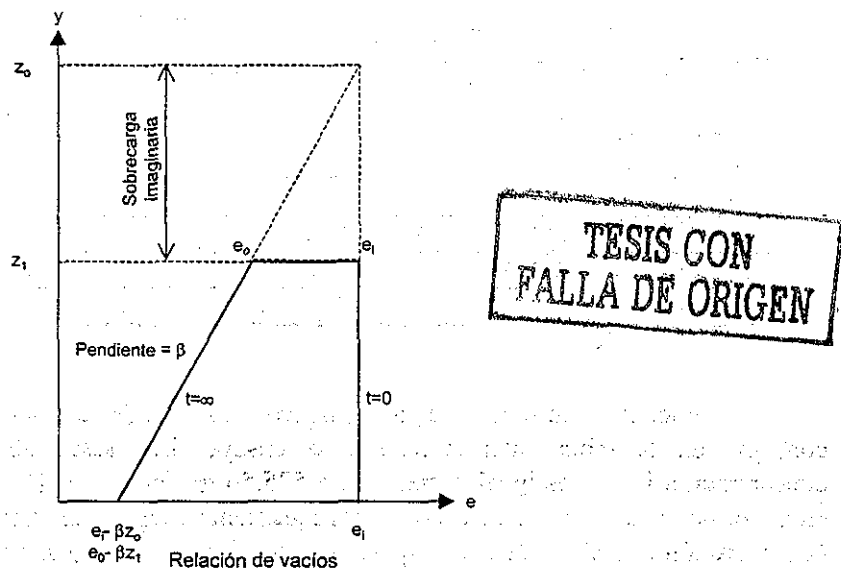


Figura 4.4 Esquema de los parámetros para la solución analítica de Been y Sills (1981)

Los dos primeros parámetros, z_0 y β , se obtuvieron a partir de los resultados de ensayos preliminares en odómetros pequeños con 8.1 cm de diámetro y 16 cm de altura; dichos ensayos se describieron en el capítulo 2. El tercer parámetro, coeficiente de consolidación c_F , se obtuvo mediante un método gráfico en el que se involucra la curva teórica de grado de consolidación contra el factor tiempo T (ec. 3.22) y la curva de consolidación experimental en el odómetro O-97-5. Una vez conocidos los parámetros anteriores, se pueden calcular las isócronas de relación de vacíos y de presión de poro para diferentes tiempos (ecs. 3.8 y 3.12). La curva teórica de asentamientos o de altura del sedimento contra el tiempo, se obtiene integrando las isócronas de relación de vacíos con respecto a la altura de sólidos, z , de acuerdo con la ecuación 3.9. En lo que sigue se indica el procedimiento que se siguió para determinar los parámetros de análisis.

4.2.2 Determinación de los parámetros z_0 y β

En el capítulo 2 se describió la ejecución de tres ensayos previos en odómetros pequeños de lucita (8.1 cm de diámetro y 16 cm de altura) con diferentes contenidos iniciales de agua, cuyo objetivo fue determinar el contenido de agua óptimo de la suspensión con el que se prepararía la gran mezcla de arcilla marina-agua marina en el O-97-5. Los resultados de estos ensayos previos, denominados P-1, P-2 y P-3, y el propio realizado en el O-97-5 se usaron para obtener los parámetros altura modificada de sólidos z_0 y la pendiente de la distribución de relación de vacíos con la profundidad, β .

En la tabla 4.1 se muestran, entre otros datos, los contenidos de agua con los que se prepararon las cuatro suspensiones referidas, tres correspondientes a los ensayos previos P-1 a P-3 y la propia depositada en el O-97-5; estos contenidos de agua determinaron concentraciones iniciales (gramos de sólidos por litro de fluido), relaciones de vacíos y alturas iniciales, H_i , diferentes. Para cada ensaye se registró la altura de columna una vez que se formó una interfaz o tirante de agua clara en la parte superior, denominada altura crítica, H_c . De acuerdo con los conceptos aportados por Lin y Lohnes (1984) y considerados aquí como hipótesis de trabajo, la consolidación por peso propio inicia en el momento en que se forma dicha interfaz, esto es, cuando la suspensión alcanza una concentración crítica, c_c , y las partículas sólidas forman una trama tridimensional que comenzará a reducir su volumen por el efecto de su peso propio.

Tabla 4.1 Resumen de condiciones iniciales y concentración crítica de los ensayos

Ensaye No.	w_0 %	w_o %	e_i	c_i g/l	H_i cm	H_c cm	c_c g/l	δ_{100} cm	H_{100} cm	Z_1 cm
P-1	180	190.27	5.36	525.56	8.0	-	-	0.6	7.4	1.26
P-2	200	212.77	5.99	470.00	8.7	8.5	481.0	1.4	7.3	1.25
P-3	240	258.62	7.28	386.67	10.4	9.1	441.9	2.8	7.4	1.23
O-97-5	200	212.77	5.99	470.00	243.0	240.0	475.9	40	203.0	34.74

La concentración crítica de cada suspensión se puede calcular con la expresión $c_i H_i / H_c$ y se consigna en la tabla anterior para cada ensaye. Los resultados mostraron que cuando la concentración inicial es igual o mayor que 525.56 g/l (ensaye P-1), se forma una interfaz de agua clara tan delgada como una película inmediatamente después de terminado el depósito; esto es, la concentración inicial, c_i , de esta suspensión resultó mayor que la crítica, c_c , por lo que el proceso de consolidación por peso propio comenzó de inmediato. Las concentraciones críticas calculadas para

los ensayos P-2, P-3 y O-97-5, donde sí se observó agua turbia y luego clara, resultaron similares entre sí y promedian 467 g/l, muy cercano al valor de la concentración inicial de los ensayos P-2 y O-97-5. De lo anterior, se deduce que la concentración crítica para esta arcilla marina con agua de la misma naturaleza es del orden de 470 g/l.

Los ensayos P-2 y P-3, así como el O-97-5, se realizaron con concentraciones iniciales iguales o menores que la concentración crítica antes determinada, por lo que tienen un valor único de los parámetros e_0 y β . Para determinar estos dos parámetros, se pueden establecer tres ecuaciones simultáneas sustituyendo los datos experimentales de altura al término de la consolidación por peso propio, H_{100} , y la altura real de sólidos, z_i , en la ecuación 3.10; en realidad solo dos ecuaciones simultáneas son necesarias para obtener las dos incógnitas, por lo que los datos de la tercera se emplearán para corroborar los resultados.

Considerando los datos experimentales de los ensayos P-2 y O-97-5, se obtienen los valores de $e_0=5.018$ y $\beta=0.01 \text{ cm}^{-1}$. Para verificar los resultados se sustituyen estos valores en la ecuación 3.10 pero con z_i correspondiente al ensayo P-3, con lo que se obtiene una altura final teórica $H_{100}=7.5 \text{ cm}$; dado que la altura experimental H_{100} de este ensayo fue de 7.4 cm, se comprueba que los parámetros e_0 y β calculados se encuentran dentro de un intervalo adecuado.

Finalmente, para obtener el parámetro altura modificada de sólidos, z_0 , en el O-97-5, se sustituyen en la ecuación 4.1 los datos experimentales y los encontrados anteriormente de donde se obtiene $z_0=131.9 \text{ cm}$. El cociente entre la altura real de sólidos y la modificada, $r=z_i/z_0$, resulta igual a 0.263. Los datos experimentales y parámetros así encontrados que se emplean en las soluciones analíticas se resumen en la tabla 4.2. El único parámetro faltante es el coeficiente de consolidación, c_F .

$$z_0 = z_i + \frac{(e_i - e_0)}{\beta} \quad 4.1$$

Tabla 4.2 Parámetros y datos para emplearse en las soluciones analíticas

Parámetro	e_i	z_i , en cm	e_0	β , en cm^{-1}	z_0 , en cm	r
Valor	5.99	34.74	5.018	0.01	131.94	0.263

4.2.3 Determinación del coeficiente de consolidación, c_F por el método gráfico de Lin y Lohnes (1984)

El coeficiente de consolidación con grandes deformaciones, c_F , se calculó con un método gráfico propuesto por Lin y Lohnes (1984). El método requiere del trazo de la curva de consolidación experimental en ejes coordenados desplazamiento contra raíz del tiempo, así como el trazo de la curva teórica (ec. 3.22) en ejes coordenados grado de consolidación U contra raíz del factor tiempo T , tal como se presenta en la figura. 4.5. La curva teórica debe trazarse para el valor del cociente $r=z_i/z_0$ determinado con los parámetros anteriormente calculados, esto es, $r=0.263$. El método consiste en identificar en la curva teórica de consolidación la relación de pendientes, R , que existe entre una línea tangente al punto B de inflexión de la curva (recta A2) y otra línea que se interseca con la primera en el punto A y cruza por el punto de 90% de consolidación (recta AP). Una vez encontrada la relación de pendientes R , se grafica en la curva experimental la línea A2 también tangente al punto de inflexión B y se traza otra línea partiendo de A con una pendiente R veces menor que la primera. El punto de intersección de esta recta con la curva experimental define

el 90% de consolidación con su correspondiente valor real de t_{90} . Una vez determinados gráficamente los valores T_{90} , t_{90} y conociendo la altura modificada de sólidos z_o , el coeficiente de consolidación se obtiene con la siguiente expresión:

$$c_F = \frac{T_{90} z_o^2}{t_{90}} \quad 4.1$$

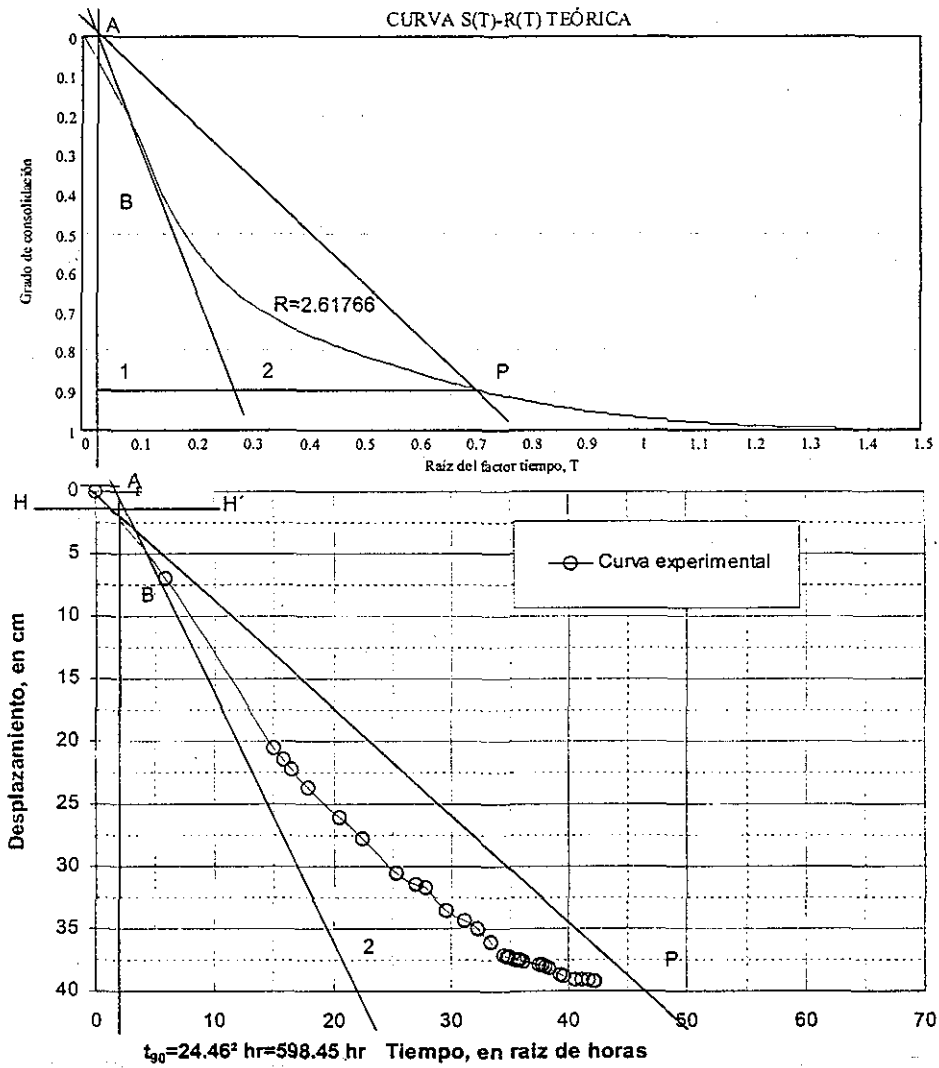


Figura 4.5 Método gráfico de Lin y Lohnes para determinar c_F

En la tabla 4.3 se consignan los valores determinados con el método gráfico y el c_F calculado.

Tabla 4.3 Parámetros finales para obtener el coeficiente de consolidación por peso propio

Parámetro	T_{90}	t_{90} , en hrs	z_o , en cm	c_F , en cm^2/s
Valór	0.5021	598.45	131.94	4.057×10^{-3}

LIBRO DE
CARRERA DE INGENIERIA
CIVIL

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.2.4 Isócronas de relación de vacíos

Una vez determinados todos los parámetros necesarios, se calculan las isócronas teóricas de la relación de vacíos mediante la ecuación 3.8, las cuales se muestran en la figura 4.6 para cuatro tiempos diferentes. Obsérvese que en la figura a), para $t=1.2$ hr, la relación de vacíos es constante con la profundidad con valor de $e_i=5.99$; excepto en la base donde ya ha empezado la consolidación y el valor inicial de e decrece levemente. La isócrona para $t=2393.9$ hr muestra la condición de la relación de vacíos al término de la consolidación por peso propio, con un valor de $e_0=5.018$ en la superficie que decrece en forma lineal con la profundidad; esta condición final será la inicial para el siguiente incremento de carga. La figura b) muestra las isócronas normalizando el cambio de la relación de vacíos con respecto a βz_0 , que es el cambio máximo de e el cual ocurre en la base.

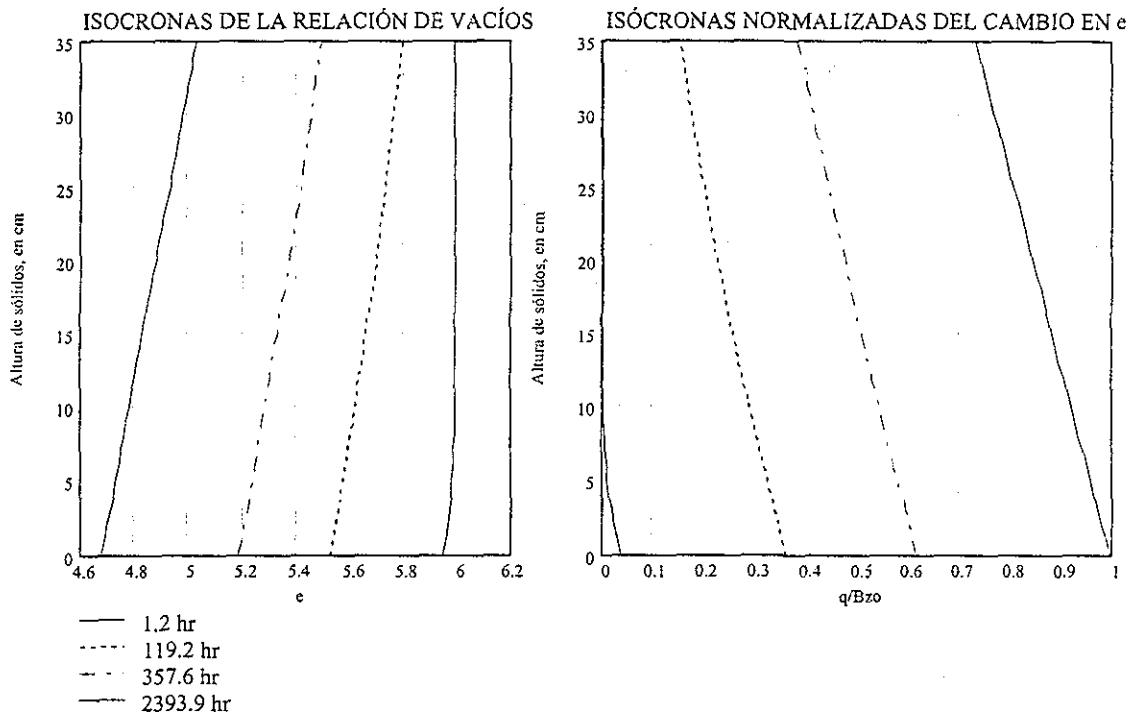


Figura 4.6 Isócronas de la relación de vacíos en el O-97-5 para consolidación por peso propio

La forma de las isócronas de la relación de vacíos confirma que la consolidación de todo el estrato empieza por la base impermeable, lo cual está en contraste con la teoría tradicional donde la consolidación de un estrato bajo una carga empieza siempre en la frontera drenante.

4.2.5 Comparación de curvas de consolidación teórica y experimental

Una vez calculadas diversas isócronas de relación de vacíos, se puede conocer la altura de columna de suelo en esos mismos tiempos integrando cada isócrona tal como se ha comentado (ec. 3.9). En la figura 4.7 se ilustra el cálculo de la altura de suelo para los tiempos t de 1.2, 119.2, 357.6 y 2393.9 hrs; así mismo, se ilustra el cálculo de la altura teórica al final del proceso. Todas las

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

soluciones analíticas se programaron en lenguaje MathCAD 2000 y la memoria puede consultarse en el apéndice B de este trabajo.

VARIACIÓN DE LA ALTURA DEL SUELO CON EL TIEMPO

$$h_1 := \int_0^{z_1} e_1(z) dz + z_1 \quad h_2 := \int_0^{z_1} e_2(z) dz + z_1 \quad h_3 := \int_0^{z_1} e_3(z) dz + z_1 \quad h_4 := \int_0^{z_1} e_4(z) dz + z_1$$

$$h_1 = 242.66 \quad h_2 = 231.58 \quad h_3 = 220.26 \quad h_4 = 203.29$$

Altura del suelo para diferentes tiempos, en cm

$$H_{100} := (1 + e_0) \cdot z_1 - \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot z_1^2 \quad H_{100} = 203.03 \quad \text{Altura teórica final del sedimento para el 100\% de consolidación, en cm}$$

Figura 4.7 Ejemplo de cálculo de la altura de sedimento para cuatro tiempos

Así pues, con cálculos de la altura de suelo para diferentes tiempos se construyó la curva teórica de consolidación, la cual se compara con la experimental y se muestra en la figura 4.8. Se observa que aún cuando la curva teórica predice un asentamiento más lento hasta 500 hr, la variación no es significativa y el comportamiento de ambas curvas es muy semejante, llegando prácticamente a la misma altura final de aproximadamente 202 cm.

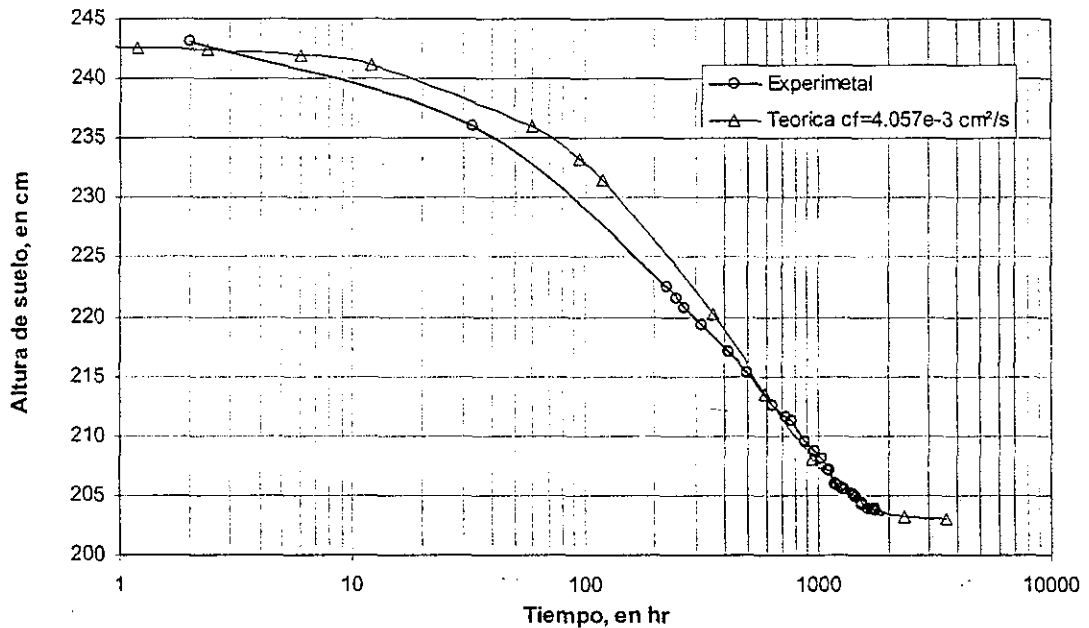


Figura 4.8 Curvas analítica y experimental de consolidación en el O-97-5

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

4.2.6 Isócronas de presión de poro

Las isócronas de presión de poro se calcularon mediante la ecuación 3.12, conocidos el peso volumétrico del agua marina y la densidad de sólidos, es decir 1.013 t/m^3 y 2.7 respectivamente. Se calcularon isócronas para cuatro tiempos las cuales se ilustran en la figura 4.9. Nótese que antes de que comience el proceso de consolidación ($T=0$), la fracción del esfuerzo total causado por el peso de los sólidos es soportado enteramente por el fluido, de ahí la característica distribución triangular inicial. Tan pronto como la consolidación empieza, la presión de poro comienza a disiparse con el patrón mostrado en la figura 4.9. Se observa que el exceso de presión de poro mayor se encuentra en la base impermeable, y ésta debe disiparse antes de que el resto del estrato comience a consolidarse, esto es, la consolidación empieza por la base. El valor máximo de la presión de poro en exceso de la hidrostática para $t=0$ es $(\gamma_s - \gamma_w)z_i = 0.61 \text{ t/m}^2$; la figura 3.7 b muestra la presión de poro normalizada respecto a este valor.

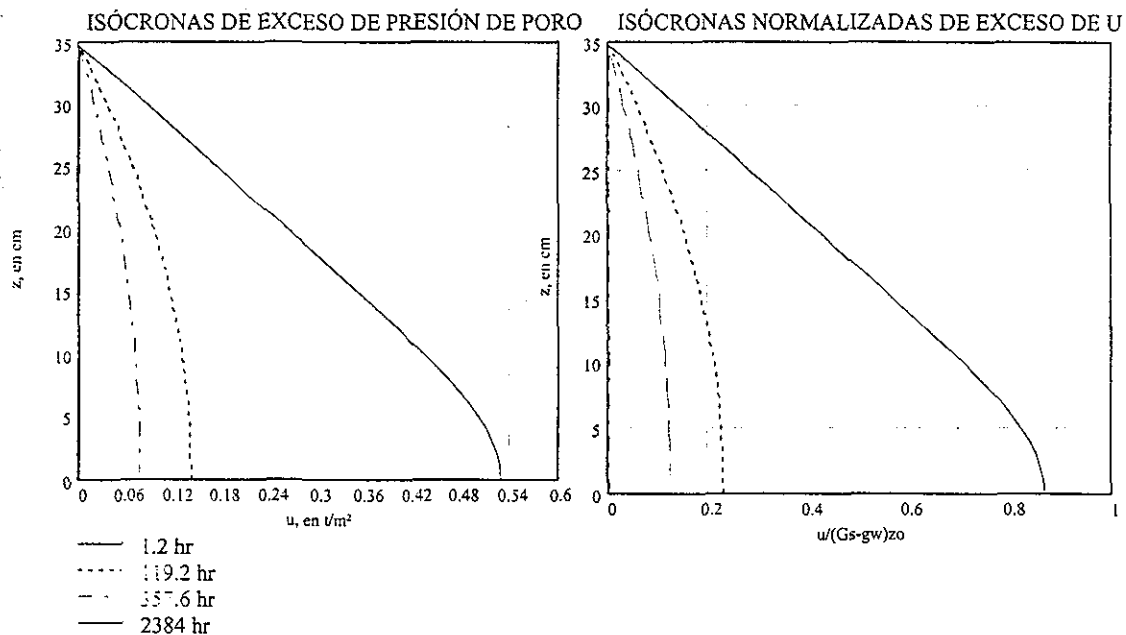


Figura 4.9 Isócronas de presión de poro en el O-97-5 para la consolidación bajo peso propio

4.2.7 Isócronas de esfuerzo efectivo

La evolución del esfuerzo efectivo se calcula con la ecuación 4.3. Las isócronas así calculadas se presentan en la figura 4.10, en donde se hace evidente que los depósitos inferiores adquieren con mayor celeridad los esfuerzos efectivos hasta terminar con una distribución lineal y creciente con la profundidad.

$$\sigma(z) = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\beta} [e(z,0) - e(z,t)] \quad 4.3$$

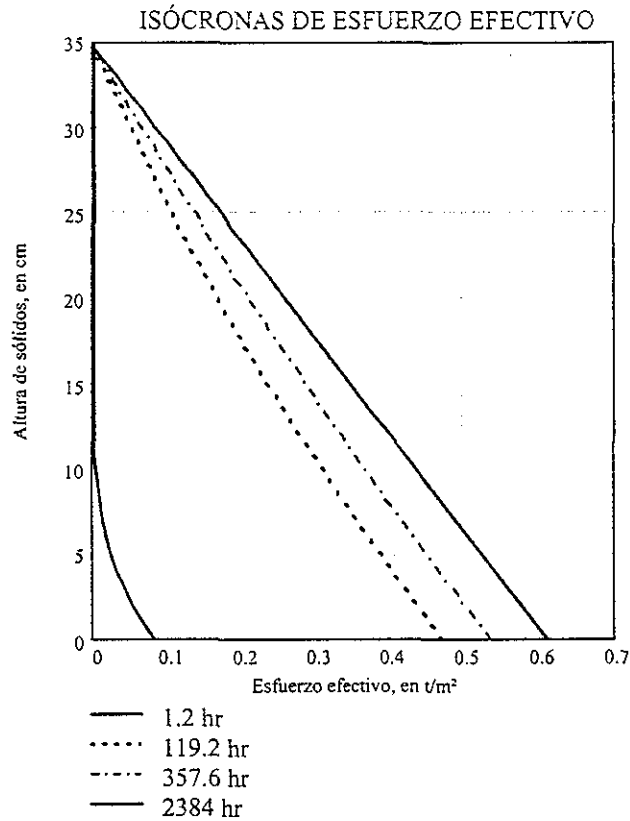


Figura 4.10 *Isócronas de esfuerzo efectivo*

El valor final del esfuerzo efectivo en la base, evidentemente es $(\gamma_s - \gamma_w)z_f = 0.61 t/m^2$.

4.2.8 Predicciones

Debe decirse que no se ha realizado una predicción (en el amplio sentido de la palabra) del comportamiento de la suspensión depositada en el O-97-5, sino que se han encontrado los parámetros que describen su comportamiento a partir de los ensayos previos en odómetros pequeños (ensayos P-1, P-2 y P-3), así como del propio ensayo en el odómetro gigante. Sin embargo, si se efectúan cuando menos tres ensayos de sedimentación-consolidación por peso propio en odómetros de dimensiones reducidas con concentraciones iniciales menores a la crítica, entonces se pueden obtener tales parámetros siguiendo un procedimiento análogo al anterior para hacer una predicción en un depósito de escala real. En la figura 4.11 se presenta un diagrama de flujo del procedimiento sencillo propuesto en este trabajo para realizar la predicción del comportamiento físico de cualquier material depositado en suspensión, como por ejemplo, los rellenos hidráulicos.

De todo lo anterior se deduce que las soluciones analíticas para estudiar la consolidación por peso propio predicen con buena aproximación el comportamiento esfuerzo-deformación, isócronas de relación de vacíos y presión de poro siempre y cuando se conozca con cierta exactitud el coeficiente de consolidación que define el proceso, c_F , así como los parámetros z_0 y β .

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

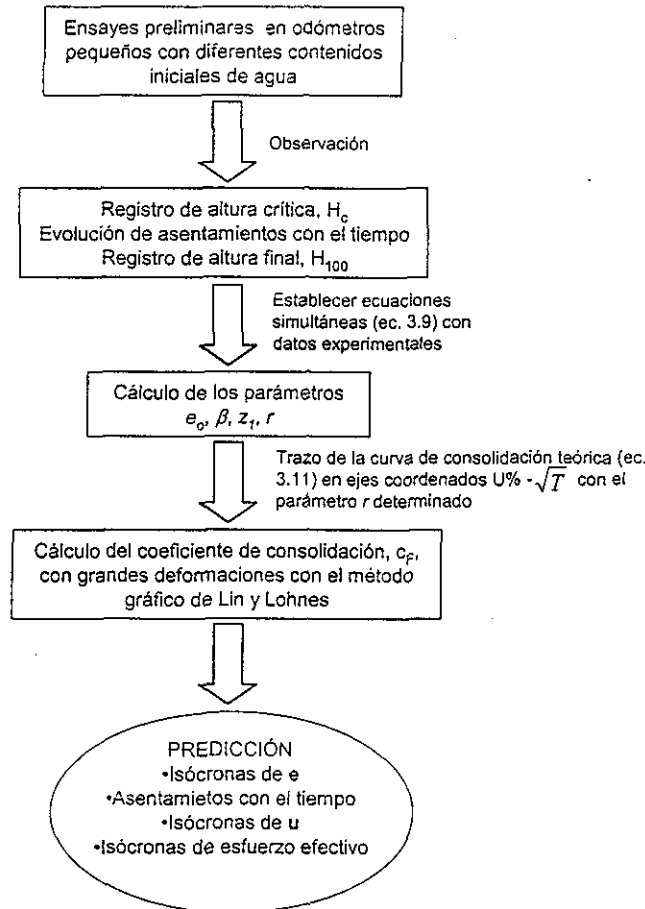


Figura 4.11 Diagrama de flujo del procedimiento de análisis

4.3 CONSOLIDACIÓN POR PRESIÓN EXTERNA; SOLUCIONES ANALÍTICAS

Una vez que el suelo en formación llegó al equilibrio bajo su peso propio mostrando una tendencia asintótica en la gráfica de asentamientos contra tiempo (fig. 4.3), la consolidación subsiguiente se realizó mediante la aplicación de cargas externas, como se describe en el capítulo 2.

Las curvas de consolidación para cada incremento de presión se muestran en la figura 4.12. El primer incremento de presión fue de 0.03 kg/cm^2 ; este tuvo una duración de 160 días al cabo de los cuales se observó en la gráfica de desplazamiento contra tiempo una tendencia que si bien no era asintótica si mostraba una tasa decreciente. El desplazamiento total de este proceso fue de 61 cm, del cual poco menos de 6 cm se presentó en forma inmediata durante las maniobras de carga de los pesos muertos por lo que el asentamiento corregido resultó de 56 cm. Con el segundo incremento de carga se alcanzó una presión de 0.21 kg/cm^2 , asociado a un desplazamiento de suelo de 16 cm aproximadamente en un lapso de 103 días. El tercer incremento de presión fue de 0.19 kg/cm^2 para llegar a una presión total de 0.4 kg/cm^2 . Con el cuarto incremento se llegó a una presión aplicada de 0.8 kg/cm^2 y finalmente, con el quinto incremento se alcanzó el esfuerzo máximo igual a 1.5 kg/cm^2 . En este estudio se presenta el análisis de los cuatro primeros incrementos de carga.

RECIBO
RECIBO AL ALIANZA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

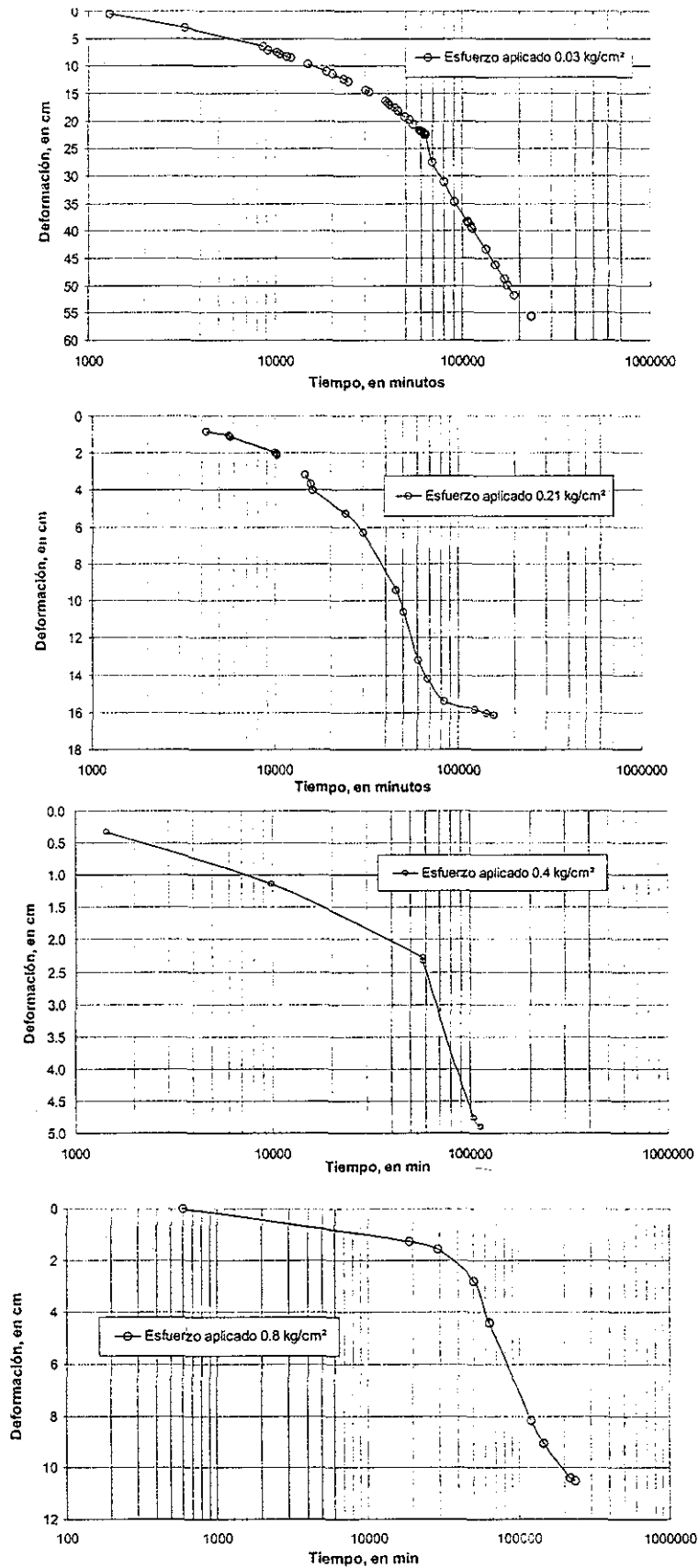


Figura 4.12 Curvas de consolidación para los incrementos de carga hasta 0.8 kg/cm²



De manera análoga al análisis de consolidación bajo peso propio, se obtuvieron para cada incremento de presión externa isócronas de relación de vacíos, curvas de consolidación teóricas e isócronas de presión de poro con las soluciones analíticas de Lee y Sills (ecs. 3.18 a 3.20), las cuales se presentan en las figuras 4.13 a 4.15. Las curvas de consolidación teóricas se comparan con las experimentales.

4.3.1 Parámetros de análisis; coeficiente de consolidación

A diferencia del proceso de consolidación por peso propio donde el coeficiente de consolidación, c_F , se obtuvo por un método gráfico, en la consolidación por presión externa se obtuvo mediante un análisis paramétrico hasta lograr el mejor ajuste de la curva de consolidación teórica con la experimental. Los demás parámetros calculados para la consolidación por peso propio, a saber, z_0 y β , son invariantes. En la tabla 4.4 se muestran los valores así obtenidos del coeficiente de consolidación para cada incremento de presión externa.

Tabla 4.4 Coeficiente de consolidación para cada incremento

Incremento, kg/cm ²	Presión actuante, kg/cm ²	c_F , en cm ² /s
0.03	0.03	2.5×10^{-4}
0.18	0.21	3.5×10^{-4}
0.19	0.40	2.4×10^{-4}
0.40	0.80	2.3×10^{-4}
0.70	1.5	1.9×10^{-4}

4.3.2 Isócronas de la relación de vacíos

Las isócronas de la relación de vacíos para cada incremento de presión se muestran en la figura 4.13. Las formas de estas son similares a las isócronas de consolidación por peso propio. Debe notarse que la isócrona para tiempo cero de cada incremento corresponde a la última isócrona del proceso previo; por ejemplo la isócrona $t=0$ hrs del primer incremento de presión corresponde a la isócrona final de la consolidación por peso propio.

La pendiente de la relación de vacíos final, β , se debe al efecto del peso propio, y dado que la teoría supone que el incremento de presión se aplica en un medio seminfinito y que existe una relación lineal esfuerzo-deformación, este parámetro permanece invariante para todos los demás incrementos de carga. En la realidad, quizá esta pendiente de la relación de vacíos va "borrándose" conforme aumenta la presión aplicada.

En la figura 4.13 se han incluido las isócronas correspondientes a la consolidación por peso propio, que inicia con un valor de relación de vacíos $e=5.99$ constante con la profundidad. Obsérvese que para el último incremento, cuando se alcanza un esfuerzo máximo igual a 1.5 kg/cm², se tiene una relación de vacíos teórica de 2.21 en la superficie y decrece hasta 1.89 en el fondo del odómetro.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

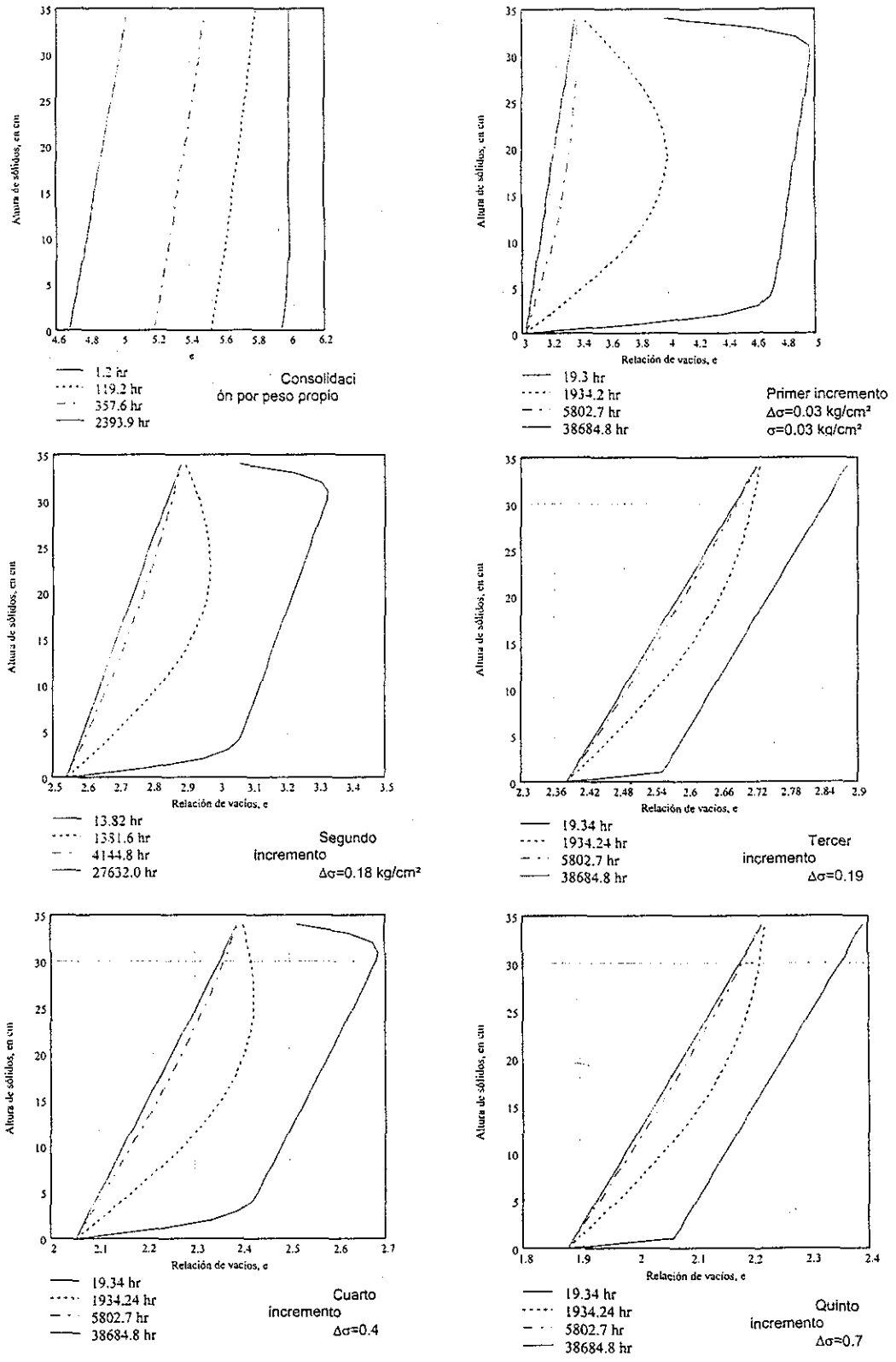
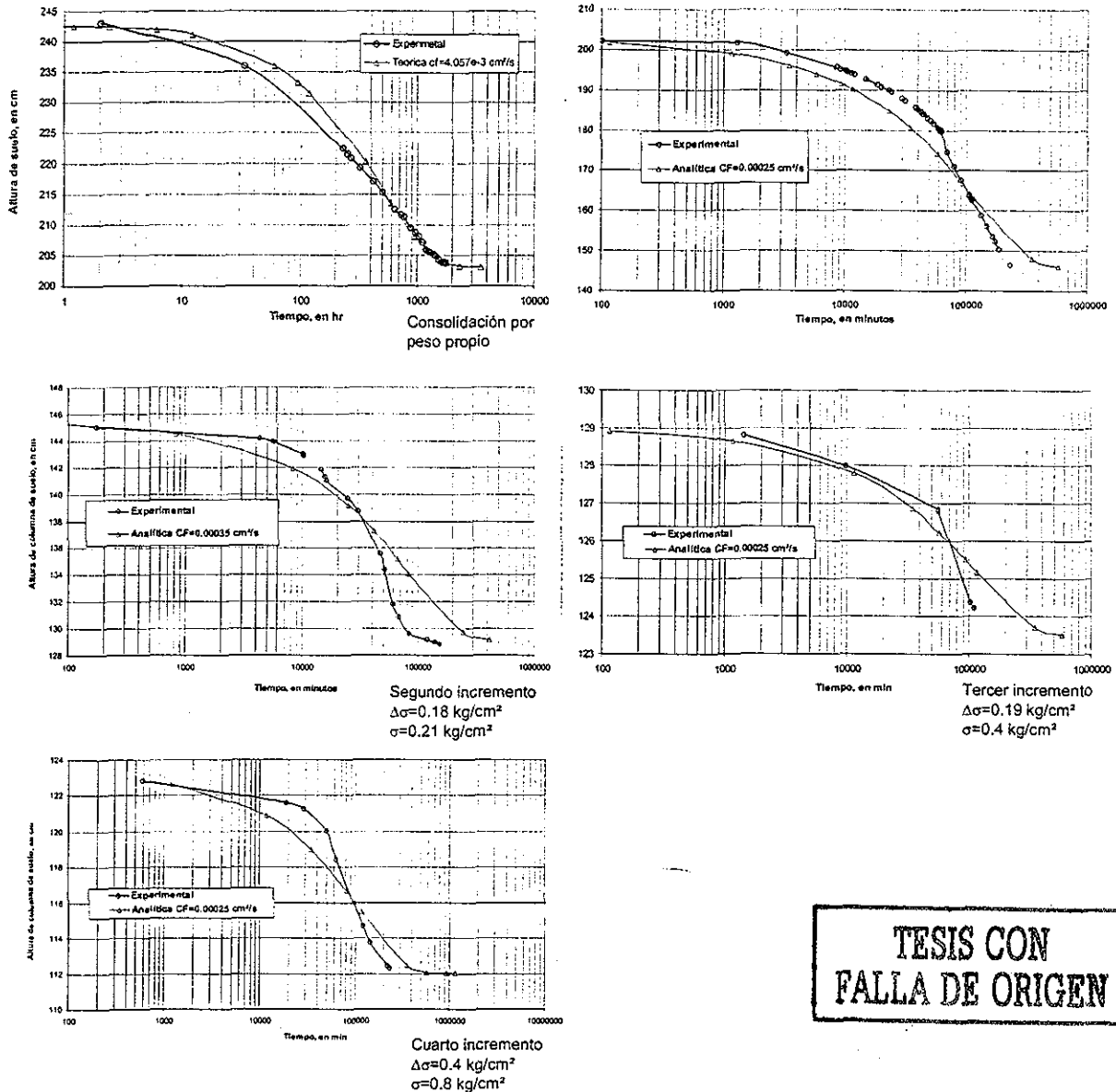


Figura 4.13 Isócronas de la relación de vacíos para todos los incrementos de carga

4.3.3 Comparación de curvas de consolidación analíticas y experimentales

Una vez calculadas las isócronas de relación de vacíos para diferentes tiempos, se puede conocer la altura de columna de suelo en esos mismos tiempos integrando cada isócrona con respecto a la altura de sólidos z (ec. 3.9). En la figura 4.14 se muestran las curvas de altura de suelo teóricas comparadas con la experimental para cada incremento de presión; se ha incluido también la correspondiente al proceso de consolidación por peso propio.



De la comparación de las curvas de consolidación se observa algunas características interesantes. Mientras que para la consolidación por peso propio la curva experimental permanece siempre ligeramente por debajo de la curva analítica, en las curvas de consolidación por presión externa la curva experimental se desarrolla arriba de la analítica hasta cierto punto en donde "la

cruza". A pesar de las diferencias entre las curvas, se observa que la tendencia es semejante y predicen con muy buena aproximación los valores de altura final o asentamiento para cada incremento de presión.

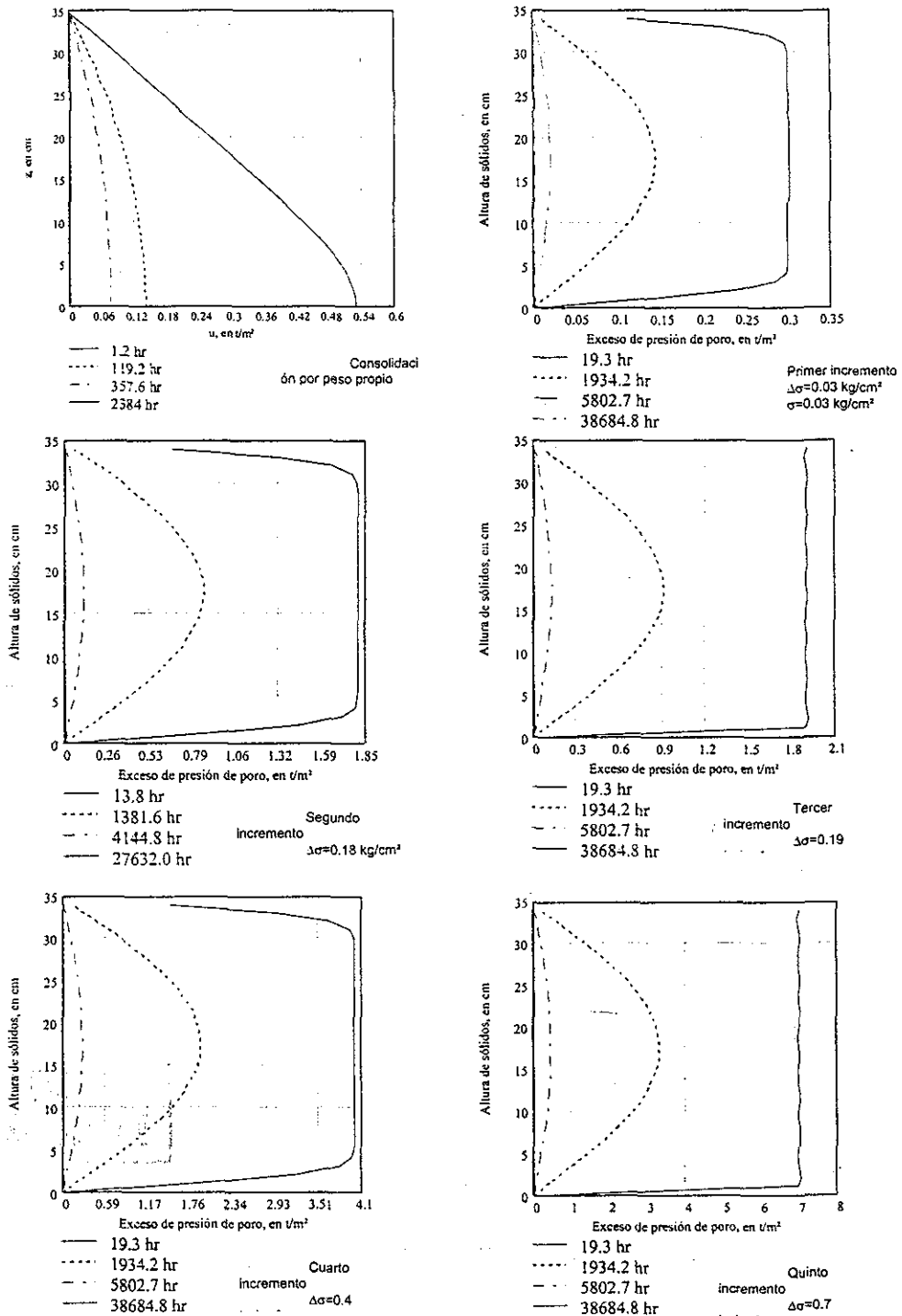


Figura 4.15 Isócronas de la presión de poro en el O-97-5 para consolidación por presión externa; solución analítica

1902 2187
MAY 1960

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.3.4 Isócronas de presión de poro

Las isócronas de presión de poro se muestran en la figura 4.15; se han incluido las correspondientes al proceso de consolidación por peso propio. Obsérvese que la isócrona inicial de cada figura muestra un exceso de presión de poro en la zona central igual a la presión externa aplicada, esto es, la presión aplicada la toma inicialmente el agua y posteriormente se disipa por las caras drenantes transmitiendo gradualmente el esfuerzo a la estructura de suelo.

4.4 SOLUCIONES CON EL MÉTODO DE LAS DIFERENCIAS FINITAS

Se comparan ahora los resultados obtenidos mediante la solución numérica con diferencias finitas que se presentó en el capítulo 3 (Sánchez, 2000), con aquellos medidos experimentalmente en el odómetro O-97-5, La solución numérica empleada supone coeficientes de permeabilidad y compresibilidad constantes. En este trabajo se presentan las isócronas de la relación de vacíos y las curvas de consolidación teóricas para los dos primeros incrementos de presión externa.

4.4.1 Parámetros de análisis

Los parámetros de análisis de los que depende la solución numérica se obtuvieron a partir de las mediciones experimentales (t máximo, $e(0,0)$, e_s y H_0); el parámetro λ se obtuvo mediante un análisis paramétrico para lograr el mejor ajuste de la curva teórica con la experimental. Los parámetros finales se muestran en la tabla 4.5 para los dos incrementos de presión analizados. Así mismo, debe llamarse la atención al hecho de que los últimos datos de la solución analítica para consolidación por peso propio, sirven para alimentar la solución para el primer incremento de presión, y esto se repite sucesivamente para los demás incrementos, esto es, la altura final y la relación de vacíos en la superficie al término de la consolidación por peso propio serán los datos iniciales para el primer incremento de presión, y a su vez, los mismos datos finales de este serán los iniciales del segundo incremento de presión.

Tabla 4.5 Parámetros utilizados en la solución numérica considerando constantes los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad

Incremento, Δp kg/cm ²	Presión actuante, p kg/cm ²	t máximo min	Intervalos	λ m ² /t	Z_{max}	$e(0,0)$	e_s	H_0 cm
0.03	0.03	300,000	10	1.68	1	5.2	3.71	202
0.18	0.21	154,000	17	0.2	1	3.75	3.25	145

4.4.2 Comparación de curvas de consolidación teóricas y experimentales

En las figuras 4.16 y 4.17 se muestran las curvas de asentamientos contra tiempo experimentales y aquellas obtenidas mediante la técnica numérica de diferencias finitas; los asentamientos se obtienen de manera análoga a como se realiza en las soluciones analíticas, es decir, una vez conocidas las isócronas de relación de vacíos para diferentes tiempos, se integran con respecto a la altura de partículas sólidas, z , para obtener la altura de sedimento en el tiempo correspondiente a la isócrona.

En las mismas figuras se presentan también las curvas obtenidas con las expresiones analíticas con la intención de comparar una y otra solución. Se observa que las curvas de ambas soluciones teóricas tienen un comportamiento similar a la evolución de los asentamientos medidos en el O-97-5. Para el primer incremento de presión (fig. 4.16) la curva de diferencias finitas tiene un mejor ajuste con la experimental excepto al final del proceso, donde el asentamiento predicho es menor que el real, lo cual también se observa para el segundo incremento de carga (fig. 4.17), aunque aquí se tiene un mayor ajuste con la curva analítica.

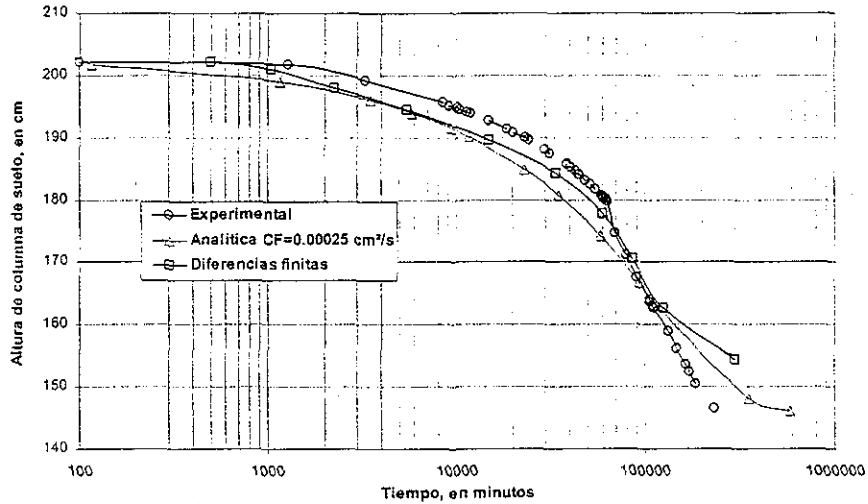


Figura 4.16 Comparación de curvas de consolidación experimentales y teóricas para la consolidación por pesos muertos; $p=0.03 \text{ kg/cm}^2$

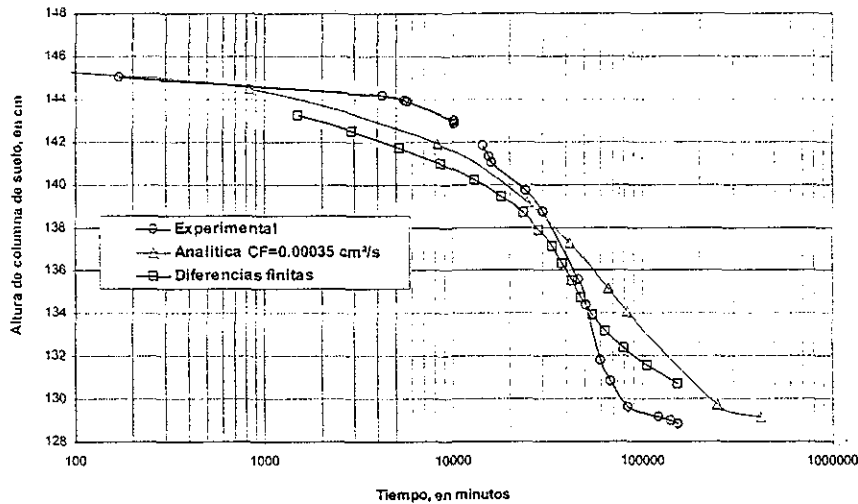


Figura 4.17 Comparación de curvas de consolidación experimentales y teóricas para la consolidación por segundo incremento; $p=0.21 \text{ kg/cm}^2$

Las isócronas de relación de vacíos para cada incremento se muestran en la figuras 4.18 y 4.19.



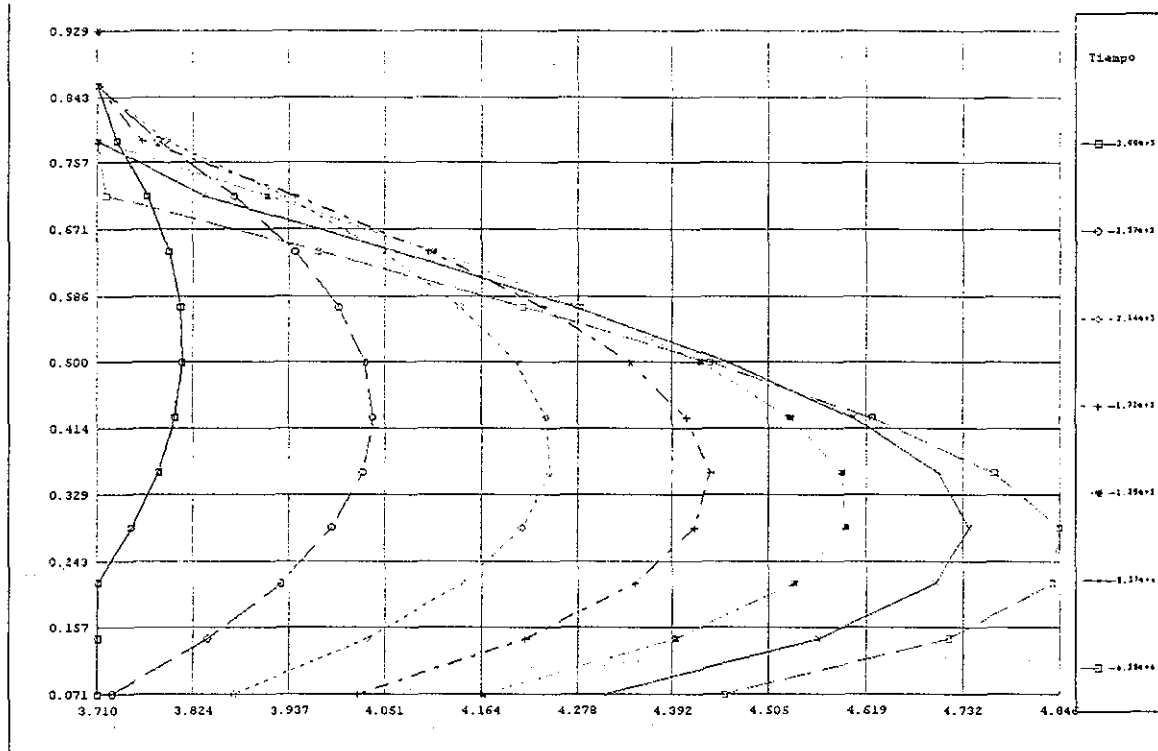


Figura 4.18 Isócronas de relación de vacíos en el O-97-5 para consolidación por pesos muertos; técnica de diferencias finitas

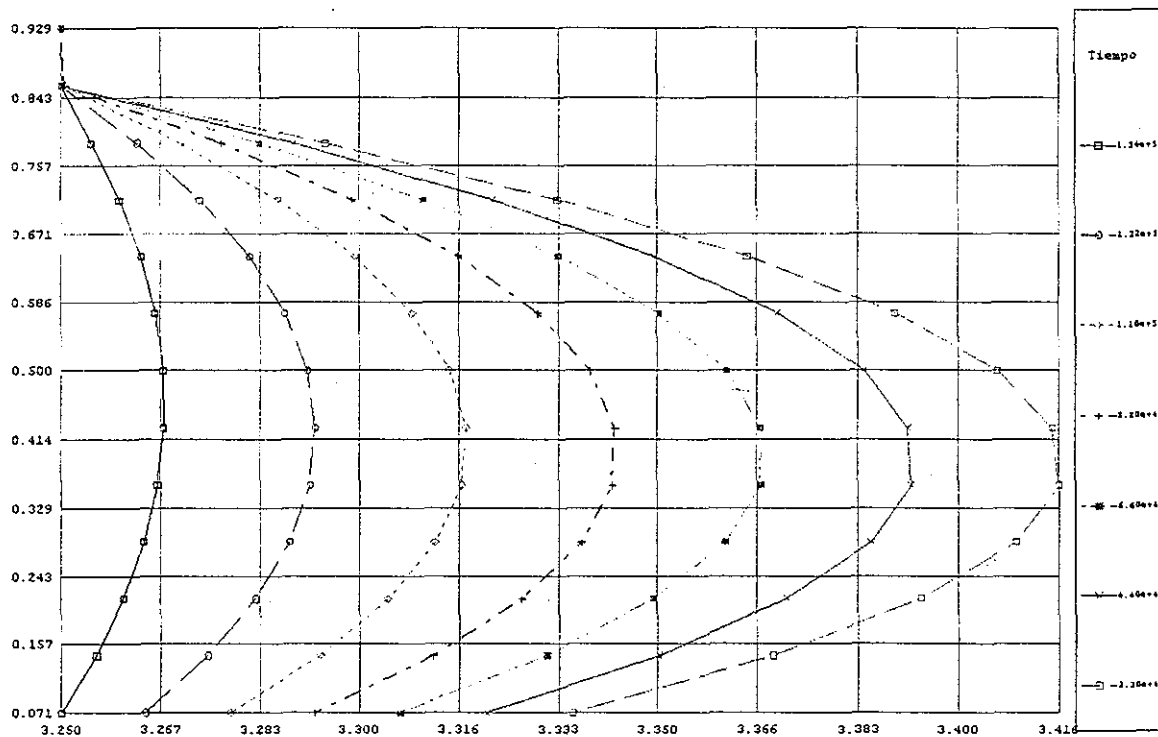


Figura 4.19 Isócronas de relación de vacíos en el O-97-5 para consolidación por segundo incremento de carga; técnica de diferencias finitas

4.5 PROPIEDADES ÍNDICE Y MECÁNICAS DEL SUELO RECONSTITUIDO

4.5.1 Propiedades índice del suelo reconstituido

Se resumen en la tabla 4.6 algunas propiedades índice del suelo arcilloso marino reconstituido; algunas de ellas se obtuvieron de manera directa mediante pruebas de laboratorio y otras se infieren de los resultados analíticos.

Tabla 4.6 Resumen de propiedades índice del suelo marino reconstituido

G_s	γ_m , t/m ²	e_{sup}	e_{inf}	w_L , %	IP, %
2.77	1.5	2.22	1.89	80.7	51.2

4.5.2 Propiedades mecánicas

El suelo artificialmente reconstituido dentro del odómetro O-97-5 permanece como un medio inalterado donde se efectuarán los ensayos con modelos de pilotes instrumentados; es por ello que las propiedades índice y mecánicas de la gran muestra necesarias para estimar el orden de magnitud de las cargas por aplicar a los modelos de pilotes, aún no pueden evaluarse directamente con todo rigor, ya que ello significaría disectar el gran espécimen y labrar muestras inalteradas para ensayarlas en laboratorio, lo cual sólo es factible realizar una vez que haya concluido todo el programa experimental. Sin embargo, sí es posible ir conociendo algunas propiedades índice y mecánicas en las zonas donde se vayan hincando pilotes para su ensaye. Por una parte se registrará la resistencia en el fuste durante el hincado, con lo que puede estimarse la resistencia no drenada del suelo, y por otra parte, se registrarán las propiedades índice del suelo adherido al pilote durante la extracción del mismo (cake) para contar con perfiles de contenido de agua por ejemplo.

Por las razones anteriores y con el objeto de contar con muestras de suelo reconstituido similares para evaluar sus propiedades índice y mecánicas, previamente se reconstituyó una muestra de suelo marino en un odómetro pequeño de 11.57 cm de diámetro y 31.4 cm de altura; la muestra se reconstituyó siguiendo el mismo procedimiento de la gran muestra contenida en el O-97-5, es decir, por procesos sucesivos de sedimentación, consolidación por peso propio y consolidación por carga externa hasta alcanzar un esfuerzo de 2.0 kg/cm² en siete incrementos. La mezcla agua marina-arcilla marina utilizada en esta reconstitución fue idéntica a la de la gran muestra. De la pequeña muestra inalterada de suelo marino, se labraron siete especímenes para realizar un ensaye de compresión simple, una prueba triaxial no consolidada no drenada, cuatro triaxiales consolidadas no drenadas y un ensaye de consolidación. Los resultados así obtenidos se presentan a continuación. Estas pruebas fueron diseñadas de acuerdo con el programa de ensayos con pilotes que se contempla realizar, en donde se ensayarán pilotes bajo presión externa en la masa de suelo siendo una condición consolidada, y los ensayos se realizarán hasta la falla en forma relativamente rápida, prevaleciendo entonces una condición no drenada.

Por otra parte, se realizaron tres pruebas en la masa de suelo reconstituida en el O-97-5 con un penetrómetro ultraligero con punta de 4 cm² de área llamado PANDA. Estas pruebas tuvieron dos objetivos fundamentales: obtener una resistencia estimada a partir de la resistencia de punta del penetrómetro y confirmar la repetibilidad de resultados en tres zonas de la arcilla marina reconstituida.

4.5.3 Resistencia no drenada y en compresión simple y módulos elásticos

La resistencia no drenada del suelo formado en el odómetro pequeño, se obtuvo mediante cuatro ensayos triaxiales \overline{CU} con consolidación anisotrópica y carga controlada, midiendo la presión de poro durante la etapa de falla. Así mismo, se realizó una prueba triaxial no consolidada no drenada sin medición de presión de poro y una prueba de compresión simple.

Las curvas esfuerzo desviador contra deformación axial obtenidas en los ensayos triaxiales y de compresión simple se muestran en la figura 4.20. El comportamiento observado de estos ensayos corresponde a un material elastoplástico. Con los datos de estas pruebas se realizó un ajuste hiperbólico para obtener las resistencias y los módulos tangentes iniciales (fig. 4.21). Los resultados de resistencia no drenada (inverso de la pendiente) y el módulo tangente inicial (inverso de la ordenada al origen) de los cuatro ensayos CU así obtenidos se muestran en la tabla 4.7. Así mismo se indica la resistencia última y módulos elásticos de las pruebas UU y de compresión simple.

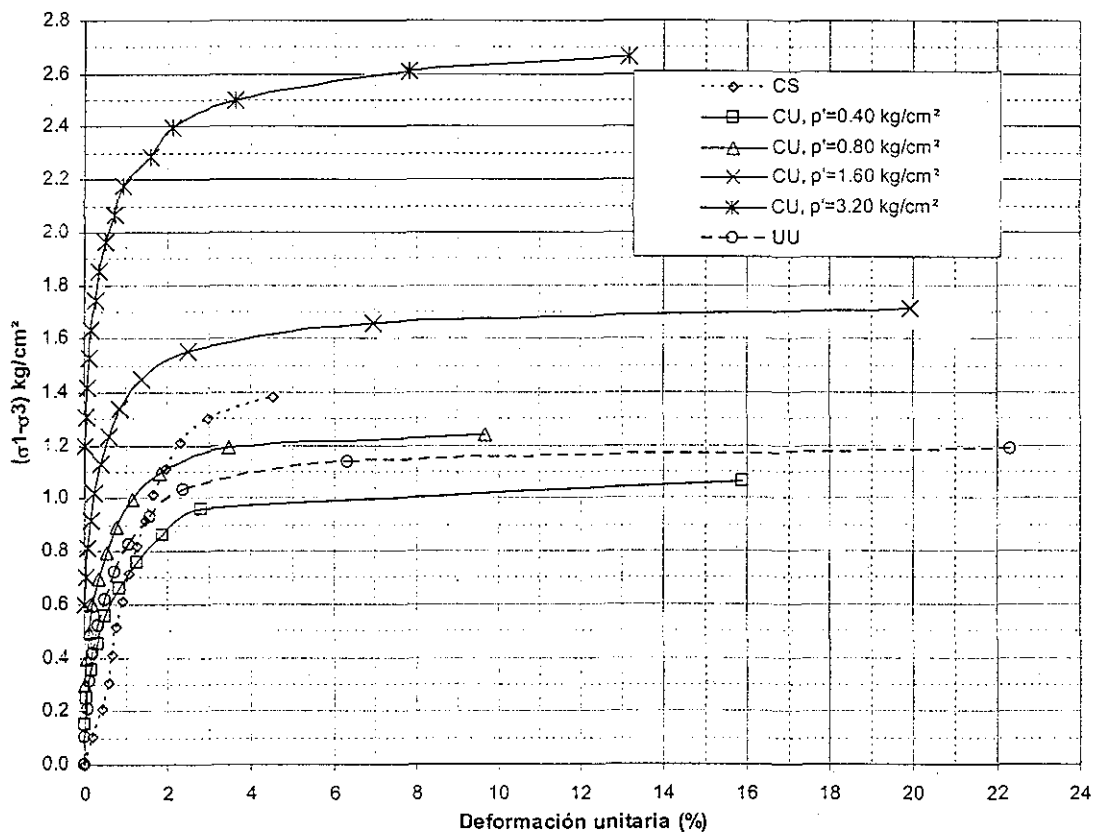


Figura 4.20 Curvas esfuerzo deformación del suelo marino reconstituido en pequeños odómetros

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

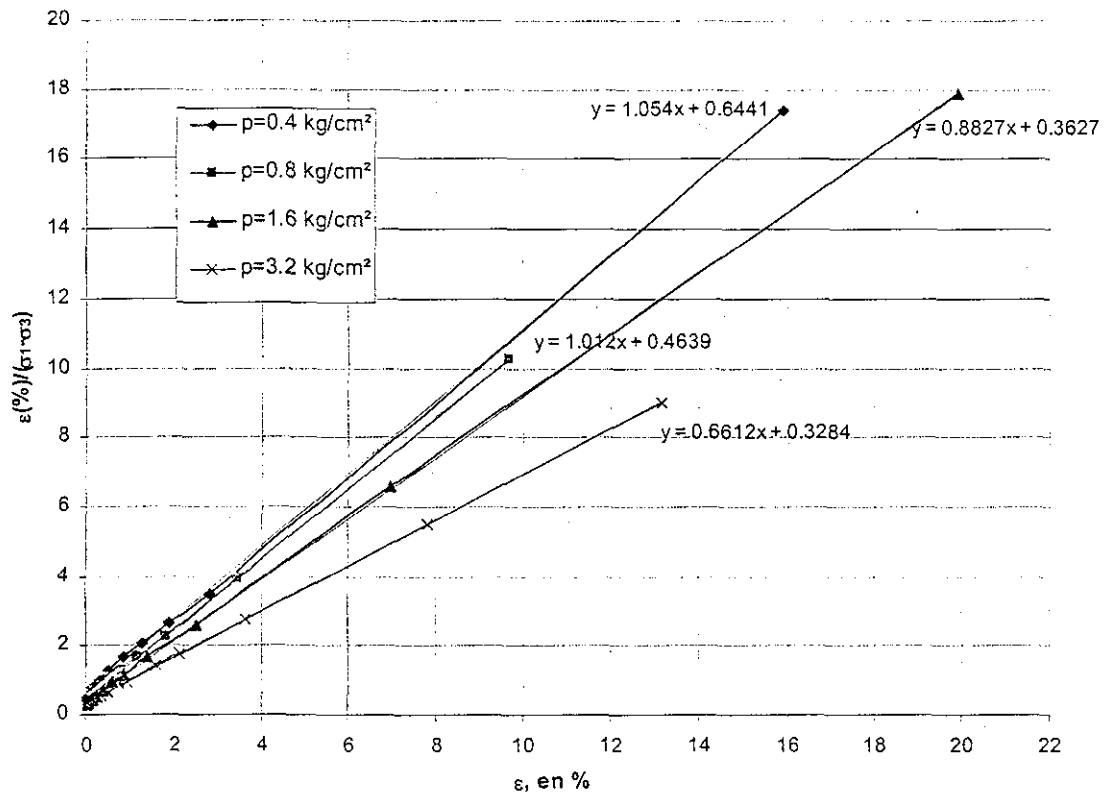


Figura 4.21 Ajuste hiperbólico de Kodner para los ensayos triaxiales

Tabla 4.7 Parámetros obtenidos mediante el ajuste hiperbólico de Kodner

Ensaye	p' , en kg/cm^2	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, en kg/cm^2	Módulo tangente inicial, en kg/cm^2
CU-1	3.2	2.666	293.3
CU-2	1.6	1.712	285.3
CU-3	0.8	1.242	214.7
CU-4	0.4	1.063	162.1
UU	-	1.180	155.0
CS	-	1.380	66.9

La cohesión del suelo determinada mediante el ensaye triaxial UU, es de $c_u = 5 \text{ t/m}^2$. Debe señalarse que estos especímenes se consolidaron hasta un esfuerzo máximo de 2.2 kg/cm^2 , mientras que la muestra reconstituida en el O-97-5 se consolidó hasta un esfuerzo máximo de 1.5 kg/cm^2 , por lo que el valor de la cohesión debe ser menor.

Utilizando los valores registrados de la presión de poro y los esfuerzos totales aplicados durante la etapa de falla, fue posible conocer los esfuerzos efectivos y con ello las trayectorias de esfuerzo para cada ensaye. En la figura 4.22 se muestran las trayectorias de esfuerzo de los especímenes de suelo reconstituido. De acuerdo con la presión de poro generada, el comportamiento de los especímenes ensayados con los mayores esfuerzos octaédricos fue contractivo mostrando el comportamiento típico de las arcillas normalmente consolidadas, mientras que los especímenes preconsolidados mostraron un comportamiento dilatante. El ángulo η que define la envolvente de resistencia en el plano p' - q es de 51° lo que implica un $\phi = 30.5$. El ángulo de fricción interna en términos de esfuerzos efectivos resultó pues de 30.5° .

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

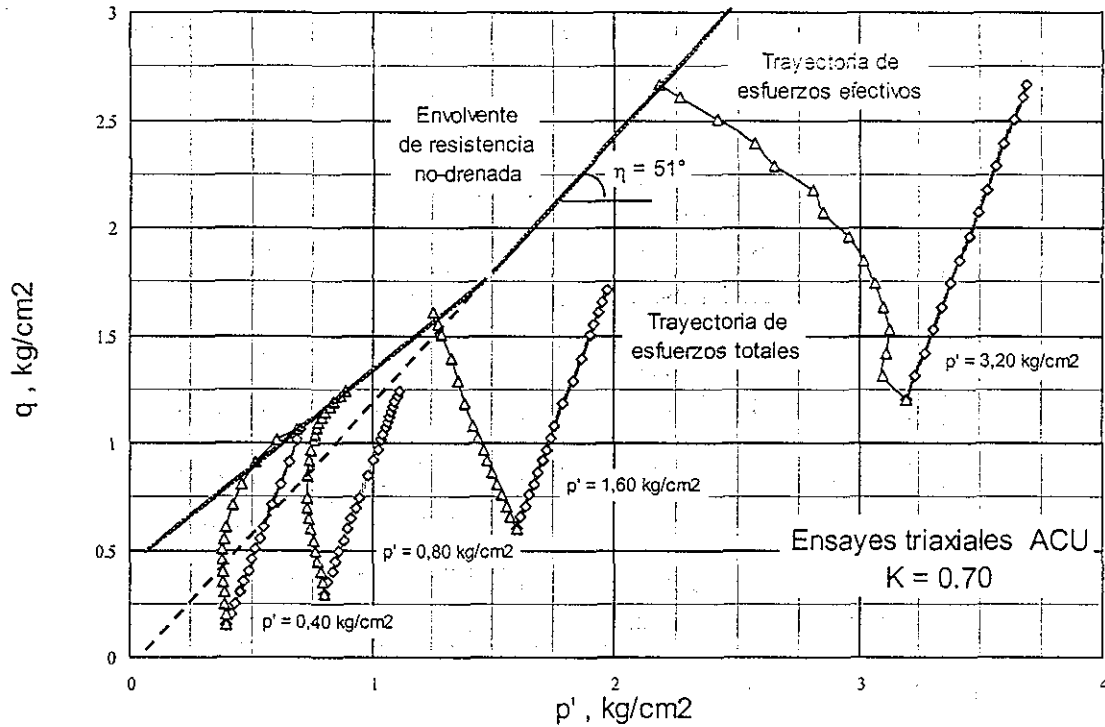


Figura 4.22 Trayectorias de esfuerzo para los ensayos triaxiales

Esta gráfica deberá utilizarse para calcular la resistencia del suelo en términos de esfuerzos totales o efectivos cuando se realicen los ensayos con los modelos de pilotes bajo presión externa.

4.5.4 Compresibilidad de la muestra reconstituida

La curva de compresibilidad del suelo marino reconstituido en el odómetro gigante O-97-5 en términos de la relación de vacíos se muestra en la figura 4.23. Se consideraron las relaciones de vacíos correspondientes a la parte superior e inferior de la gran muestra las cuales se calcularon mediante las soluciones analíticas. Se observa que la pendiente en escala semilogarítmica aumenta en el intervalo de esfuerzos de 0.4 kg/cm^2 a 0.8 kg/cm^2 , y después disminuye al valor de la parte inicial. El índice de compresión, C_c , para el tramo de mayor pendiente resultó de 1.09 y en los tramos iniciales y final de 0.66. La variación en los índices se puede deber al recorte de material que se realizó durante el proceso de reconstitución, tal como se describe en lo que sigue.

Los índices de compresión de la gran muestra se comparan con los obtenidos a partir de un ensayo de consolidación practicado en un pequeño espécimen que se extrajo de la gran muestra durante el proceso de reconstitución; efectivamente, durante la consolidación debida a la presión neumática de 0.4 kg/cm^2 , fue necesario destapar el consolidómetro O-97-5 por encontrarse atorado el cabezal de carga, se observó que el cabezal se encontraba inclinado; por lo anterior, fue necesario nivelar el suelo para dar el siguiente incremento de carga, lo cual se logró cortando un sector circular de la muestra, de donde se labraron pequeños especímenes para obtener propiedades índice y mecánicas en ese estado. En la figura 4.24 se consigna la curva de compresibilidad realizada con esfuerzo controlado incremental. Los índices de compresibilidad determinados de esta prueba resultaron: C_c de 0.64, el C_r de 0.08 y C_e de 0.03. El índice de compresión, C_c , de los tramos iniciales y final de la figura 4.23, resulta prácticamente el mismo que el determinado en el pequeño

espécimen de suelo extraído del gran odómetro. Obsérvese que la carga de preconsolidación de la fig. 4.24 es de 0.18 kg/cm^2 , es decir, ligeramente menor a la presión del incremento inmediato anterior igual a 0.21 kg/cm^2 ; lo anterior parece explicarse por lo joven del suelo artificialmente formado.

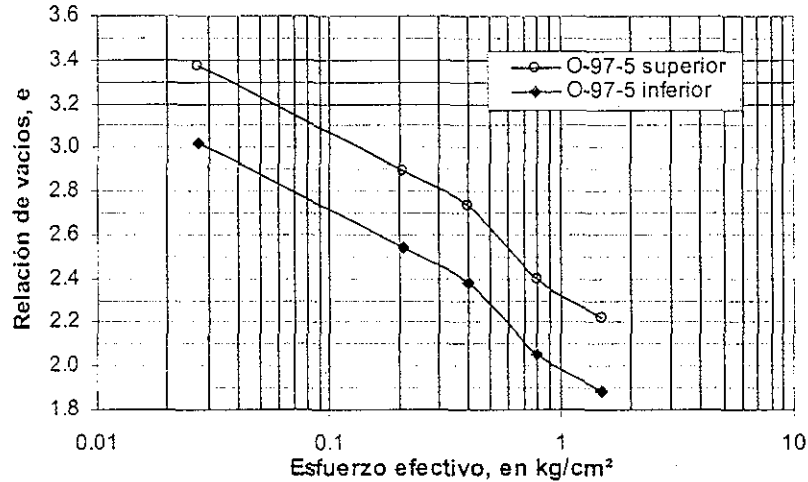


Figura 4.23 Curva de compresibilidad de la gran muestra reconstituida en el O-97-5

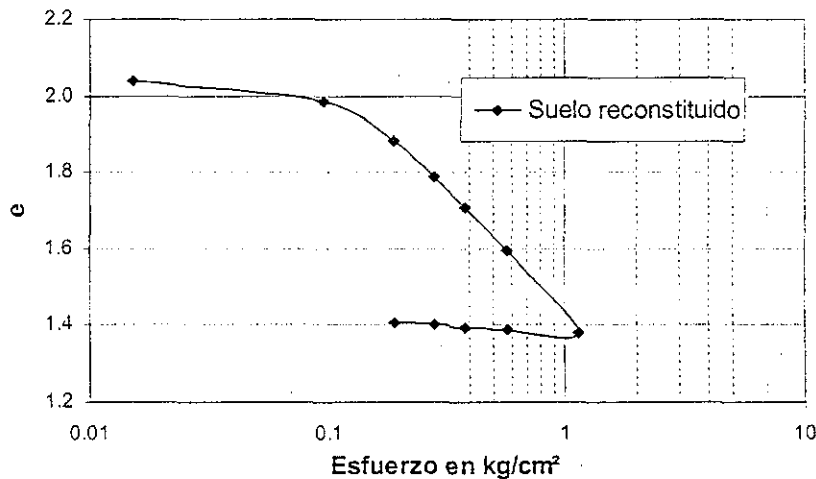


Figura 4.24 Curva de compresibilidad de espécimen extraído del O-97-5 durante la consolidación debida a la presión neumática de 0.4 kg/cm^2

4.5.5 Resistencia de punta con penetrómetro dinámico: PANDA

Se realizaron tres ensayos con un penetrómetro dinámico ultraligero conocido como PANDA en la arcilla reconstituida dentro del odómetro O-97-5. La posición de los ensayos en planta se muestra en la figura 4.25, con un ensayo al centro, E-1, y los dos restantes, E-2 y E-3 diametralmente opuestos. El ensayo con el penetrómetro consiste en hincar, por medio de impactos con un martillo de masa conocida, una punta conectada a un tren de barras de acero; para cada impacto se registra la velocidad de golpeo del martillo, la penetración de la punta por el impacto y

la penetración acumulada. Con los datos registrados se calcula la energía de cada impacto y de acuerdo con el área de la punta se puede conocer la resistencia de punta con la profundidad utilizando la fórmula de los holandeses. Para los ensayos se utilizó una punta perdible de 4 cm² de área (2.257 cm de diámetro), que se recomienda para suelos blandos ya que evita la resistencia por fricción en las barras que son de menor diámetro (1.3 cm) que la punta.

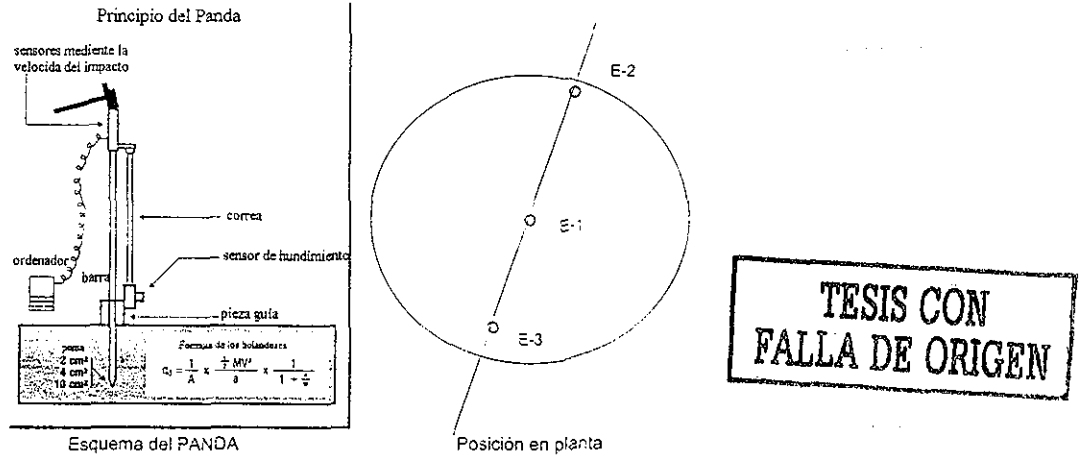


Figura 4.25. Esquema del PANDA y posición de los ensayos

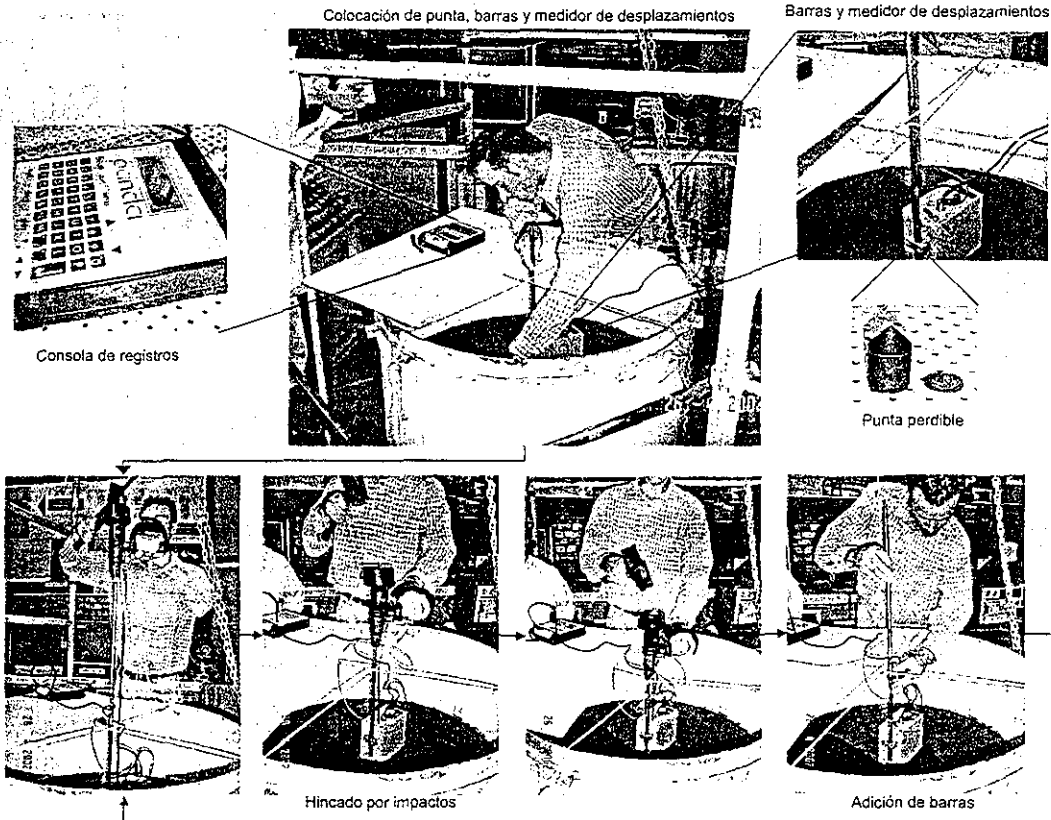


Figura 4.26. Ensayo con el penetrómetro dinámico ultraligero, PANDA en el suelo marino reconstituido

Inicialmente se realizó el ensaye en el centro del odómetro; se colocaron las barras con la punta y el medidor de desplazamientos en la posición preestablecida (fig. 4.26) y se conectó la consola de registros. Posteriormente, se realizó el hincado por impactos de martillo, penetrando aproximadamente un centímetro con cada golpe. Al alcanzar cierta profundidad fue necesario añadir una nueva barra y una vez colocada se continuó el hincado hasta alcanzar una profundidad de 83 cm aproximadamente. El segundo ensaye, E-2, se realizó cerca de la pared del odómetro dejando una holgura de 3 cm entre el fuste de la punta y la pared. En este ensaye no se pudo mantener la verticalidad de las barras, por lo que en cierto momento se generó fricción entre la punta y la pared metálica; estos resultados se desecharon. Se realizó un tercer ensaye, P-3, diametralmente opuesto al segundo, pero ahora dejando una holgura de 7 cm entre la punta y la pared del O-97-5; en este ensaye se tuvo especial atención en mantener la verticalidad de las barras y transcurrió sin ningún contratiempo. Obsérvese de la gráfica que ambos sondeos, E-1 y E-3, detectaron el dren de arena a 83 cm de profundidad.

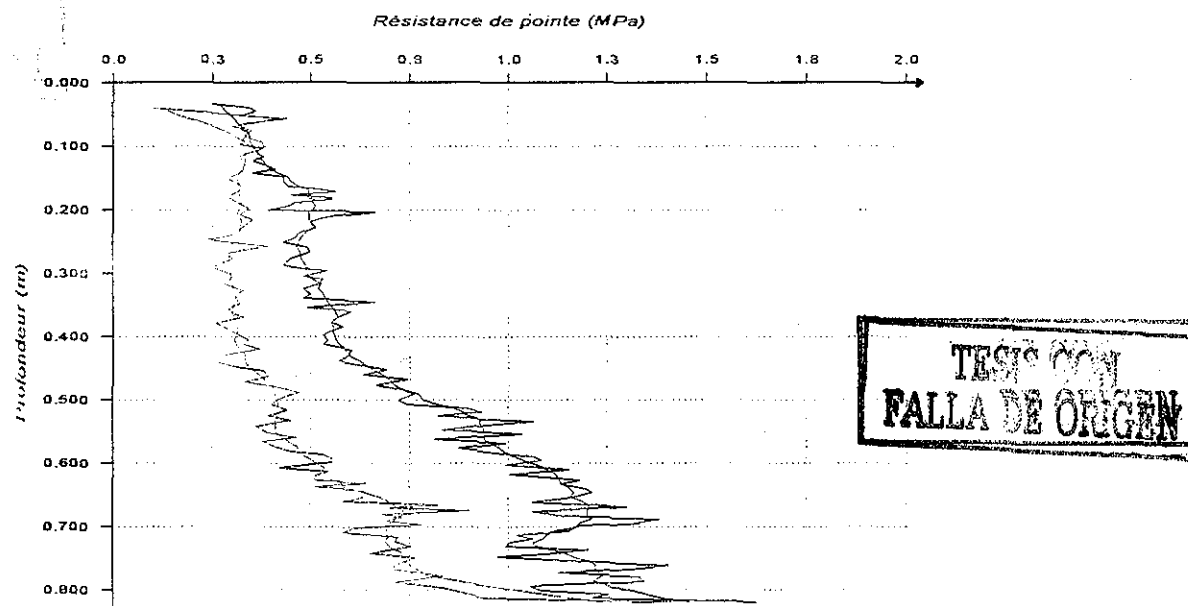


Figura 4.27 Registro de resistencia de punta; sondeos E-1 y E-3

En la figura 4.27 se muestran los resultados para los ensayos E-1 y E-3, de donde se aprecian dos condiciones: por una parte la resistencia de punta registrada es creciente con la profundidad, y por otra la tendencia de ambas gráficas es enteramente semejante, aún cuando difieren en los valores de la resistencia de punta. El primer aspecto evidencia el efecto del peso propio en la reconstitución de la muestra, esto es, a mayor profundidad se tienen menores relaciones de vacíos (pendiente β de la solución teórica presentada), menores contenidos de agua y por ende mayores resistencias. Por otra parte, durante la floculación y sedimentación las partículas más pesadas se depositan en el fondo, estructurando mejor el suelo que las partículas finas. En efecto, estudios previos de formación de suelos por procesos de floculación, sedimentación y consolidación por peso propio (Imai, 1994) demuestran que la segregación de partículas finas ocurre durante la floculación y este efecto aumenta entre mayor sea el contenido de agua con el que se prepara la suspensión. En la figura 4.28 se muestran las variaciones de contenido de agua vertical y radial determinadas en 4 especímenes reconstituidos en los que el contenido de agua inicial de la suspensión varió de 500% a 2000%. Las gráficas muestran que el contenido de agua disminuye

siempre con la profundidad; sin embargo, el efecto es mayor en el espécimen reconstituido a partir de una suspensión con 2000% de contenido de agua (gráfica a).

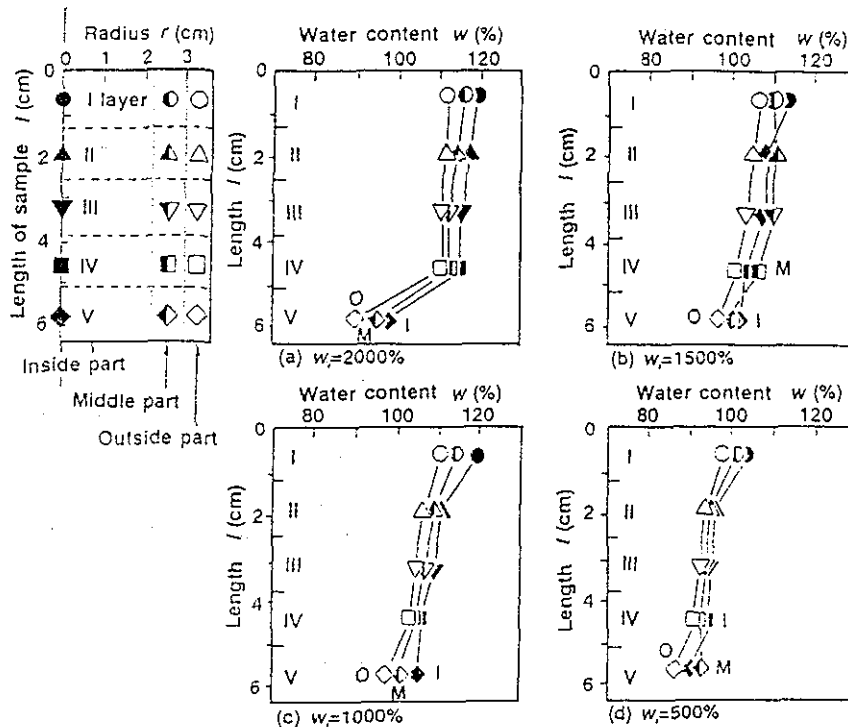


Figura 4.28 Variación con la profundidad del contenido de agua en especímenes reconstituidos a partir de suspensiones con diferente w inicial (Imai, 1994)

La cohesión, c_u , del suelo se obtuvo de forma aproximada dividiendo los valores de la resistencia de punta entre 19; evidentemente que este es un valor aproximado y tendrán que realizarse mayor número de ensayos en arcillas marinas para confirmar si este factor es adecuado. La gráfica de resistencias no drenadas así obtenida se muestra en la figura 4.29. Se observa que en el sondeo 1 la cohesión varía de 2 a 3 t/m^2 hasta 0.4 m de profundidad para luego aumentar a 6.5 t/m^2 en forma prácticamente lineal de 0.4 a 0.65 m de profundidad; finalmente, de 0.65 m hasta el final del sondeo se tiene un valor de cohesión que se mueve en la banda de 6 a 8 t/m^2 . Para el sondeo 3 se observa que la cohesión tiene un valor medio de 2 t/m^2 hasta 0.45 m de profundidad y luego aumenta a 3.5 t/m^2 en forma prácticamente lineal hasta 0.65 m de profundidad; de este punto hasta el fin del sondeo se observa un valor que se mueve en la banda de 4 a 5 t/m^2 .

La heterogeneidad mostrada por ambos sondeos se puede deber a la inclinación que sufrió el cabezal durante uno de los procesos de carga; esta originó que la transmisión de esfuerzos no fuera uniforme y fue necesario nivelar el suelo cortando un sector circular como antes se comentó; sin embargo, la tendencia de ambos sondeos es semejante y las variaciones en la cohesión obtenida con la resistencia de punta entre uno y otro sondeo indican que en la parte superior (0 a 0.4 m) existe mayor semejanza en los valores con una diferencia máxima de 33%.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

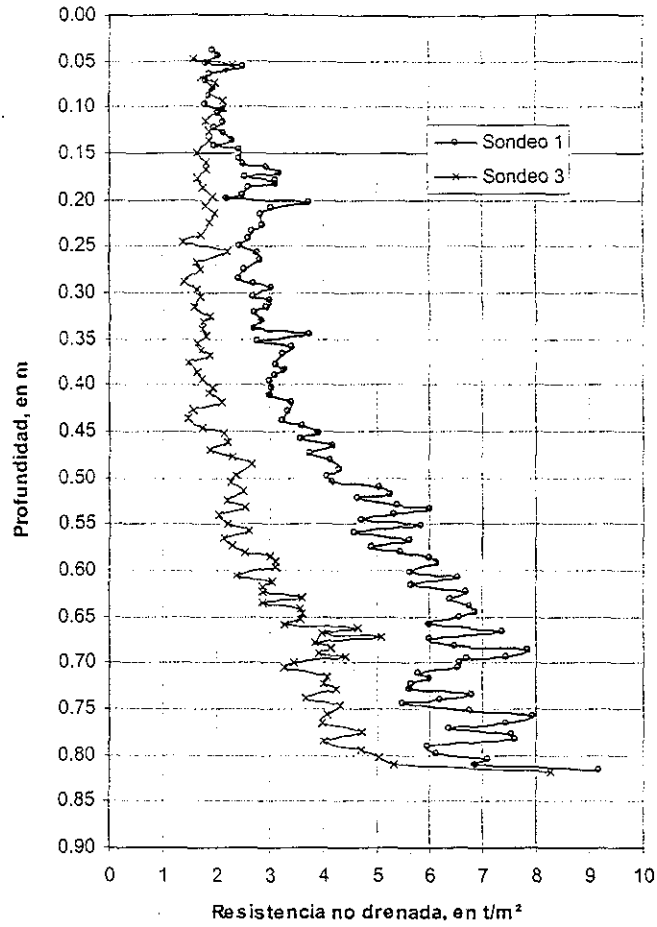


Figura 4.29 Variación con la profundidad de la cohesión, c_u

Por otra parte, la fricción generada entre el suelo y la pared metálica del O-97-5, disminuye el esfuerzo vertical aplicado, con lo que se tendrían resistencias mayores al centro del odómetro que en la periferia, tal como lo muestran los perfiles de resistencia de punta.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

NOG 2121E

CAPÍTULO 5

SUELOS ARTIFICIALES FORMADOS CON CEMENTANTE COMO ALTERNATIVA PARA LOS ENSAYES CON MODELOS DE PILOTES

Una vez que se realice un ensaye con el modelo de pilote en el O-97-5, se extraerá del suelo reconstituido, por lo que el hueco que deje este deberá rellenarse con un suelo de características de resistencia, deformabilidad y permeabilidad similares a las del suelo marino reconstituido; es decir, se busca restablecer la continuidad sin alterar el material formado en el odómetro O-97-5 en términos de sus propiedades mecánicas tales como resistencia, deformabilidad y permeabilidad. Por tal motivo, se decidió formar un suelo artificial con mezclas de caolín-bentonita-cemento-agua con diferentes dosificaciones. Estas mezclas debían por una parte tener la fluidez inicial necesaria para vaciarlas en el hueco dejado por el odómetro, y por otra, después de cierto tiempo debían alcanzar características mecánicas estables y similares a las del suelo reconstituido. La tarea de encontrar tal mezcla no fue trivial.

La búsqueda de la dosificación para formar este suelo artificial con características mecánicas similares al del suelo marino, planteó la alternativa de realizar ensayos con los modelos de pilotes en este tipo de suelos; esto es, preparar mezclas artificiales de ciertas características en grandes contenedores o fosos de pruebas que sean el medio para hincar y ensayar los pilotes, sin necesidad de esperar el dilatado tiempo de reconstitución de un suelo natural y además con la posibilidad de hacerlo en forma sistemática y reproducible. Así pues, en este capítulo se presentan las características de la mezcla artificial propuesta para relleno de huecos en la arcilla reconstituida y como medio alternativo para ensayos con modelos de pilotes; se describe el comportamiento de la mezcla propuesta durante un ensaye con el modelo de pilote en un odómetro pequeño de de 18.5 cm de diámetro y 58 cm de altura, de donde se concluye sobre la viabilidad de esta alternativa.

5.1 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS OBJETIVO

La preparación de suelos sintéticos o artificiales con cementante ha sido utilizada por otros investigadores como alternativa a los suelos arcillosos reconstituidos formados a partir de una suspensión con muestras naturales. Tavenas *et al.* (1973) desarrollaron un suelo artificial con caolín, bentonita y cemento Pórtland para reproducir las características mecánicas de una arcilla lacustre. Blaney y Mallow (1987) probaron diversos tipos de cementante combinados con bentonita para fabricar un suelo arcilloso preconsolidado que sería el medio para realizar ensayos con modelos de pilotes. Meymand (1999) empleó una mezcla de caolín, bentonita y ceniza de carbón como cementante para formar un suelo sintético contenido en un gran recipiente para ensayos con pilotes en mesa vibradora.

Se sabe que un suelo artificial o sintético no tiene las propiedades de un suelo *in situ*, como anisotropía e historia de cargas; sin embargo, si se diseña correctamente el suelo artificial buscando reproducir ciertas características índice o mecánicas llamadas objetivo, entonces puede ser una alternativa viable para fabricar rápidamente medios homogéneos y en forma sistemática.

La mezcla artificial que se buscó en este estudio para rellenar los huecos dejados por los pilotes en el suelo marino reconstituido y como alternativa para realizar otros ensayos en grandes contenedores, debía cumplir con tres características principales: resistencia, módulo de deformabilidad inicial y permeabilidad similares a la arcilla marina reconstituida en el odómetro O-

97-5. Para ello se consideró como patrón la curva esfuerzo-deformación de la prueba de compresión simple del suelo marino reconstituido que se describe en el capítulo anterior, y cuya gráfica enseguida se presenta (fig. 5.1).

La permeabilidad objetivo se calculó en forma indirecta mediante los resultados de la prueba de consolidación unidimensional con velocidad constante de deformación realizada en una pastilla de suelo reconstituido en un odómetro pequeño (capítulo 4); el consolidómetro mencionado fue desarrollado en el CENAPRED (Ibarra, 1998). La resistencia última determinada en prueba de compresión simple, q_u , realizada en un espécimen reconstituido en el mismo odómetro pequeño fue de 1.38 kg/cm^2 , el módulo de elasticidad al 50% de la resistencia, E_{50} , de 66.91 kg/cm^2 , y la permeabilidad se encuentra en el intervalo de 1×10^{-6} a $1 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$.

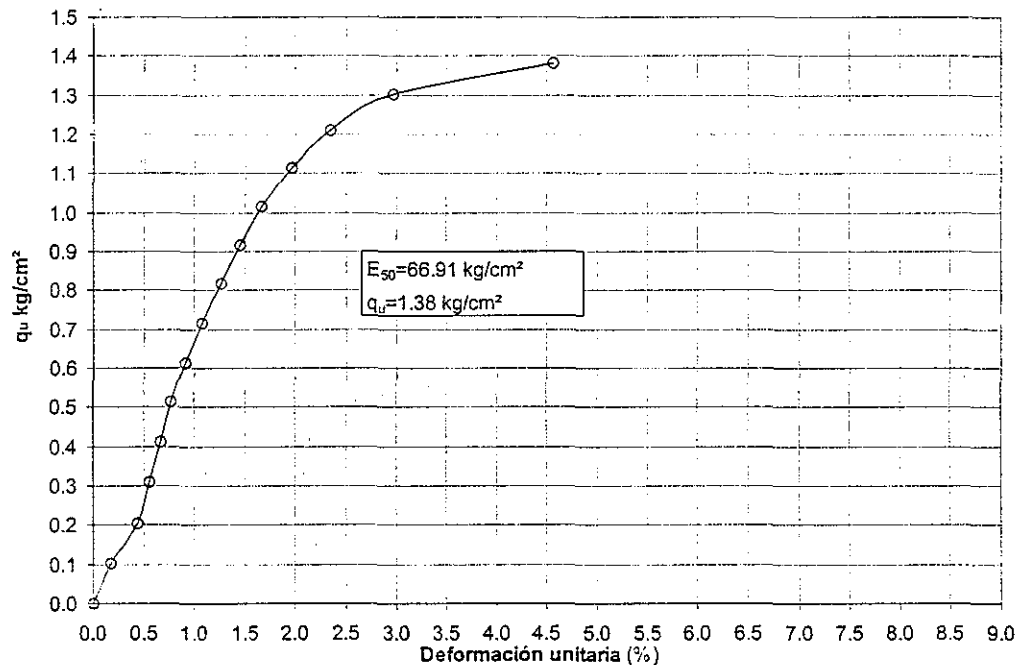


Figura 5.1 Curva esfuerzo deformación de espécimen reconstituido en odómetro de 11.57 cm de diámetro y 31.4 cm de altura, hasta un esfuerzo de 2.0 kg/cm^2

5.2 MATERIALES EMPLEADOS Y PROCEDIMIENTO DE ELABORACIÓN DE LOS SUELOS

Se prepararon tres tipos de mezclas con diferentes dosificaciones de caolín, bentonita, cemento Pórtland y agua destilada. Una vez que se pesaron los diferentes componentes para cada dosificación, se mezclaron durante 15 minutos en una batidora pequeña (fig. 5.2); posteriormente, la mezcla se sometió a vacío durante 5 minutos para extraer todas las burbujas de aire atrapadas en su seno. Al cabo de este proceso se tuvo un lodo homogéneo que se vertió en varios moldes o probetas pequeñas de tubo PVC. Las probetas se identificaron y se dejaron reposar o fraguar desde una poco menos de dos meses hasta siete meses, para después realizar los ensayos en compresión simple a diferentes tiempos de reposo. En lo que sigue se detallan los tres tipos de mezclas propuestos y los resultados obtenidos.

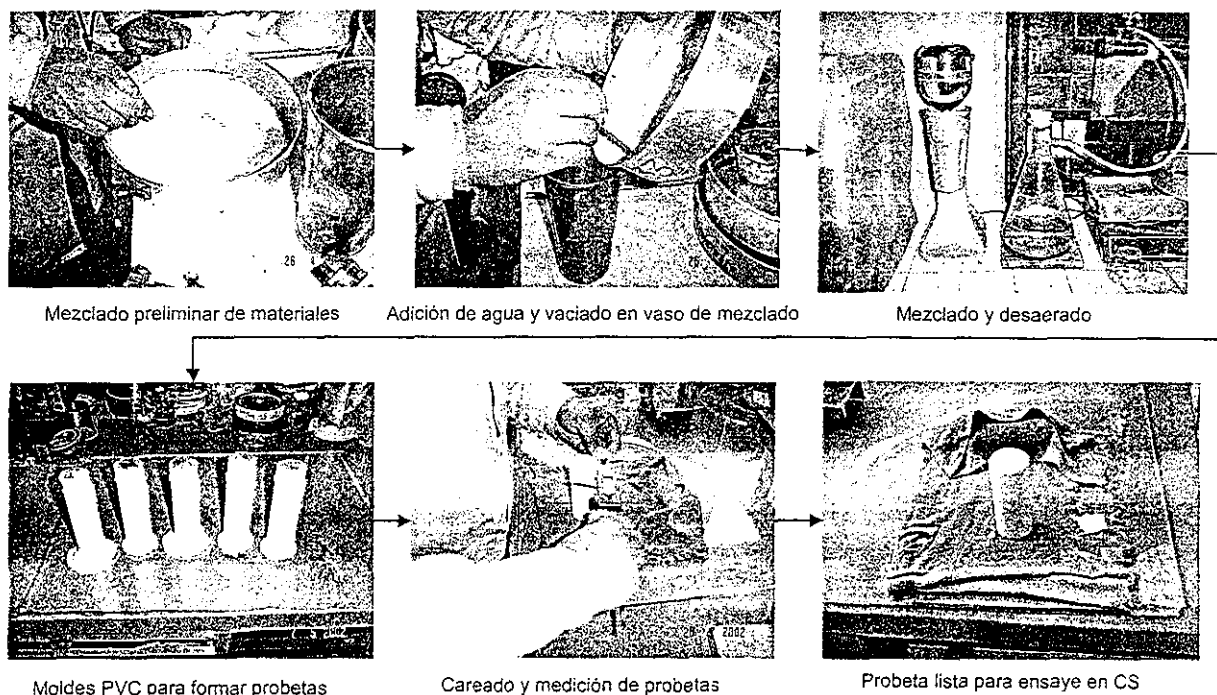


Figura 5.2 Procedimiento de elaboración del suelo artificial

5.2.1 Mezclas de caolín-cemento-agua

Inicialmente se prepararon tres diferentes mezclas de caolín-cemento-agua, variando la proporción de cemento y caolín de acuerdo con lo que se indicaba en la tabla 5.1. Las curvas esfuerzo-deformación de ensayos en compresión simple de cada una de las mezclas se presentan en la figura 5.3.

Tabla 5.1 Dosificaciones de mezclas caolín-cemento-agua

Denominación	100 % Sólidos en peso		Contenido de agua w, %
	Caolín, %	Cemento, %	
CCA-2	98	2	120
CCA-4	96	4	120
CCA-6	94	6	120

Las mezclas con 2% y 6% de cemento denominadas CCA-2 y CCA-6 respectivamente, no cumplieron con el comportamiento buscado dado que la primera mostró menor resistencia que la del suelo modelo y la segunda por el contrario resultó muy rígida. Sin embargo, la mezcla CCA-4 con 4% de cemento aportó resultados satisfactorios al mostrar un comportamiento esfuerzo-deformación similar al suelo modelo, aunque debe acotarse que su falla fue tipo frágil mientras que la arcillosa marina exhibió un comportamiento elasto-plástico.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

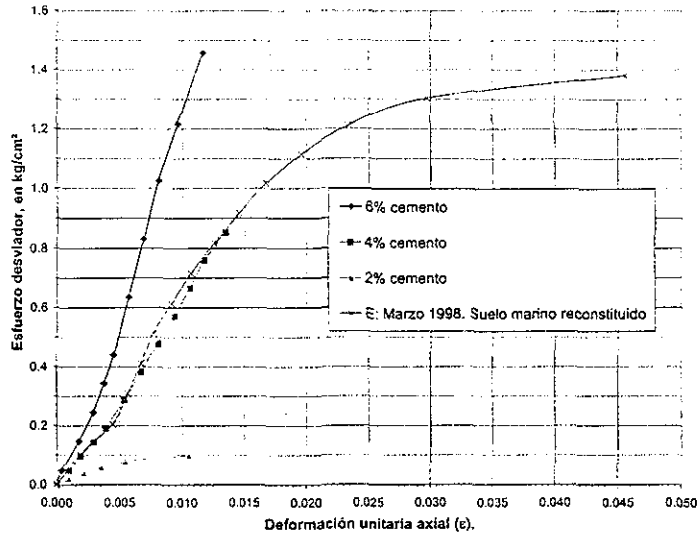


Figura 5.3 Ensayes en compresión simple de mezclas de caolín-agua con diferentes proporciones de cemento

Una vez que se encontró la proporción en peso adecuada de 96% caolín, 4% cemento y 120% de agua para alcanzar la resistencia y módulo de elasticidad deseados, se realizaron ensayos en compresión simple con diferentes tiempos de reposo, con el objeto de evaluar la variabilidad de la resistencia con el tiempo de fraguado del cementante. Se realizaron cuatro ensayos de compresión simple en mezclas con tiempos de fraguado desde 1 mes 22 días, hasta de 7 meses. Los resultados de estos ensayos se presentan en la figura 5.4; la gráfica de la izquierda ilustra las curvas esfuerzo-deformación de la arcilla reconstituida y las del suelo artificial para diferentes tiempos de fraguado; la figura de la derecha muestra la variación de la resistencia última con el tiempo de fraguado del suelo artificial. Por una parte se observa que la resistencia del suelo artificial es siempre menor a la de la arcilla reconstituida y que se tuvo una falla frágil en el primero, sin embargo, el módulo de deformabilidad es muy semejante al del suelo arcilloso. Por otra parte, la resistencia última varía ligeramente con el tiempo de fraguado, aunque el punto final indica una resistencia menor.

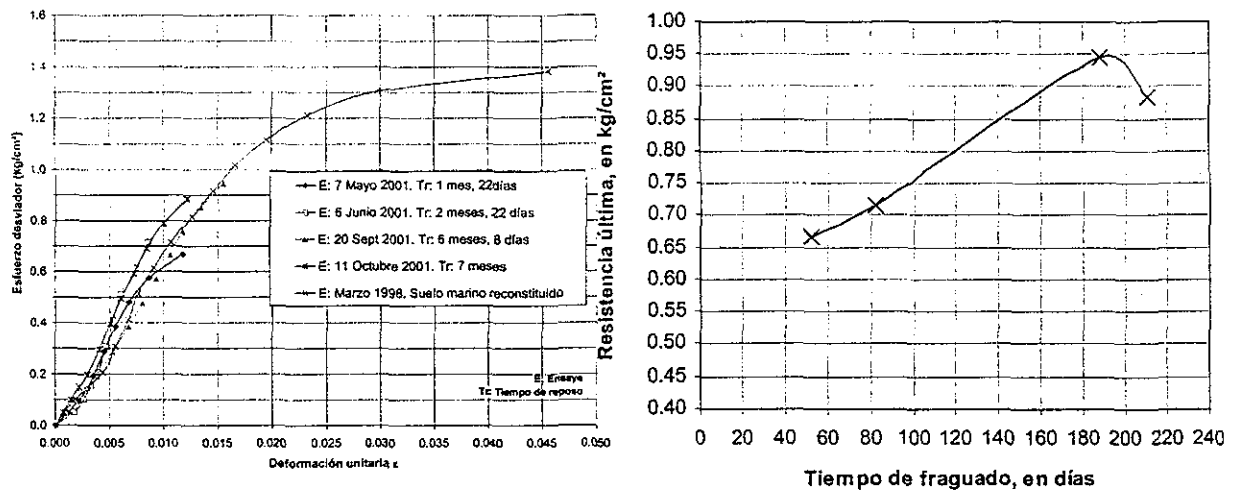


Figura 5.4 Ensaye en compresión simple de la mezcla CCA-4, para diferentes tiempos de reposo

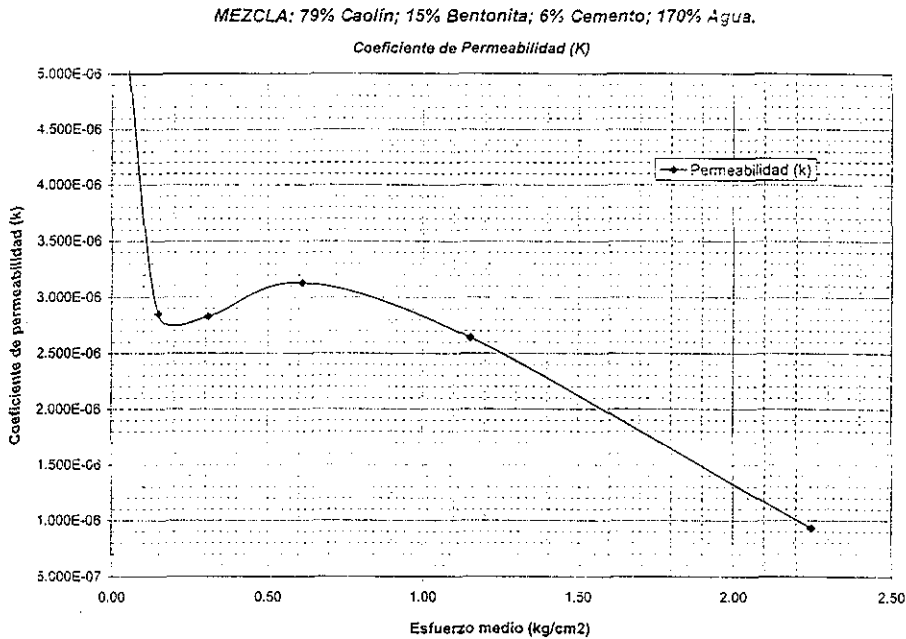


Figura 5.5 Coeficiente de permeabilidad determinado mediante ensaye de consolidación CCA-4

La permeabilidad de esta mezcla, se determinó también de manera indirecta mediante ensayos de consolidación unidimensional con esfuerzo incremental. Los resultados de permeabilidad se muestran en la figura 5.5 de donde se encontraron permeabilidades del orden de 10^{-6} cm/s. Si bien es cierto que la permeabilidad de esta mezcla es de un orden de magnitud menor que la del suelo modelo, tal variación no es tan significativa como para constituir por sí misma un dren.

5.2.2 Mezclas de bentonita-cemento-agua

Con el objeto de reducir la permeabilidad de la mezcla se buscó una dosificación con base en una arcilla más activa que el caolín como lo es la bentonita. Se efectuaron dos mezclas con proporciones diferentes denominadas BCA-200 y BCA-400, de acuerdo con lo consignado en la tabla 5.2; las curvas esfuerzo-deformación para ensayos en compresión simple de cada dosificación se muestran en la figura 5.6.

Tabla 5.2 Dosificaciones de mezclas bentonita-cemento-agua

Denominación	100 % Sólidos en peso		Contenido de agua w, %
	Bentonita, %	Cemento, %	
BCA-200	90	10	200
BCA-400	90	10	400

La mezcla de bentonita-cemento-agua, BCA-200 presentó una consistencia viscosa, un fraguado rápido y un difícil manejo aún con el alto contenido de agua igual a 200%, ello se debió al mineral tan activo como lo es la bentonita. Los resultados exhibidos en las curvas esfuerzo

deformación muestran que el módulo de elasticidad que presenta este suelo es muy semejante a la del suelo marino reconstituido; así mismo, ambas resistencias son semejantes. Debe señalarse que el tipo de falla del suelo artificial difiere de la del suelo marino, ya que mientras esta fue de tipo elasto-plástico aquella mostró un comportamiento frágil. Esta mezcla presentó además el inconveniente de poseer baja fluidez al momento de verterla en los moldes para formar las probetas de suelo, lo que dificultaría tanto el vaciado en los huecos dejados por los pilotes en el suelo marino reconstituido, como en un gran contenedor o foso de pruebas para formar el medio alternativo de ensayos de los modelos de pilote. Por las razones anteriores la posibilidad de uso del suelo artificial BCA-200 se descartó.

La mezcla BCA-400 mostró mayor fluidez al tener mayor contenido de agua, lo que facilita la formación de los especímenes de suelo; sin embargo, su resistencia fue menor a la deseada, tal como se observa en las curvas esfuerzo deformación de la figura 5.6, por lo que también se eliminó esta opción.

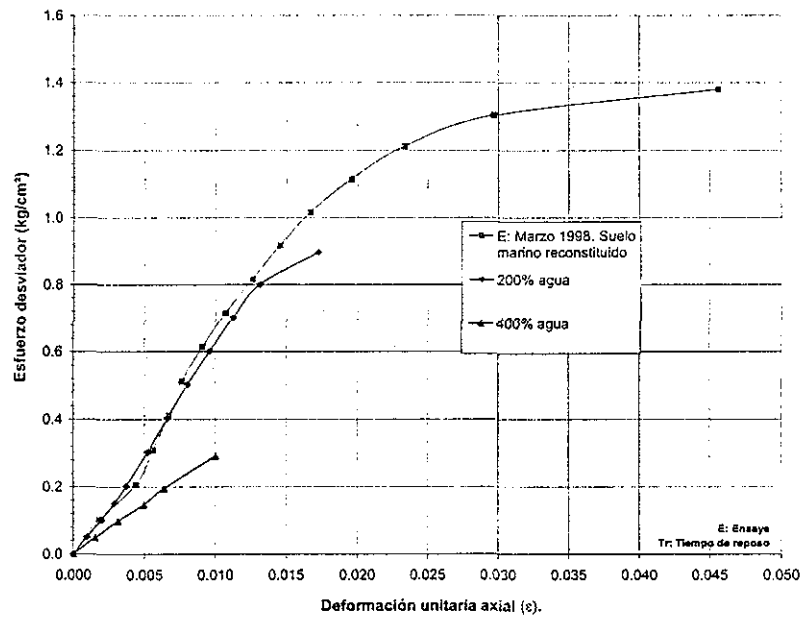


Figura 5.6 Ensayo en compresión simple de los suelos BCA-200 y 400

5.2.3 Mezclas de caolín-bentonita-cemento-agua

Con el fin de disminuir la permeabilidad en la mezcla y a la vez contar con mayor fluidez que la observada en las mezclas de bentonita-cemento-agua comentadas en el subinciso anterior, se realizaron dos mezclas de diferente dosificación con una combinación de bentonita y caolín para disminuir el componente activo de la arcilla, además de agregarles cemento y agua como a las mezclas anteriores. Las proporciones de estas mezclas se consignan en la tabla 5.3. Una vez preparadas las probetas y después de 27 días de reposo, se realizaron los ensayos en compresión simple, cuyos resultados se aprecian en la figura 5.7. El primer ensayo, mezcla BCCA 13-20, mostró un comportamiento más rígido del deseado. Sin embargo, la mezcla BCCA-15-6 exhibió un módulo elástico muy semejante al del suelo marino modelo, aun cuando su falla también fue de tipo frágil. Así mismo, se realizó una prueba de consolidación unidimensional con esfuerzo incremental para determinar la permeabilidad de esta mezcla; los resultados se comparan con aquéllos obtenidos en el suelo CCA-4, tal como se aprecia en la figura 5.8. Como puede observarse, la permeabilidad

del suelo BCCA-15-6 disminuye ligeramente con respecto al CCA-4, con coeficientes en el intervalo de 9.32×10^{-7} a 5.26×10^{-6} cm/s.

Tabla 5.3 Dosificaciones de mezclas bentonita-caolín-cemento-agua

Denominación	100 % Sólidos en peso			Contenido de agua w, %
	Bentonita, %	Caolín, %	Cemento, %	
BCCA-13-20	67	13	20	167
BCCA-15-6	79	15	6	170

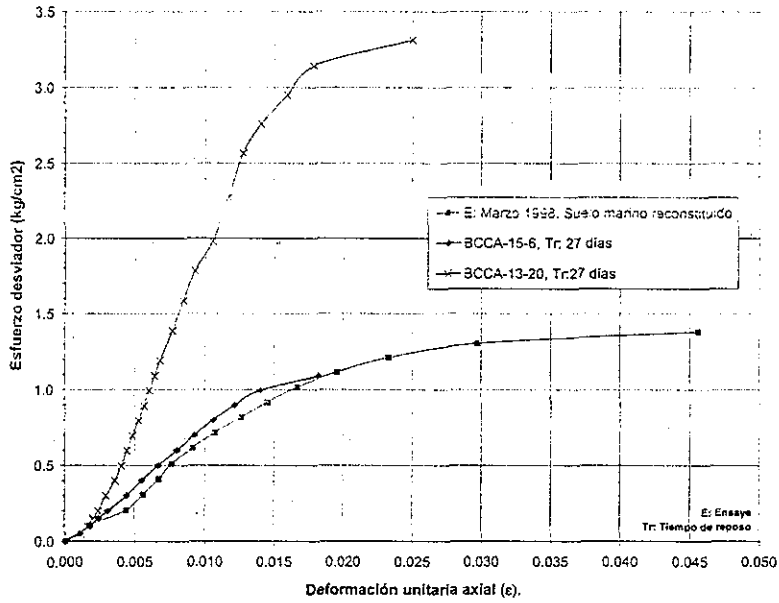


Figura 5.7 Ensayo en compresión simple del suelo BCCA-6-170

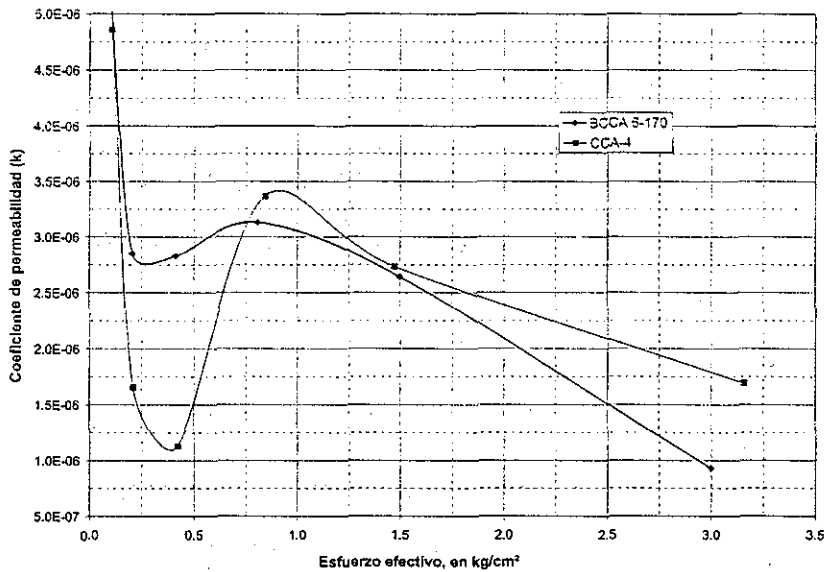
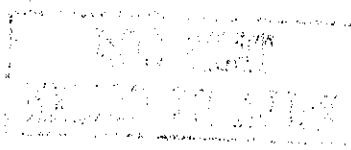


Figura 5.8 Comparación de los coeficientes de permeabilidad; suelos BCCA-6-170 y CCA-4



5.3 ELECCIÓN DE LA MEZCLA PARA FORMAR EL SUELO ARTIFICIAL

Al concluir con los ensayos en compresión simple y de consolidación unidimensional de las mezclas anteriores, se seleccionó el suelo de bentonita-caolín-cemento-agua, denominada BCCA-15-6, por mostrar los valores de resistencia, módulo de deformabilidad y permeabilidad que más se ajustan a los del suelo marino modelo; así mismo, la mezcla cuenta con la fluidez necesaria para facilitar su manejo. Esta mezcla será la que se vierta para rellenar los huecos que dejen los pilotes al extraerlos del suelo marino y mantener así condiciones comparables para cada uno de los ensayos. Así también, puede ser el medio alternativo dentro de un contenedor o foso de pruebas para realizar más ensayos con modelos de pilotes; sin embargo, varias pruebas deberán realizarse antes de confirmar esta posibilidad.

Tabla 5.4 Resumen de propiedades del suelo artificial y comparación

	q_u , en kg/cm ²	E_{50} , en kg/cm ²	k, en cm/s
Suelo marino	1.38	66.91	1×10^{-6} a 1×10^{-7}
Suelo BCCA 6-170	1.09	75.11	9.3×10^{-7} a 5.3×10^{-6}

Debe decirse que aunque el suelo elegido cuenta con algunas características hidráulicas y mecánicas similares a las del suelo marino, su comportamiento esfuerzo-deformación fue de falla tipo frágil, en contraste con el comportamiento elasto-plástico exhibido en los ensayos realizados en suelo marino reconstituido. En la tabla 5.4 se presenta una comparación entre las características mecánicas del suelo marino fijadas como objetivo y aquéllas del suelo artificial BCCA-6-170. Por otra parte, este suelo presenta una carga de preconsolidación cercana a 0.8 kg/cm², dada precisamente por el cementante. En la figura 5.9 se muestran las curvas de compresibilidad para el suelo CCA-4 y el que se eligió, BCCA 6-170, donde se confirma lo anterior.

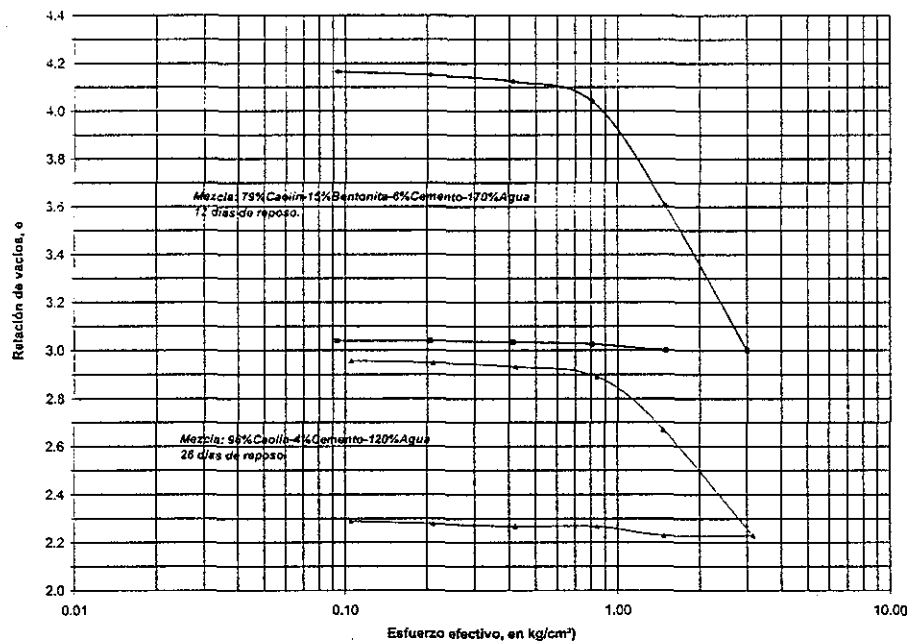


Figura 5.9 Curvas de compresibilidad de suelos BCCA-6-170 y CCA-4

5.4 ENSAYES PRELIMINARES CON LOS MODELOS DE PILOTES EN EL SUELO ARTIFICIAL CONTENIDO EN PEQUEÑOS ODÓMETROS

Se realizaron dos ensayos preliminares con los modelos de pilote, e-1 y e-2, hincándolos en el suelo artificialmente formado con la mezcla de caolín-bentonita-cemento-agua BCCA 6-170 contenido en un odómetro de lucita de 18.5 cm de diámetro y 58 cm de altura. Estos ensayos tuvieron dos objetivos: practicar el procedimiento del ensayo con modelos de pilotes para identificar posibles mejoras y corregir errores antes de realizar los ensayos definitivos en el suelo marino dentro del O-97-5; y por otra parte, fabricar cierto volumen de suelo artificial dentro de un odómetro de dimensiones reducidas para ensayar los pilotes, observando el comportamiento del suelo artificial durante y después del ensayo para verificar la conveniencia de esta alternativa.

5.4.1 Formación del suelo artificial

El suelo artificial para estos ensayos preliminares se formó con proporciones idénticas a aquellas de la mezcla BCCA-15-6 que reproducen las condiciones de resistencia, deformabilidad y permeabilidad similares a las del suelo marino. En la figura 5.10 se muestran algunas vistas de las etapas de preparación del suelo. Su formación requirió de mezclar en una batidora industrial de 20 kg cantidades suficientes de agua, bentonita, caolín y cemento durante 20 minutos; posteriormente, se vertió la mezcla en dos odómetros de lucita, uno para cada ensayo, con diámetro interior de 18.5 cm y altura de 58 cm. A diferencia del procedimiento anterior para preparar las mezclas, aquí no se le sometió a vacío para desentrampar las posibles burbujas de aire atrapadas. El suelo artificial así formado ocupó una altura final de 52 cm aproximadamente en cada uno de los dos odómetros. El tiempo de reposo o fraguado desde la formación de los suelos hasta los ensayos con pilotes fue de 30 días, tiempo durante el cual se mantuvo siempre con un pequeño tirante de agua para evitar agrietamiento por secado.



Figura 5.10 Proceso de formación del suelo artificial para el ensayo con el modelo de pilote

Cabe mencionar que de las bachas de estas mezclas se colaron probetas para ensayarlas en compresión simple con el objeto de corroborar que tuvieran la resistencia esperada, $q_u=1.09 \text{ kg/cm}^2$, así como el módulo de elasticidad, $E=75.11 \text{ kg/cm}^2$ que mostraron ensayos de compresión simple de esta dosificación mezclada en batidoras pequeñas (ensayo BCCA-15-6).

En la figura 5.11 se presentan las gráficas esfuerzo-deformación del suelo marino modelo, de la mezcla primeramente realizada en una batidora pequeña, así como las dos tomadas de la bachas formadas en la revolvedora industrial. El resultado de dos ensayos en compresión simple mostró que aún cuando los especímenes formados en la revolvedora industrial tuvieron módulos elásticos similares a los del suelo BBKA-15-6; esto es, $E_{50}=74.90$ y 60.0 kg/cm^2 contra $E_{50}=75.11 \text{ kg/cm}^2$, su resistencia en compresión simple fue de $q_u=0.56$ y 0.59 kg/cm^2 , es decir, igual a la mitad de la esperada. Se infiere que la diferencia estriba en el procedimiento de elaboración de las mezclas, es decir, para volúmenes mayores de suelo artificial se requiere mayor tiempo de mezclado que los que se prepararon inicialmente en probetas pequeñas (BBKA-15-6), además de que no se desairó la muestra. Lo anterior se tomará en cuenta para realizar las mezclas de rellenos de huecos.

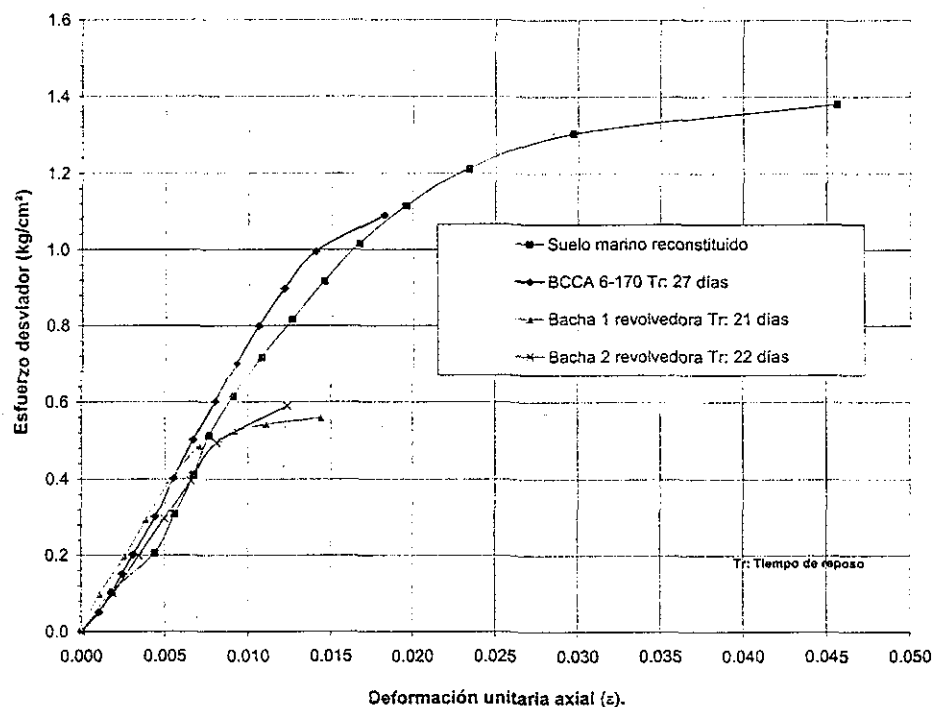


Figura 5.11 Comparación esfuerzo-deformación de especímenes formados en diferentes revolvedoras

5.4.2 Descripción de los ensayos

Los ensayos preliminares con los modelos de pilotes en el suelo artificial se realizaron de manera similar a como se harán en el O-97-5, esto es, hincado por impactos en el suelo artificial y aplicación de un patrón de carga o desplazamiento controlado. En la figura 5.12 se presenta un esquema general del procedimiento de ensayos, en donde se distinguen los siguientes elementos: el odómetro de lucita conteniendo al suelo artificialmente formado con cementante, el marco guía para hincado, el modelo de pilote instrumentado y los sistemas automáticos de aplicación de cargas y de adquisición de datos. La descripción detallada del procedimiento de los ensayos preliminares se presenta en la tesis de Luna (2002) por lo que aquí sólo se describe un panorama general.

Para el hincado de los pilotes, se utilizó un marco guía, el cual se fijó al marco de reacción y se aseguró la verticalidad y centrado de todos los elementos guía. La hinca se realizó por

percusiones mediante un martinete con masa de 9.79 kg y altura de caída variable. Para el ensaye e-1 la altura de caída inicial fue de 3 cm, pero al observar el pequeño desplazamiento que esta energía producía se decidió aumentarla a 6 cm. Se necesitaron 25 y 45 golpes con la menor y mayor energía respectivamente para hincar el pilote hasta una longitud embebida de 48 cm. Se dejó un colchón de 4 cm medidos desde la punta del pilote a la base del pequeño odómetro.

Una vez hincado el modelo de pilote hasta la posición proyectada, se retiró el marco guía y se colocó el pilote inserto en el suelo bajo el marco de carga para realizar los ensayos previstos. En la prueba preliminar e-1, se realizaron sucesivamente los siguientes ensayos: carga monotónicamente creciente hasta la falla, desplazamiento controlado hasta la falla, extracción y ensaye dinámico con desplazamiento controlado. La magnitud de las cargas aplicadas al ensaye se calculó previamente de acuerdo con la capacidad de carga del pilote considerando la resistencia no drenada media del suelo artificialmente formado; de acuerdo con la figura 5.11, $s_u=0.29 \text{ kg/cm}^2$. Todos los datos de cargas, desplazamientos y registros de los sensores en el pilote se adquirieron en forma automática mediante el sistema automático de adquisición de datos, SAD. En lo que sigue se presentan brevemente las características del modelo de pilote instrumentado y de los sistemas de aplicación de cargas y de adquisición de datos.

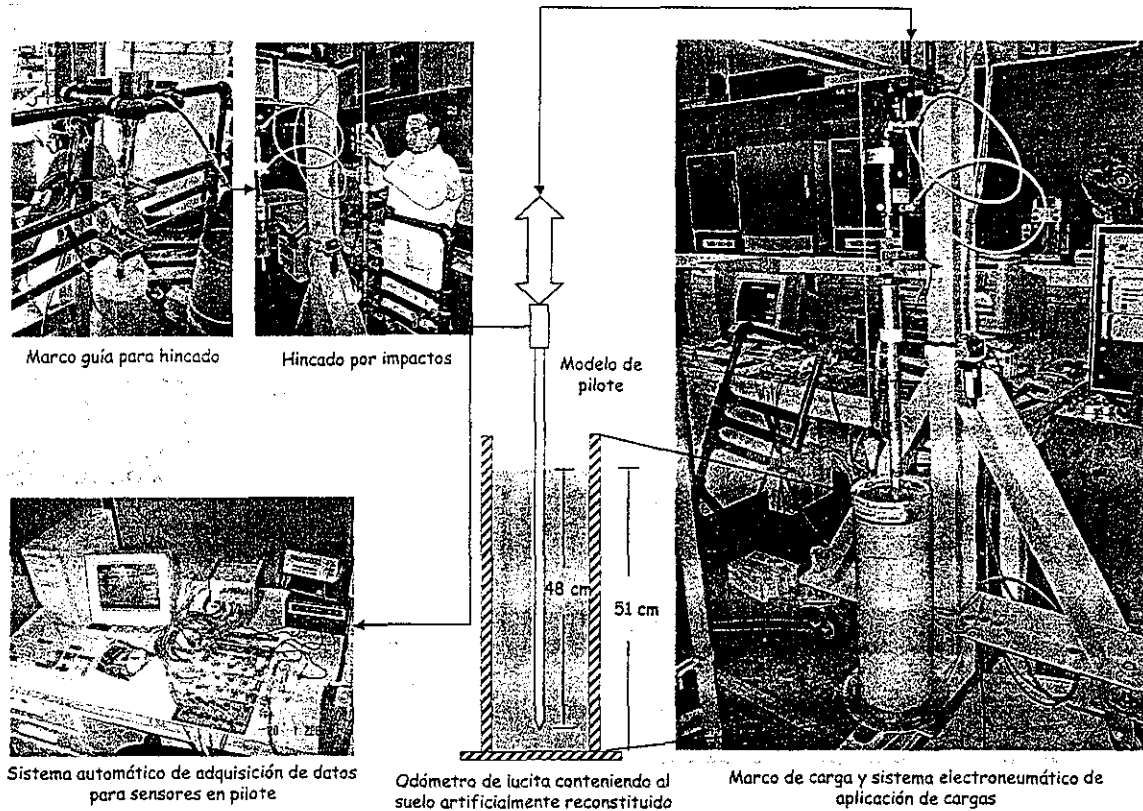


Figura 5.12 Esquema del ensayo con modelo de pilote hincado en suelo artificial pilote

5.4.3 Breve descripción del modelo de pilote y de su instrumentación

Los modelos instrumentados de pilotes se diseñaron, construyeron y fabricaron en el Instituto de Ingeniería de la UNAM con la colaboración del Ing. Alfredo Olivares de la empresa

METRONIC S. A. de C. V. Los modelos de pilotes son cilíndricos huecos y cuentan con sensores que permiten medir la carga axial interna del pilote, la presión de poro y el esfuerzo total en la interfaz suelo-pilote, así como la flexión en diferentes puntos. El diseño, la construcción, la instrumentación y calibración se describen con todo detalle en otro trabajo de tesis derivado de este proyecto de investigación (Luna, 2002) por lo que aquí sólo se presenta el panorama general de estos aspectos.

El modelo de pilote se manufacturó a partir de un tubo de duraluminio de 2.64 cm de diámetro exterior, 0.28 cm de espesor de pared y 90 cm de longitud. El duraluminio es un metal de mayor rigidez que el aluminio con módulo de elasticidad $E=640000 \text{ kg/cm}^2$, esfuerzo de fluencia $\sigma=1800 \text{ kg/cm}^2$ y esfuerzo de trabajo permisible $\sigma_r=1400$. La filosofía del diseño fue la de integrar a un tubo monolítico de 90 cm de longitud todos los sensores, tal como se muestra en la figura. 5.13, contando con siete secciones reducidas para alojar a los strain gages (SG), los cuales forman tres celdas de flexión (CF) y cuatro celdas de carga (CC) en diferentes alturas. Así mismo, se colocaron en otras cuatro secciones de tubo cuatro transductores de presión de poro miniatura (PP) y cuatro celdas de esfuerzo o presión total (PT). Después de la colocación de los deformímetros o SG en las secciones reducidas, se cubrieron con una pasta epóxica mezclada con limadura de aluminio para contar con un diámetro constante en toda la longitud y una rugosidad similar en todo el fuste. El cableado de todos los SG, se conduce por el interior del tubo de duraluminio, para lo cual fue menester realizar pequeñas perforaciones cercanas a cada celda formada para pasar los cables de a su través.

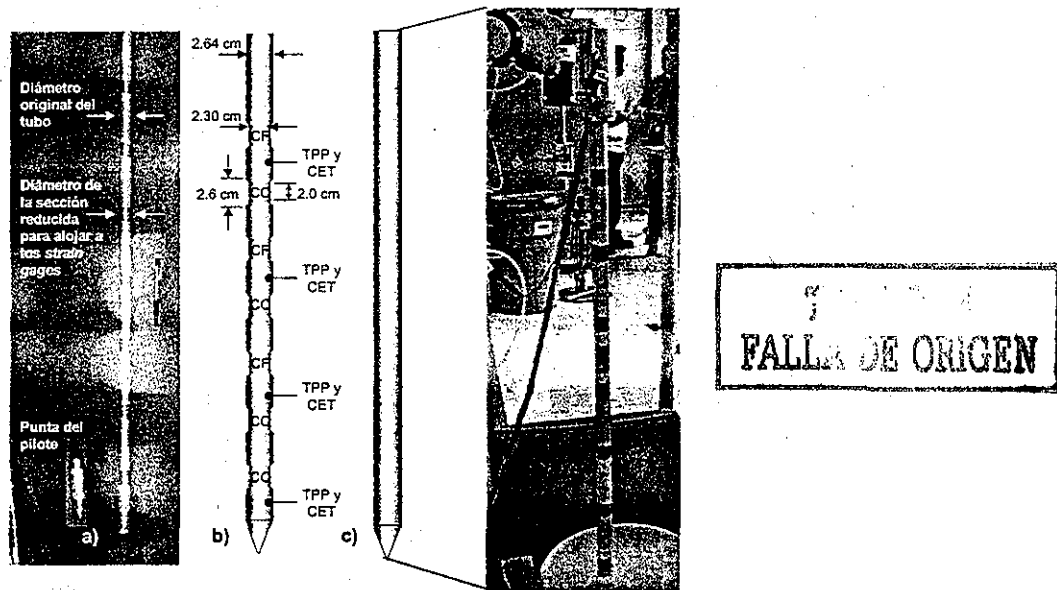


Figura 5.13 Distribución de los sensores colocados en el modelo de pilote de fricción

Las variables que se medirán con los sensores descritos en el inciso anterior son: la carga en el pilote en cuatro secciones, con la cual se inferirá la resistencia cortante del fuste y las curvas de transferencia de carga; el esfuerzo total normal a la cara lateral del pilote en cuatro secciones y la presión de poro en la interfaz suelo-pilote en las mismas secciones, pudiendo obtener de la diferencia el esfuerzo efectivo actuante en el fuste; finalmente, se medirá también la flexión del pilote bajo cargas laterales y/o axiales definiendo con ello la configuración deformada del pilote.

5.4.4 Sistema automático de adquisición de datos

El sistema automático de adquisición de datos para los ensayos con modelos de pilotes acondiciona, muestrea y convierte en registros digitales las señales analógicas emitidas tanto por los transductores colocados en el odómetro O-97-5 y en el sistema electroneumático, como por los sensores dispuestos en el modelo de pilote. Estos transductores, que en total suman 30, son de naturaleza y funcionamiento diverso con señales de salida desde las décimas de mV hasta varias unidades de Volt (tabla 5.5) por lo que el manejo de señales permite contar con un funcionamiento óptimo del sistema, lo cual repercute directamente en una mayor resolución de las señales.

Tabla 5.5 Tipo de sensores en la instrumentación

Nombre	Tipo	No de sensores	Alimentación	Escala total de trabajo	Voltaje a escala total
Celdas de presión total en O-97-5	Puente completo	2	10 V	3.5 kg/cm ²	100 mV (9.96 mV/V)
Presión de poro en odómetro	Puente completo	3	10 V	3.5 kg/cm ²	30 mV (3.001 mV/V)
Celdas de carga externa, SE	Puente completo	2	10 V	250 kg 450 kg	10 V ¿(3 mV/V)?
LVDT externo, SE	Transductor diferencial	2	10 V	+ - 1.0 in + - 0.5 + - 0.25	Orden de volts (0.66 mV/V/0.001in)
Presión total pilote	Puente completo Strain gages rosetas	4	10 V	1 kg/cm ²	4 mV
Presión de poro pilote	Transductor puente completo	4	15 V	1 kg/cm ² 1.5 kg/cm ²	230 mV
Celdas de carga pilote	Puente completo	4	10 V		5 mV
Celdas de flexión pilote	Cuarto de puente 350 Ω	9	10 V		5 mV

TOTAL 30

Para integrar el sistema de adquisición de datos se compró un equipo conformado por dos fuentes de poder, cuatro multiplexores con ganancia elegible por multiplexor, un chasis donde se alojan los cuatro multiplexores y una tarjeta de conversión analógica-digital-analógica. Todo el equipo excepto las fuentes de poder es de la marca National Instruments. Adicionalmente, se diseñaron y fabricaron cuatro módulos o tabletas con circuitos integrados, cada una con capacidad de 8 canales cuya función se describe en lo que sigue.

Durante los ensayos con los modelos de pilotes, el sistema de adquisición de datos debe tomar y registrar con cierta frecuencia las 30 señales analógicas de los sensores dispuestos tanto en el odómetro O-97-5 como en el propio pilote; cada señal analógica se transforma entonces en una señal digital y mediante una secuencia lógica de pasos ejecutados a través del algoritmo de programación, las señales digitales se reducen finalmente a valores en unidades ingenieriles. Todo este proceso ocurre en centésimas de segundo por lo que se dice que las variables medidas se pueden observar en "tiempo real". En el proceso de adquisición descrito, los componentes de *hardware* cumplen con funciones específicas. Las fuentes de poder proporcionan un voltaje único y estable de corriente directa o potencial a través del cual se alimentan los 30 sensores electrónicos para poder responder con señales de la misma naturaleza, es decir, voltajes. Dado que la fuente manda sólo cierto valor de voltaje y cada tipo de sensor requiere un nivel de alimentación adecuado a su tipo (tabla 5.5), se diseñaron y construyeron cuatro tabletas de circuitos integrados con capacidad para 8 canales cada una, para regular individualmente el voltaje de alimentación

adecuado al transductor conectado en cada canal. Así mismo, a través de estas tabletas la señal de salida de cada transductor puede “meterse a cero”; es decir, mediante un potenciómetro se ajusta la señal de salida para obligarla a cierto valor deseado sin modificar su pendiente de calibración. Lo anterior resulta muy conveniente cuando se calibran los transductores o cuando se inicia un ensaye ya que se controlan las *lecturas iniciales* del experimento.

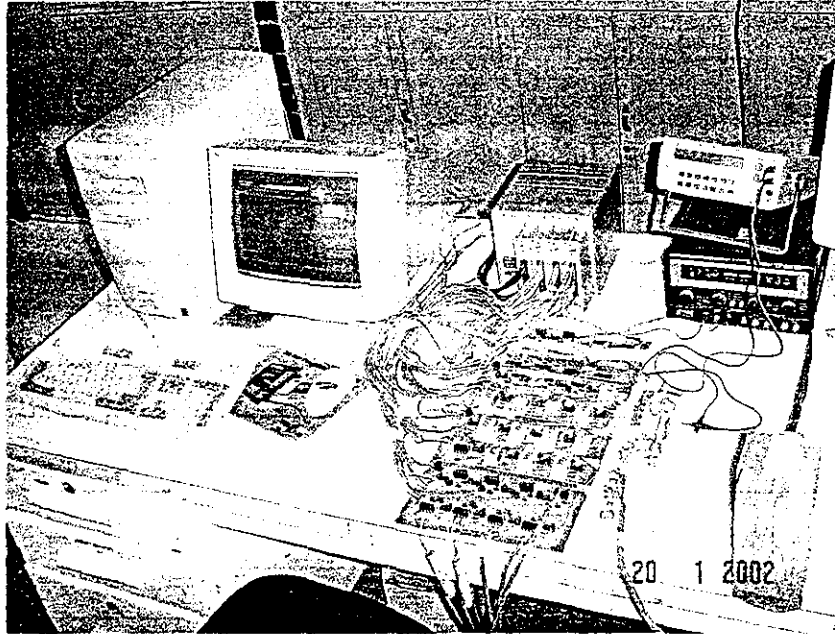


Figura 5.14 Vista del sistema automático de adquisición de datos, SAD

Las señales de los sensores así ajustadas se toman de las cuatro tabletas y se dirigen mediante cables blindados a los cuatro multiplexores; cada uno de los multiplexores tiene asignada una ganancia específica, así el multiplexor 0 tiene ganancia 1, el multiplexor 1 tiene ganancia 10, el multiplexor 2 tiene ganancia 100 y finalmente el multiplexor 3 tiene ganancia 1000. Las señales más pobres se envían al multiplexor de mayor ganancia, las señales intermedias a las ganancias intermedias y las señales más altas se dirigen al multiplexor de ganancia 1. Este arreglo resultó el óptimo para tener la mayor resolución posible por canal. Durante la adquisición de datos la tarjeta analógica-digital, A/D hace un barrido de las señales conectadas al multiplexor 0 y secuencialmente las conectadas al multiplexor 1, 2 y 3; en cada barrido efectúa la conversión de señales analógico-digital que entonces se procesan mediante el algoritmo de programación para observar en “tiempo real” las variables medidas o grabarlas en un registro digital. Debe decirse que este arreglo permite adquirir señales o “muestrear” todos los canales con frecuencia de hasta 10 Hz.

El sistema se programó en lenguaje *LabView* que es una poderosa plataforma de programación gráfica creada por la compañía *National Instruments*, proveedora de todo el hardware, por lo que se tiene un complejo *hardware-software* perfectamente compatible. La programación permite al usuario manejar la adquisición de datos por medio de interfaces gráficas o pantallas que resultan muy “amigables” y de fácil entendimiento.

5.4.5 Sistema electroneumático de aplicación de cargas

El sistema electroneumático de aplicación de cargas esta constituido por dos actuadores neumáticos, dos celdas de carga externa, dos deformímetros eléctricos, dos servoválvulas electroneumáticas, un módulo acondicionador de señales, una tarjeta Analógica/Digital/Analógica para computadora, una interfaz de la computadora y un servoamplificador para el manejo de las servoválvulas. Con este sistema se tiene la capacidad de realizar pruebas bajo carga controlada y deformación controlada, así como la aplicación conjunta de cargas axiales y laterales.

Eligiendo el tipo de prueba, ya sea de carga o deformación controlada, se pueden aplicar funciones siguiendo modelos armónicos con frecuencias y amplitudes variables, con formas de rampa, escalón, senoidales y hasta de registros sísmicos o de oleaje. Las cargas sobre el modelo se aplican por medio de pistones neumáticos de doble cámara donde se recibe la presión neumática, la presión se dirige con la servoválvula, generando una diferencia entre las cámaras del pistón produciendo así las cargas necesarias y su sentido. La servoválvula es controlada mediante el conjunto del módulo acondicionador de señal, la tarjeta A/D/A, la interfaz de computadora y el servoamplificador, mostrando en la computadora personal la señal de salida y la de respuesta del sistema. La respuesta dependerá del tipo de prueba a realizar; si se realizan ensayos bajo carga controlada, la respuesta estará dada por la celda de carga externa dispuesta entre la cabeza del pilote y el pistón neumático, y si se tratase de pruebas con deformación controlada, la señal recibida será de los medidores de deformación LVDT, colocados también en la conexión pilote-pistón. En la figura 5.12 se muestra el sistema de aplicación de cargas, distinguiendo el marco de reacción, el pistón neumático de doble acción, un pilote de prueba hincado en odómetro pequeño, el sistema acondicionador de señales y la computadora personal.

5.5 COMPORTAMIENTO OBSERVADO EN EL SUELO ARTIFICIAL DURANTE LOS ENSAYES PRELIMINARES

Se presentan los resultados del primer ensayo denominado e-1 realizado con el modelo de pilote hincado en el suelo artificial formado en el odómetro pequeño. Los resultados observados del ensayo e-2 son completamente similares. La observación del comportamiento del suelo artificial en interacción con el modelo se limita a tres aspectos: agrietamiento, adherencia y reestructuración. En la tabla 5.6 se resumen las diferentes etapas de carga o desplazamiento controlado a que se sometió el pilote.

Tabla 5.6 Resumen de etapas de carga o desplazamiento controlado en e-1

Prueba tipo	Controlado por	Intervalo	Duración	No. de ciclos	Observaciones
Monotónicamente creciente (rampa)	Carga	3 kg-127 kg	10 min	1	Carga máxima 61.0 kg
Monotónicamente creciente (rampa)	Desplazamiento	-4 mm - 4 mm	20 min	1	Carga máxima 61.5 kg
Monotónicamente decreciente (rampa)	Desplazamiento	4 mm - -4mm	5 min	1	
Ensayo armónico (onda seno)	Desplazamiento	-4 mm - 4 mm	3.33 min	20	Frecuencia 0.1 Hz

5.5.1 Agrietamiento del suelo artificial

Durante el proceso de hincado se observó que en el suelo artificial se generaron grietas horizontales con un patrón más o menos definido, las cuales se observaron claramente a través del odómetro de lucita (fig. 5.15 a), siendo las grietas de mayor apertura las superiores. Así mismo, se observaron grietas radiales superficiales alrededor del hueco de hincado (fig. 5.15 b). Inicialmente se consideró que la energía de impacto fue excesiva y generó las grietas, por lo que esta se disminuyó al realizar el segundo ensaye, e-2, sin embargo, las grietas persistieron con el mismo patrón.

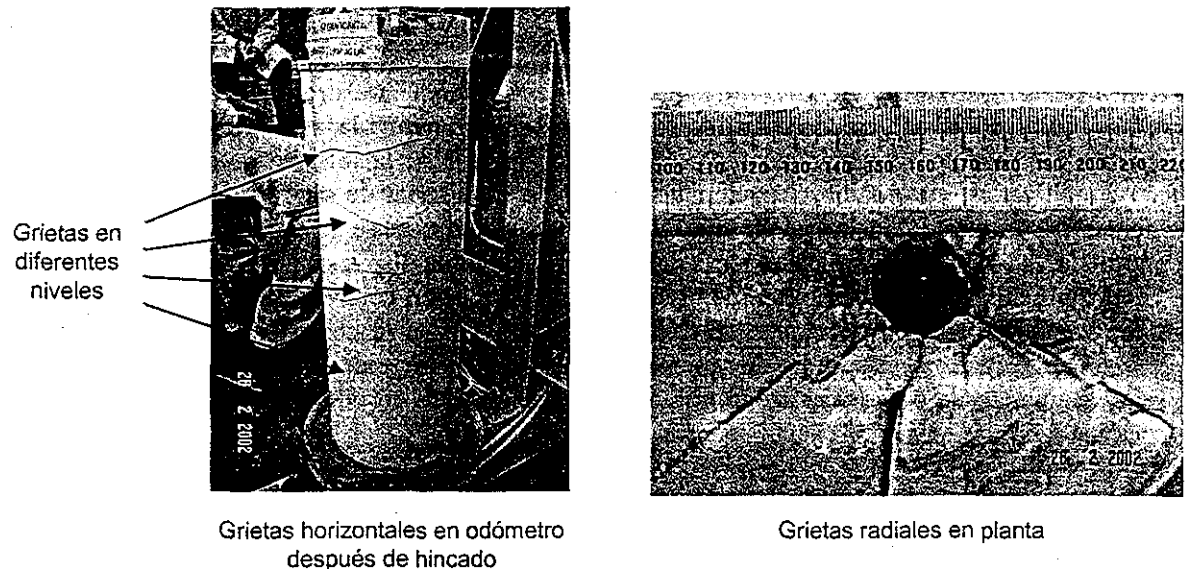


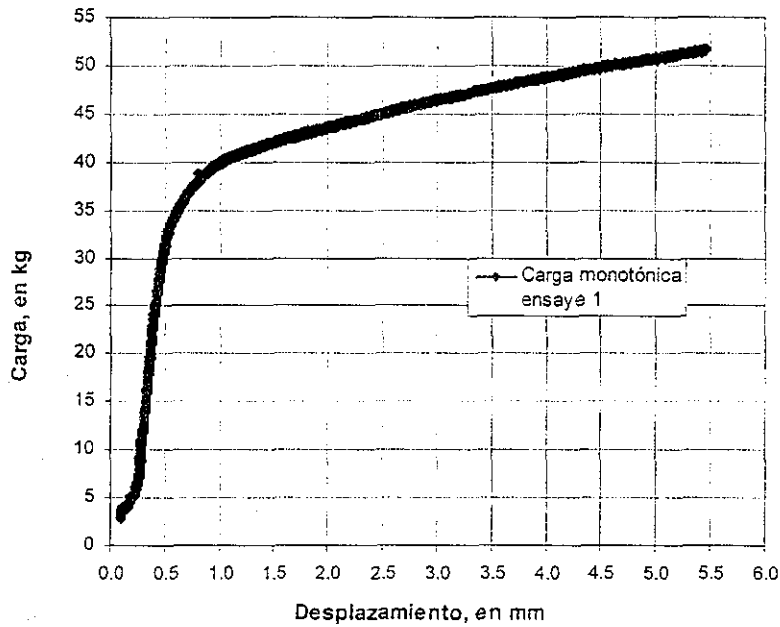
Figura 5.15 Patrón de agrietamiento en el suelo artificial después del hincado

El agrietamiento en este suelo artificial se puede deber a dos aspectos: por una parte las dimensiones del pequeño odómetro restringen las libres deformaciones laterales del suelo al ser desplazado por el pilote de punta cerrada durante el hincado, ocasionando que la componente principal de los vectores de desplazamiento se dirija verticalmente hacia arriba; al desplazarse así el suelo, se crean tensiones que además se acentúan por la fricción existente entre el odómetro y el suelo, apareciendo entonces las grietas horizontales y en diferentes niveles. Por otra parte, el comportamiento frágil del suelo artificial propicia la generación de grietas.

5.5.2 Adherencia suelo artificial-al modelo de pilote

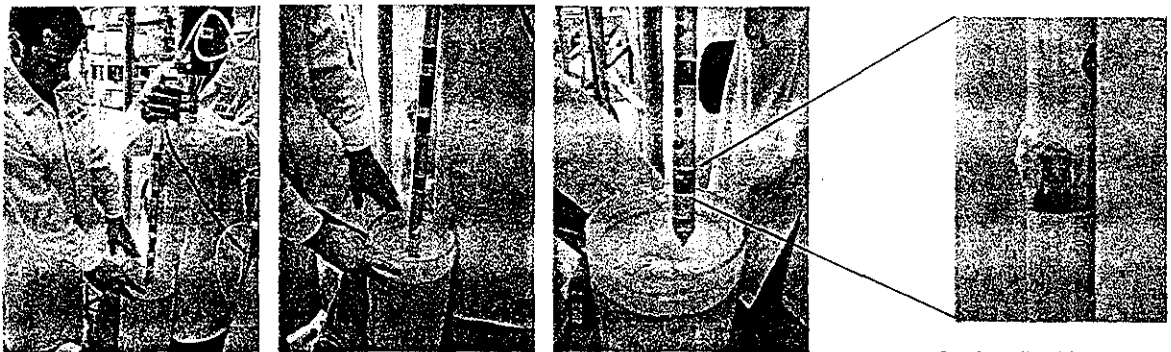
Al terminar el ensaye de carga monótonicamente creciente e-1, se observó que la capacidad de carga real del pilote fue menor a la calculada (fig. 5.16). Evidentemente el medio agrietado durante el hincado redundaba en una menor capacidad de carga y, adicionalmente, se constató que existe muy poca adherencia entre el aluminio con el que está construido el modelo de pilote y el suelo artificial, lo que constituye un factor determinante en la capacidad de carga de pilotes de fricción. En efecto, durante la extracción del pilote (fig. 5.17) se observó que este se encontraba "limpio", sin el característico suelo adherido llamado cake. Curiosamente, las únicas zonas donde se encontró material adherido fueron aquellas donde se colocó una pasta epóxica para cubrir los

sensores (zonas grises) que poseen un coeficiente de rugosidad distinto. Lo anterior implica dos cosas: se confirma que el suelo tiene poca plasticidad y la adherencia suelo artificial-aluminio es baja y que la mezcla tiene un comportamiento frágil que induce el agrietamiento.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 5.16 Curva carga-desplazamiento para ensayo 1 preliminar



Proceso de extracción del pilote del suelo artificial después de realizar el ensayo e-1

Suelo adherido en pasta epóxica; aluminio limpio

Figura 5.17 Extracción del pilote del suelo artificial

5.5 COMENTARIOS SOBRE EL USO DE SUELOS ARTIFICIALES PARA LOS ENSAYES CON MODELOS DE PILOTES

De todo lo anterior se concluye que: si bien el suelo artificial BCCA 6-170 cumple con ciertas características mecánicas similares a las del suelo marino reconstituido y funciona para dar

continuidad a la gran muestra marina al rellenar los huecos después de los ensayos, no cuenta con la plasticidad suficiente para reproducir el comportamiento de interacción suelo-pilote que se tendría en la arcilla natural de la Sonda de Campeche. Ello tiene dos implicaciones: si se considera la alternativa de utilizar suelos artificiales como medio para realizar ensayos con modelos de pilotes se deberá buscar un componente agregado a la mezcla artificial para darle mayor plasticidad y así reproducir con mayor fidelidad el comportamiento de un medio arcilloso. Por otra parte, el contenedor u odómetro de pruebas debe tener mayor diámetro para minimizar los efectos de las fronteras rígidas.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En los capítulos precedentes se describió la reconstitución de una muestra arcillosa marina dentro de un odómetro, que constituye el medio donde se hincarán y ensayarán modelos instrumentados de pilotes de fricción. La reconstitución se realizó a partir de una suspensión acuosa de arcilla de la Sonda de Campeche y agua marina que experimentó procesos sucesivos de sedimentación, consolidación por peso propio y por presión externa en un odómetro de 97 cm de diámetro; el odómetro se instrumentó con sensores para medir durante todo el proceso de reconstitución, la presión total en la base del odómetro, presión de poro en la masa de suelo a tres alturas diferentes y desplazamientos en la superficie.

Derivado de las labores experimentales y de las comparaciones entre los registros experimentales y los resultados obtenidos mediante soluciones analíticas y numéricas de la ecuación diferencial que describe el fenómeno de consolidación primaria unidimensional de suelos blandos, se emiten las conclusiones siguientes:

1. La evolución de los asentamientos de suspensiones arcillosas jóvenes, a través de los fenómenos de sedimentación y consolidación, tiene como rasgos distintivos sus grandes deformaciones y la necesidad de considerar en el análisis el peso propio de la masa de suelo, por lo que la solución clásica de Terzaghi no es aplicable.
2. Las soluciones analíticas a la ecuación general de consolidación con grandes deformaciones de Gibson, permiten modelar adecuadamente y de una manera práctica el comportamiento a través del tiempo de un suelo blando en proceso de consolidación, ya sea bajo su peso propio o bajo la acción de una carga externa. Las expresiones son fácilmente programables y de ellas se conocen:
 - Isócronas de la relación de vacíos
 - Curva de asentamientos contra el tiempo
 - Isócronas del exceso de presión de poro
3. Las soluciones numéricas mediante la técnica de diferencias finitas ofrecen resultados iguales, para todo fin práctico, que aquéllos obtenidos mediante las soluciones analíticas.
4. El comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo de depósitos en gran escala de suelos arcillosos blandos, puede predecirse con buena aproximación mediante las soluciones analíticas, siempre y cuando se conozca con cierta exactitud el valor del coeficiente de consolidación que define el proceso de consolidación con grandes deformaciones asociadas, c_F , así como los parámetros z_0 y β .
5. Los parámetros anteriores pueden conocerse si se realizan tres ensayos de sedimentación-consolidación por peso propio en odómetros de dimensiones reducidas, con suspensiones que tengan concentraciones iniciales menores a la crítica.
6. La reconstitución en el laboratorio de muestras de suelo arcilloso marino formadas a partir de una suspensión con muestras naturales tomadas del lecho marino y agua salada,

reproduce algunas propiedades índices de las arcillas en su ambiente natural, como son: peso volumétrico húmedo, límite líquido, límite plástico y densidad de sólidos.

7. La segregación de material que ocurre durante la floculación y sedimentación de las partículas sólidas en suspensión, genera heterogeneidad de la resistencia en el sentido vertical, al estructurarse mejor los depósitos inferiores de la muestra con las partículas más pesadas.
8. La fricción o adherencia existente entre el suelo arcilloso y las paredes metálicas del odómetro, genera heterogeneidad de la resistencia al esfuerzo cortante de la muestra en el sentido horizontal.

Por otra parte, se dan a continuación algunas recomendaciones para realizar los ensayos con los modelos de pilotes, así como para futuras experiencias de reconstitución de muestras arcillosas de gran tamaño en el laboratorio para ensayos con modelos:

1. Engrasar las paredes del odómetro donde se reconstituirá la muestra, para evitar en lo posible la fricción entre las paredes del odómetro y el suelo en proceso de consolidación.
2. Cribar las muestras arcillosas naturales que formarán la suspensión, para retirar en la medida de lo posible las partículas del tamaño de la arena. Esto disminuirá el efecto de la segregación de material
3. Emplear gatos hidráulicos sobre el cabezal rígido para la aplicación de la presión externa; ya sea durante el proceso de consolidación de la muestra o durante los propios ensayos con los modelos de pilotes bajo presión externa. De esta se forma se evitarán las inclinaciones del cabezal.

REFERENCIAS

- Anderson, W. F., Pyrah, I. C., y Fryer, S. J. (1991), "A clay calibration chamber for testing field devices", *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, Vol. 14, No. 4, diciembre, pp. 440-450.
- Bellotti, R., Bizzi, G., y Ghionna, V. (1982), "Design, construction and use of a calibration chamber", *Proceedings of the Second European Symposium of Penetration Testing, ESOPT II*, Amsterdam, Vol. 2, pp. 439-446.
- Biot, M. A. (1941), "General theory of three dimensional consolidation", *Journal of Applied Physics*, 12, pp.155-164.
- Been, K., y Sills, G. C. (1981), "Self weight consolidation of soft soils: an experimental and theoretical study", *Géotechnique*, Vol. 31, No. 4, pp. 519-535.
- Blaney, G., y Mallow, W. (1987), "Synthetic clay soil for dynamic model pile test", in dynamic response of pile foundations - experiment, analysis and observation, Geotechnical Special Publication 11, ASCE, pp. 127-148.
- Chapman, G. A. (1974), "A calibration chamber for field test equipment", *Proceedings of the European Symposium of Penetration Testing*, Estocolmo, Vol. 2.2, pp. 59-65.
- Cruz, E. (2002), Transferencia de carga en modelos de pilotes de fricción instrumentados ante carga axial cíclica dinámica, Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D. F., en edición.
- Fitch, B. (1962), "Sedimentation process fundamentals", *Transactions, American Institute of Mining Engineers*, Vol. 223, pp. 129-137.
- Forsythe, G., y Wasow, W. R. (1960), "Finite difference methods for partial differential equations, Wiley and sons.
- 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", *Géotechnique*, 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 nonlinear consolidation of thick homogeneous layers". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 18, pp. 280-293.
- Huang, A. B., Holtz, R. D., y Chameau, J. -L. (1988), "A calibration chamber for cohesive soils", *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, Vol. 11, No. 1, marzo, pp. 30-35.
- Ibarra, E. (1998), Consolidómetro con velocidad constante de deformación, Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D. F.
- Imai, G. (1980), "Settling behavior of clay suspension", *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation 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 Foundation Engineering, Vol. 21, No. 1, pp. 7-20.
- Instituto Mexicano del Petróleo (1997), Criterio Transitorio para la Evaluación y el Diseño de Plataformas Marinas Fijas en la Sonda de Campeche, Eje Central Lázaro Cárdenas No. 152, México, D.F.
- Jaime, A., Rojas, E., y Legorreta, H. (1991), Pilotes de fricción hincados en arcilla blanda. Respuesta bajo carga estática, Series del Instituto de Ingeniería No. 534, agosto, 116 pp.

- Katagiri, M., e Imai, G. (1994), "A new in-laboratory method to make homogeneous clayey samples and their mechanical properties", *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering Vol. 34, No. 2, junio, pp.87-93.
- Kenley, R. M. (1992), "Magnus foundation monitoring project instrumentation data processing and measured results", Large scale pile tests in clay, *Memorias de la conferencia Recent large-scale fully instrumented pile tests in clay*, Thomas Telford, London, pp. 28-51.
- Krizek, R. J., y Sheeran, D. E. (1970), "Slurry preparation and characteristics of samples consolidated in the slurry consolidometer", Reporte Técnico 2, DACW 39-70-C-0053, U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Masachusetts, pp. 1-5.
- Kynch, C. J. (1952), "A theory of sedimentation", *Faraday Society Transactions*, Vol. 48, pp. 116-176.
- Laier, J. E., Schmertmann, J. H., y Schaub, J. H. (1975), "Effect of finite pressuremeter length in dry sand", ASCE, *Proceedings of the Special Conference of in situ Measurement Properties*, Vol. 1, pp. 241-259, Raleigh, NC.
- 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.
- Lin, T. W., y Lohnes, R. A. (1984), "Sedimentation and self weight consolidation of dredge spoil", *Proceedings of the Symposium on sedimentation-consolidation models prediction and validation*, ASCE, Yong, R. N. y Townsend, F. C. Editors, pp. 464-480.
- Luna, O. J. (2002), Diseño, construcción y puesta en operación de modelos de pilotes de fricción bajo cargas axiales estáticas y cíclicas. Tesis de Maestría, DEPTI, UNAM, México, D. F.
- Marsal, R. J. y Graue, R. (1969), "El subsuelo del Lago de Texcoco", Volumen Nabor Carrillo, México D. F., pp. 167-202.
- Meymand, P. J. (1998), Shaking table scale model tests of nonlinear soil-pile-superstructure interaction in soft clay. Tesis de doctorado, Universidad de California, Berkeley, 457 pp.
- McManus, K. J., y Kulhawy, F. H. (1991), "A cohesive soil for large-size laboratory deposits", *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, Vol. 14, No. 1, marzo, pp. 26-34.
- McManus, K. J., y Kulhawy, F. H. (1993), "Preparation of large-size laboratory deposits of cohesive soil", *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, Vol. 16, No. 3, septiembre, pp. 372-383.
- Mendoza, M. J. (1977), "Consolidación de un estrato arcilloso no homogéneo, solución mediante diferencias finitas", curso Matemáticas aplicadas II, DEPTI, UNAM.
- Mendoza, M. J., Ibarra, E., Sánchez, J., Luna, O., y Orozco, M. (2000) "Características geotécnicas de suelos arcillosos reconstituidos, sustitutos de los naturales: dos usos", *Memorias de la XX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Oaxaca, México, pp. 311-320.
- Mendoza, M. J., Luna, O. J., Ibarra, E., Olivares, P., y Barrera, P. (2000), "Instrumentación de un modelo de pilote de fricción: diseño y manufactura", *Memorias de la XX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Oaxaca, México, pp. 321-328.
- 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. 587-590.
- Parkin, A., Holden, J., Aamot, K., Last, N., y Lunne, T. (1980), "Laboratory investigation of CPTs in sand", Norwegian Geotechnical Institute, Reporte No. 52108-9, Oslo, Noruega.
- Penumadu, D. y Chameau J.-L. (1998), "Interpretation of model pressuremeter test using automated clay calibration chamber data", *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, Vol. 21, No. 1, marzo, pp. 18-30.

PEMEX, (1985), Geotecnia Marina en la Sonda de Campeche, Subdirección de proyecto y construcción de obras, Gerencia de ingeniería de proyecto, IMP, México, 81 pp.

Rao, N., Ramakrishna, V., y Rao, M. (1998), "Influence of rigidity of laterally loaded piles groups in marine clay", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*; ASCE, 124(6), 542-549.

Rendulic, L. (1936), "Porenziffer und Porenwasserdruck in Tonen", *Bauingenieur*, 17, pp. 559-564.

Sánchez, J. (2000), Sedimentación y consolidación con deformaciones grandes de suelos arcillosos marinos, Tesis de Maestría, DEPFI, UNAM, marzo, México, D. F., 103 pp.

Sheeran, D. E., y Krizek, R. J. (1971), "Preparation of homogeneous soil samples by slurry consolidation" *Journal of Materials*, Vol. 6, No. 2, pp. 356-373.

Schiffman, R. L. (1980), "Finite and infinitesimal strain consolidation", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 106, No. GT2, febrero, pp. 203-207.

Sweeney, B. P., y Clough, G. W. (1990), "Design of a large calibration chamber", *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 13, No. 1, marzo, pp. 36-44.

Tavenas, F., Roy, M., y La Rochelle, P. (1973), "An artificial material for simulating Champain clays", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 10, No. 3, pp. 489-503.

Veismanis, A. (1974), "Laboratory investigations of electrical friction cone penetrometers in sands" *Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing*, Estocolmo, Noruega, pp. 59-65.

Villet, W. C. B. (1981) "Acoustic emissions during the static penetration of soils", Tesis de doctorado, Universidad de California, Berkeley.

Voyiadjis, G. Z., Kurup, P. U., y Tumay, M. T. (1993), "Preparation of large-size cohesive specimens for calibration chamber testing", *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 16, No. 3, septiembre, pp. 339-349.

Win, B. M., Choa, V., Arulrajah, A., y Na, Y. M. (1999), "One dimension compression of slurry with radial drainage", *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering Vol. 39, No. 4, agosto, pp. 9-17.



APÉNDICE A

PLANTEAMIENTO DE LA ECUACIÓN DIFERENCIAL DE CONSOLIDACIÓN CON GRANDES DEFORMACIONES DE GIBSON ET AL. (1967, 1981)

A.1 SISTEMA COORDENADO

A.1.1 Sistema de coordenadas Lagrange

El sistema coordenado que usualmente se usa en la ingeniería geotécnica y en otras ramas de la ingeniería civil es el sistema Euler, donde las deformaciones de los materiales se refieren a planos o ejes fijos en el espacio. Considerando un sistema coordenado de este tipo, el exceso de presión de poro que se mide en un estrato de una masa de suelo en proceso de consolidación unidimensional, está referido a un punto físico fijo, de tal suerte que la distancia vertical entre el estrato y el plano de referencia permanece siempre constante, aunque en realidad las partículas de suelo se mueven con respecto a la referencia física. Si las deformaciones son suficientemente pequeñas, como supone la teoría tradicional de deformaciones infinitesimales de Terzaghi, el sistema coordenado Euler resulta apropiado por su sencillez. Sin embargo, si las deformaciones son grandes comparadas con el espesor del estrato existen serios inconvenientes en seguir utilizando este sistema coordenado, pues se puede llegar al caso extremo de que un punto de medición de presión de poro cercano a la superficie del estrato en consolidación y cuya distancia respecto a un plano de referencia permanece siempre constante, quede fuera del estrato después de transcurrido cierto tiempo.

Bajo las consideraciones anteriores, un sistema real de medición sería aquel que se mueva junto con la masa de suelo; así, el punto de medición de presión de poro, estaría siempre rodeado de la misma cantidad de materia y se sabría la presión de poro en esa parte específica del esqueleto como función de su posición momentánea y del tiempo. Este tipo de sistema coordenado es llamado sistema de coordenadas convergentes.

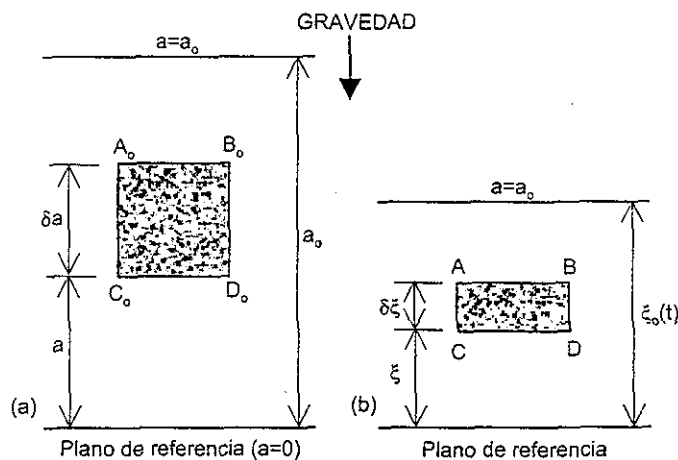


Figura A.1 Coordenadas Lagrange y convergentes: (a) configuración inicial, $t=0$; configuración en un tiempo t

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Considérese la fig. A.1 donde se muestra un elemento de suelo sujeto a consolidación en los tiempos $t=0$ (a) y $t=t$ (b). El plano de referencia se supone fijo en el espacio. Antes de iniciar el proceso de consolidación, el elemento de suelo ($A_0B_0C_0D_0$) tiene una coordenada de posición a y un espesor δa ; el plano de referencia está en $a=0$ y la superficie está en $a=a_0$. La distancia a es la coordenada Lagrange. Transcurrido un tiempo t , el elemento de suelo tendrá la configuración que esquemáticamente se muestra en la fig. A.1 (b); la superficie ha cambiado de posición respecto al plano de referencia fijo y ahora la distancia ξ ubica a cualquier punto de la masa de suelo como función del tiempo. La distancia ξ es la coordenada convergente.

Físicamente conviene expresar las variables dependientes que se analizan en un proceso de consolidación, por ejemplo el exceso de presión de poro, como función de la coordenada convergente ξ y del tiempo; sin embargo, esto es matemáticamente inconveniente ya que la coordenada ξ es de por sí función del tiempo y de a . Por el contrario, la coordenada inicial a es independiente del tiempo; es por ello que el desarrollo matemático de la consolidación con grandes deformaciones se simplifica si se emplea el sistema coordenado (a, t) , que es el sistema Lagrange. A simple vista, parece que no existe diferencia entre los sistemas coordenados Euler y Lagrange pero no es así, ya que mientras que en el primero los planos de referencia permanecen fijos durante todo el tiempo, en un sistema coordenado Lagrange se refieren todos los eventos a una configuración inicial $t=0$. Por otra parte, si se graficaran las isócronas de presión de poro en coordenadas Lagrange, se harían con respecto a una variable fija en el tiempo, variando en el intervalo de $a=0$ a $a=a_0$. Si por el contrario las isócronas se graficaran en un sistema de coordenadas convergentes, el exceso de presión de poro se graficaría contra una variable dependiente del tiempo, variando en el intervalo de $\xi=0$ a $\xi=\xi_0$, donde ξ_0 es función del tiempo.

A.1.2 Sistema de coordenadas reducidas

Otro tipo de sistema coordenado muy útil para el análisis de la consolidación con grandes deformaciones es la que se define por el volumen de partículas de suelo existentes entre un plano de referencia y el punto en cuestión, llamada coordenada reducida z y expresada por:

$$z(a) = \int_0^a [1 - n(a,0)] da \tag{1}$$

donde n es la porosidad. Al igual que a , la coordenada z es independiente del tiempo. Si se expresar la integral anterior en términos de la relación de vacíos e :

$$e = \frac{n}{1 - n} \tag{2}$$

la coordenada reducida z queda ahora expresada como:

$$z(a) = \int_0^a \frac{da}{1 + e(a,0)} \tag{3}$$

o



$$\frac{dz}{da} = \frac{1}{(1+e_0)}$$

4

donde e_0 es la relación de vacíos al tiempo $t=0$ (fig A.2).

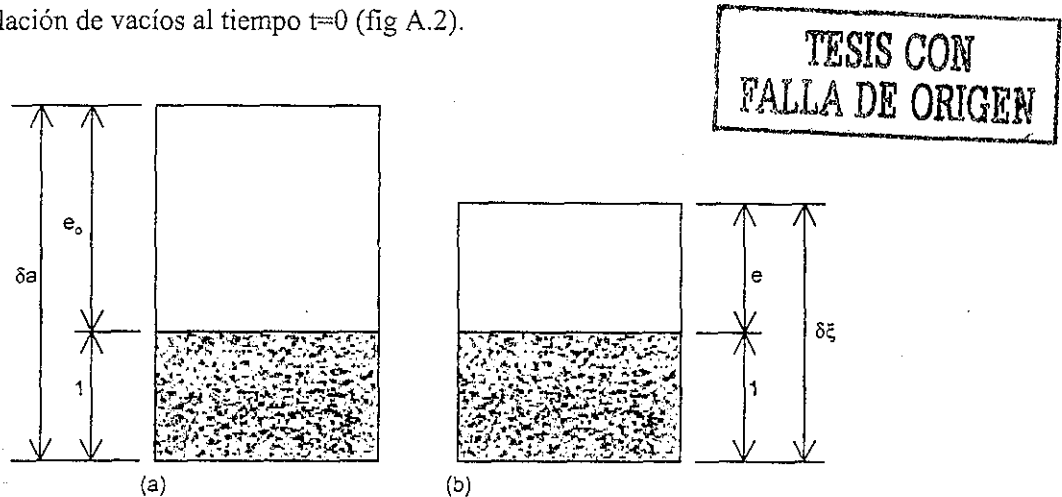


Figura A.2 Cambio en la relación de vacíos: (a) estado inicial $t=0$; (b) en un tiempo $t=t$

A.1.3 Sistema de coordenadas adoptado para el análisis

Para mayor claridad física y matemática del problema, Gibson *et al.* plantearon y desarrollaron la ecuación gobernante de la consolidación en términos de la coordenada Lagrange a y de la coordenada reducida z .

A.2 HIPÓTESIS DE LA TEORÍA DE LA CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL DE GIBSON ET AL.

1. Los poros del suelo están completamente llenos de agua
2. El agua y las partículas sólidas son incompresibles; el peso volumétrico del agua y de los sólidos es constante
3. Se considera el peso propio del suelo
4. El esqueleto de suelo es homogéneo
5. El esqueleto de suelo no tiene efectos de creep (consolidación secundaria)
6. La consolidación es monotónica
7. Se cumple la ley de Darcy para el flujo de agua a través de materiales porosos, pero tomando en cuenta la velocidad relativa entre el fluido y las partículas sólidas
8. Los esfuerzos totales y efectivos son iguales en cualquier punto de una sección horizontal del suelo (consolidación unidimensional)
9. Un incremento de la presión efectiva de σ_0 a σ provoca un decremento de la relación de vacíos de e_0 a e
8. El coeficiente de permeabilidad, k , es función de la relación de vacíos e

A.3 PLANTEAMIENTO DE LA ECUACIÓN GENERAL DE LA CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL DE ESTRATOS POTENTES DE ARCILLA

El planteamiento que aquí se presenta, está tomado de los trabajos del profesor Robert E. Gibson, de King's College, Inglaterra. En primera instancia se plantea el equilibrio vertical del elemento de suelo. Dado que los pesos volumétricos del agua y de los sólidos son constantes el equilibrio vertical está dado por¹:

$$\frac{\partial p}{\partial z} - (e \gamma_w + \gamma_s) = 0 \quad 5$$

donde p es el esfuerzo total. Adicionalmente, el equilibrio del agua en los poros requiere que:

$$\frac{\partial h}{\partial z} - \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \gamma_w \frac{\partial \xi}{\partial z} \right) = 0 \quad 6$$

donde h es la presión de poro (incluye la hidrostática) y u es el exceso de presión de poro. La continuidad de flujo está dada por:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{e(v_w - v_s)}{1 + e} \right] + \frac{\partial e}{\partial t} = 0 \quad 7$$

donde v_w y v_s son las velocidades del agua y de los sólidos con respecto al plano de referencia. Finalmente, la ley de Darcy considerando las velocidades relativas del agua y de los sólidos se expresa por:

$$\frac{e(v_f - v_s)}{k} - (1 + e) + \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial h}{\partial z} = 0 \quad 8$$

donde k es el coeficiente de permeabilidad.

Las hipótesis de la teoría establecen que el esqueleto de suelo es homogéneo y que la consolidación es monotónica, por lo que debe esperarse que la permeabilidad k dependa de la relación de vacíos únicamente, así:

$$k = k(e) \quad 9$$

mientras que el esfuerzo efectivo es función de la relación de vacíos:

$$\sigma = \sigma(e) \quad 10$$

Las ecuaciones 5, 7 y 8 se combinan ahora para obtener la ecuación general del proceso de consolidación unidimensional de deformaciones finitas de Gibson et al incluyendo los efectos del peso propio:

¹ El signo negativo indica que la variación del esfuerzo total p se mide en contra de la dirección de la gravedad

$$-\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1\right) \frac{d}{de} \left[\frac{k(e)}{1+e} \right] \frac{\partial e}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k(e)}{\gamma_w(1+e)} \frac{d\sigma}{de} \frac{\partial e}{\partial z} \right] + \frac{\partial e}{\partial t} = 0 \quad 11$$

Schiffman (1980) demostró que la ecuación convencional de Terzaghi es un caso particular de la ecuación general 11.

La función:

$$g(e) = -\frac{k(e)}{\gamma_w(1+e)} \frac{d\sigma}{de} \quad 12$$

tiene el rol del coeficiente de consolidación c_v de Terzaghi² y por su forma es menos sensible a los cambios en la relación de vacíos e que sus propios componentes. Por lo anterior parece razonable tomar $g(e)$ como constante, quedando la ecuación general 12 como:

$$\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1\right) \frac{d}{de} \left[\frac{k(e)}{1+e} \right] \frac{\partial e}{\partial z} + g(e) \frac{\partial^2 e}{\partial z^2} + \frac{\partial e}{\partial t} = 0 \quad 13$$

Si dividimos la ecuación anterior entre $g(e)$ y reordenamos, entonces la ec. 13 se puede expresar:

$$\frac{\partial^2 e}{\partial z^2} - (\gamma_w - \gamma_s) \frac{d}{de} \left(\frac{de}{d\sigma} \right) \frac{\partial e}{\partial z} = \frac{1}{g} \frac{\partial e}{\partial t} \quad 13a$$

Si definimos la función:

$$f(e) = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1\right) \frac{d}{de} \left[\frac{k(e)}{1+e} \right] \quad 14$$

la ecuación 13 se expresa en una forma más sencilla:

$$g(e) \frac{\partial^2 e}{\partial z^2} - f(e) \frac{\partial e}{\partial z} = \frac{\partial e}{\partial t} \quad 13b$$

A.4 VARIACIÓN DE LA RELACIÓN DE VACÍOS CON EL ESFUERZO EFECTIVO

Aun con la simplificación de considerar el coeficiente $g(e)$ como constante, las ecuación 13b sigue siendo no lineal debido al término:

$$\lambda(e) = -\frac{d}{de} \left(\frac{de}{d\sigma} \right) \quad 15$$

² En el coeficiente de consolidación tradicional el término $1+e$ se presenta en el numerador

Como una simplificación más, se considera $\lambda(e)$ constante. Si este es el caso, la relación entre el esfuerzo efectivo y la relación de vacíos a partir de la ec. 15 es:

$$e = (e_{(0,0)} - e_{\infty}) \exp(-\lambda\sigma) + e_{\infty} \quad 16$$

donde $e_{(0,0)}$ y e son las relaciones de vacío correspondientes al inicio y al final de la consolidación respectivamente.

Con la ec. 16 se pueden establecer condiciones iniciales y de frontera y complementadas con la ec. 13b se tiene el problema matemático completo.

APÉNDICE B

SOLUCIONES ANALÍTICAS: MEMORIA DE CÁLCULO

Consolidación por peso propio Been y Sills (1981)

PARÁMETROS DE LA SUSPENSIÓN AGUA-ARCILLA MARINA VERTIDA EN EL O-97-5

$G_s := 2.77$	Gravedad específica de la arcilla marina determinada mediante prueba de laboratorio
$\gamma_w := 1.013$	Peso volumétrico del agua marina, en t/m ³
$e_i := 5.99$	Relación de vacíos inicial de la suspensión, de acuerdo con los volúmenes depositados de sólidos y agua marina
$e_o := 5.018$	Relación de vacíos final en la superficie, parámetro determinado con ensayos previos en odómetros pequeños
$z_1 := 34.74$	Altura real de partículas sólidas, en cm
$\beta := 0.01$	Pendiente de la distribución de la relación de vacíos final, en 1/cm, parámetro determinado con ensayos previos en odómetros pequeños
$z_o := z_1 + \frac{e_i - e_o}{\beta}$	
$z_o = 131.94$	Altura imaginaria de partículas sólidas, en cm

SOLUCIÓN ANALÍTICA PARA GRADO DE CONSOLIDACIÓN

$$r := \frac{z_1}{z_o}$$

$r = 2.63E-001$ Cociente entre altura real y altura imaginaria de partículas sólidas

$T := 0,0.01 \dots 3$ Factor tiempo, T, adimensional

$R(T) := \sqrt{T}$ Raíz del factor tiempo, T

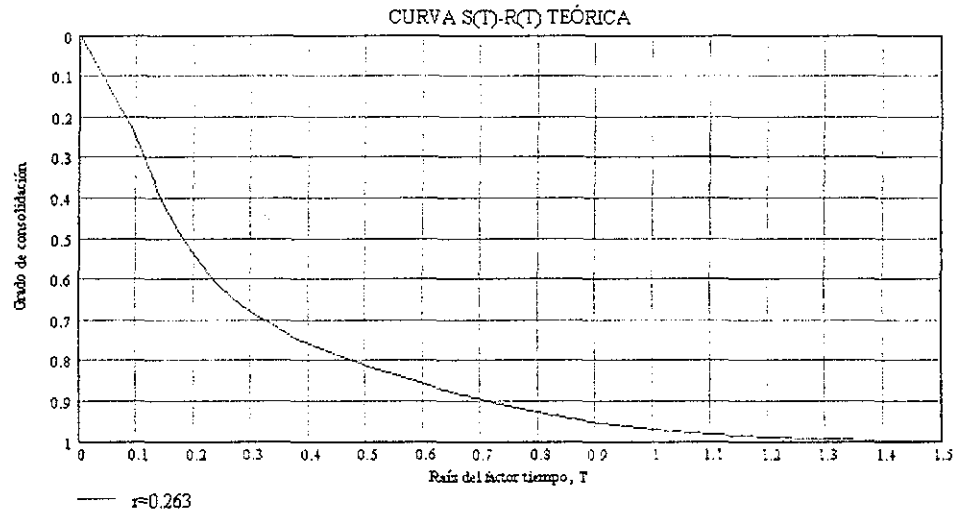
$$m(n) := \frac{1}{2} \cdot (2 \cdot n + 1)$$

$$S(T) := \frac{\sum_{n=0}^{60} \left(\frac{\sin(m(n) \cdot \pi \cdot r)}{m(n)^3 \cdot \pi^3} - \frac{r \cdot \cos(m(n) \cdot \pi \cdot r)}{m(n)^2 \cdot \pi^2} \right) \cdot (1 - \exp\{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot T\})}{\sum_{n=0}^{60} \left(\frac{\sin(m(n) \cdot \pi \cdot r)}{m(n)^3 \cdot \pi^3} - \frac{r \cdot \cos(m(n) \cdot \pi \cdot r)}{m(n)^2 \cdot \pi^2} \right)}$$

Solución de Been y Sills (1981) para grado de consolidación

$S(0.5020655) = 0.9$ Factor T_{90} para 90% de grado de consolidación

DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN C_F POR EL MÉTODO DE LIN Y LONES



$T_{90} := 0.502066$ Factor T_{90} para 90% de grado de consolidación
 $t_{90} := 2154429$ Tiempo real para el 90% de consolidación, determinado gráficamente con el método de Lin y Lohnes, en s
 $C_F := \frac{T_{90} \cdot z_0^2}{t_{90}}$
 $C_F = 4.057 \times 10^{-3}$ Coeficiente de consolidación en cm^2/s (MEJOR AJUSTE)

SOLUCIÓN ANALÍTICA PARA RELACIÓN DE VACÍOS

$z := 0, 1..z_0$

$T_1 := 0.001$ $T_2 := 0.1$ $T_3 := 0.3$ $T_4 := 2$

$$e1(z) := e_1 - \beta \cdot z_0 \cdot \left[1 - \frac{z}{z_0} - 2 \cdot \sum_{n=0}^{200} \frac{\cos\left(\frac{m(n) \cdot \pi \cdot z}{z_0}\right)}{m(n)^2 \cdot \pi^2} \cdot e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot T_1} \right]$$

$t1 := \frac{T_1 \cdot z_0^2}{C_F \cdot 60 \cdot 60}$ $t1 = 1.2$ Tiempo 1, en horas

$$e2(z) := e_1 - \beta \cdot z_0 \cdot \left[1 - \frac{z}{z_0} - 2 \cdot \sum_{n=0}^{200} \frac{\cos\left(\frac{m(n) \cdot \pi \cdot z}{z_0}\right)}{m(n)^2 \cdot \pi^2} \cdot e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot T_2} \right]$$

$t2 := \frac{T_2 \cdot z_0^2}{C_F \cdot 60 \cdot 60}$ $t2 = 119.2$ Tiempo 2, en horas

$$e3(z) := e_1 - \beta \cdot z_0 \cdot \left[1 - \frac{z}{z_0} - 2 \cdot \sum_{n=0}^{200} \frac{\cos\left(\frac{m(n) \cdot \pi \cdot z}{z_0}\right)}{m(n)^2 \cdot \pi^2} \cdot e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot T_3} \right]$$

$t3 := \frac{T_3 \cdot z_0^2}{C_F \cdot 60 \cdot 60}$ $t3 = 357.6$ Tiempo 3, en horas

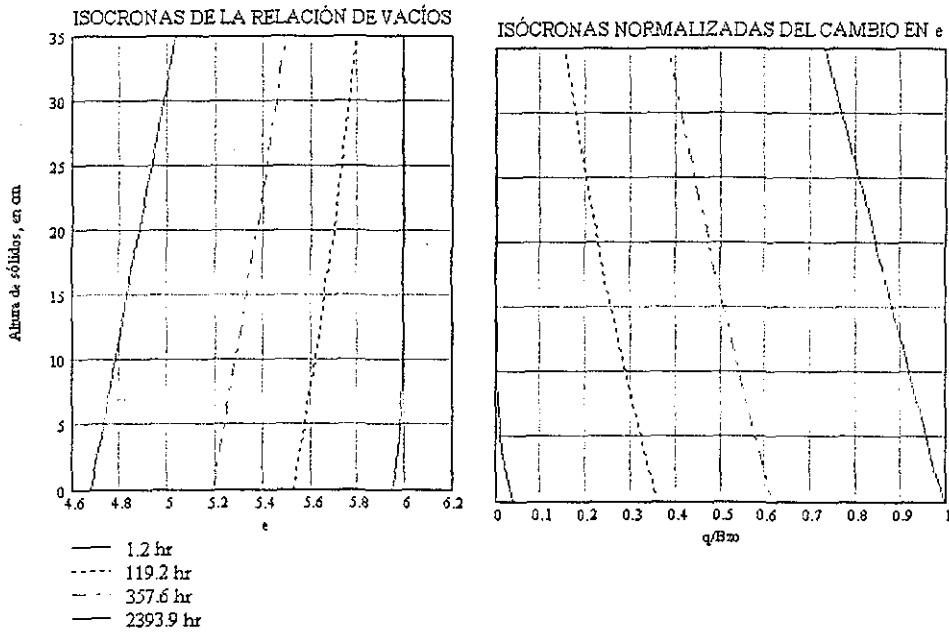
$$e4(z) := e_1 - \beta \cdot z_0 \cdot \left[1 - \frac{z}{z_0} - 2 \cdot \sum_{n=0}^{200} \frac{\cos\left(\frac{m(n) \cdot \pi \cdot z}{z_0}\right)}{m(n)^2 \cdot \pi^2} \cdot e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot T_4} \right]$$

$t4 := \frac{T_4 \cdot z_0^2}{C_F \cdot 60 \cdot 60}$ $t4 = 2383.96$ Tiempo 4, en horas



$$E_1(z) = \frac{e_1 - e1(z)}{\beta \cdot z_0} \quad E_2(z) = \frac{e_1 - e3(z)}{\beta \cdot z_0} \quad E_3(z) = \frac{e_1 - e2(z)}{\beta \cdot z_0} \quad E_4(z) = \frac{e_1 - e4(z)}{\beta \cdot z_0}$$

isócronas de relación de vacíos normalizadas



VARIACIÓN DE LA ALTURA DEL SUELO CON EL TIEMPO

$$h_1 := \int_0^{z_1} e1(z) dz + z_1 \quad h_2 := \int_0^{z_1} e2(z) dz + z_1 \quad h_3 := \int_0^{z_1} e3(z) dz + z_1 \quad h_4 := \int_0^{z_1} e4(z) dz + z_1$$

$h_1 = 242.66$ $h_2 = 231.58$ $h_3 = 220.26$ $h_4 = 203.29$

Altura del suelo para diferentes tiempos, en cm

$$H_{100} := (1 + e_0) \cdot z_1 - \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot z_1^2 \quad H_{100} = 203.03 \quad \text{Altura teórica final del sedimento para el 100\% de consolidación, en cm}$$

SOLUCIÓN ANALÍTICA PARA PRESIÓN DE PORO

$$u_1(z) := -1.7078 + 2 \cdot (G_s - \gamma_w) \cdot \frac{z_0}{100} \sum_{n=0}^{200} \left[\frac{\cos\left(\frac{m(n) \cdot \pi \cdot z}{z_0}\right)}{m(n)^2 \cdot \pi^2} \cdot e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot T_1} \right]$$

Disminuir $u(z, t)$, emplear expresión de Lin y Lohnes para sustituir estas gráficas por las de Jorge Sánchez en la Tesis

$$u_1(z_1) = 0$$

$$u_2(z) := -1.351659 + 2 \cdot (G_s - \gamma_w) \cdot \frac{z_0}{100} \sum_{n=0}^{200} \frac{\cos\left(\frac{m(n) \cdot \pi \cdot z}{z_0}\right)}{m(n)^2 \cdot \pi^2} \cdot e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot T_2}$$

$$u_2(z_1) = 0$$

$$u_3(z) := -0.82083 + 2 \cdot (G_s - \gamma_w) \cdot \frac{z_0}{100} \sum_{n=0}^{200} \frac{\cos\left(\frac{m(n) \cdot \pi \cdot z}{z_0}\right)}{m(n)^2 \cdot \pi^2} \cdot e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot T_3}$$

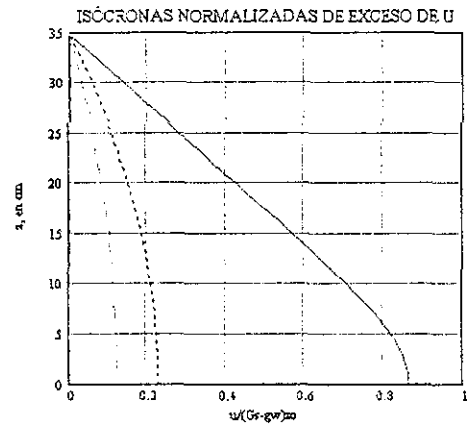
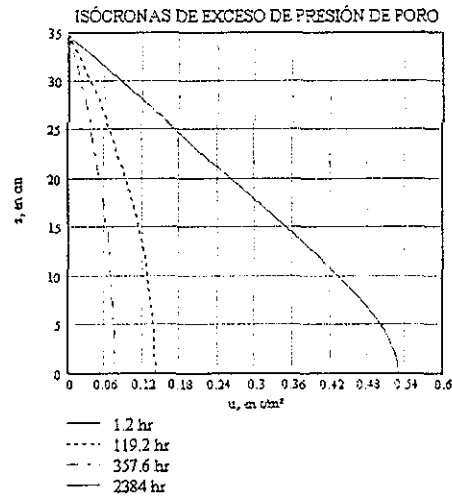
$$u_3(z_1) = 0$$

$$u_4(z) := -0.01237 + 2 \cdot (G_s - \gamma_w) \cdot \frac{z_0}{100} \sum_{n=0}^{200} \frac{\cos\left(\frac{m(n) \cdot \pi \cdot z}{z_0}\right)}{m(n)^2 \cdot \pi^2} \cdot e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot T_4}$$

$$u_4(z_1) = 0$$



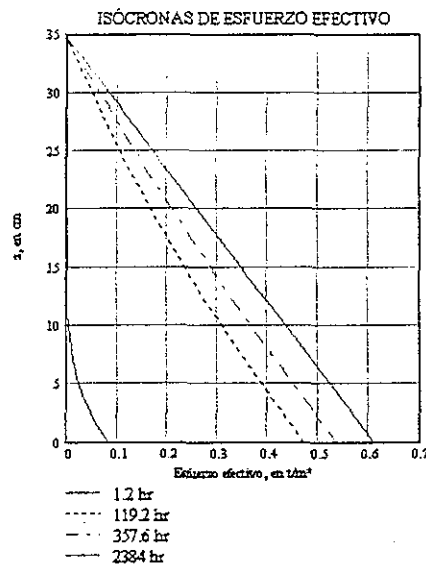
$$U_1(z) = \frac{u_1(z)}{(G_s - \gamma_w) \frac{z_1}{100}} \quad U_2(z) = \frac{u_2(z)}{(G_s - \gamma_w) \frac{z_1}{100}} \quad U_3(z) = \frac{u_3(z)}{(G_s - \gamma_w) \frac{z_1}{100}} \quad U_4(z) = \frac{u_4(z)}{(G_s - \gamma_w) \frac{z_1}{100}}$$



ISÓCRONAS DE ESFUERZO EFECTIVO

$$\begin{aligned} \sigma_1(z) &= \frac{G_s - \gamma_w}{100 \cdot \beta} (e_1 - e_1(z)) & \sigma_1(z_1) &= 0 \\ \sigma_2(z) &= \frac{G_s - \gamma_w}{100 \cdot \beta} (e_1 - e_2(z)) - 0.3561 & \sigma_2(z_1) &= 0 \\ \sigma_3(z) &= \frac{G_s - \gamma_w}{100 \cdot \beta} (e_1 - e_3(z)) - 0.88695 & \sigma_3(z_1) &= 0 \\ \sigma_4(z) &= \frac{G_s - \gamma_w}{100 \cdot \beta} (e_1 - e_4(z)) - 1.69545 & \sigma_4(z_1) &= -0 \\ \sigma_\infty(z) &= (G_s - \gamma_w) \left(1 - \frac{z}{z_1} \right) \frac{z_1}{100} \end{aligned}$$

isócronas de esfuerzo efectivo, en t/m²



TESIS CON
 SELLA DE ORIGEN

Consolidación de un estrato normalmente consolidado drenado por ambas caras; 1er incremento Lee y Sills (1981)

- $\Delta p_1 := 0.03$ Incremento de presión, en kg/cm²
- $\Delta e_1 := 1.65$ Cambio total de la relación de vacíos, e; uniforme con la profundidad (calculado en la hoja Gibson et al.)
- $z := 0, 1 \dots z_1$ Espesor variable de las partículas sólidas, medido hacia arriba
- $y(z) := \frac{z}{z_1}$ Variable normalizada del espesor de las partículas
- $\beta := 0.01$ Pendiente de la distribución de la relación de vacíos final, en 1/cm

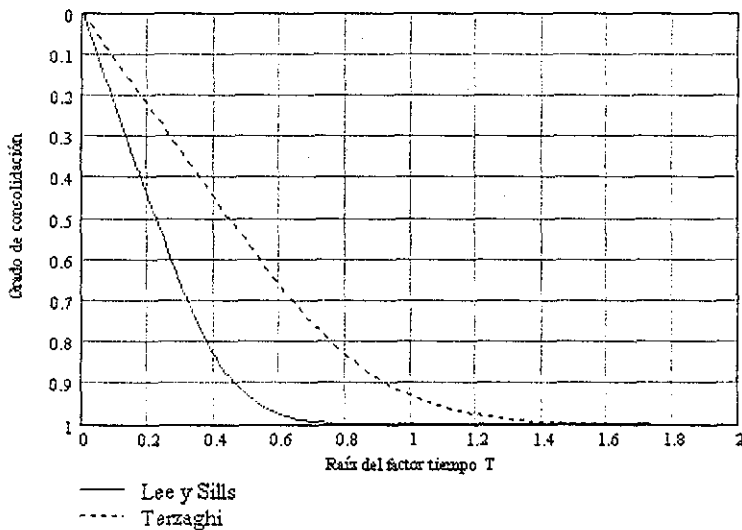
SOLUCIÓN ANALÍTICA PARA GRADO DE CONSOLIDACIÓN, DRENAJE POR DOS CARAS

$$m(n) := (2 \cdot n + 1)$$

$$S(T) := 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=0}^{200} \frac{1}{(m(n))^2} e^{(-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot T)}$$

$$U_T(T) := \left[1 - \sum_{L=0}^{200} \frac{8}{(2L+1)^2 \cdot \pi^2} e^{-\frac{(2L+1)^2 \cdot \pi^2 \cdot T}{4}} \right]$$

S(T) para drenaje por ambas caras (Lee y Sills)



DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN

$$S(0.21203) = 0.9$$

$$T_{90} := 0.21203 \quad \text{Factor } T_{90} \text{ para } 90\% \text{ de grado de consolidación}$$

$$t_{90} := 1033350 \quad \text{Tiempo real para el } 90\% \text{ de consolidación, determinado gráficamente con el método de Lin y Lohnes, en s}$$

$$C_{F1} := \frac{T_{90} \cdot z_1^2}{t_{90}}$$

$$C_{F1} := 0.00025 \quad \text{Coeficiente de consolidación en cm}^2/\text{s, MEJOR AJUSTE}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

SOLUCIÓN ANALÍTICA PARA RELACIÓN DE VACÍOS

$$E_1(z) := e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - \Delta e_1 \left[1 - \frac{4}{\pi} \sum_{n=0}^{200} \frac{\sin\left(m(n) \cdot \pi \cdot \frac{z}{z_1}\right)}{m(n)} \cdot e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot T_1} \right]$$

$t_1 := \frac{T_1 \cdot z_0^2}{C_{F1} \cdot 60 \cdot 60}$ Tiempo 1, en horas
 $t_1 = 19.34$

$$E_2(z) := e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - \Delta e_1 \left[1 - \frac{4}{\pi} \sum_{n=0}^{200} \frac{\sin\left(m(n) \cdot \pi \cdot \frac{z}{z_1}\right)}{m(n)} \cdot e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot T_2} \right]$$

$t_1 := \frac{T_2 \cdot z_0^2}{C_{F1} \cdot 60 \cdot 60}$ Tiempo 2, en horas
 $t_1 = 1934.24$

$$E_3(z) := e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - \Delta e_1 \left[1 - \frac{4}{\pi} \sum_{n=0}^{200} \frac{\sin\left(m(n) \cdot \pi \cdot \frac{z}{z_1}\right)}{m(n)} \cdot e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot T_3} \right]$$

$t_1 := \frac{T_3 \cdot z_0^2}{C_{F1} \cdot 60 \cdot 60}$ Tiempo 3, en horas
 $t_1 = 5802.72$

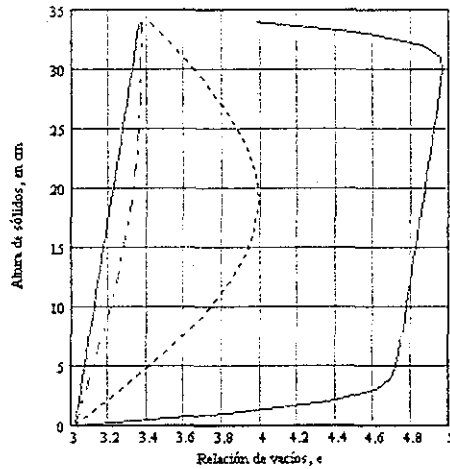
$$E_4(z) := e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - \Delta e_1 \left[1 - \frac{4}{\pi} \sum_{n=0}^{200} \frac{\sin\left(m(n) \cdot \pi \cdot \frac{z}{z_1}\right)}{m(n)} \cdot e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot T_4} \right]$$

$t_1 := \frac{T_4 \cdot z_0^2}{C_{F1} \cdot 60 \cdot 60}$ Tiempo 4, en horas
 $t_1 = 38684.81$

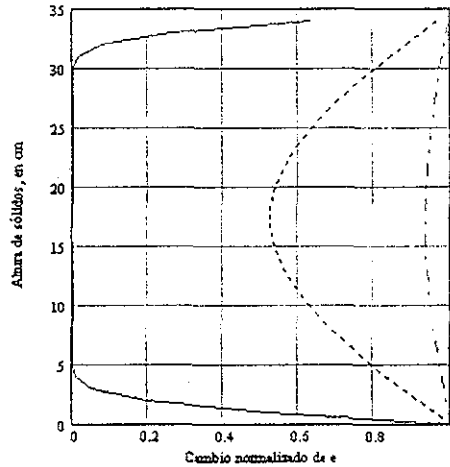
$$e1(z) := \frac{[e_1 - \beta \cdot (z_0 - z)] - E_1(z)}{\Delta e_1} \quad e2(z) := \frac{[e_1 - \beta \cdot (z_0 - z)] - E_2(z)}{\Delta e_1}$$

$$e3(z) := \frac{[e_1 - \beta \cdot (z_0 - z)] - E_3(z)}{\Delta e_1} \quad e4(z) := \frac{[e_1 - \beta \cdot (z_0 - z)] - E_4(z)}{\Delta e_1}$$

Isócronas de relación de vacíos normalizadas



— 19.3 hr
 - - - 1934.2 hr
 - · - 5802.7 hr
 - - - 38684.8 hr



VARIACIÓN DE LA ALTURA DEL SUELO CON EL TIEMPO

$$H_1 = \int_0^{z_1} E_1(z) dz + z_1 \quad H_2 = \int_0^{z_1} E_2(z) dz + z_1 \quad H_3 = \int_0^{z_1} E_3(z) dz + z_1 \quad H_4 = \int_0^{z_1} E_4(z) dz + z_1$$

$H_1 = 198.94 \quad H_2 = 163.03 \quad H_3 = 148.12 \quad H_4 = 145.71$

Altura del suelo para diferentes tiempos, en cm

$$H_{100} = (1 + 3.367) \cdot z_1 - \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot z_1^2 \quad H_{100} = 145.68$$

Altura teórica final del sedimento para el 100% de consolidación, en cm

SOLUCIÓN ANALÍTICA PARA PRESIÓN DE PORO

$$\alpha := \frac{(\Delta p_1 \cdot 10)}{\Delta e_1}$$

$$\alpha = 0.1818$$

Constante que involucra la compresibilidad del suelo, en 1/m²

$$u_1(z) := \Delta p_1 \cdot 10 - \alpha \cdot [e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - E_1(z)]$$

$$u_2(z) := \Delta p_1 \cdot 10 - \alpha \cdot [e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - E_2(z)]$$

$$u_3(z) := \Delta p_1 \cdot 10 - \alpha \cdot [e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - E_3(z)]$$

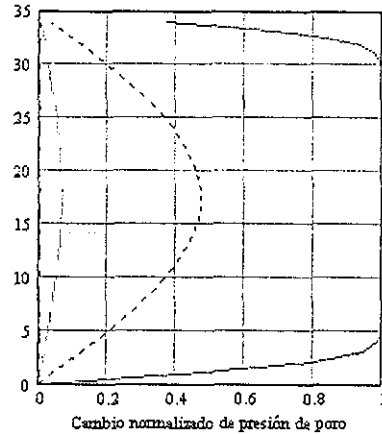
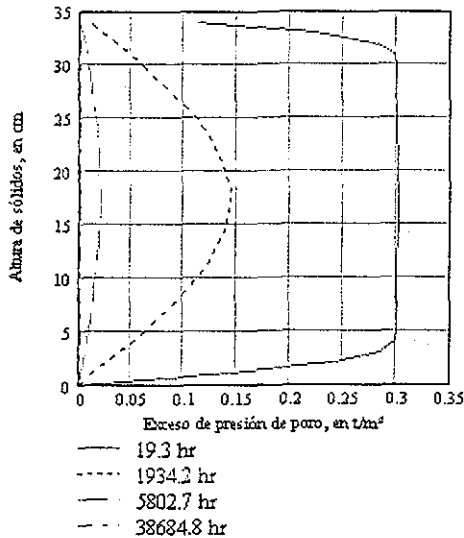
$$u_4(z) := \Delta p_1 \cdot 10 - \alpha \cdot [e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - E_4(z)]$$

$$U_1(z) := \frac{u_1(z)}{\Delta p_1 \cdot 10}$$

$$U_2(z) := \frac{u_2(z)}{\Delta p_1 \cdot 10}$$

$$U_3(z) := \frac{u_3(z)}{\Delta p_1 \cdot 10}$$

$$U_4(z) := \frac{u_4(z)}{\Delta p_1 \cdot 10}$$



WRITE("S.dat") := S(T)
 WRITE("T.dat") := R(T)

Consolidación de un estrato normalmente consolidado; 2do incremento
 Lee y Silis (1981)

$$\Delta p_2 := 0.18$$

Incremento de presión, en kg/cm²

$$\Delta e_2 := 0.48$$

Cambio total de la relación de vacíos, e; uniforme con la profundidad (obtenido en la hoja Gibson et al.)

$$z := 0, 1 \dots z_1$$

Espesor variable de las partículas sólidas, medido hacia arriba

$$y(z) := \frac{z}{z_1}$$

Variable del espesor de las partículas normalizada

$$\beta := 0.01$$

Pendiente de la distribución de la relación de vacíos final, en 1/cm

$$m(n) := (2 \cdot n + 1)$$

$$C_{F2} := 0.00035$$

Coefficiente de consolidación en cm²/s, MEJOR AJUSTE



SOLUCIÓN ANALÍTICA PARA RELACIÓN DE VACÍOS

$$E_1(z) = e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - \Delta e_1 - \Delta e_2 \left[1 - \frac{4}{\pi} \sum_{n=0}^{200} \frac{\sin\left(\frac{m(n) \cdot \pi \cdot z}{z_1}\right)}{m(n)} \cdot e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot T_1} \right]$$

$$t1 := \frac{T_1 \cdot z_0^2}{C_{F2} \cdot 60 \cdot 60}$$

$$t1 = 13.82 \quad \text{Tiempo, en hr}$$

$$E_2(z) = e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - \Delta e_1 - \Delta e_2 \left[1 - \frac{4}{\pi} \sum_{n=0}^{200} \frac{\sin\left(\frac{m(n) \cdot \pi \cdot z}{z_1}\right)}{m(n)} \cdot e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot T_2} \right]$$

$$t2 := \frac{T_2 \cdot z_0^2}{C_{F2} \cdot 60 \cdot 60}$$

$$t2 = 1381.6 \quad \text{Tiempo, en hr}$$

$$E_3(z) = e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - \Delta e_1 - \Delta e_2 \left[1 - \frac{4}{\pi} \sum_{n=0}^{200} \frac{\sin\left(\frac{m(n) \cdot \pi \cdot z}{z_1}\right)}{m(n)} \cdot e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot T_3} \right]$$

$$t3 := \frac{T_3 \cdot z_0^2}{C_{F2} \cdot 60 \cdot 60}$$

$$t3 = 4144.8 \quad \text{Tiempo, en hr}$$

$$E_4(z) = e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - \Delta e_1 - \Delta e_2 \left[1 - \frac{4}{\pi} \sum_{n=0}^{200} \frac{\sin\left(\frac{m(n) \cdot \pi \cdot z}{z_1}\right)}{m(n)} \cdot e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot T_4} \right]$$

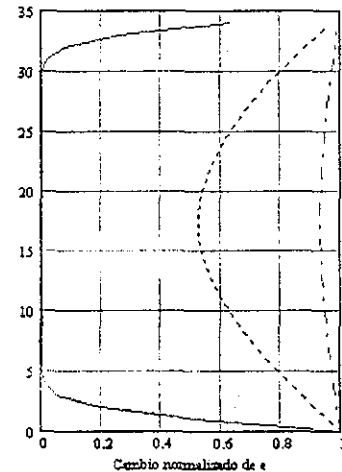
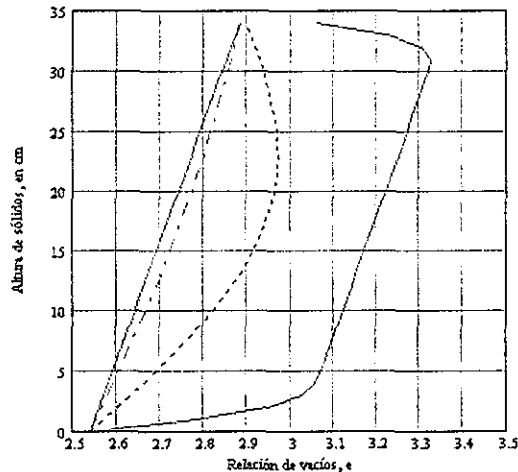
$$t4 := \frac{T_4 \cdot z_0^2}{C_{F2} \cdot 60 \cdot 60}$$

$$t4 = 27632.01 \quad \text{Tiempo, en hr}$$

$$e1(z) := \frac{[e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - \Delta e_1] - E_1(z)}{\Delta e_2} \quad e2(z) := \frac{[e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - \Delta e_1] - E_2(z)}{\Delta e_2}$$

Isócoronas de relación de vacíos normalizadas

$$e3(z) := \frac{[e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - \Delta e_1] - E_3(z)}{\Delta e_2} \quad e4(z) := \frac{[e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - \Delta e_1] - E_4(z)}{\Delta e_2}$$



- 13.82 hr
- 1381.6 hr
- - - 4144.8 hr
- · - 27632.0 hr

VARIACIÓN DE LA ALTURA DEL SUELO CON EL TIEMPO

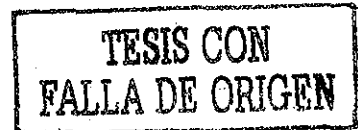
$$H_1 = \int_0^{z_1} E_1(z) dz + z_1 \quad H_2 = \int_0^{z_1} E_2(z) dz + z_1 \quad H_3 = \int_0^{z_1} E_3(z) dz + z_1 \quad H_4 = \int_0^{z_1} E_4(z) dz + z_1$$

$$H_1 = 144.52 \quad H_2 = 134.07 \quad H_3 = 129.73 \quad H_4 = 129.03$$

Altura del suelo para diferentes tiempos, en cm

$$H_{100} = (1 + 2.887) \cdot z_1 - \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot z_1^2 \quad H_{100} = 129$$

Altura teórica final del sedimento para el 100% de consolidación, en cm



SOLUCIÓN ANALÍTICA PARA PRESIÓN DE PORO

$$\alpha := \frac{(\Delta p_2 \cdot 10)}{\Delta e_2}$$

$\alpha = 3.75$

Constante que involucra la compresibilidad del suelo, en $1/m^2$

$$u_1(z) := \Delta p_2 \cdot 10 - \alpha \cdot [e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - \Delta e_1 - E_1(z)]$$

$$U_1(z) := \frac{u_1(z)}{\Delta p_2 \cdot 10}$$

$$u_2(z) := \Delta p_2 \cdot 10 - \alpha \cdot [e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - \Delta e_1 - E_2(z)]$$

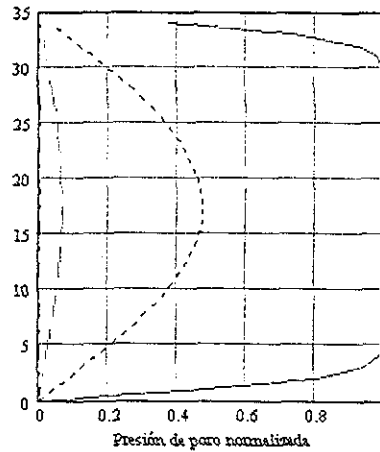
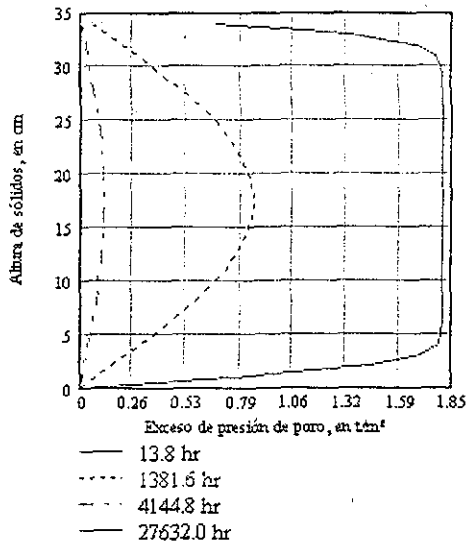
$$U_2(z) := \frac{u_2(z)}{\Delta p_2 \cdot 10}$$

$$u_3(z) := \Delta p_2 \cdot 10 - \alpha \cdot [e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - \Delta e_1 - E_3(z)]$$

$$U_3(z) := \frac{u_3(z)}{\Delta p_2 \cdot 10}$$

$$u_4(z) := \Delta p_2 \cdot 10 - \alpha \cdot [e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - \Delta e_1 - E_4(z)]$$

$$U_4(z) := \frac{u_4(z)}{\Delta p_2 \cdot 10}$$



Consolidación de un estrato normalmente consolidado; 3er incremento
Lee y Sills (1981)

$\Delta p_3 := 0.19$

Incremento de presión, en kg/cm^2

$\Delta e_3 := 0.16$

Cambio total de la relación de vacíos, e; uniforme con la profundidad (obtenido en la hoja Gibson et al.)

$z := 0, 1 \dots z_1$

Espesor variable de las partículas sólidas, medido hacia arriba

$y(z) := \frac{z}{z_1}$

Variable del espesor de las partículas normalizada

$\beta := 0.01$

Pendiente de la distribución de la relación de vacíos final, en $1/cm$

$m(n) := (2 \cdot n + 1)$

$C_{F2} := 0.00025$

Coefficiente de consolidación en cm^2/s , MEJOR AJUSTE



SOLUCIÓN ANALÍTICA PARA RELACIÓN DE VACÍOS

$$E_1(z) := e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2) - \Delta e_3 \left[1 - \frac{4}{\pi} \sum_{n=0}^{200} \frac{\sin\left(\frac{n(n-1)\pi \cdot z}{z_1}\right)}{n(n-1)} e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot t_1} \right]$$

$t_1 := \frac{T_1 \cdot z_0^2}{C_{F2} \cdot 60 \cdot 60}$
 $t_1 = 19.34$ Tiempo, en hr

$$E_2(z) := e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2) - \Delta e_3 \left[1 - \frac{4}{\pi} \sum_{n=0}^{200} \frac{\sin\left(\frac{n(n-1)\pi \cdot z}{z_1}\right)}{n(n-1)} e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot t_2} \right]$$

$t_2 := \frac{T_2 \cdot z_0^2}{C_{F2} \cdot 60 \cdot 60}$
 $t_2 = 1934.24$ Tiempo, en hr

$$E_3(z) := e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2) - \Delta e_3 \left[1 - \frac{4}{\pi} \sum_{n=0}^{200} \frac{\sin\left(\frac{n(n-1)\pi \cdot z}{z_1}\right)}{n(n-1)} e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot t_3} \right]$$

$t_3 := \frac{T_3 \cdot z_0^2}{C_{F2} \cdot 60 \cdot 60}$
 $t_3 = 5802.72$ Tiempo, en hr

$$E_4(z) := e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2) - \Delta e_3 \left[1 - \frac{4}{\pi} \sum_{n=0}^{200} \frac{\sin\left(\frac{n(n-1)\pi \cdot z}{z_1}\right)}{n(n-1)} e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot t_4} \right]$$

$t_4 := \frac{T_4 \cdot z_0^2}{C_{F2} \cdot 60 \cdot 60}$
 $t_4 = 38684.81$ Tiempo, en hr

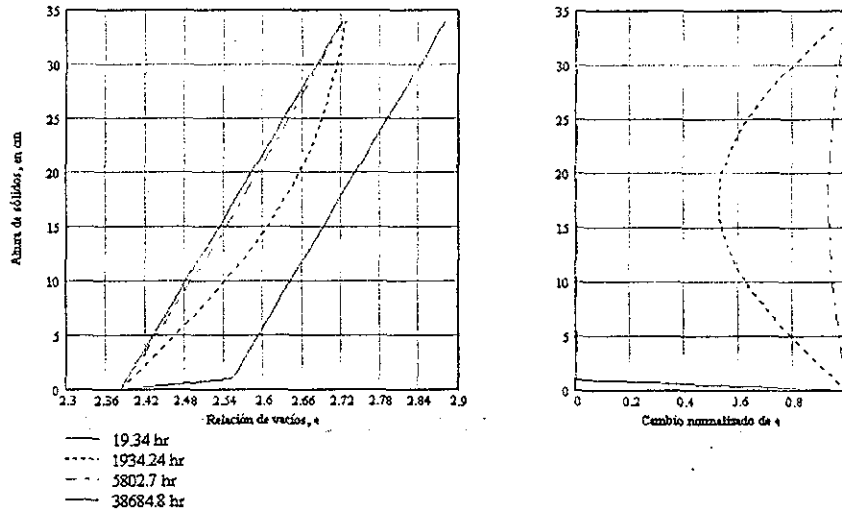
$$e1(z) := \frac{[e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2)] - E_1(z)}{\Delta e_3}$$

$$e2(z) := \frac{[e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2)] - E_2(z)}{\Delta e_3}$$

$$e3(z) := \frac{[e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2)] - E_3(z)}{\Delta e_3}$$

$$e4(z) := \frac{[e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2)] - E_4(z)}{\Delta e_3}$$

Isócronas de relación de vacíos normalizadas



VARIACIÓN DE LA ALTURA DEL SUELO CON EL TIEMPO

$$H_1 := \int_0^{z_1} E_1(z) dz + z_1 \quad H_2 := \int_0^{z_1} E_2(z) dz + z_1 \quad H_3 := \int_0^{z_1} E_3(z) dz + z_1 \quad H_4 := \int_0^{z_1} E_4(z) dz + z_1$$

$H_1 = 129.03 \quad H_2 = 125.16 \quad H_3 = 123.71 \quad H_4 = 123.48$

Altura del suelo para diferentes tiempos, en cm

$$H_{100} := (1 + 2.72) \cdot z_1 - \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot z_1^2$$

$H_{100} = 123.2$

Altura teórica final del sedimento para el 100% de consolidación, en cm

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

SOLUCIÓN ANALÍTICA PARA PRESIÓN DE PORO

$$\alpha := \frac{(\Delta p_3 \cdot 10)}{\Delta e_3}$$

$$\alpha = 11.875$$

Constante que involucra la compresibilidad del suelo, en ψ/m^2

$$u_1(z) := \Delta p_3 \cdot 10 - \alpha \cdot [e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2) - E_1(z)]$$

$$U_1(z) := \frac{u_1(z)}{\Delta p_3 \cdot 10}$$

$$u_2(z) := \Delta p_3 \cdot 10 - \alpha \cdot [e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2) - E_2(z)]$$

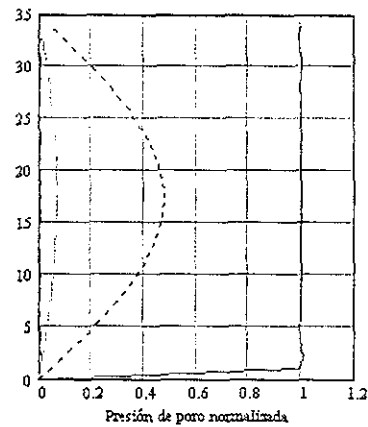
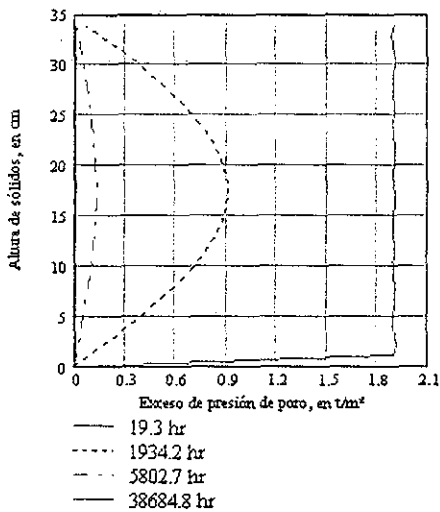
$$U_2(z) := \frac{u_2(z)}{\Delta p_3 \cdot 10}$$

$$u_3(z) := \Delta p_3 \cdot 10 - \alpha \cdot [e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2) - E_3(z)]$$

$$U_3(z) := \frac{u_3(z)}{\Delta p_3 \cdot 10}$$

$$u_4(z) := \Delta p_3 \cdot 10 - \alpha \cdot [e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2) - E_4(z)]$$

$$U_4(z) := \frac{u_4(z)}{\Delta p_3 \cdot 10}$$



Consolidación de un estrato normalmente consolidado; 4to incremento
Lee y Sills (1981)

$$\Delta p_4 = 0.4$$

Incremento de presión, en kg/cm^2

$$\Delta e_4 = 0.33$$

Cambio total de la relación de vacíos, e ; uniforme con la profundidad (obtenido en la hoja Gibson et al.)

$$z := 0, 1, \dots, z_1$$

Espesor variable de las partículas sólidas, medido hacia arriba

$$y(z) := \frac{z}{z_1}$$

Variante del espesor de las partículas normalizada

$$\beta = 0.01$$

Pendiente de la distribución de la relación de vacíos final, en $1/cm$

$$m(n) = (2 \cdot n + 1)$$

$$C_{F2} = 0.00025$$

Coefficiente de consolidación en cm^2/s , MEJOR AJUSTE

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

SOLUCIÓN ANALÍTICA PARA RELACIÓN DE VACÍOS

$$E_1(z) = e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3) - \Delta e_4 \left[1 - \frac{4}{\pi} \sum_{n=0}^{200} \frac{\sin\left(\frac{n(z)}{\pi} \cdot \frac{z}{z_1}\right)}{n(n)} \cdot e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot T_1} \right]$$

$$t_1 = \frac{T_1 \cdot z_0^2}{C_{F2} \cdot 60}$$

$$t_1 = 1160.54 \text{ Tiempo, en hr}$$

$$E_2(z) = e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3) - \Delta e_4 \left[1 - \frac{4}{\pi} \sum_{n=0}^{200} \frac{\sin\left(\frac{n(z)}{\pi} \cdot \frac{z}{z_1}\right)}{n(n)} \cdot e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot T_2} \right]$$

$$t_2 = \frac{T_2 \cdot z_0^2}{C_{F2} \cdot 60}$$

$$t_2 = 1934.24$$

$$E_3(z) = e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3) - \Delta e_4 \left[1 - \frac{4}{\pi} \sum_{n=0}^{200} \frac{\sin\left(\frac{n(z)}{\pi} \cdot \frac{z}{z_1}\right)}{n(n)} \cdot e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot T_3} \right]$$

$$t_3 = \frac{T_3 \cdot z_0^2}{C_{F2} \cdot 60}$$

$$t_3 = 5802.72$$

$$E_4(z) = e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3) - \Delta e_4 \left[1 - \frac{4}{\pi} \sum_{n=0}^{200} \frac{\sin\left(\frac{n(z)}{\pi} \cdot \frac{z}{z_1}\right)}{n(n)} \cdot e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot T_4} \right]$$

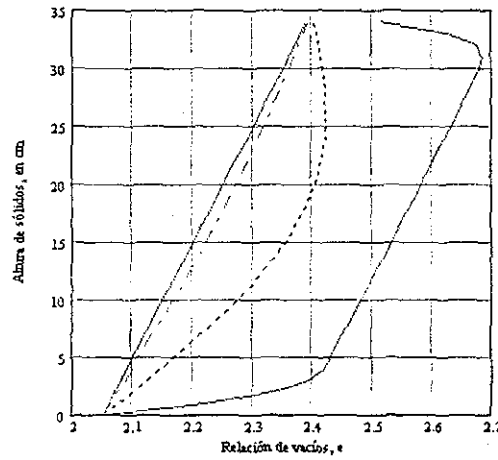
$$t_4 = \frac{T_4 \cdot z_0^2}{C_{F2} \cdot 60}$$

$$t_4 = 38684.81 \text{ Tiempo, en hr}$$

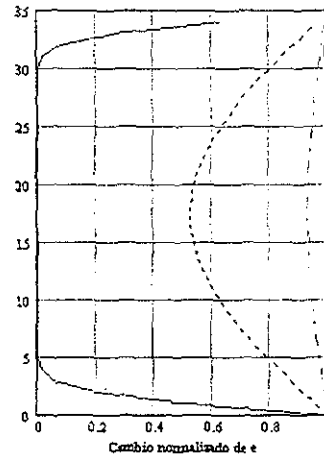
$$e1(z) = \frac{[e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3)] - E_1(z)}{\Delta e_4} \quad e2(z) = \frac{[e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3)] - E_2(z)}{\Delta e_4}$$

Isócronas de relación de vacíos normalizadas

$$e3(z) = \frac{[e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3)] - E_3(z)}{\Delta e_4} \quad e4(z) = \frac{[e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3)] - E_4(z)}{\Delta e_4}$$



— 19.34 hr
 1934.24 hr
 - - - 5802.7 hr
 - · - 38684.8 hr



VARIACIÓN DE LA ALTURA DEL SUELO CON EL TIEMPO

$$H_1 = \int_0^{z_1} E_1(z) dz + z_1 \quad H_2 = \int_0^{z_1} E_2(z) dz + z_1 \quad H_3 = \int_0^{z_1} E_3(z) dz + z_1 \quad H_4 = \int_0^{z_1} E_4(z) dz + z_1$$

$$H_1 = 122.66 \quad H_2 = 115.48 \quad H_3 = 112.49 \quad H_4 = 112.01$$

Altura del suelo para diferentes tiempos, en cm

$$H_{100} \approx (1 + 2.40) \cdot z_1 - \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot z_1^2$$

$$H_{100} = 112.08$$

Altura teórica final del sedimento para el 100% de consolidación, en cm

SOLUCIÓN ANALÍTICA PARA PRESIÓN DE PORO

$$\alpha = \frac{(\Delta p_4 \cdot 10)}{\Delta e_4}$$

$$\alpha = 12.1212$$

Constante que involucra la compresibilidad del suelo, en $1/m^2$

$$u_1(z) := \Delta p_4 \cdot 10 - \alpha \cdot [e_i - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3) - E_1(z)]$$

$$U_1(z) := \frac{u_1(z)}{\Delta p_4 \cdot 10}$$

$$u_2(z) := \Delta p_4 \cdot 10 - \alpha \cdot [e_i - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3) - E_2(z)]$$

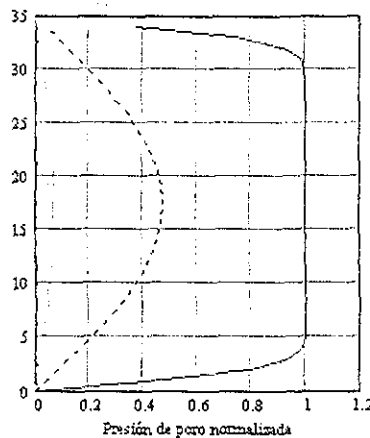
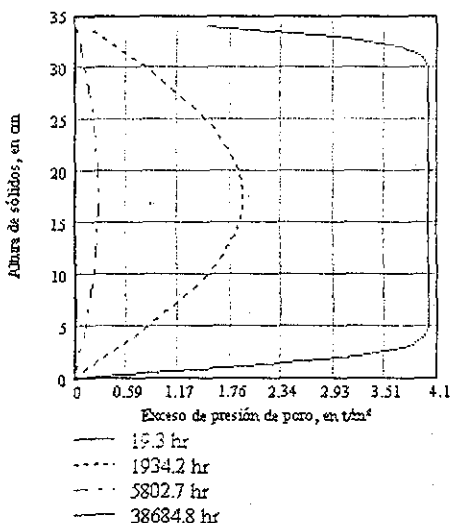
$$U_2(z) := \frac{u_2(z)}{\Delta p_4 \cdot 10}$$

$$u_3(z) := \Delta p_4 \cdot 10 - \alpha \cdot [e_i - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3) - E_3(z)]$$

$$U_3(z) := \frac{u_3(z)}{\Delta p_4 \cdot 10}$$

$$u_4(z) := \Delta p_4 \cdot 10 - \alpha \cdot [e_i - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3) - E_4(z)]$$

$$U_4(z) := \frac{u_4(z)}{\Delta p_4 \cdot 10}$$



Consolidación de un estrato normalmente consolidado; 5to incremento
 Lee y Sills (1981)

$$\Delta p_5 = 0.7$$

Incremento de presión, en kg/cm^2

$$\Delta e_5 = 0.174$$

Cambio total de la relación de vacíos, e ; uniforme con la profundidad (obtenido en la hoja Gibson et al.)

$$z = 0, 1 \dots z_1$$

Espesor variable de las partículas sólidas, medido hacia arriba

$$y(z) = \frac{z}{z_1}$$

Variable del espesor de las partículas normalizada

$$\beta = 0.01$$

Pendiente de la distribución de la relación de vacíos final, en $1/cm$

$$m(n) = (2 \cdot n + 1)$$

$$C_{r2} = 0.00019$$

Coefficiente de consolidación en cm^2/s , MEJOR AJUSTE

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

SOLUCIÓN ANALÍTICA PARA RELACIÓN DE VACÍOS

$$E_1(z) := e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3 + \Delta e_4) - \Delta e_5 \left[1 - \frac{4}{\pi} \sum_{n=0}^{200} \frac{\sin\left(\frac{n(n) \cdot \pi \cdot z}{z_1}\right)}{n(n)} \cdot e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot 0} \right]$$

$$E_2(z) := e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3 + \Delta e_4) - \Delta e_5 \left[1 - \frac{4}{\pi} \sum_{n=0}^{200} \frac{\sin\left(\frac{n(n) \cdot \pi \cdot z}{z_1}\right)}{n(n)} \cdot e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot T_1} \right]$$

$$E_3(z) := e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3 + \Delta e_4) - \Delta e_5 \left[1 - \frac{4}{\pi} \sum_{n=0}^{200} \frac{\sin\left(\frac{n(n) \cdot \pi \cdot z}{z_1}\right)}{n(n)} \cdot e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot T_2} \right]$$

$$E_4(z) := e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3 + \Delta e_4) - \Delta e_5 \left[1 - \frac{4}{\pi} \sum_{n=0}^{200} \frac{\sin\left(\frac{n(n) \cdot \pi \cdot z}{z_1}\right)}{n(n)} \cdot e^{-m(n)^2 \cdot \pi^2 \cdot T_3} \right]$$

$$t_1 := \frac{T_1 \cdot z_0^2}{C_{F2} \cdot 60 \cdot 60} \quad t_2 := \frac{T_2 \cdot z_0^2}{C_{F2} \cdot 60 \cdot 60} \quad t_3 := \frac{T_3 \cdot z_0^2}{C_{F2} \cdot 60 \cdot 60} \quad t_4 := \frac{T_4 \cdot z_0^2}{C_{F2} \cdot 60 \cdot 60}$$

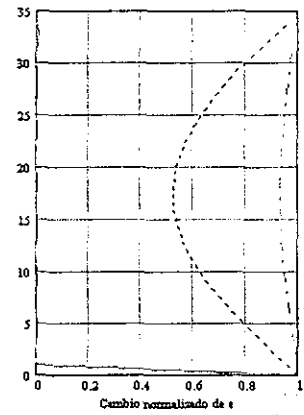
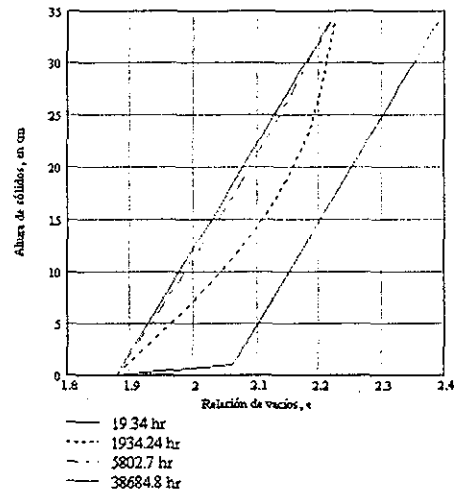
t1 = 25.45 t2 = 2545.05 t3 = 7635.16 t4 = 50901.06 Tiempo, en hr

$$e1(z) := \frac{[e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3 + \Delta e_4)] - E_1(z)}{\Delta e_5} \quad e2(z) := \frac{[e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3 + \Delta e_4)] - E_2(z)}{\Delta e_5}$$

Isóteras de relación de vacíos normalizadas

$$e3(z) := \frac{[e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3 + \Delta e_4)] - E_3(z)}{\Delta e_5} \quad e4(z) := \frac{[e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3 + \Delta e_4)] - E_4(z)}{\Delta e_5}$$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



VARIACIÓN DE LA ALTURA DEL SUELO CON EL TIEMPO

$$H_1 = \int_0^{z_1} E_1(z) dz + z_1 \quad H_2 = \int_0^{z_1} E_2(z) dz + z_1 \quad H_3 = \int_0^{z_1} E_3(z) dz + z_1 \quad H_4 = \int_0^{z_1} E_4(z) dz + z_1$$

$H_1 = 112.01 \quad H_2 = 107.79 \quad H_3 = 106.22 \quad H_4 = 105.97$

Altura del suelo para diferentes tiempos, en cm

$$H_{100} = (1 + E_4(z_1)) \cdot z_1 - \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot z_1^2$$

$H_{100} = 105.97$

Altura teórica final del sedimento para el 100% de consolidación, en cm

SOLUCIÓN ANALÍTICA PARA PRESIÓN DE PORO

$$\alpha := \frac{(\Delta p_5 \cdot 10)}{\Delta e_5}$$

$$\alpha = 40.2299$$

Constante que involucra la compresibilidad del suelo, en t/m²

$$u_1(z) := \Delta p_5 \cdot 10 - \alpha \cdot [e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3 + \Delta e_4) - E_1(z)]$$

$$U_1(z) := \frac{u_1(z)}{\Delta p_5 \cdot 10}$$

$$u_2(z) := \Delta p_5 \cdot 10 - \alpha \cdot [e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3 + \Delta e_4) - E_2(z)]$$

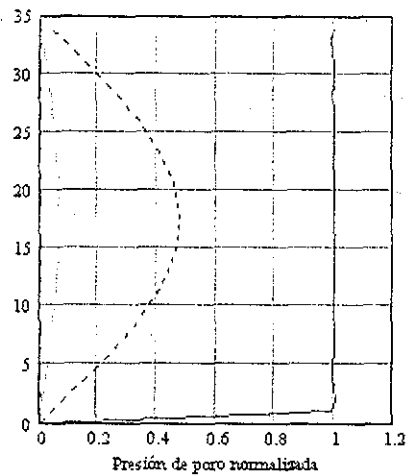
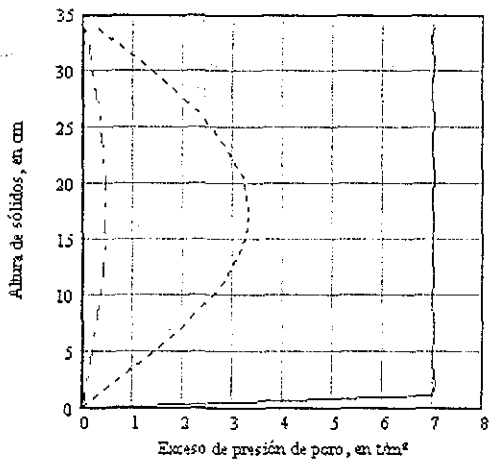
$$U_2(z) := \frac{u_2(z)}{\Delta p_5 \cdot 10}$$

$$u_3(z) := \Delta p_5 \cdot 10 - \alpha \cdot [e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3 + \Delta e_4) - E_3(z)]$$

$$U_3(z) := \frac{u_3(z)}{\Delta p_5 \cdot 10}$$

$$u_4(z) := \Delta p_5 \cdot 10 - \alpha \cdot [e_1 - \beta \cdot (z_0 - z) - (\Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3 + \Delta e_4) - E_4(z)]$$

$$U_4(z) := \frac{u_4(z)}{\Delta p_5 \cdot 10}$$



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

AGRADECIMIENTOS

Al director de esta tesis, M. en I. Manuel J. Mendoza y los sinodales, Dr. Miguel P. Romo, Dr. Gabriel Auvinet, Dr. Efraín Ovando y Dr. José Luis Rangel, por su dirección, comentarios y sugerencias que enriquecieron el contenido de este trabajo.

A Oscar Luna y José Luis Rangel, amigos de muchas empresas, compañeros de la academia, el café, las discusiones, los proyectos, las reflexiones, las risas, las razones y sin razones de la vida... Gracias.

A mis amigos del Instituto de ingeniería, quienes han enriquecido invaluablemente esta institución: Marcos Orozco, Juan Félix Rodríguez, Juan Carlos Carvajal, Norma Patricia López, Jorge Sánchez, Axel Ramírez, Moisés Juárez, Gabriel Martínez, Osvaldo Flores, Javier Franco, German Aguilar, Arturo Paz.

A Ernesto Fuerte, María Luisa Equihua y Valentín Castellanos, por los tiempos compartidos en el aula y fuera de ella, gracias.

Al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, por el apoyo económico y la formación profesional. Gracias.

Agradezco al Instituto Mexicano del Petróleo, IMP, quien aportó los recursos materiales para desarrollar el estudio sobre el comportamiento de plataformas marinas piloteadas en la Sonda de Campeche, del cual se deriva este trabajo de tesis.

Por el apoyo económico brindado durante parte de la maestría, al Consejo Nacional para Ciencia y la Tecnología, CONACYT. Gracias.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN