

01163 2

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**EVALUACIÓN DE LAS PROPIEDADES GEOTÉCNICAS
DEL SITIO SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y
TRANSPORTES (SCT) A 15 AÑOS DEL SISMO DE
1985**

FRANCISCO JAVIER FRANCO CASAS

TESIS

Presentada a la División de Estudios de Posgrado de la Facultad
de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México,
como requisito para obtener el grado de

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(MECÁNICA DE SUELOS)**

DIRECTOR DE TESIS:
DR VÍCTOR MANUEL TABOADA URTUZUÁSTEGUI

MÉXICO, D.F., CIUDAD UNIVERSITARIA
JUNIO DE 2002

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

RESUMEN

En el año de 1985 ocurrió el sismo más importante que haya sacudido el valle de la ciudad de México; sus efectos dañinos pusieron en evidencia, dejó ver la carencia sobre información geotécnica, tanto en propiedades índice, mecánicas y dinámicas. Esto propició el inicio de un intenso programa de investigación en la ciudad de México, por parte de varias instituciones de investigación entre ellas el Instituto de Ingeniería, UNAM (Romo y Jaime, 1986), lo que permitió un avance significativo en el conocimiento del comportamiento estático y dinámico de las arcillas de la ciudad de México. En este trabajo se trata de correlacionar la información producida en el año siguiente a 1985, con el fin de evaluar cuánto han cambiado las propiedades de la arcilla en el transcurso de 15 años, debido al abatimiento piezométrico por la extracción de agua en los acuíferos del valle de México.

En este trabajo se escogió un sitio localizado en la zona más afectada por el sismo de 1985: la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), ubicada en avenida Universidad y calle Xola. Ahí se tienen sondeos con muestreo continuo hasta 40 m, realizados en 1985 y el 2000. En estas dos fechas también se realizaron ensayos de campo junto a los sondeos con muestreo continuo y los acelerómetros instalados en la superficie del terreno. Tales ensayos incluyeron sondeos de cono eléctrico para obtener la resistencia de punta, q_c , y de sonda suspendida para medir las velocidades de propagación de ondas de cortante, V_s , y compresión, V_p . En el laboratorio se realizaron ensayos para determinar las propiedades índice; se hicieron pruebas mecánicas, como ensayos triaxiales UU y CU, de los cuales se obtuvieron curvas esfuerzo-deformación, de presión de poro-deformación axial, trayectorias de esfuerzos totales y efectivos, se calculó la línea de estado crítico y algunos de sus parámetros sin realizar el modelado. Así mismo, se realizaron pruebas de consolidación unidimensional para obtener el esfuerzo de preconsolidación. Los resultados obtenidos de todos estos ensayos se compararon con los realizados en 1986 con el mismo fin de evaluar el efecto del tiempo en las propiedades de la arcilla del valle de México.

Se llega a la conclusión y se demuestra con ensayos de campo y laboratorio cómo las propiedades índice, mecánicas y dinámicas están evolucionando día a día como consecuencia de los abatimientos en sus mantos freáticos. Con esto se demuestra que el subsuelo de la ciudad de México está cambiando con el tiempo y no se puede decir que es invariable en sus propiedades geotécnicas. Las partes más afectadas de la arcilla estudiada (sitio SCT) son en sus depósitos más profundos (adyacente a la primera capa dura) y en la parte más superficial (costra superficial).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

DEDICATORIA

Dedicada esta tesis a mi madre con todo el amor que nos ha inculcado como personas:

Maria Ocotlan Casas Reyes de Franco

Por ser una madre singular que nos ha enseñado a ver las cosas con empeño y dedicación, y por darnos la oportunidad de existir en este mundo y guiarnos inteligentemente para vencer las adversidades que se nos presentan día con día.

A mi Papá Agustín Franco Juárez

Por enseñarme a trabajar con empeño, valentía y ser una persona provecho, de bien y ser fuertes para tener éxito ante las adversidades cotidianas de mi vida.

A mis hermanos Jorge y Agustín

Por guiarme y enseñarme los caminos a seguir desde mi infancia hasta mi vida profesional

A mis hermanas, Elena, Leticia, Ana, Nora y Araceli

Por su apoyo y consejos como hermanas ante las adversidades cotidianas en nuestras vidas

A mis Cuñados y Cuñadas, Julián, Saúl y Julio César, Angélica, Noemí; todos mis sobrinos, Julián, Antonio, Emely; Carolina, Pamela, Alejandra; Catalina del Roció, José Agustín; Michelle, Verónica, Jorge Augusto. Por formar parte de la familia Franco Casas y compartir con nosotros todas nuestras dichas y sin sabores del diario de nuestras vidas

A todos ellos gracias por todo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

AGRADECIMIENTOS

A mi asesor:

Dr. Víctor Manuel Taboada Urtuzuástegui

Antes que nada por la gran amistad brindada primero como amigo, después como maestro en mis estudios de Posgrado y tutor de esta tesis; por tu confianza a mi persona, apoyo incondicional y consejos que me ayudaron a tener motivación siempre para terminar y que recordaré siempre en mi vida profesional; sinceramente muchas gracias por tu amistad y confianza

A los profesores:

Dr. José Raúl Flores Berrones

Dr. Miguel P. Romo Organista

Dr. Xiangyue Li Liu

M. en I. Carlos E. Gutiérrez Sarmiento

Por los comentarios, consejos y las recomendaciones proporcionadas para mejorar este trabajo, así como por el tiempo dedicado a la revisión del mismo.

A CONACYT por la beca-crédito otorgada para la realización de mi maestría, así como al instituto de Ingeniería, UNAM.

Y muy en especial al M. en I. Carlos E. Gutiérrez Sarmiento por la beca proporcionada incondicionalmente para la culminación de esta tesis.

A TGC Geotecnia: En específico al Ing. Enrique Santoyo y Elvira León por el apoyo prestado a la realización de los ensayos de campo y las instalaciones de su laboratorio

A Ricardo Martínez Vargas y María Nelly Segura González por su apoyo muy profesional en laboratorio para la realización de parte de los ensayos índice.

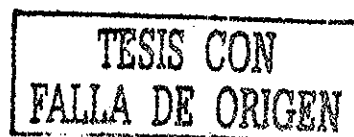
A los laboratoristas del Instituto de Ingeniería: Aguilar Ramírez Germán, Carrizosa Elisondo Jaime, Hernández Lemus F. Javier por su apoyo y guía durante mis ensayos triaxiales de esta tesis.

A los compañeros por sus sabios comentarios y sugerencias a este trabajo muy en especial a:

Flores Castellón Osvaldo, Hernán Martínez, López Flores Luis.

A mis compañeros de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería y del Instituto de Ingeniería, UNAM.

Aldama Bustos Guillermo, Ambrosio Luna Ulises, Ardila Carlos Daniel, Botero Jaramillo Eduardo, Castellanos Hernández Enrique, Cerrud González Yesenia del Carmen, Echeverri Ramírez Gloria Elena, Germán Cano Martín, Hernández Martínez Francisco, Ibarra Juan Manuel, Ibarra Razo Enrique, Jerónimo Rodríguez Felipe de Jesús, Jiménez Meléndrez Francisco, López Flores Luis, Luna Callejas Oscar, Martínez Ramírez Gabriel, Nava Muguiró Hector Alejandro, Ramírez Ramírez Axel, Rangel Núñez José Luis, Rodríguez Juan Feliz, Sandoval Adonai, Talonia Vargas Ulises, Villegas Rodríguez Francisco.



NOTACIÓN

a_v	Coeficiente de compresibilidad
B	Parámetro de saturación de Skempton
$^{\circ}\text{C}$	Grados centígrados
c_a	Cohesión aparente
cm	Centímetros
C_v	Coeficiente de consolidación
C_c	Índice de compresibilidad
CU	Prueba triaxial consolidada no drenada
e	Relación de vacíos
E	Módulo de elasticidad de Young, dinámico
E_i	Módulo tangente inicial
E_{50}	Módulo tangente inicial al 50 %
F_s	Fricción del fuste del cono eléctrico
G	Módulo de rigidez al cortante
G_s	Densidad de sólidos
G_w	Grado de saturación
G_{wi}	Grado de saturación inicial
Hz	Hertz
k	Coeficiente de permeabilidad
m	Metro
m_v	Módulo de compresibilidad volumétrica
M	Pendiente de la línea de estado crítico
N	Volumen específico del suelo consolidado isotrópicamente a presión unitaria
NAF	Nivel de aguas freáticas
p', σ'_{oct}	Esfuerzo octaédrico efectivo
p'_e	Presión equivalente efectiva
PI	Índice de plasticidad
q, σ_d	Esfuerzo desviador
q_c	Resistencia de punta de cono eléctrico
q_u	Resistencia no drenada
rpm	Revoluciones por minuto
s	Segundos
SUCS	Sistema unificado de clasificación de suelos
T_v	Factor tiempo
t_{50}	Tiempo al 50 % de consolidación
t_{90}	Tiempo al 90 % de consolidación
u	Presión de poro
UU	Prueba triaxial no consolidada no drenada
v	Volumen específico
V_s	Velocidad de onda de cortante
V_p	Velocidad de onda de compresión
V_a	Volumen de aire
V_s	Volumen de sólidos
V_w	Volumen de agua
w	Contenido de agua
W	Peso
W_a	Peso del aire
w_L	Límite líquido
w_p	Límite plástico
W_s	Peso de los sólidos
W_w	Peso del agua

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

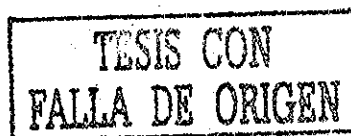
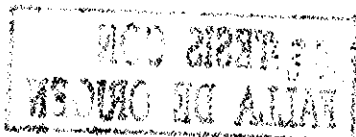
z	Profundidad
δ	Asentamiento
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Esfuerzos principales
σ_d	Esfuerzo desviador
σ'_{oct}	Esfuerzo octaédrico efectivo
σ'_{pc}	Esfuerzo de preconsolidación
λ	Relación de amortiguamiento
ε_a	Deformación axial
ε_x	Deformación vertical
ε_y	Deformación horizontal
ε_f	Deformación axial final
ω	Frecuencia angular
γ_n	Peso volumétrico natural
γ_i	Peso volumétrico inicial
γ_s	Peso volumétrico saturado
γ_d	Peso volumétrico seco
σ_c	Esfuerzo de confinamiento
ϕ	Diámetro de probeta
θ	Angulo de fricción
τ	Esfuerzo cortante
$\tau_{m\acute{a}x}$	Esfuerzo cortante máximo
Δu	Incremento de presión de poro
$\Delta \sigma_c$	Incremento de esfuerzo de confinamiento
λ	Pendiente de la curva de compresibilidad
Γ	Volumen específico del suelo en el estado crítico a presión unitaria



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

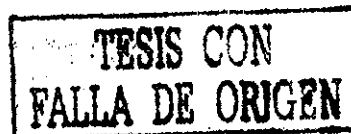
ÍNDICE

RESUMEN	i
DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
NOTACIÓN	iiii
1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 Objetivos	2
1.2 Alcances	2
1.3 Antecedentes	3
1.4 Contenido de la tesis	4
2 GEOLOGÍA Y ESTRATIGRAFÍA DE LA CUENCA DEL VALLE DE MÉXICO	5
2.1 Geología	5
2.1.1 Formación de depósitos lacustres	5
2.2 Estratigrafía típica	10
2.3 Zonificación del valle de México	12
3 INVESTIGACIÓN DE CAMPO	17
3.1 Exploración y muestreo en el sitio	17
3.2 Obtención de muestras	27
3.3 Sondeo con cono eléctrico	23
3.3.1 Descripción del cono eléctrico utilizado	23
3.3.2 Perfil de resistencia de punta, q_c , (año 2000)	25
3.4 Sonda suspendida	27
3.4.1 Descripción del equipo utilizado	27
3.4.2 Perfil de velocidad de onda de V_s y V_p , (año 2000)	31
4 INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO	33
4.1 Ensayes de laboratorio	33
4.2 Ensayes índice	34
4.3 Ensayes mecánicos	38
5 ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS	77
5.1 Perfil de contenido de agua	77
5.2 Perfil de índices de plasticidad	79
5.3 Perfil de resistencia de punta, q_c , (cono eléctrico)	82
5.4 Perfil de velocidad de onda (sonda suspendida)	84
5.5 Graficas de triaxiales UU	87
5.6 Graficas de triaxiales CU	93
5.7 Graficas de compresibilidad	95
6 CONCLUSIONES	101
REFERENCIAS	



ANEXOS

A	CONO ELÉCTRICO	A-1
	A-1 Interpretación de los resultados	A-1
	A-1.1 Determinación de la resistencia de punta q_c	A-1
	A-1.2 Identificación indirecta de los suelos	A-1
	A-1.3 Parámetros de resistencia de suelos cohesivos	A-1
	A-2 Medición indirecta de resistencia no drenada	A-3
	A-2.1 Relaciones $q_c - s_u$	A-3
	A-2.2 Variables que afectan la resistencia de punta, q_c	A-3
	A-3 Ejecución del sondeo de cono eléctrico	A-5
	A-3.1 Equipo necesario	A-7
	A-3.1.1 Sistema electrónico	A-7
	A-3.1.2 Sistema para el hincado	A-7
	A-3.1.3 Accesorios de conexión	A-7
	A-3.1.4 Ejecución y control	A-9
	A-3.2 Ventajas y desventajas del cono eléctrico	A-10
B	MÉTODOS ALTERNATIVOS DE MEDICIÓN DE VELOCIDAD DE ONDA USANDO POZOS	B-1
	B-1 Tipos de ondas	B-1
	B-2 Utilidad de los parámetros	B-3
	B-3 Tipos de ensayos	B-4
	B-3.1 Refracción sísmica	B-5
	B-3.2 Ensaye en pozos	B-6
	B-3.2.1 Pozos cruzados (Cross-hole)	B-6
	B-3.2.2 Pozo arriba (Up-hole)	B-8
	B-3.2.3 Pozo abajo (Down-hole)	B-9
	B-4 Aplicaciones de la sonda suspendida en México	B-9
C	PROPIEDADES ÍNDICE Y MECÁNICAS	C-1
	C-1 Propiedades índice	C-1
	C-1.1 Relaciones volumétricas	C-1
	C-1.2 Relaciones gravimétricas	C-2
	C-1.3 Consistencia	C-2
	C-1.4 Sensitividad	C-3
	C-2 Propiedades mecánicas	C-3
	C-2.1 Permeabilidad	C-3
	C-2.2 Esfuerzos en la masa de un suelo saturado	C-3
	C-2.3 Compresibilidad	C-3
	C-2.4 Resistencia al esfuerzo cortante	C-6
D	PRUEBA TRIAXIAL UU	D-1
E	PRUEBA TRIAXIAL CU	E-1
F	MONTAJE DE LA PRUEBA TRIAXIAL CU	F-1
	F-1 Preparación de la cámara triaxial	F-1
	F-2 Montaje	F-1
	F-3 Llenado de la bureta	F-2
	F-4 Saturación por contrapresión	F-2
	F-5 B de Skempton	F-2
	F-6 Consolidación	F-2
	F-7 Etapa de falla (deformación controlada)	F-3
	F-8 Desmontaje de la probeta	F-3
G	LA TEORÍA DE ESTADO CRÍTICO	G-1
	G-1 La teoría de estado crítico	G-1
	G-2 Criterio de falla	G-2



CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Una de las metas de los ingenieros geotecnistas es conocer y predecir el comportamiento y las propiedades de los suelos ante diferentes sollicitaciones, estáticas y dinámicas, pudiendo así diseñar con mayor confiabilidad y a un costo razonable las estructuras. Para esto, se han realizado numerosas investigaciones, tanto teóricas como experimentales, para entender mejor el comportamiento de los suelos. Estos estudios, conjuntados a lo largo del tiempo, van integrando una base de conocimientos que influyen favorablemente en el diseño de las obras térrreas

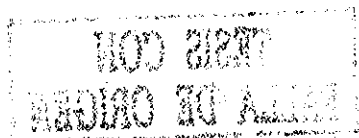
En la planicie lacustre del valle de México, los problemas geotécnicos derivan de la alta compresibilidad y la baja resistencia al corte de las arcillas, mientras que en las serranías circundantes, los problemas que pueden encontrarse son la presencia de cavidades y galerías subterráneas debidas a los derrames de lava al sur de la ciudad y a las minas de arena al poniente de ésta, respectivamente. Por último, se presenta una faja de transición en la que se alternan acarreos arenosos con arcilla de origen lacustre, además de abanicos aluviales producto de las diversas corrientes fluviales que nacían en las serranías que circundan al valle y que quedaron sepultadas

Buena parte del agua potable para la ciudad de México se extrae por bombeo de los acuíferos de su subsuelo; esto ha producido abatimientos piezométricos de consideración, provocando incrementos de esfuerzos efectivos en los depósitos del suelo que se traducen en consolidación de los estratos de arcilla, lo cual a su vez da origen al hundimiento regional y agrietamiento tanto de las formaciones lacustre como aluvial de la región (Esto ocurre por el hecho de tener diversos abatimientos, diferencias importantes en la compresibilidad y espesor de los estratos compresibles a través del valle, dando como resultado el desarrollo de estados de tensión en las superficie del terreno que a su vez le provocan agrietamientos).

La actividad sísmica que afecta a la ciudad de México se debe a que la Republica Mexicana se encuentra situada en la zona de influencia del cinturón circumpacífico. Estos son lugares geográficos con la máxima actividad sísmica en el mundo. La naturaleza del subsuelo lacustre de la planicie del valle de México provoca grandes amplificaciones de los movimientos sísmicos, a pesar de que las fuentes de temblores principales se encuentran a una distancia considerable (entre 300 y 400 km)

En la actualidad se tiene un conocimiento muy amplio de las características índice, mecánicas y dinámicas de la estratigrafía del valle de México, quedando aún por estudiar más la zona de Xochimilco-Chalco; este importante conocimiento ha sido resultado del trabajo y esfuerzo de varios investigadores, entre los que destacan, Bryan, Arellano, Carrillo, Zeevaert, Marsal, Mazari, Alberro, Romo, Ovando y Jaime entre otros. En los últimos años, el conocimiento acerca de las características dinámicas de los suelos arcillosos del valle, así como el de su respuesta sísmica, se ha incrementado

En esta tesis se presenta la información obtenida a partir de la exploración, y ensayos de campo y de laboratorio realizados en el sitio SCT, de acuerdo con los objetivos planteados a continuación.



1.1 Objetivos

Los dos objetivos principales de esta investigación son conocer y comparar la variación con el tiempo de las características índice, mecánicas y dinámicas del suelo en el sitio SCT a 15 años del sismo del 19 de septiembre de 1985, debido al hundimiento regional producido por el continuo abatimiento de sus mantos freáticos en el valle de la ciudad de México. Esta comparación puntual del sitio SCT se realizó usando los resultados de pruebas de campo y laboratorio llevadas a cabo entre septiembre de 2000 y enero de 2002 realizados por el suscrito, y los obtenidos en este sitio poco después de los sismos de 1985 por Jaime, Romo y Ovando.

Para cumplir con los objetivos principales se realizaron los trabajos siguientes en campo y laboratorio con muestras del sitio SCT:

Evaluar a partir de pruebas de campo y laboratorio:

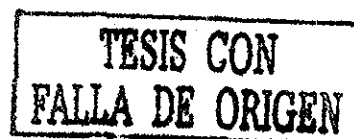
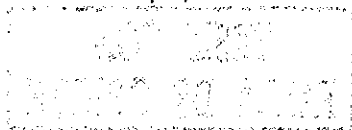
1. La resistencia de punta q_c , obtenida con cono eléctrico.
2. La velocidad de onda de cortante V_s , y de compresión V_p , usando sonda suspendida.
3. Las propiedades índice como pesos volumétricos, contenido de agua, índice de plasticidad y relación de vacíos
4. El esfuerzo de preconsolidación σ'_{pc} a partir de la prueba de consolidación unidimensional a diferentes profundidades
5. Propiedades mecánicas como:
 - Resistencia no drenada q_u en pruebas triaxiales estáticas rápidas, UU.
 - Resistencia en pruebas triaxiales estáticas consolidadas no drenadas, CU midiendo presión de poro para obtener las trayectorias de esfuerzos efectivos y totales.
6. Obtener los parámetros y la línea del estado crítico
7. El efecto del hundimiento en el valle producido por bombeo en los ensayos de campo y laboratorio realizados en el sitio SCT entre los años de 1986 y 2000.

1.2 Alcances

Toda tesis debe aportar algo al alumno que la realiza y avanzar el conocimiento sobre el tema de investigación. Para garantizar esto último, es conveniente que el trabajo de investigación forme parte de un programa de investigación más amplio y así eficientar los recursos (limitados) disponibles.

Atendiendo a esto, el tema de la presente tesis es parte de una línea de investigación sobre el efecto en el comportamiento geotécnico de los depósitos de arcilla producidos por el hundimiento regional del valle de México ante el abatimiento piezométrico de los acuíferos producidos por bombeo en los estratos arenosos. En esta investigación se eligió el sitio de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte SCT (fig 2.6), en donde el sismo de 1985 ocasionó grandes daños y se observaron las mayores amplificaciones de los movimientos sísmicos en la zona metropolitana de la ciudad de México

Se investiga cómo el hundimiento regional producido por el abatimiento piezométrico en la ciudad de México influye en las propiedades índice y mecánicas a partir de pruebas de laboratorio y campo. También se investiga cómo sus propiedades dinámicas, a partir de las pruebas de campo, han cambiando.



En este trabajo se estudian las siguientes propiedades de las arcillas del valle de México: el nivel de aguas freáticas, NAF; el contenido de agua, w ; el índice de plasticidad, PI; el peso volumétrico natural, γ_n ; el esfuerzo de preconsolidación, σ'_{pc} ; el módulo de compresibilidad volumétrica, m_v ; el coeficiente de consolidación, c_v y el coeficiente de permeabilidad, k . La resistencia no drenada, q_u ; el comportamiento esfuerzo-deformación, σ - ϵ , y las envolventes de falla en términos de esfuerzos totales en pruebas UU y CU; la trayectoria de esfuerzo efectivos, p' - q y las envolventes de falla en términos de esfuerzos efectivos a partir de pruebas CU; la resistencia de punta, q_c con cono eléctrico; el módulo de rigidez al cortante, G ; el módulo de Young, E ; y la relación de Poisson, ν , obtenidos a partir de la velocidad de onda de cortante, V_s , y compresión, V_p , usando sonda suspendida en campo. Posteriormente, estas propiedades se comparan con las obtenidas en el año de 1986 (Jaime, Romo y Ovando, 1986).

Conviene hacer notar que debido a la naturaleza y cantidad de información con que se cuenta del valle de México las conclusiones derivadas de este trabajo sólo son aplicables al sitio SCT, por lo que la extrapolación y generalización de los resultados en la arcilla a otros sitios del mismo valle de México en general no es válida; esto sólo será posible después de ampliar la investigación a los sitios de interés, porque desde el punto de vista práctico no en todo el valle de México se tiene los mismos cambios en la arcilla debido a sus abatimientos piezométricos.

1.3 Antecedentes

El hundimiento regional del valle de México fue estudiado a fines del siglo pasado por Téllez Pizarro (1899) Roberto Gayol, en 1925, informa a la Sociedad de Ingenieros y Arquitectos de México que la ciudad se está hundiendo y que la causa probable es la perturbación "que en el fondo del valle de México ha producido el drenaje de las aguas del subsuelo" Fundamenta su afirmación en nivelaciones realizadas en la zona céntrica de la ciudad y en el lago de Texcoco. En esta época se debatía que la diferencia de niveles entre la ciudad y el lago se debía al azolvamiento de este último.

José A Cuevas, entre los años 1920 y 1930 (citado por Zeevaert, 1973), fue continuador de las ideas de R. Gayol y propone a Nabor Carrillo estudiar la influencia de la explotación de pozos para agua, en el hundimiento.

Nabor Carrillo (1947) explicó el hundimiento empleando técnicas de la naciente mecánica de suelos y señaló como causa de la consolidación de las arcillas al incremento de esfuerzos efectivos provocados por la disminución de la presión de agua intersticial del subsuelo.

El estudio sistemático del subsuelo, la correlación de bancos de nivel y las primeras mediciones piezométricas efectuadas por Raúl Sandoval, Fernando Hiriart y Raúl J. Marsal, permitieron en 1952 corroborar los hallazgos de Nabor Carrillo. A esta información se agregan las investigaciones de Leonardo Zeevaert y la Comisión Hidrológica de la Cuenca del valle de México (CHCVM, SRH), la cual desde 1953 realiza periódicamente nivelaciones y mediciones piezométricas.

Hace más de un siglo se dio entonces el inicio a un proceso continuo de investigación juiciosa y profesional, sobre las características geológicas y geotécnicas del valle de México. Resaltan los trabajos de Zeevaert (1953), Marsal y Mazari (1959), y en los años subsiguientes las diferentes reuniones nacionales de mecánica de suelos. Después de septiembre de 1985, se incrementó el esfuerzo en la investigación geotécnica en la ciudad de México, y particularmente en lo relacionado con el comportamiento dinámico de la arcilla. Se ejecutaron innumerables campañas de exploración y ensayos de laboratorio, permitiendo aumentar tanto el

acervo de información geotécnica disponible en propiedades índice y mecánicas (estáticas y dinámicas) así como el número de sitios instrumentados (arreglos de acelerómetros en pozos, estaciones acelerográficas de superficie, monitoreo de asentamientos regionales y monitoreo de abatimientos piezométricos).

Gracias a esfuerzos recientes por realizar campañas adicionales de exploración, muestreo y ensayos en algunos de los sitios que habían sido explorados 15 años atrás, es posible analizar el efecto de los abatimientos piezométricos regionales y el consecuente hundimiento regional en el comportamiento estático y dinámico de la arcilla del valle de México, y predecir su comportamiento

1.4 Contenido de la tesis

En el **capítulo 1** se hace una introducción al tema, mencionando las características del subsuelo del valle de México, así como el hundimiento regional en la ciudad de México; también se menciona brevemente la sismicidad del valle de México

En el **capítulo 2** se da una descripción de la geología del valle de México, así como la formación de los depósitos lacustres. También se presenta la estratigrafía idealizada por Mooser, se presenta una breve reseña de la zonificación del valle y la actual zonificación más detallada.

En el **capítulo 3** se describen los trabajos de campo realizados en el sitio estudiado, la exploración, la forma y metodología de la obtención de las muestras; se da una breve descripción del cono eléctrico y la sonda suspendida, presentándose los perfiles obtenidos de su aplicación.

En el **capítulo 4** se describen los ensayos realizados en laboratorio, el programa de ensayos de los mismos, se presentan los resultados obtenidos de las pruebas índice, así como su contenido de agua, relación de vacíos, índice de plasticidad, densidad de sólidos, pesos volumétricos y grado de saturación; también se presentan las pruebas mecánicas realizadas (entre ellas: pruebas triaxiales UU y CU, así como las consolidaciones unidimensionales); se describe el equipo utilizado y características de operación, se hace la presentación e interpretación de resultados de los ensayos realizados

En el **capítulo 5** se hace una comparación de resultados obtenidos de las pruebas llevadas a cabo en 1986 (Jaime, Romo y Ovando) en campo y laboratorio, con los resultados obtenidos del mismo sitio en el año 2000. Se comparan los niveles de aguas freáticas NAF, el contenido de agua w , el índice de plasticidad I_p , la resistencia de punta q_c de cono eléctrico, la variación de la velocidad de onda de cortante V_s y de compresión V_p . También se presenta (a partir de la velocidad de onda de cortante) cómo varía el módulo de rigidez, G , de Young, E , y la relación de Poisson, ν ; se compara la resistencia no drenada y las envolventes de falla en círculos de Mohr a partir de ensayos UU en términos de esfuerzos totales; así también la resistencia no drenada y ángulos de fricción interna a partir de las envolventes de falla en círculos de Mohr de los ensayos CU en términos de esfuerzos totales; finalmente, se comparan los esfuerzos de preconsolidación.

En el **capítulo 6** se dan y se enumeran las conclusiones a partir de las comparaciones realizadas de los datos y resultados obtenidos en esta investigación en el sitio estudiado, así como las recomendaciones finales ante el hundimiento regional por el abatimiento piezométrico en el valle de México.

CAPÍTULO 2

GEOLOGÍA Y ESTRATIGRAFÍA DE LA CUENCA DEL VALLE DE MÉXICO

2.1 Geología

En 1985, Federico Mooser concluyó que la cuenca del valle de México tiene gran similitud a una "gran presa azolvada", esto debido a que antes del Pleistoceno los ríos desembocaban en el valle, drenando con dirección Sur, hacia el Amacuzac, por dos profundas cañadas que pasaban por las ciudades de Cuautla y Cuernavaca. Por otra parte, a fines del Plioceno, se produjeron fracturas orientadas predominantemente en dirección O-E, contiguas a la ciudad de Puebla y al Sur de Toluca, por las que tuvieron acceso grandes efusiones de basalto que construyeron la Sierra de Chichinautzin; de acuerdo con mediciones paleomagnéticas, dichas erupciones ocurrieron en los últimos 700,000 años. La **fig 2.1** muestra, a grandes rasgos, la geología superficial interpretada por **Mooser (1985)**. Nótese que el valle de México está delimitado por las sierras de Pachuca, Tepetzotlán, Guadalupe, Atlachique y Tepozán hacia el Norte, formadas a fines del Mioceno. Durante el Plioceno Inferior se originaron las sierras de Las Cruces y Nevada, al Oeste y Este respectivamente, caracterizadas por una actividad extraordinaria de la que es testigo la formación Tarango de este valle, constituida por piroclásticos depositados al pie de esas sierras.

Las efusiones localizadas entre el Popocatepetl y la Sierra de Zempoala, transformaron el valle en una cuenca cerrada; por esa razón, se acumuló el agua en varios lagos, y los ríos que descendían de las sierras circundantes depositaron, en potentes conos de deyección, materiales muy diversos al confluir a dichos lagos (**fig 2.1**). Simultáneamente, la parte central de la cuenca se fue llenando con acarreos limo-arenosos, emisiones de cenizas y pómez provenientes de los volcanes del Sur. En la cuenca se han identificado 120 conos cineríticos. Finalmente, en la época glacial de los últimos 100,000 años, de alta pluviosidad, la masa de agua se extendió en las partes bajas llegando a formar un solo lago.

2.1.1 Formación de depósitos lacustres

Los suelos arcillosos blandos son consecuencia del proceso de depósito y alteración fisicoquímica de los materiales eólicos, aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática; el proceso sufrió largas interrupciones durante los períodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajó y se formaron costras endurecidas producidas por deshidratación o por evaporación a la intemperie. Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica, que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas; eventualmente, en los períodos de sequía, ocurrían también erupciones volcánicas, que ayudaron a formar costras duras cubiertas por arenas volcánicas (**Mooser, 1985**).

El proceso descrito formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros, constituidos por limos y arcillas arenosas, por costras secas y por arenas basálticas o pumíticas, producto de las emisiones volcánicas (**Mooser, 1985**).

Los espesores de las costras duras producidas por deshidratación a causa de la acción solar han tenido cambios graduales debido a las condiciones topográficas del fondo del lago; hoy en día su mayor espesor está en las orillas de la zona lacustre y pierde importancia, y aún llegan a

**TEJIS CON
FALLA DE ORIGEN**

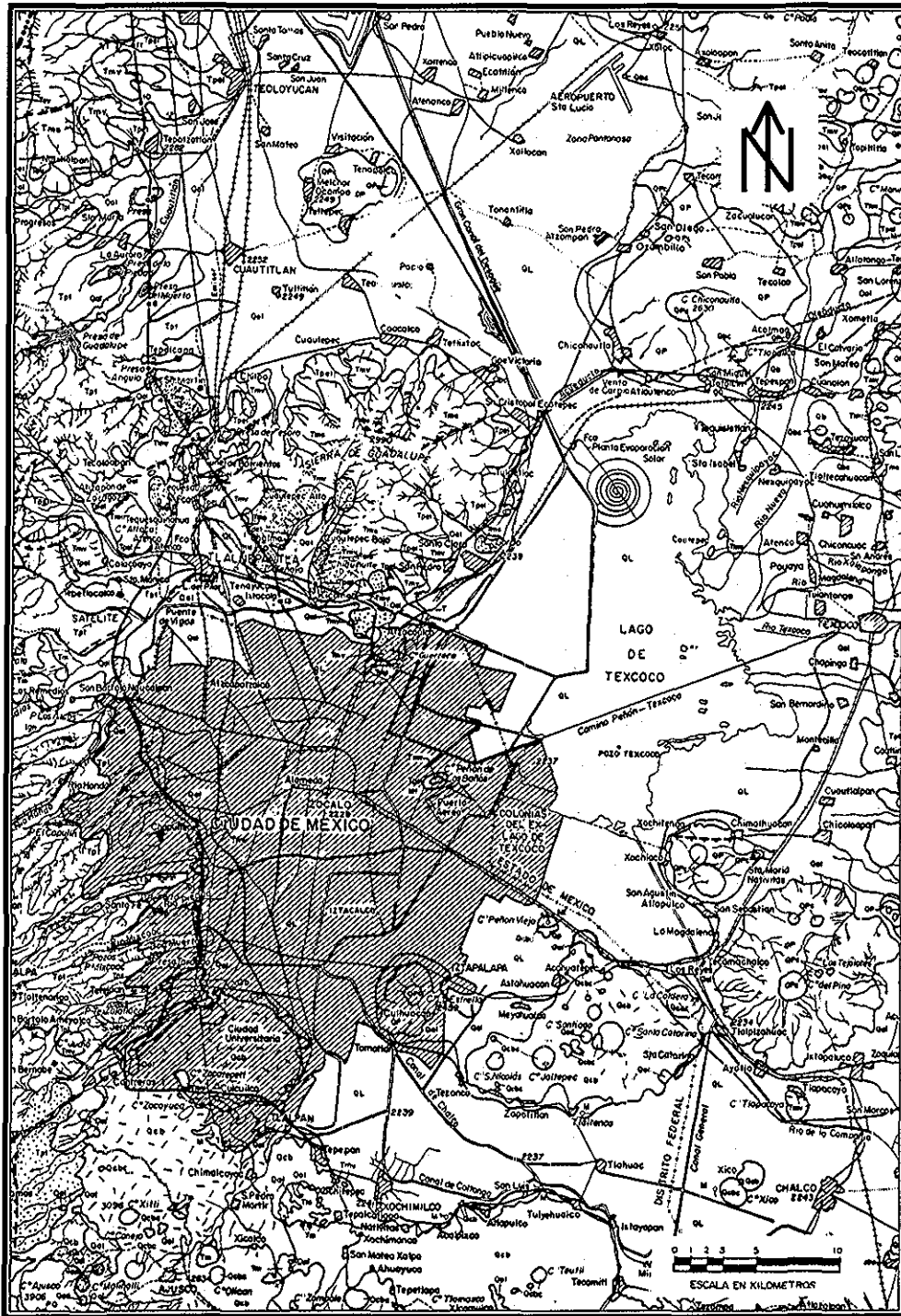


Figura 2.1 Geología superficial del valle de México (Mooser, 1974)

desaparecer, al centro del mismo. Esto último se observa en el vaso del antiguo Lago de Texcoco, mostrando que esta región tuvo escasos y breves períodos de sequía.

Los depósitos de la planicie del valle de México son los que comúnmente se conocen como "depósitos de lago". Hay que señalar que ello solamente es válido y correcto para ciertos tiempos geológicos con condiciones climáticas que propiciaban la existencia de un lago. En la

cuenca cerrada podía existir un lago cuando las lluvias superaban a la evapo-transpiración; en ocasiones este lago desaparecía cuando dicha evapo-transpiración superaba a las lluvias.

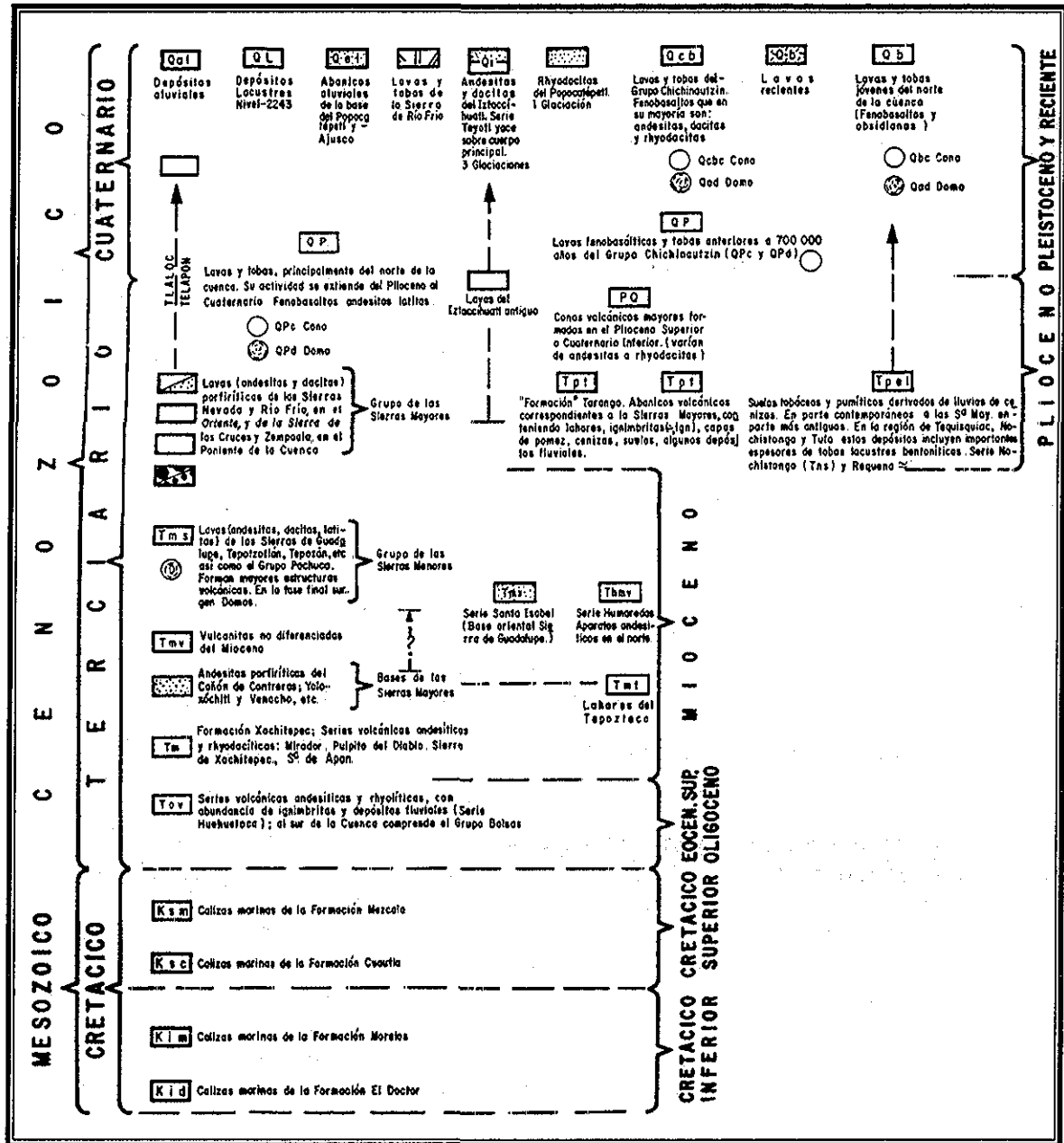


Figura 2.1a Simbología de la geología superficial (Mooser, 1974)

Obviamente, el factor que dominaba dicho equilibrio era la temperatura ambiental; si el clima se enfriaba, se formaba un lago; si se calentaba, el lago disminuía, e incluso desaparecía. Como consecuencia de lo anterior, se presentaron transgresiones y regresiones lacustres. El resultado práctico de esta alternancia fue la depositación de arcillas o formación de suelos blandos. El lago persistía durante las épocas de calor (sequía) en las partes centrales de la cuenca, continuando de esta forma la depositación de arcillas lacustres. En cambio, en las partes marginales (transición) ocurría lo contrario, donde las arcillas lacustres se intercalaban frecuentemente con suelos de pradera (Mooser, 1985).

LIBRERO DE ALIANZA

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

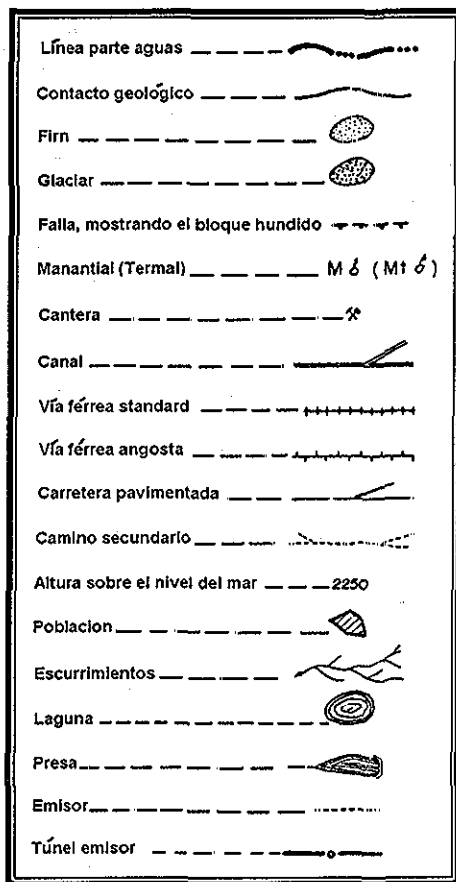
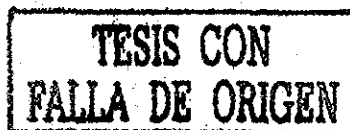
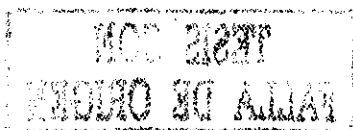
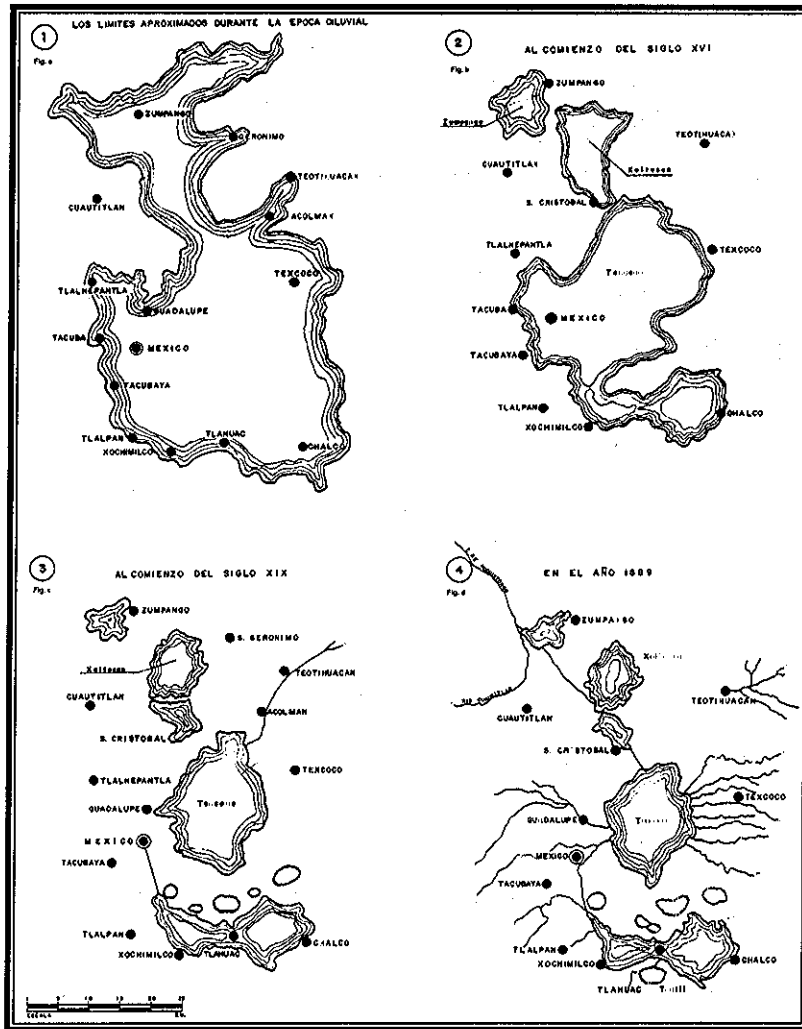


Figura 2.1b Simbología de la geología superficial (Mooser, 1974)

Teniendo presente los conceptos geológicos, litológicos y de temperatura expuestos, es relativamente sencillo interpretar la secuencia de los denominados depósitos lacustres, a la luz de los cambios climáticos del último medio millón de años (fig 2.2). En ese lapso, que corresponde al Pleistoceno Superior, se desarrollaron en el hemisferio norte dos glaciaciones (clima frío) con tres períodos interglaciares (clima moderado a caliente). El clima del valle de México ha estado en función directa con dichos cambios, razón por la cual se puede reconocer mediante la observación de la secuencia estratigráfica de los depósitos del lago las grandes variaciones climáticas. Esta circunstancia, combinada con un análisis minucioso de las erupciones volcánicas, (de las cuales ha sido posible fechar algunas), ha llevado a una geología climática de los depósitos del lago (Mooser, 1985). Además, se ha logrado establecer una correlación estratigráfica de dichos depósitos con las secuencias volcánicas de Las Lomas al poniente de la ciudad de México.

En 1953, Zeevaert, presentó la primera interpretación de la secuencia estratigráfica de los depósitos lacustres; así mismo, en 1985 adicionó información reciente, fundamentalmente sobre la interpretación de edades geológicas y las correlaciones estratigráficas establecidas entre la zona de Las Lomas y la planicie; en esta interpretación estratigráfica de la planicie, ya no se habla de las formaciones Tacubaya, Becerra y Tarango, ya que estas unidades litológicas, con excepción de la Tarango, no se prolongan de Las Lomas al relleno lacustre aluvial. En la fig 2.3 se ilustra un corte estratigráfico general, representativo de los depósitos de suelo presentes actualmente en la ciudad de México





TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 2.2 Secuencia del desarrollo de los lagos (Mooser, 1978)

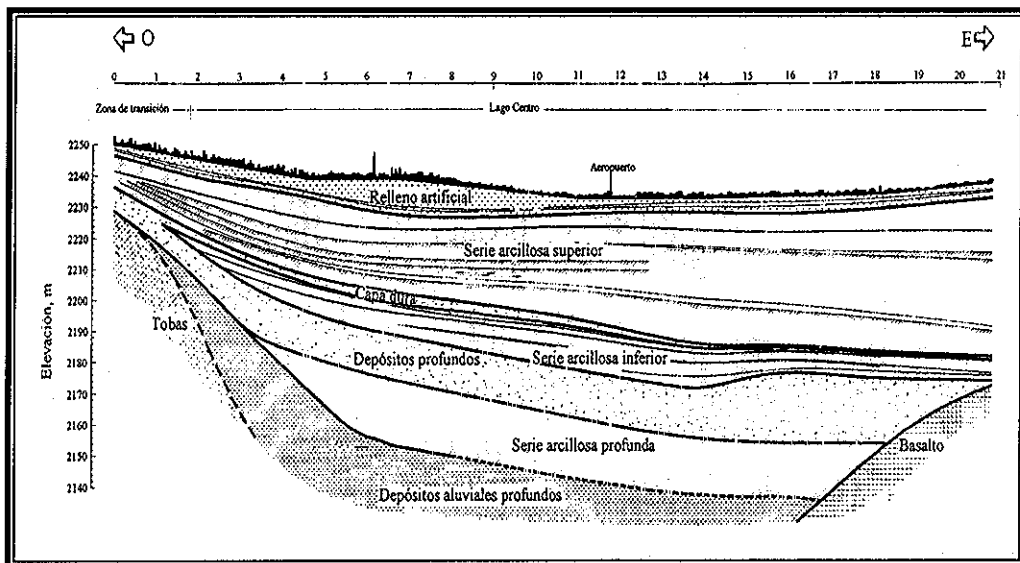


Figura 2.3 Características estratigráficas generales de los depósitos de suelo de la ciudad de México en la actualidad (Gutiérrez, 1994)

2.2 Estratigrafía típica

La interpretación de la estratigrafía "típica" actual propuesta por Mooser se presenta brevemente a continuación (fig 2.4)

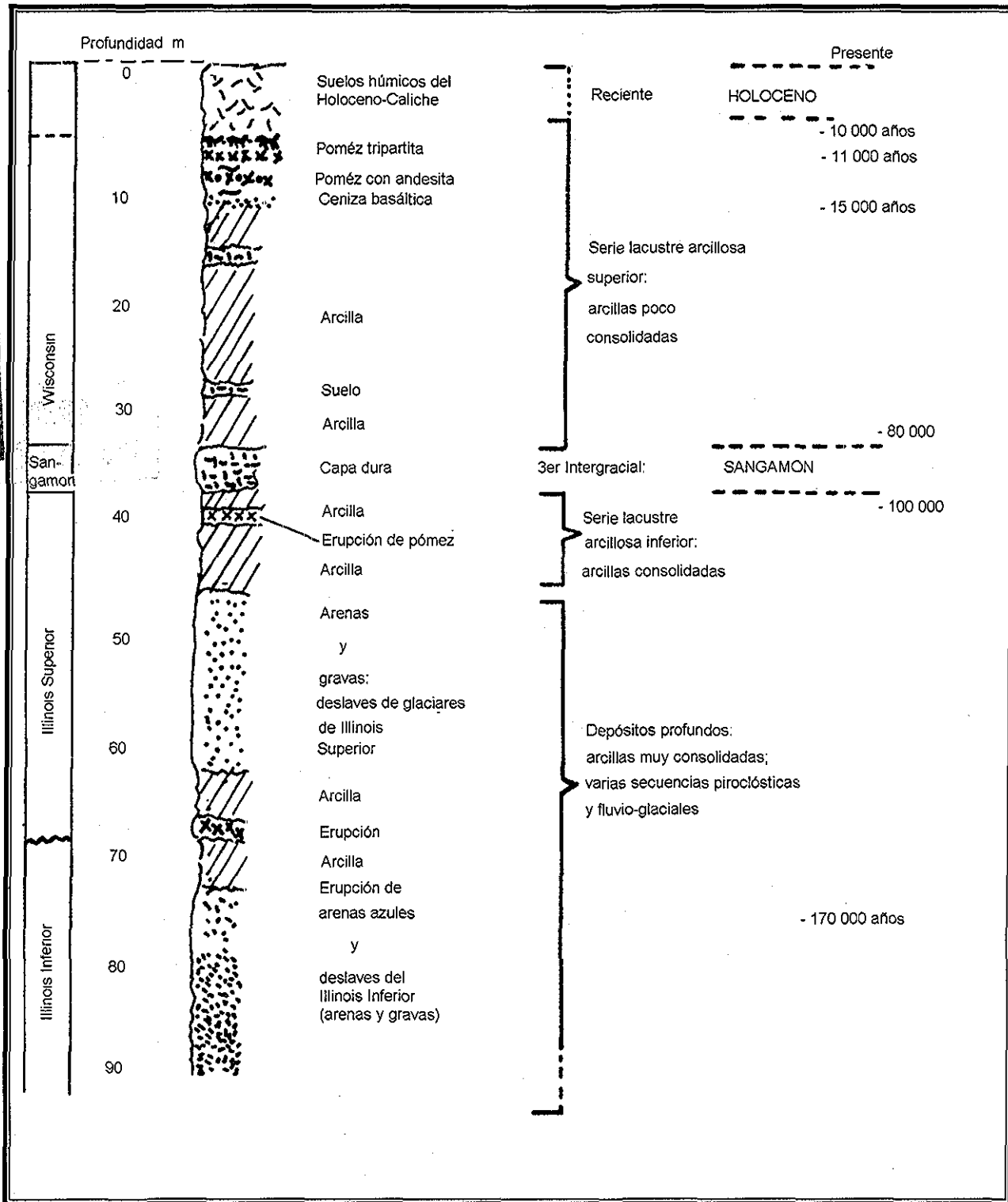


Figura 2.4 Estratigrafía "típica" del valle de México, zona centro, (Mooser, 1974)

a) **Costra Superficial (CS)**. Está integrada por tres estratos, que constituyen una secuencia de materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo, a saber:

- Relleno Artificial (RA). Se trata de restos de construcción y relleno arqueológico, cuyo espesor varía entre 1 y 7 m.
- Suelo Blando (SB). Se le puede describir como una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material eólico intercalados.
- Costra Seca (SS). Se formó como consecuencia de un abatimiento del nivel del lago, quedado expuestas algunas zonas del fondo directamente a los rayos solares (Altitermal)

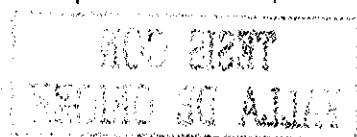
b) **Serie Arcillosa Lacustre Superior (SALS)**. El perfil estratigráfico de los suelos del lago, entre la superficie y la denominada "Capa Dura", es muy uniforme; se pueden identificar cuatro estratos principales, acordes con su origen geológico y con los efectos de la consolidación inducida por sobrecargas superficiales y bombeo profundo; estos estratos tienen intercalados estratos más delgados con material duro que se consideran como estratos secundarios. A esta parte se le identifica como serie arcillosa lacustre superior (SALS), y tiene un espesor que varía entre 25 y 50 m, aproximadamente.

- Arcilla Preconsolidada Superficial (PCS). En este estrato superficial, las sobrecargas y rellenos aún provocan el proceso de consolidación que ya transformó a los suelos normalmente consolidados, localizados por debajo de la costra superficial CS, en arcillas preconsolidadas.
- Arcilla Normalmente Consolidada (NC). Se localiza a una profundidad donde el efecto de las sobrecargas superficiales ya no es considerable, y por arriba de los suelos preconsolidados producto del bombeo. Es importante aclarar que estos suelos se han identificado como normalmente consolidados, porque estas arcillas sólo han sufrido un proceso de consolidación a partir de su condición inicial.
- Arcilla Preconsolidada Profunda (PCP). El bombeo para extraer agua de abasto a la ciudad ha generado un fenómeno de consolidación inducida (o por bombeo), más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales.
- Lentes Duros (LD) Los estratos de arcilla están interrumpidos por delgados estratos duros que pueden ser costras de secado solar, arena o vidrio (pómez) volcánicos; estos estratos se utilizan como marcadores de la estratigrafía.

c) **Capa Dura (CD)**. Es un depósito heterogéneo en el que predomina material limo-arenoso con lentes de arcilla y algunas gravas; tiene una cementación muy variable; su espesor también es variable, desde casi imperceptible en la zona central del lago (que no llegó a secarse), hasta alcanzar aproximadamente 5 m en lo que fueron las orillas del lago.

Desde el punto de vista geológico, este estrato se desarrolló en el período interglacial Sangamon, que se caracterizó por ser un período de sequía y calor (Mooser, 1985). La fig 2.5 sugiere que por lo menos ocurrieron dos fases de sequía que provocaron el secado solar de los suelos y su consecuente endurecimiento, generándose suelos limosos y limo-arenosos, que pueden estar erráticamente cementados con carbonatos de calcio. En algunas zonas, esta capa tiene lentes intercalados de arcillas, que pueden evidenciar temporadas de humedad entre ambas fases.

d) **Serie Arcillosa Lacustre Inferior (SALI)**. Es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros, en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior; el espesor de este estrato es de aproximadamente 15 m, al centro del lago, y prácticamente desaparece en las orillas. La información disponible de este estrato es aún reducida, como para intentar una descripción más completa.



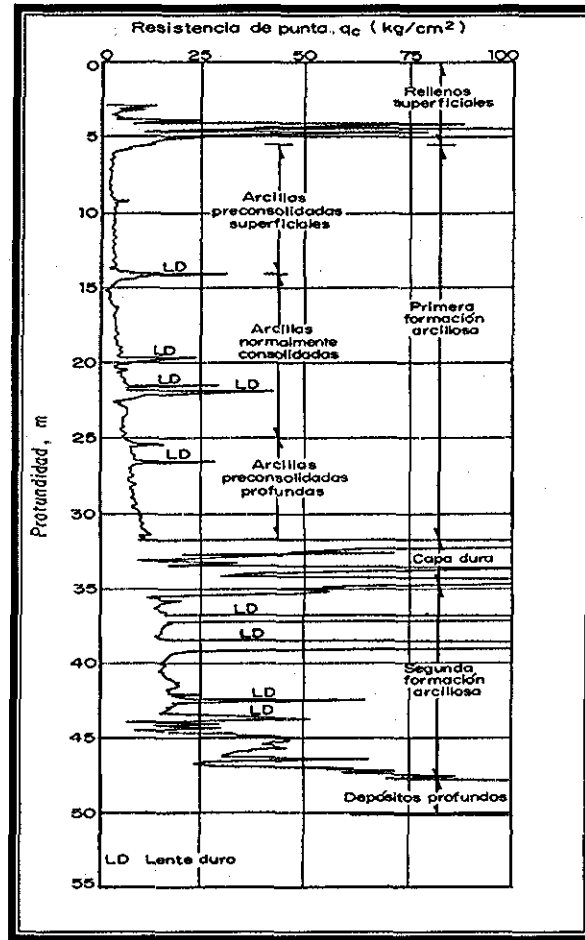


Figura 2.5 Sondeo de cono eléctrico en el centro de la ciudad de México (Santoyo, Lin y Ovando, 1989)

e) **Depósitos Profundos (DP).** Es una secuencia de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatadas de calcio; de 1 a 5 m, está más endurecida, y debajo de la cual se encuentran estratos menos cementados, e incluso arcillas preconsolidadas.

2.3 Zonificación del valle de México

En 1959, Marsal y Mazari publicaron una obra magna en la cual proponen una zonificación de la ciudad, considerando las características geotécnicas. Con base en la acumulación e interpretación de información obtenida de diversas fuentes (Marsal y Mazari, 1959; Reséndiz et al, 1970; del Castillo, 1978; Jaime y Romo, 1986, 1987), se propuso agregar la zona de los lagos de Xochimilco-Chalco, presentando así, una conexión entre los lagos de Texcoco y Xochimilco-Chalco, (Jaime, 1987; Romo y Jaime, 1987).

Marsal y Mazari (1959), dividen el valle de México en las tres zonas siguientes:

Zona de Las Lomas (I): La zona de Las Lomas está formada por las serranías que limitan a la cuenca al poniente y al norte, además de los derrames del volcán Xitle; los basaltos sobreyacen a las tobas y depósitos fluvio-glaciales y glaciales más antiguos. Al norte, está caracterizada por depósitos eólicos de arena fina y uniforme que se localizan en las laderas de la Sierra de

Guadalupe Al sur, se tienen los derrames basálticos heterogéneos y erráticos del Pedregal, con espesores máximos de aproximadamente 20 m que sobreyacen a las tobas. Al oriente, también se encuentran basaltos alrededor de Chimalhuacán y la Sierra de Santa Catarina. Al poniente, en las faldas de la Sierra de las Cruces, se encuentran depósitos compactos de materiales arenosos o limosos cementados.

En la formación de Las Lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de los grandes volcanes andesíticos estratificados de la Sierra de las Cruces:

- Horizontes de cenizas volcánicas
- Capas de erupciones pumíticas
- Lahares
- Avalanchas ardientes
- Depósitos glaciales
- Depósitos fluvioglaciales
- Depósitos fluviales
- Suelos

En la secuencia estratigráfica de Las Lomas se identifican tres fenómenos geológicos:

- La erosión subsecuente de estos depósitos, formándose profundas barrancas
- El depósito de morrenas en las barrancas
- El relleno parcial de esas barrancas con los productos clásticos de nuevas erupciones (flujos piroclásticos rosas y azules)

Las anteriores unidades quedan separadas unas de otras por suelos rojos, amarillos o cafés, según el clima que rigió después de su emplazamiento.

Zona de transición (II): Los depósitos de transición forman una franja comprendida entre la Zona de Lago y Las Lomas; depositados en esta zona se alternan estratos arcillosos en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo sus espesores de las transgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago que divide los suelos lacustres de las sierras que rodean al valle y de los aparatos volcánicos que sobresalen en la Zona del Lago. Estos materiales, de origen aluvial, se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago y la frecuencia de los depósitos; así se generan dos tipos de transiciones: la interestratificada y la abrupta.

Entre las serranías del poniente, y al fondo del Lago de Texcoco, se presenta esta zona, donde las condiciones estratigráficas del subsuelo varían en forma extraordinaria de un punto a otro del área urbanizada. Los depósitos lacustres del centro de la cuenca van cambiando a medida que se acercan al pie de las Lomas; lo que ocurre es que entre las capas de suelos limosos, hay cuerpos de arenas fluviales y, en ciertos casos, en la desembocadura de arroyos y ríos, hay importantes depósitos de gravas y boleos. En general, se tienen superficialmente depósitos arcillosos o limosos orgánicos, cubriendo a estratos de arcilla volcánica muy compresible y de espesores variables, intercalados con capas de arena limosa compacta a arena limpia, las cuales sobreyacen a potentes mantos en los que los materiales predominantes son la grava y la arena.

La frontera entre las zonas de transición y del lago se definió donde desaparece la Serie Arcillosa Inferior, que corresponde aproximadamente con la curva de nivel donde la Capa Dura está a 20 m de profundidad respecto al nivel medio de la planicie (**fig 2.3**). Conviene dividir esta transición en subzonas, en función de la cercanía a Las Lomas y sobre todo del espesor de

suelos relativamente blandos; se identifican así las transiciones alta y baja, así como la abrupta, las cuales se describen a continuación

Transición Alta: Es la subzona de transición más próxima a Las Lomas, presentando irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados; la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía a antiguas barrancas. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de Las Lomas.

Transición Baja: Corresponde a la transición vecina a la Zona del Lago; aquí se encuentra la Serie Arcillosa Superior con intercalaciones de estratos limoarenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dio origen a una estratigrafía compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias horizontales, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas.

Por lo anterior, puede decirse que las características estratigráficas de la parte superior de la transición baja son similares a la subzona de Lago Centro I o Lago Centro II, teniendo en cuenta que: a) la costra superficial está formada esencialmente por depósitos aluviales de resistencia no uniforme, b) los materiales compresibles se extienden únicamente a profundidades máximas del orden de 20 m, c) existe interestratificación de arcillas y suelos limo-arenosos, y d) se presentan mantos colgados.

Abrupta: Esta condición se identifica en el contacto entre los rellenos de la cuenca y los cerros que sobresalen a manera de islotes de dicho relleno; en este caso, los depósitos fluviales al pie de los cerros son prácticamente nulos, lo cual origina que las arcillas lacustres estén en contacto con la roca; esta transición abrupta se presenta al pie del Peñón de Los Baños, del Peñón del Marqués, del Cerro de la Estrella y del Cerro del Tepeyac; la estratigrafía típica de estas zonas está integrada por la Serie Arcillosa Lacustre, interrumpida por numerosos lentes duros de los materiales erosionados de los cerros vecinos. Es interesante mencionar que en la cercanía del Peñón de los Baños se encuentran intercalaciones de lentes delgados de travertino silicificado, producto de las emanaciones de aguas termales

Zona de Lago (III): Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad, que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas. Por ello, la Zona del Lago se ha dividido en tres subzonas atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes: a) el espesor y propiedades de la costra superficial; y b) la consolidación inducida en cada sitio.

Lago Virgen: comprende el sector oriente del lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación; sin embargo, el reciente desarrollo de esta zona de la ciudad está incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo.

Lago Centro I: Está asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló a partir de principios del siglo XX y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas; las propiedades mecánicas del subsuelo en esta subzona representan una condición intermedia entre el Lago Virgen y Lago Centro II.

Lago Centro II: Esta subzona corresponde con la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable; esta situación ha provocado que en esta subzona se encuentren las siguientes condiciones extremas: a) arcillas altamente preconsolidadas por causa de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante

largos períodos, y c) arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Esta, a su vez, se ha subdividido en zona preconsolidada y virgen. La primera abarca la parte de la ciudad en la que los depósitos arcillosos han sido afectados por la historia de carga aplicada en la superficie del terreno y por el bombeo intenso de los mantos de agua profundos. En cambio, la segunda pertenece a la parte del área urbana que no ha experimentado cambios sensibles debido a que las cargas actuantes en la superficie han sido moderadas o nulas y el bombeo ha sido mínimo.

Esta zonificación del valle de México, detallada a través de los años hasta la actualidad, se presenta en la **fig 2.6**.

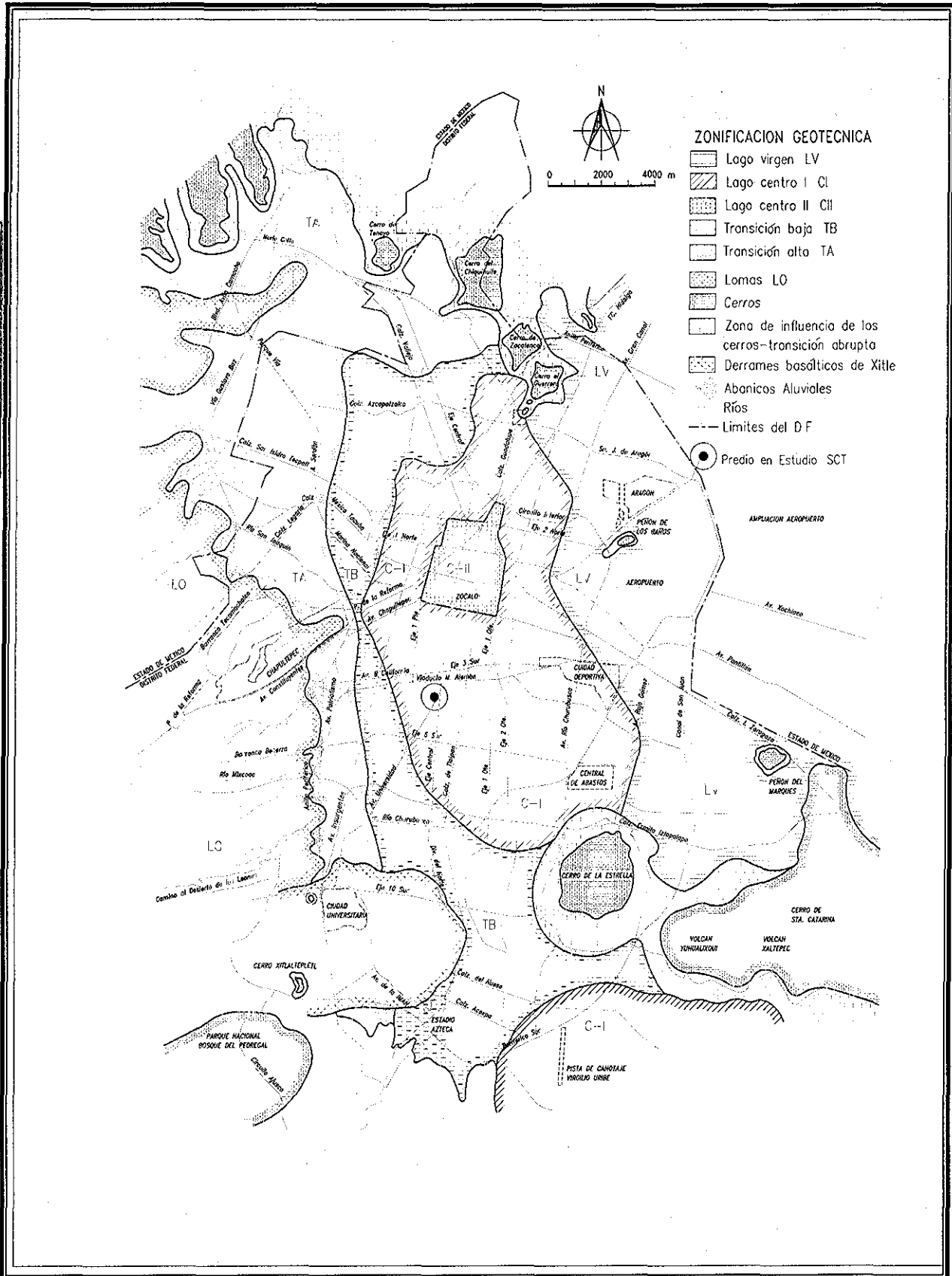


Figura 2.6 Zonificación actual del valle de México (Cortesía de Gutiérrez S. Carlos, 2002)

CAPÍTULO 3

INVESTIGACIÓN DE CAMPO

3.1 Exploración y muestreo en el sitio

Para obtener la información requerida para cumplir con los objetivos de esta investigación se efectuó la exploración y muestreo geotécnico en el sitio SCT hasta una profundidad equivalente a la alcanzada en los sondeos ejecutados después de los sismos de septiembre, 1985. La exploración se realizó en Av. Xola y Av. Universidad (fig 2.6), en los patios de las instalaciones de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), en el lado sur del edificio B (fig 3.1), en el mes de junio de 2000. Este sitio actualmente ya se encuentra instrumentado con acelerómetros, tanto en pozo como en superficie. La exploración consistió de dos sondeos verticales: uno para obtener un muestreo continuo inalterado hasta una profundidad de 40 m, y un segundo sondeo de cono eléctrico hasta 30 m de profundidad; en el primer sondeo, se procuró el muestreo inalterado de los lentes duros de arena y/o ceniza volcánica, así como de la primera capa dura a 30 m de profundidad donde se encuentra la primera capa dura; en el segundo sondeo, después de practicado el cono eléctrico, se midió la profundidad del nivel de aguas freáticas (NAF) localizándose a una profundidad de 2.75 m (fig 3.2). La perforación efectuada se reutilizó para medir la velocidad de onda de cortante V_s y de compresión V_p , mediante la técnica de la sonda suspendida, para lo cual fue necesario ampliar la perforación a 4" de diámetro usando el método de rimado con broca tricónica, hasta la profundidad de interés de 45 m.

Las técnicas convencionales de perforación tienen limitaciones en las arcillas blandas de la ciudad de México, porque inducen fisuramientos y remoldeo en el fondo de la perforación, lo que en algunas ocasiones hace imposible obtener muestras realmente inalteradas. La realización del primer sondeo implicó la ejecución alternada del muestreo, del avance y del rimado de la perforación; por ello, el procedimiento de perforación fue una parte fundamental del trabajo de campo, ya que influye en la calidad del muestreo. En este sondeo, se utilizó la técnica de perforación por rotación con broca tricónica y lodo bentonítico, y actualmente es la técnica más usada en este tipo de sondeos en la ciudad de México. En cuanto a las características del sondeo de cono eléctrico, éstas se describen en el inciso 3.3.1.

3.2 Obtención de muestras

La dificultad para obtener muestras inalteradas, sin la pérdida de estratos finos o poco consistentes, se ha presentado desde los primeros sondeos realizados en el pasado en el valle de México. Para enfrentar esta dificultad durante la ejecución de la exploración planeada se ha considerado en este caso la información estratigráfica disponible del mismo sitio de un sondeo de cono eléctrico anteriormente realizado, Jaime, Romo y Ovando, (1986); con él se puede conocer la resistencia a la penetración por punta que ofrecen los diferentes tipos de estratos. Algunas arcillas tienen resistencias muy bajas, especialmente si tienen altos contenidos de agua, (que es el caso de la arcilla de la ciudad de México), en tanto que en las arenas sus contenidos de agua son mucho menores, pero más resistentes y difíciles de ser extraídas. Con base en esta información, durante los trabajos de muestreo se fue modificando el proceso de extracción de muestras inalteradas dependiendo de la dureza de los suelos, por medio de dos tipos diferentes de muestreadores: el tubo de pared delgada con camisa TGC-1, y tubo de pared delgada convencional, garantizando así la recuperación de casi la totalidad de los

estratos arcillosos, teniendo pérdida de material en algunas profundidades donde se encontraron estratos de arena.

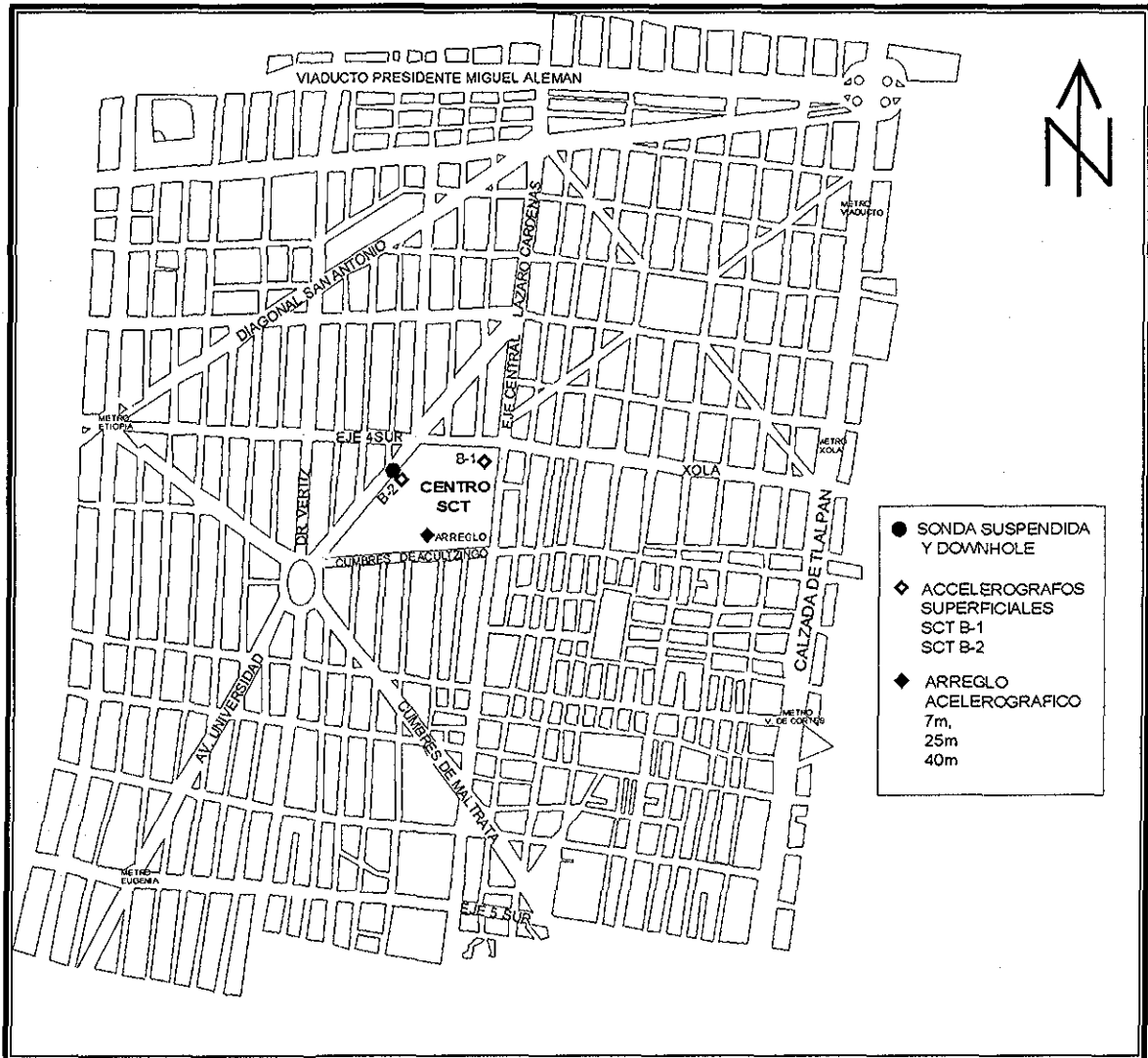


Figura 3.1 Croquis de localización del sondeo continuo y acelerómetros en 1986 dentro de los patios de la SCT (Jaime, Romo y Ovando, 1986)

El empleo de tubos abiertos de pared delgada (conocido como tubo Shelby) permitió obtener muestras del subsuelo relativamente inalteradas. Esta técnica se aplicó selectivamente para suministrar al laboratorio especímenes, en los cuales se determinaron las propiedades índice y mecánicas que se requirieron en la investigación aquí reportada

Las muestras inalteradas de suelo se obtuvieron en la exploración que se realizó dentro de los patios de la SCT (fig 3.3); esta decisión se tomó por el acceso restringido al sitio donde se obtuvieron las muestras en un sondeo anterior realizado en 1986.

El sondeo continuo y el cono eléctrico realizados en 1986 se encuentran a una distancia de 9 m con respecto al mismo tipo de estudios realizados en el año 2000. La separación horizontal del sondeo continuo con respecto al del cono eléctrico realizados en la exploración del año 2000 es de 3.5 m (fig 3.3).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

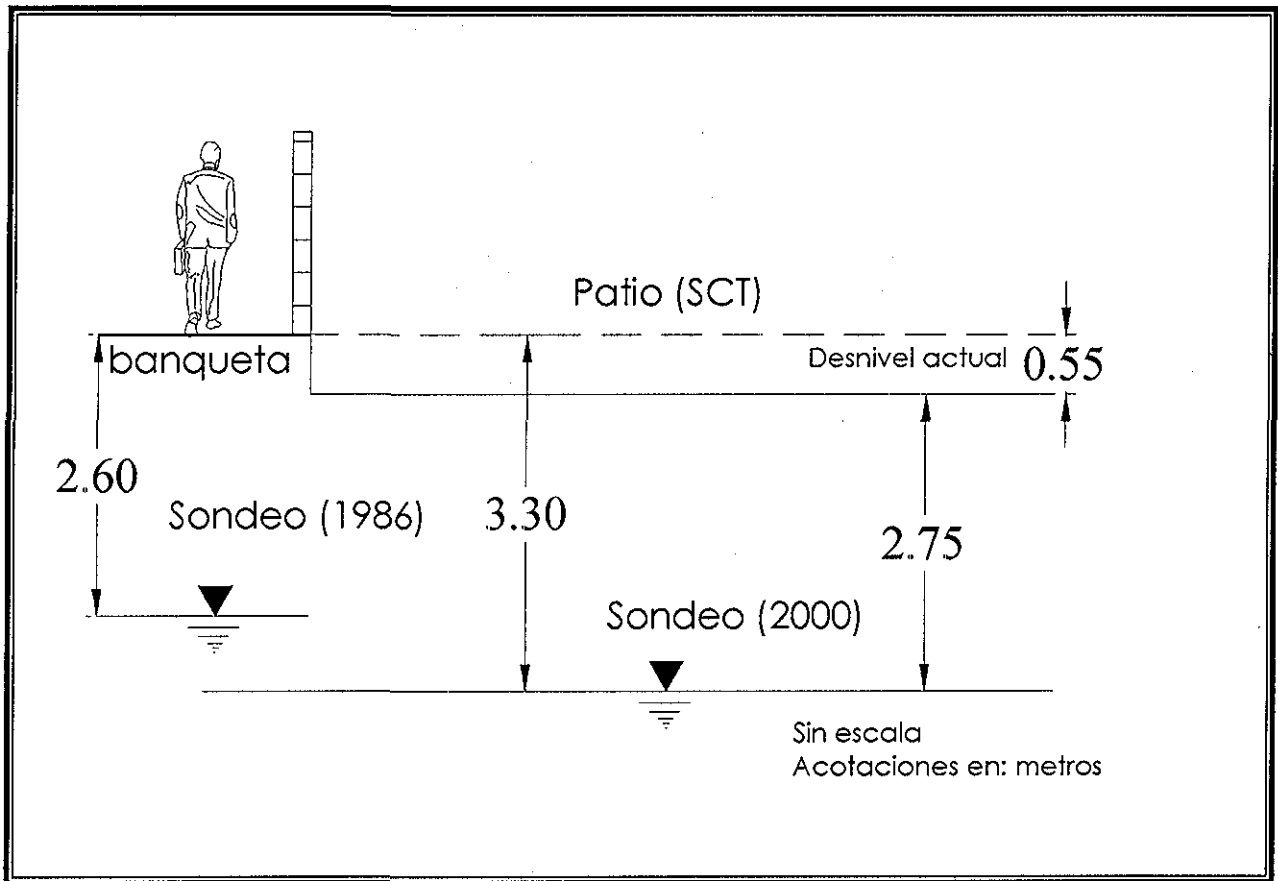


Figura 3.2 Variación del nivel de aguas freáticas (NAF) en el período de 1986 a 2000

El procedimiento de obtención de muestras de suelo fue de tipo inalterado para lograr la conservación de su estructura y propiedades índice, así como las características mecánicas intactas del lugar. Para estratos puramente cohesivos, donde la gráfica de resistencia de punta del cono eléctrico del sondeo anterior (Jaime, Romo y Ovando, 1986) indicaba resistencias bajas, se utilizó el muestreador de tubo de pared delgada con camisa TG-1, fig. 3.4, el cual tiene la ventaja de que sus deformaciones y cambios con respecto al lugar son mínimos; este está constituido por un tubo de acero que lleva en su interior otro tubo de aluminio en segmentos; la punta del muestreador es una filosa zapata de acero templado. Al hincarse a presión, la muestra queda contenida en los tubos de aluminio anodizado, que reducen significativamente los problemas de extracción de la muestra, y sobre todo evita la corrosión que sufren los tubos Shelby de acero que convencionalmente se emplean; la cabeza lleva una válvula muy ligera que facilita la salida del lodo de perforación durante el hincado del muestreador, y que posteriormente al hincado se cierra con ayuda de una varilla de acero de 1 a 2 m de longitud, (la cual se introduce a través de la columna de barras de perforación); ya cerrada la válvula, se deja reposar 3 minutos para que se expanda el suelo y se adhiera a la camisa del tubo, enseguida se procede a extraer el tubo a la superficie del terreno para su etiquetación y la identificación visual del material.

Para estratos donde la resistencia de punta era moderada y se encontraban alojados pequeños lentes de arena y/o ceniza volcánica, se utilizó el tubo de pared delgada con borde continuo y afilado (fig 3.5), (el cual está constituido por un tubo de acero, con el extremo inferior afilado y unido en la parte superior con la cabeza muestreadora, ésta, a su vez, montada al final de la columna de barras de perforación), la cabeza tiene perforaciones laterales y una válvula

esférica de pie que se abre durante la etapa de hincado (para permitir el alivio de la presión del interior del tubo), posteriormente se cierra para proteger la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan durante la extracción del muestreador; éste, al igual que el anterior, fueron hincados una longitud de 75 cm, bajo presión constante con velocidad de avance entre 15 y 30 cm/s, quedando sin muestra una longitud mínima de 15 cm donde se alojan los azolves que pudieran haber quedado dentro del tubo; después del hincado, se deja reposar el muestreador un lapso suficiente para que la muestra se expanda y se adhiera a la camisa del tubo para obtener una muestra lo más íntegra posible; enseguida se corta la base del espécimen girando dos vueltas el muestreador desde la superficie, posteriormente se extrae a la superficie del terreno, se limpian sus extremos para realizar una descripción visual y se identifica el tubo

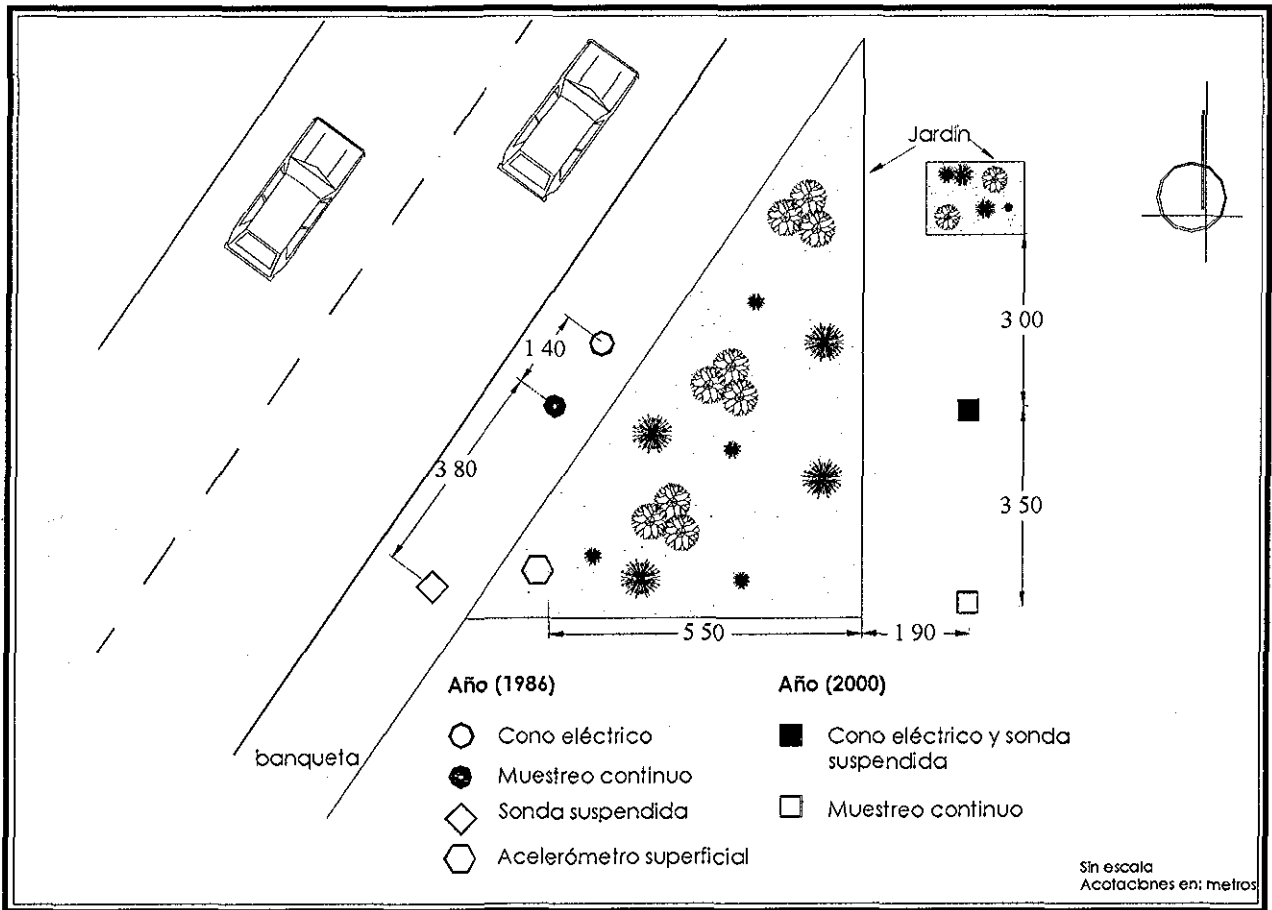
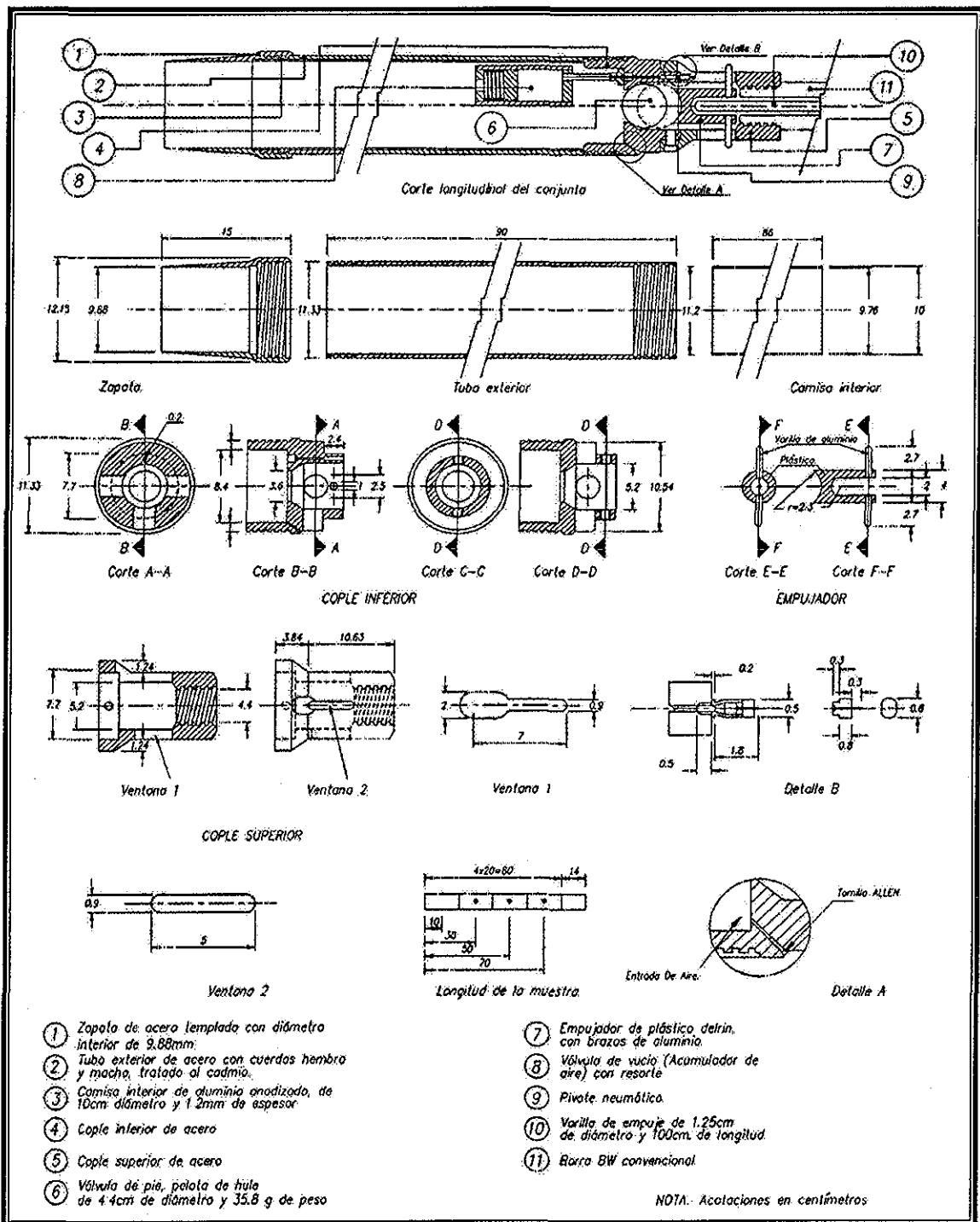


Figura 3.3 Croquis de localización de los sondeos de campo, realizados en el sitio SCT en los años 1986 y 2000

Finalmente, en estratos donde la resistencia de punta del cono eléctrico era de moderada a alta (indicando con ello la presencia de los lentes de arena y/o ceniza volcánica de un espesor más considerable, pero menor de 75 cm y de mayor resistencia), el lente se ajustaba a la perforación de modo que quedara al centro del tubo muestreador, el tubo Shelby convencional no podía ser hincado a presión, por lo cual, se procedió a utilizar el tubo dentado (fig 3.6), que es un tubo similar al Shelby, solo que cuenta con dientes en forma de sierra en la parte inferior, (los cuales miden 0.8 a 1 cm de altura y 3 cm de base); la sierra se forma con alternaciones de un diente recto y otro doblado de 0.2 cm hacia el exterior, con objeto de reducir la fricción entre el muestreador y el suelo; esta misma herramienta permite obtener muestras de arcillas

duras y limos compactos, o cementados, con un mínimo de alteración, por lo cual, en estos materiales, presenta claras ventajas de operatividad y costo sobre el muestreador de barril Denison



TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Figura 3.4 Tubo muestreador de pared delgada con camisa TGC-1 (Tamez, Santoyo y Cuevas, 1992)

El muestreador de tubo dentado se hinca operándolo a rotación con velocidades menores de 100 rpm y aplicando presión vertical para que avance con velocidad constante de 1 cm/s, hasta penetrar 75 cm semejante al tubo Shelby; de esta manera queda sin muestra una longitud

mínima de 15 cm, donde se alojan los azolves que pudieran haber quedado dentro del tubo. Después del hincado, se deja el muestreador en reposo de 5 a 15 minutos a fin de que la muestra se expanda en su interior y aumente su adherencia contra las paredes del tubo, enseguida se corta la base del espécimen, girando dos vueltas el muestreador y posteriormente se procede a extraerlo a la superficie del terreno donde se limpian sus extremos para realizar la descripción visual del material e identificar el tubo. Las muestras obtenidas con esta técnica presentan alteración en un anillo perimetral de 2 a 4 mm de espesor en su sección transversal. Practicando las acciones descritas durante el muestreo, en este sondeo fue posible obtener un total de 53 muestras hasta la profundidad de 40 m.

Las experiencias que se han tenido con el muestreador de tubo de pared delgada con camisa TGC-1 han sido muy aceptables. Incluso, ha demostrado que en una variedad amplia de condiciones del suelo es una mejor alternativa que el tubo Shelby convencional.

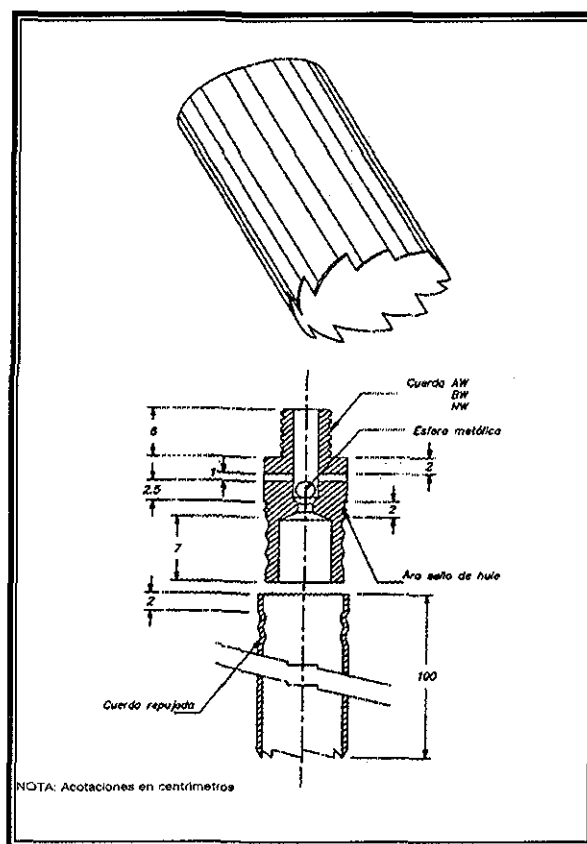
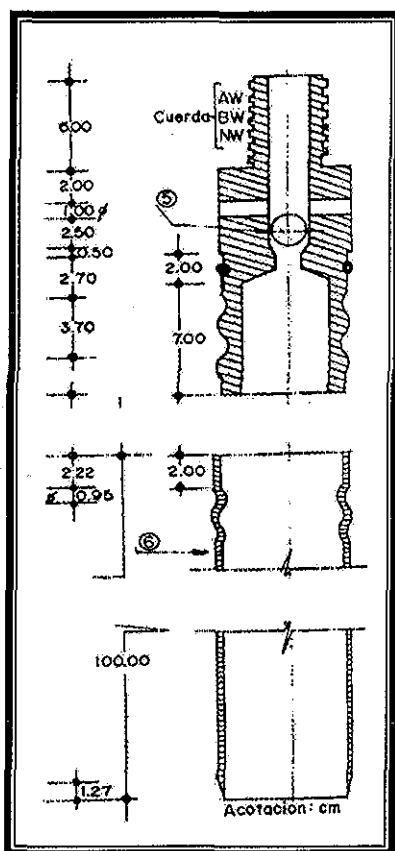


Figura 3.5 Tubo de pared delgada, Shelby (Tamez, Santoyo y Cuevas, 1992)

Figura 3.6 Muestreador dentado simple (Tamez, Santoyo y Cuevas, 1992)

Cada tubo Shelby mide 1 m de largo y 10 cm de diámetro, del cual se aprovechan generalmente 75 cm en el caso de materiales consistentes, dejando 15 cm para alojar los azolves del lodo bentonítico; sin embargo, para evitar la pérdida de material, se practicaron los siguientes procedimientos: en caso de probable coincidencia del extremo inferior del tubo con algún estrato arenoso localizado previamente por medio del cono eléctrico, se interrumpía su penetración un poco antes, desperdiciando parte del volumen del tubo. Para contar con un taponamiento estable de material arcilloso se dejaba esta capa arenosa, para ser recogida posteriormente quedando alojada en la parte superior del siguiente tubo con lo cual quedaba taponada, por debajo, con los siguientes estratos arcillosos



La profundidad de donde proviene cada muestra se conoce siempre con exactitud, midiendo la longitud de tubo de extensión que se introduce; esto evita errores en los datos obtenidos

En el muestreo con tubos TGC-1 y Shelby se realizó una descripción visual de cada muestra, se protegieron los extremos de las muestras con parafina y una tapa de plástico para evitar la posible pérdida de humedad; todas las muestras fueron almacenadas al final de cada jornada en el cuarto húmedo. Ya en laboratorio, las muestras donde se utilizó tubo Shelby fueron seccionadas en tramos de 20 cm para que se redujera al mínimo el remoldeo por fricción entre la muestra y el tubo durante el proceso de extrusión del material y facilitar así su manipulación en el laboratorio.

3.3 Sondeo de cono eléctrico

El penetrómetro estático, o cono holandés, se desarrolló en la década de los años treinta en los países bajos con el fin de estudiar exhaustivamente los suelos blandos que ahí abundan y sobre los que habría de construirse la red carretera holandesa actual. Paralelamente, empezó a estudiarse la posibilidad de determinar la profundidad de desplante de las cimentaciones piloteadas con base en los registros de resistencia a la penetración con cono eléctrico. A partir de 1945 se intensificó notablemente la exploración con cono para cimentaciones con pilotes hincados, al grado de que hoy en día en Holanda se hacen alrededor de 80,000 sondeos de cono anualmente, y las profundidades de desplante, y la capacidad de carga de punta se determinan con base en las gráficas de resistencia de punta *versus* la profundidad, así como en relaciones semi-empíricas derivadas de la teoría de capacidad de carga de Terzaghi.

El penetrómetro estático, o cono holandés, ha probado ser un instrumento útil para conocer la estratigrafía detallada de un sitio; además, la resistencia que ofrece el suelo a la penetración de la punta del cono es indicativa de la resistencia en condiciones no drenadas de suelos arcillosos (Sanglerat, 1972; Schmertmann, 1975 y 1978)

El ensaye de cono eléctrico, como se mencionó anteriormente, fue realizado en un segundo sondeo, a una distancia de 3 50 m de separación del primer sondeo continuo donde se obtuvieron las muestras para los ensayos de propiedades índice y mecánicas (fig 3.3). La fecha de ejecución fue el 4 de julio del año 2000.

3.3.1 Descripción del cono eléctrico utilizado

Es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformímetros eléctricos, strain gages (Santoyo, 1981); usualmente de 2 ton de capacidad y resolución de ± 2 kg; en la fig 3.7, se muestra esquemáticamente dicho instrumento. Generalmente, tienen 3 6 cm de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta de 7.0 cm de diámetro

Como se observa en la fig 3.7, la fuerza que se desarrolla en la punta cónica (1) se mide en la celda inferior (2), y la que se desarrolla en la funda de fricción (3) se mide en la celda superior (4). La señal de salida del cono se transmite por un cable a la superficie, la capta un aparato receptor y la transforma en señal digital, presentándola numérica o gráficamente.

Para esta exploración se utilizó un penetrómetro eléctrico como el descrito por Ruiter (1971); en la fig 3.7 se presenta un corte de un aparato semejante (Santoyo, 1980). El cono se atornilla al elemento sensible, colocado en la parte superior, sobre el que se apoya la funda de fricción. Al hacer avanzar el cono eléctrico en el suelo, la parte inferior del elemento sensible se

comprime, mientras que la fricción suelo-funda obliga a que la parte superior del mismo elemento se elongue. El cono está instrumentado con strain gages que transmiten la señal a través del cable a un puente de Wheatstone (fig 3.8), conectado a su vez a dos canales para medir en uno la fuerza en la punta q_c , y en el otro la de fricción en el fuste del cono f_s .

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

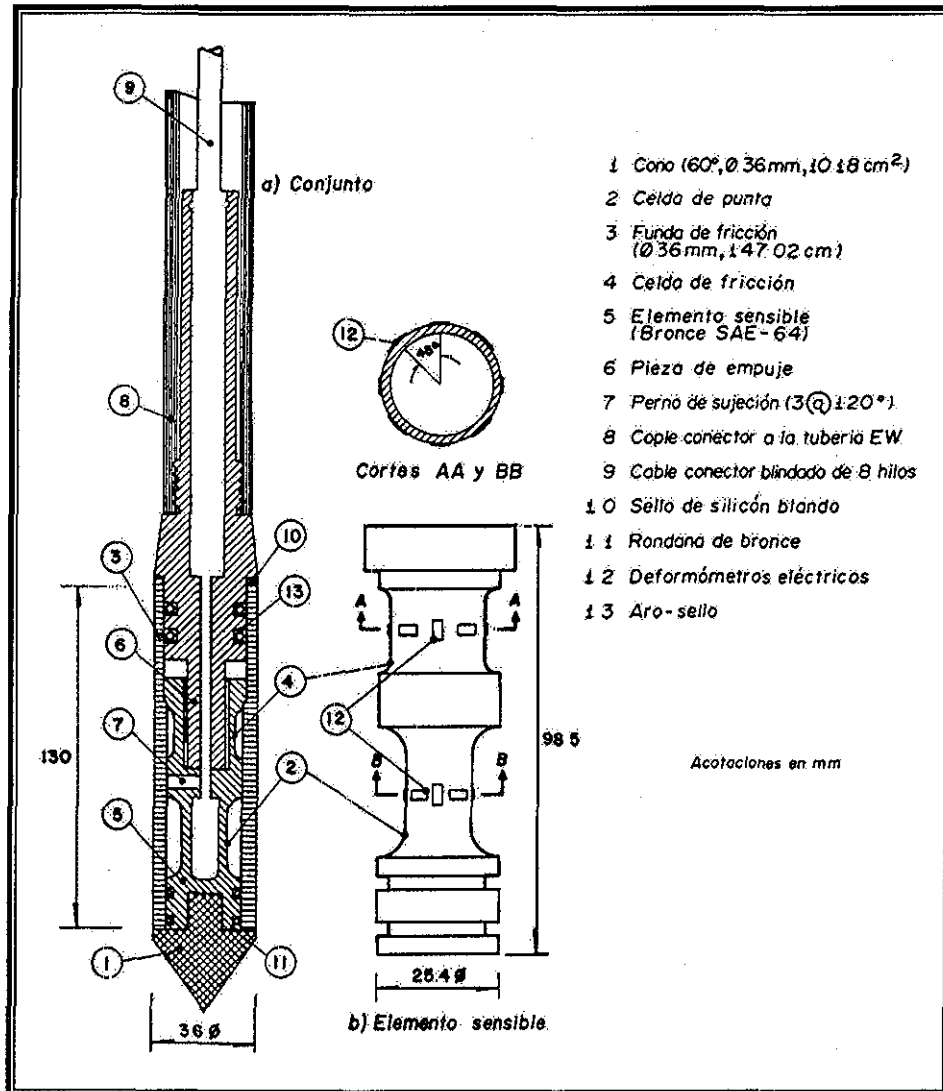


Figura 3.7 Corte del cono eléctrico (Santoyo, Lin y Ovando, 1989)

Para realizar el ensaye del cono eléctrico, éste se hincó en el terreno mediante una perforadora SIMCO; durante el hincado se procedió a tomar lecturas a cada 0.10 m y a una velocidad de perforación de 1 cm/s, hasta una profundidad de 30 m, que fue donde se detectó la primera capa dura. El cono utilizado consta de tres partes: la punta y dos partes cilíndricas con un diámetro de 3.6 cm y una longitud total de 26 cm, la punta con un ápice (punta cónica) de 60°, un diámetro de 3.6 cm y una longitud de 5 cm; la parte central con un diámetro de 3.6 cm y una longitud de 10 cm; la parte superior con un diámetro de 3.6 cm y una longitud de 11 cm; en la parte intermedia del cono hay una celda de carga (fig 3.7), con dos unidades sensibles instrumentadas con deformímetros eléctricos (strain gages), con una capacidad de dos toneladas y una resolución de 1 kg. Se trabajó con barras estándar de perforación EW ($\phi=34.9$ mm) de 10 pies (3.05 m) de longitud dado que en la práctica es mejor utilizar barras

largas porque se tienen menos conexiones y disminuye el riesgo de dañar el cable al pasarlo a través de ellas y durante la operación

El mecanismo de carga hince el cono en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, usualmente de 3.6 cm de diámetro exterior, por cuyo interior sale el cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico (fig 3.8), con velocidad de penetración controlada.

La operación del equipo se realiza a una velocidad de hincado del cono que es usualmente de 2 cm/s; sin embargo, en la norma tentativa (ASTM D33441-75T) para la operación del cono eléctrico se propone de 1 a 2 cm/s $\pm 25\%$. Para las arcillas de la ciudad de México se ha adoptado 1 cm/s porque así se controla mejor la prueba; sin embargo, es admisible operar con velocidades ligeramente más altas (Santoyo, 1980). En la práctica es difícil mantener la velocidad de penetración constante, ya que es inevitable que la velocidad de hincado disminuya en las capas duras y que al atravesarlas se acelere.

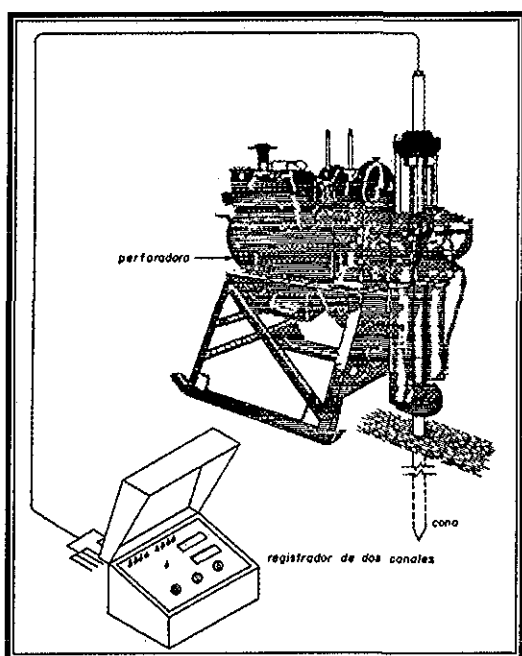


Figura 3.8 Equipo convencional de cono eléctrico (Santoyo, Lin y Ovando, 1989)

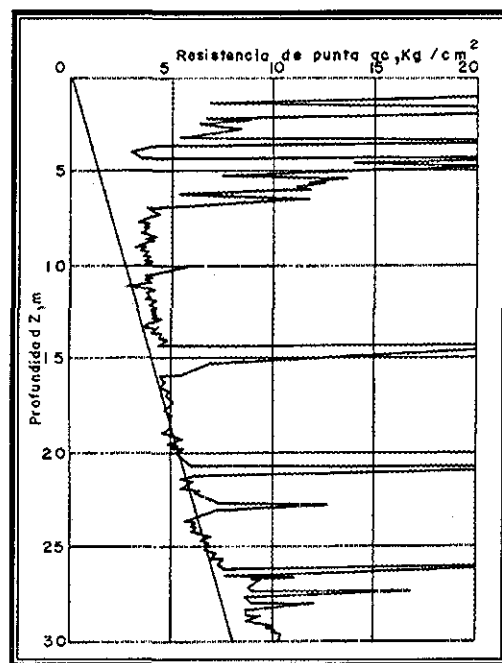


Figura 3.9 Perfil típico ciudad de México (Santoyo, 1981)

La prueba de penetración estática de cono permite definir la variación de la resistencia de punta y fricción con la profundidad. La fig 3.9 muestra un ejemplo de un sondeo en el centro de la ciudad de México; no se presenta la gráfica de la fricción porque en suelos blandos su medición es incierta (De Ruiter, 1981).

3.3.2 Perfil de resistencia de punta, q_c , medida en campo (año 2000)

En la fig 3.10 se muestra el perfil de resistencia de punta, q_c , de cono eléctrico obtenido en el sondeo de julio del año 2000 en el sitio SCT. En el capítulo 5 se muestra la comparación de los resultados obtenidos en el mismo sitio con los del año de 1986.



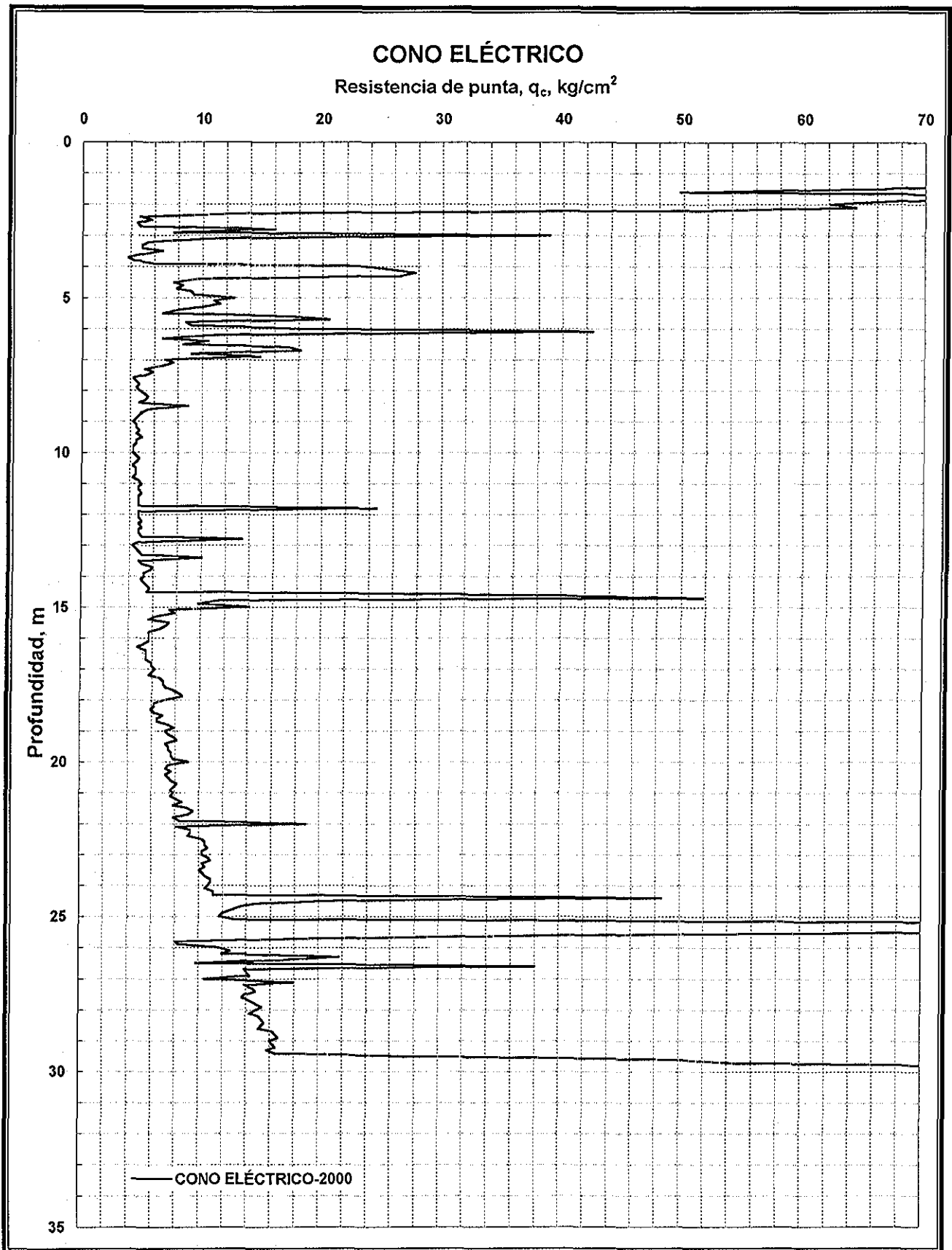


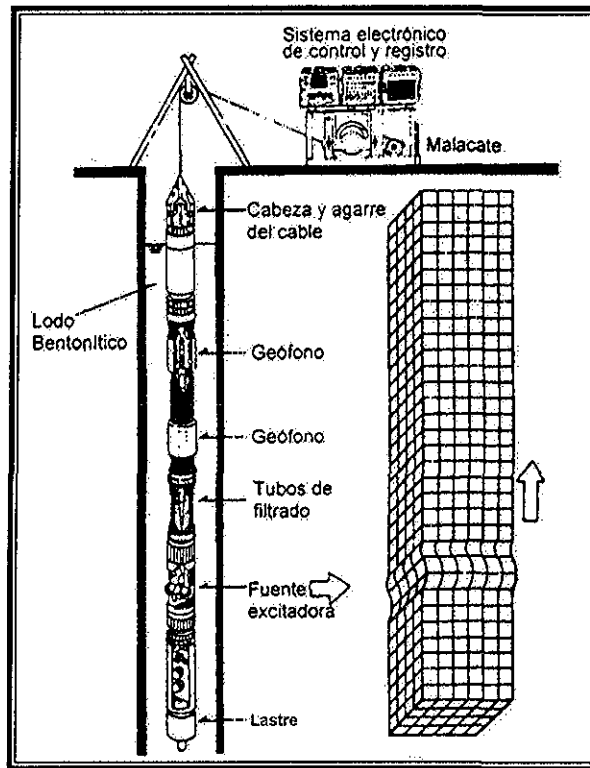
Figura 3.10 Perfil de resistencia de punta, q_c , julio de 2000

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

3.4 Sonda suspendida

3.4.1 Descripción del equipo utilizado

La Sonda suspendida (Suspension P-S Logging Method; Kitsuezaki, 1980; Ohya, 1984) es una técnica desarrollada recientemente, en la que una sonda se introduce en un pozo lleno de agua o fluido de perforación, suspendida de un cable a través de una polea. El cable lleva en el centro los alambres de la señal eléctrica que se conectan a la unidad de control y medición colocada en la superficie, (fig 3.11). Con esta técnica se miden las velocidades de onda de compresión y de cortante en el suelo.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 3.11 Sonda suspendida (Mendoza, Gutiérrez y Domínguez, 1997)

El equipo de sonda suspendida consiste de una consola de lecturas, un malacate mecánico, un trípode, y un tubo flexible que aloja cables instrumentados, que a la vez consta en su parte inferior de una fuente de excitación, un filtro y dos unidades de medición con dos geófonos direccionales (acelerómetros, uno horizontal y otro vertical) generalmente separados 1 m por un filtro de neopreno para atenuar la vibración entre ellos. Las mediciones de ondas de compresión y cortante son obtenidas mediante la generación de una excitación dinámica en dirección transversal al eje de la perforación, que se propagan al suelo circundante (fig 3.12); tanto la excitación como la respuesta se transmiten a través del agua o lodo bentonítico y son registradas en los geófonos horizontales alineados con la fuente de cada estación registrando el tiempo de llegada (los tiempos de arribo son calculados por la diferencia de tiempos de llegada a los dos receptores). Se produce otra onda en dirección opuesta a la primera, con objeto de verificar que la onda generada sea de cortante, S; además, del alineamiento de los geófonos horizontales con la fuente, se produce otra onda que se detecta con los geófonos verticales. La velocidad de la onda entre las dos estaciones de medición se calcula considerando la diferencia entre los tiempos de llegada a cada una y su separación (ordinariamente 1 m). La fuente de

excitación es un martillo solenoide electromagnético, que al ser activado produce en el agua una onda perpendicular al eje largo del sondeo, la que a su vez se transmite a la pared del pozo, (fig 3.12); así, el pozo es excitado indirectamente a través del agua.

Posee un mecanismo de martinetes capaz de producir impactos laterales con longitudes de onda superiores al diámetro del pozo, excitando las formaciones circundantes y haciendo que las ondas se transmitan hacia los geófonos que captan los componentes horizontal y vertical de las perturbaciones (fig 3.13), entre la fuente y los sensores se tiene un elemento tubular de hule, para impedir el paso de las ondas a través del tubo de la sonda y evitar el "enmascaramiento" de las señales. La longitud total de la sonda es de 7 m (dependiendo esto de los filtros que se requieran) y tiene un diámetro de 54 mm; el punto central de los geófonos se ubica a unos 5 m del extremo inferior. El posicionamiento de la sonda se controla desde la superficie mediante un malacate.

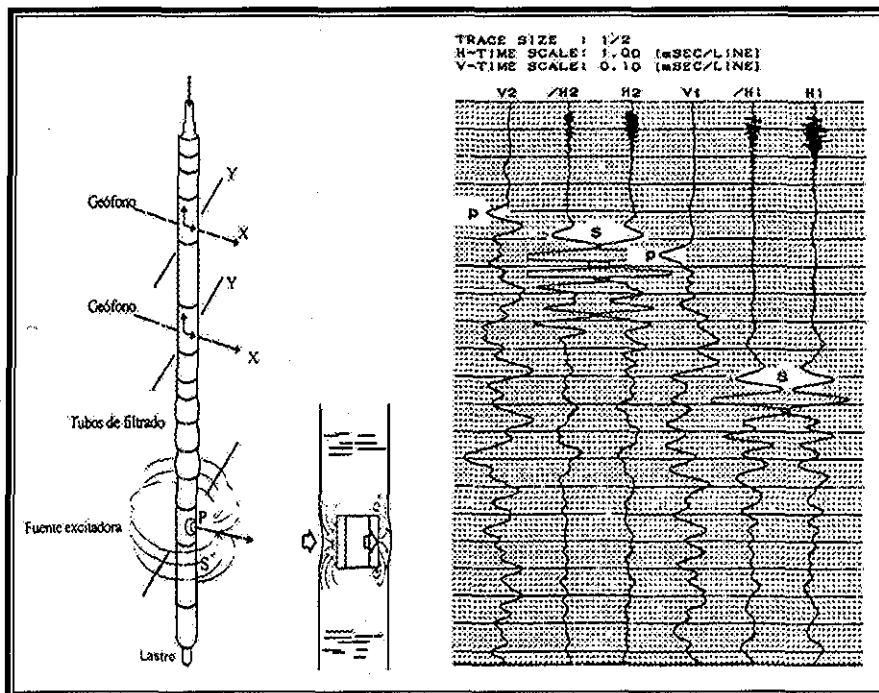


Figura 3.12 Fuente excitadora y registro de campo (Mendoza, Gutiérrez y Domínguez, 1997)

Las estaciones de medición están diseñadas de tal forma que su condición de flotación es neutral (o indiferente); es decir, su peso es igual al volumen del agua o fluido de perforación que desaloja. Cuando la pared del pozo se desplaza horizontalmente por efecto del impulso dinámico generado por la fuente, tanto el fluido de perforación como las estaciones de medición de la sonda se mueven simultáneamente; esto es debido a que la sonda está suspendida libremente en el interior del pozo.

Este método permite hacer mediciones en pozos muy profundos (hasta 500 m) y se requiere de sólo un pozo. Es el método más rápido para la medición de propagación de ondas y puede ser empleado en suelos estratificados; proporciona, además, mediciones confiables (Kitsunezaki, 1980; Ohya, 1984).

Este equipo puede incrementar la intensidad de excitación generada, haciendo el procedimiento más simple que otros métodos. Otra ventaja de la Sonda Suspendida es la

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

precisión de los valores de velocidad de cortante medidas; el valor de la velocidad se calcula dividiendo la distancia entre el tiempo de propagación.

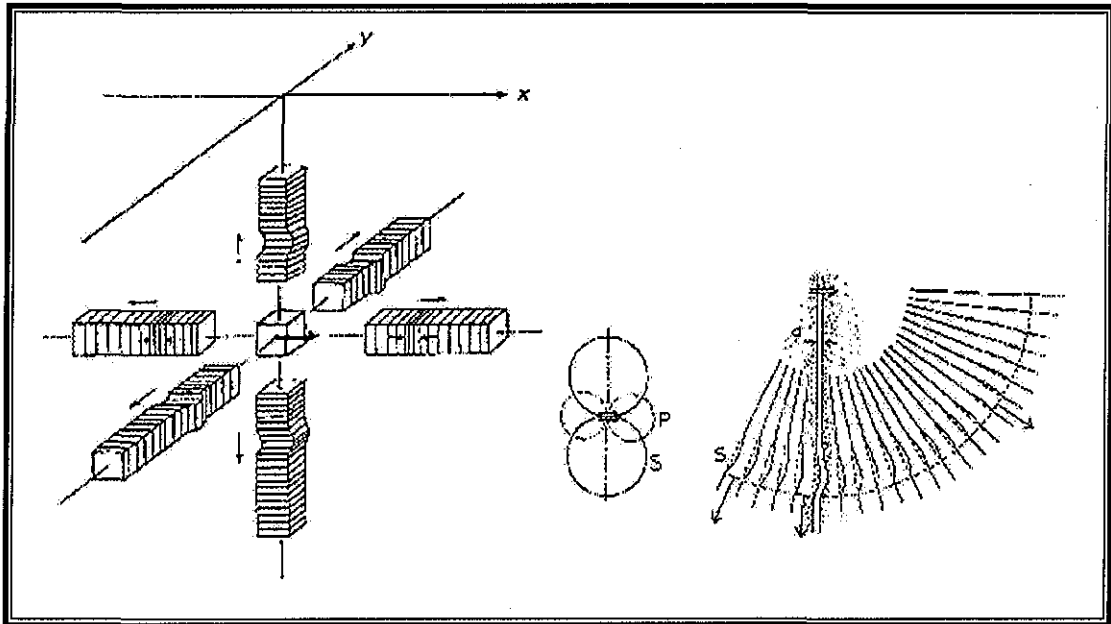


Figura 3.13 Esquema de la excitación de onda en el pozo (Cedex, 2001)

En este equipo el espaciamiento entre los dos receptores es colocado mecánicamente en la sonda; debido a esto no hay error en la trayectoria de la propagación; también la frecuencia de la onda de cortante generada por la fuente es más alta que la de otros métodos, y se encuentra dentro de un rango de 100 a 1000 Hz, dependiendo del módulo de deformación; otra ventaja es que la longitud de onda es más corta y los tiempos de propagación medidos son más precisos; además, las medidas a cortos intervalos incrementan la resolución vertical

La perforación que se practica, con diámetro entre 70 y 150 mm, debe realizarse con la mayor verticalidad posible, cuidando la regularidad en la paredes, para así evitar el arrastre de la sonda a lo largo del pozo (lo que puede redundar en atoramientos temporales o incluso permanentes de ésta, especialmente si las formaciones atravesadas presentan fácilmente derrumbamientos). Para medir velocidades sin eventuales interferencias por la presencia de un ademe en el pozo, será recomendable evitarlo cuando sea posible; así mismo, se sugiere que la prueba se lleve a cabo inmediatamente después de terminada la perforación. Si es necesario, tendrá que usarse ademe de PVC de pared delgada, nunca de acero, debidamente adherido a las paredes del pozo para evitar pérdidas o distorsiones de la señal de la fuente. Si durante la perforación se observan pérdidas importantes de flujo o derrumbes frecuentes, el pozo deberá ademarse, pero en las arcillas blandas de la ciudad de México el uso de PVC sobre todo en los primeros 10-15 m no es recomendable debido a sus bajas velocidades. También, es muy importante que el pozo se mantenga lleno de fluido ya que sin éste la señal no podrá transmitirse hacia las formaciones circundantes; en caso de presentarse descensos en el nivel del fluido durante la observación de velocidades, éste debe restituirse a su nivel normal.

En el sitio de estudio se empleó la sonda suspendida, y no se utilizó ademe para realizar la prueba, como en el caso del pozo abajo y sonda suspendida en el año de 1986 (Jaime, Romo y Ovando, 1986), esta técnica se aplicó el día 5 de julio del año 2000 con el apoyo y equipo del CENAPRED (Centro Nacional de Prevención de Desastres), utilizando la misma perforación del sondeo del cono eléctrico, previamente perforada a 4" (10 cm) de diámetro, y una profundidad

de 40 m, con 5 m más de avance en la perforación ya que son necesarios debido al contrapeso que lleva la sonda en la parte inferior para poder tomar las lecturas hasta 40 m. La perforación se llenó con agua para realizar la prueba, tomándose lecturas a cada metro; esto se realizó de la parte inferior (40 m) de la perforación hasta la parte superior (6 m) de la profundidad.

3.4.2 Perfil de velocidad de onda Vs y Vp (año 2000)

En la **fig 3.14** se muestra el perfil de velocidades de onda de cortante y compresión obtenido en el sondeo de julio de 2000 en el sitio de SCT; posteriormente, en el capítulo 5 se comparan los perfiles de velocidad de onda de cortante S y compresión P con las velocidades de onda obtenidas en 1986 (Jaime, Romo y Ovando).

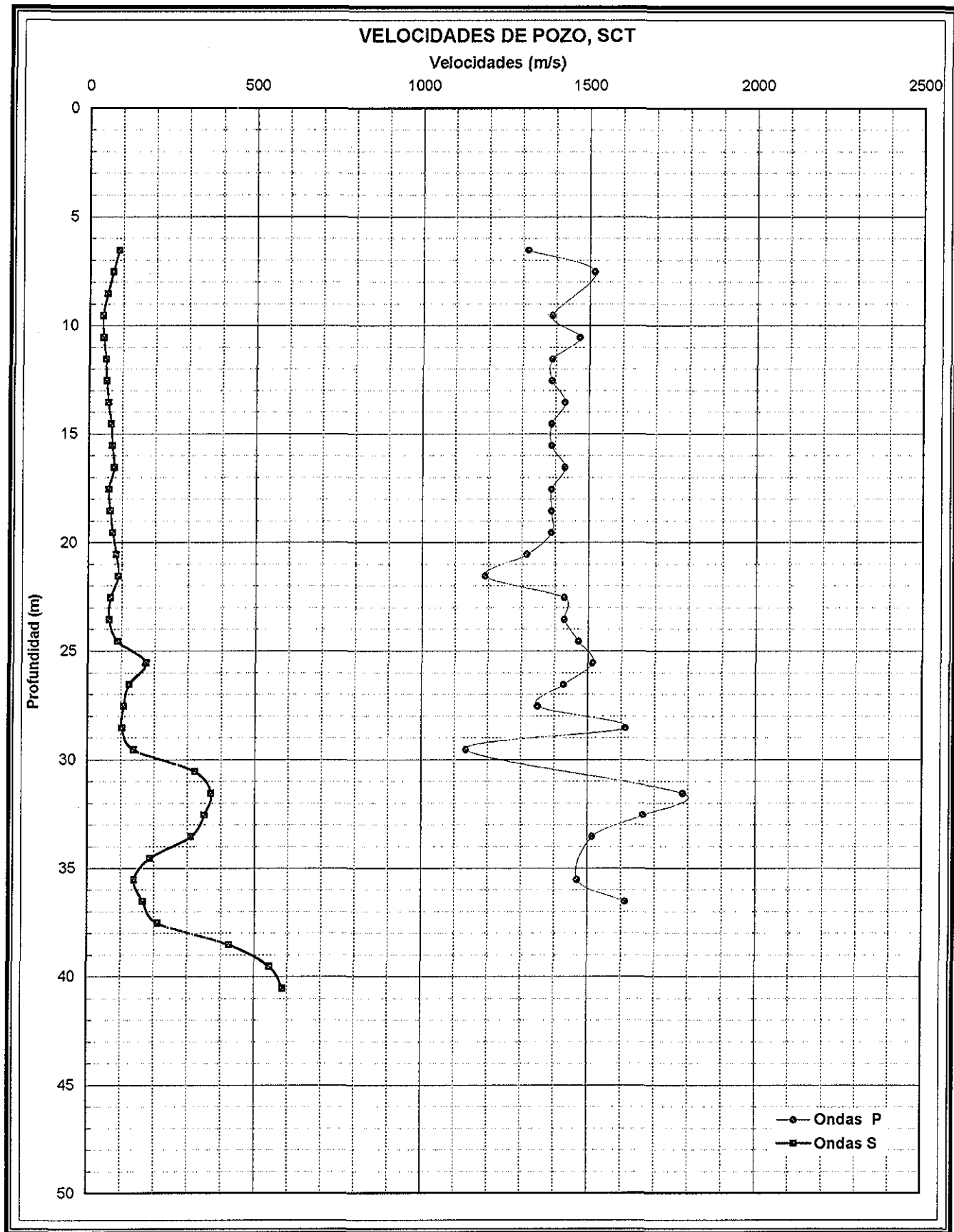


Figura 3.14 Perfil de Velocidades de onda P y S medidas en el año de 2000

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

WCO 2123T
MEXICO ED ALIANZA

CAPÍTULO 4

INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO

4.1 Ensayes de laboratorio

Para realizar las pruebas en el laboratorio, se extrajeron muestras de suelo inalteradas en el sitio SCT. El objetivo de estos ensayos es evaluar las propiedades geotécnicas del sitio y compararlas con los ensayos obtenidos por Jaime, Romo y Ovando (1986) del mismo sitio para estudiar la variación de las propiedades del suelo ante el constante abatimiento piezométrico de sus mantos freáticos y su consecuente hundimiento regional en el sitio SCT

Parte de la investigación de laboratorio se realizó en la compañía TGC, la cual consistió en pruebas índice, tales como descripción visual, índice de plasticidad, peso volumétrico natural, densidad de sólidos y contenido de agua; estas fueron realizadas a profundidades específicas en muestras representativas de los diferentes estratos con las cuales se elaboró el perfil estratigráfico. Así como tres consolidaciones unidimensionales realizadas por el suscrito; en el Instituto de Ingeniería se llevaron a cabo los ensayos de las pruebas triaxiales no consolidadas no drenadas UU, consolidadas no drenadas CU, así como pruebas índice complementarias.

4.1.1 Programa de ensayos

Los ensayos realizados en la investigación fueron los siguientes:

1.- Se realizaron 13 ensayos triaxiales UU con series de tres y en algunos casos de una o dos probetas, en las cuales se determinaron sus pesos volumétricos naturales γ_n , densidad de sólidos G_s , índice de plasticidad PI, relación de vacíos e , grado de saturación G_w , el esfuerzo cortante máximo τ_{max} , cohesión c , módulo tangente inicial E_i y al 50 % del esfuerzo desviador de falla E_{50} , así como sus graficas de esfuerzo desviador-deformación axial ($\sigma_d - \epsilon_a$), y las envolventes de falla de los círculos de Mohr en esfuerzos totales.

2.- Se realizaron tres ensayos triaxiales CU con series de tres probetas cada una a profundidades de **11.40, 20.35 y 35.45 m**, respectivamente, a las cuales, de cada serie se determinó su peso volumétrico natural γ_n , densidad de sólidos G_s , índice de plasticidad PI, relación de vacíos e , grado de saturación inicial y final G_w , el esfuerzo desviador máximo σ_d , cohesión c , ángulo de fricción interna ϕ' en esfuerzos efectivos y totales en la envolvente de falla de los círculos de Mohr. Así mismo, se graficaron los diagramas p-q y p'-q, presión de poro-deformación axial ($\Delta u - \epsilon_a$), esfuerzo desviador-deformación axial ($\sigma_d - \epsilon_a$), se determinaron los parámetros M , λ , N y Γ del estado crítico, ángulo de fricción interna efectivo por la correlación de $\text{sen}^{-1}(3M/(6+M))$ a partir de la pendiente, M , de la envolvente de falla del estado crítico

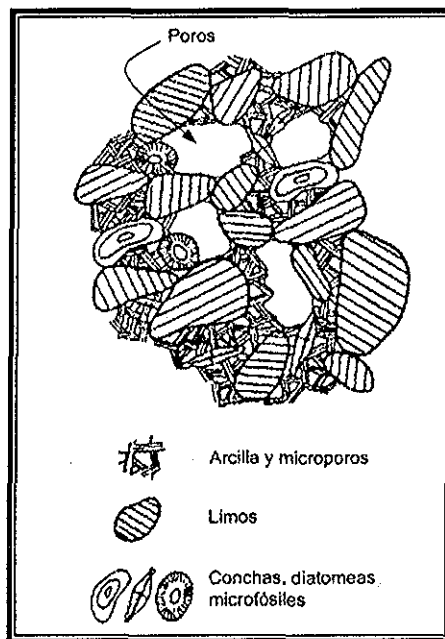
3.- Se ensayaron tres pastillas de suelo inalterado en consolidación unidimensional; al primer ensayo (primera pastilla) se le aplicaron 11 incrementos de carga (muestra 13-1 a 12.30 m), en el segundo ensayo se le aplicaron 11 incrementos (muestra 21-2 a 19.60 m), en ambos ensayos se aplicó un esfuerzo efectivo final de consolidación de **5.6 kg/cm²**; en el tercero y último ensayo se aplicaron 11 incrementos de carga (muestra 43-2 a 34.30 m) hasta un esfuerzo efectivo final de consolidación de **10 kg/cm²**. En los tres ensayos realizados el esfuerzo efectivo de descarga final fue de **0.1 kg/cm²**.

4.2 Ensayes índice

Desde los inicios del estudio sobre las propiedades de las arcillas del valle de México, se ha tratado de tener una idea sobre la estructura de la fase sólida en sí y la forma como se agrupan las partículas, la naturaleza de las fuerzas internas actuantes y la influencia de los iones asociados y los efectos de la materia orgánica, para interpretar su comportamiento. Marsal y Mazari (1959) son los primeros en intentar una caracterización de este tipo, valiéndose del instrumental más avanzado a su alcance. Encontraron que la fracción arcillosa (partículas menores de dos micras) varía entre 22 y 33 % del peso seco de sólidos, y un contenido de materia orgánica comprendido entre 1 y 7 %. Clasifican a la arcilla del valle de México como ílitica

Estudios realizados por Leonards y Girault (1961) concluyen que las arcillas son alófanas y reportan que no encontraron evidencia de montmorilonita o illita.

Zeevaert (1973) la describe como una arcilla limosa orgánica con grandes porcentajes de fósiles, ostrácodos y diatomeas, así como ceniza y vidrio volcánico. A diferencia de Marsal y Mazari, la clasifica como montmorilonita y presenta una descripción esquemática (fig 4.1).



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Figura 4.1 Descripción esquemática de la arcilla de la ciudad de México (Zeevaert, 1973)

Mesri *et al.* (1974), encuentran la siguiente composición: 5 a 10 % de partículas de tamaño de la arena; 55 a 65 % de microfósiles sílicos del tamaño del limo, principalmente diatomeas; 20 a 30 % de fracción arcillosa, de la cual aproximadamente el 10 % es esmectita y el resto sílice biogénico de origen volcánico; por último un 5 a 10 % de materia orgánica

Numerosas observaciones con microscopio electrónico realizadas por Peralta (1984) a lo largo de un sondeo realizado en parque Amado Nervo, muestran lo siguiente:

- La arcilla presenta una estructura aleatoria y generalmente con poco espacio intersticial.
- Los principales tipos de fósiles encontrados son diatomeas, ostrácodos y polen de la vegetación.

- Existe un predominio de feldespatos e ilitas, con todo un conjunto de variantes mineralógicas
- Se descarta la singularización de la mineralogía con nombres genéricos, como por ejemplo; alófanos o esmectitas y se describen como mezclas poco cristalinas en lenta transformación hacia minerales estables.
- El calcio registrado por Marsal y Mazari (1959), y confirmado por Mesri *et al.* (1974), proviene de los caparazones de ostrácodos
- La mineralogía cambia con la profundidad como resultado de condiciones volcánicas y climáticas variables durante la depositación.

Para obtener las propiedades índice tales como contenido de agua, índice de plasticidad, densidad de sólidos y peso volumétrico, se tomaron muestras representativas a distintas profundidades de cada estrato de suelo que se consideró homogéneo y, estas propiedades se pueden consultar y visualizar en el perfil de las **figs 4.2 y 4.3**, así como las pruebas índice complementarias de cada ensaye triaxial UU, CU y consolidación se incluyen en las **tablas 4.1, 4.3 y 4.6**.

4.2.1 Contenido de agua

El contenido de agua o humedad natural se designa a la relación entre el peso del agua y el de la materia sólida de un suelo en su estado natural, expresado en porcentaje.

El contenido de agua (w), es una de las características más expresivas de las arcillas del valle de México, por ello la mayoría de las otras propiedades que se analizan adelante, se pueden correlacionar con ella. Es interesante notar que, aun cuando en el subsuelo del valle de México existen materiales cuyo contenido de agua es mayor a 400 %, (perfil de las **figs 4.2 y 4.3**), exhiben propiedades elásticas muy marcadas; sólo moldeándolas se aprecia su comportamiento plástico y al amasarlas enérgicamente en muchos de los casos adquieren la consistencia de un líquido viscoso. Para la primera formación arcillosa superior se determinó un valor hasta de 411 % (para las arcillas y limos arcillosos) con valores promedio de 300 % y en la formación arcillosa inferior no se tuvo datos debido a que el sondeo sólo se llegó hasta una profundidad de 40 m; para los materiales de relleno y costra superficial se tuvo un intervalo de 10 a 110 %.

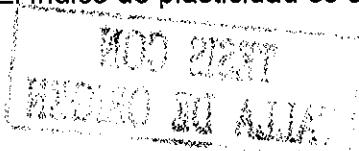
4.2.2 Relación de vacíos

El cociente del volumen de vacíos respecto al volumen de la fase sólida de un suelo, es por definición, la relación de vacíos e , los valores obtenidos en los ensayos fluctuaron entre 1.89 y 9.96, lo cual es extraordinario si se les compara con suelos de origen marino o glacial; los valores mayores fueron encontrados entre las profundidades de 7.0 a 12.0 m con un intervalo de 7.10 a 9.96, los valores menores que estos se pueden encontrar en esta misma formación arcillosa superior entre una profundidad de 0.0 a 7.0 m

Los valores más bajos de estos dos índices anteriores son casi sin excepción de estratos arenosos.

4.2.3 Índice de plasticidad

El índice de plasticidad es obtenido por la resta algebraica entre el límite líquido y el límite



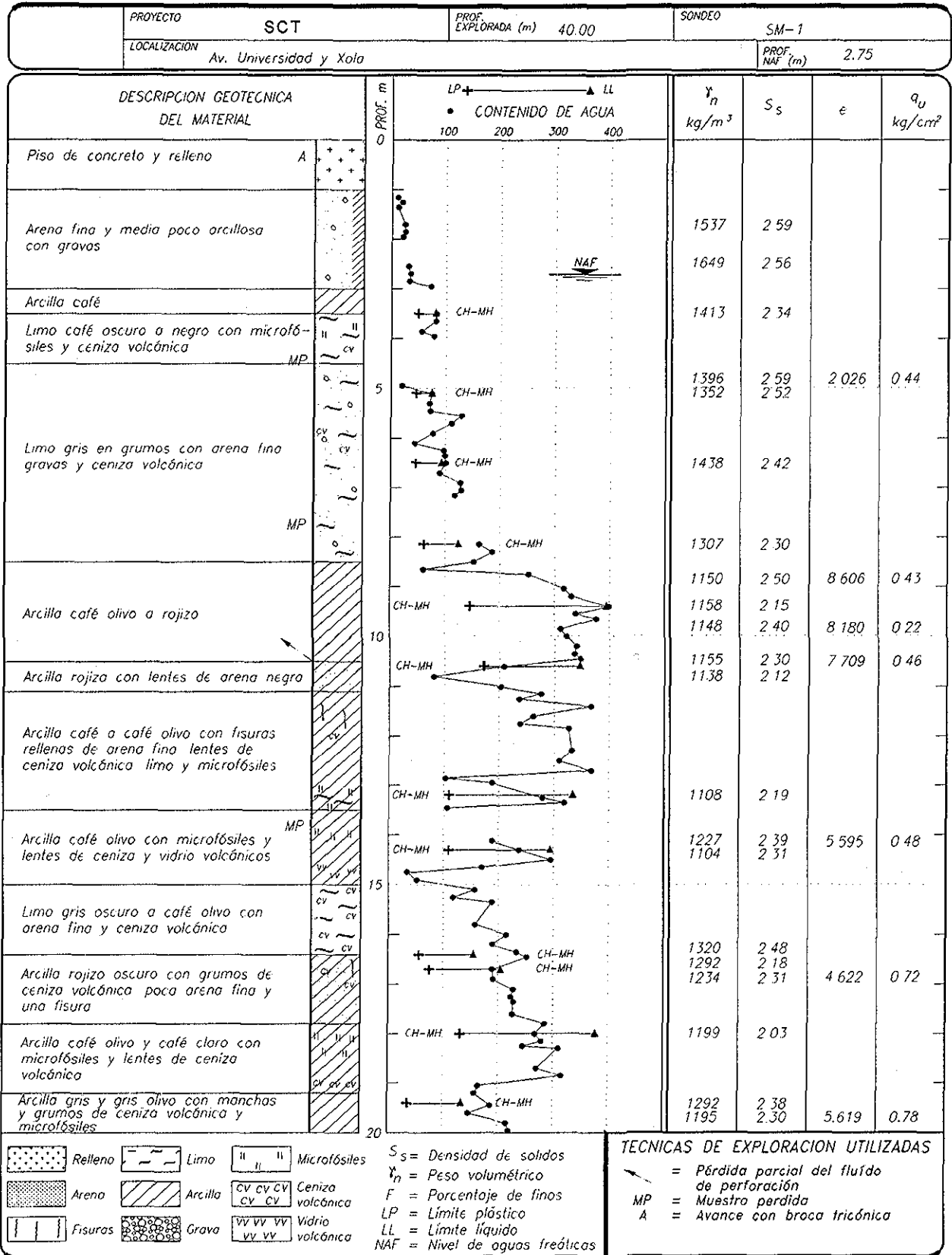


Figura 4.2 Perfil estratigráfico y propiedades índice y de resistencia no drenada, q_u , del sitio SCT obtenidas en el año 2000.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

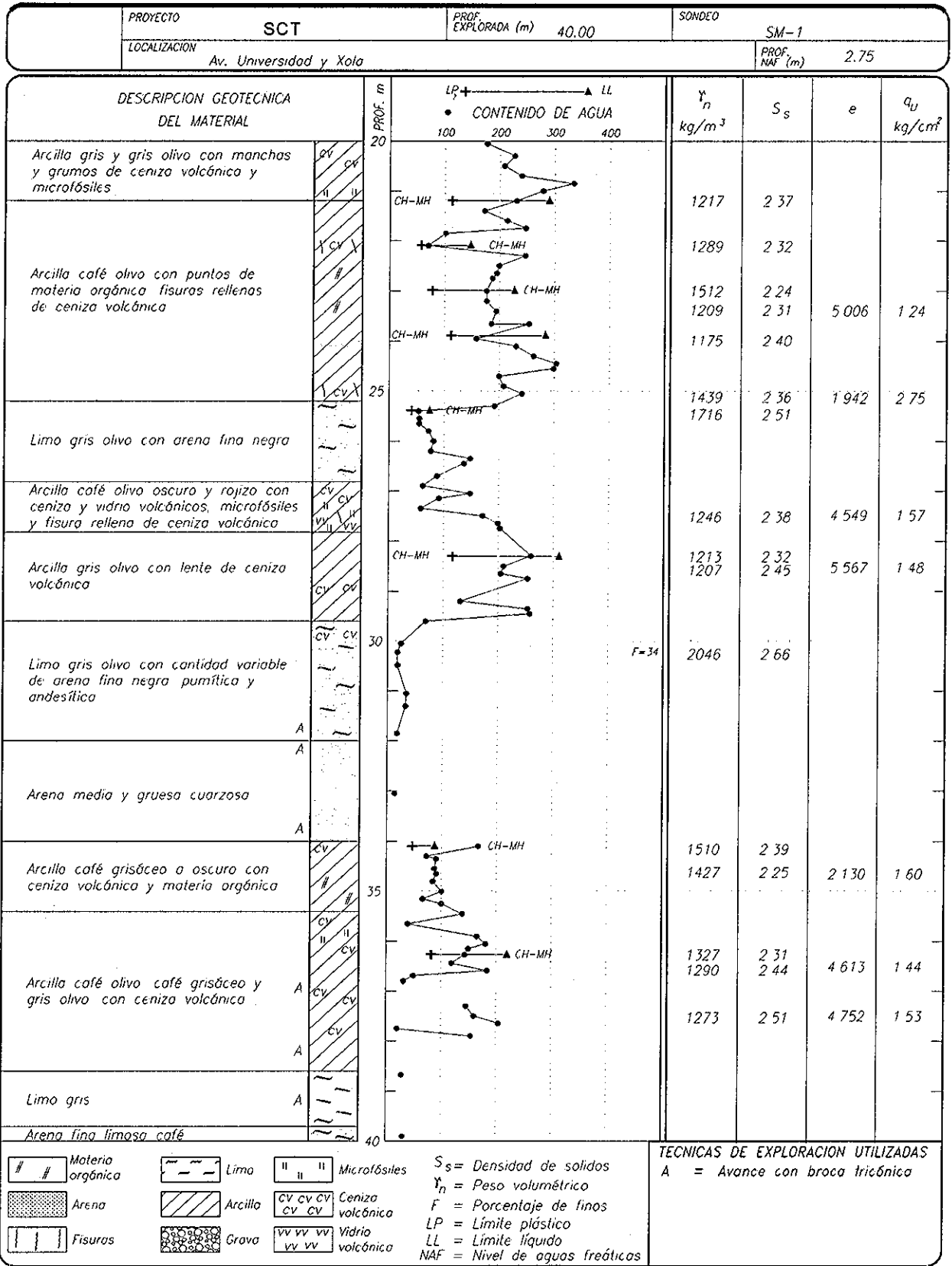


Figura 4.3 (continuación) Perfil estratigráfico y propiedades índice y de resistencia no drenada, q_u , del sitio SCT obtenidas en el año 2000

plástico, $PI = w_L - w_p$; los límites de consistencia de las arcillas del sitio en estudio se obtuvo utilizando el aparato del cono sueco

El aparato consta de un pedestal con brazo ajustable verticalmente donde lleva colocado una punta cónica que tiene un peso de 60 g y un vértice de 60° , con una caída de 15 cm y que permite que éste apenas toque inicialmente la superficie del suelo; la penetración del cono en la masa de suelo es posible medirla y apreciarla con una lupa, con aproximación de 0.1 mm, el límite líquido se define el contenido de agua que tiene el suelo cuando el cono penetra 10 mm (Mendoza., Orozco, 1998).

Los valores obtenidos en el límite líquido (w_L) varían entre **75 a 400 %** y en los límites plásticos (w_p) varían entre **35 a 170 %**, por lo que el índice de plasticidad se encuentra en un intervalo de **40 a 230 %**.

Se ha observado que el comportamiento del límite líquido es semejante al del contenido de agua natural, por lo que se refiere a sus variaciones con la profundidad, erraticidad y orden de magnitud, los límites plásticos exhiben variaciones semejantes a la del límite líquido, aunque más atenuadas.

4.2.4 Densidad de sólidos

La densidad de sólidos es la relación de los pesos específicos de los sólidos y del agua a 4° C de temperatura, expresado por la literal G_s . Esta propiedad de los sólidos se ha determinado de modo sistemático al investigar las arcillas, pues presentan variaciones significativas no obstante que los especímenes aparentemente pertenezcan a un mismo estrato, los valores de esta característica están comprendidos en un valor medio de **2.429** con valores extremos de **2.030 a 2.669**.

4.2.5 Peso volumétrico

El cociente del peso de suelo respecto al volumen de la probeta es por definición, el peso volumétrico, estos fueron obtenidos de probetas seleccionadas a distintas profundidades representativas de los diferentes estratos; así como también en los límites líquidos y densidad de sólidos se obtuvieron sus pesos volumétricos, de cada probeta antes de ser ensayada en las pruebas mecánicas como consolidación, triaxiales UU y CU; se le midió a cada una su diámetro inferior, medio y superior así como dos alturas, con lo cual se obtuvo su diámetro y altura promedio, los valores de su peso volumétrico estuvieron entre **1109 y 1477 kg/m³** (figs. 4.2, 4.3 y tablas 4.1, 4.3 y 4.9).

4.2.6 Grado de saturación

Tal denominación se aplica al cociente del volumen ocupado por el agua respecto al volumen de vacíos de un suelo en su condición natural, en por ciento, adoptado por brevedad el símbolo de G_w ; en su mayoría las muestras ensayadas en las pruebas triaxiales estuvieron en un intervalo de **95.35 a 100 %** de saturación al inicio de sus respectivas pruebas, por lo anterior se les considera suelos casi saturados.

4.3 Ensayes mecánicos

4.3.1 Prueba triaxial no consolidada no drenada UU

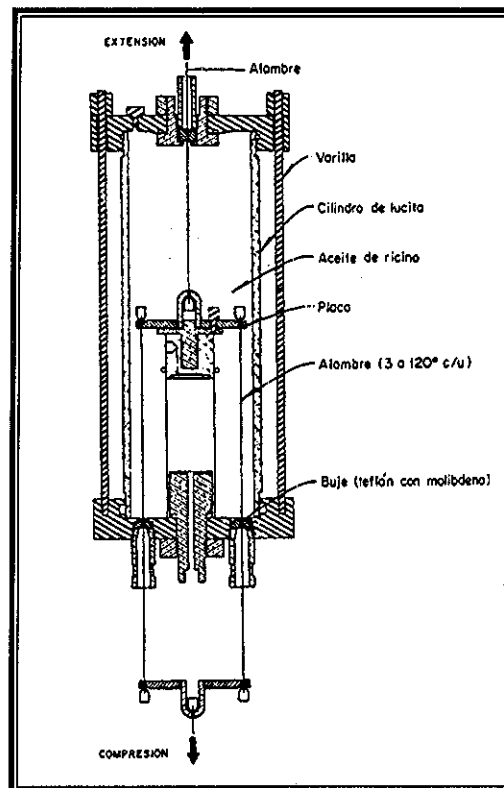
a) Equipo Utilizado

El equipo utilizado para el ensaye de las pruebas triaxiales UU y CU fue la cámara triaxial INING 2 (Santoyo y Reséndiz, 1969), del Instituto de Ingeniería, que se describe enseguida.

b) Descripción

La cámara triaxial de precisión INING 2 tiene la característica especial que puede operar bajo el régimen de desplazamiento controlado o esfuerzo controlado. Entre las características principales de este aparato es el mecanismo de carga axial que consiste en un sistema de alambres a tensión de pequeño diámetro para reducir al máximo la fricción en el sistema de aplicación de cargas (fig 4.4). Al estar en tensión los alambres de carga, se disminuye la fricción durante el ensaye de la probeta. Cuenta con transductores para medir la presión de poro, la presión confinante, así como cambios de volumen mediante una bureta graduada y deformación vertical mediante micrómetros.

La diferencia de esta cámara en comparación con las usuales, es la forma de aplicación de la carga mediante elementos que trabajan a tensión, en tanto que en los diseños usuales la carga es transmitida a través de un pistón que trabaja a compresión.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 4.4 Cámara Triaxial INING 2 (Santoyo y Reséndiz, 1969)

En la cámara INING 2 la carga se aplica en la cabeza de la muestra mediante una placa conectada a un alambre central, que aplica carga hacia arriba y tres alambres periféricos que aplican cargas hacia abajo.

El alambre conectado por arriba al centro de la placa pasa después de salir de la cámara, por una polea montada en baleros, y está ligado finalmente a un portapesas; los tres alambres que salen de la periferia de la placa de carga hacia abajo se ligan fuera de la cámara a otra similar, de la cual sale la barra de un portapesas. La barra del portapesas del sistema de carga inferior tiene guías que le impiden oscilar. Así se evita que la probeta sea sometida a momentos de torsión durante la aplicación de incrementos de carga. Los alambres de carga salen al exterior de la cámara a través de bujes de teflón y bisulfuro de molibdeno.

El conjunto de alambres conectados periféricamente y sus accesorios constituyen el sistema de carga inferior, y el alambre central, el sistema de carga superior. Cada uno de estos sistemas puede ser accionado colocando peso muerto en el portapesas correspondiente (prueba de esfuerzo controlado) o mediante un mecanismo de desplazamiento a velocidad controlada (prueba de desplazamiento controlado).

c) Características de operación

El sistema de medición de la deformación axial está constituido por dos micrómetros, uno de ellos se apoya en la placa de los alambres del sistema de carga inferior y el otro se apoya en una placa fija al alambre del sistema de carga superior.

En la **fig 4.5** se muestra el dispositivo de carga, el cual se divide en un sistema de carga delantera (**scd**) que permite aplicar cargas en compresión, y el sistema de carga trasero (**sct**) con el cual se pueden efectuar pruebas en extensión. La carga se aplica a la muestra mediante una placa (a), a la cual se conecta una cánula (b) la que sale de la cámara y se une a un alambre (d) (**sct**), y tres alambres periféricos (c) (**scd**). El alambre (d) pasa por una polea montada en baleros y finalmente se liga a un portapesas trasero (g); los tres alambres periféricos que salen de la cámara hacia abajo a través de pequeños bujes de teflón y bisulfuro de molibdeno (h), se ligan a otra placa similar (e) que soporta la barra de un portapesas delantero (f). Inicialmente se establece una condición de equilibrio con cargas muy semejantes en ambos portapesas.

Cada uno de los dos sistemas de carga puede accionarse colocando peso muerto en el portapesas correspondiente, o mediante un mecanismo de velocidad de desplazamiento controlado. Los ensayos realizados en este trabajo fueron bajo desplazamiento controlado; es decir, se colocó la máquina de carga para el desplazamiento vertical en el portapesas trasero.

La medición de los cambios volumétricos se realiza mediante una bureta, con una capacidad de **14.6 cm³** y una aproximación de **0.05 cm³**, a la cual se encuentran conectados los drenes superior e inferior (**ds** y **di**). A través de la bureta se puede aplicar contrapresión a la muestra; para evitar contacto directo entre el aire a presión y el agua desaerada que tiene la bureta, se utiliza una interfaz de aceite de silicón; en este mismo sistema se encuentra conectado un transductor de presión con capacidad de **7.0 kg/cm²**, que permite medir la presión de poro generada en el espécimen con una aproximación de **0.01 kg/cm²**.

Para conocer la deformación axial del suelo se cuenta con un micrómetro (i) con aproximación de **0.01 mm**, el cual se fija en la parte superior de la cámara y su barra de medición se apoya en una placa (j) sujeta a la cánula (b).

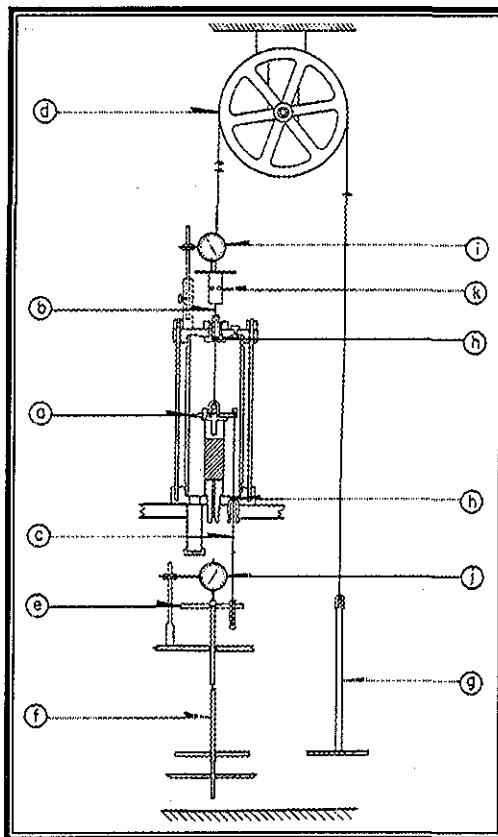


Figura 4.5 Instrumentación de la cámara (Santoyo y Reséndiz, 1969)

El esfuerzo desviador máximo que se puede aplicar en pruebas de compresión axial está limitado por la capacidad de los alambres del sistema de carga inferior, y en pruebas de extensión axial depende de la capacidad del alambre del sistema de carga superior. Las cargas máximas cubren la mayor parte del intervalo de interés para presiones confinantes hasta de 10 kg/cm².

d) Montaje de la muestra

- Se desconecta la placa de carga de los alambres del sistema de carga inferior
- Se fijan los portapesas y la placa de la cámara mediante soportes.
- Se monta el espécimen ya labrado sobre la base y se fija la membrana de recubrimiento a la base y a la cabeza
- Se conectan a la placa de carga los alambres del sistema de carga inferior y, manteniendo la placa separada de la cabeza, se somete el sistema de carga a la tensión conveniente, aplicando cargas iguales en ambos portapesas para mantener el sistema en equilibrio.
- Se liga la placa de carga a la cabeza del espécimen.
- Se cierra la cámara, se llena con el fluido confinante y se colocan los micrómetros.
- Si se juzga necesario, se agregan pequeñas pesas en el sistema de carga correspondiente, para compensar las fricciones y el peso sumergido de la cabeza de carga del espécimen.
- Se coloca la maquina de carga para dar la deformación controlada deseada.
- Se toma la lectura inicial del puente de Wheatstone para medir la presión de poro inicial.
- Se da inicio a la prueba tomando las lecturas de los micrómetros y el puente.

En el apéndice A se describe más detalladamente el montaje de una prueba triaxial.

El labrado de las probetas se describe en el inciso 4.3.2.a

El montaje para un ensaye triaxial CU se describe detalladamente en el anexo F; El montaje de una prueba triaxial UU es semejante al de la prueba CU, sólo que se eliminan los pasos de saturación y consolidación realizados en esta última.

e) Presentación de resultados

Los resultados obtenidos en los ensayes triaxiales UU se muestran en las figs 4.6 a 4.31 y en la tabla 4.1 En este tipo de gráficas se presenta la curva esfuerzo-deformación axial junto con la envolvente de los círculos de Mohr, para catorce diferentes profundidades

En las figs 4.2 y 4.3 se presenta la variación de las propiedades índice y de resistencia no drenada q_u , con la profundidad Por último, en la tabla 4.1 se presenta un resumen de las características y resultados de las 33 pruebas triaxiales UU realizadas En general se observa que al disminuir la relación de vacíos y el contenido de agua la resistencia aumenta Esto es debido a que el tener una relación de vacíos y humedad menor el contacto entre partículas es mayor, generando una resistencia no drenada mayor, al momento de ensayar la muestra.

En la muestra 21-3A se observa que las dos primeras probetas (a 0.72 y 1.22 kg/cm²) se comportan como un suelo por debajo del 100 % de saturación, pero teniendo ambas un grado de saturación real de campo de 100%, lo que contradice a la gráfica de los círculos de Mohr con su comportamiento como un suelo no saturado; en general todas las muestras se comportaron como suelos saturados.

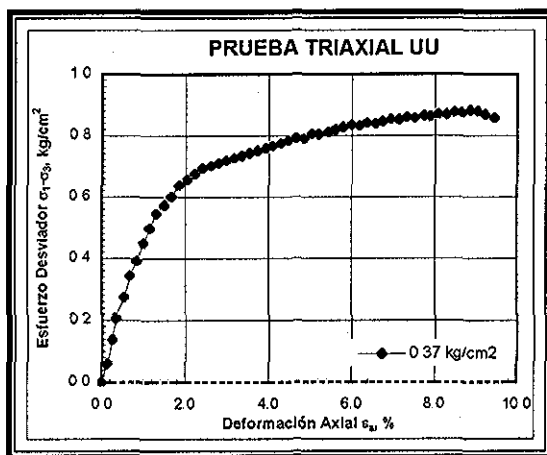


Figura 4.6 Muestra 5-1A

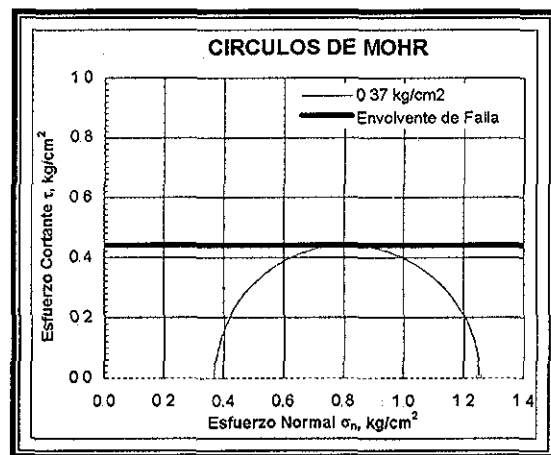


Figura 4.7 Muestra 5-1A



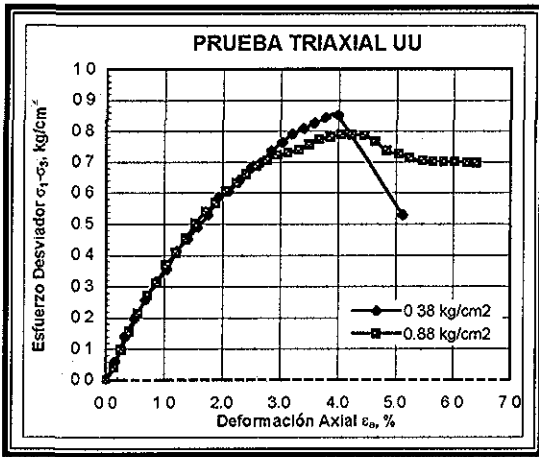


Figura 4.8 Muestra 9-1A, 1B

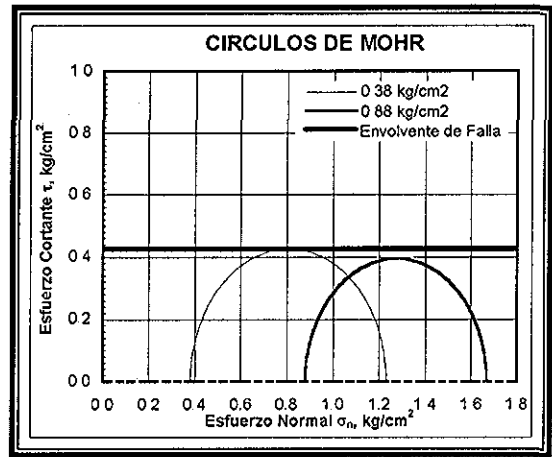


Figura 4.9 Muestra 9-1A, 1B

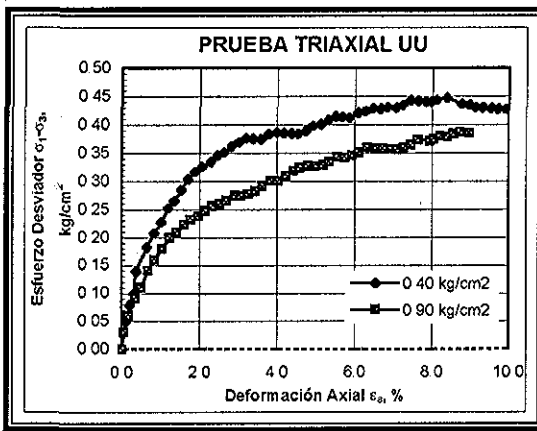


Figura 4.10 Muestra 10-1A, 1B

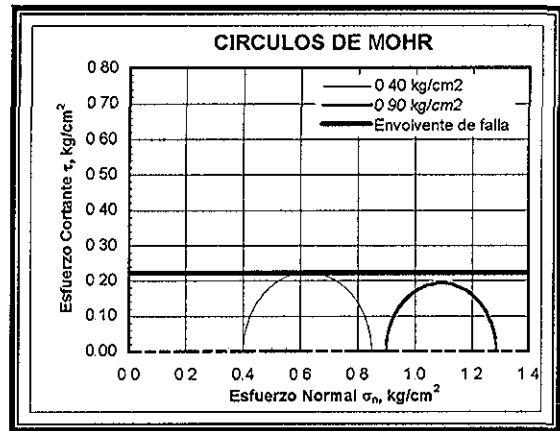


Figura 4.11 Muestra 10-1A, 1B

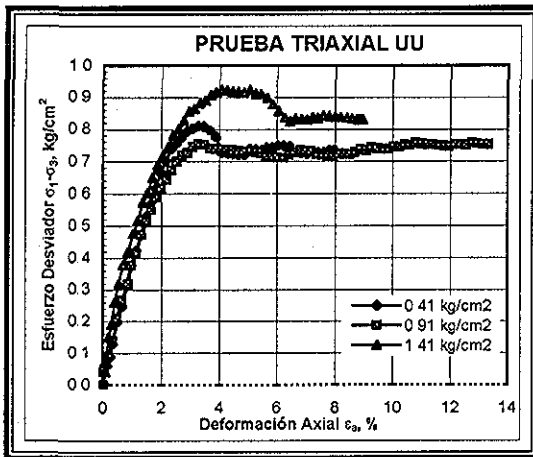


Figura 4.12 Muestra 11-4A, 4B, 4C

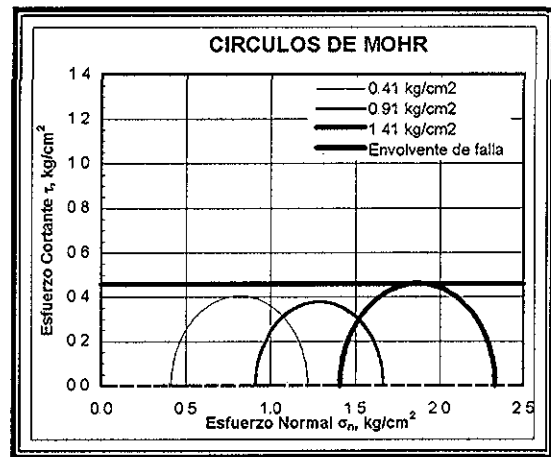


Figura 4.13 Muestra 11-4A, 4B, 4C

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

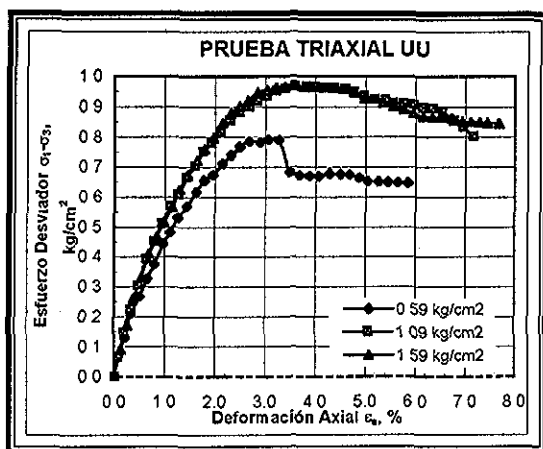


Figura 4.14 Muestra 15-1A, 1B, 1C

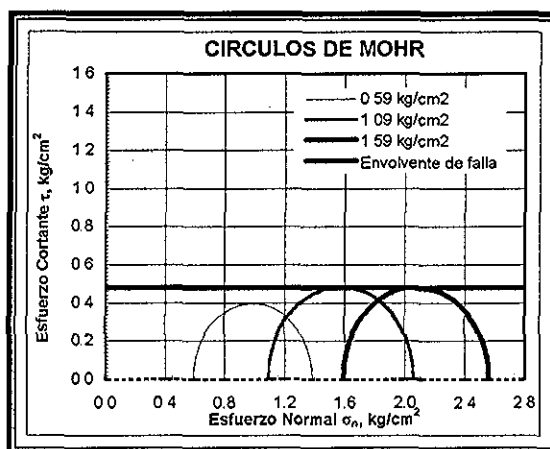


Figura 4.15 Muestra 15-1A, 1B, 1C

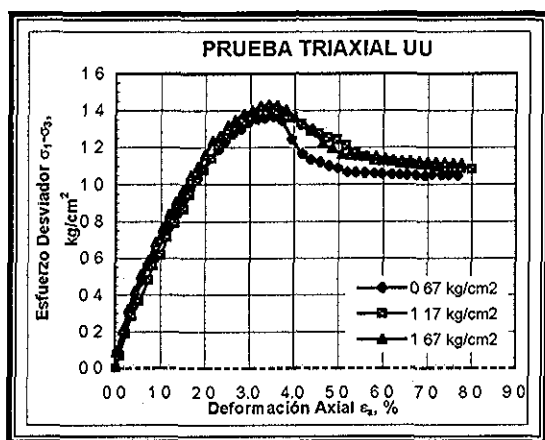


Figura 4.16 Muestra 18-2A, 2B, 2C

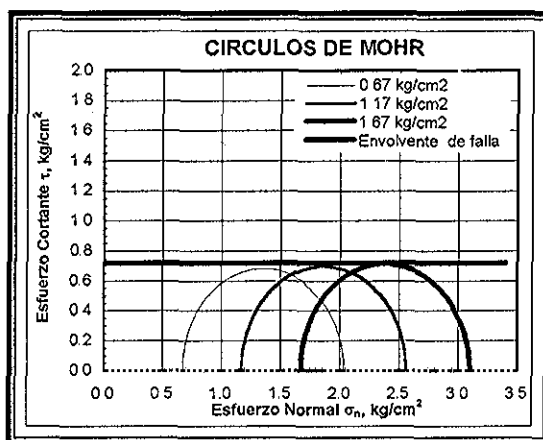


Figura 4.17 Muestra 18-2A, 2B, 2C

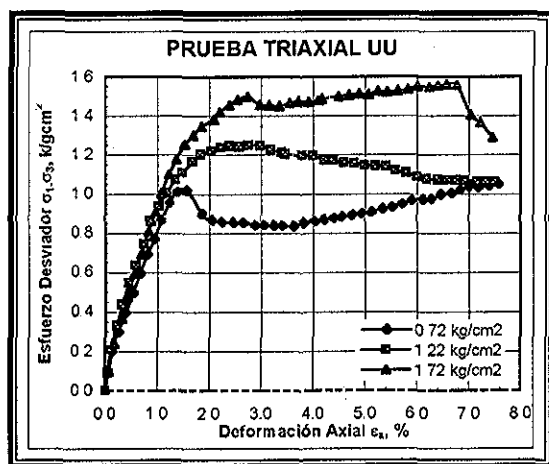


Figura 4.18 Muestra 21-3A, 3B, 3C

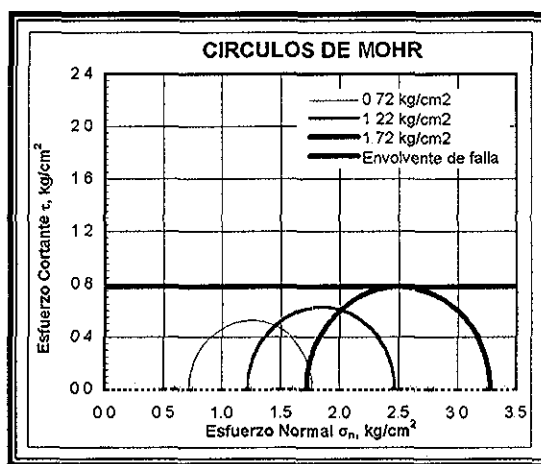


Figura 4.19 Muestra 21-3A, 3B, 3C

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

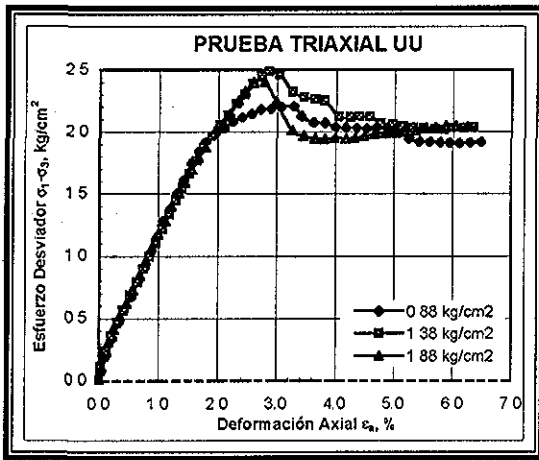


Figura 4.20 Muestra 25-3A, 3B, 3C

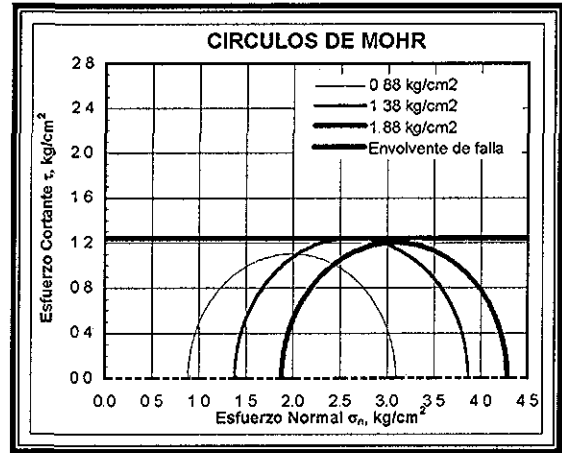


Figura 4.21 Muestra 25-3A, 3B, 3C

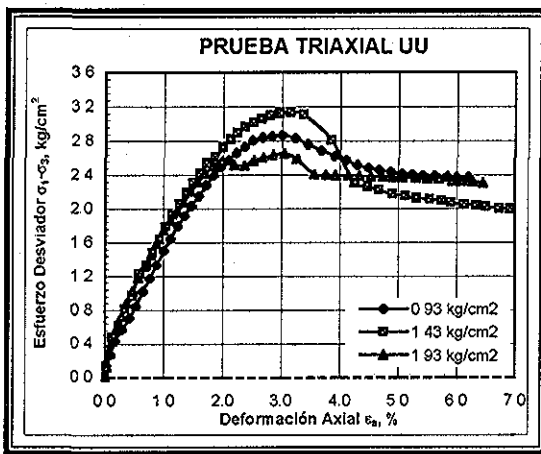


Figura 4.22 Muestra 31-2A, 2B, 2C

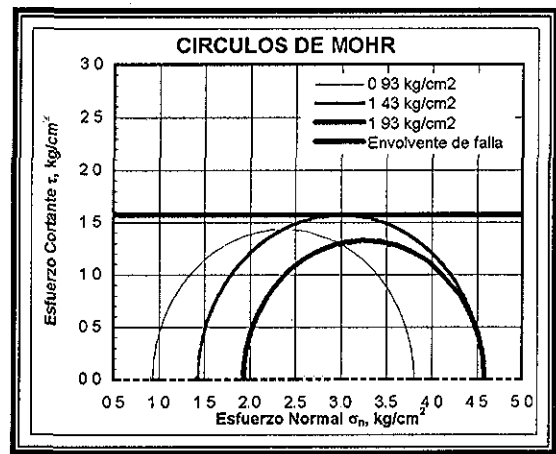


Figura 4.23 Muestra 31-2A, 2B, 2C

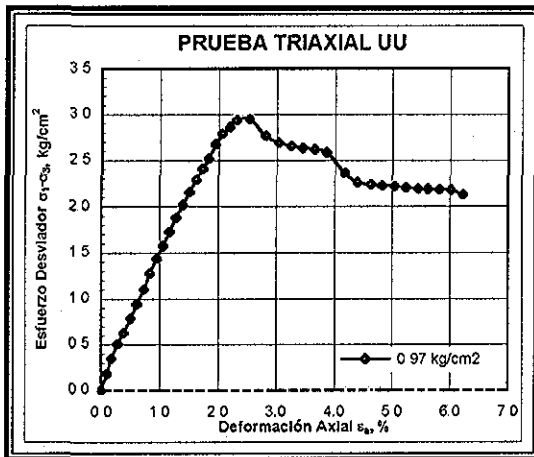


Figura 4.24 Muestra 32-2A

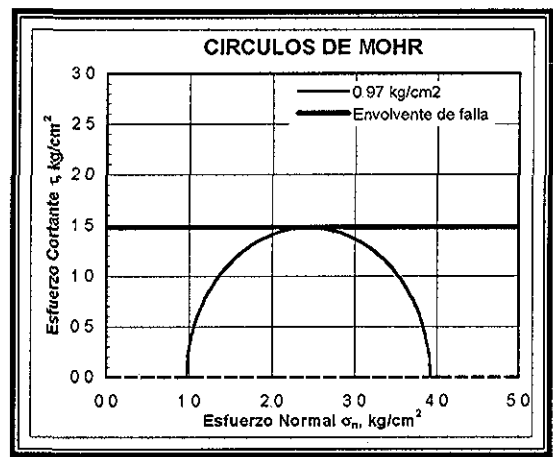


Figura 4.25 Muestra 32-2A

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

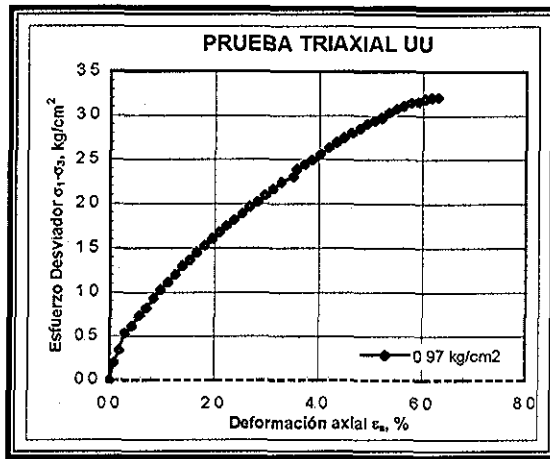


Figura 4.26 Muestra 44-1A

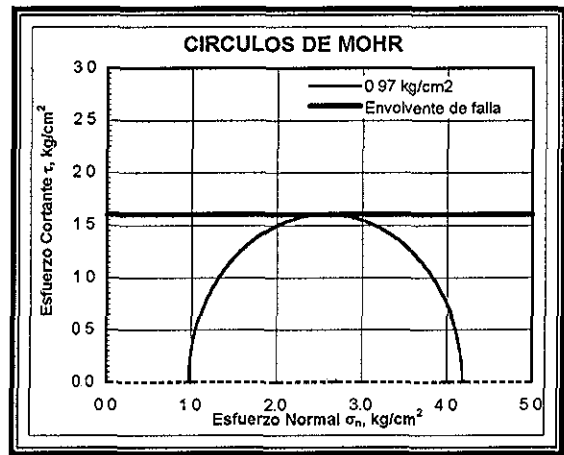


Figura 4.27 Muestra 44-1A

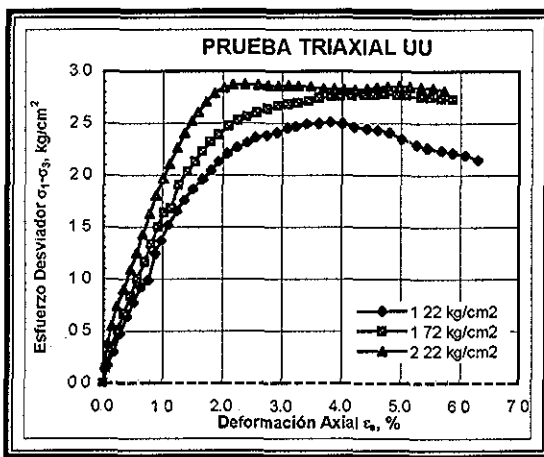


Figura 4.28 Muestra 48-3A, 3B, 3C

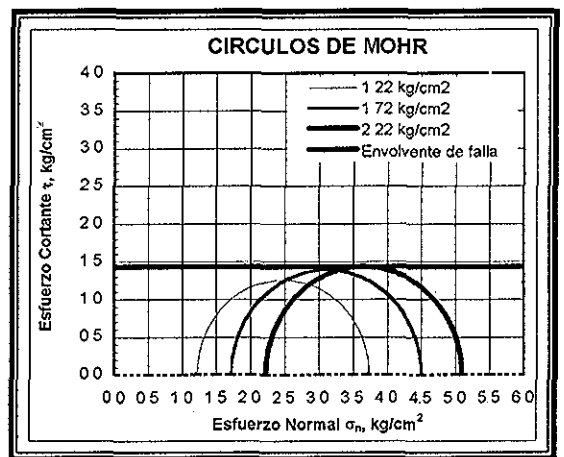


Figura 4.29 Muestra 48-3A, 3B, 3C

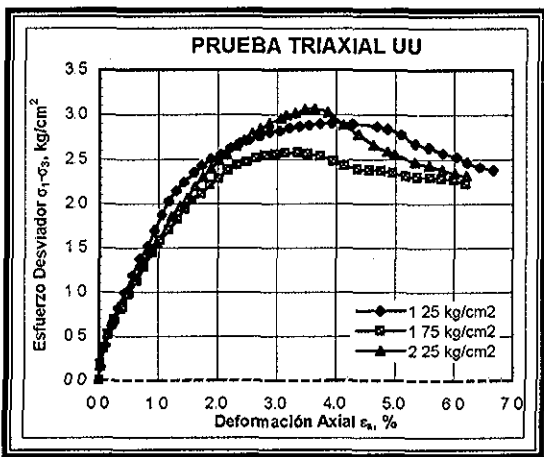


Figura 4.30 Muestra 50-2A, 2B, 2C

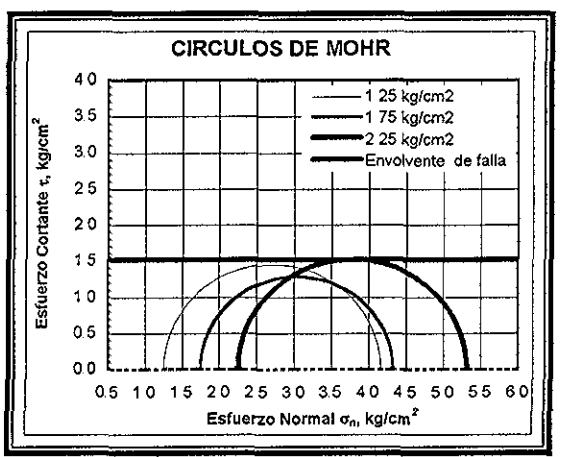


Figura 4.31 Muestra 50-2A, 2B, 2C

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Tabla 4.1 Resultados de pruebas triaxiales UU

# MUESTRA	PROF MEDIA (m)	PROF REAL (m)	e_i	G_{w_i}	γ_n (kg/m ³)	G_s	w_i (%)	q_u (kg/cm ²)	E_i (kg/cm ²)	E_{50} (kg/cm ²)	σ_3 (kg/cm ²)	σ_d (kg/cm ²)	σ_1 (kg/cm ²)	ϵ_r (%)
5-1A	4.90	4.85-4.95	2.026	100	1396	2.588	78.27	0.44	0.60	0.45	0.37	0.88	1.25	8.86
9-1A	9.00	8.90-9.10	8.606	100	1150	2.501	344.11	0.43	0.40	0.34	0.38	0.85	1.23	4.0
9-1B	9.00	8.90-9.10	8.606	100	1137	2.501	344.11	0.39	0.40	0.35	0.88	0.79	1.67	4.06
10-1A	9.80	9.75-9.85	8.180	100	1147	2.398	341.41	0.22	0.35	0.22	0.40	0.45	0.85	8.37
10-1B	9.80	9.75-9.85	7.974	100	1143	2.398	332.80	0.19	0.35	0.21	0.90	0.39	1.29	8.74
11-1A	10.60	11.10-11.20	7.453	100	1147	2.302	323.77	0.40	0.39	0.39	0.41	0.81	1.22	3.27
11-1B	10.60	11.10-11.20	7.709	100	1146	2.302	334.87	0.38	0.40	0.38	0.91	0.76	1.67	3.27
11-1C	10.60	11.10-11.20	7.101	100	1155	2.302	308.47	0.46	0.70	0.46	1.41	0.92	2.33	4.08
15-1A	14.15	14.10-14.20	5.158	100	1227	2.394	215.46	0.40	0.70	0.47	0.59	0.79	1.38	3.20
15-1B	14.15	14.10-14.20	5.595	100	1204	2.394	233.72	0.48	0.66	0.56	1.09	0.96	2.05	3.60
15-1C	14.15	14.10-14.20	5.554	100	1123	2.394	232.00	0.46	0.66	0.55	1.59	0.96	2.55	3.59
18-2A	16.90	16.85-16.95	4.622	100	1209	2.307	200.33	0.68	0.70	0.67	0.67	1.36	2.03	3.55
18-2B	16.90	16.85-16.95	4.470	100	1234	2.307	193.77	0.70	0.80	0.62	1.17	1.39	2.56	3.56
18-2C	16.90	16.85-16.95	4.480	100	1222	2.307	194.20	0.72	0.80	0.77	1.67	1.43	3.10	3.41
21-3A	19.75	19.70-19.80	4.788	100	1195	2.299	208.28	0.53	1.06	0.92	0.72	1.05	1.77	1.57
21-3B	19.75	19.70-19.80	5.619	100	1186	2.299	244.43	0.63	1.80	1.07	1.22	1.25	2.47	2.75
21-3C	19.75	19.70-19.80	5.299	100	1193	2.299	230.47	0.78	1.14	0.96	1.72	1.56	3.28	6.56
25-3A	23.40	23.35-23.45	5.006	97	1209	2.305	210.80	1.10	1.40	1.18	0.88	2.21	3.09	3.28
25-3B	23.40	23.35-23.45	4.857	100	1218	2.305	210.71	1.24	1.80	1.13	1.38	2.49	3.87	2.87
25-3C	23.40	23.35-23.45	4.888	100	1222	2.305	212.06	1.20	2.40	1.18	1.88	2.41	4.29	2.78
31-2A	27.55	27.50-27.60	4.339	100	1246	2.375	182.70	1.44	2.80	1.50	0.93	2.87	3.80	3.01
31-2B	27.55	27.50-27.60	4.462	100	1237	2.375	187.89	1.57	3.60	1.82	1.43	3.14	4.57	3.15
31-2C	27.55	27.50-27.60	4.549	100	1230	2.375	191.52	1.33	3.28	1.96	1.93	2.65	4.58	3.04
32-2A	28.50	28.45-28.55	5.567	100	1207	2.453	226.95	1.48	2.00	1.51	0.97	2.95	3.92	2.53
44-1A	34.65	34.60-34.70	2.130	100	1427	2.254	89.11	1.60	3.50	0.81	0.97	3.21	4.18	6.28
48-3A	36.65	36.60-36.70	4.613	100	1286	2.437	189.29	1.26	1.50	1.41	1.22	2.51	3.73	3.81
48-3B	36.65	36.60-36.70	4.328	100	1280	2.437	174.35	1.39	2.30	1.64	1.72	2.78	4.50	4.71
48-3C	36.65	36.60-36.70	4.394	100	1290	2.437	180.32	1.44	3.50	2.16	2.22	2.87	3.66	2.37
50-2A	37.55	37.50-37.60	4.748	100	1273	2.509	189.25	1.46	3.00	1.99	1.25	2.91	4.16	3.93
50-2B	37.55	37.50-37.60	4.751	100	1255	2.509	189.26	1.29	4.56	1.69	1.75	2.58	4.33	3.35
50-2C	37.55	37.50-37.60	4.752	100	1250	2.509	189.38	1.53	5.25	1.50	2.25	3.06	5.31	3.64

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

4.3.2 Prueba triaxial consolidada no drenada CU

La teoría y principios de una prueba triaxial consolidada no drenada (CU), se describen en el anexo E

El ensaye de las pruebas triaxiales CU consiste de las siguientes etapas:

- 1) Labrado y montaje
- 2) Saturación
- 3) Consolidación
- 4) Falla

a) Labrado y montaje

Se seleccionaron probetas de suelo representativas de los mismos estratos ensayados en 1986 (Jaime, Romo y Ovando, 1986) correlacionándolas con el perfil de cono y de humedades realizado en esta investigación en junio de 2000

El labrado se realiza después de haber extraído la muestra del tubo "TGC-1" en un torno, empleando un arco con alambre de un espesor de 0.25 mm, posteriormente en el cabeceador se le da la altura deseada. Las dimensiones promedio de las probetas son de 3.6 cm de diámetro y 8.5 cm de altura ± 0.1 cm, conservando la relación de altura/diámetro de 2.4 en todos los ensayos realizados

Antes de iniciar el montaje se satura el sistema de drenaje para eliminar burbujas de aire en las líneas; el montaje de la probeta se realiza de manera muy cuidadosa, tratando de no dañar la muestra con posibles perturbaciones en el momento del montaje. Se fabrica una rejilla de papel filtro de calibre # 54 (Tabla de referencia de Whatman) de velocidad de filtrado rápido, éste es previamente saturado y colocado en la periferia de la probeta con objeto de facilitar la saturación y acelerar la etapa de consolidación. Asimismo, se coloca papel filtro en la parte inferior y superior de la probeta con objeto de evitar que el material se adhiera y penetre en las piedras porosas.

Se utilizan membranas de látex formadas por 8 capas con un espesor total de 0.25 mm, fabricadas en el Instituto de Ingeniería para las pruebas triaxiales UU y CU, en el cabezal inferior y superior se le coloca una interfaz de silicón en la parte lateral para impedir el flujo de agua entre el cabezal y la membrana.

En el anexo F se presenta una descripción detallada del montaje para un ensaye triaxial CU

b) Saturación

En las pruebas triaxiales CU, después del montaje se procede a saturar la muestra. EL objetivo de esta etapa es llevar a la probeta al 100 % de saturación.

Para alcanzar tal objetivo, se utiliza el método de contrapresión para provocar la disolución del aire en el agua de la muestra. El método consiste en aplicar un incremento de presión en el interior de la muestra y aumentar simultáneamente la presión confinante en igual medida, para que los esfuerzos efectivos no sufran ninguna modificación. La etapa consta de los siguientes pasos.

1. - Sin permitir el drenaje a la muestra se aplica un incremento de presión confinante $\Delta\sigma_c$ del orden de 0.1 kg/cm^2 .
2. - Se espera el tiempo necesario para que el valor de la presión de poro se estabilice.
3. - Se calcula el parámetro B de Skempton, definido como:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_c} \tag{4.1}$$

Donde, Δu es el incremento de presión de poro producido por el incremento de presión confinante $\Delta\sigma_c$, el parámetro B indica el grado de saturación.

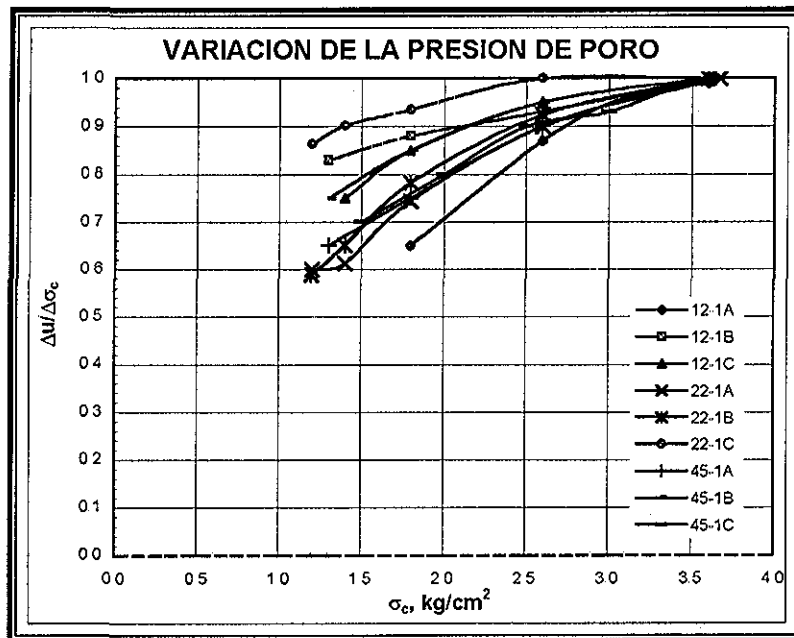
4. - Si B es menor que la unidad se realiza otro incremento de contrapresión en la base y la cabeza de la probeta, de igual valor que el incremento de presión confinante, para mantener sin cambio el valor del esfuerzo efectivo. Se permite que el incremento de contrapresión se uniformice en toda la muestra
5. - Se repiten los pasos de 1 a 4 hasta que el parámetro B es igual a 1.0.

En estos ensayos se considera la muestra saturada cuando se tiene valores de B mayores o iguales a 99 %.

La fig 4.32 muestra la variación del parámetro B de Skempton con el incremento de la presión confinante. Se puede observar que a medida que se aumenta el confinamiento (y por ende la contrapresión) el parámetro B tiende a la unidad.

Conviene hacer notar que la contrapresión aplicada no produce flujo de agua a través de la probeta de suelo, pues se aplica por igual en los extremos de la probeta.

Al final del proceso de saturación, los esfuerzos efectivos sobre el espécimen no han cambiado, sólo se han modificado los esfuerzos totales.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 4.32 Variación del parámetro B de Skempton, con respecto a la presión de confinamiento y contra presión

c) Consolidación

La etapa de consolidación se hace de manera similar a una prueba de consolidación unidimensional, en la cual se aplican incrementos de carga y se dejan consolidar por un tiempo. En los tres ensayos triaxiales CU se aplicaron incrementos de presión confinante que varían entre dos y cuatro, como se muestra en la **tabla 4.2**. El objetivo de utilizar incrementos de consolidación es el de minimizar el abarillamiento de la muestra. Cada incremento de presión se dejó por 24 horas para garantizar la consolidación primaria, sólo el incremento final se dejó el tiempo necesario hasta que se estabilizara el cambio de volumen. Todas las probetas fueron consolidadas isotrópicamente.

Tabla 4.2 Incrementos de consolidación en pruebas triaxiales CU

ENSAYE	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	INCREMENTOS DE PRESIONES CONFINANTES (kg/cm ²)
1	12-1A	11 35-11 45	0.3, 0.5
	12-1B		0.4, 0.6, 0.8
	12-1C		0.5, 1.0, 1.5
2	22-1A	20 30-20 40	0.3, 0.5
	22-1B		0.4, 0.6, 0.8
	22-1C		0.5, 1.0, 1.5
3	45-1A	35 40-35 50	0.3, 0.5, 0.75
	45-1B		0.3, 0.9, 1.5
	45-1C		0.5, 1.0, 1.5, 2.0

Las gráficas de las curvas de consolidación de las pruebas triaxiales CU se presentan en las **figs 4.33 a 4.41**.

El procedimiento de consolidación fue el siguiente:

- 1.- Ya obtenida la saturación de la probeta se procede a incrementar solamente el esfuerzo de confinamiento por etapas hasta alcanzar el esfuerzo final.
- 2.- Se toman lecturas en el micrómetro para obtener la deformación axial, así como las lecturas de la bureta para conocer el cambio volumétrico de la muestra para diferentes tiempos, permitiendo el drenaje de la muestra y la disipación del exceso de presión de poro Δu
- 3.- Después de transcurridas 24 horas, se procede a realizar de nuevo los pasos 1 y 2 aplicando un nuevo incremento de presión. Al momento de aplicar el último incremento se deja consolidar hasta que el volumen de agua desplazada se conserve constante y/o llegue a la consolidación secundaria. En algunos casos fueron periodos de hasta 48 y 72 horas.
- 4.- Ya realizados los pasos del 1 al 3 y aplicado el esfuerzo final de consolidación se procede a la falla

d) Falla

Esta etapa consiste en una prueba de compresión con desplazamiento controlado y sin permitir el drenaje de la probeta, se mide el desplazamiento axial, la presión de poro generada y la carga. La velocidad de desplazamiento utilizado fue de 0.1 mm/min, equivalente aproximadamente a un 0.11 % de la altura de la probeta por minuto. En todas las pruebas se utilizó esta velocidad de desplazamiento.

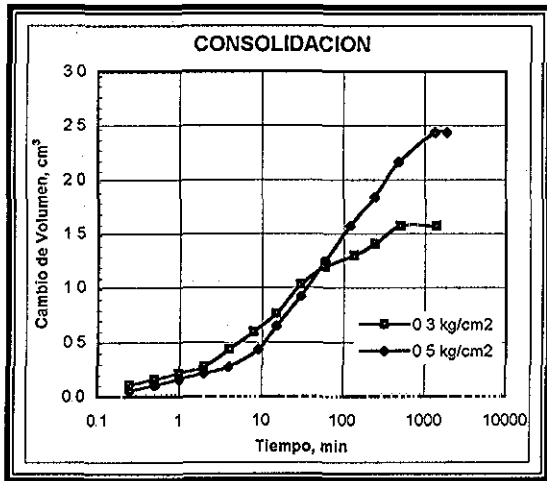


Figura 4.33 Muestra 12-1A

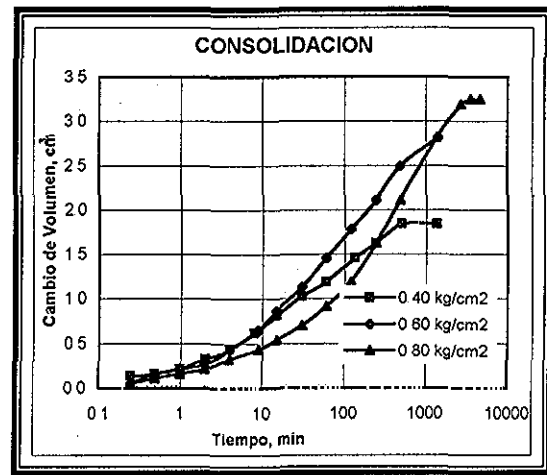


Figura 4.34 Muestra 12-1B

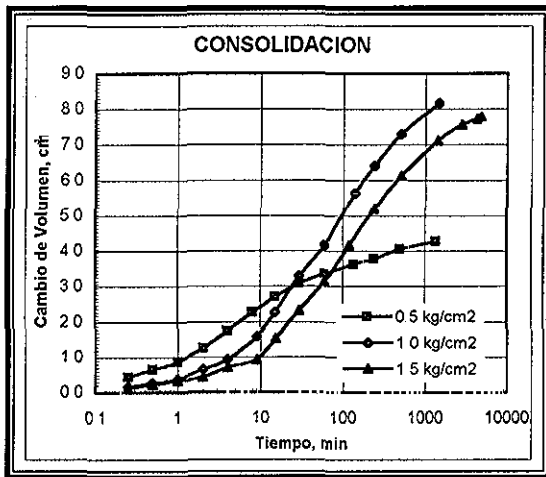


Figura 4.35 Muestra 12-1C

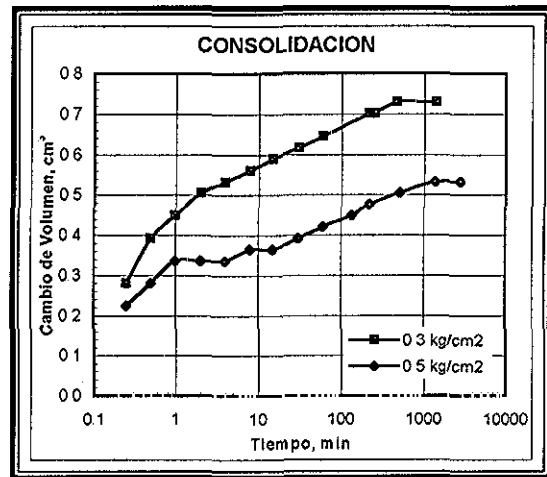


Figura 4.36 Muestra 22-1A

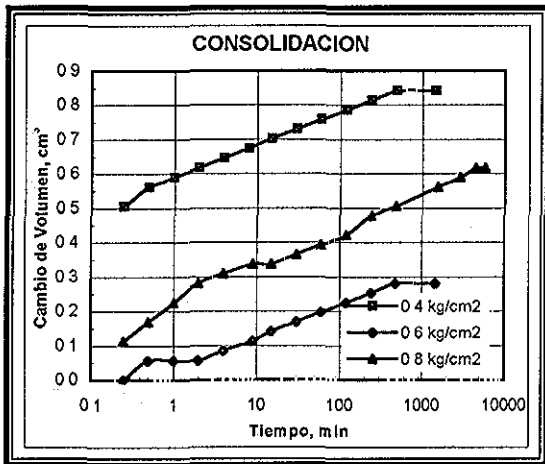


Figura 4.37 Muestra 22-1B

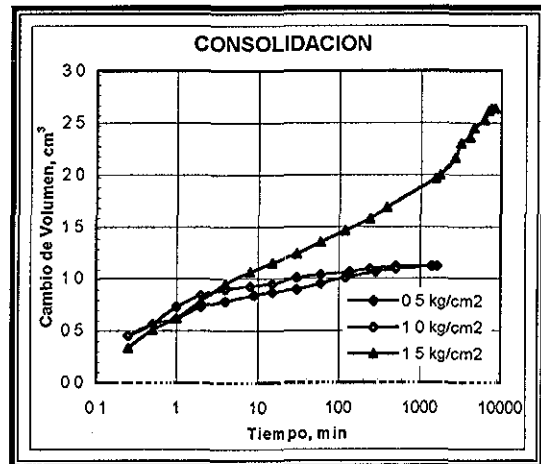


Figura 4.38 Muestra 22-1C

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

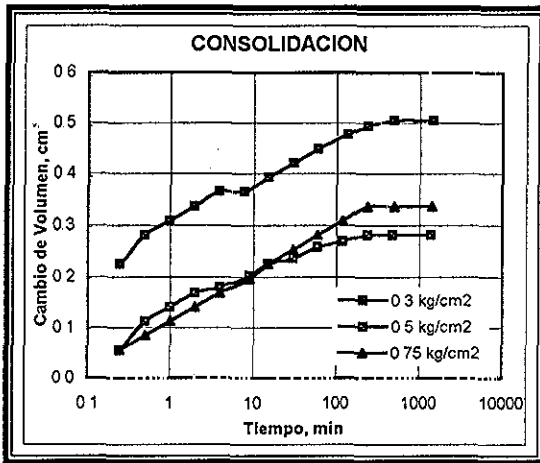


Figura 4.39 Muestra 45-1A

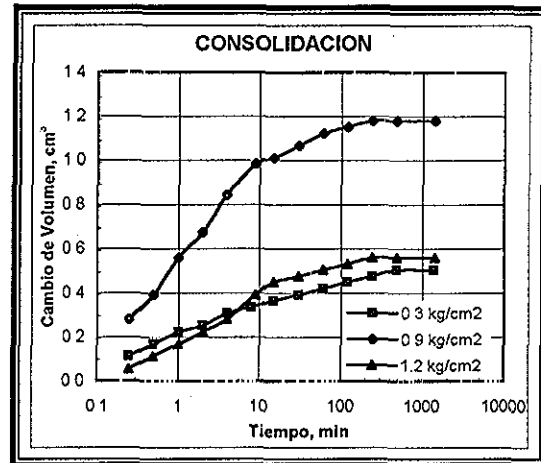


Figura 4.40 Muestra 45-1B

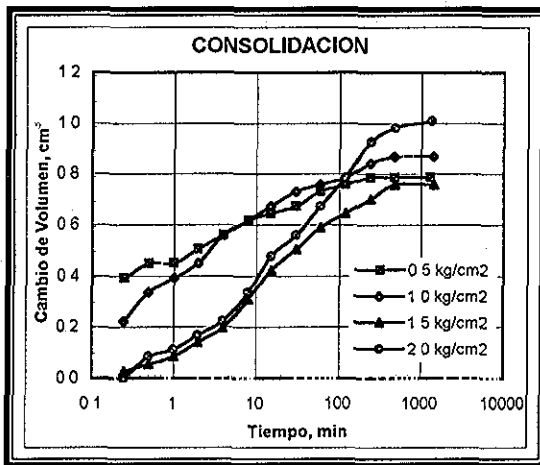


Figura 4.41 Muestra 45-1C

El procedimiento de falla es el siguiente:

- 1.- Se cierra el drenaje inferior y superior de la probeta.
- 2.- Se instala el equipo de deformación controlada debajo del portapesas trasero (fig 4.5), se hace contacto con el portapesas y se verifica que el anillo de carga registre por lo menos una división (0.05 kg/cm²)
- 3.- Ya colocado el equipo de desplazamiento controlado se verifica que no haya ocurrido ningún incremento de presión de poro y deformación.
- 4.- Se pone en marcha el equipo de desplazamiento controlado.
- 5.- Se procede a tomar lecturas de presión de poro, así como del anillo de carga y del micrómetro de deformación vertical hasta que se llega a una deformación del 20 % de la altura de la probeta.
- 6.- Una vez concluida la etapa de falla, se desmonta la muestra y se procede a obtener su humedad final para calcular su grado de saturación final y su peso volumétrico final.

La trayectoria de esfuerzos se calcula con las siguientes expresiones:



$$\Delta q = \frac{\Delta c}{A_{cf}} \quad (4.2)$$

$$A_{cf} = \frac{A_c}{1 - \varepsilon_1} \quad (4.3)$$

$$\Delta p' = \frac{\Delta q}{3} - \Delta u \quad (4.4)$$

$$p = p_0 + \Delta p \quad (4.5)$$

$$q = q_0 + \Delta q \quad (4.6)$$

donde:

Δc	Incremento de carga axial, en kg
A_c	Área de la probeta al final de la etapa de consolidación, en cm^2
A_{cf}	Área corregida de la probeta en la etapa de falla, en cm^2
ε_a	Deformación axial en la etapa de falla, en %
$\Delta p'$	Variación del esfuerzo octaédrico efectivo durante la etapa de falla, en kg/cm^2
Δq	Incremento de esfuerzo desviador $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2$, en kg/cm^2
Δu	Incremento de presión de poro producido por Δq , en kg/cm^2
p_0	Esfuerzo efectivo al final de la etapa de consolidación, en kg/cm^2
q_0	Esfuerzo desviador al final de la etapa de consolidación, en kg/cm^2
p	Esfuerzo octaédrico efectivo durante la etapa de falla, en kg/cm^2
q	Esfuerzo desviador durante la etapa de falla, en kg/cm^2

e) Presentación e interpretación de resultados

Los resultados de las tres series de pruebas triaxiales se presentan en gráficas que contienen la siguiente información:

- Trayectoria de esfuerzos efectivos y totales
- Presión de poro vs deformación axial
- Esfuerzo desviador vs deformación axial
- Círculos de Mohr en esfuerzos efectivos y totales
- Normalización del esfuerzo desviador vs deformación axial
- Normalización de trayectoria de esfuerzos p' - q

En la **tabla 4.3** se presentan de forma resumida las propiedades índice y mecánicas de cada ensayo triaxial CU realizado en esta investigación. Cabe mencionar que en todas las pruebas el grado de saturación inicial mínimo G_{wi} , obtenido a partir de relaciones volumétricas fue de 96.97 %. Por otro lado el parámetro final mínimo de B de Skempton en todas las pruebas fue de 0.99.

Los parámetros del estado crítico (λ , N , Γ_c) se obtuvieron a partir de las gráficas de volumen específico vs $\ln p'$, en la etapa de consolidación y de falla de las pruebas CU (**figs 4.42-4.44**). A partir de la envolvente del estado crítico M , los esfuerzos en la falla se relacionan con el criterio de Mohr-Coulomb con la ecuación: $\sin \phi' = 3M / (6+M)$. Esto es obtenido a partir de las gráficas de trayectoria de esfuerzos efectivos (**figs 4.45, 4.53 y 4.61**) de las pruebas triaxiales CU

RECIBO DEL ALUMNO

Tabla 4.3 Resultados de pruebas triaxiales CU

# MUESTRA	PROF MEDIA (m)	e	e _r	G _w	B	γ _i (kg/m ³)	γ _t (kg/m ³)	G _s	w _i (%)	w _t (%)	E _i (kg/cm ²)	E ₅₀ (kg/cm ²)	σ _c (kg/cm ²)	σ _d (kg/cm ²)	ε _i (%)
12-1A	11.40	8.901	8.025	97.86	0.99	1112	1144	2.295	379.54	349.88	0.70	0.43	0.50	1.11	6.41
12-1B	11.40	9.087	7.943	96.97	1.00	1110	1166	2.295	387.90	354.45	0.90	0.55	0.80	1.28	8.14
12-1C	11.40	9.584	7.603	98.49	1.00	1109	1163	2.295	411.27	336.00	1.80	1.10	1.50	1.64	9.06
22-1A	20.35	5.580	4.819	100	1.00	1209	1247	2.306	245.01	214.85	0.47	0.84	0.50	1.27	2.73
22-1B	20.35	5.726	5.108	99.41	1.00	1189	1222	2.306	246.84	223.87	0.39	0.92	0.80	1.57	4.03
22-1C	20.35	5.757	5.206	99.82	1.00	1192	1243	2.306	249.20	234.56	1.53	1.31	1.50	2.07	3.18
45-1A	35.45	3.876	3.573	100	1.00	1297	1340	2.393	164.20	156.06	0.96	1.59	0.75	3.6	3.80
45-1B	35.45	3.579	3.248	99.09	1.00	1297	1338	2.393	148.20	137.35	1.05	1.41	1.20	4.05	3.86
45-1C	35.45	3.811	3.533	98.87	0.99	1281	1354	2.393	157.46	156.54	1.25	2.06	2.00	4.57	3.66

En la tabla 4.4 se presentan en forma resumida los parámetros del estado crítico para cada prueba, se aprecia cómo el valor de λ disminuye con la profundidad, así también los valores de N y Γ, esto debido al cambio de las propiedades índice con la profundidad

Tabla 4.4 Resultados de los valores del estado crítico

Muestra #	Prof. Media m	P' _o Kg/cm ²	P _f Kg/cm ²	P' _f Kg/cm ²	λ	N=v+λlnp'	Γ=v _r +λlnp' _r	Γ-N/(λ)
12-1A	11.40	0.50	0.870	0.493	2.408	7.587	7.553	-0.014
12-1B	11.40	0.80	1.225	0.627	2.408	8.438	7.852	-0.243
12-1C	11.40	1.50	2.046	0.853	2.408	8.879	7.520	-0.564
22-1A	20.35	0.50	0.925	0.606	0.512	6.196	6.294	0.191
22-1B	20.35	0.80	1.325	0.742	0.512	6.440	6.401	-0.076
22-1C	20.35	1.50	2.190	1.149	0.512	6.570	6.433	-0.267
45-1A	35.45	0.75	1.948	1.434	0.196	4.809	4.936	0.648
45-1B	35.45	1.20	2.549	1.722	0.196	4.462	4.533	0.362
45-1C	35.45	1.50	3.524	1.895	0.196	4.713	4.702	-0.056

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

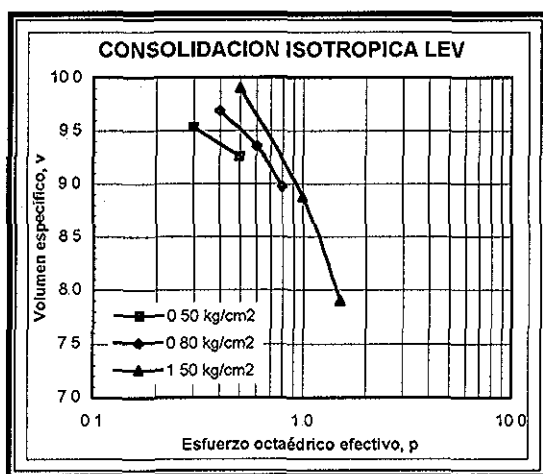


Figura 4.42 Muestra 12-1A, 1B, 1C

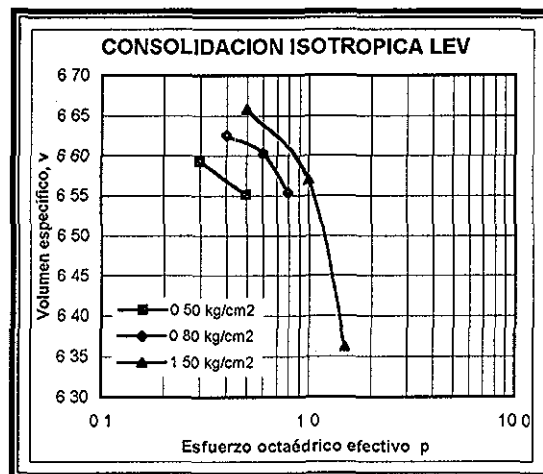


Figura 4.43 Muestra 22-1A, 1B, 1C

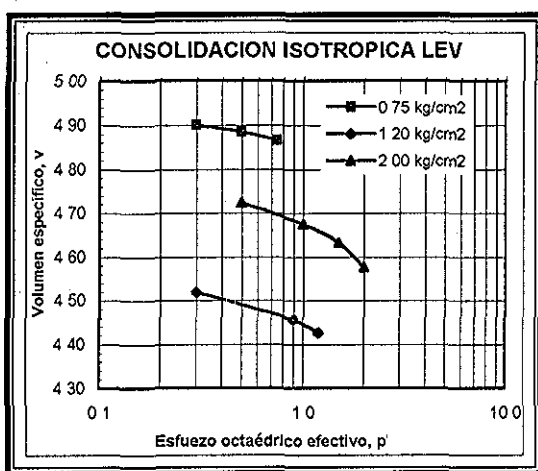


Figura 4.44 Muestra 45-1A, 1B, 1C

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En la tabla 4.5 se muestra los valores experimentales y teóricos de la resistencia no drenada (S_u), presión de poro (u) y el ángulo de fricción efectivo.

Las predicciones teóricas se hicieron utilizando los parámetros obtenidos y la teoría del estado crítico. Las expresiones utilizadas se presentan en el anexo G. La correlación entre las predicciones y los valores medidos son aceptables.

A continuación se describen los resultados de los ensayos de las pruebas triaxiales CU:

A).-Primer ensaye triaxial CU, a una profundidad de 11.40 m, muestras 12-1A, 12-1B y 12-1C. Con relación a la trayectoria de esfuerzos efectivos se aprecia cómo las dos primeras probetas tienden a seguir una trayectoria casi recta y vertical hasta alcanzar la línea del estado crítico (fig 4.45), sólo la tercera probeta (1.50 kg/cm²) tiende a seguir una trayectoria ligeramente curva hacia la izquierda hasta alcanzar la línea de estado crítico, esto indica que esta probeta se ensayó a un esfuerzo mayor que el de campo comportándose como normalmente consolidada, el valor promedio de la pendiente de la envolvente de falla del estado crítico fue de $M = 49.65^\circ$; esta misma serie de pruebas con trayectoria de esfuerzos totales presentó una envolvente de falla con una pendiente de $M = 12^\circ$ y una cohesión aparente (c_a) de 0.73 kg/cm²

200 2227
MAY 20 2007

(fig 4.46), la trayectoria de esfuerzos efectivos refleja que el suelo se comportó como ligeramente preconsolidado en las dos primeras probetas.

En relación con la evolución de la presión de poro durante los ensayos (fig 4.47), se aprecia cómo ésta aumenta gradualmente al inicio de la prueba y posteriormente se estabiliza. Nótese cómo cada una de las probetas alcanza el punto de estabilización a niveles de deformación diferentes, cada vez mayores al incrementar el esfuerzo de confinamiento. De igual forma el valor máximo de presión de poro aumenta con el esfuerzo efectivo de confinamiento.

Tabla 4.5 Comparación entre valores medidos y calculados, usando la teoría de estado crítico

Muestra #	Prof. Media (m)	U_r Teórica (kg/cm ²)	U_r Exper. (kg/cm ²)	S_u Teórica (kg/cm ²)	S_u Exper. (kg/cm ²)	ϕ' Teórico	ϕ' Exper.
12-1A	11.40	0.377	0.377	0.555	0.555	55.01	54.25
12-1B	11.40	0.598	0.598	0.638	0.638	49.42	49.30
12-1C	11.40	1.193	1.193	0.819	0.819	46.65	46.17
22-1A	20.35	0.319	0.319	0.637	0.637	51.10	51.30
22-1B	20.35	0.582	0.582	0.755	0.786	49.42	51.30
22-1C	20.35	1.041	1.041	1.103	1.035	46.65	46.80
45-1A	35.45	0.515	0.515	1.798	1.798	62.15	61.20
45-1B	35.45	0.827	0.827	2.023	2.023	57.60	57.80
45-1C	35.45	1.629	1.629	2.286	2.286	59.37	59.70

Con respecto a las gráficas de esfuerzo desviador *versus* deformación axial ($\sigma_d - \epsilon_a$), se aprecia cómo la resistencia aumenta gradualmente al inicio de las pruebas y llega a un máximo para posteriormente entrar en la etapa residual (fig 4.48); se puede observar cómo en las tres probetas el comportamiento después de la falla es distinto entre ellas; en la primera probeta (0.50 kg/cm²) su comportamiento es típico de un suelo completamente preconsolidado donde se ve una caída considerable después de la falla hasta mantener una resistencia residual constante, en la segunda probeta (0.80 kg/cm²), se aprecia cómo su comportamiento es parecido a la probeta anterior, pero ésta tiende a disminuir su resistencia residual a medida que aumenta el nivel de deformación, en la tercera probeta (1.50 kg/cm²), su comportamiento es muy semejante a un suelo normalmente consolidado con una resistencia máxima y manteniéndola hasta cierta deformación para posteriormente disminuir la resistencia poco a poco pero sin tener una caída brusca, como en las dos probetas anteriores. Se observa cómo la resistencia de cada muestra aumenta cuando se incrementa el esfuerzo de confinamiento. Esto se puede explicar con la disminución de la relación de vacíos y el aumento del esfuerzo entre partículas de la muestra.

En las gráficas de trayectorias de esfuerzos efectivos normalizadas con respecto a la presión equivalente (q/p'_0 vs p'/p'_0) se aprecia cómo la trayectoria normalizada en general tiende a seguir hacia la izquierda en las tres probetas después de la falla (fig 4.49), en particular la primera probeta (0.50 kg/cm²) su trayectoria es vertical para enseguida seguir una trayectoria descendente hacia la izquierda lo cual indica que el esfuerzo de confinamiento disminuye después de la falla; en la segunda probeta (0.80 kg/cm²) la tendencia es casi semejante a la anterior, sólo que ésta sigue una trayectoria con una tendencia más curva hacia la izquierda para después caer hacia el mismo sentido reflejando, lo mismo que la probeta anterior, que el

esfuerzo de confinamiento, disminuye después de la falla; en la tercera probeta (1.50 kg/cm^2) la trayectoria que sigue la prueba desde un inicio es marcado hacia la izquierda en forma curva lo cual refleja que en el transcurso del ensaye el esfuerzo de confinamiento fue disminuyendo a medida que se aplicó carga y por ende aumentó la presión de poro

En las gráficas del esfuerzo desviador normalizado con respecto a la presión equivalente *versus* deformación axial (q/p'_e vs ϵ_a), se observa más claramente el comportamiento típico de materiales preconsolidados para las dos primeras probetas (0.50 y 0.80 kg/cm^2) y de un material normalmente consolidado para la prueba a 1.50 kg/cm^2 (fig 4.50)

En la fig 4.51 se presentan los círculos de Mohr de falla en términos de esfuerzos efectivos. A partir de estos se trazaron tres envolventes de falla que tratan de cubrir el rango de variación de los resultados. Por lo tanto, se reportan tres ángulos de fricción efectivos $\phi' = 54.25^\circ$, 49.30° , 46.17° , correspondiente a la envolvente de falla máxima, media y mínima, respectivamente. En términos de esfuerzos totales sólo se reportan los valores promedio de los tres círculos que son: $\phi = 12.25^\circ$ y $c_a = 0.33 \text{ kg/cm}^2$ (fig 4.52)

B) Segundo ensaye triaxial CU, a una profundidad de 20.35 m, muestra 22-1A, 22-1B, 22-1C. En la trayectoria de esfuerzos efectivos se aprecia cómo las probetas tienen un comportamiento ligeramente curvo hacia la derecha, esto es común en suelos preconsolidados (fig 4.53). En particular las dos primeras pruebas tienen un comportamiento muy similar en su trayectoria, al alcanzar la línea del estado crítico su trayectoria sigue hacia la derecha, esto es debido a que el material se comporta como un suelo dilatante, mientras que en la tercera probeta (1.50 kg/cm^2) después de alcanzar la línea de estado crítico sigue una trayectoria descendente hacia la izquierda, lo cual indica que el esfuerzo de consolidación es muy cercano al de preconsolidación. Las pendientes de las envolventes de las trayectorias de esfuerzos en los diagramas p' - q , en términos de esfuerzos efectivos y totales, son de $M = 50.64^\circ$ y $M = 16.45^\circ$, respectivamente

La evolución de la presión de poro durante los ensayos (fig 4.55), muestra un aumento gradual al inicio de la prueba y posteriormente disminuye. Nótese que ninguna probeta tiende a estabilizarse después de llegar a un punto máximo durante el ensaye. De igual forma el valor de presión de poro aumenta con el esfuerzo efectivo de confinamiento.

Con respecto a las gráficas de esfuerzo desviador *versus* deformación axial (σ_d - ϵ_a), se aprecia cómo la evolución de la resistencia aumenta significativamente a deformaciones muy pequeñas (3 % en promedio), hasta llegar a un esfuerzo máximo para posteriormente entrar en la etapa residual del ensaye (fig 4.56). El comportamiento de esta serie de ensayos es típico de un suelo preconsolidado donde se ve una caída considerable del esfuerzo desviador después de la falla.

En los diagramas p' - q normalizados con respecto a la presión equivalente (q/p'_e vs p'/p'_e) se observa de nuevo que las probetas presentan un comportamiento típico de materiales preconsolidados (fig 4.57).

En las gráficas de esfuerzo desviador normalizadas con respecto a la presión equivalente *versus* deformación axial (q/p'_e vs ϵ_a), se aprecia de nuevo cómo en los tres ensayos la trayectoria de falla es típica de un suelo preconsolidado (fig 4.58).

Las envolventes de falla de los círculos de Mohr en términos de esfuerzos efectivos arrojan valores de $\phi' = 58.78^\circ$, 50.48° y 43.20° , para la envolvente máxima, media y mínima, respectivamente (fig 4.59). En términos de esfuerzos totales la envolvente de falla tiene un ángulo de $\phi = 12.25^\circ$ y una cohesión aparente de $c_a = 0.30 \text{ kg/cm}^2$.

C).-Tercer ensaye triaxial CU, a una profundidad de 35.45 m, muestra 45-1A, 45-1B, 45-1C. Con relación a la trayectoria de esfuerzos efectivos se aprecia cómo las primeras dos probetas tienden a seguir una trayectoria curva hacia la derecha hasta alcanzar la línea del estado crítico (**fig 4.61**), para posteriormente seguir la trayectoria normal a ella, esto nos indica que el suelo se comporta como un material dilatante durante el ensaye; la tercera probeta (2.00 kg/cm^2) sigue una trayectoria casi vertical hasta llegar a la línea de estado crítico. El valor promedio de la envolvente de falla del estado crítico fue de $M = 59.37^\circ$; en esta misma serie de pruebas con trayectoria de esfuerzos totales se obtuvo una envolvente de falla con una pendiente de $M = 16.44^\circ$ (**fig 4.62**), la trayectoria de esfuerzos efectivos refleja en general que el suelo se comporta como preconsolidado pero con mayor grado en las dos primeras probetas.

En relación con la evolución de la presión de poro durante los ensayes (**fig 4.63**), se aprecia cómo ésta aumenta gradualmente al inicio de la prueba y posteriormente disminuye. Nótese que la primera probeta (0.75 kg/cm^2) después de alcanzar la presión de poro máxima tiende a disminuir hasta alcanzar una mínima presión; en el segundo ensaye, la probeta (1.20 kg/cm^2) tiende a estabilizarse hasta después de llegar a su máximo presión de poro y disminuir marcadamente, en la tercera (2.00 kg/cm^2) el ensaye sólo fue graficado hasta 4.77 % de su deformación axial debido a problemas durante la ejecución, por esta razón no se puede apreciar cómo fue su comportamiento en la etapa residual después de alcanzar la presión de poro máxima. Por otro lado, en las tres probetas el valor de presión de poro aumenta con el esfuerzo efectivo de confinamiento en cada probeta.

Con respecto a las gráficas de esfuerzo desviador *versus* deformación axial ($\sigma_d - \varepsilon_a$), se observa cómo la resistencia aumenta significativamente a deformaciones muy pequeñas (entre 3 y 4 %), hasta llegar a un esfuerzo máximo (**fig 4.64**), también se puede observar que el comportamiento es muy similar en las primeras dos probetas (0.75 y 1.20 kg/cm^2); tendiendo a disminuir bruscamente para posteriormente entrar en la etapa residual del ensaye, en la tercera probeta no se tienen datos después del 4.77 % de deformación por esto no se puede apreciar su comportamiento después del esfuerzo máximo. El comportamiento de esta serie de ensayes es típico de un suelo preconsolidado.

En los diagramas p' - q normalizados con respecto a la presión equivalente (q/p'_e vs p'/p'_e) se aprecia cómo para las tres probetas, la trayectoria normalizada en general tiende a desplazarse hacia la derecha (**fig 4.65**). Las dos primeras probetas (0.75 y 1.20 kg/cm^2) muestran aumento en el esfuerzo de confinamiento a medida que progresa el ensaye hasta alcanzar la envolvente del estado crítico; en la tercera probeta (2.00 kg/cm^2), su trayectoria, después de alcanzar la envolvente de la línea de estado crítico, no se puede apreciar por no tener lecturas del ensaye a grandes deformaciones.

En las gráficas de esfuerzo desviador normalizadas *versus* deformación axial (q/p'_e vs ε_a), se aprecia como las trayectorias para los dos primeros ensayes (0.75 y 1.20 kg/cm^2) son típicas de un suelo preconsolidado (**fig 4.66**), en el tercer ensaye (2.00 kg/cm^2) la ausencia de datos no permite apreciar la evolución de la prueba después de la falla.

Respecto a las envolventes de falla de los círculos de Mohr en esfuerzos efectivos se aprecia en la gráfica (**fig 4.67**) que la envolvente de falla máxima presenta un ángulo de $\phi' = 63.10^\circ$, un valor medio de $\phi' = 60.47^\circ$, y un valor mínimo de $\phi' = 59.78^\circ$. La envolvente de falla en términos de esfuerzos totales tiene un ángulo de $\phi = 16.44^\circ$ y una cohesión aparente de 1.20 kg/cm^2 (**fig 4.68**).

En general, se puede considerar que la resistencia máxima al esfuerzo cortante depende de la relación de vacíos inicial, y que en el estado crítico, la resistencia al esfuerzo cortante y la

relación de vacíos son funciones del esfuerzo normal efectivo y son independientes de la relación de vacíos inicial (Echeverri, 1996).

Asimismo se observa en los materiales normalmente consolidados un crecimiento monotónico de la presión de poro con la deformación hasta alcanzar el máximo esfuerzo desviador, permaneciendo constante después de este valor, indicando que en este último punto se alcanzó el estado crítico. Por otro lado, los especímenes muy preconsolidados tienden a dilatarse y generar presiones de poro cercanas a cero al final del ensaye. Las probetas ligeramente preconsolidadas presentan un comportamiento intermedio, donde la presión de poro primero acumula valores positivos y cerca de la falla se presenta una disminución de las presiones de poro (fig 4.63).

En materiales preconsolidados, una vez que la trayectoria de esfuerzos efectivos ha tocado la envolvente de falla, esta presenta una disminución en la presión de poro producida por un comportamiento dilatante de la arcilla (fig 4.63).

Con base en los diagramas p'-q y en los círculos de Mohr es términos de esfuerzos efectivos y totales, se determinaron los parámetros M, ϕ' , ϕ y c_a . En la tabla 4.6 se presenta dichos valores para las tres series de pruebas realizadas.

Tabla 4.6 Comparación entre los valores de M del estado crítico y ϕ' , ϕ de los círculos de Mohr y c_a a partir de trayectorias de esfuerzos efectivos y totales

Muestra #	Prof. Media (m)	$M = (6\text{sen}\phi')/(3-\text{sen}\phi')$	ϕ' (Mohr)	ϕ (Mohr)	c_a (kg/cm ²)
12-1	11.40	55.01	54.25	12 25°	0 33
	11.40	49.42	49.30		
	11.40	46.65	46.17		
22-1	20.35	51.10	58.78	12 25°	0 30
	20.35	49.42	50.48		
	20.35	46.65	43.20		
45-1	35.45	62.15	63.10	16 44°	1 20
	35.45	57.60	60.47		
	35.45	59.37	59.78		

4.3.3 Prueba de consolidación unidimensional

La compresibilidad de suelos finos saturados se estudia empleando un aparato diseñado por Terzagui en 1923 denominado odómetro o consolidómetro. Con el empleo de este aparato es posible encontrar las relaciones de confinamiento a cero deformación lateral. Esta condición en campo sólo puede presentarse cuando el espesor del estrato es pequeño comparado con las dimensiones de la superficie cargada.



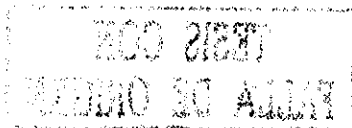
a) Descripción de la prueba del odómetro

El equipo consiste básicamente en un anillo metálico en el cual se introduce la muestra, un dispositivo de aplicación de cargas y un extensómetro para medir las deformaciones verticales (fig 4.69)

La muestra de material inalterado se introduce cuidadosamente en el anillo metálico, labrando circularmente y presionando, para garantizar que está sujeto a la condición de cero deformación lateral, esto es:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$$

Una vez que se ha introducido la muestra en el anillo (fig 4.70), se enrasan ambas caras evitando amasar el material y se cubren con piedras porosas, que permitan la salida del agua durante el proceso de consolidación.



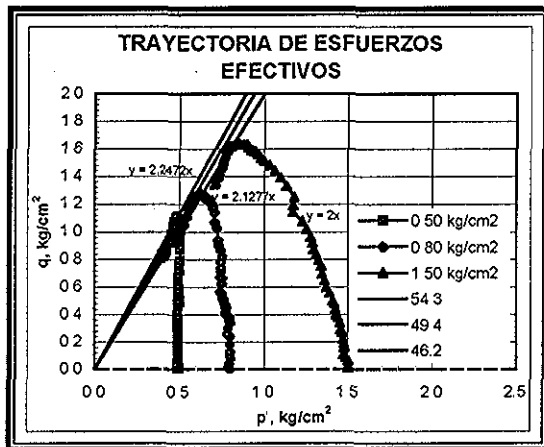


Figura 4.45 Muestra 12-1A, 1B, 1C

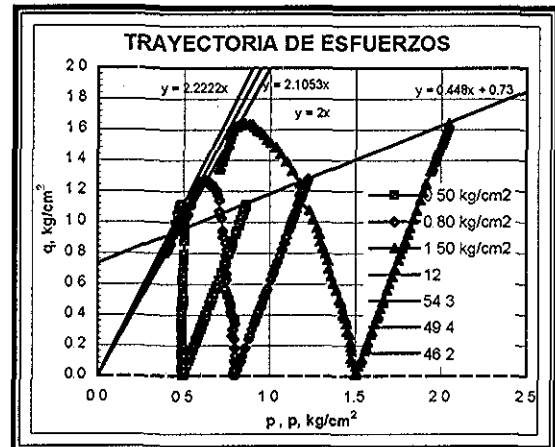


Figura 4.46 Muestra 12-1A, 1B, 1C

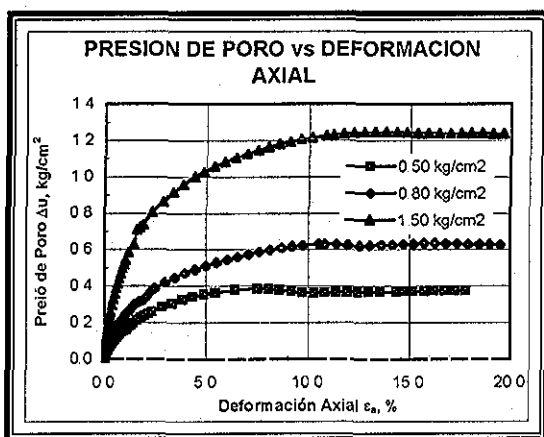


Figura 4.47 Muestra 12-1A, 1B, 1C

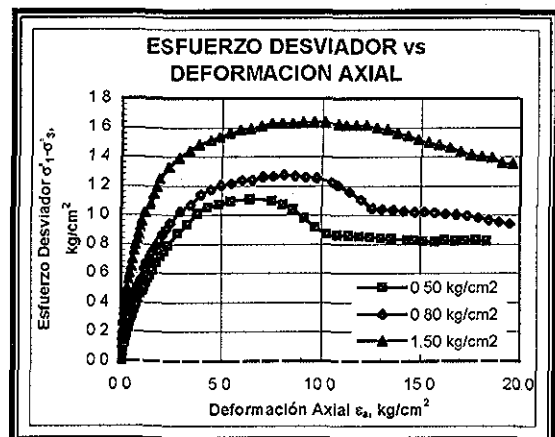


Figura 4.48 Muestra 12-1A, 1B, 1C

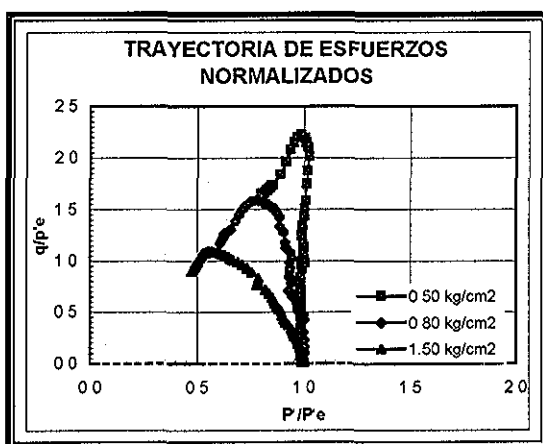


Figura 4.49 Muestra 12-1A, 1B, 1C

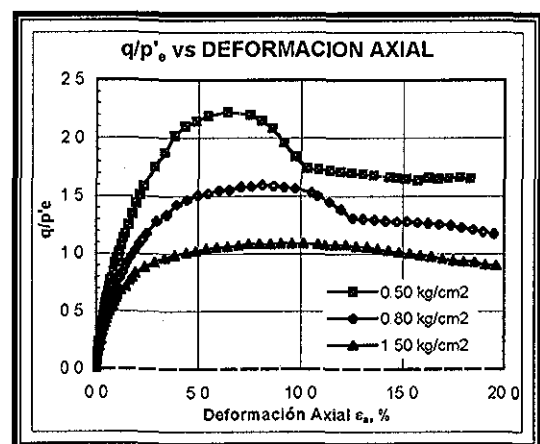
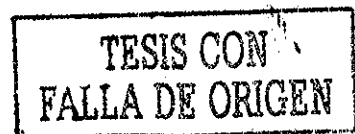
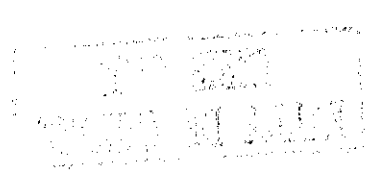


Figura 4.50 Muestra 12-1A, 1B, 1C



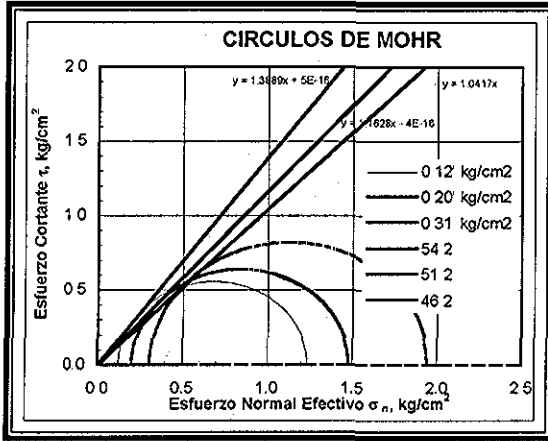


Figura 4.51 Muestra 12-1A, 1B, 1C

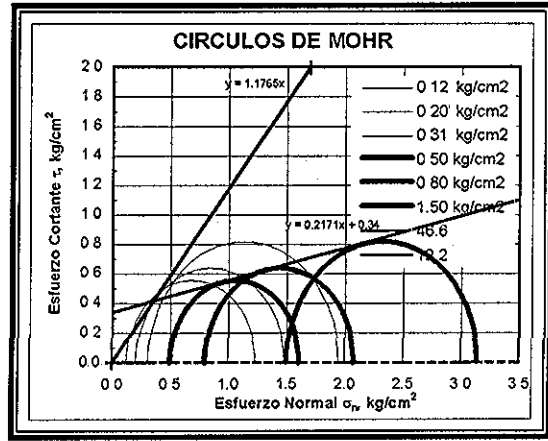


Figura 4.52 Muestra 12-1A, 1B, 1C

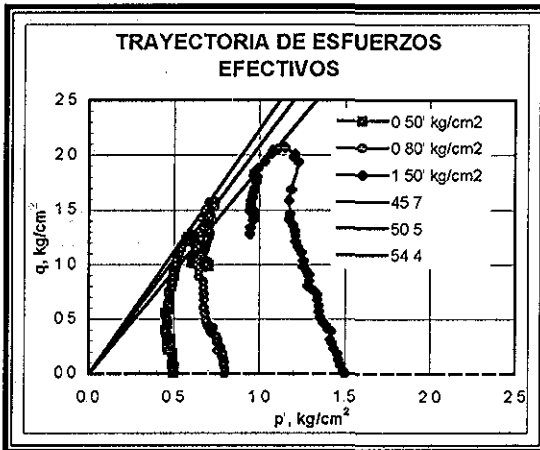


Figura 4.53 Muestra 22-1A, 1B, 1C

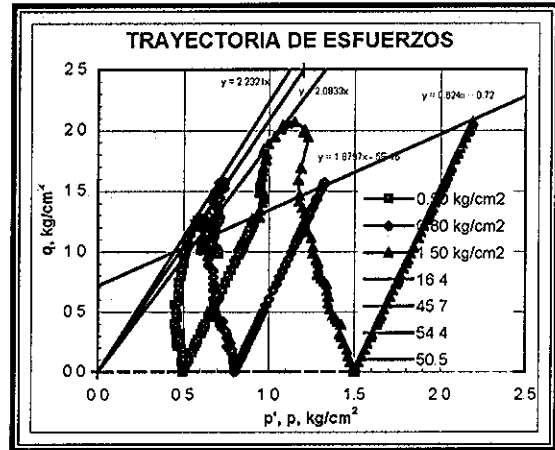


Figura 4.54 Muestra 22-1A, 1B, 1C

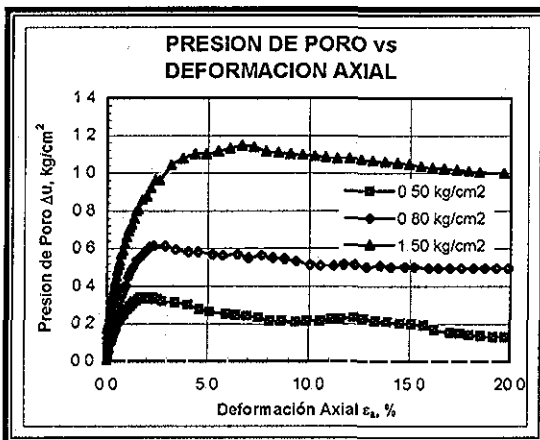


Figura 4.55 Muestra 22-1A, 1B, 1C

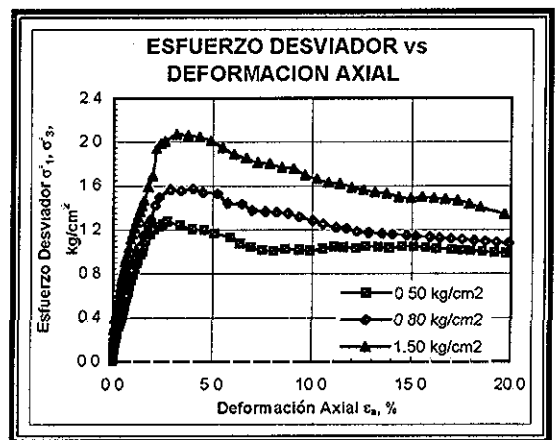


Figura 4.56 Muestra 22-1A, 1B, 1C

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

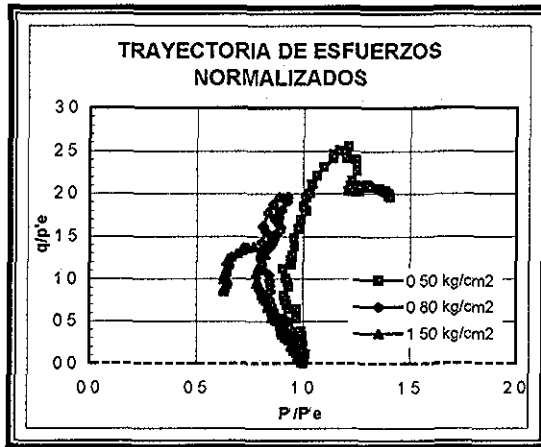


Figura 4.57 Muestra 22-1A, 1B, 1C

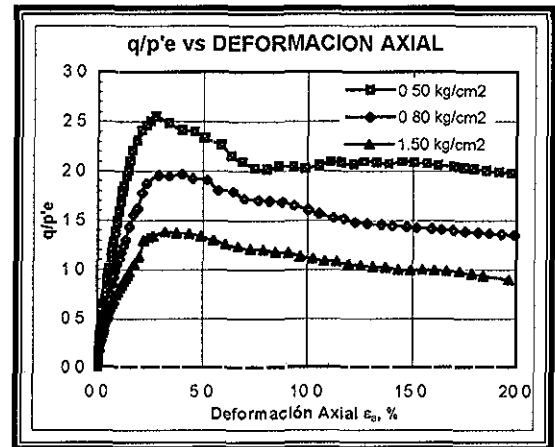


Figura 4.58 Muestra 22-1A, 1B, 1C

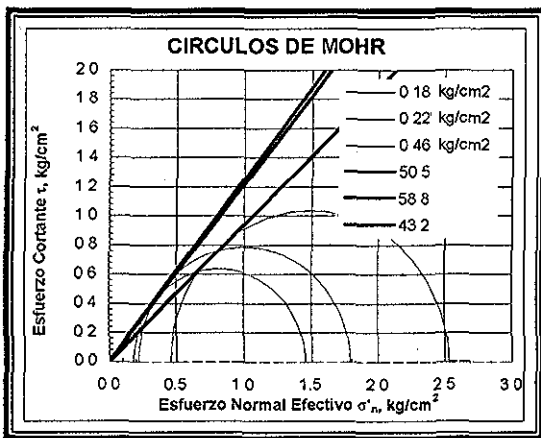


Figura 4.59 Muestra 22-1A, 1B, 1C

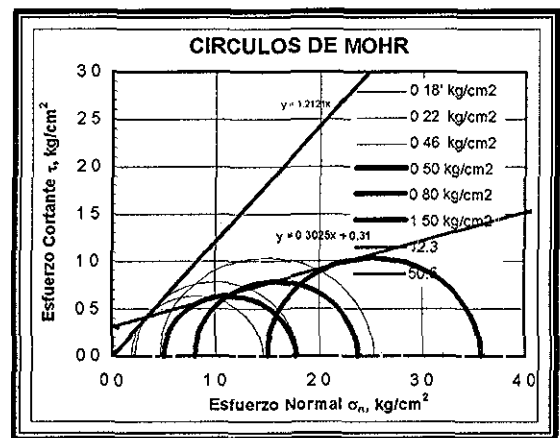


Figura 4.60 Muestra 22-1A, 1B, 1C

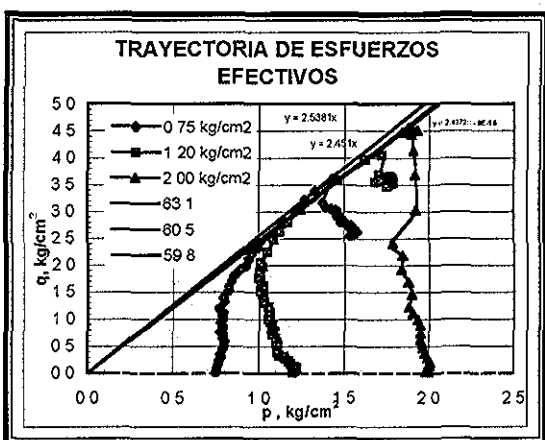


Figura 4.61 Muestra 45-1A, 1B, 1C

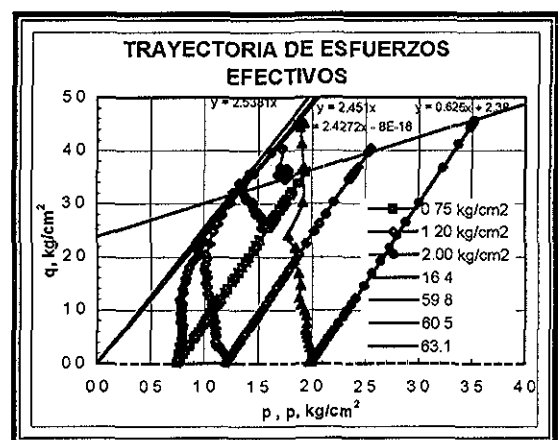


Figura 4.62 Muestra 45-1A, 1B, 1C

IMPRESIÓN DE LA BIBLIOTECA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

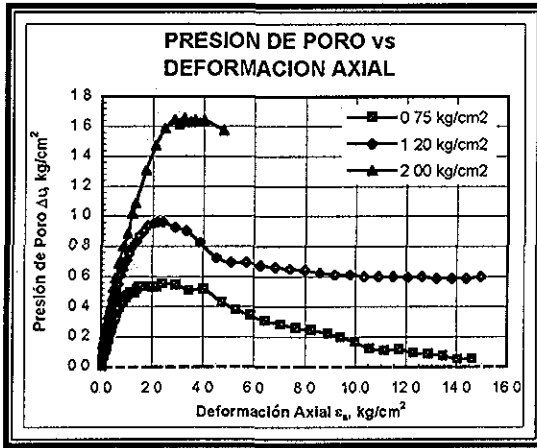


Figura 4.63 Muestra 45-1A, 1B, 1C

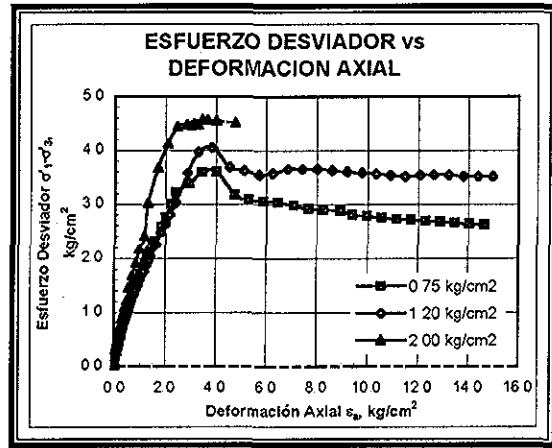


Figura 4.64 Muestra 45-1A, 1B, 1C

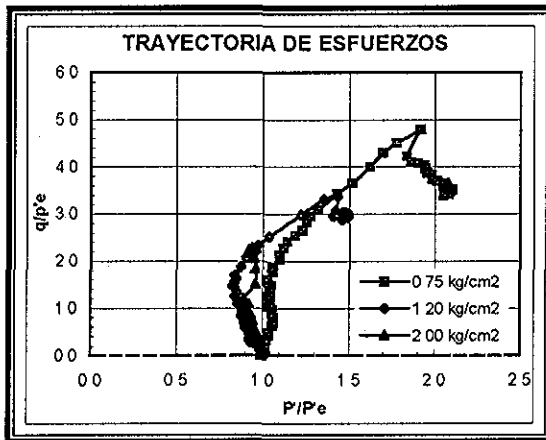


Figura 4.65 Muestra 45-1A, 1B, 1C

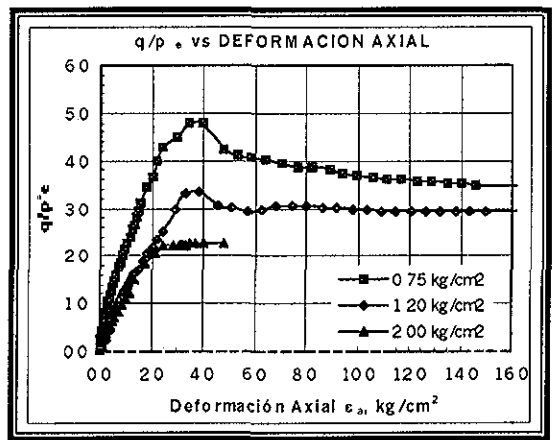


Figura 4.66 Muestra 45-1A, 1B, 1C

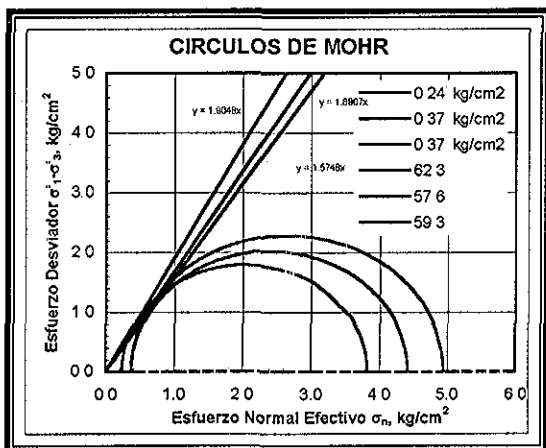


Figura 4.67 Muestra 45-1A, 1B, 1C

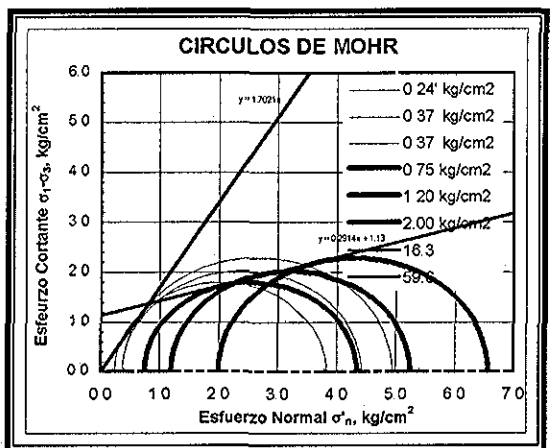


Figura 4.68 Muestra 45-1A, 1B, 1C



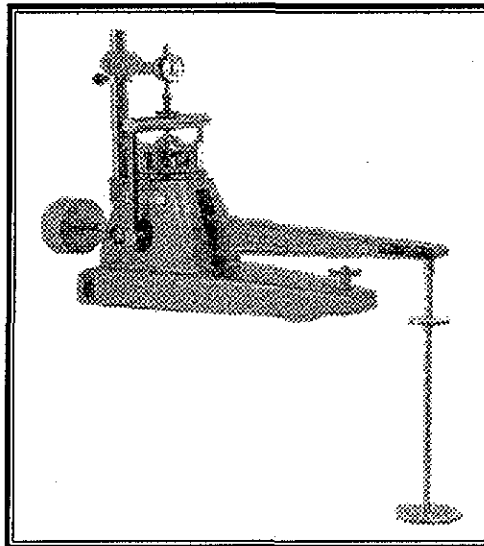


Figura 4.69 Consolidómetro (Budu, 2001)

La prueba consiste en aplicar incrementos de esfuerzo, de acuerdo a una programación definida, registrando para cada incremento la evolución de las deformaciones con el tiempo, durante un lapso suficiente para que se defina claramente el tramo de consolidación secundaria, en los ensayos realizados en este trabajo no en todos los casos se cumplió esta condición.

Cada incremento de esfuerzos produce una deformación vertical de la muestra $\Delta \varepsilon_z$, que dadas las condiciones de deformación representa una reducción en el volumen de vacíos del material, por lo que al final se obtiene una "curva de compresibilidad" expresada en función de σ' vs ε_v , o más comúnmente, e vs σ' .

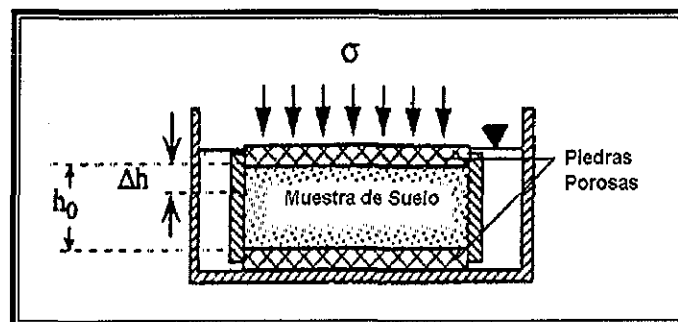


Figura 4.70 Esquema de montaje de la muestra en anillo flotante (Budu, 2001)

Para cada incremento $\Delta \sigma$, se dibuja la variación de la deformación (δ) en función del tiempo (t); es decir, el desarrollo del proceso de consolidación del suelo para el incremento de esfuerzo al cual fue sometido el material. Estas gráficas se conocen como "curvas de consolidación" y son básicas para obtener los parámetros de compresibilidad del suelo, para lo cual conviene dibujarlas a escala δ vs $\log t$ (semilogarítmica), a fin de compararlas con la curva teórica de consolidación.

El procedimiento general de la prueba de odómetro es bastante conocido. Se puede dividir básicamente en las siguientes etapas:

A).- Calibración del equipo El objeto de esta etapa es determinar la compresibilidad del aparato, es decir, la deformación que sufre las partes propias del equipo para cada incremento de carga y determinar la constante del brazo de palanca

B).- Labrado de la probeta. Durante esta etapa se busca introducir la muestra de suelo dentro del anillo metálico, con la menor alteración del material. Es necesario que el ajuste de la muestra dentro del anillo sea lo más perfecto posible para conseguir la condición:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$$

Al realizar el labrado se debe efectuar una descripción detallada de cada probeta, distinguiendo entre los accidentes naturales propios del suelo (vetas, concreciones, etc) y los accidentes producidos por remoldeo o alteración durante el muestreo (fisuras, ablandamiento o alteración, etc).

C).- Saturación de la probeta. Una vez que la probeta de suelo junto con piedras porosas y placa metálica está centrada en la cazuela de consolidación, se procede a colocar suavemente el primer incremento de esfuerzo. Este primer incremento deber ser igual o ligeramente mayor que el potencial de expansión remanente del suelo, es decir el esfuerzo que evita la expansión por absorción de agua en los minerales de arcilla. Posteriormente, se procede a inundar lentamente el material.

D).- Consolidación de la probeta. A partir del segundo incremento se puede registrar la evolución de las deformaciones con el tiempo. Para ello, se coloca suavemente el incremento de carga programado y se toman lecturas a diferentes tiempos. En la práctica se seleccionan tiempos que definan con claridad la curva de consolidación en escala semilogarítmica.

A pesar de que la prueba del odómetro se sujeta a un procedimiento que podría considerarse "estandarizado", existen algunos detalles que merecen una consideración aparte, entre los que destacan:

1).- Tamaño de la muestra Las dimensiones ideales de una probeta de consolidación están relacionadas con varios factores. El factor más condicionante se refiere al costo del muestreo, que limita el diámetro de las muestras extraídas a valores de 5" o incluso 4". Además deberá tenerse en cuenta que el muestreo ha producido un anillo de material alterado junto al muestreador.

Por otra parte, el espesor de la probeta depende de la permeabilidad del material y de la duración del ensaye. En efecto, el tiempo de consolidación es proporcional al cuadrado del semi-espesor de la probeta e inversamente proporcional a la permeabilidad del suelo. De manera que para un cierto material, deberá analizarse que espesor permite definir con claridad la curva de consolidación en un tiempo razonable, que generalmente se limita a 24 horas.

Finalmente, durante el labrado se genera una película de material alterado, cuya influencia en la representatividad de la prueba será menor a mayor dimensión de la probeta.

2).- Fricción lateral. Parte de la carga que se aplica se transmite al anillo por efecto de la fricción lateral. A mayor altura del anillo mayor efecto tendrá. Sin embargo, reducir el espesor de la probeta aumentaría la influencia del remoldeo durante el labrado. Para disminuir la fricción, se

puede aplicar una película de grasa repelente en la pared del anillo, con lo cual la fricción lateral se reduce a valores que implican una corrección tan pequeña (1 a 3 %) que para fines prácticos puede despreciarse

3).- Secuencia de cargas. En las pruebas "convencionales" es práctica común aplicar incrementos de carga que dupliquen la carga anterior cada 24 horas, los parámetros obtenidos de esta manera pueden ser no confiables para el cálculo de asentamientos en el campo, aún más, si las cargas se aplican en forma lineal, la magnitud de ellas puede afectar los resultados de la prueba (Li, 1985). Pero hay quienes realizan la prueba aplicando incrementos de carga iguales. Por otra parte, el número (N) de incrementos aplicados en estas pruebas es variable desde tres hasta diez, con periodos de 24 horas. Sin embargo, en la construcción de edificios la aplicación de la carga es aproximadamente lineal, es decir, la magnitud de los incrementos varía poco.

c) Presentación e interpretación de los resultados

La clasificación y propiedades índice de las muestras ensayadas se presenta en la tabla 4.7. Las deformaciones a un t_{50} y t_{90} se presentan en la tabla 4.8 y en las figs. 4.71 a 4.103 se muestran las curvas de consolidación para cada una de las muestras. Las curvas de compresibilidad, coeficiente de consolidación, módulo de compresibilidad volumétrica y el coeficiente de permeabilidad, se graficaron en las figs. 4.104 a 4.115.

Tabla 4.7 Propiedades índice

Muestra	Prof. m	G_s	e_i	e_r	G_{wi}	G_{wf}	w_i (%)	w_f (%)	γ_i (kg/m ³)	γ_f (kg/m ³)	σ'_{pc} (kg/cm ²)	σ' (kg/cm ²)	sucs
13-1	12 30	2 546	8 143	2 796	100	100	324 30	172 05	1169	1824	1 10	0 56	CH-MH
21-2	19 60	2 299	5 129	2 936	100	100	225 40	157 77	1216	1506	1 83	0 70	CH-MH
43-2	34 30	2 429	2 024	1 449	100	100	85 47	73 52	1477	1721	3 91	1 13	CH-MH

Se utilizó el criterio de Casagrande para interpretar las curvas de consolidación de los tres ensayos realizados en las muestras 13-1, 21-1 y 43-2. La tabla 4.8 presenta un resumen de los parámetros obtenidos en cada incremento de carga aplicado durante el ensayo por el método de casagrande. El resumen de la interpretación de las pruebas de compresibilidad se presenta en la tabla 4.9 donde se aprecian algunos detalles relevantes de las pruebas.

Del análisis de las tres series de pruebas de consolidación realizadas en esta investigación se desprenden las siguientes conclusiones:

- A) La carga de preconsolidación se incrementa con la profundidad de extracción de la muestra (figs 4.104, 4.108 y 4.112).
- B) El coeficiente de consolidación es mínimo y el módulo de compresibilidad volumétrica es máximo cuando se presenta el esfuerzo de preconsolidación, esto se observa en las figuras correspondientes y en la tabla 4.9
- C) El coeficiente de permeabilidad tiende a disminuir a medida que se incrementa el esfuerzo de consolidación, mostrando una pequeña depresión en la carga de preconsolidación



Tabla 4.8 Deformaciones a t_{50} y t_{90}

Muestra	# Incremento	$\Delta\sigma$ (kg/cm ²)	δ_0 (cm)	δ_{100} (cm)	δ_{50} (cm)	δ_{90} (cm)	t_{50} (min)	t_{90} (min)
13-1	1	0.100	0.0058	0.01105	0.015250	0.01630	60	375
13-1	2	0.200	0.00430	0.01440	0.009350	0.013390	74	425
13-1	3	0.400	0.00715	0.02180	0.014475	0.020335	100	485
13-1	4	0.600	0.00475	0.01840	0.011575	0.018400	90	405
13-1	5	0.800	0.00320	0.01760	0.010400	0.016160	175	730
13-1	6	1.100	0.00400	0.08320	0.043600	0.075280	7250	52500
13-1	7	1.500	0.00000	0.23150	0.115750	0.208350	13000	64000
13-1	8	1.625	0.00415	0.07900	0.041575	0.071510	22500	63500
13-1	9	2.000	0.00320	0.14080	0.072000	0.127040	15500	56000
13-1	10	2.900	0.00400	0.22450	0.114250	0.202450	3600	18000
13-1	11	5.600	0.00850	0.26700	0.137750	0.241150	7200	6400
21-2	1	0.100	0.00453	0.0073	0.00591	0.00702	30	180
21-2	2	0.300	0.00230	0.0101	0.00621	0.00933	27.5	175
21-2	3	0.574	0.00290	0.0108	0.00685	0.01001	27	150
21-2	4	0.800	0.00000	0.0072	0.00360	0.00648	55	200
21-2	5	1.000	0.00130	0.0133	0.00730	0.01210	4000	32860
21-2	6	1.300	0.00045	0.0199	0.00372	0.00634	7000	48000
21-2	7	1.600	0.00070	0.0294	0.01505	0.02653	10500	60000
21-2	8	1.800	0.00060	0.0188	0.00970	0.01698	7450	24000
21-2	9	2.000	0.00680	0.0615	0.03415	0.05603	25000	67000
21-2	10	4.000	0.00220	0.3070	0.15460	0.27652	490	3300
21-2	11	5.600	0.00130	0.1193	0.06030	0.10751	2200	17700
43-2	1	0.100	0.00960	0.0131	0.01136	0.01216	30	150
43-2	2	0.300	0.00500	0.0112	0.00812	0.01061	13	80
43-2	3	0.500	0.00184	0.0067	0.00429	0.00625	25	150
43-2	4	0.700	0.00266	0.0115	0.00708	0.01062	4900	49000
43-2	5	1.000	0.00140	0.0068	0.00440	0.00626	90	570
43-2	6	1.400	0.00170	0.0171	0.00940	0.01556	980	6990
43-2	7	1.800	0.00120	0.0110	0.00610	0.01002	4560	20300
43-2	8	2.400	0.00210	0.0166	0.00935	0.01515	2000	10500
43-2	9	3.500	0.00390	0.0337	0.01880	0.03072	1450	10000
43-2	10	6.000	0.00540	0.0262	0.01282	0.02416	690	3400
43-2	11	10.000	0.00620	0.0950	0.05060	0.08612	700	3100

Donde: $\Delta\sigma$ Incremento de esfuerzo, kg/cm²
 δ_0 Deformación inicial, cm
 δ_{50} Deformación al 50 %, cm
 δ_{90} Deformación al 90%, cm
 t_{50} Tiempo a 50 %, min
 t_{90} Tiempo a 90 %, min

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 4.9 Propiedades mecánicas de consolidación

Muestra	Prof. m 2000	σ'_{pc} (kg/cm ²)	C_v (min) (m ² /día)	σ' (cvmin) (kg/cm ²)	m_v (max) (cm ² /kg)	σ' (mvmax) (kg/cm ²)	k (cm/s)	σ' (kmin) (cm/s)	sucs
13-1	12.30	1.10	1.6 ⁻⁴	1.63	0.42	1.60	5.99 ⁻⁹	2.00	CH-MH
21-2	19.60	1.83	2.1 ⁻⁴	2.00	0.17	1.90	3.34 ⁻⁹	1.60	CH-MH
43-2	34.30	3.91	1.3 ⁻³	0.70	2.1 ⁻²	4.80	2.92 ⁻⁹	1.80	CH-MH

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

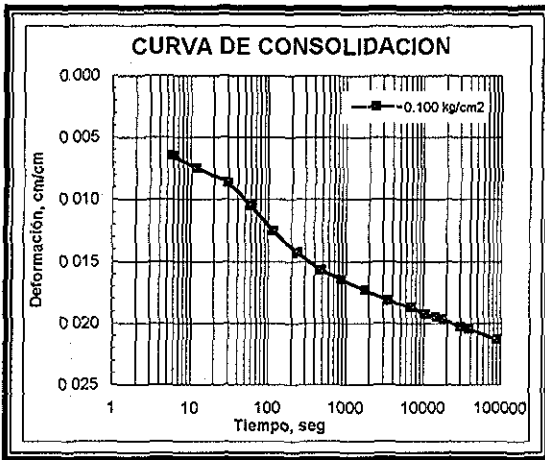


Figura 4.71 Muestra 13-1

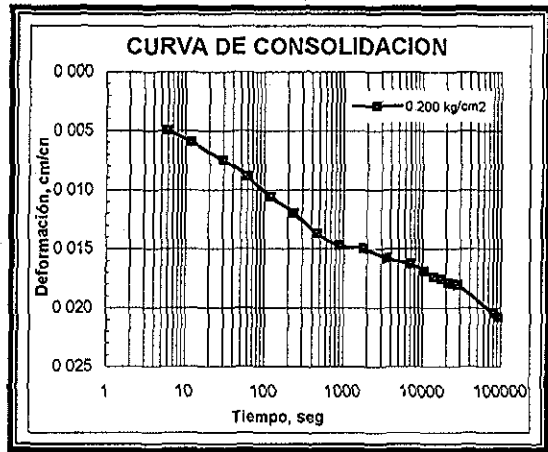


Figura 4.72 Muestra 13-1

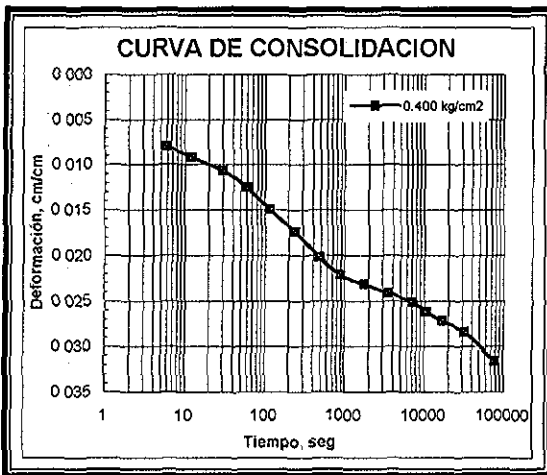


Figura 4.73 Muestra 13-1

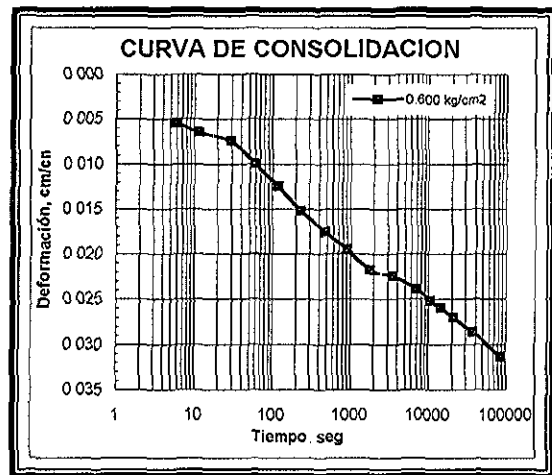


Figura 4.74 Muestra 13-1

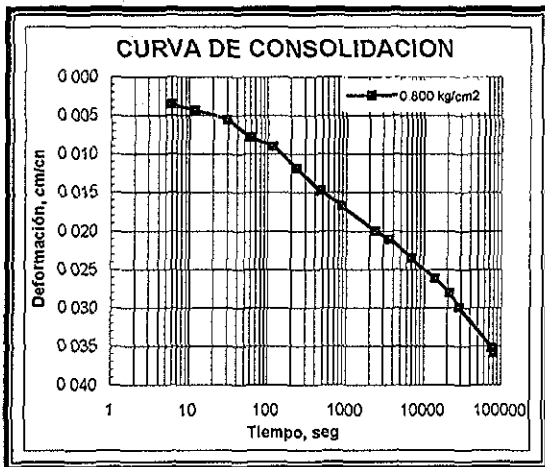


Figura 4.75 Muestra 13-1

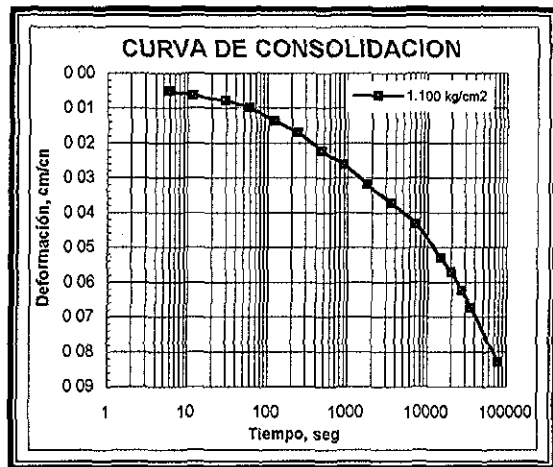


Figura 4.76 Muestra 13-1

Handwritten notes and a stamp, partially illegible.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

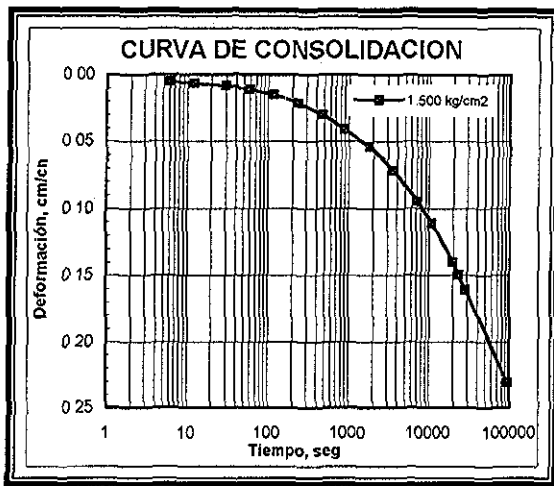


Figura 4.77 Muestra 13-1

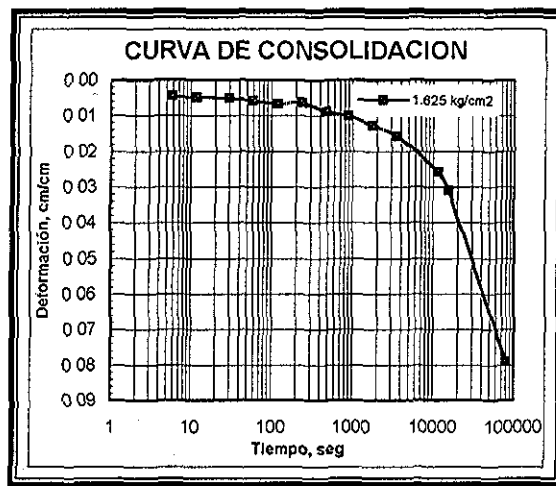


Figura 4.78 Muestra 13-1

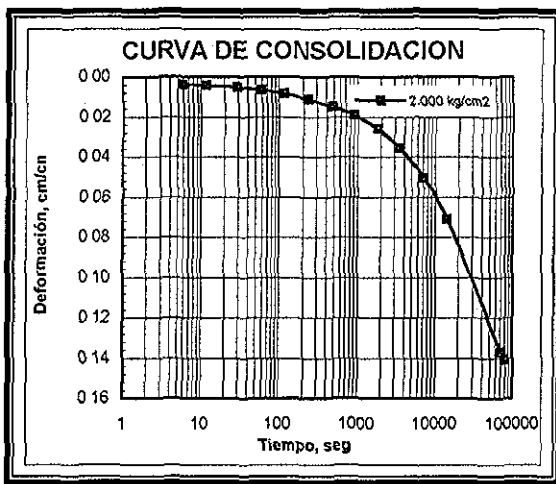


Figura 4.79 Muestra 13-1

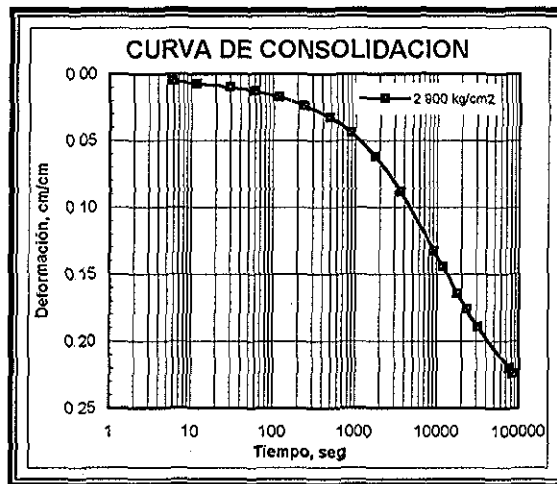


Figura 4.80 Muestra 13-1

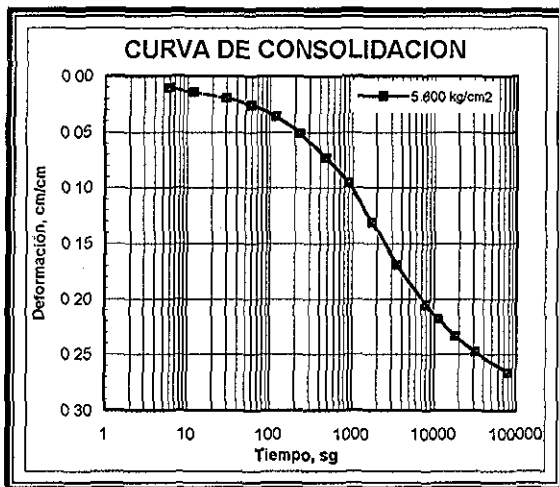


Figura 4.81 Muestra 13-1

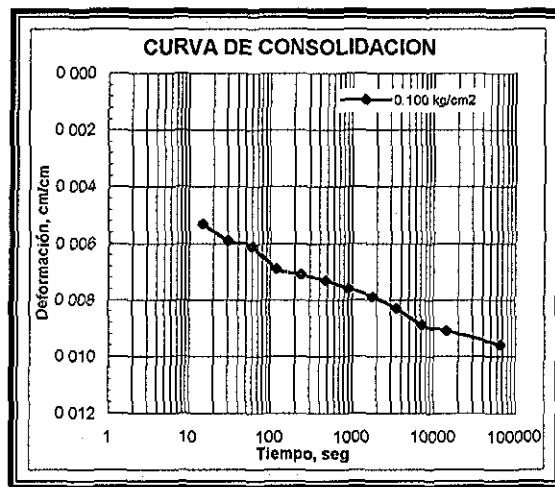


Figura 4.82 Muestra 22-1

100 7287
 LABORATORIO DE ALIAT

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

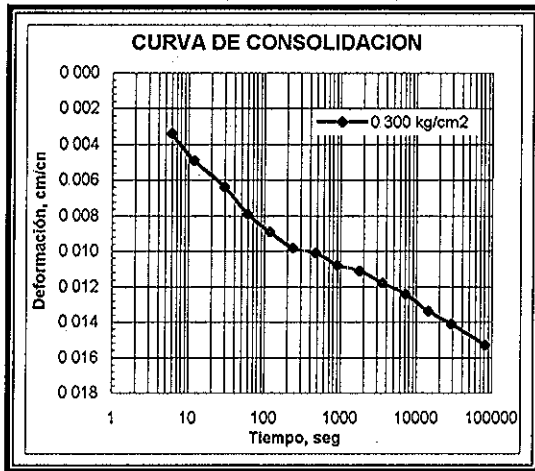


Figura 4.83 Muestra 22-1

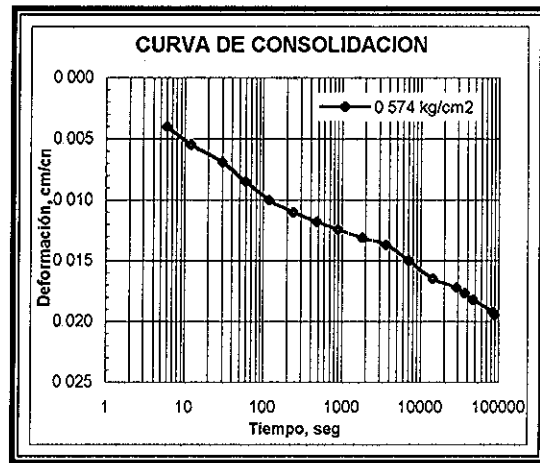


Figura 4.84 Muestra 22-1

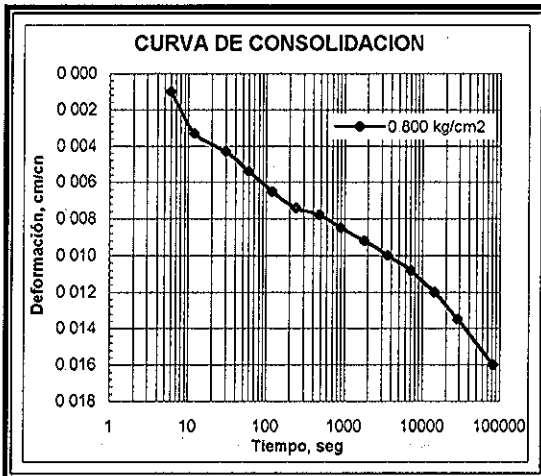


Figura 4.85 Muestra 22-1

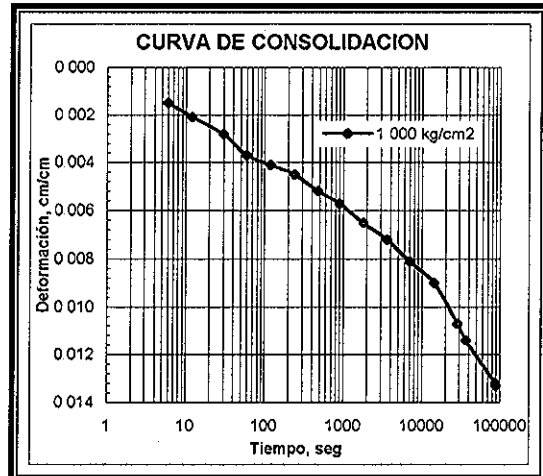


Figura 4.86 Muestra 22-1

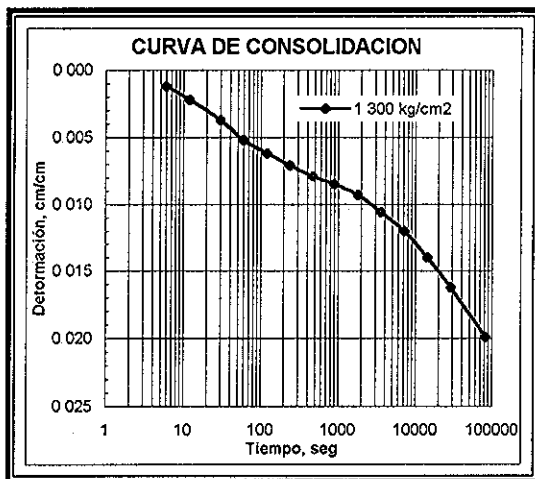


Figura 4.87 Muestra 22-1

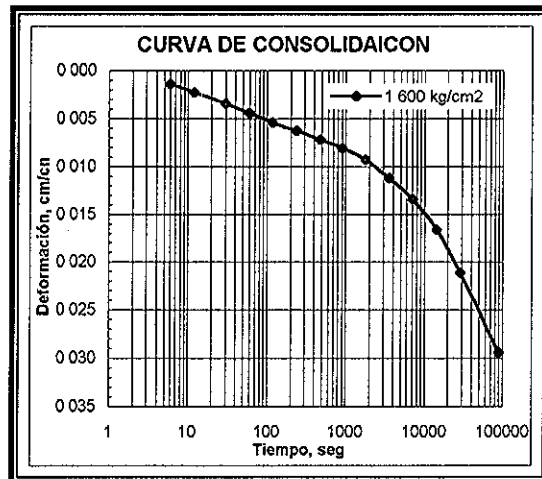


Figura 4.88 Muestra 22-1

RECIBIDO EN
 LABORATORIO DE
 MECANICA DE SUELOS

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

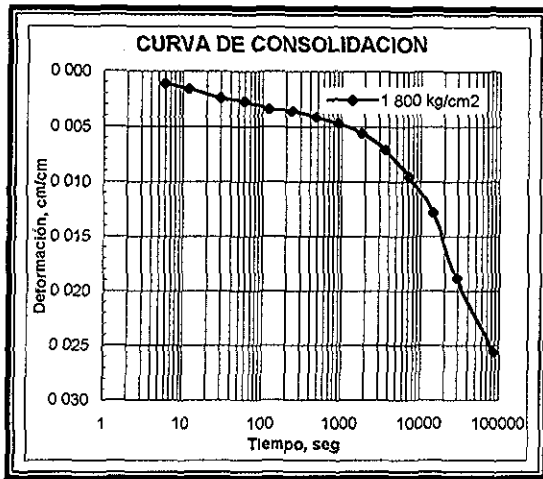


Figura 4.89 Muestra 22-1

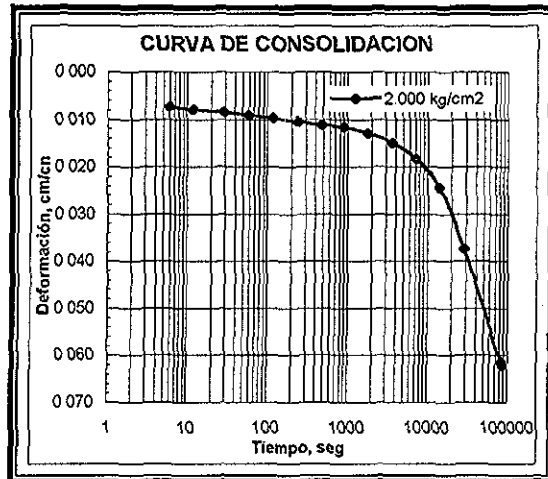


Figura 4.90 Muestra 22-1

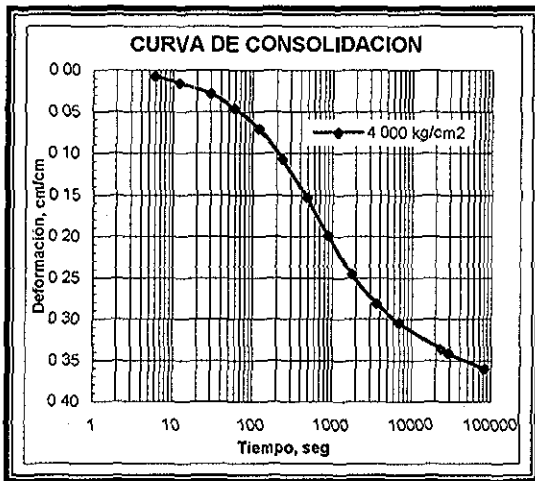


Figura 4.91 Muestra 22-1

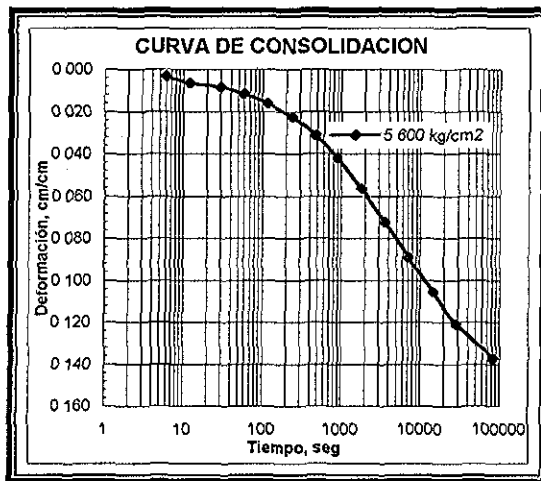


Figura 4.92 Muestra 22-1

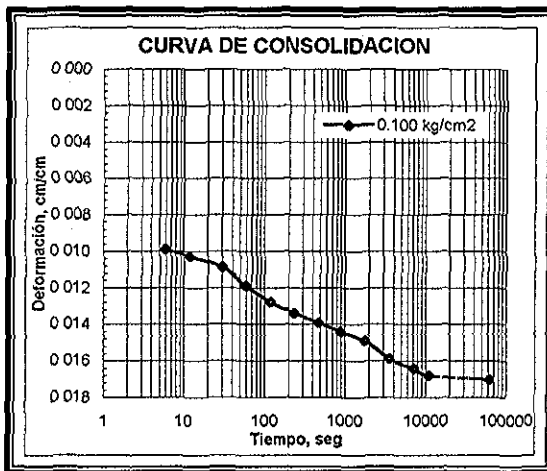


Figura 4.93 Muestra 43-2

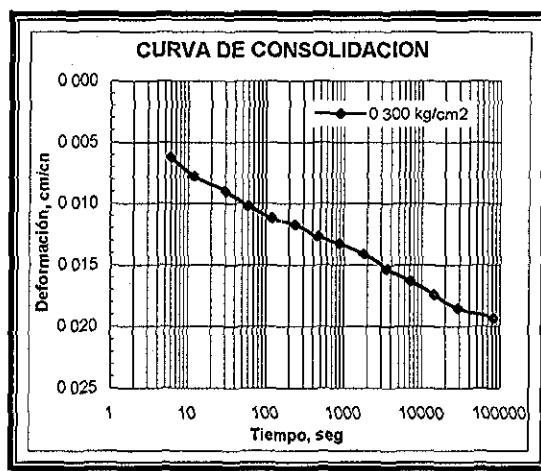


Figura 4.94 Muestra 43-2

COPIA
 TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

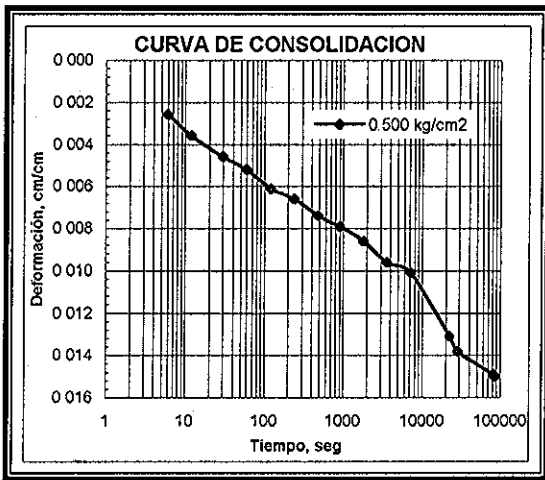


Figura 4.95 Muestra 43-2

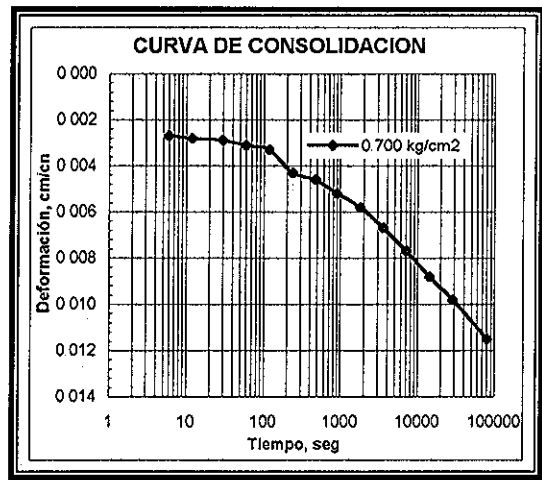


Figura 4.96 Muestra 43-2

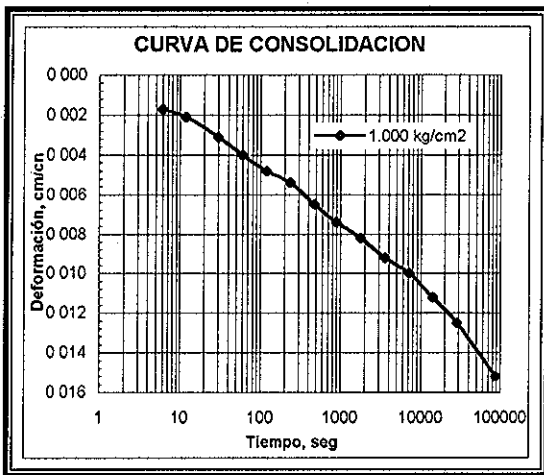


Figura 4.97 Muestra 43-2

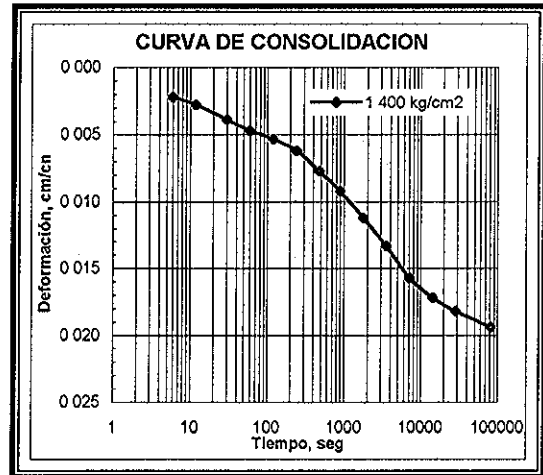


Figura 4.98 Muestra 43-2

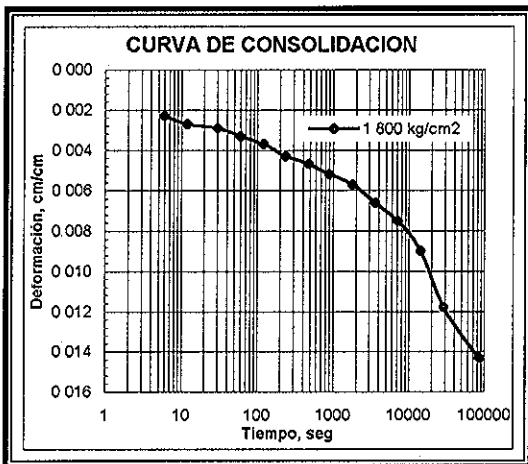


Figura 4.99 Muestra 43-2

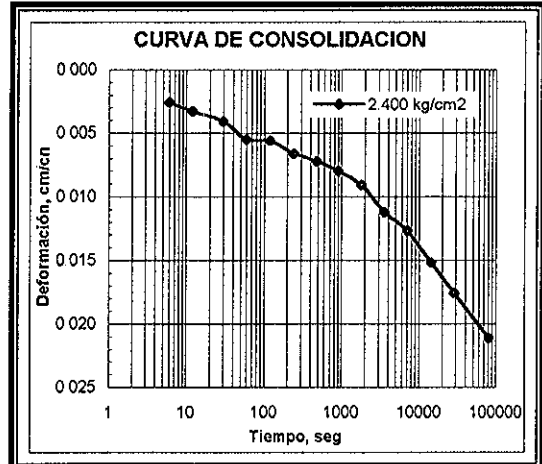


Figura 4.100 Muestra 43-2

100 2827
 INSTITUTO DE ALIAT

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

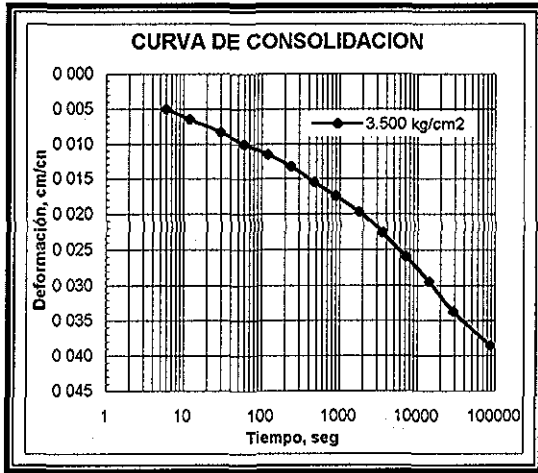


Figura 4.101 Muestra 43-2

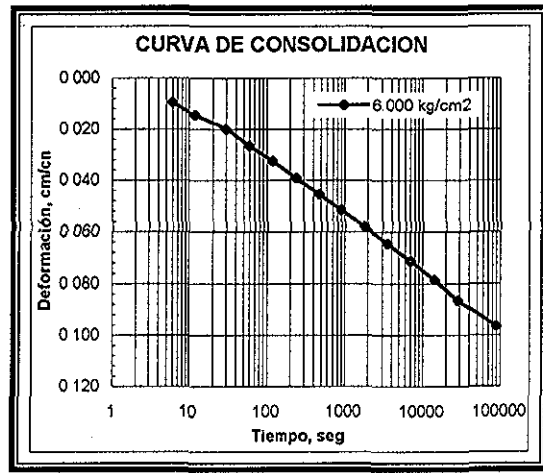


Figura 4.102 Muestra 43-2

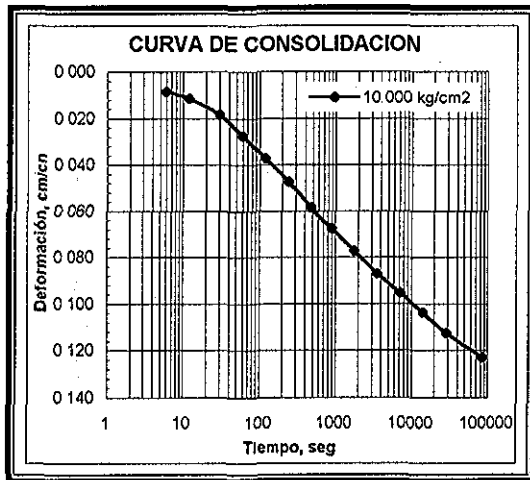


Figura 4.103 Muestra 43-2

RECIBIDO EN
 LABORATORIO DE
 INVESTIGACIONES

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

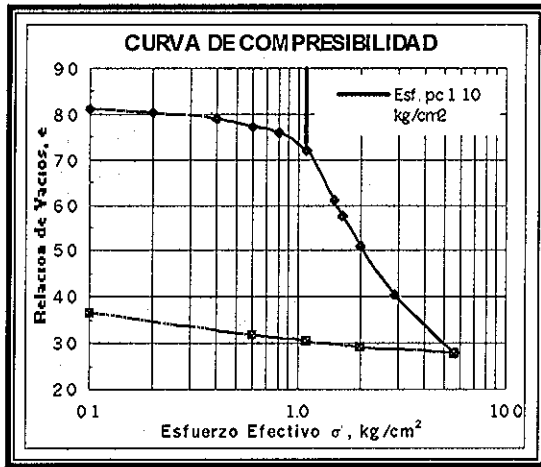


Figura 4.104 Muestra 13-1

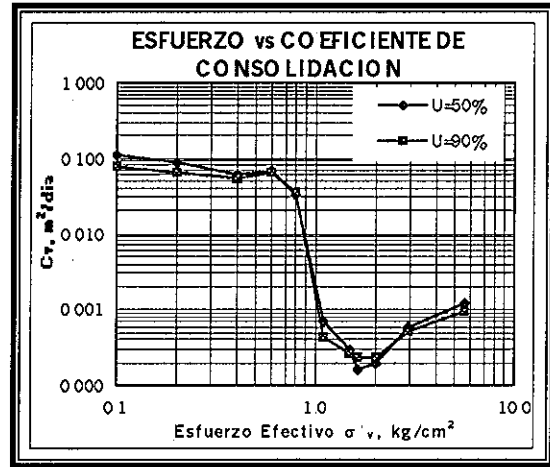


Figura 4.105 Muestra 13-1

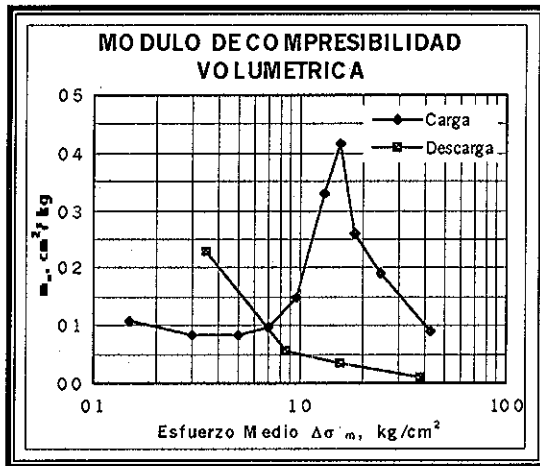


Figura 4.106 Muestra 13-1

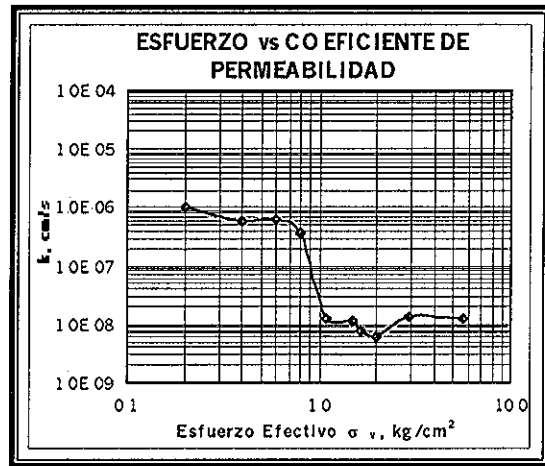


Figura 4.107 Muestra 13-1

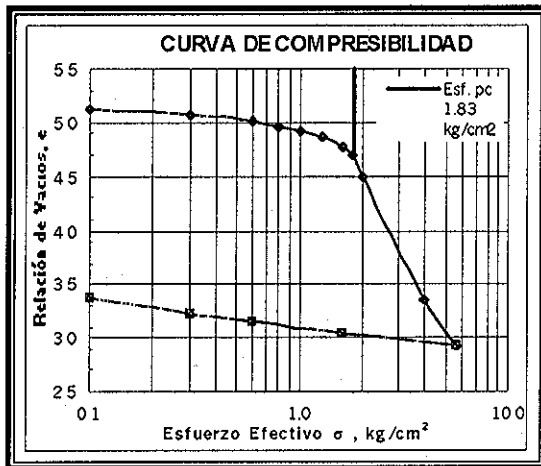


Figura 4.108 Muestra 21-2

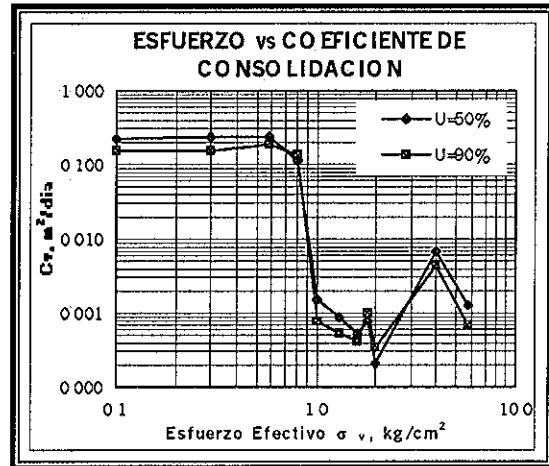


Figura 4.109 Muestra 21-2

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

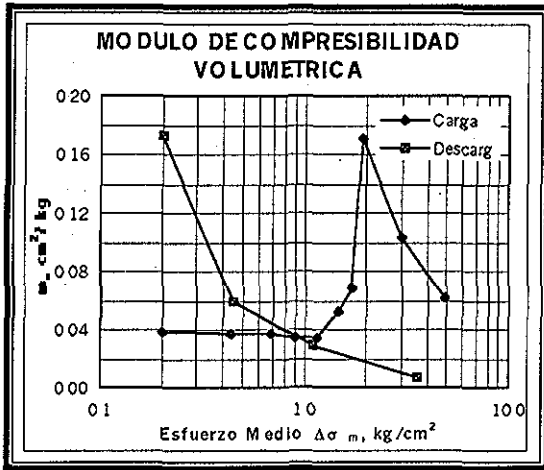


Figura 4.110 Muestra 21-2

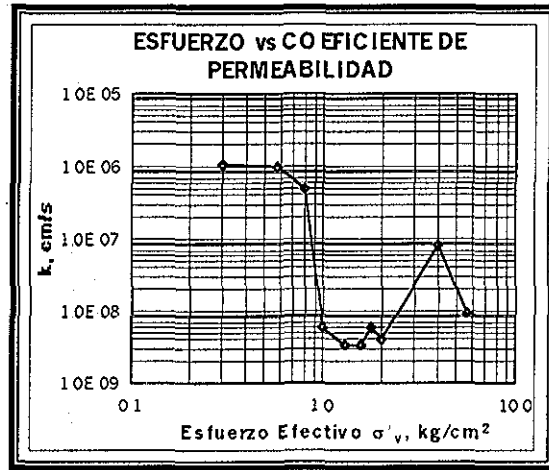


Figura 4.111 Muestra 21-2

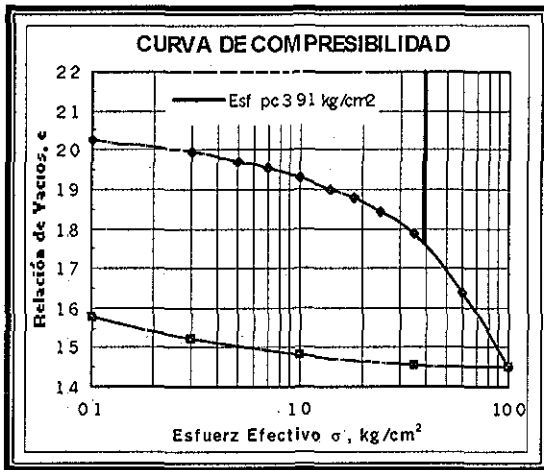


Figura 4.112 Muestra 43-2

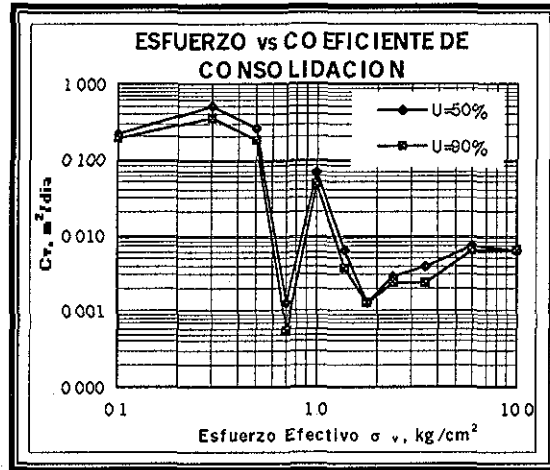


Figura 4.113 Muestra 43-2

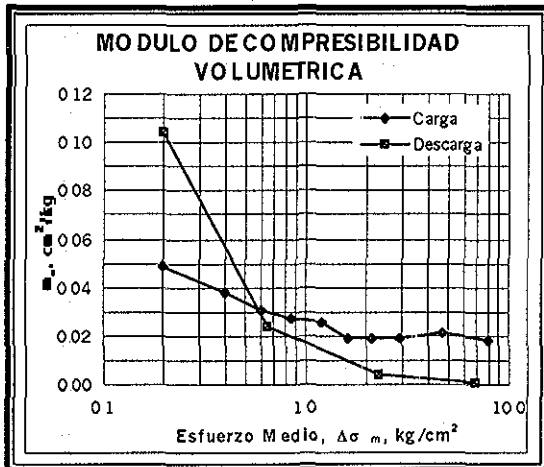


Figura 4.114 Muestra 43-2

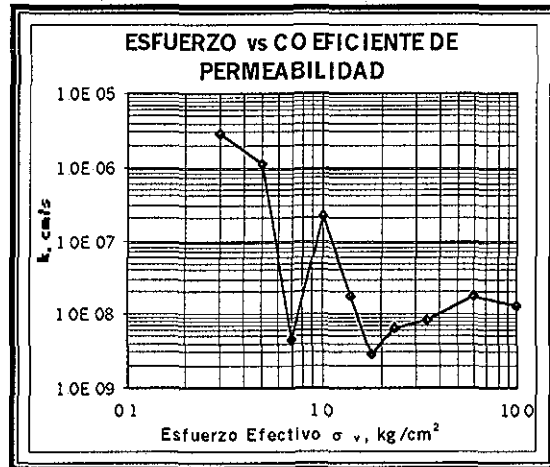


Figura 4.115 Muestra 43-2

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

En este capítulo se realiza la comparación de las propiedades índice y mecánicas del sitio Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), obtenidas en los años de 1986 y 2000. Esto con objeto de evaluar la variación de estas propiedades en un lapso de 15 años

5.1 Perfil de contenido de agua

En la **fig 5.1** se presenta la gráfica del contenido de agua *versus* la profundidad (hasta 40 m), obtenida en los años de 1986 y 2000 en el sitio SCT. El perfil resulta difícil de interpretar debido al aumento o disminución que se observa para diferentes profundidades, porque no es un perfil continuo.

Para interpretar la variación del contenido de agua se optó por dividir el perfil en 9 subestratos, haciendo referencia al nivel de piso de banqueta del sondeo de 1986 para relacionarlo con la profundidad del sondeo del año 2000, como se muestra en la **tabla 5.1** y en la **fig 5.1**.

En la **tabla 5.1** se presenta los valores promedio del contenido de agua para los nueve subestratos calculados a partir de los perfiles de agua de los años 1986 y 2000. La columna seis reporta la diferencia entre los promedios del contenido de agua del año 2000 y el de 1986. El signo positivo (+) de las columnas seis y siete, indican un aumento en el contenido de agua con el tiempo, lo cual sólo puede ser causado por la heterogeneidad de los materiales en el subestrato el signo negativo (-) representa una disminución del contenido de agua con respecto al reportado en 1986. El valor de la columna siete representa el porcentaje de la variación del contenido de agua con respecto al año de 1986.

Al analizar la **fig 5.1** y **tabla 5.1**, se observa cómo el contenido de agua tiende a disminuir en la parte superior e inferior del perfil, conservando casi el mismo valor en la parte central (subestrato 4). Cabe destacar que la disminución es más importante en los subestratos arcillosos inferiores, los cuales se ven más afectados por el abatimiento piezométrico producido por el bombeo profundo. La disminución del contenido de agua en la parte superior puede ser debida al descenso del nivel freático, ya que éste bajó 0.70 m.

Tabla 5.1 Cambio del contenido de agua del año 1986 al 2000

ESTRATO	1986 (w_{1986})		2000 (w_{2000})		$(w_{1986} - w_{2000})$ Diferencia entre Contenido de Agua, %	$\left(\frac{w_{2000} - w_{1986}}{w_{1986}}\right)$ Variación del Contenido de Agua, %
	Prof. m	Promedio del Contenido de Agua, %	* Prof. m	Promedio del Contenido de Agua, %		
SUBESTRATO 1	1.00-6.80	56.57	1.70-7.35	62.61	+ 6.04	+10.68
SUBESTRATO 2	6.80-15.25	263.64	7.35-15.05	250.45	- 13.19	-5.00
SUBESTRATO 3	15.25-16.00	157.14	15.05-15.75	137.66	- 19.48	-12.40
SUBESTRATO 4	16.00-26.50	215.74	15.75-25.65	214.15	- 1.59	-0.74
SUBESTRATO 5	26.50-27.35	93.13	25.65-26.45	84.37	- 8.76	-9.41
SUBESTRATO 6	27.35-31.00	194.84	26.45-30.00	164.47	- 30.37	-15.59
SUBESTRATO 7	31.00-35.50	40.45	29.95-35.05	39.10	-1.35	-3.45
SUBESTRATO 8	35.50-36.80	144.17	35.05-36.25	101.49	- 29.60	-20.53
SUBESTRATO 9	36.80-40.00	119.29	36.25-39.55	116.95	-2.34	-1.96

*Profundidades referidas con los sondeos del nivel de banqueta de 1986

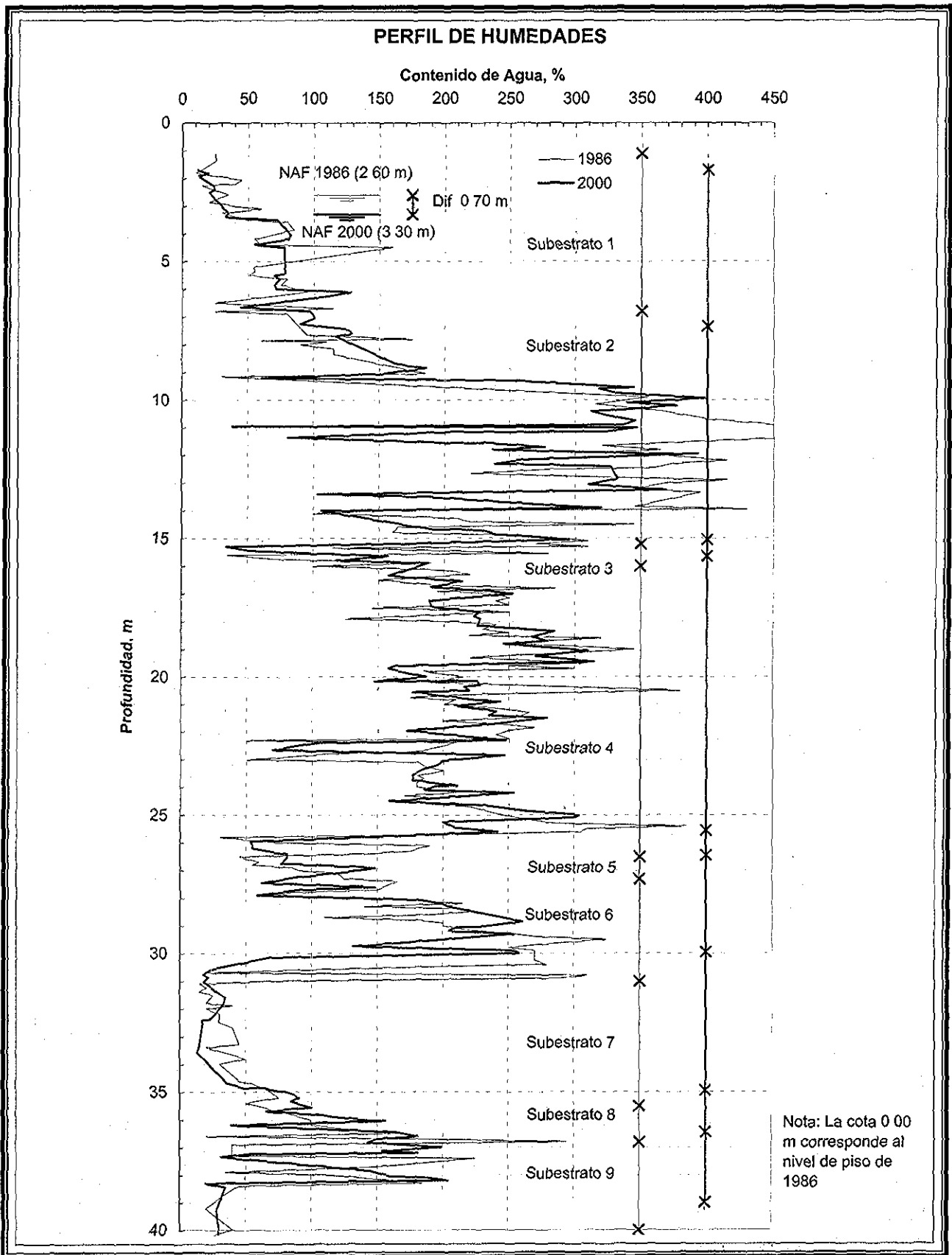


Figura 5.1 Perfiles de contenido de agua medidos en los años 1986 y 2000 en el sitio SCT

1503 21227
 MEDIO 30 ALIAN

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

5.2 Perfil de índices de plasticidad

En las **figs 5.2 y 5.3** se presenta el perfil estratigráfico del sitio SCT, que incluye los límites de plasticidad obtenidos en los años 1986 y 2000. En él, se puede apreciar cómo el patrón de cambios del límite líquido es semejante al del contenido de agua natural, en lo que se refiere a sus variaciones con la profundidad y orden de magnitud. A las profundidades de 19.75, 23.40 y 27.55 m se aprecia que el límite líquido es mayor al de 1986, esto quizás se deba a la erraticidad mineralógica de la arcilla y por error de operador por ser diferentes los laboratorios donde se ensayaron en el año de 1986 y 2000

La variación de los límites plásticos es relativamente pequeña y refleja con más fidelidad la heterogeneidad de las diferentes series arcillosas que componen la estratigrafía del subsuelo lacustre de la ciudad de México, como se observa en la **tabla 5.2**.

Estudios realizados por **Peralta, 1984**, indican que son extremas las variaciones en la composición mineralógica de la arcilla en muestras separadas de 5 a 10 cm de profundidad; en ocasiones se encuentran pequeños estratos de minerales arcillosos (caolín, atapulgita y amorfos). Asimismo, es posible encontrarla con manchas irregulares de ceniza volcánica, lo cual tiene una gran influencia en sus propiedades índice.

En las **figs 5.2 y 5.3** se puede apreciar que el índice de plasticidad a lo largo de toda la profundidad tiene una tendencia a disminuir; esto, cómo se mencionó anteriormente, es debido a la consolidación y el abatimiento piezométrico en valle de México, el índice de plasticidad varía cuando tiene gran cantidad de materia orgánica y es sometido a secados severos

Tabla 5.2 Resultados obtenidos de las pruebas de índice de plasticidad en los años de 1986 y 2000

Prof (m)	1986			2000				Prof Equiv.	Diferencia IP	Aumento (+) ó Disminución (-)
	LL	LP	IP	Prof (m)	LL	LP	IP			
3.90	80	40	40	3.50	80	48	32	3.90	-8	-20%
7.63	100	40	60	6.50	90	45	45	7.25	-15	-25%
				8.10	125	55	70		+10	+17%
12.25	400	77	323	11.65	298	81	217	11.75	-106	-33%
				12.30	363	105	258		-65	-20%
17.20	255	72	183	16.90	205	92	113	16.25	-70	-38%
20.98	212	60	152	19.75	265	85	180	19.90	+28	+18%
				20.30	230	77	153		+1	+0.6%
24.25	255	60	195	23.00	125	75	50	22.90	-145	-74%
				23.40	259	90	169		-26	-13%
28.75	165	60	105	27.55	246	82	164	27.20	+59	+56%
32.70	40	20	20	-	-	-	-	31.10	-	-
36.68	240	52	188	34.65	116	62	54	35.00	-134	-71%
				35.40	170	61	109		-79	-42%
40.20	38	15	23	36.65	130	47	83	38.40	+60	+100%

TESIS CON FALLA DE ORIGEN
 LIBRO EN ALLE

ESTA TESIS NO SALI DE LA BIBLIOTECA

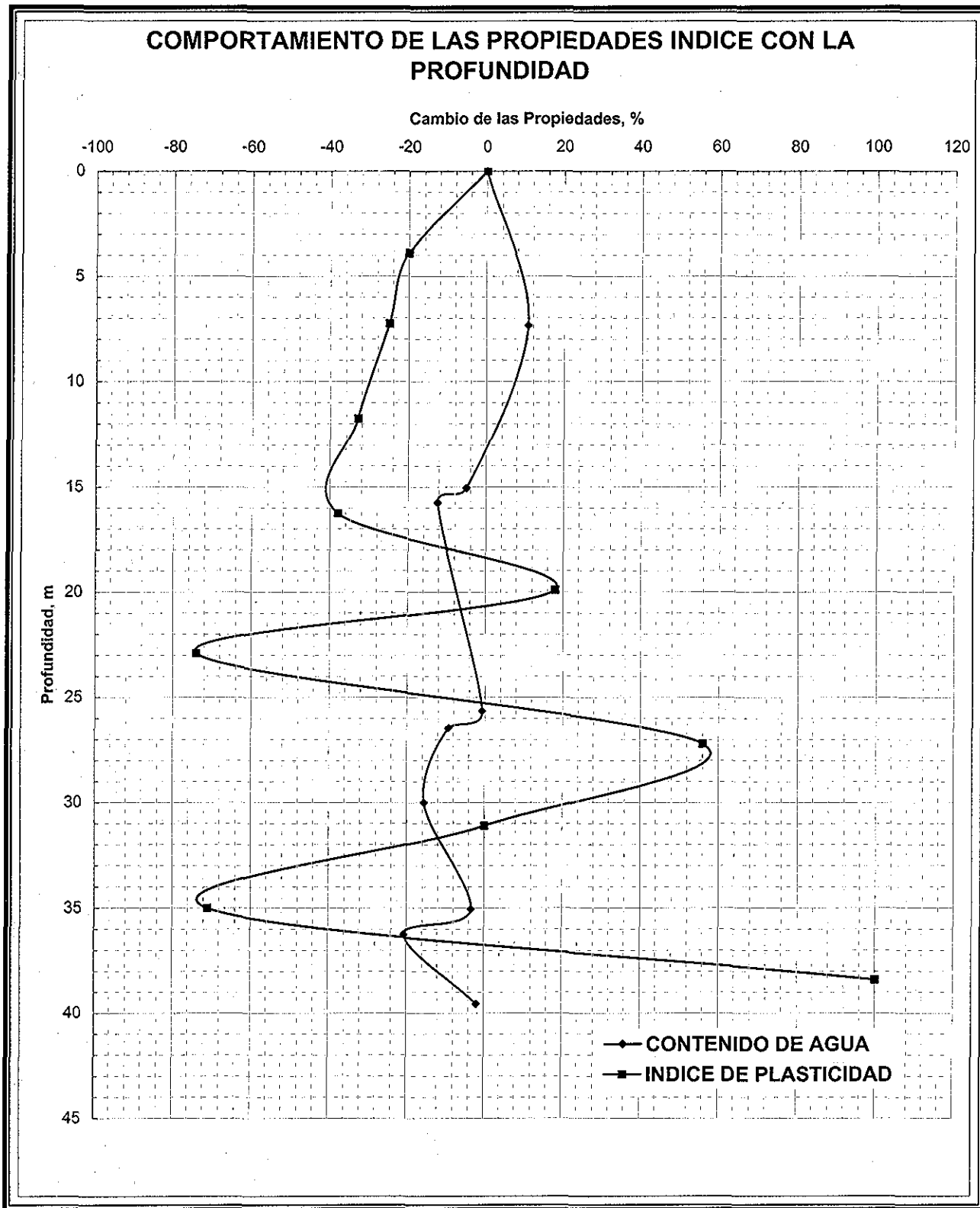


Figura 5.1a Variación de las propiedades índice con la profundidad en el año 2000, %

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

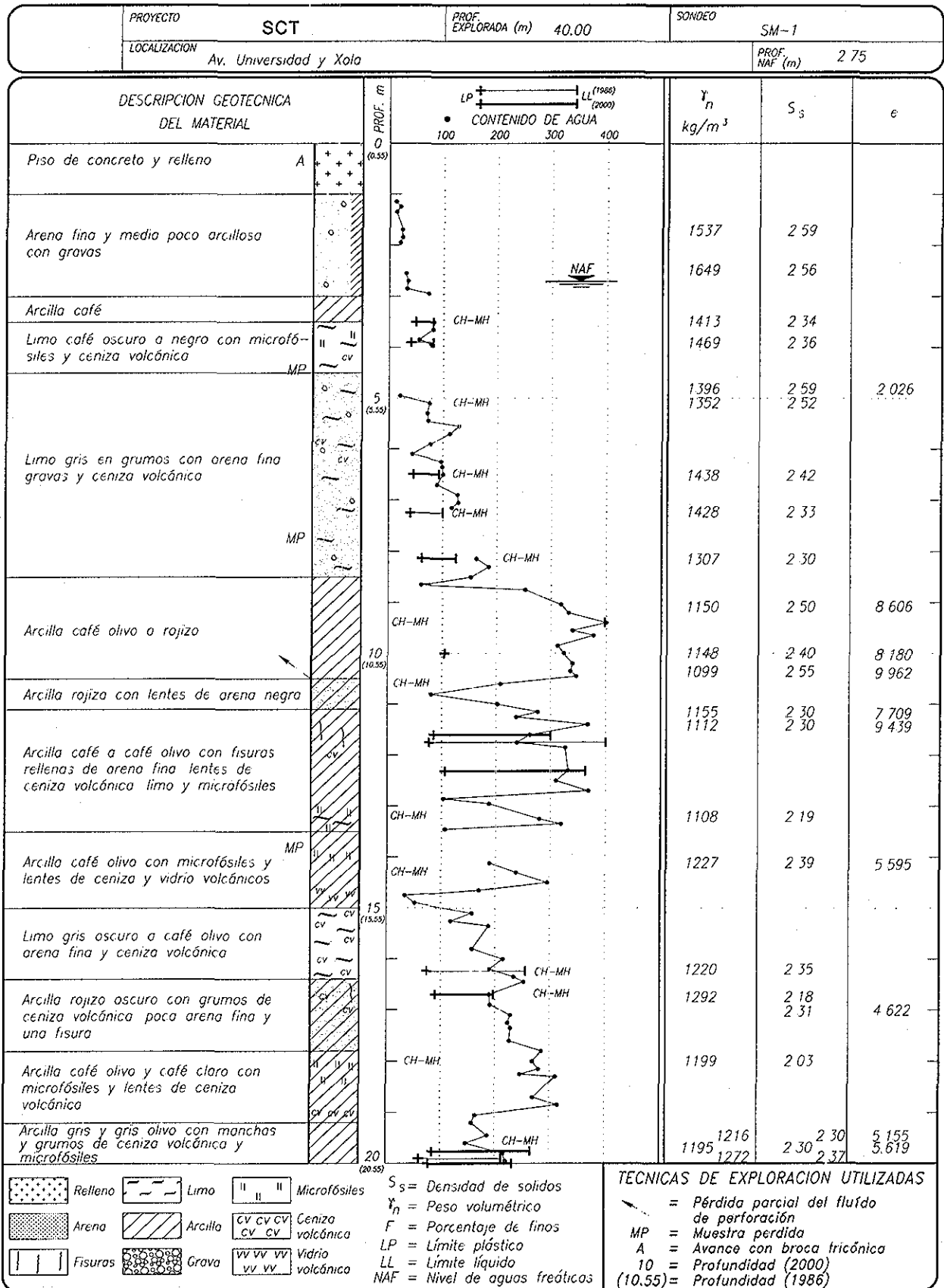
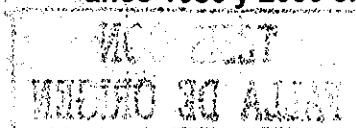


Figura 5.2 Perfil estratigráfico que incluye los límites de plasticidad medidos en los años 1986 y 2000 en el sitio SCT



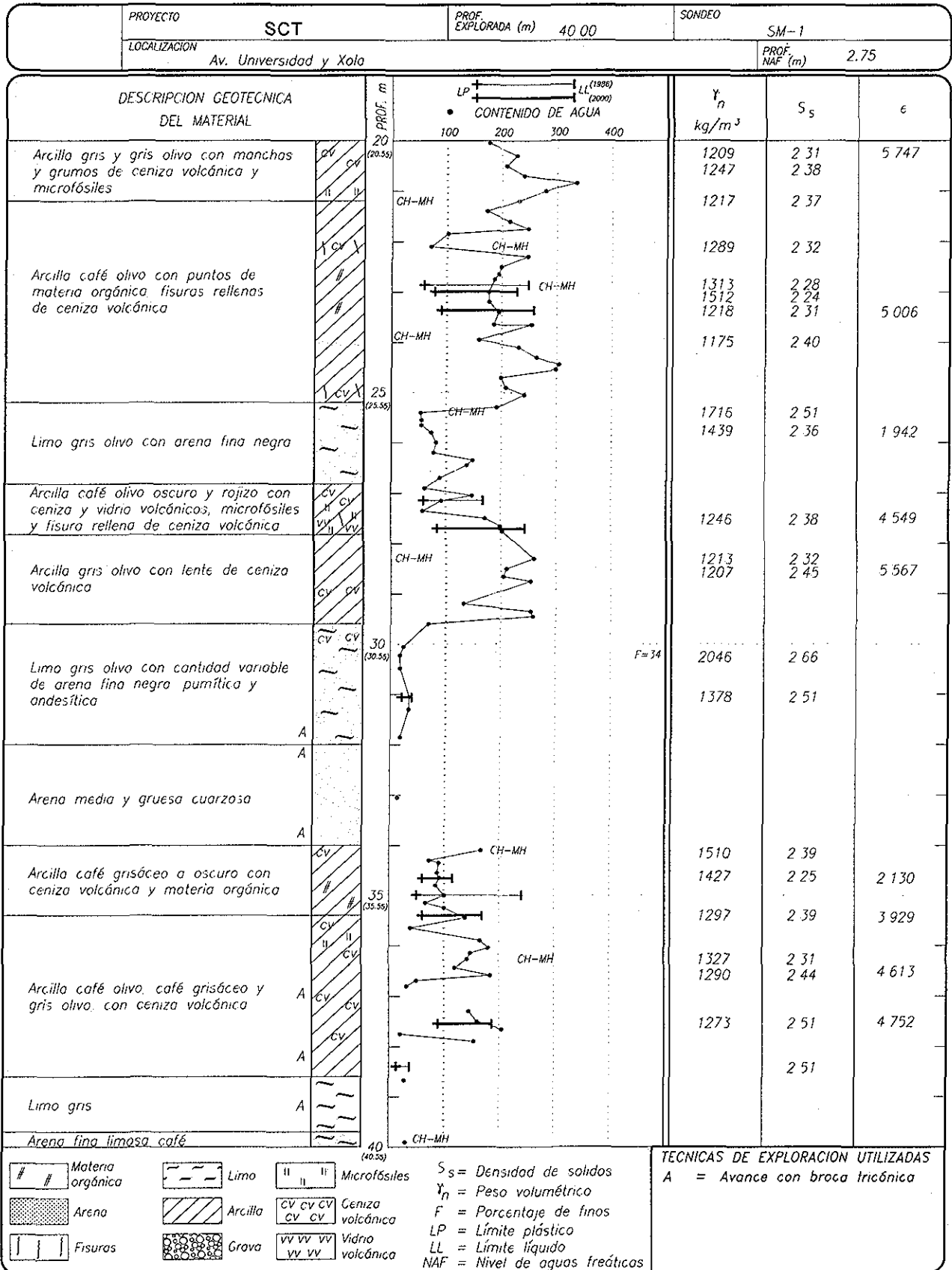


Figura 5.3 Perfil estratigráfico que incluye los límites de plasticidad medidos en los años 1986 y 2000 en el sitio SCT

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

5.3 Perfil de resistencia de punta, q_c , (cono eléctrico)

En los perfiles de resistencia de punta, q_c , obtenidos con el cono eléctrico se observa claramente el hundimiento desarrollado en el sitio SCT (fig. 5.4). Comparando el perfil del 2000 con el realizado por Jaime, Romo y Ovando, en 1986; se aprecia cuánto se ha hundido el sitio SCT, 1.05 m en 14 años, lo que equivale a 7.5 cm por año.

Al comparar ambos perfiles de resistencia de punta se observa que la costra superficial tiene mayor resistencia. Con respecto al primer estrato arcilloso localizado entre los 7.5 m y 15.0 m de profundidad se aprecia un incremento en la resistencia y las pendientes de ambos perfiles son paralelos. En la segunda serie arcillosa localizada entre los 16.0 y 30.0 m, se observa también un incremento en la resistencia de punta, pero ésta es mayor a medida que se aumenta la profundidad, lo cual es evidente, al comparar las pendientes de los perfiles de 1986 y 2000 en este estrato, que la pendiente del 2000 es mayor a la de 1986.

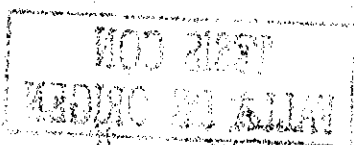
Con el objetivo de analizar y comparar los resultados obtenidos del perfil de cono realizado en esta investigación con el llevado a cabo en 1986, se subdividió toda la formación arcillosa superior (FAS) en 6 subestratos hasta 31.00 m de profundidad. En el primer subestrato (costra superficial) se aprecia cómo la resistencia aumenta significativamente hasta en un 181.96 % (tabla 5.3), esto se debe en parte al descenso del nivel freático, que fue del orden de 0.70 m, por los abatimientos piezométricos y posiblemente también a cargas no permanentes, ya que esta área donde se realizó el sondeo es un área destinada a estacionamiento. Se observa también que los subestratos 2, 4 y 6, es donde la resistencia aumentó entre 20 a 31 %, es aquí donde los espesores de los estratos de arcilla son más importantes. En el subestrato 6 con respecto al 2 y 4, se tiene más aumento de resistencia; esto se debe a que es el tramo que está adyacente a la capa dura, y en ella es donde se tiene la mayor influencia del abatimiento piezométrico del sitio.

Con relación a los subestratos 3 y 5 donde están localizados algunos pequeños estratos de arena, la resistencia, q_c , del cono eléctrico en el primero (subestrato 3) marcó una disminución del 2.36 %; esto podría deberse a que el lente de arena no es totalmente homogéneo ya que contiene arcilla; con respecto al subestrato 5 se aprecia que la resistencia aumenta en un 64.59 %, aquí la explicación del aumento es porque el abatimiento piezométrico se ve reflejado en aumentos de esfuerzos efectivos y, por ende, aumento de resistencia en el material por la consolidación desarrollada.

Tabla 5.3 Aumento de resistencia de punta, q_c , del año 1986 al 2000

ESTRATO	1986		2000		Diferencia de Resistencia (kg/cm ²)	Aumento de Resistencia (%)
	Prof. (m)	q_c , Prom. (kg/cm ²)	* Prof. (m)	q_c , Prom. (kg/cm ²)		
SUBESTRATO 1	1.00-6.80	9.66	1.70-7.35	27.24	17.58	181.96
SUBESTRATO 2	6.80-15.25	4.80	7.35-15.05	5.77	0.96	20.03
SUBESTRATO 3	15.25-16.00	26.19	15.05-15.75	25.57	-0.62	-2.36
SUBESTRATO 4	16.00-26.50	7.35	15.75-25.65	8.94	1.59	21.68
SUBESTRATO 5	26.50-27.35	29.87	25.65-26.45	49.16	19.29	64.59
SUBESTRATO 6	27.35-31.00	12.27	26.45-30.00	16.07	3.80	30.99

* Todas las profundidades de los perfiles del año 2000 están referenciados a los sondeos de nivel de banqueta del año de 1986, ver fig 3.2



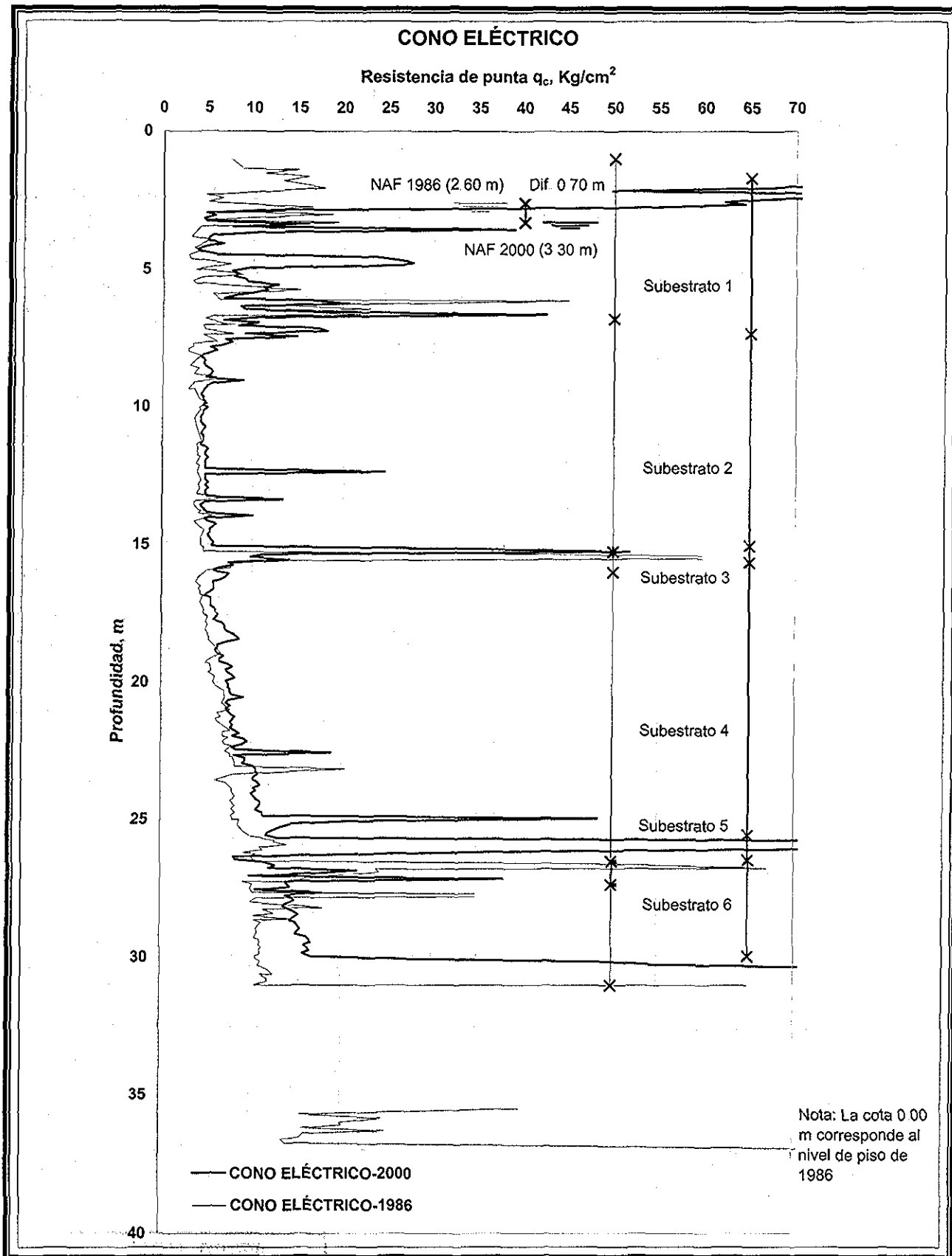


Figura 5.4 Perfil de resistencia de punta, q_c , del cono eléctrico medidos en los años de 1986 y 2000 en el sitio SCT

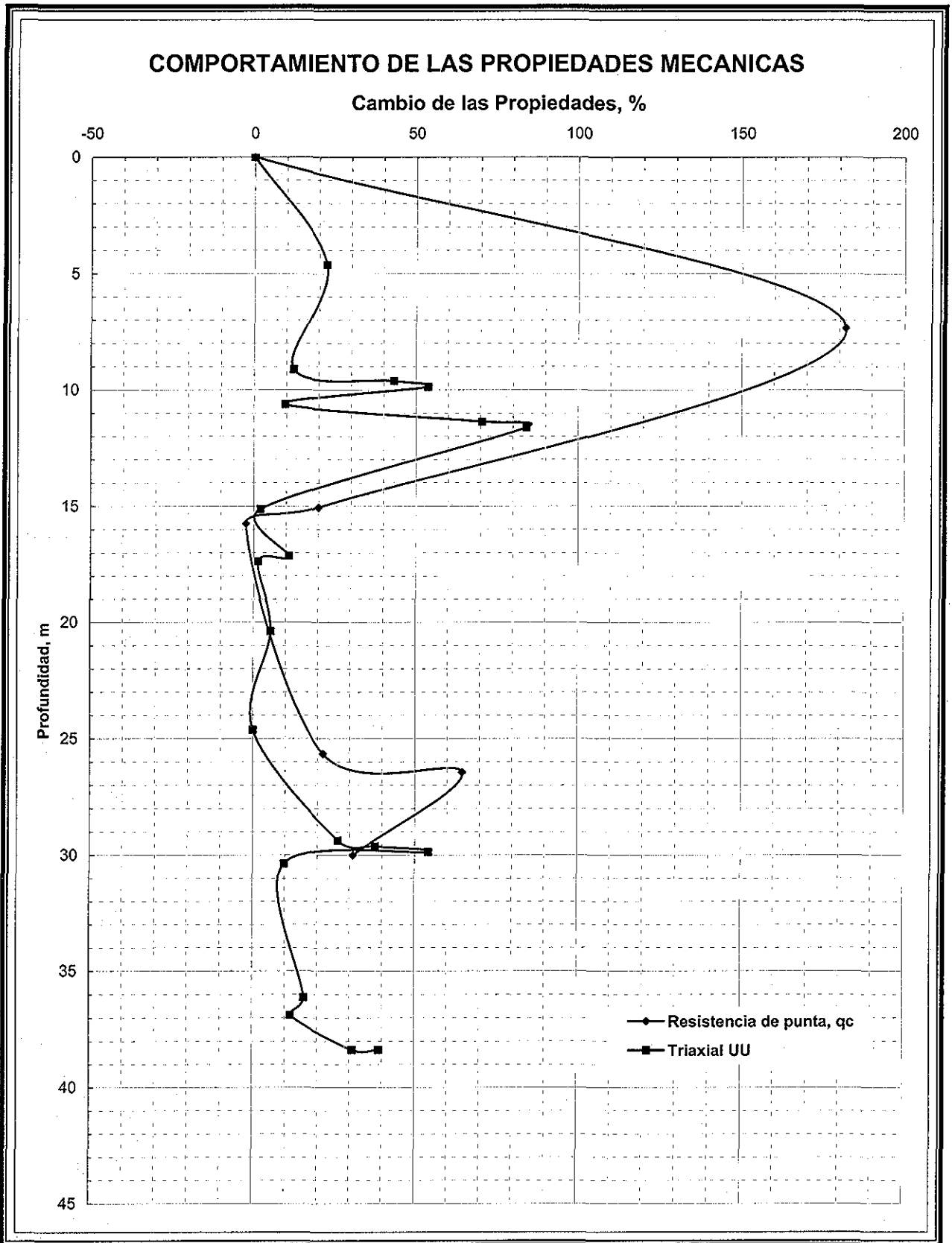


Figura 5.4a Variación de las propiedades mecánicas con la profundidad en el año 2000, %

MOD. 02/2007
 UNIVERSIDAD ALLIANZ

TESIS CON
 TALLA DE ORIGEN

5.4 Perfil de velocidad de onda (sonda suspendida)

En la **fig 5.5** se presentan los perfiles de velocidades de ondas de corte y de compresión, obtenidas utilizando la técnica de sonda suspendida en 1986 y 2000.

Para comparar ambos perfiles, se procedió a dividirlos en subestratos, como se realizó en las secciones anteriores, calculando velocidades promedio en cada uno de ellos. La **tabla 5.4** muestra las profundidades de cada subestrato, sus velocidades promedio, la diferencia de velocidades entre ambos años y el porcentaje del incremento en el periodo de 1986 a 2000. Los valores negativos (-) reportados en esta tabla indican una disminución de velocidad de onda con respecto a la del año de 1986.

En general la velocidad de compresión medida entre los 6.0 y los 21.0 m, se encuentra dentro de los límites de variación del perfil medido en 1986. De los 22.0 a los 27.0 m, se observa una clara tendencia a incrementar la velocidad de onda de compresión. Por último, de los 27.0 a los 36.0 m, el perfil de velocidad de 2000 envuelve al perfil de 1986. Por tanto, no se puede hablar sobre una clara tendencia en las mediciones de ondas compresionales.

Tabla 5.4 Aumento de velocidad de onda en tramos del perfil estratigráfico

ESTRATO	1986			2000			Diferencia de Velocidad (m/s)		Aumento de Velocidad (%)	
	PROF. (m)	Vs, Prom. (m/s)	Vp Prom. (m/s)	PROF. (m)	Vs, Prom. (m/s)	Vp, Prom. (m/s)	Vs	Vp	Vs	Vp
SUBESTRATO 1	6.50-16.00	49.36	1433.09	6.50-16.00	60.19	1555.42	10.83	122.33	21.94	8.54
SUBESTRATO 2	16.00-26.00	59.73	1350.64	16.00-25.50	83.53	1394.48	23.80	43.84	39.85	3.25
SUBESTRATO 3	26.00-30.00	88.80	1357.20	25.50-29.50	129.38	1408.80	40.58	51.60	45.70	3.80
SUBESTRATO 4	30.00-36.00	243.29	1570.57	29.50-35.50	260.19	1492.73	16.90	-77.84	6.95	-4.95
SUBESTRATO 5	36.00-39.00	173.00	1566.00	35.50-38.00	236.22	-	63.22	-	36.54	-
SUBESTRATO 6	39.00-41.00	454.67	1835.67	38.00-40.50	520.57	-	65.90	-	14.49	-

5.4.1 Correlaciones de propiedades dinámicas

Del perfil obtenido en 1986 (**Jaime, Romo y Ovando**) se calcularon las propiedades dinámicas G (módulo de rigidez al cortante), E (módulo de Young), y ν (relación de Poisson), así también con el perfil que se tiene de esta exploración (2000) se calcularon las propiedades dinámicas (**tabla 5.5**) con el fin de comparar y analizar los valores de G, E, y ν que están cambiando con el tiempo debido al abatimiento piezométrico y el subsecuente hundimiento regional en el valle de México en un periodo de 14 años desde el sismo de 1985. De esta comparación se puede apreciar que los valores del módulo de rigidez al cortante G, y módulo de Young E, aumentan con la profundidad; en general, se aprecia que el módulo de rigidez al cortante G, aumenta más en los primeros 3 subestratos, observando que a esta profundidad de 6.50 a 29.50 m es donde se encuentran los estratos de arcilla más importantes, en especial el subestrato 3 aumentó 118 %, esto se debe a que es la profundidad donde el abatimiento piezométrico afecta más al tramo generando incrementos de esfuerzos efectivos y por ende, una consolidación en el material, teniendo con ello un aumento en el módulo de rigidez al cortante G, también se observa que a la profundidad de 35.50 a 38.00 m aumenta 70.30 %, esto se debe a que a esa profundidad se encuentra el último subestrato de arcilla. Los subestratos 4 y 6 tienen un aumento de 22 % en promedio, esto se debe a que son los estratos que conforman la capa dura



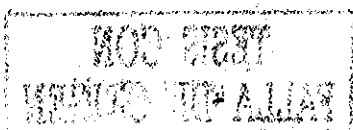
En el caso del módulo de Young, E, la diferencia detectada entre ambos sondeos (1986 y 2000) es semejante al módulo de rigidez al cortante G, teniendo el mayor aumento en los primeros 3 subestratos, esto se debe como se mencionó en el párrafo anterior, por el abatimiento piezométrico que se tienen a esas profundidades generando una disminución en las presiones de poro y por ende, una consolidación en la arcilla, teniendo con ello mayores valores del módulo de Young E y del módulo de rigidez al cortante G, se aprecia también que el menor aumento es en el subestrato 4 y 6, esto como se mencionó en el párrafo anterior, es porque los estratos componen la capa dura y en ella la consolidación no es tan importante como en los subestratos de arcilla

La relación de Poisson, ν , es similar en ambas fechas; se observa que ésta tiende a disminuir sin relevancia con la profundidad, siendo semejante en ambos perfiles, con lo cual se considera que ambas comparaciones son aceptables y se comprueba que la relación de Poisson para la arcilla del valle de México es del orden de 0.5, el cual corresponde a un material saturado.

Tabla 5.5 Propiedades dinámicas del sitio SCT de 1986 y 2000

Año	ESTRATO	Prof. m	Velocidad de Onda de Corte Vs, m/s	γ_{prom} , kg/m ³	G, kg/cm ² *	% Aumento	E, kg/cm ² *	% Aumento	ν *
1986	SUBESTRATO 1	6.50-16.00	49.36	1328.25	32.99		85.75		0.500
	SUBESTRATO 2	16.00-26.00	59.73	1213.48	44.13		113.64		0.500
	SUBESTRATO 3	26.00-30.00	88.80	1220.00	98.07		242.73		0.499
	SUBESTRATO 4	30.00-36.00	243.29	1264.88	763.18		1710.85		0.498
	SUBESTRATO 5	36.00-39.00	173.00	1612.36	491.91		1111.81		0.499
	SUBESTRATO 6	39.00-41.00	454.67	1380.83	2909.80		6212.84		0.497
2000	SUBESTRATO 1	6.50-16.00	60.19	1326.00	48.97	48.44	124.94	45.70	0.500
	SUBESTRATO 2	16.00-25.50	83.53	1189.38	84.59	91.68	211.22	85.86	0.499
	SUBESTRATO 3	25.50-29.50	129.38	1257.55	214.58	118.81	509.88	110.06	0.499
	SUBESTRATO 4	29.50-35.50	260.19	1349.13	931.03	21.99	2065.43	20.73	0.498
	SUBESTRATO 5	35.50-38.00	236.22	1472.75	837.71	70.30	1859.68	67.27	0.498
	SUBESTRATO 6	38.00-40.50	520.57	1278.67	3532.22	21.39	7518.14	21.01	0.497

* Las formulas con que se calcularon los parámetros pueden consultarse en el anexo B



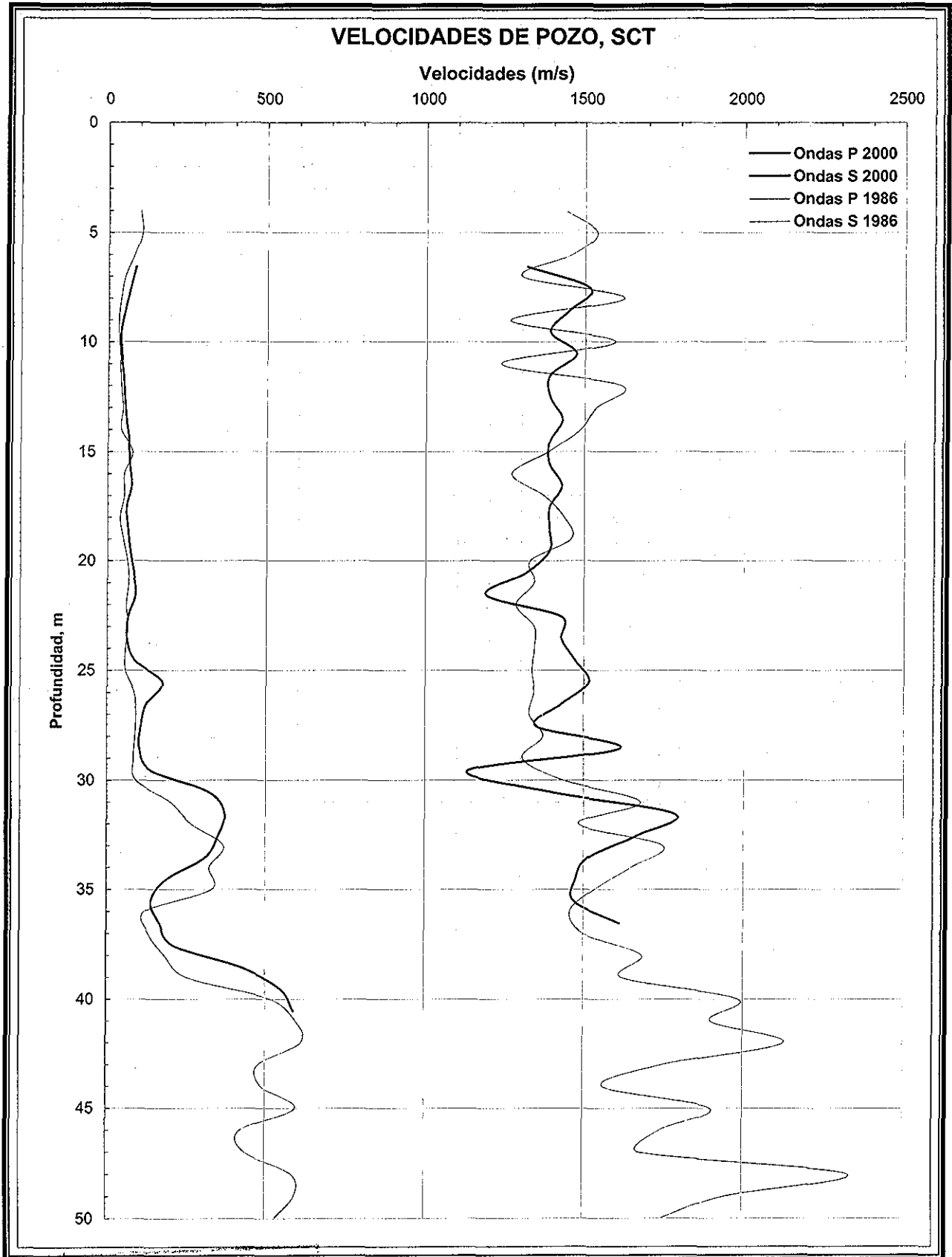


Figura 5.5 Perfil de velocidad de onda medidos en los años de 1986 y 2000 en el sitio SCT

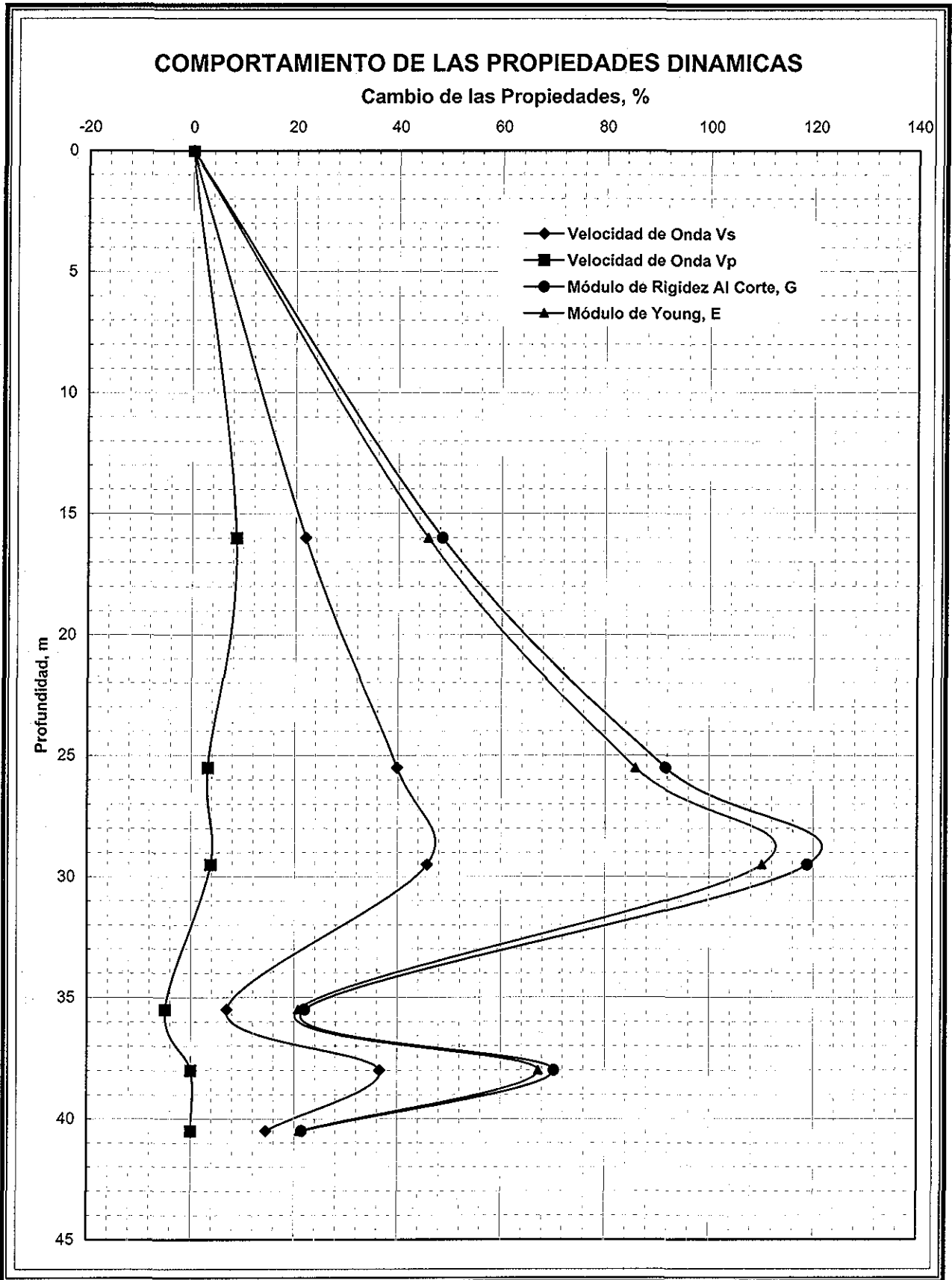


Figura 5.5a Variación de las propiedades dinámicas con la profundidad en el año 2000, %

5.5 Gráficas de triaxiales UU

En los ensayos triaxiales UU, la comparación de los resultados obtenidos en el año 1986 y en el 2000 se realiza primero localizando y ubicando la muestra en el perfil de cono eléctrico de 2000; para posteriormente localizar la muestra mediante el perfil de cono eléctrico de 1986, y así hacer la comparación; en la **tabla 5.6** se presenta el año y el número de muestra así como la profundidad a la que fue ensayada, se da una profundidad equivalente que es la profundidad a la cual pertenece la muestra con el perfil de 1986; esta profundidad en algunos casos no concuerda exactamente, pero se toma la muestra ensayada más cercana a ella por encima y debajo de la profundidad, los números entre paréntesis indican la referencia al nivel de banqueta del sondeo de 1986.

Recordemos que nuestro sondeo de cono eléctrico sólo llega a una profundidad de 30 m, mientras que en el sondeo de 1986 el cono eléctrico se realizó hasta 40 m, por esta razón en las últimas correlaciones después de los 30.0 m, es más difícil la comparación de las muestras ensayadas en 1986 y 2000, por lo que se debe tener un poco más de cuidado al considerar estos resultados.

Al comparar los resultados de resistencia no drenada obtenida en las pruebas triaxiales rápidas UU, se observa un incremento de resistencia en las muestras más superficiales (4.62-15.12 m, ver **figs 5.6-5.15**) y en las más profundas localizadas arriba y debajo de la capa dura (29.37-38.37 m, ver **figs 5.22-5.31**). Siendo este incremento más importante en los estratos superiores, como se muestra en la **tabla 5.6**. Por otro lado, las muestras ubicadas en la parte media entre las profundidades de 17.12 a 24.62 m (**figs 5.16-5.21**), no mostraron un incremento en la resistencia. El aumento de resistencia observado en los estratos superficiales hasta 15.12 m y en la parte más profunda a partir de los 29.37 m, se debe al efecto del descenso del nivel freático y los abatimientos piezométricos dentro de la capa dura que sirve como drenaje, respectivamente.

Con respecto a las gráficas de esfuerzo-deformación, se aprecia que los ensayos realizados en el año de 1986 siguen las trayectorias de falla igual que en los ensayos llevados a cabo en el año 2000, a excepción de las muestras 10-1A y B, 15-1A, B, y C, 29-1A y B (**figs 5.10, 5.11, 5.14 y 5.15**), esto se debe posiblemente a que estas muestras se encuentran en la frontera con otro material, lo mismo sucede con las gráficas de los círculos de Mohr de 1986 con los obtenidos en estos ensayos del año 2000.

NOTA: en las tablas 5.2 y 5.6 aparece una profundidad equivalente, esta indica la profundidad que se tomó la muestra del ensayo de 1986 para compararla con el ensayo de 2000, también en la tabla 5.6 aparece una profundidad entre paréntesis, que indica la profundidad a la que los ensayos de 2000 corresponden con el sondeo de 1986.

Tabla 5.6 Relación de aumento de resistencia no drenada, q_u , del año 1986 al 2000

AÑO	# MUESTRA	PROF m	RESISTENCIA q_u , kg/cm ²	% DE AUMENTO	PROF. EQUIVALENT E m	# DE ENSAYE	AÑO	# MUESTRA	PROF m	RESISTENCIA q_u , kg/cm ²
1986	5-3	4.62	0.36	22.22	4.75	1	2000	5-1A	4.90 (5.45)	0.44
1986	11-3	9.12	0.37	12.16						
1986	12-2	9.62	0.29	43.10	9.50	2	2000	9-1A	9.05	0.43
1986	12-3	9.87	0.27	53.70			2000	9-1B	9.05 (9.60)	0.40
1986	13-3	10.62	0.21	9.52	10.55	3	2000	10-1A	9.80	0.23
							2000	10-1B	9.80 (10.35)	0.20
1986	14-3	11.37	0.27	70.37			2000	11-4A	11.15	0.41
1986	15-1	11.62	0.25	84.00	11.70	4	2000	11-4B	11.15	0.38
							2000	11-4C	11.15 (11.70)	0.46
1986	19-3	15.12	0.48	2.08	15.00	5	2000	15-1A	14.15	0.40
							2000	15-1B	14.15	0.49
							2000	15-1C	14.15 (14.70)	0.49
1986	22-2	17.12	0.65	10.77			2000	18-2A	16.90	0.68
1986	22-3	17.37	0.71	1.41	17.40	6	2000	18-2B	16.90	0.70
							2000	18-2C	16.90 (17.45)	0.72
1986	26-3	20.37	0.74	5.40	20.50	7	2000	21-3A	19.75	0.53
							2000	21-3B	19.75	0.63
							2000	21-3C	19.75 (20.30)	0.78
1986	32-2	24.62	1.25	0.00	24.70	8	2000	25-3A	23.40	1.11
							2000	25-3B	23.40	1.25
							2000	25-3C	23.40 (23.95)	1.21
1986	38-3	29.37	1.14	26.32			2000	31-2A	27.55	1.44
1986	39-1	29.62	1.12	37.72	29.35	10	2000	31-2B	27.55	1.57
							2000	31-2C	27.55 (28.10)	1.33
1986	39-2	29.87	0.96	54.17						
1986	40-1	30.37	1.35	9.63	30.10	11	2000	32-2A	28.50 (29.05)	1.48
1986	48-3	36.12	1.39	15.83						
1986	49-3	36.87	1.45	11.81	36.20	12	2000	44-1A	34.65 (35.20)	1.61
							2000	48-3A	36.65	1.26
1986	51-3	38.37	1.10	30.91	38.30	13	2000	48-3B	36.65	1.39
							2000	48-3C	36.65 (37.20)	1.44
1986	51-3	38.37	1.10	39.09	39.20	14	2000	50-2A	37.55	1.46
							2000	50-2B	37.55	1.29
							2000	50-2C	37.55 (38.10)	1.53

(x) Profundidad referenciada al sondeo de 1986

⊗ Profundidad de comparación entre comparación de sondeos

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

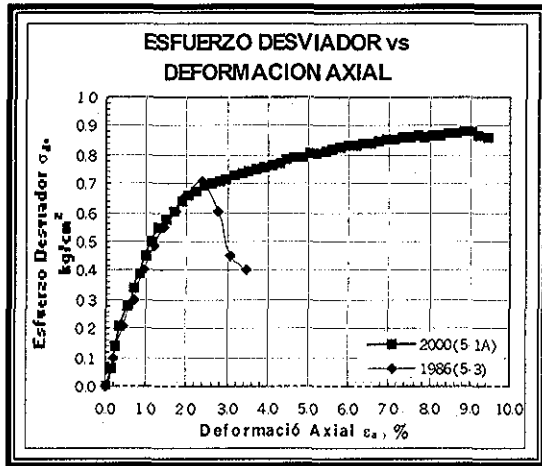


Figura 5.6 Muestra 5-1A

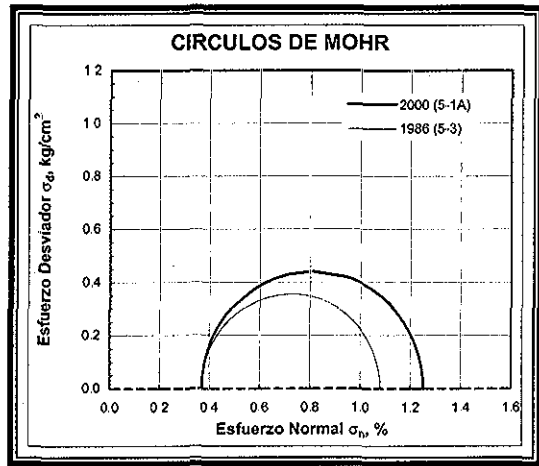


Figura 5.7 Muestra 5-1A

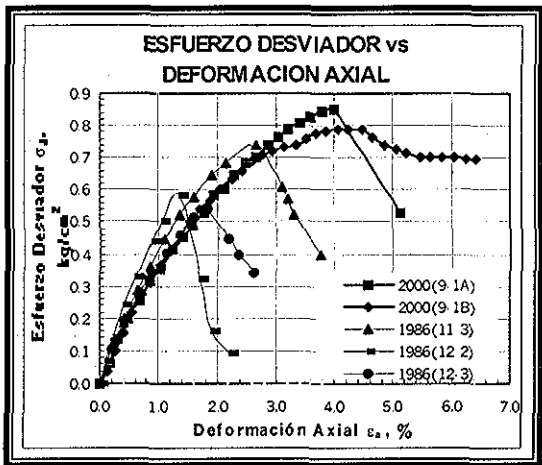


Figura 5.8 Muestra 9-1A, B

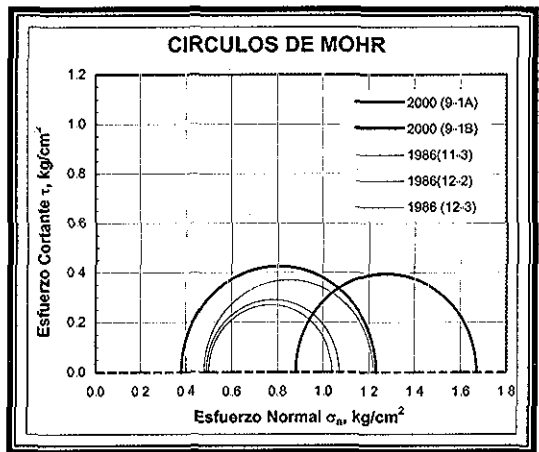


Figura 5.9 Muestra 9-1A, B

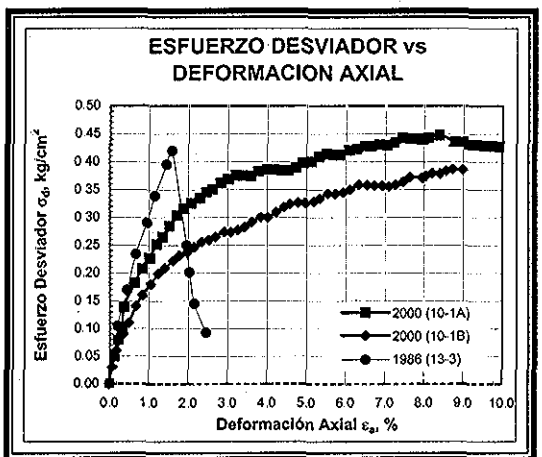


Figura 5.10 Muestra 10-1A, B

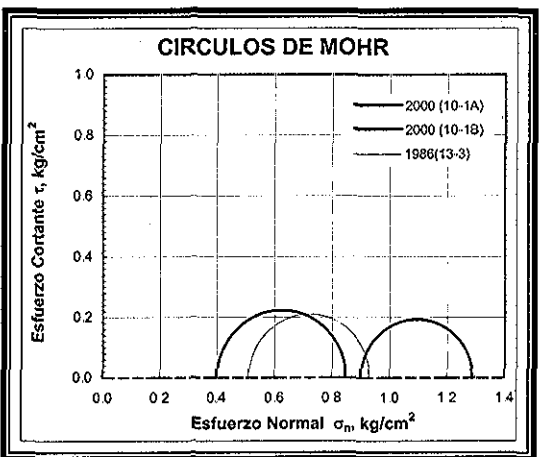


Figura 5.11 Muestra 10-1A, B

FALLA DE ORIGEN

100 2000
1986 001
1986 00 1111

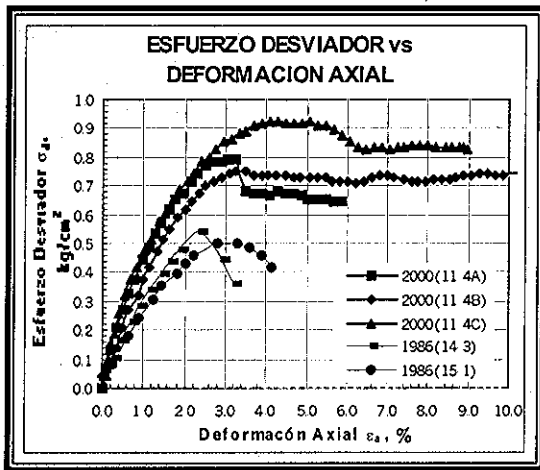


Figura 5.12 Muestra 11-4A, B, C

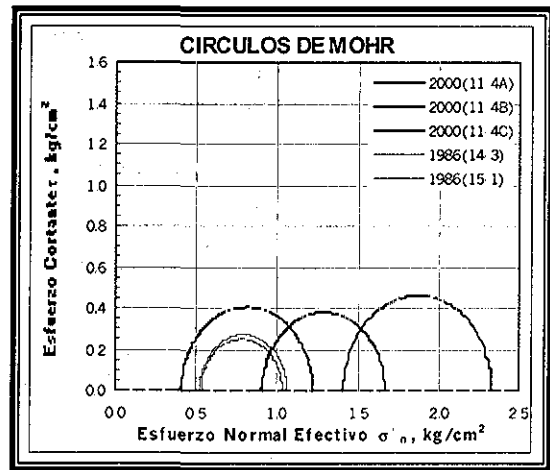


Figura 5.13 Muestra 11-4A, B, C

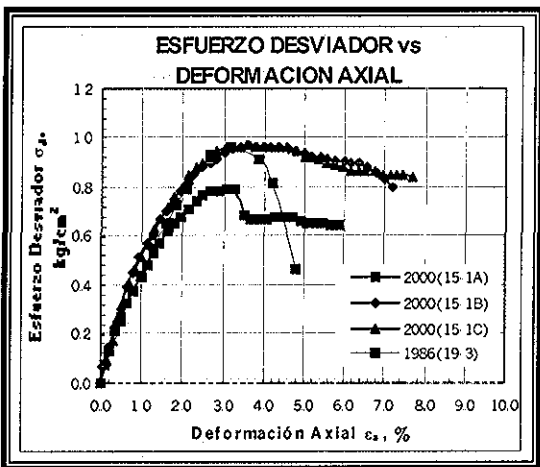


Figura 5.14 Muestra 15-1A, B, C

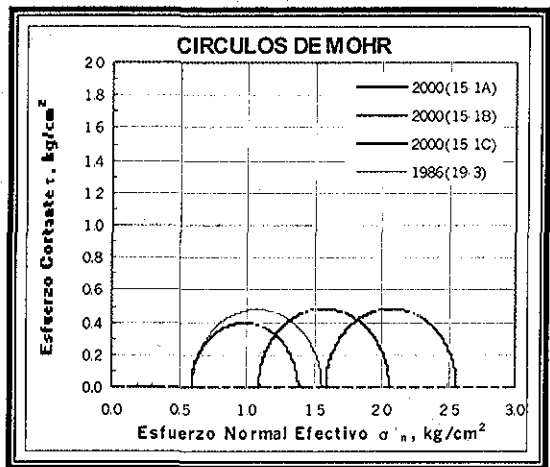


Figura 5.15 Muestra 15-1A, B, C

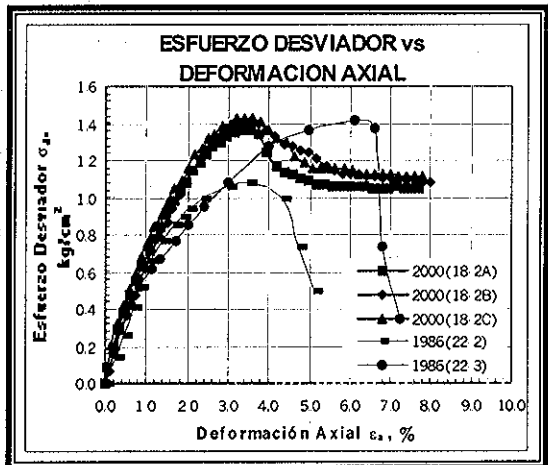


Figura 5.16 Muestra 18-2A, B, C

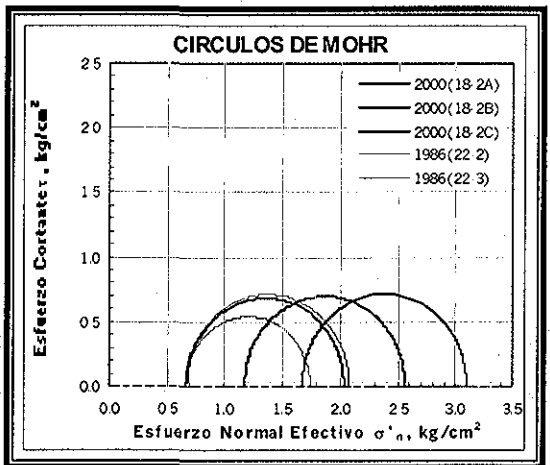


Figura 5.17 Muestra 18-2A, B, C

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

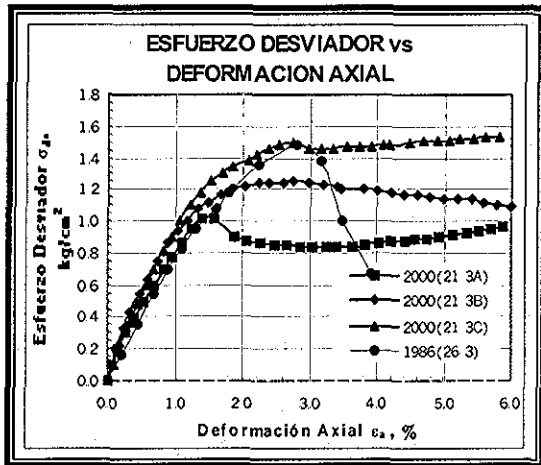


Figura 5.18 Muestra 21-3A, B, C

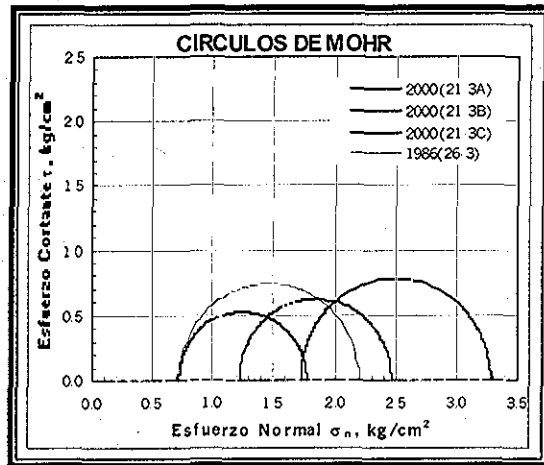


Figura 5.19 Muestra 21-3A, B, C

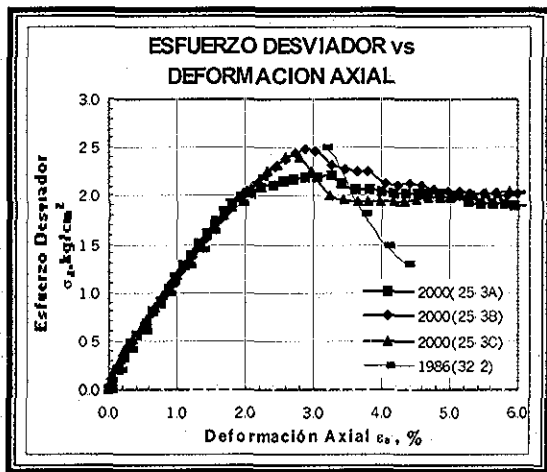


Figura 5.20 Muestra 25-3A, B, C

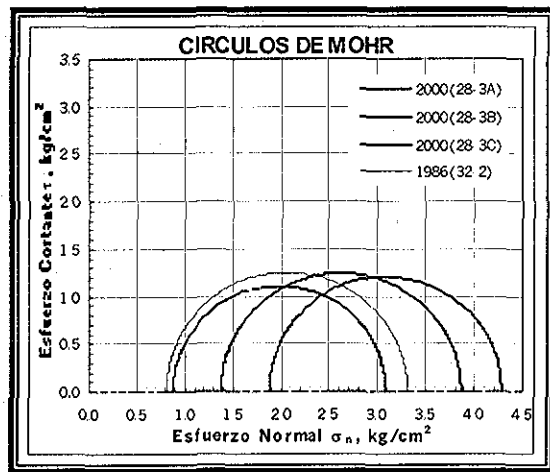


Figura 5.21 Muestra 25-3A, B, C

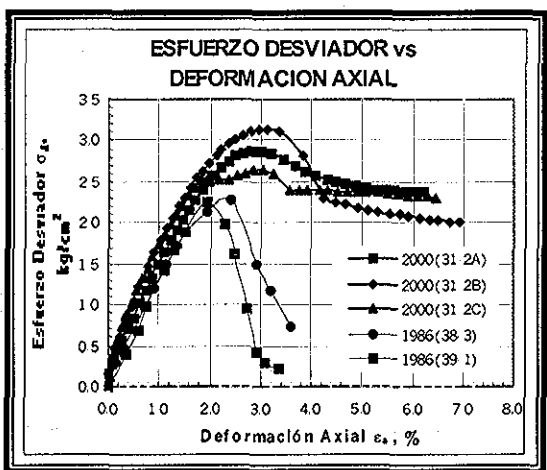


Figura 5.22 Muestra 31-2A, B, C

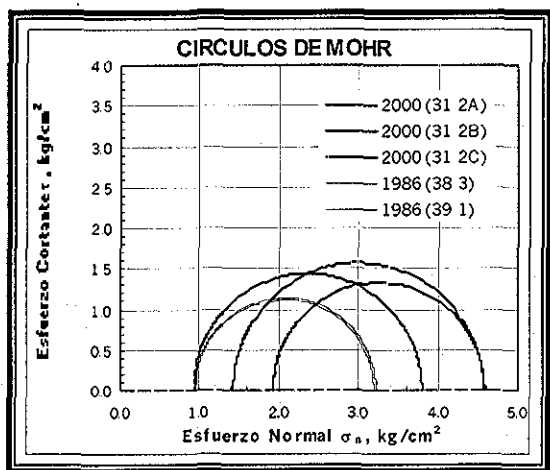


Figura 5.23 Muestra 31-2A, B, C

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

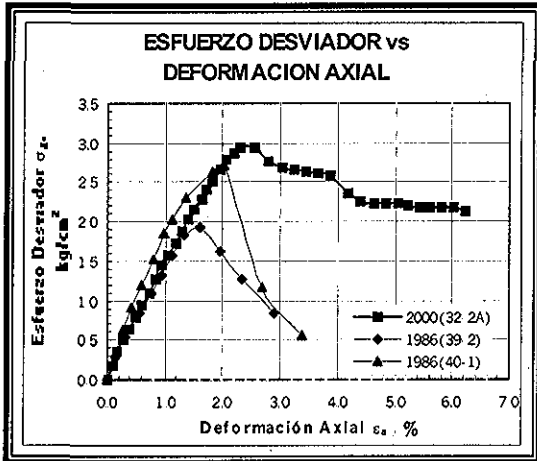


Figura 5.24 Muestra 32-2A

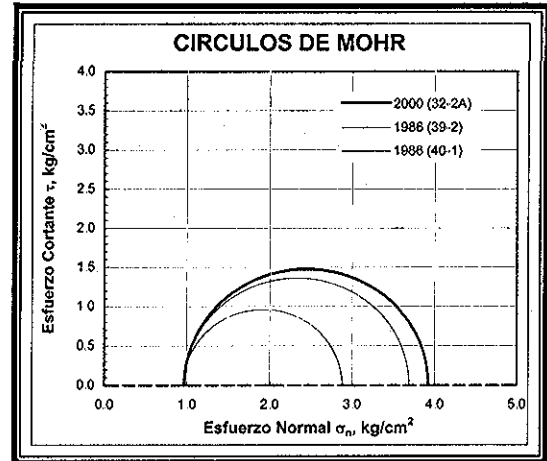


Figura 5.25 Muestra 32-2A

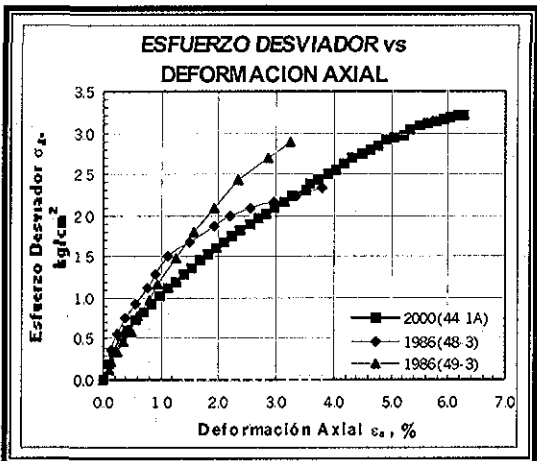


Figura 5.26 Muestra 44-1A

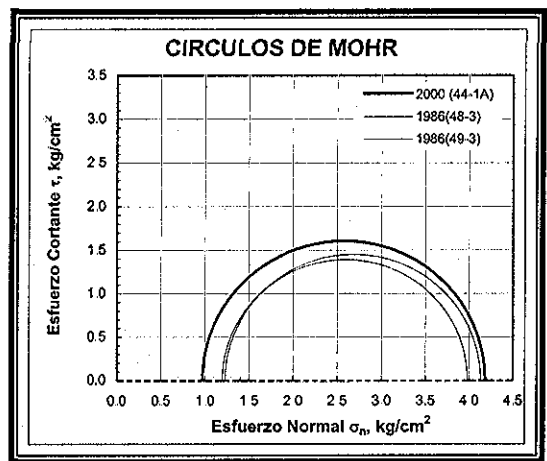


Figura 5.27 Muestra 44-1A

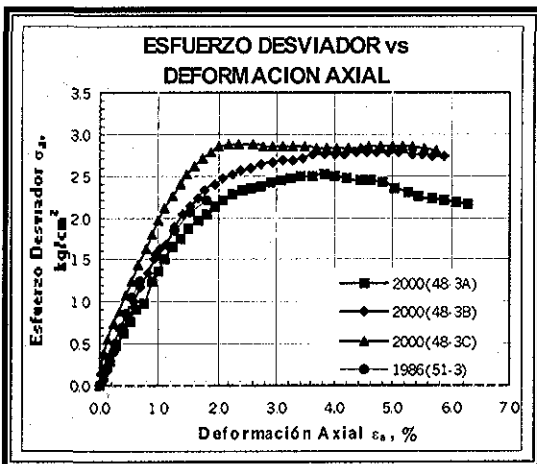


Figura 5.28 Muestra 48-3A, B, C

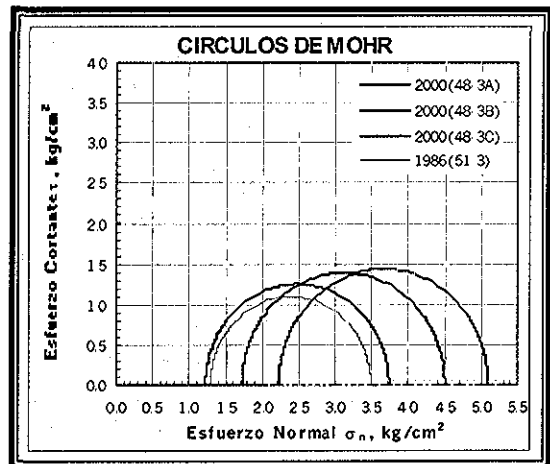


Figura 5.29 Muestra 48-3A, B, C

COPIA
 DE
 LA
 TESIS
 CON
 FALLA DE ORIGEN

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

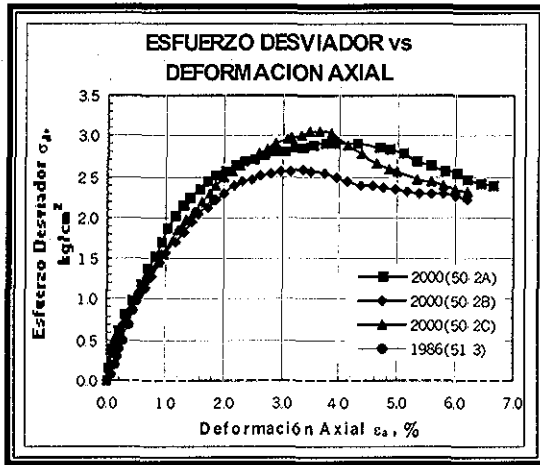


Figura 5.30 Muestra 50-2A, B, C

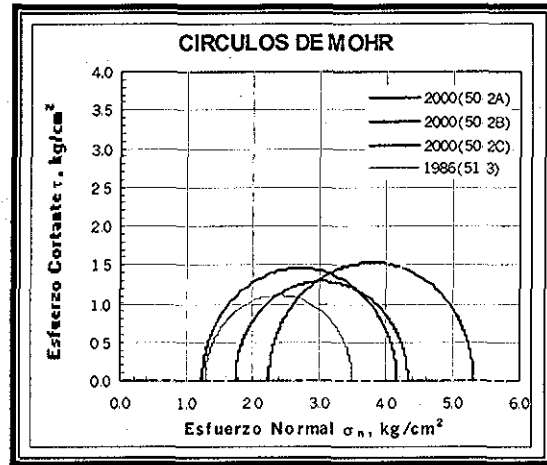


Figura 5.31 Muestra 50-2A, B, C

5.6 Gráficas de triaxiales CU

En esta sección se compara las trayectorias esfuerzo-deformación y las envolventes de falla en términos de esfuerzos totales, debido a que en las pruebas triaxiales tipo CU realizadas en 1986 no se hicieron mediciones de presión de poro.

Las pruebas triaxiales CU, de 1986, se realizaron a esfuerzo controlado y las del 2000 a desplazamiento controlado (0.1 mm/min). Esta diferencia provoca que en las graficas esfuerzo-deformación, se presente una falla súbita en las pruebas de 1986 y no se alcance a observar la resistencia residual. Las deformaciones máximas desarrolladas en las probetas de 1986 fueron de 9.3 % y no se alcanzó a observar la resistencia residual. Por otro lado, en los ensayos del 2000 siempre se observó la resistencia residual y la deformación mínima fue de 16.9 % (figs 5.32, 5.34 y 5.36). En las curvas esfuerzo-deformación se observa en general que los módulos tangente inicial de las pruebas realizadas en el 2000, se incrementan a las profundidades de 11.40 y 35.45 m (figs 5.32 y 5.36) respectivamente. En la parte media (20.35 m) del depósito arcilloso este valor tiende a ser igual.

Para definir la envolvente de falla en términos de esfuerzos totales se hizo pasar en todos los casos una tangente a dos círculos de Mohr. Sólo en dos casos fue posible tener una línea tangente a los tres círculos de Mohr graficados, en la serie 12-1 del 2000 (fig 5.33) y en la serie de 1986 (fig 5.35). Al comparar los círculos de Mohr de las tres series de pruebas triaxiales de ambos años, la mejor similitud se encontró en la muestra 22-1 (fig 5.35), encontrándose un ángulo de la envolvente de falla de 19.11° y 19.18° , en las pruebas de los años 1986 y 2000, respectivamente. La cohesión en ambas pruebas fue muy similar: 0.28 y 0.38 kg/cm^2 .

Las mayores discrepancias en las envolventes de falla y cohesiones se observaron en las muestras ubicadas en la parte superior e inferior del estrato. En la muestra 12-1 (11.40 m), se tiene una envolvente de falla de 12.49° con una cohesión aparente de 0.33 kg/cm^2 , comparadas con los resultados de 1986 que fueron $\Phi=15.91^\circ$ y $c=0.14 \text{ kg/cm}^2$ (fig 5.33). En la fig 5.37 se muestran las envolventes de falla para los círculos de Mohr del material ubicado a una profundidad de 35.45 m. Las discrepancias entre ambas envolventes no es muy importante; se definieron los siguientes valores $\Phi_{2000}=19.14^\circ$ y $\Phi_{1986}=21.66^\circ$, teniendo un decremento de tan sólo 2.52° . Con respecto a la cohesión, la diferencia es mayor: $c_{2000}=1.02 \text{ kg/cm}^2$ y $c_{1986}=0.68 \text{ kg/cm}^2$.

De lo anteriormente descrito se puede ver una clara tendencia a que la cohesión se incremente en los primeros metros de la formación arcillosa y en la parte más profunda de la misma. En la parte media su variación es despreciable.

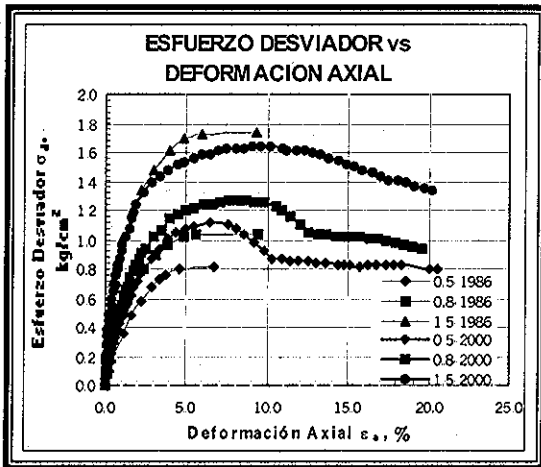


Figura 5.32 Muestra 12-1A, B, C

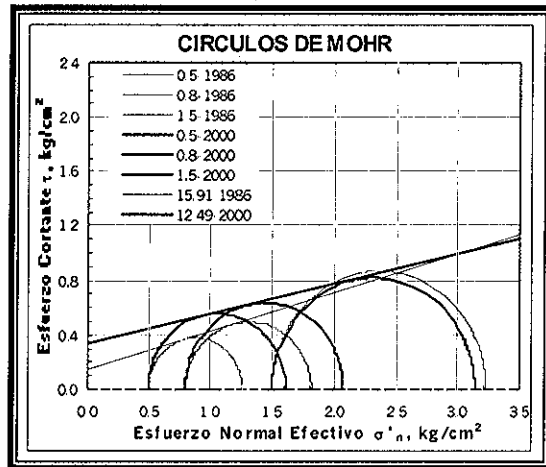


Figura 5.33 Muestra 12-1A, B, C

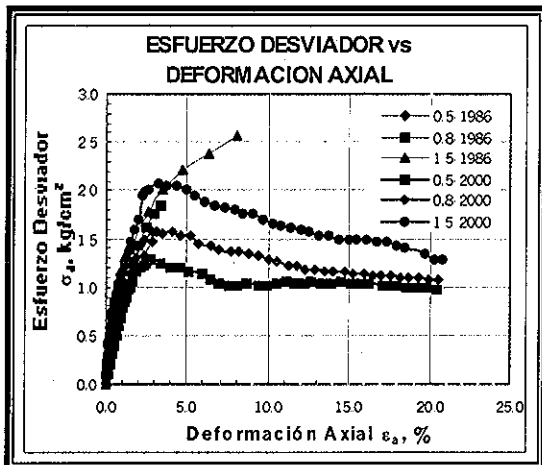


Figura 5.34 Muestra 22-1A, B, C

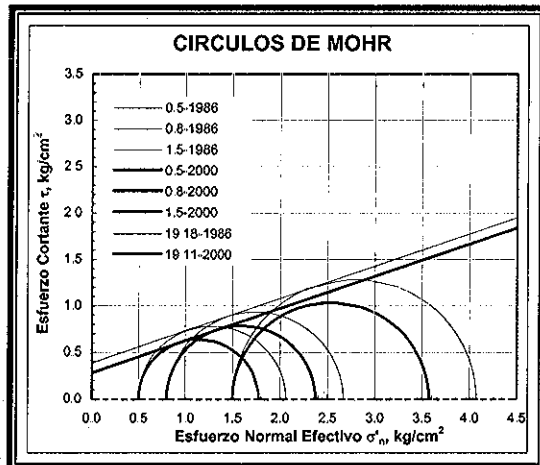


Figura 5.35 Muestra 22-1A, B, C

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

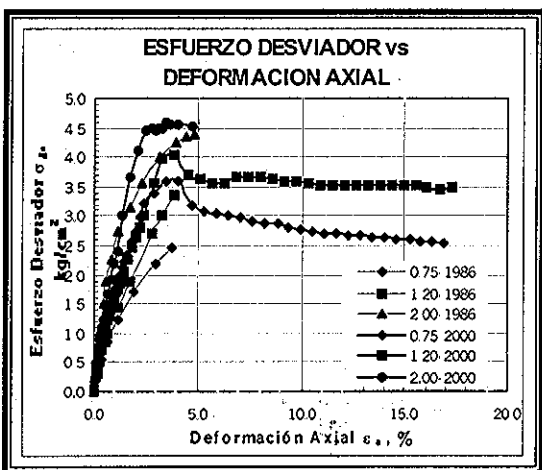


Figura 5.36 Muestra 45-1A, B, C

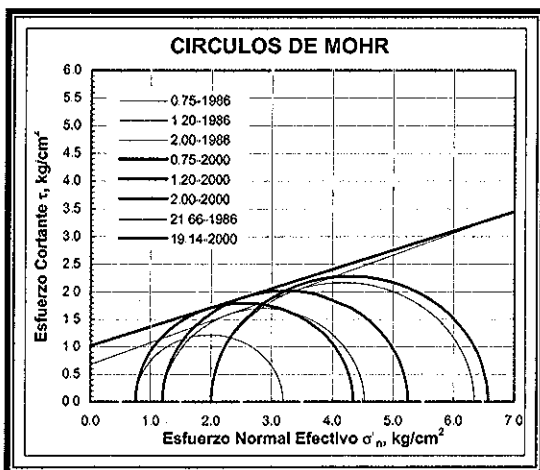


Figura 5.37 Muestra 45-1A, B, C

5.7 Gráficas de compresibilidad

En las pruebas de compresibilidad se aprecia cómo el esfuerzo de preconsolidación ha cambiado con el tiempo, debido a los hundimientos regionales en el valle de la ciudad de México y el abatimiento piezométrico que todavía se sigue llevando a cabo en los alrededores de la ciudad de México; en la **tabla 5.7** se resumen los resultados obtenidos en los ensayos realizados y se muestran los valores correspondientes a los años de 1986 y 2000.

La **fig 5.38** presenta el primer ensaye (muestra 13-1) de consolidación que se realizó para comparar el esfuerzo de preconsolidación y sus propiedades índice con la muestra ensayada en 1986 (**fig 5.38**). Se obtuvo en este ensaye de 2000 una relación de vacíos inicial de $e_i=8.20$ y final $e_f=2.80$ observándose una disminución comparada con la muestra de 1986 ($e_i=11.04$, $e_f=5.25$) y obteniendo un esfuerzo de preconsolidación de 1.10 kg/cm^2 , el cual es mayor al de 1986 (0.70 kg/cm^2).

La **fig 5.39** presenta la gráfica de compresibilidad obtenida en el segundo ensaye de consolidación. El esfuerzo de preconsolidación aumentó de un valor de 1.65 kg/cm^2 que se tenía en 1986 a uno de 1.83 kg/cm^2 obtenido en 2000. La relación de vacíos inicial (5.15) también disminuye con respecto a la de 1986 (5.39) al inicio de la etapa de recompresión. Por otro lado, para el mismo esfuerzo efectivo final de carga en ambos ensayos se llega casi a la misma relación de vacíos mínima 2.94 y 3.07 , respectivamente. En la etapa de descarga se ve cómo las trayectorias tienden a ser semejantes al inicio, pero al final la etapa de descarga de la muestra ensayada en 1986 parece haberse dejado expandiendo un lapso mayor, por lo que la muestra se recupera aún más que en las anteriores descargas, por esta razón las relaciones de vacíos finales son muy diferentes.

En el **tercer ensaye (fig 5.40)** no se obtuvieron los resultados esperados a pesar de realizar dos ensayos de compresibilidad. Lo que sucedió en este caso fue que después de haber pasado la primera capa dura de una profundidad de 29.30 m hasta 34.08 m , se logró una recuperación muy escasa de muestras con algunos lentes de arena, lo que dificultó la recuperación total del material, de 34.08 m hasta 36.75 m , de ahí en adelante todavía la recuperación de muestras se dificultó aún más obteniendo muy pocas muestras para su correlación con las de 1986.

En el ensaye de la muestra 41-1 del sondeo 2000 (**fig 5.40**), la muestra se comportó completamente como si no fuera el mismo suelo ensayado en 1986, obteniendo características índice y mecánicas muy diferentes, por esto se optó por ensayar otra muestra (43-2), pero en este caso las muestras recuperadas se encontraban muy distantes en profundidad entre cada una, por lo que si se optaba por subir la profundidad del material era aún muy diferentes en sus características respecto a las de 1986, por esto se optó por bajar a una profundidad de 34.30 m , pero en este segundo ensaye no se tuvo el éxito deseado por esto las características de ambos ensayos respecto a las de 1986 no coinciden en lo absoluto. En este caso lo que sucedió fue que en los trabajos de perforación, en específico el rimado de la perforación y el avance de la misma, se perdió el estrato que en realidad deberíamos haber ensayado. Los datos se presentan sólo como información adicional para futuros estudios del mismo sitio, las características de las propiedades índice y mecánicas se pueden consultar en la **tabla 5.7**.

En conclusión, para materiales francamente arcillosos se observó un incremento en la carga de preconsolidación. Para materiales limoarenosos, este fenómeno es muy difícil de cuantificar.

Tabla 5.7 Resultados obtenidos de las pruebas de compresibilidad en 1986 y 2000

AÑO DE ENSAYE	# MUESTRA	PROF. MEDIA m	γ_1 k/m ³	w _l %	w _t %	e _i	e _t	G _s	G _{wf}	σ_{pc} k/cm ²	σ' k/cm ²	OCR	NAF m
1986	15-3	12.20	1153	471.88	257.41	11.04	5.25	2.428	98.78	0.70	0.78	0.90	2.60
2000	13-1	12.30	1169	324.30	172.05	8.24	2.80	2.546	100.00	1.10	0.66	1.66	2.75
1986	26-3	20.37	1272	251.28	170.70	5.39	3.07	2.314	106.11	1.65	0.96	1.72	2.60
2000	21-2	19.60	1216	225.40	157.77	5.15	2.93	2.299	100.00	1.83	0.72	2.54	2.75
1986	47-3	35.37	1456	56.45	54.92	1.25	1.07	2.094	104.13	1.10	1.55	0.71	2.60
2000	43-2	34.30	1477	85.47	73.52	2.05	1.45	2.429	100.00	3.91	1.15	3.48	2.75

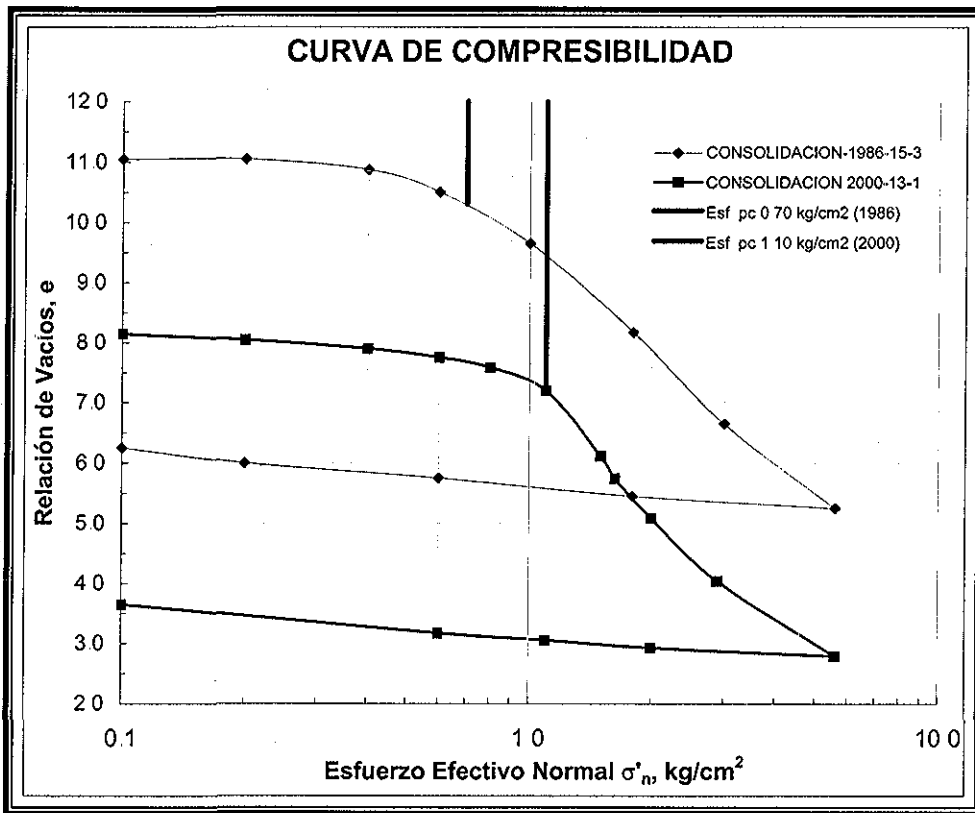


Figura 5.38 Curva de compresibilidad, muestra 13-1 (2000) vs 15-3 (1986)

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

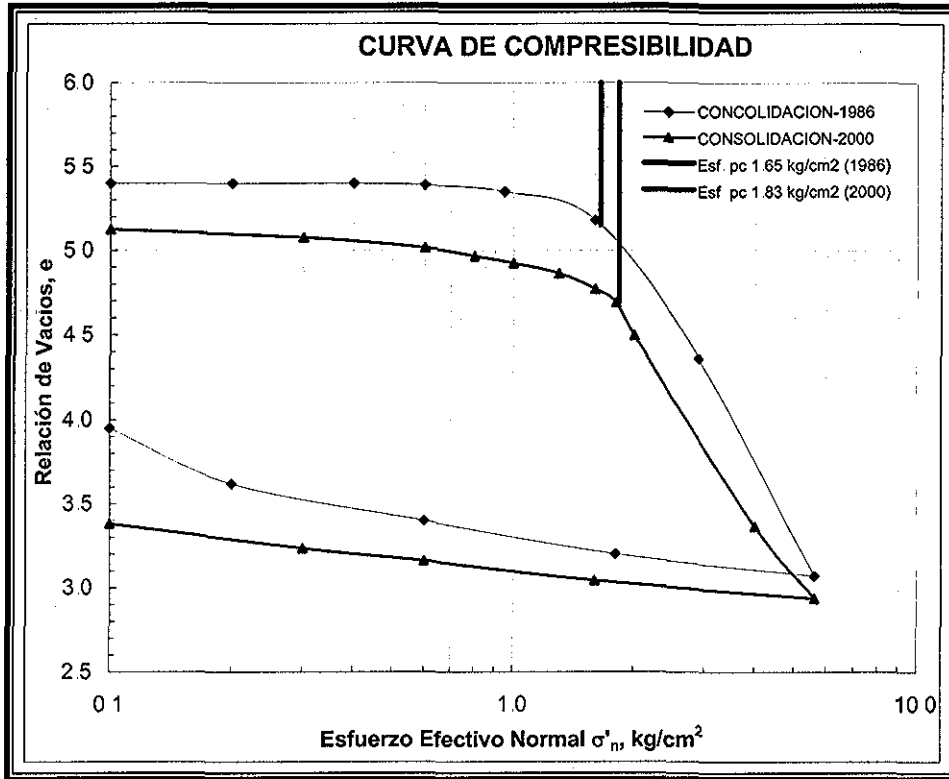


Figura 5.39 Curva de compresibilidad, muestra 21-2 (2000) vs 26-3 (1986)

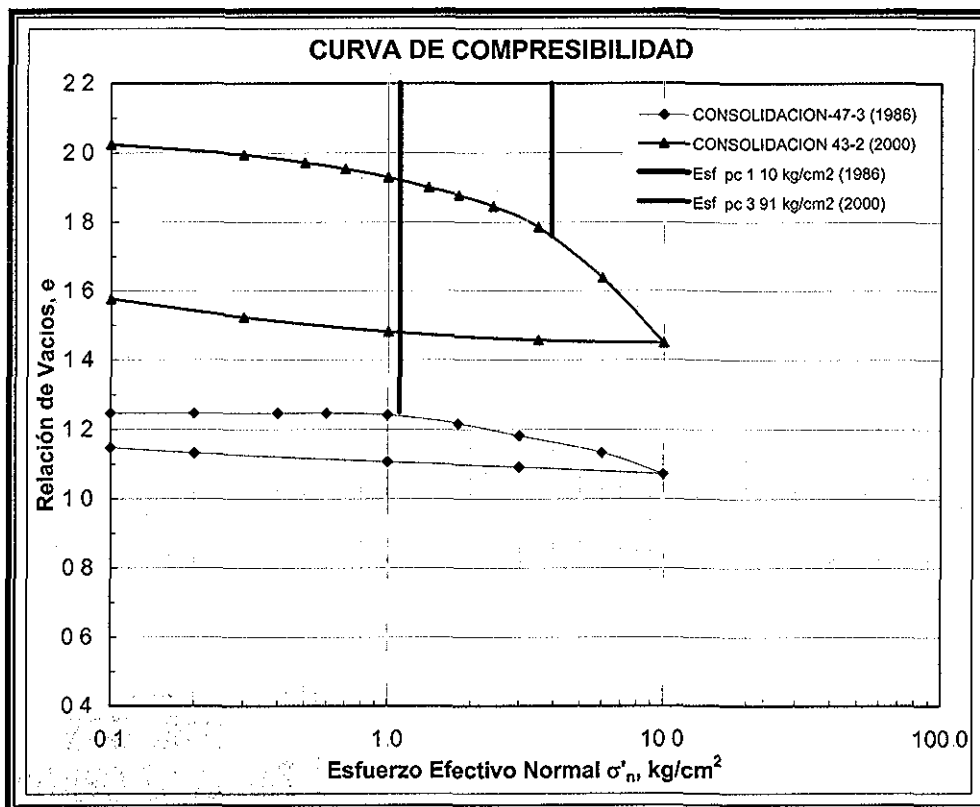


Figura 5.40 Curva de compresibilidad, muestra 43-2 (2000) vs 47-3 (1986)

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES

Los resultados mostrados en el cuerpo de la tesis muestran que las propiedades índice, mecánicas y dinámicas varían con el tiempo, como consecuencia de los abatimientos en sus mantos freáticos. Por ello se puede sostener que las propiedades geotécnicas del subsuelo son evolutivas.

Las partes más afectadas de las arcillas estudiadas (sitio SCT) son en los estratos más profundos (adyacente a la primera capa dura) y en la parte más superficial (costra superficial). El contenido de agua decrece apreciablemente en el estrato superficial y en el más profundo de la exploración. Lo mismo se observa en la resistencia de punta de cono eléctrico, velocidad de onda de cortante y resistencia no drenada de las pruebas UU. Con respecto a los límites de atterberg también se concluye que están evolucionando.

Los parámetros del estado crítico como presión de poro, resistencia no drenada y ángulo de fricción interna concordaron muy bien los valores teóricos y los experimentales. La línea de estado crítico proporcionó estimaciones muy cercanas a los ángulos de fricción obtenidos a partir de la envolvente de los círculos de Mohr. La resistencia del suelo con base en el criterio de falla de Mohr-Coulomb se ajusta al modelo Cam-Clay modificado, se concluye entonces que la resistencia está asociada con las condiciones del estado crítico, definiendo una pendiente de falla M de 49.42° , 49.42° y 59.37° para las muestras 12-1, 22-1 y 45-1, respectivamente. El modelado se intentó realizar para predecir la trayectoria de esfuerzos p' - q , pero esto no fue posible debido a que el suelo se encuentra preconsolidado y el modelo del estado crítico es estrictamente aplicable a suelos normalmente consolidados, por esta razón no se presenta el modelado. El comportamiento del material normalmente consolidado es diferente al preconsolidado; las trayectorias de esfuerzos para las muestras normalmente consolidadas están en la superficie elíptica de Cam-Clay y las preconsolidadas, que en este caso son nuestros ensayos, están por debajo de ella y llegan a una línea recta definida como la línea Hvorslev.

Como resumen, a continuación se presentan los resultados de las variaciones cuantitativas observadas en las propiedades índice, estáticas y dinámicas de la arcilla del valle de México, en el sitio SCT desde 1986 hasta el año 2000.

- El nivel de aguas freáticas disminuyó 0.70 m por los abatimientos piezométricos en el valle de la ciudad de México en 15 años
- El hundimiento total entre los años de 1986 y 2000 fue de 1.05 m, es decir, 7.5 cm/año.
- El contenido de agua tiende a disminuir más en la parte superior e inferior del perfil teniendo una disminución del 12.40 % y 20.53 %, respectivamente.
- El índice de plasticidad tiene una tendencia muy clara a disminuir en la parte superior e inferior del perfil, teniendo una disminución del 33.00 % y 71.00 %, respectivamente.
- El perfil de resistencia de punta q_c de cono eléctrico permite la mejor interpretación de cómo la resistencia a lo largo de todo el perfil está aumentando, siendo esto más marcado en la parte superficial e inferior, teniendo un aumento de 181.96 % y 64.59 %, respectivamente.
- El perfil de velocidad de onda tiene un incremento sólo apreciable en las ondas de corte; en las ondas de compresión el aumento es muy difícil de interpretar porque esta no envuelve el perfil de onda de compresión de 1986. Con respecto a la velocidad de onda de cortante, el

aumento es más significativo en la parte más profundidad adyacente a la capa dura, con un aumento de 45.70 %.

- En el módulo de rigidez G y en el módulo de Young, en ellos se aprecia que aumenta más en las series arcillosas llegan hasta más del 100 %. Para ambos módulos, en la capa dura es donde se observó el menor aumento, 21.39 % y 21.01% en promedio, respectivamente, con respecto a la relación de Poisson se obtuvo un valor de 0.5. Este valor es típico de suelos saturados como es el caso de la arcilla de la ciudad de México.
- En los ensayos triaxiales UU, se observa un incremento en la resistencia no drenada q_u , tiende a ser más notable en las parte superior e inferior del perfil, con un aumento de 84.00 % y 54.00%, respectivamente.
- En los ensayos triaxiales CU, se observa que la cohesión tiende a aumentar más en la parte superior e inferior de todo el perfil en un 100 % y 50 %, respectivamente, los ángulos de fricción interna fueron muy semejantes teniendo en ambos ensayos un $\phi_{1986}=15.91^\circ$ y $\phi_{2000}=12.49^\circ$ en el ensaye de la parte superior (muestra 12-1) con una disminución de 3.42° , el ensaye de la parte inferior (muestra 45-1) se tiene un $\phi_{1986}=21.66^\circ$ y $\phi_{2000}=19.14^\circ$ con una disminución de 2.52° , en el segundo ensaye realizado en la parte media del perfil (muestra 22-1) el ángulo de fricción interna fue muy semejante $\phi_{1986}=19.11^\circ$ y $\phi_{2000}=19.18^\circ$, teniendo una cohesión de 0.28 y 0.38 kg/cm^2 , respectivamente, fue sólo aquí donde los valores tendieron a ser muy semejantes.
- Los ensayos de consolidación demuestra cómo el esfuerzo de preconsolidación esta aumentando más en la parte superior e inferior de todo el perfil, teniendo un esfuerzo de preconsolidación de $\sigma_{pc1986}=0.70 \text{ kg/cm}^2$ y $\sigma_{pc2000}=1.10 \text{ kg/cm}^2$, con un aumento de 57 % en la parte superior; en la parte inferior el aumento en el esfuerzo de preconsolidación es más notable teniendo $\sigma_{pc1986}=1.10 \text{ kg/cm}^2$ y $\sigma_{pc2000}=3.91 \text{ kg/cm}^2$ lo que representa un aumento de más del 100 %, sólo en la parte media del perfil en el segundo ensaye (muestra 21-2) el esfuerzo de preconsolidación es menor el incremento $\sigma_{pc1986}=1.65 \text{ kg/cm}^2$ y $\sigma_{pc2000}=1.83 \text{ kg/cm}^2$, con un aumento de 11 %.

El cambio descrito en los últimos puntos se debe a que los abatimientos piezométricos se llevan acabo en la capa dura y es ahí en los estratos arcillosos adyacentes a ella donde se refleja el mayor abatimiento de presiones, generando en ellos el incremento de esfuerzos efectivos y por ende una consolidación en el suelo, este mismo fenómeno sucede en la parte superior, sólo que aquí el abatimiento piezométrico en la capa repercute en el descenso del nivel freático, generando esto también incrementos de esfuerzos efectivos en el suelo y con ello una consolidación en el suelo.

Se observa que la arcilla del valle de México mejora en sus propiedades geotécnicas, por esto, es importante llevar a cabo una exploración en cada obra que se vaya a realizar; esto nos permitirá evaluar las propiedades actuales, y por ende diseñar más correctamente con ellas, con ventajas considerables en costos en el diseño geotécnico. Así mismo, esta evaluación en sus propiedades solo es válida como investigación; por otro lado, de ocurrir un sismo semejante al de 1985, se espera que este no sea tan devastador en las estructuras por el mejoramiento en sus propiedades geotécnicas.

El sitio SCT tiene una tasa anual de hundimiento promedio de 7.5 cm, esto de seguir así, se verá reflejado en las cimentaciones a base de pilotes de punta; en ellas se observará la emersión de las edificaciones, así como el daño de las instalaciones subterráneas (hidráulicas y sanitarias), teniendo con ello fugas en agua potable y a la vez contaminación de los mantos acuíferos si se generan grietas que conecten los estratos superiores con los acuíferos. Aunado a los hundimientos, se seguirán teniendo problemas de grietas en la periferia del valle de México en las zonas de transición debido a los abatimientos piezométricos dentro del mismo valle de México.

ANEXO A

CONO ELÉCTRICO

A.1 INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

A.1.1 Determinación de la resistencia de punta q_c

Con las lecturas obtenidas en la consola al ir hincando el cono, y conociendo la constante de los deformímetros eléctricos (strain gages) del cono, se obtienen las fuerzas requeridas para el hincando del cono; además, conociendo el área de la punta del cono se puede conocer la resistencia de punta y de fricción aplicando las siguientes expresiones:

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} \quad (\text{A.1})$$

donde

Q_c fuerza necesaria para hincar el cono, kg
 A_c área transversal del cono, 10 cm²
 q_c resistencia de punta, kg/cm²

$$f_s = \frac{F_s}{A_s} \quad (\text{A.2})$$

donde $F_s = R_t - Q_c$

siendo

R_t fuerza necesaria para hincar el cono y el fuste, en kg
 F_s fuerza lateral local en el fuste deslizante, en kg
 A_f área lateral del fuste, 150 cm²
 f_s resistencia lateral en el fuste, kg/cm²

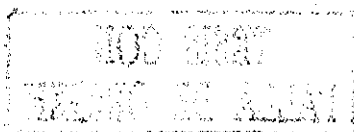
A.1.2 Identificación indirecta de los suelos

La identificación de los suelos se puede hacer de manera indirecta mediante correlaciones empíricas (ver fig A.1 y A.2), una elaborada por Sanglerat, (1972) y la otra por Schmertmann, (1975). Para el caso del subsuelo de la ciudad de México, particularmente en la zona del lago, la identificación de los suelos se puede hacer comparando la variación de la resistencia de punta con la estratigrafía definida mediante sondeos con muestreo inalterado continuo.

A.1.3 Parámetros de resistencia de suelos cohesivos

La resistencia al corte de suelos cohesivos en condiciones no drenadas se puede obtener aproximadamente con la expresión:

$$c_{uu} = \frac{q_c}{N_k} \quad (\text{A.3})$$



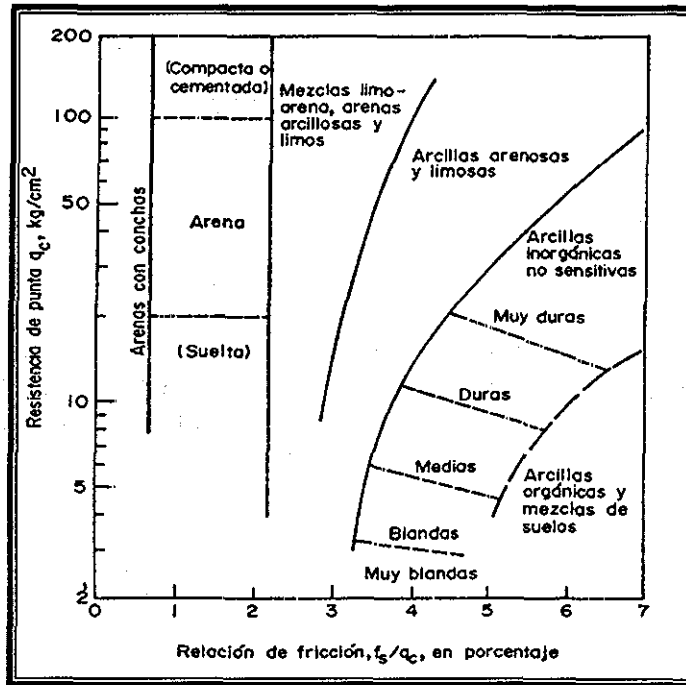


Figura A.1 Clasificación de los suelos con penetrómetro estático (Schmertmann, 1977)

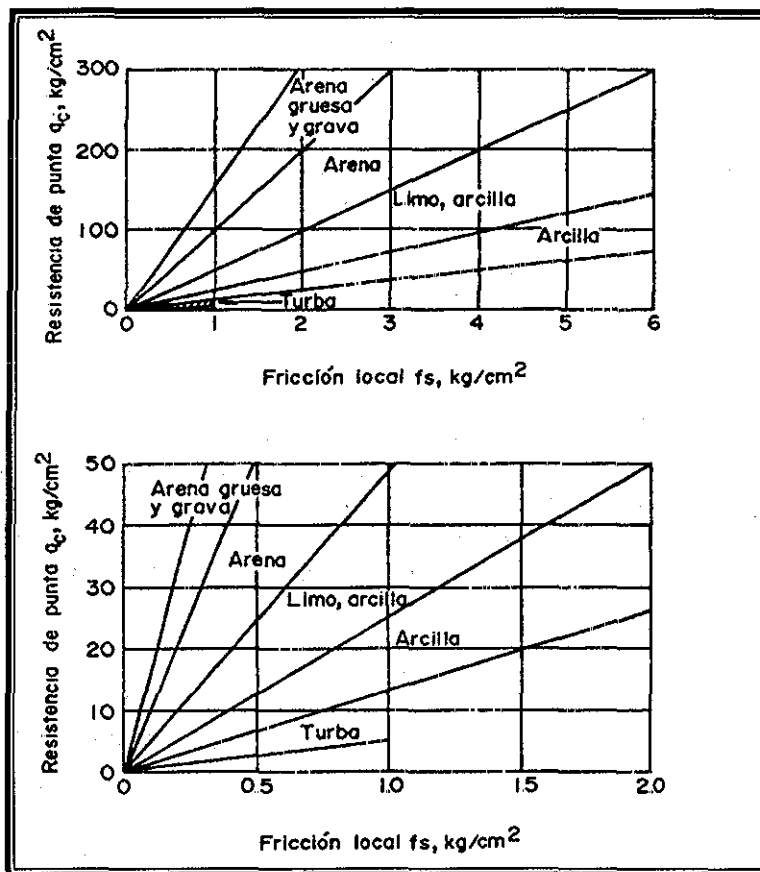


Figura A.2 Clasificación de suelos con penetrómetro estático (Sanglerat, 1972)

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

donde

c_{uu} = resistencia al corte no drenada, en kg/cm^2

q_c = resistencia de punta de cono, en kg/cm^2

N_k = coeficiente de correlación

Los valores del coeficiente N_k , determinados para los suelos de la ciudad de México, aparecen en la **tabla A.1**

Los coeficientes de correlación N_k entre las mediciones con cono y la resistencia al corte no drenada de los suelos, están basados en un número reducido de sondeos inalterados; por ello deben utilizarse con reserva y de preferencia ratificarse con un mayor número de sondeos, para asegurar su validez

La prueba de penetración con cono es la técnica de exploración de suelos más eficiente y económica que se dispone actualmente. Cuando se trata de suelos blandos, el cono eléctrico tiene mayor precisión que el cono mecánico; finalmente el cono deberá calibrarse después de cada diez sondeos a fin de mantener su confiabilidad.

Tabla A.1 Valores del coeficiente de correlación N_k para suelos de la ciudad de México

Tipo de Suelo	q_c	Prueba		Torcómetro		Penetrómetro de bolsillo
		Triaxial UU	Compresión Simple	Laboratorio	Campo	
Costra seca	$5 < q_c < 10$	$q_c / 14$	$q_c / 20$	-	-	-
Arcillas blandas	$q_c < 5$	$q_c / 13$	$q_c / 16$	$q_c / 12$	$q_c / 14$	-
Limos arcillosos	$q_c > 10$	$q_c / 24$	$q_c / 54$	-	-	$q_c / 29$
Duros						

q_c Resistencia de punta en kg/cm^2

A.2 MEDICIÓN INDIRECTA DE RESISTENCIA NO DRENADA

A.2.1 Relaciones q_c - s_u

Para estimar la resistencia no drenada de laboratorio, s_u , de un suelo arcilloso a partir de la resistencia de punta del cono, q_c , se han propuesto varias relaciones semiempíricas; de ellas, la que más difusión ha tenido, y que se ha aplicado en la mayoría de los casos reportados en la literatura, es:

$$s_u = \frac{(q_c - \gamma z)}{N_k} \quad (\text{A.4})$$

Esta expresión está basada en la teoría de capacidad de carga de Terzaghi aplicada a cimentaciones profundas; en ella, el factor de cono, N_k , es similar al N_c de Terzaghi y γz es el esfuerzo vertical total en el punto en el que se mide q_c (Schmertmann, 1978). El factor N_k es precisamente el que correlaciona q_c y s_u , y depende principalmente de la geometría y de la rugosidad del cono en un suelo determinado, pero además es variable con el tipo de suelo que se esté ensayando (Sanglerat, 1972; Durgunoglu and Mitchell, 1975). La literatura reporta que los valores de N_k fluctúan usualmente entre 5 y 20 para conos eléctricos y entre 10 y 25

para conos mecánicos tipo **Delf. Schertmann, (1978)** menciona que los valores de N_k en arcillas "promedio" varían entre 10 y 16 para los dos tipos de conos, respectivamente. Algunos ejemplos de la aplicación de la expresión (A.4) en la práctica se encuentran en **Lunne et al., (1977)** y **Kjekstad et al., (1978)**.

Por otra parte, algunos desprecian el término γz de la ecuación (A.4) de manera que

$$S_u = \frac{q_c}{K} \quad (\text{A.5})$$

Como en el caso de N_k , el parámetro K varía con el tipo de suelo y con las características del cono, y oscila generalmente entre 10 y 25. Ejemplos de correlación práctica de este tipo, se encuentran en **Begemann, (1965)**; **Alperstein and Leifer, (1976)**; **Koutsoftas and Fisher, (1976)**; **Sanglerat, (1972)**.

En los últimos años se ha pretendido interpretar la prueba de cono basándose en teorías de expansión de cavidades (**Vesic, 1972**), pero sin que hasta la fecha aparezcan en la literatura casos de aplicación, excepto el reportado por **La Rochelle et al., (1973)**. Combinando las dos teorías, la de capacidad de carga y la de expansión de una cavidad en un medio puramente cohesivo y elasto-plástico perfecto, **Baligh** llegó a los resultados mostrados en la **fig A.3 (Ladd et al., 1977)**. Nótese que se hace referencia al índice de rigidez del suelo $I_r = M_i/2(1+\nu)s_u$, y al esfuerzo total horizontal, σ_h , y que los resultados son aplicables a conos eléctricos; en esta expresión M_i es el módulo de deformación tangente inicial. Para el caso $2\theta = 60^\circ$, $N_k = 16 \pm 2$ en un gran intervalo de variación de I_r .

Para correlacionar los resultados de cono con los de laboratorio se propone usar la expresión (A.5) por las siguientes razones:

- a).- La expresión (A.4) implica que la resistencia q_c crece continuamente con la profundidad, dado que el término γz aumenta con z y que es poco probable que s_u disminuya progresivamente con la profundidad; sin embargo, se conocen casos en los que q_c prácticamente permanece constante, o crece muy poco con la profundidad, en un sólo estrato, lo que equivaldría a tener varios N_k para un mismo depósito.
- b).- Es dudoso que todo el suelo que gravita sobre el nivel de prueba, no importa a qué profundidad se encuentre el cono, contribuya a la resistencia a la penetración; por ejemplo, pruebas de carga en pilotes indican que en arcillas homogéneas bajo condiciones $\phi=0^\circ$; la resistencia de punta es prácticamente constante a partir de una profundidad crítica, igual a dos veces el radio del pilote (**Terzaghi and Peck, 1967**). Con más razón, dada la diferencia de escala entre la prueba de cono y la de un pilote, la resistencia q_c no puede crecer indefinidamente con la profundidad.
- c).- Opina **Schmermann (1975)**, que el análisis de la resistencia de punta del cono basado en teorías de expansión de cavidades promete superar la interpretación a partir de teorías de capacidad de carga, ya que se incluyen dos variables sumamente importantes: la compresibilidad del material y los efectos de presión de poro; sin embargo, a la fecha no se ha podido comprobar experimentalmente ninguna teoría de este tipo.
- d).- A pesar que la expresión (A.5) implica una correlación entre q_c y s_u del tipo "caja negra", aparentemente la suma de los efectos de las variables de las que depende q_c debe ser más o menos la misma en todos los casos reportados, a pesar de que algunos estudios se han hecho con conos mecánicos y otros eléctricos, y de que la s_u de referencia no es la misma en todos los casos.

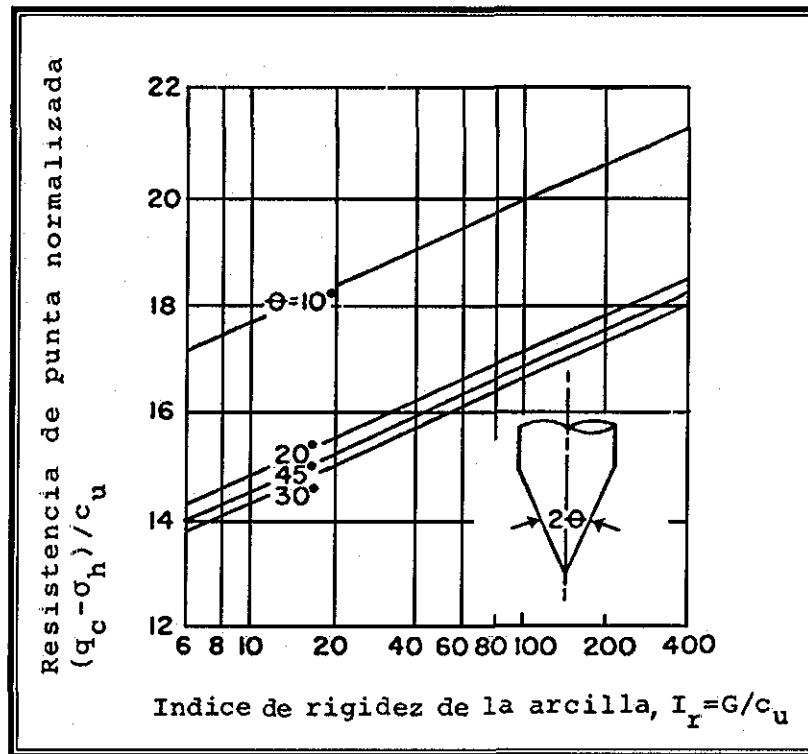


Figura A.3 Gráfica del índice de rigidez vs la resistencia a la penetración de conos eléctricos en arcillas (Ladd, 1977)

Todas las correlaciones mencionadas en este inciso están basadas en trabajos experimentales en los que se han usado conos metálicos de 60° y de 10 cm^2 de área, hincados a razón de uno a dos cm/s ; sin embargo, no siempre se tienen estas condiciones, por lo que adelante se analiza la influencia de ciertas variables en la resistencia de punta del cono.

A.2.2 Variables que afectan la resistencia de punta, q_c

A parte de que la resistencia, q_c , varía con el tipo de suelo y con la compacidad o consistencia de éste, existen otros factores que afectan las mediciones de q_c ; entre estas variables se encuentran: la geometría y la rugosidad del penetrómetro, la velocidad de hincado y la generación de presión de poro en el suelo por el hincado del cono. La mayor parte de los estudios para evaluar la influencia de estas variables se han hecho en arenas, pero es indudable que los mismos factores afectan las mediciones de q_c en arcillas, por lo que en este inciso se resumen las conclusiones de varios investigadores, principalmente Schertmann, (1978); y Durgunoglu and Mitchell, (1975).

Se han hecho varios estudios para determinar la variación de q_c con la velocidad de penetración; la conclusión general es que la influencia es despreciable para velocidades comprendidas entre uno y tres cm/s , como pueden apreciarse en la fig A.4, que reúne los resultados de varias experiencias (De Ruiter, 1981); sin embargo, Santoyo, (1980) reporta un caso en la ciudad de México en el que la resistencia de punta medida a 1 cm/s es 10% menor que la medida a 2 cm/s (fig A.5), lo que concuerda con los resultados obtenidos por (Montañez, 1980).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

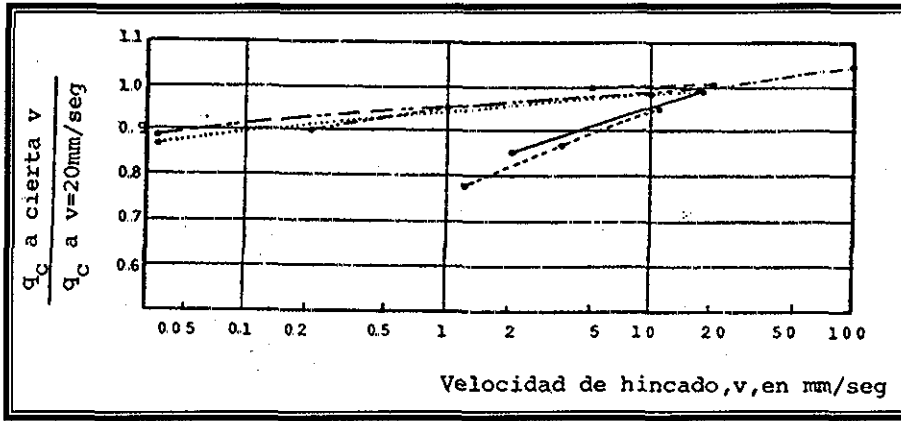


Figura A.4 Variación de la velocidad de penetración del cono con la resistencia de punta normalizada (De Ruiter, 1981)

En la fig A.6 se muestran los resultados de dos sondeos hechos para determinar q_c y la generación de presión de poro u , en un sitio en el que se encuentra un estrato superficial de turba, al que le siguen una capa de arena limpia y un depósito de arcilla azul de Boston fuertemente desecada, que contiene lentes arenosas. Como se observa en dicha figura, y generalizando, la presión de poro en exceso de la hidrostática generada al penetrar una sonda piezométrica o un cono en un suelo granular a una velocidad de hincado de 1 a 2 cm/s, es prácticamente nula; en cambio, en suelos arcillosos la presión de poro u crece notablemente.

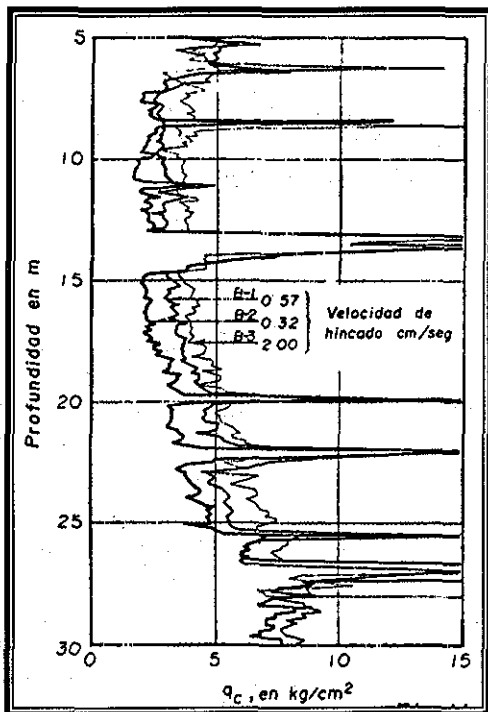


Figura A.5 Velocidad de hincado (Santoyo, 1980)

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

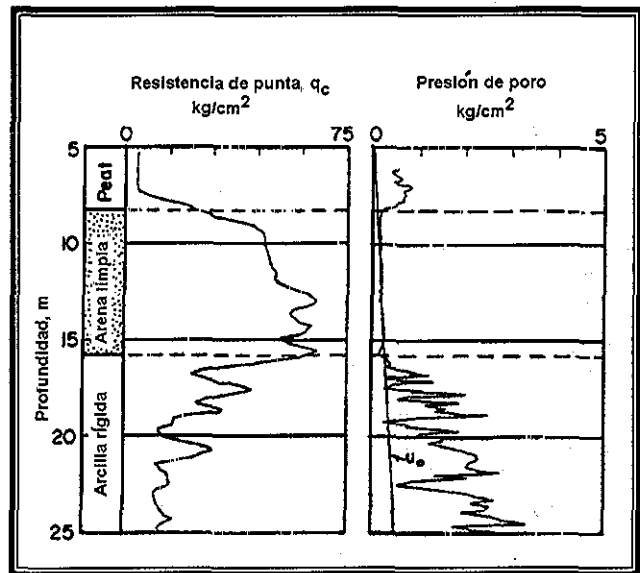


Figura A.6 Resistencia de punta y presión de poro (Baligh, 1980)

1980 21281
INSTITUTO DE ALIAT

Con base en resultados experimentales, **Baligh et al., (1980)** afirman que la relación u/q_c ofrece un nuevo método para identificar los diferentes tipos de suelo y sugieren que en arcillas dicho cociente es dependiente del grado de preconsolidación del material.

A.3 EJECUCIÓN DEL SONDEO DE CONO ELÉCTRICO

A.3.1 Equipo necesario

El equipo que se necesita para realizar un sondeo de cono se puede dividir en las tres partes siguientes:

A.3.1.1 Sistema electrónico

Compuesto por el cono y la consola (fig A.7). El primero instrumentado con deformómetros eléctricos (Strain gages); es la parte de medición. La consola es la parte electrónica que recibe las señales del cono, las traduce a lecturas de fuerza y las muestra en su pantalla.

A.3.1.2 Sistema para el hincado

En principio, es suficiente contar con una perforadora implementada con un sistema hidráulico que permita aplicar las presiones necesarias para hincar el cono (fig 3.8); además, es conveniente instalar un manómetro a la máquina, para medir la presión total ejercida. En sitios donde el subsuelo es estratificado con lentes duros, que puedan impedir la penetración del cono, sea por las limitaciones de la capacidad del mismo cono o de los gatos de presión, se deben utilizar máquinas con perforación rotatoria, para garantizar que el sondeo llegue a la profundidad de exploración deseada.

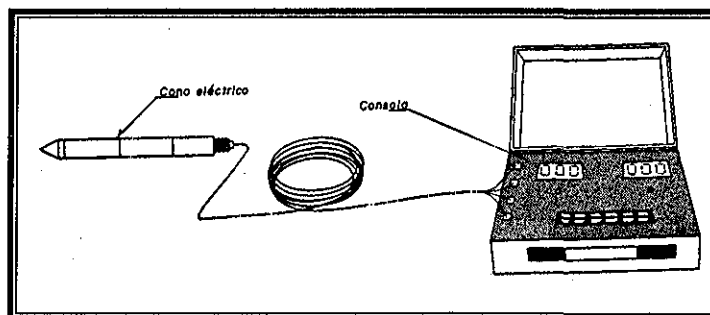


Figura A.7 Cono eléctrico y consola de registro de lecturas (Santoyo, Lin y Ovando, 1989)

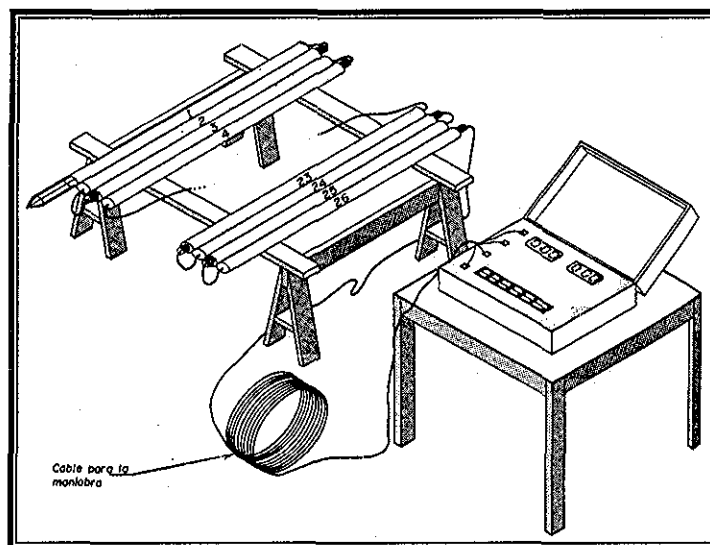
A.3.1.3 Accesorios de conexión

Son las piezas necesarias que unen el cono y la máquina perforadora, comprenden las barras huecas con coples que se necesitan para empuje y extracción. Las barras pueden ser de cualquier diámetro usual en perforación, las de diámetro grande son más rígidas y permiten aplicar mayor presión con menor riesgo de pandeo, pero tienen la desventaja de que la fricción desarrollada en su fuste es mayor, por lo tanto requieren máquinas más potentes. Las barras de menor diámetro, en cambio, son de fácil manejo durante la ejecución; la experiencia en la

ciudad de México demuestra que las barras EW de 0.035 m de diámetro y un metro de longitud, constituyen una solución muy práctica.

Las siguientes preparaciones facilitarán las operaciones y control durante la ejecución del sondeo:

- 1) Se instala la máquina perforadora en el punto preciso donde se desea explorar, comprobando que al conectar las barras, queden verticales.
- 2) Para máquinas ligeras cuyo peso total es del orden o menor que la fuerza máxima que se estima aplicar, la capacidad del lastre o anclaje se debe comprobar, empujando las barras apoyándolas sobre madera, sin conectar el cono.
- 3) Se colocan las barras en posición horizontal, se comprueba que están rectas y las cuerdas en buena condición. En el caso de encontrar barras defectuosas, éstas se deberán eliminar.
- 4) Se ordenan las barras colocando alternadamente en el mismo lado, la cuerda interior y la exterior, de manera que pueda haber continuidad en la operación de introducir el cable del cono, atravesando el hueco central de todas las barras. Después se enumeran respetando el orden en el que serán hincadas (**fig A.8**).



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura A.8 Preparación de equipo de cono eléctrico (Santoyo, Lin y Ovando, 1989)

- 5) Se efectúa una limpieza cuidadosa del cono eléctrico, especialmente de las juntas externas.
- 6) Se coloca la consola bajo sombra y se conecta el cono respetando el código de conexión; se revisa que ambas partes electrónicas funcionen normalmente, en caso contrario se deberá cambiar la parte defectuosa.
- 7) Se desconecta el cable de la consola, se cubre el extremo descubierto de éste con cinta aislante y se introduce atravesando todas las barras, para conectarse nuevamente con la consola. Es necesario dejar una suficiente longitud de cable libre entre las primeras dos barras (**fig A.9**).
- 8) Se observa la consola durante un mínimo de 10 minutos, hasta comprobar que se estabilizan las lecturas. Se ajusta la lectura a cero, mediante el dispositivo de control de la consola. Se observa unos minutos más para confirmar la estabilización. La máxima oscilación de lectura debe ser 1 kg.
- 9) Se verifica la reacción del conjunto cono-consola apoyando el cono conectado con la primera barra; en la pantalla debe aparecer la lectura correspondiente al peso del cono más la barra conectada. Al levantar la barra debe aparecer el cero en la pantalla. Se repite varias

veces el mismo procedimiento para asegurarse que el conjunto electrónico reacciona correctamente (fig A.9).

10) Se regulariza la velocidad de hincado de la máquina a la velocidad estandarizada. En la ciudad de México ésta es de 1 cm/s.

Terminadas estas operaciones se encuentra en condición para realizar un buen sondeo.

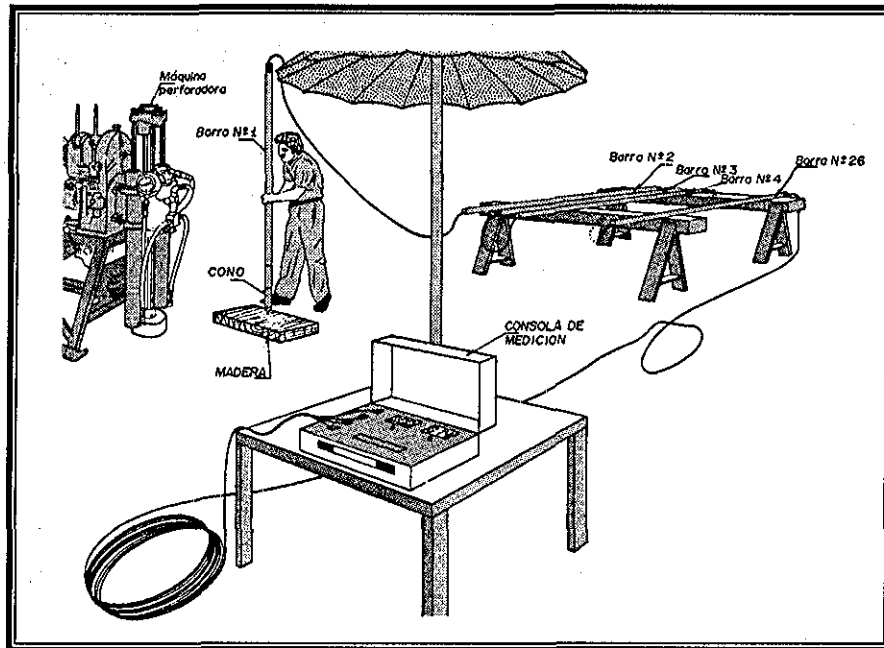


Figura A.9 Revisión del equipo completo (Santoyo, Lin y Ovando, 1989)

A.3.1.4 Ejecución y control

Realizados los trabajos preparatorios, la ejecución se vuelve sencilla, consiste en empujar las barras para que el cono penetre en el suelo a una velocidad constante estandarizada que podría ser algún valor entre 1 y 2 cm/s, y se anota la resistencia a la penetración del cono a cierto intervalo de profundidad. La estandarización de la velocidad de hincado tiene por objeto la comparación y estadística de datos, por lo que se debe definir con base en la experiencia adquirida y en investigaciones realizadas sobre la correlación entre la resistencia con los parámetros de resistencia y compresibilidad.

El intervalo de medición se fija balanceando el grado de detalle que se requiere el perfil estratigráfico y el tiempo que requiere el ejecutor para observar y controlar las operaciones. En México se optó por la combinación de 1 cm/s con lecturas de resistencia a cada 10 cm de avance.

Para obtener la información de buena calidad, el supervisor de la ejecución debe cuidar los siguientes aspectos:

- i. Las barras deben penetrar el terreno en posición vertical, lo cual se puede verificar con una niveleta manual o con una plomada.
- ii. La profundidad anotada en el registro del sondeo debe concordar con el conteo de las barras.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- iii. Las resistencias registradas deberán ser comparables con las registradas en sondeos cercanos ó con el conocimiento y experiencia existente.
- iv. En ningún caso deben ocurrir lecturas negativas en la consola mientras el cono está penetrando (sólo podrán admitirse durante la extracción del cono).
- v. En todas las operaciones se pone especial atención al cuidado y protección del cable; se debe evitar cualquier movimiento que pueda causar su maltrato, tal como: pisadas sobre él, humedecimiento por agua o lodo de perforación, daños durante el acoplamiento y desacoplamiento de las barras, tensado por el movimiento de las barras, etc.
- vi. La velocidad de hincado debe ser verificada constantemente, midiendo el tiempo con un cronómetro. La verificación consiste en la longitud penetrada durante un lapso no menor a un minuto, para así obtener la velocidad media de hincado y compararla con la velocidad estándar. La verificación se debe repetir por lo menos a cada 3 m.
- vii. La carga registrada en la punta no debe sobrepasar 90% de la capacidad del cono, este control se efectúa cuidando que en la pantalla no aparezcan lecturas mayores que dicho valor.
- viii. La fuerza aplicada para el hincado debe ser menor que la que puede causar pandeo en la barras.

En la tabla A.2, se presentan los errores comunes que se pueden encontrar en la realización de una prueba de cono eléctrico.

A.3.2 Ventajas y desventajas del cono eléctrico

A.3.2.1 Ventajas

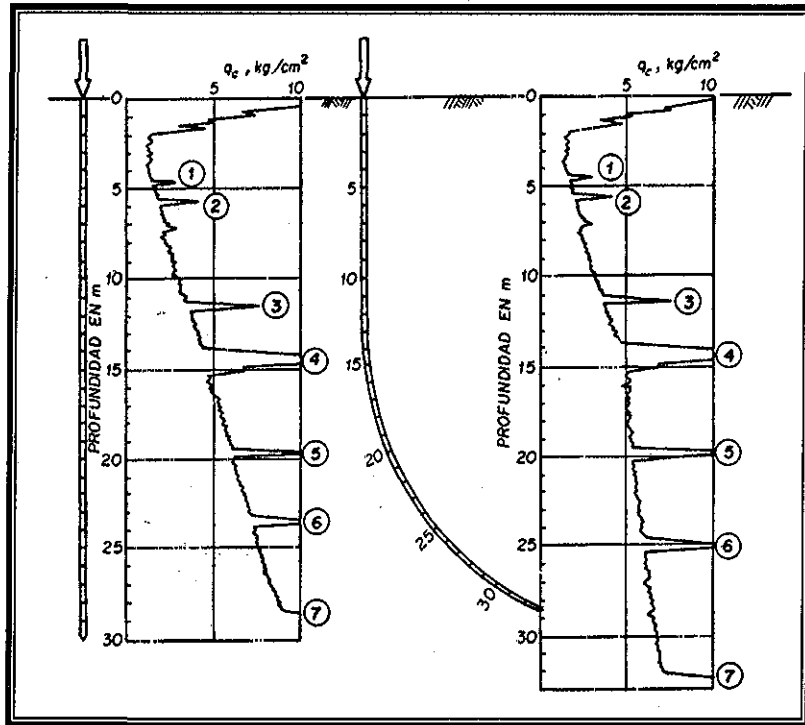
- 1).- Al usar un solo sistema de barras, en lugar de dos, como en los conos mecánicos, se elimina la fricción entre barras.
- 2).- Con el cono eléctrico se obtiene un registro prácticamente continuo de q_c y f_s , y por lo tanto, una visión más detallada de la estratigrafía que la que captan los conos mecánicos.
- 3).- La medición directa de f_s elimina la necesidad de restar q_c de la medición combinada de q_c y f_s , como en los conos mecánicos, y evita los errores que esto implica.
- 4).- El cono eléctrico puede hincarse fácilmente con una perforadora convencional de mecánica de suelos, usando barras de perforación EW ($\phi=34.9$ mm). Esto implica una reducción notable en el costo del equipo ya que sólo es necesario adquirir el cono y el puente de Wheatstone (fig A.7) y no la máquina de hincado como en los conos mecánicos.
- 5).- Los conos eléctricos pueden instrumentarse para diversas cargas máximas y sensibilidades, por lo que pueden obtenerse registros muy detallados en suelos de baja resistencia, $q_c < 15$ kg/cm², como en el caso de las arcillas de la ciudad de México.
- 6).- Además de las celdas de carga para medir q_c y f_s , los conos eléctricos pueden instrumentarse con celdas eléctricas para medir desviaciones con respecto a la vertical (fig A.10), presiones de poro, variaciones de temperatura, etc. (De Ruiter, 1981).

A.3.2.2 Desventajas

- 1).- El sistema eléctrico es complicado y delicado, en consecuencia requiere de un taller electrónico con personal calificado para la calibración y el mantenimiento del equipo, y que puedan percibir el funcionamiento defectuoso del aparato.
- 2).- Si el cono es de baja capacidad, 1 a 2 toneladas, cualquier estrato de resistencia media a alta puede provocar un incremento repentino de q_c y dañar las celdas eléctricas, en cuyo caso es necesario reinstrumentar el cono.

El objetivo de utilizar el sondeo de cono eléctrico es determinar la variación con la profundidad de la resistencia a la penetración de punta y fricción del cono; la interpretación de estos parámetros permite definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

El cono eléctrico permite detectar con precisión los cambios estratigráficos, utilizando como indicador la variación de la resistencia de punta (fig A.11)



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura A.10 Desviación vertical en un sondeo de cono (De Ruitter, 1981)

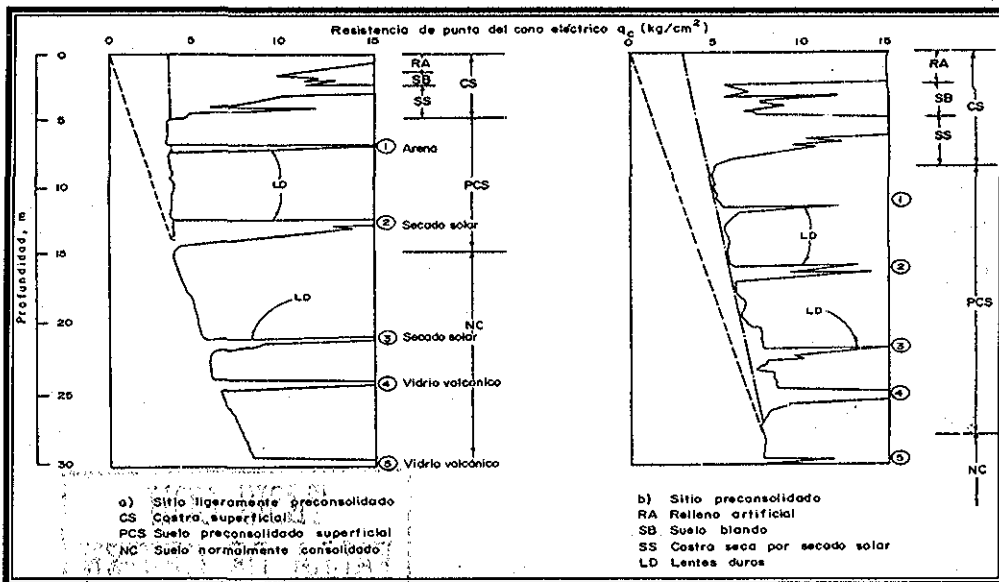


Figura A.11 Tipos de variación de resistencia en punta (Santoyo, Lin y Ovando, 1989)

Tabla A.2 Errores comunes en el uso del cono eléctrico

ERROR	ORIGEN	CAUSA PROBABLE	MEDIDAS CORRECTIVAS
Perdida de verticalidad	Operación	<ul style="list-style-type: none"> - Posición incorrecta de la máquina de perforación - Desviación por lentes duros 	<ul style="list-style-type: none"> - Utilizar conos implementados con inclinómetro - Corregir la profundidad con base en informaciones confiables - Repetir el sondeo
Mala calibración o desajuste electrónico de la celda	Operación	<ul style="list-style-type: none"> - Mala calibración o mal funcionamiento del cono - Aplicar fuerzas cerca o mayor de la capacidad del cono 	<ul style="list-style-type: none"> - Verificar la reacción del conjunto cono-consola antes del sondeo - Corregir la resistencia con la lectura final - Repetir la parte incierta del sondeo
Velocidad de hincado incorrecta	Operación	<ul style="list-style-type: none"> - Desajuste de la velocidad de la máquina perforadora 	<ul style="list-style-type: none"> - Verificación de la velocidad de hincado cada 3 m de avance - Reajuste de la velocidad durante la ejecución del sondeo
Pérdida parcial o total de resistencia	Operación	<ul style="list-style-type: none"> - Suciedad en las juntas del cono 	<ul style="list-style-type: none"> - Buena limpieza del cono antes de introducirlo al suelo - Extraer el cono y limpiarlo - Repetir el sondeo
Lecturas inestables	Sistema electrónico	<ul style="list-style-type: none"> - Daños en los cables - Humedad en el cono - Daños del cono - Fallas de la consola 	<ul style="list-style-type: none"> - Confirmar que el conjunto está en buenas condiciones antes de iniciar el sondeo, observando la estabilización de lecturas - Cuidado y protección de los cables durante la ejecución - Revisión de los cables, cono y consola si el problema sucede durante el sondeo - Sustituir o reparar los elementos dañados o fallados
Picos mínimos	Operación	<ul style="list-style-type: none"> - Fenómeno normal al atravesar un lente duro - Fenómeno normal al interpretar una fisura - Fenómeno normal durante la extracción del cono 	<ul style="list-style-type: none"> - Continuar el sondeo normalmente e interpretar correctamente la resistencia registrada

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

ANEXO B

MÉTODOS ALTERNATIVOS DE MEDICIÓN DE VELOCIDAD DE ONDA USANDO POZOS

B-1 Tipos de ondas

Los métodos de campo para determinar las propiedades dinámicas de un depósito de suelo constan de dos partes: a) generación de una onda o tren de ondas en el suelo, y b) registro e interpretación de los efectos de dicha excitación en el terreno. La primera parte puede realizarse con fuentes diversas para generar la onda (una explosión, un golpe etc.) con distintos tipos de onda. El registro involucra un problema de interpretación para identificar que el tipo de onda generado sea realmente el deseado, y otro de elección del equipo de registro. Los métodos de campo proporcionan información relativa a la forma en que se propaga la excitación en el suelo del sitio, lo cual aunado al tipo de onda generado y al tiempo t , en que ésta llega de un punto a otro determinado, permite estimar las velocidades de propagación de onda en el material. Finalmente, usando la teoría de elasticidad se infieren las propiedades dinámicas del suelo.

En general, en el suelo se propagan dos tipos de ondas: a) ondas de cuerpo, y b) ondas de superficie. Las ondas de cuerpo pueden ser de compresión y dilatación (ondas P), y de corte (onda S). Las ondas de superficie de más interés desde el punto de vista ingenieril son las ondas de Rayleigh (onda R) y las ondas de Love (onda L).

Las ondas de compresión excitan a las partículas del suelo en la dirección en que se propagan; producen en el suelo, alternativamente, dilataciones y compresiones, esto es, se transmiten produciendo cambios volumétricos (**fig B.1a**). Cuando el suelo está saturado, **Biot, 1956 (citado por Richart et al., 1970)**, encontró que se desarrollan dos tipos de ondas de compresión. Una onda se transmite a través del fluido y la otra se propaga en la estructura del material. Estas dos ondas se relacionan entre sí de acuerdo con las rigideces del sólido (estructura) y del líquido, así como con el movimiento de ambos (cambio de volumen).

La velocidad de la onda de compresión en el fluido es mayor que la onda que se propaga a través de la estructura. Por esta razón, los métodos de campo que miden el tránsito de ondas P en el suelo cuando el material se encuentra saturado, en realidad identifican la velocidad de compresión en el agua en lugar de aquella correspondiente a la estructura del suelo. Una interpretación más cuidadosa de los registros permitiría determinar la segunda velocidad, pero esto carece de interés práctico.

Las ondas de corte excitan las partículas de suelo en sentido perpendicular a su dirección de propagación (**fig B.1b**), producen en la partícula deformaciones angulares sin cambio volumétrico. A diferencia de las ondas P, las ondas S sólo se transmiten a través de la estructura del suelo, debido a que el agua tiene una rigidez despreciable al corte.

Las ondas superficiales se transmiten en una banda angosta, limitada en su parte superior por la superficie del terreno. Las ondas de Rayleigh producen en la partícula de suelo un movimiento elíptico retrógrado (en el plano vertical) con respecto a la dirección de propagación de la onda (**fig B.2a**). Las ondas de Love causan en el suelo un movimiento perpendicular a la dirección de propagación (**fig B.1b**).

Cuando las ondas se transmiten en un medio estratificado, se producen nuevos tipos de ondas generados por efectos de refracción y reflexión de aquéllas. Esto complica en el campo, la medición e interpretación de los registros.

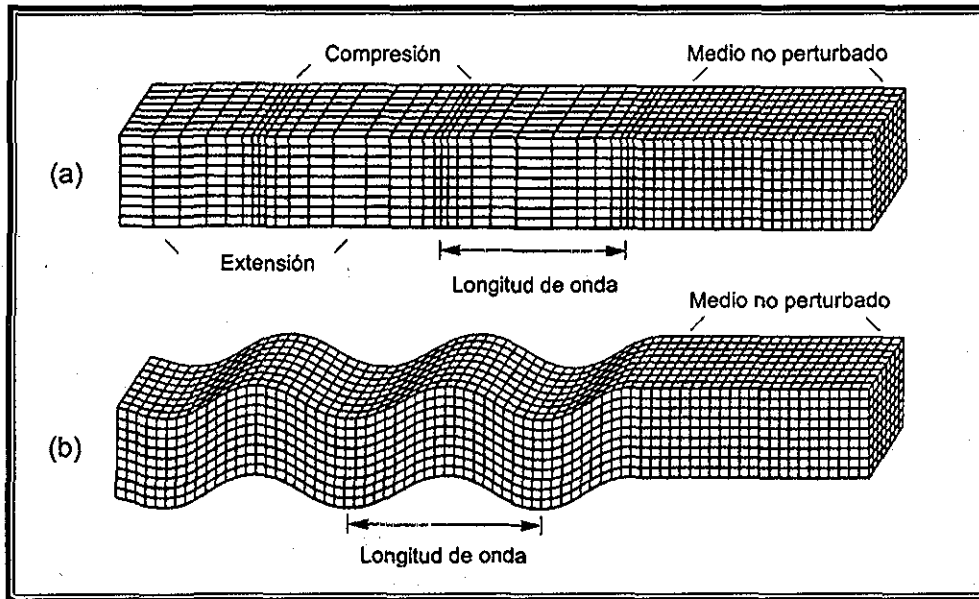


Figura B.1 Deformaciones producidas por ondas de cuerpo: a) onda de compresión y dilatación; b) onda transversal. (Bolt, 1993).

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

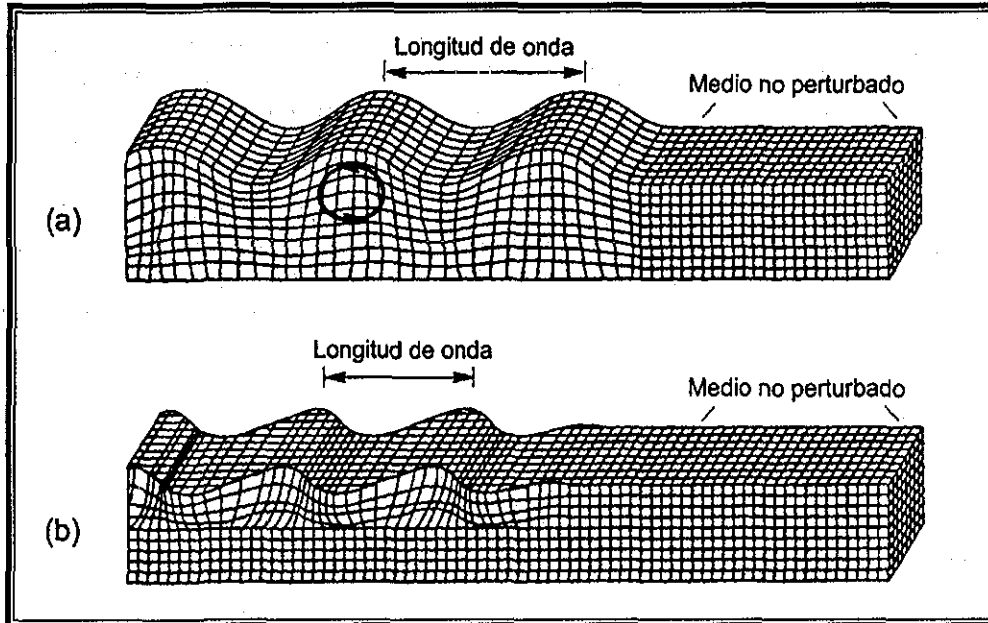
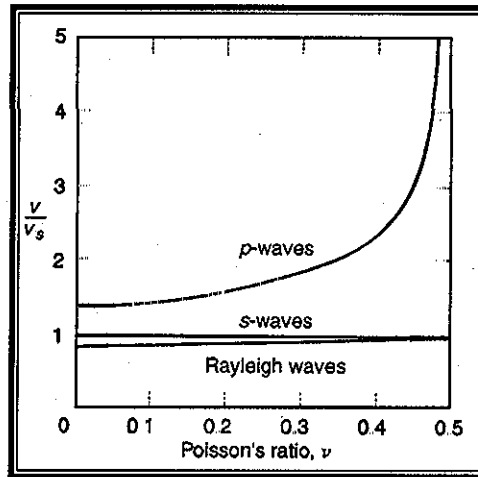


Figura B.2 Deformaciones producidas por ondas de superficie: a) ondas de Rayleigh; b) ondas de Love. (Bolt, 1993).

La fig B.3 se muestra las velocidades de las ondas P, S, y R, normalizadas con respecto a la velocidad de onda de cortante, como funciones de la relación de Poisson. Se aprecia que las

velocidades V_s y V_r son muy similares y que la velocidad V_p es del orden de dos veces mayor que V_s para $\nu = 0.35$ (valor típico en suelos no saturados)



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura B.3 Relación entre las velocidades de propagación de ondas en suelos (Richart et al., 1970)

B-2 Utilidad de los parámetros

Velocidad de onda de cortante (V_s) es el parámetro más comúnmente medido, es usado en suelos someros para la caracterización geofísica del suelo. Esta es usada para calcular los parámetros dinámicos en el rango elástico del comportamiento del suelo. Este tipo de ondas son las que producen mayores daños en las estructuras y son portadoras de un 80 % del total de la energía que posee un sismo.

Módulo de rigidez cortante (G) es un parámetro calculado basado en la velocidad de onda de cortante V_s , usando la simple relación de elasticidad $G = \rho V_s^2$. La densidad de masa $\rho = \gamma/g$, es frecuentemente estimada o medida una vez conocido el peso volumétrico, γ , con la exploración del lugar o usando correlaciones de los suelos $g = 9.81 \text{ m/s}^2$. Correlaciones para estimar el valor del módulo de cortante dinámico (G) están disponibles basadas en la prueba de penetración, índice de plasticidad, granulometría, esfuerzo confinante, relación de vacíos y resistencia no drenada del suelo (Vucetic and Dobry, 1991; Idriss, et al., 1980; Romo, 1984; Seed and Idriss, 1970; Hardin and Black, 1968 and 1969; Hardin and Drnevich, 1972; Humphries and Wahls, 1968; Wilson and Dietrich, 1960; Seed et al., 1986). El módulo cortante es usado para realizar modelados más avanzados de suelos, y respuesta dinámica de las interacciones suelo-estructura. El módulo cortante a bajos niveles de deformación medido por técnicas geofísicas se utiliza en el análisis elástico de cimentación de maquinaria e ingeniería sísmica. Por medio de métodos de laboratorio, se puede encontrar las curvas de variación del módulo de rigidez con la deformación angular, γ ; esto es de gran utilidad en el análisis de respuesta sísmica de depósitos de suelo en los que se considera el comportamiento no lineal del suelo.

Módulo cortante máximo ($G_{\text{máx}}$) es usado para normalizar el módulo de cortante (G) vs deformación cortante. Esta relación normalizada permite al ingeniero usar curvas de $G/G_{\text{máx}}$ vs γ que son independientes del esfuerzo confinante. Por ejemplo, la relación clásica del módulo de cortante de suelos cohesivos y granulares son proporcionados por Seed et al., (1984) y Sun et al., (1988). En la ausencia de pruebas dinámicas del suelo en todos los rangos de deformación cortante estas curvas son usadas y el módulo de cortante máximo $G_{\text{máx}}$ es usado como el

parámetro base para adecuar las curvas propuestas por Seed et al., (1984), a las condiciones específicas del sitio.

Relación de amortiguamiento (λ) es usado en varios procedimientos de análisis dinámicos para proporcionar una atenuación de movimiento real. Esta relación es basada en las propiedades de disipación de energía del material. La relación de amortiguamiento vs relación de deformación cortante para suelos granulares y cohesivos son proporcionados por **Seed et al., (1984), Sun et al., (1988), Vucetic y Dobry, (1991)**.

Relación de Poisson (ν) es un parámetro fundamental que es difícil de medir y es usualmente estimado en cálculos ingenieriles. La relación entre la deformación vertical y horizontal es la definición de ν , la cual es requerida en la teoría de elasticidad para obtener el módulo de Young E, a partir del módulo de rigidez G. Un rango sugerido de valores para suelos de la relación de Poisson es desde 0.2 a 0.5, valores menos comunes pueden ser tan bajos como 0.1 para depósitos de turba. Esta relación puede ser calculada como $[\nu=(E/2G)-1]$ Basada en pruebas de laboratorio a deformaciones muy pequeñas si G y E son obtenidas de vibraciones torsionales y longitudinales, respectivamente.

B-3 Tipos de ensayos

En este trabajo se utilizó sólo la sonda suspendida, pero se da un panorama de los métodos en pozos más comunes, ya que en el estudio que se realizó en 1986 se utilizó la técnica de pozo abajo (Down hole) y sonda suspendida (Suspensión PS logging) (**Jaime, Romo y Ovando 1986**).

Los métodos geofísicos han sido usados en ingeniería civil durante muchos años en aplicaciones de suelos y rocas, la geofísica no sólo proporciona el medio para probar las propiedades de los suelos y rocas, sino que también es usada para determinar las propiedades dinámicas de los suelos, particularmente las velocidades de onda de compresión y cortante, tanto como el módulo de cortante y elástico.

Estas propiedades son parámetros claves en la predicción de la respuesta de los suelos y sistemas suelo-estructura bajo carga dinámica. Los métodos geofísicos usados en la determinación de las propiedades dinámicas de suelos son principalmente pruebas en campo o *in situ* basadas en medidas de velocidades de propagación de ondas a través del suelo. Las más comunes usadas en la práctica son las siguientes:

- Refracción sísmica
- Pozos cruzados
- Pozo arriba
- Pozo abajo
- Onda de superficie de estado estable
- Análisis espectral de onda de superficie
- Sonda suspendida
- Cono sísmico

A Continuación se describen muy brevemente cada uno de ellos.

B-3.1 Refracción sísmica

La refracción se produce cuando una onda al pasar de un medio a otro cambia su trayectoria. Este fenómeno se observa, por ejemplo, al introducir un lápiz en un vaso lleno de agua, parece que si este se doblara. La Ley de **Snell** relaciona la velocidad de propagación de las ondas en dos medios y los ángulos de incidencia y de refracción, y se expresa:

$$\frac{V_1}{\text{sen}i_1} = \frac{V_2}{\text{sen}i_2} \tag{B.1}$$

V_1, V_2 Velocidad de propagación en los medios 1 y 2, respectivamente

i_1 Angulo de incidencia

i_2 Angulo de refracción

h Espesor del estrato con velocidad cortante

$$h = \frac{d_0}{2} \left\{ \frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1} \right\}^{\frac{1}{2}} \tag{B.2}$$

en donde d_0, V_2 y V_1 se obtienen de las gráficas domocrónicas (**fig B.4**).

Con los valores de V_s y V_p obtenidos y usando las siguientes fórmulas se pueden determinar los módulos E, G y la relación de Poisson ν .

$$E = \frac{1 - \nu}{((1 - \nu)(1 + \nu))} V_p^2 \tag{B.3}$$

$$G = \rho V_s^2 \tag{B.4}$$

$$\nu = \frac{E}{2G} - 1 \tag{B.5}$$

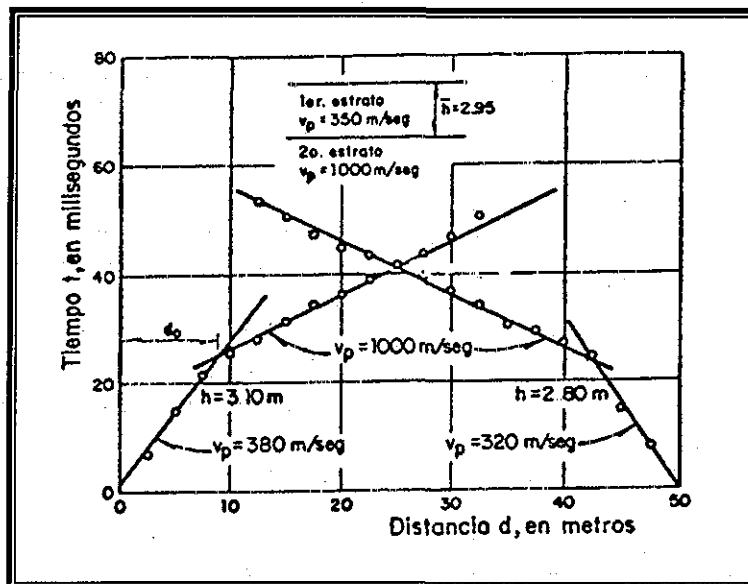


Figura B.4 Curvas domocrónicas (Rascón, 1972)



B-3.2 Ensayes en pozos

Hay varios ensayos de campo para medir la velocidad de propagación de ondas de cuerpo en el suelo, haciendo pozos perforados con este propósito. En la fig B.5 se muestran esquemáticamente las siguientes técnicas:

- Pozos cruzados (cross hole)
- Excitación en el pozo y medición en la superficie (up hole)
- Excitación en la superficie y medición en el pozo (down hole).

B-3.2.1 Pozos cruzados (Cross-hole)

La técnica de **pozos cruzados** es uno de los mejores métodos usados para determinar la variación con la profundidad de la velocidad de onda a bajas deformaciones cortantes. Es muy útil en suelos estratificados, en esta prueba la fuente de excitación (principalmente ondas S) son generadas dentro de uno de los pozos. básicamente consiste en generar en las paredes o en el fondo de un pozo una excitación dinámica (fig B.5a).

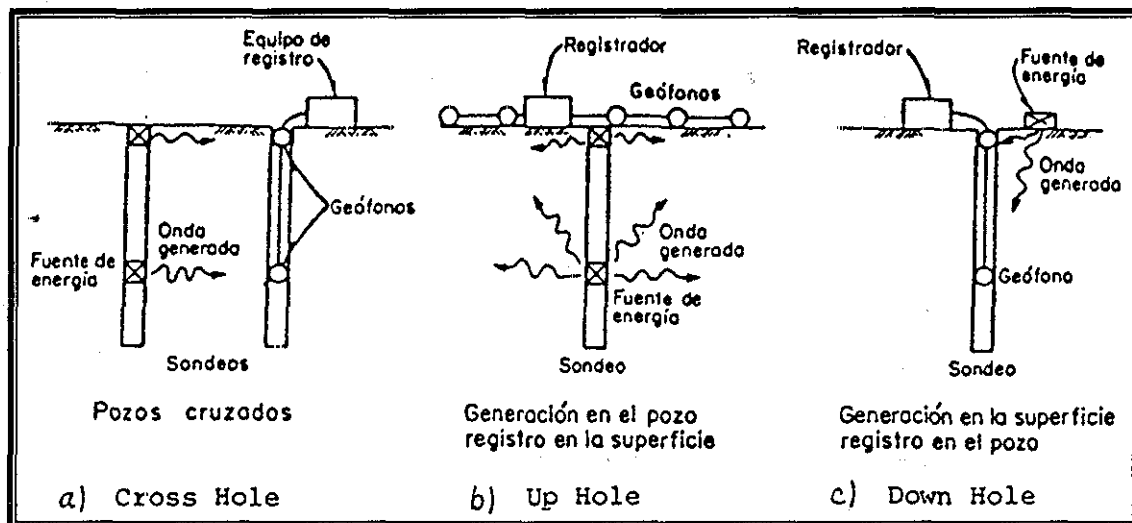


Figura B.5 Ensayes de campo (Jaime, 1986)

En otro sondeo, perforado a poca distancia del primero, se mide el tiempo en que la perturbación requiere para llegar a él, conocido el tiempo y el espaciamiento entre los sondeos, e identificando el tipo de onda generado, se determina la velocidad de propagación de onda correspondiente, y ésta es utilizada para determinar los módulos dinámicos E y G; con este método se pueden determinar las velocidades de las ondas P y S simultáneamente, (Woods, 1978 y 1994). Al menos dos perforaciones son requeridas, una para el impulso de la onda y la otra para recibir la onda fig B.6. La velocidad de onda de cortante es entonces usada para calcular el módulo de cortante del suelo usando la formula $G = \rho V_s^2$

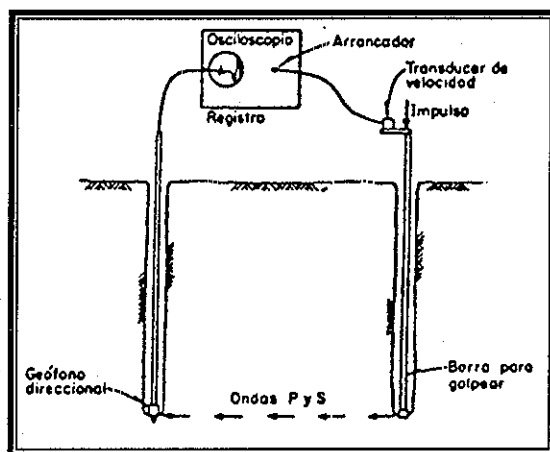
Los principales componentes que intervienen en el método de pozos cruzados son: los pozos; la fuente generadora, los detectores y el equipo de registro.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Para realizar una prueba de pozos cruzados se necesita lo siguiente:

- Un mínimo de dos perforaciones para realizar la prueba, tres o más perforaciones mejoran la capacidad del método de pozos cruzados.
- La fuente de energía debe ser rica en energía cortante (ondas S) y pobre en energía de compresión (onda P) tanto que el arribo de llegada de ondas S puede ser detectada fácilmente.
- Los geófonos en la perforación receptora de ondas debe tener una respuesta propia de frecuencia y estar orientada en la dirección del movimiento de la partícula. Los geófonos deben también estar directamente en contacto con el suelo, en caso de suelos cohesivos, o indirectamente en caso de suelos granulares. Finalmente; el acoplamiento entre los geófonos y las paredes verticales deben cumplir con las especificaciones del fabricante.
- Los registros de tiempo de llegada de las ondas cortantes deben ser medidas exactamente usando técnicas de resolución directas o indirectas. Frecuentemente una medida de tiempo directa es realizada por un osciloscopio de doble canal o por un osciloscopio digital. Resoluciones de tiempo indirecto envuelven funciones de correlaciones generadas desde un tren de ondas registradas en dos geófonos en uno de los pozos, y técnicas de frecuencia dominante automatizadas, las cuales calculan el tiempo de arribo basado en la función del espectro transversal del tren de ondas obtenido en el geófono de uno de los pozos (Gazetas, 1991; Woods, 1978 y 1994).

Este método requiere de un mínimo de dos pozos, sin embargo, es común hacer las mediciones en varios pozos. En caso de que el sondeo requiera ademe, se pueden emplear tubos de acero, aluminio o PVC; este último, y el de aluminio, son preferibles.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura B.6 Ensayes de pozos cruzados (Jaime, 1986)

Debe buscarse que los pozos tengan poca desviación con respecto a la vertical (fig B.6), y en sondeos profundos puede ser necesario verificar su inclinación con un inclinómetro, ya que la distancia entre los pozos interviene directamente en la estimación de la velocidad de onda.

Las fuentes generadoras de tipo mecánico son las más simples. De muchos ensayos se ha visto que golpear una barra hueca o tubo dentro de un pozo produce una excitación que consiste en ondas P y ondas S de corte polarizadas en la dirección vertical SV; estas últimas excitan las partículas de suelo en dirección vertical mientras viajan en dirección horizontal. También se puede utilizar una pequeña detonación para generar la excitación. Es posible insertar una barra con un extremo que puede asegurarse contra las paredes del pozo con un mecanismo de expansión; este arreglo permite golpear la barra hacia abajo o hacia arriba, lo

cual ayuda a identificar la llegada de las ondas SV con precisión. En la **fig B.7** se ve el efecto de la inversión en la onda debido al sentido del golpe en el registro.

Para detectar la llegada de las ondas en los pozos receptores se utilizan geófonos direccionales. El problema básico consiste en fijarlos y orientarlos correctamente en el fondo del pozo, o a la profundidad a la que se genera la excitación.

El sistema de registro puede ser un osciloscopio o un registro de varios canales, que pueda detectar los tiempos de llegada con precisión de 0.2 milisegundos.

El método de pozos cruzados permite obtener las propiedades dinámicas de los suelos estratificados de manera confiable. La interpretación de la prueba es sencilla y el método no ofrece dificultades (Stokoe and Woods, 1972; Woods, 1978).

Las técnicas de pozo arriba y de pozo abajo son alternativas más económicas que la técnica de pozo cruzado; ya que sólo es necesaria una perforación

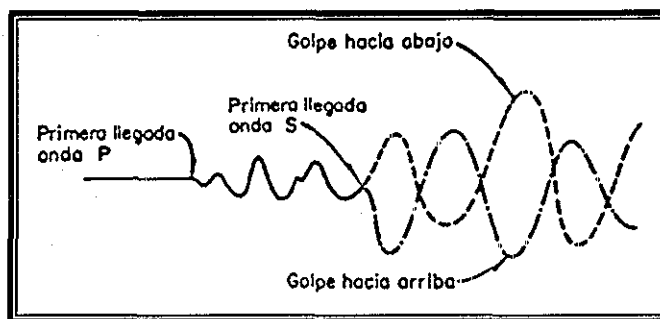


Figura B.7 Efectos de la dirección de impulsos (Jaime, 1986)

B-3.2.2 Pozo arriba (Up-hole)

La técnica de up hole (fig B.5b), consiste en producir una excitación dinámica en el pozo a distintas profundidades (generalmente con dinamita). En la superficie se coloca un arreglo de geófonos (uni o multidireccionales) con los cuales se detecta el tiempo de llegada de las ondas que son registradas, conocida la profundidad a la que se provocó la excitación y el tiempo de llegada a los geófonos se calcula la velocidad de propagación de onda V_s o V_p , según el caso. El registro de tiempo de llegada es graficado contra la profundidad, como en una prueba de refracción sísmica. La interpretación de los resultados es más difícil que con el método anterior; además, sólo proporciona valores medios de la propagación de las ondas en el depósito. Estas gráficas son usadas para determinar la máxima velocidad de onda de compresión y cortante de todas las capas del suelo (Woods, 1994; Gazetas, 1991).

Las propiedades dinámicas, E y G son determinadas usando las ecuaciones $G = \rho V_s^2$ y $E = 2G(1+\nu)$.

donde

ρ es la densidad del material y

ν es la relación de Poisson

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

B-3.2.3 Pozo abajo (Down-hole)

La técnica down hole (fig B.5c), consiste en generar ondas de cortante polarizadas en la superficie del suelo, junto al brocal del pozo. En éste, previamente, se coloca una sarta de geófonos multidireccionales, los cuales se fijan firmemente a las paredes del sondeo a profundidades determinadas. También se puede realizar con un solo geófono, el cual se fija firmemente al pozo a una profundidad determinada, por ejemplo en el fondo; se produce una excitación en la superficie y se registra su llegada al geófono; se sube un metro (o la distancia deseada), se produce otra excitación y se registra, y así sucesivamente hasta llegar a la superficie. Para poder fijar los geófonos en el pozo en suelos blandos o sueltos se requiere utilizar ademe de aluminio o PVC.

Los geófonos registran el tiempo de llegada de la onda de corte generada en la superficie, los tiempos de llegada se grafican contra la profundidad de cada geófono, se unen los puntos y el inverso de la pendiente (o pendientes) de la curva es la velocidad V_s . Para generar ondas S es común colocar un tablón de madera, con un peso encima, apuntando su eje longitudinal hacia el brocal (o bien, tangente a la boca del pozo), y golpear el extremo opuesto con un marro. Cambiando la dirección del golpe se puede verificar que la onda generada sea S (como en el caso del cross hole). También se pueden registrar ondas P, para lo cual basta golpear contra una placa apoyada en el suelo.

Con el método down hole sólo se requiere un pozo y se puede invertir la onda generada. Por estas razones es más económico que el de pozos cruzados e igualmente confiable, aun cuando en suelos muy estratificados proporciona sólo valores promedio.

La técnica de pozo abajo es uno de los métodos más usados para determinar la variación con la profundidad de velocidad de onda a bajas deformaciones cortantes.

Sin embargo, en la prueba de pozo arriba, es más difícil el generar ondas de corte, ondas P tienden a ser predominantes dentro de la fuente generadora (Woods, 1994; Gazetas, 1991).

B-4 Aplicaciones de la sonda suspendida en México

Este método se utilizó por primera vez en México en un programa amplio de ensayos (Jaime, Romo y Ovando, 1986) orientado a caracterizar diversos sitios de la zona de lago de la ciudad de México, poco después de los sismos de 1985. Se empleó un equipo facilitado por OYO Corporation de Japón.

El Centro Nacional de Prevención de Desastres cuenta, desde 1994, con un sistema de sonda suspendida como el que se ha descrito, el cual ha probado su eficiencia en varios sitios de la ciudad de México, Colima, Jalisco y Rosarito B. C. (Gutiérrez, 1995; Gutiérrez et al., 1996; Gutiérrez, 2000) tanto para el análisis de la respuesta del terreno para obras civiles específicas, como para la microzonificación de áreas urbanas. El sistema disponible puede realizar mediciones hasta profundidades del orden de 170 m.

ANEXO C

PROPIEDADES ÍNDICE Y MECÁNICAS

C-1 PROPIEDADES ÍNDICE

El suelo en su estado más general es un medio trifásico, formado por partículas sólidas, agua y aire. La fig C.1 representa esquemáticamente un elemento de suelo.

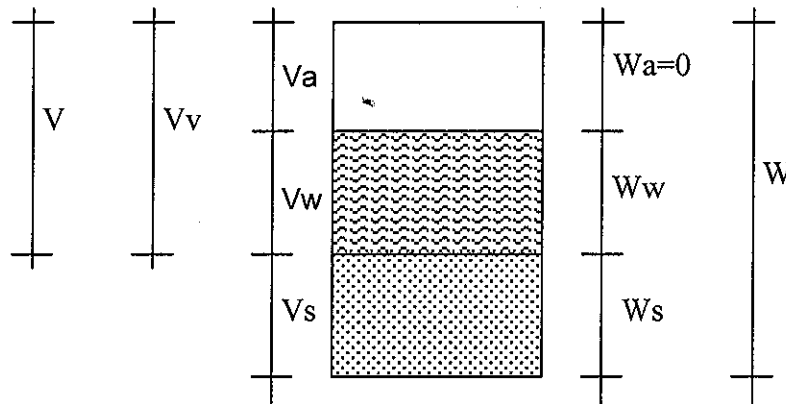


Figura C.1 Esquema de un elemento de suelo

V = Volumen total

Vv = Volumen de vacíos

Va = Volumen de aire

Vw = Volumen de agua

Vs = Volumen de sólidos

W = Peso total

Wa = Peso del aire, se considera nulo para efectos prácticos

Ww = Peso del agua

Ws = Peso de las partículas sólidas

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

C-1.1 Relaciones volumétricas

- **Porosidad.** Es la relación entre el volumen de vacíos y el total expresado en porcentaje.

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100$$

- **Relación de vacíos.** Es la relación del volumen de vacíos al de sólidos.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

- **Grado de saturación.** Es la relación entre el volumen de agua y el de vacíos, expresado en porcentaje.

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

C-1.2 Relaciones gravimétricas

Considerando los pesos de las fases líquida y sólida se establecen las siguientes relaciones gravimétricas:

- **Contenido de agua.** Es la relación entre el peso del agua y el de la materia sólida de un suelo, expresado en por ciento.

$$(\%)w = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

- **Densidad de sólidos.** En el sistema métrico es numéricamente igual a la densidad relativa de las partículas sólidas y se expresa por la relación.

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{W_s}{V_s} \quad \text{con } \gamma_w = 1 \text{ t/m}^3 \quad \text{del sistema métrico}$$

- **Peso volumétrico seco.** Se define como el peso de sólidos por unidad de volumen total y se expresa:

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V}$$

- **Peso volumétrico húmedo.** Se define como el peso de la muestra entre el volumen total y se expresa:

$$\gamma_T = \frac{W_T}{V_T}$$

C-1.3 Consistencia

La consistencia de las arcillas se describe comúnmente con los términos muy blando, blando, firme, duro y muy duro. La medida cuantitativa más directa de la consistencia es la resistencia a la compresión simple q_u (no drenada) de muestras de arcilla. Así, una arcilla muy blanda tiene una q_u menor de 0.25 kg/cm^2 y una dura mayor de 4 kg/cm^2 .

- **Límite líquido (w_L).** Es el contenido de agua para el cual el suelo pasa del estado líquido al plástico. Se define por medio de una prueba estandarizada mediante la copa de Casagrande o cono sueco.
- **Límite plástico (w_p).** Es el contenido de agua para el cual el suelo comienza a fracturarse al llegar a un diámetro de 3 mm cuando es amasado en pequeños cilindros, haciendo rodar estos cilindros de suelo entre la mano y una superficie lisa.

- **Índice de plasticidad (PI).** La diferencia entre el límite líquido y el límite plástico es el índice de plasticidad.
- **Límite de contracción (LC).** Es el contenido de agua por debajo del cual una pérdida adicional de agua no provoca mayor reducción de volumen.

C-1.4 Sensibilidad

El término sensibilidad se refiere al efecto que el amasado produce sobre la consistencia de las arcillas saturadas. Se define como la relación entre la resistencia no drenada en estado natural y estado remoldeado con el mismo contenido de agua obtenido en una prueba triaxial UU.

C-2 Propiedades mecánicas

C-2.1 Permeabilidad

Se llama permeabilidad de un suelo a la mayor o menor facilidad con que el agua puede fluir a través de sus poros, y que se ve afectada por diversos factores tanto del suelo como las características del agua circundante, siendo estos factores: a) La relación de vacíos, b) La temperatura del agua y c) La estructura y estratificación del suelo.

Esta a partir de una prueba de compresibilidad se puede obtener mediante la siguiente fórmula:

$$k = c_v m_v \gamma_w \quad \text{cm/s}$$

C-2.2 Esfuerzos en la masa de un suelo saturado

Los esfuerzos en cualquier punto de una sección de una masa de suelo pueden determinarse de los esfuerzos principales totales, los cuales actúan en este punto. Si los vacíos del suelo están llenos de agua, los esfuerzos principales totales consisten en dos partes: el esfuerzo efectivo y el esfuerzo neutro.

- **Esfuerzo efectivo.** Es por definición el esfuerzo que influye en los cambios de volumen o de resistencia de un suelo. Skempton demostró que en la mayoría de los suelos de interés para el Ingeniero, el esfuerzo efectivo es igual al esfuerzo intergranular y se expresa: $\sigma' = \sigma - u$. Esto en otros materiales porosos como el concreto y muchos tipos de rocas no se cumple.
- **Presión neutra:** El esfuerzo debido al peso de una columna de agua no tiene influencia apreciable sobre cualquier otra propiedad del suelo. Por ello, el esfuerzo producido por el agua se denomina presión neutra, u_w (presión de poro) y es igual a la altura piezométrica multiplicada por la densidad del agua.

C-2.3 Compresibilidad

La deformación que sufre un suelo saturado o parcialmente saturado bajo el efecto de un incremento de esfuerzos, se debe a tres factores diferentes: a) Deformación de las partículas,

b) Deformación de la fase líquida y gaseosa del suelo y c) Reacomodo de la estructura debido al deslizamiento de unas partículas de suelo sobre otras. Las dos primeras son despreciables bajo las condiciones de esfuerzos que ocurren en problemas de ingeniería civil.

- **Consolidación.** Se conoce como la consolidación al proceso de deformación volumétrica gradual mediante el cual la presión de poro, inducida en el suelo por un incremento de carga, se va convirtiendo en esfuerzos efectivos, a través del tiempo, acompañado del escape de los fluidos de sus poros.
- **Curva de consolidación.** Realizando una prueba de consolidación para cada uno de los incrementos de presión se lleva un registro de la forma como progresa la deformación a través del tiempo, resultando una curva que permite conocer el tiempo en el que se alcanza la consolidación del espécimen. De acuerdo con Terzaghi, la zona AB de la curva mostrada en la **fig C.2**, representa el proceso de deformación del suelo, gobernado por la expulsión del agua de los poros, que él llamo consolidación primaria.

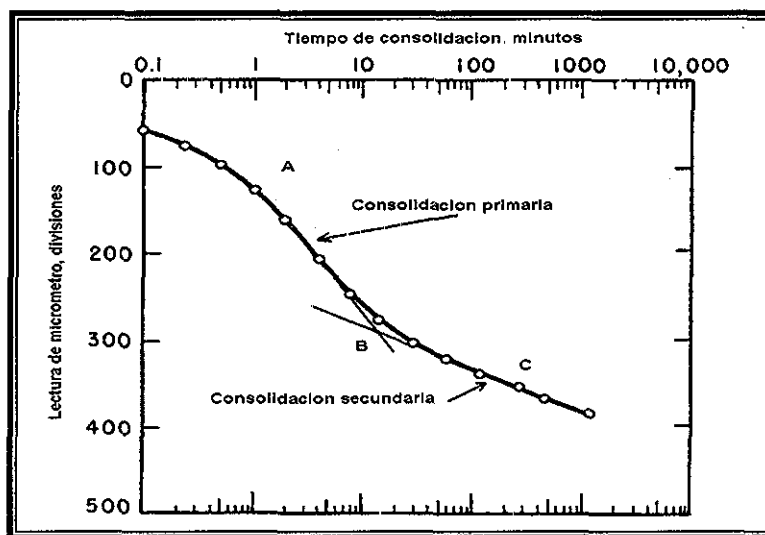


Figura C.2 Curva de consolidación (Olson, 1991)

La zona BC corresponde a un proceso de deformación cuyo origen no es aún bien conocido pero se atribuye al reacomodamiento plástico de las partículas del suelo; Terzaghi llamó a esta parte del fenómeno, consolidación secundaria.

- **Grado de consolidación.** El grado de consolidación alcanzado en un punto de la masa de un suelo, bajo un incremento de carga a un tiempo dado, se define como la porción del incremento de presión que se ha convertido en esfuerzo efectivo en dicho punto y queda expresado por:

$$U\% = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta\sigma} = \frac{\Delta\sigma - u}{\Delta\sigma} = 1 - \frac{u}{\Delta\sigma}$$

En donde:

$$\Delta\sigma_t = \Delta\bar{\sigma} + u$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- **Curva de compresibilidad.** Al finalizar la consolidación bajo cada incremento de presión, obtendrá un valor de la relación de vacíos para cada valor de la presión efectiva aplicada, quedando representados gráficamente por la curva de la **fig C.3**. En la curva de

la figura citada, se identifican tres tramos: De recompresión (A), es aquel que se prolonga casi horizontalmente hasta la máxima presión que el suelo ha soportado en su historia geológica; tramo virgen (B), es aquel que resulta de aplicar a la muestra presiones nunca antes soportadas y de descarga (C), es el que resulta cuando la muestra se somete a decremento de carga.

- **Coefficiente de compresibilidad.** En la fig C.2, se observa que, para un incremento de presión ($\Delta\sigma$), más o menos grande, la curva puede considerarse prácticamente como una recta. Terzaghi designó a la relación $\Delta e/\Delta\sigma$ con el nombre de coeficiente de compresibilidad (a_v).

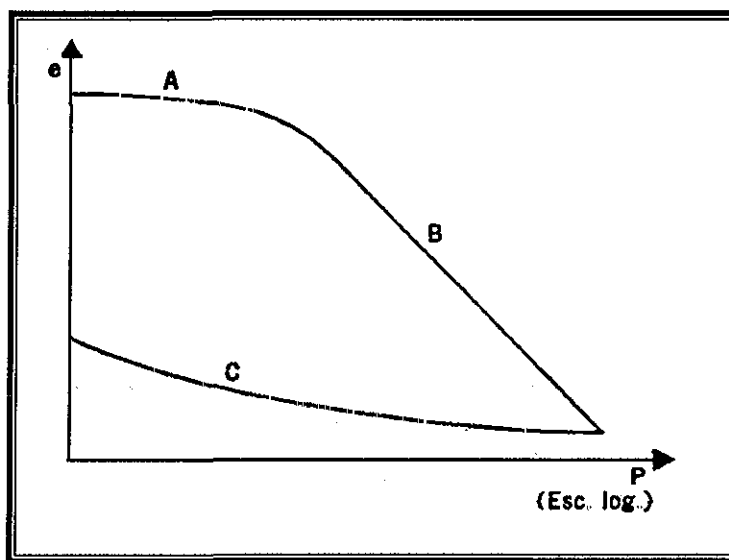


Figura C.3 Curva de compresibilidad (Juárez, 1972)

- **Coefficiente de compresibilidad volumétrica.** Es aquel que representa la compresión de la arcilla por unidad de espesor original bajo la influencia de un aumento unitario de presión, quedando definida por la expresión:

$$m_v = \frac{e_1 - e_2}{\sigma'_2 - \sigma'_1}$$

Asentamientos. Si H es el espesor de un estrato de arcilla que se encuentra bajo un esfuerzo debido al peso propio de su cubierta (σ_i) y, si se incrementa el esfuerzo (σ_i) al valor ($\sigma_i + \Delta\sigma$) se origina una disminución de la relación de vacíos desde e_0 hasta e. Y por consiguiente una reducción del espesor del estrato en el valor:

$$\lambda = H \Delta\sigma m_v \quad (\text{cm})$$

- **Carga de preconsolidación.** En la zona cercana al quiebre o transición de la curva de recompresión a la virgen, debe estar la máxima presión que el suelo ha soportado en su historia geológica. El procedimiento gráfico para su determinación fue propuesto por A. Casagrande. En los depósitos naturales, las arcillas se denominan preconsolidadas o normalmente consolidadas según la carga de preconsolidación sea, respectivamente, mayor o igual que la presión efectiva debida al peso de las capas superiores de suelo.

- **Coefficiente de consolidación.** Sus valores son variables para un mismo suelo, a través del proceso de consolidación, pero su relación expresada a continuación varía poco; por la cual se le considera prácticamente constante. Dicho coeficiente es función de la permeabilidad (k) y la compresibilidad del material (m_v).

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (\text{cm}^2/\text{s})$$

La descripción inevitable entre los valores teóricos y los observados en la realidad, en lo que se refiere al tiempo en que tiene lugar el asentamiento, se atribuye a la variación del coeficiente de consolidación a través del proceso y a diferencias entre las condiciones de frontera en el campo y en el laboratorio. Las principales fuentes de dichas diferencias son: La heterogeneidad de la masa de suelo y la presencia del flujo de agua en tres direcciones, mientras que la teoría supone material homogéneo y flujo en una sola dirección.

C-2.4 Resistencia al esfuerzo cortante

Al someter una masa de suelo a esfuerzos cortantes, se produce desplazamientos relativos entre sus partículas. La oposición que ofrecen las partículas a ese desplazamiento relativo se denomina resistencia al esfuerzo cortante. Puesto que la resistencia al desplazamiento de las partículas depende de la interacción de unas sobre las otras, la naturaleza de estas interacciones será la que determine la resistencia.

En los suelos granulares, la resistencia al esfuerzo cortante deriva principalmente, de defectos de fricción entre los granos y la trabazón propia de la estructura, mientras que, en aquellos en los que predomina la fracción coloidal, la resistencia depende de las fuerzas atractivas y repulsivas que se ejercen entre las láminas, a través de las películas de agua absorbida y los iones eléctricamente adheridos a la superficie de ellas. Para los suelos intermedios (formados por las mezclas de partículas granulares, finas y coloidales); en ellos, la resistencia al corte es una combinación de ambos efectos, dependiendo de las proporciones de los diversos constituyentes del suelo.

Existen diversos tipos para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos en el laboratorio; pero todos ellos pueden agruparse en dos clases: los de corte directo y los de compresión axial.

- **Corte Directo.** La aplicación sucesiva de distintos valores de presión normal, permite conocer la ley de variación de la resistencia al corte en función de dicha presión normal. Para los suelos granulares, este tipo de aparato da aproximadamente, una variación lineal de la resistencia con la presión normal, de la forma

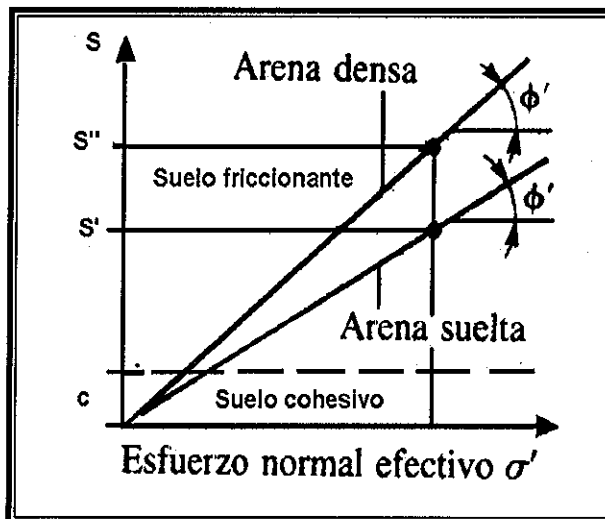
Representación gráfica. Dicha expresión representa una recta que pasa por el origen de los ejes coordenados de la **fig C.4** coincidiendo con la ley de Coulomb para la fricción de los cuerpos. Para los suelos puramente cohesivos, al ser probados en este tipo de aparato, exhiben una resistencia al corte, independiente de la presión normal, cuya expresión:

$$S = c$$

También dicha expresión, es una recta horizontal con coordenada al origen igual a "c", (**fig C 4**). La resistencia de los suelos intermedios se expresa por una ley lineal que es una comparación de las dos ecuaciones anteriores:

$$S = c + \sigma_n \tan \phi$$

En la actualidad, los aparatos de corte directo se emplean en forma muy restringida debido a que en ellos no es posible gobernar a voluntad el efecto del agua en la resistencia de los suelos. Además, en las arcillas preconsolidadas, la existencia de un sistema de micro-fisuras internas invalida a veces los resultados y exige recurrir a ensayos triaxiales no drenados para obtener valores representativos



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura C.4 Variación de la resistencia al corte (Berry, 1993)

- Compresión triaxial. Una prueba de compresión triaxial puede conducirse de diferentes maneras:

Prueba rápida UU. Una vez montado el espécimen, se aplica presión al agua de la cámara, que se transmite hidrostáticamente al espécimen, las válvulas de drenaje se cierran antes de aplicar la presión al agua y, permaneciendo cerradas, se comienza a cargar axialmente a la probeta de suelo, desde el exterior de la cámara, aplicando una carga creciente hasta alcanzar la falla.

Prueba consolidada rápida CU. En este tipo de ensaye se aplica la presión hidrostática y se abren las válvulas de drenaje, permitiendo que la presión de los fluidos de los poros, generada por el incremento de presión aplicada, se disipe completamente, (es decir, se permite la consolidación total). La observación de las deformaciones longitudinales y el volumen de agua expulsada, a través del tiempo, suministran los datos para trazar la curva de consolidación correspondiente para identificar el tiempo en el que se ha logrado la totalidad de la consolidación primaria ($u \%$), se procede a cerrar las válvulas de drenaje y a incrementar el esfuerzo axial, aplicando carga hasta fallar la probeta.

Prueba consolidada lenta CD. En esta se permite la consolidación completa del suelo bajo la presión hidrostática; pero las válvulas de drenaje no se cierran al aplicar la carga axial, la aplicación de la carga axial se hace en incrementos a intervalos de tiempo que garantice que la presión de poro se disipe completamente antes de aplicar el siguiente incremento. Pudiendo

decirse que los incrementos aplicados a la probeta son siempre esfuerzos efectivos ya que la presión de poro puede considerarse nula durante todo el proceso de falla.

Representación gráfica. Si se someten varias probetas iguales del mismo suelo a diferentes presiones de confinamiento σ_3 (esfuerzo principal menor), se requerirá en cada caso, un valor distinto de σ_1 (esfuerzo principal mayor) para alcanzar la falla. Trazando círculos como los que se muestran en la fig C.5, se representan los estados de esfuerzos de los diversos especímenes probados en el momento de la falla. La envolvente de tales círculos se denomina envolvente de falla.

La forma de la envolvente de falla varía con el tipo de material, según que éste sea granular, cohesivo o intermedio; pero además, para un mismo suelo, depende de su relación de vacíos, grado de saturación y tipo de prueba.

Por lo anterior, el tipo de prueba a seleccionar será aquella que reproduzca en el laboratorio las mismas condiciones de drenaje, grado de saturación y relación de vacíos que tendrá el material en condiciones reales de campo y para las cuales se desea conocer la resistencia al esfuerzo cortante.

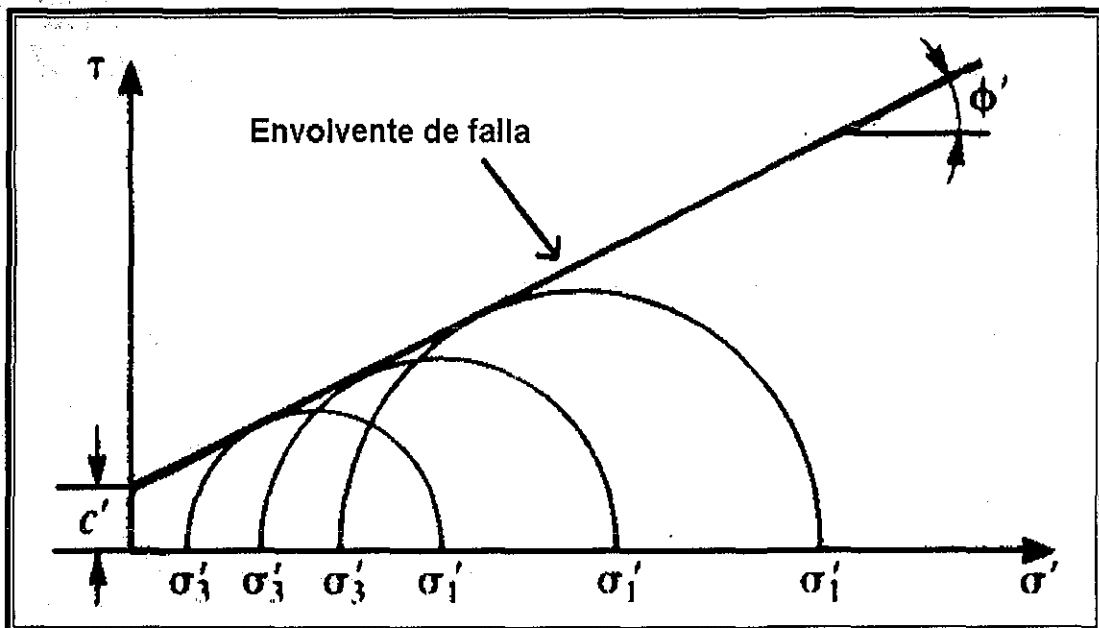


Figura C.5 Envolvente de falla en círculos de Mohr (Berry, 1993)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ANEXO D

PRUEBA TRIAXIAL UU

En este tipo de prueba el espécimen se lleva a la falla en una cámara triaxial sin permitir que la muestra drene en ningún momento, la manera más práctica de lograr esto es que la base y la tapa de la muestra sean ciegas, es decir, que no se usen piedras porosas conectadas a algún sistema de drenaje aunque éste permanezca cerrado. Así, si la muestra está en sus condiciones de campo 100 % saturada, no podrá consolidarse durante la etapa de aplicación del esfuerzo confinante ni se reducirán los esfuerzos capilares por contacto del espécimen con agua. En la etapa de falla, o sea, al aplicar el esfuerzo desviador, tampoco podrá drenar la muestra, alcanzándose la falla en condiciones no drenadas.

Usualmente la muestra se lleva a la falla en 10 a 20 minutos con velocidades de 0.1mm/min de deformación controlada y no se mide presión de poro durante el ensaye. Por lo tanto, los resultados se expresan en términos de esfuerzos totales.

Los esfuerzos totales, efectivos y las presiones de poro que se desarrollan durante cada una de las etapas de la prueba se presentan esquemáticamente en la **fig D.1**. Nótese que en muestras inalteradas se desarrolla en su superficie un estado de tensión capilar, que resulta de la liberación de esfuerzos durante el muestreo. En otras palabras, el agua que se encuentra en contacto con el aire desarrolla tensión, por lo que en la **fig D.1**, se han marcado con signo negativo la presión de poro residual o inicial. Sin embargo, debe quedar bien claro que se desconoce el estado de presiones de poro en el interior de la muestra y que el signo negativo es un convencionalismo. (La muestra se mantiene íntegra no sólo por la tensión intersticial superficial sino por la cohesión y/o cementación propia del material). Cuando se aplica la presión de confinamiento sin permitir que la muestra drene, se genera una presión de poro positiva, Δu_c , que es igual a la presión de confinamiento aplicada, σ_c , en el caso de que la muestra esté 100% saturada; cuando el grado de saturación sea menor que 100% la relación $\Delta u_c/\sigma_c$ será menor que la unidad y dependerá del tipo de suelo y de la historia de carga (**Holtz and Kovacs, 1981**). Durante la etapa de aplicación del esfuerzo desviador la presión de poro varía debido a la restricción impuesta al cambio de volumen al no permitir el drenaje; esta adicionalmente será positiva si el suelo es contractivo y negativa si el suelo es dilatante.

Al momento de la falla se presentan los esfuerzos totales máximos y los efectivos de falla, así como la presión de poro última.

En la **fig D.1** también se han dibujado las envolventes de falla de los círculos de Mohr de una serie de pruebas UU hechas con arcilla totalmente saturadas. Supuestamente las tres muestras tienen la misma profundidad, son el mismo suelo, así como, el mismo contenido de agua y la misma relación de vacíos y por lo tanto deben tener la misma resistencia, ya que no se ha permitido la consolidación durante los ensayes. De ahí que las tres envolventes de falla de los círculos de Mohr sean del mismo diámetro y en consecuencia la envolvente de falla es una recta horizontal. Nótese en el diagrama de esfuerzos de la **fig D.1** el esfuerzo vertical efectivo en la falla, σ'_{vf} , no depende de la presión de confinamiento. Como se había dicho antes, la prueba UU da la resistencia en términos de esfuerzos totales y la pendiente de la envolvente de falla es nula, $\phi_{uu}=0$. La ordenada al origen de esta recta define la resistencia no drenada, UU.

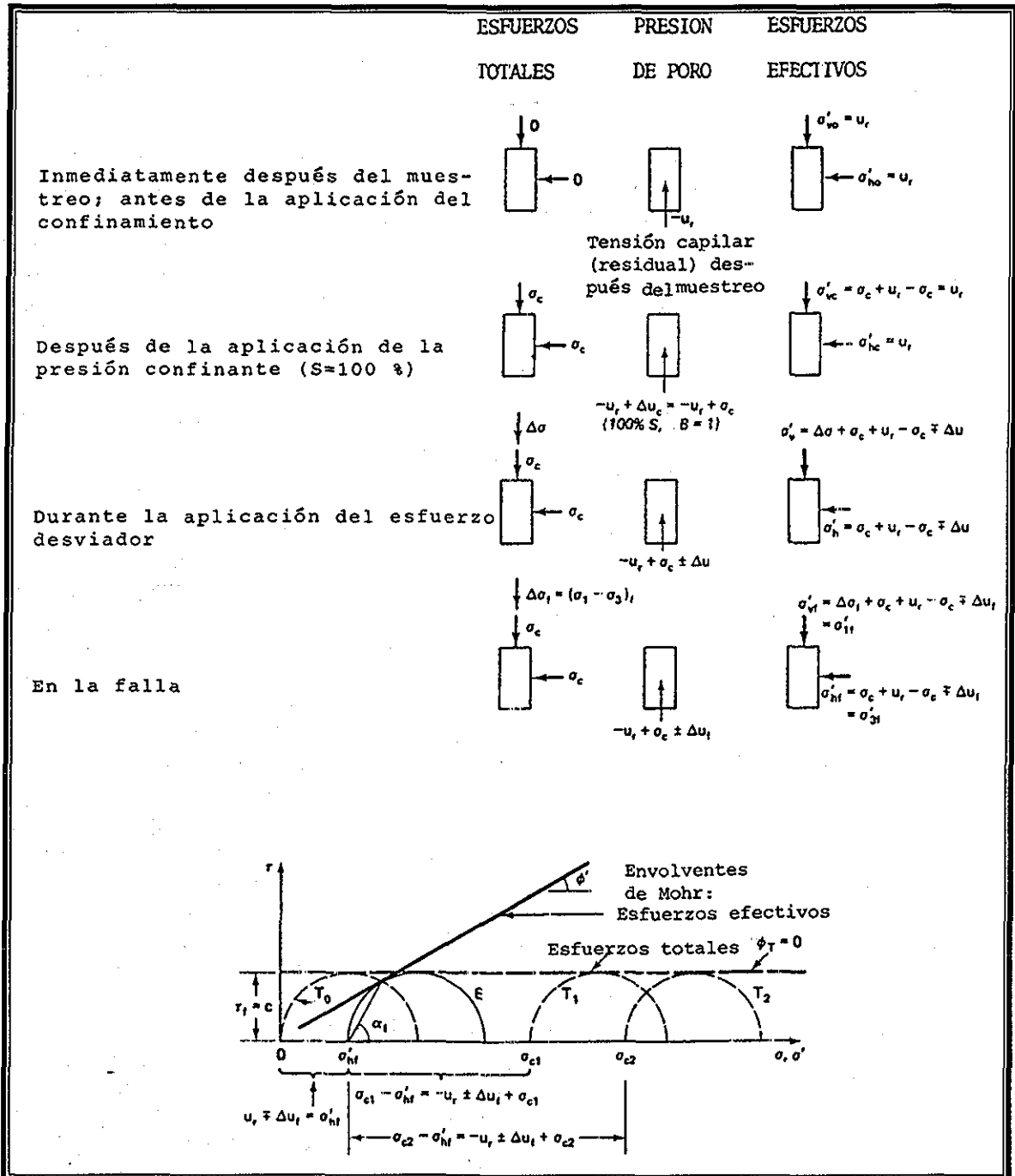


Figura D.1 Esfuerzos en una prueba Triaxial UU aplicado a probetas saturadas (Montañez, 1983)

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

ANEXO E

PRUEBA TRIAXIAL CU

La prueba consolidada no drenada es el tipo más común de prueba triaxial. En ésta, el espécimen de suelo saturado es primero consolidado por una presión confinante en todo su alrededor (σ_3) con el fluido de la cámara, que resulta en drenaje. Después que la presión de poro del agua generada por la aplicación de la presión de confinamiento es completamente disipada (es decir, $u_c = B\sigma_3 = 0$), el esfuerzo desviador $\Delta\sigma_d$ sobre el espécimen se incrementa para causar la falla cortante. Durante esta fase, la línea de drenaje desde el espécimen se mantiene cerrada. Como el drenaje no se permite, la presión de poro del agua Δu_d crecerá. Durante la prueba se hacen mediciones de $\Delta\sigma_d$ y Δu_d . El incremento en la presión de poro del agua Δu_d se expresa en una forma adimensional como:

$$B = \frac{\Delta u_d}{\Delta\sigma_d} \quad (\text{E.1})$$

donde B = parámetro de la presión de poro de Skempton (Skempton, 1954).

Los parámetros generales de la variación de $\Delta\sigma_d$ y Δu_d con la deformación unitaria axial para arenas y arcillas se muestran en la figuras E.1d, e, f y g. En arena suelta y arcilla normalmente consolidada, la presión de poro del agua se incrementa con la deformación unitaria. En la arena densa y arcilla preconsolidada, la presión de poro del agua aumenta con la deformación unitaria hasta cierto límite, más allá del cual decrece y se vuelve negativa (con respecto a la presión atmosférica), este comportamiento se debe a que el suelo tiene una tendencia a dilatarse.

A diferencia de la prueba consolidada drenada, los esfuerzos totales y efectivos principales no son iguales en la parte consolidada no drenada. Como en la prueba se mide la presión de poro en la falla, los esfuerzos principales se analizan como sigue:

Esfuerzo principal mayor en la falla (total):

$$\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1$$

Esfuerzo principal mayor en la falla (efectivo):

$$\sigma_3 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_3$$

Esfuerzo principal menor en la falla (total)

$$\sigma_3$$

Esfuerzo principal menor en la falla (efectivo)

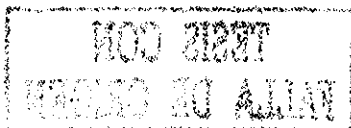
$$\sigma_3 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_3$$

donde

$(\Delta u_d)_f$ = presión de poro del agua en la falla

Las derivaciones precedentes muestran que:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma'_1 - \sigma'_3$$



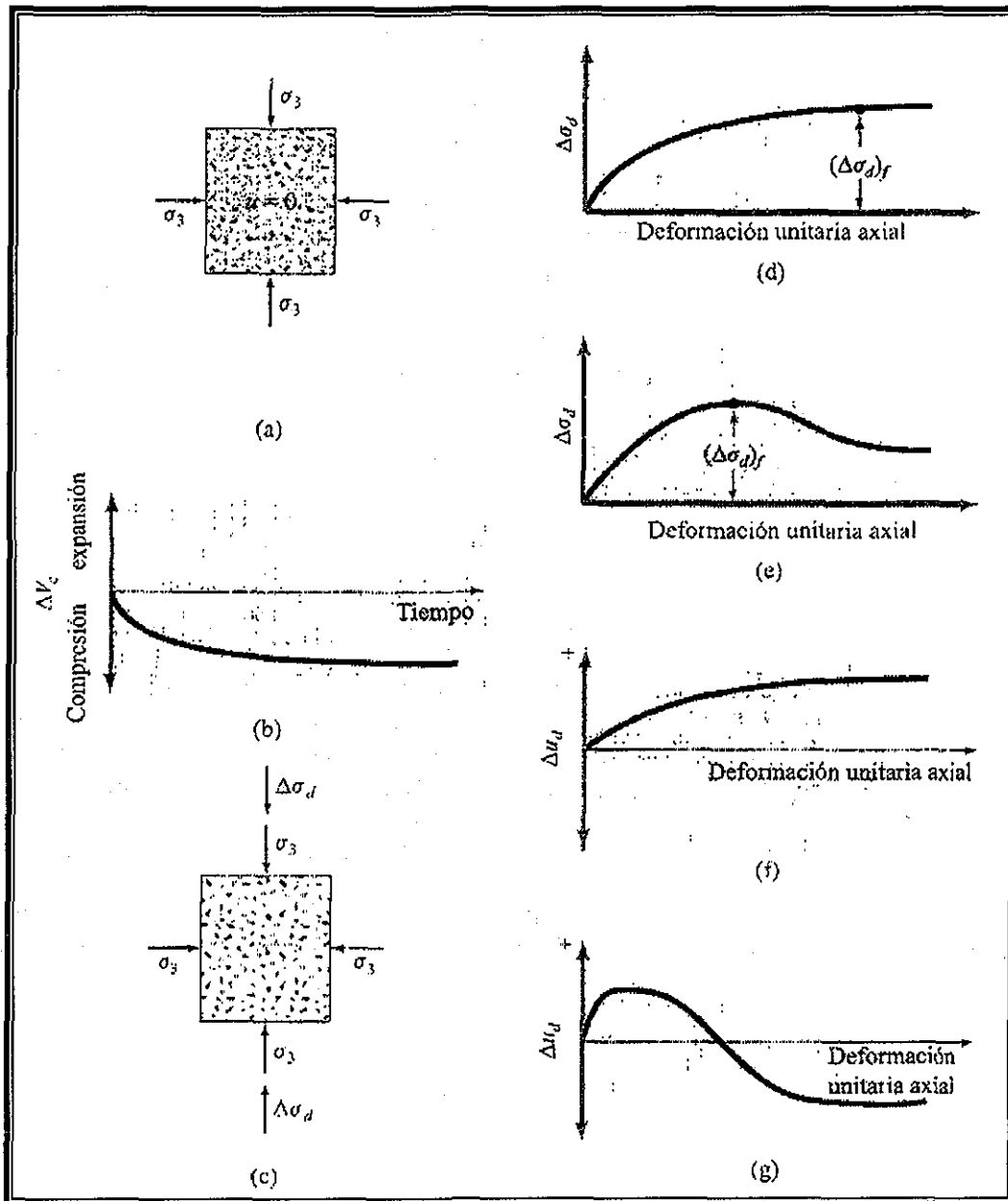


Fig E.1 Etapas durante la falla en una prueba triaxial CU (Braja, 2001)

Pruebas sobre varios especímenes similares con diferentes presiones de confinamiento se efectúan para determinar los parámetros de resistencia cortante. La fig E.2 muestra los círculos de Mohr de los esfuerzos totales y efectivos en la falla obtenidos en pruebas triaxiales consolidadas no drenadas en arena y arcilla normalmente consolidada. Nótese que A y B son círculos de Mohr de esfuerzos totales obtenidos de dos pruebas. C y D son los círculos de Mohr de esfuerzo efectivo correspondiente a los círculos A y B de esfuerzo total, respectivamente. Los diámetros de los círculos A y C son los mismos; similarmente, los diámetros de los círculos B y D son iguales.

En la fig E.2, la envolvente del esfuerzo total de falla se obtiene dibujando una línea que toque todos los círculos de Mohr del esfuerzo total. Para arena y arcilla normalmente

consolidadas, esta línea será aproximadamente por una línea recta que pase por el origen y se expresa por la ecuación:

$$\tau_f = \sigma \tan \phi_{(cu)} \tag{E.2}$$

donde

σ = esfuerzo total

$\phi_{(cu)}$ = ángulo que forma la envolvente de falla del esfuerzo total con el eje del esfuerzo normal, también conocido como ángulo de resistencia cortante consolidada no drenada.

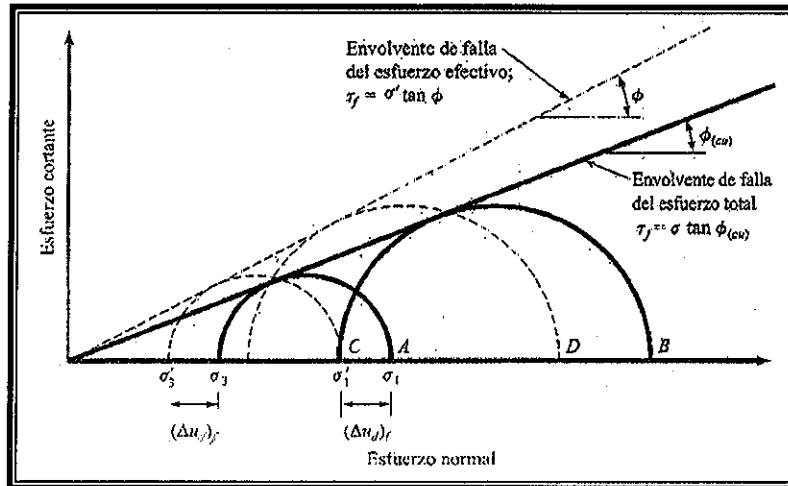


Fig E.2 Envolventes de falla del esfuerzo total y efectivo en pruebas triaxiales CU (Braja, 2001)

En arcillas preconsolidadas, la envolvente de falla del esfuerzo total, obtenida en pruebas consolidadas no drenadas, toma la forma mostrada en la figura E.3. La línea recta a' b' es representada por la ecuación:

$$\tau_f = c_{(cu)} + \sigma \tan \phi_{(cu)} \tag{E.3}$$

Y la línea recta b' c' sigue la relación dada por la ecuación (E.2). La envolvente de falla por refuerzo efectivo dibujada de los círculos de Mohr por esfuerzo efectivo es similar a la mostrada en la figura E.3.

Las pruebas consolidadas-drenadas en suelos arcillosos toman un tiempo considerable. Por eso, las pruebas consolidadas-no drenadas deben realizarse en tales suelos con medición de la presión de poro para obtener los parámetros de resistencia cortante drenada. Como el drenaje no se permite es esas pruebas durante la aplicación del esfuerzo desviador, las pruebas deben efectuarse rápidamente.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

RECIBO DE
LIBRO DE ALTA

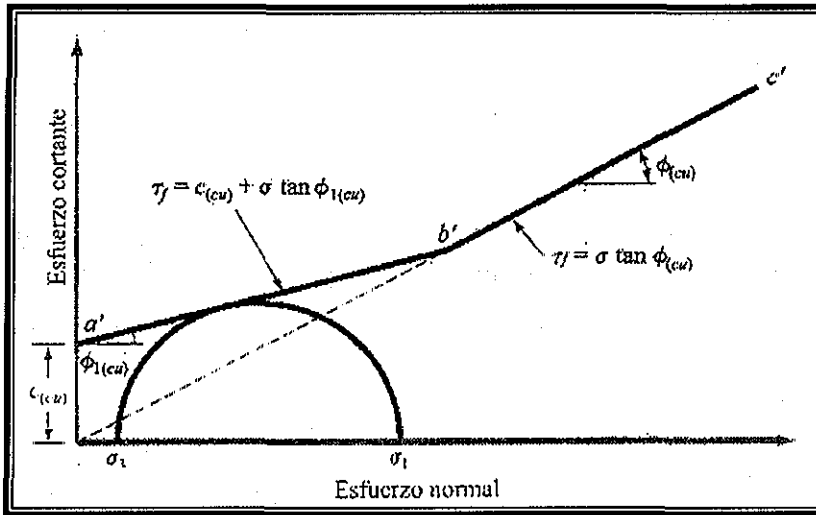


Fig E.3 Envolvente de falla del esfuerzo total obtenida en pruebas consolidadas no drenadas en arcillas preconsolidadas (Braja, 2001)

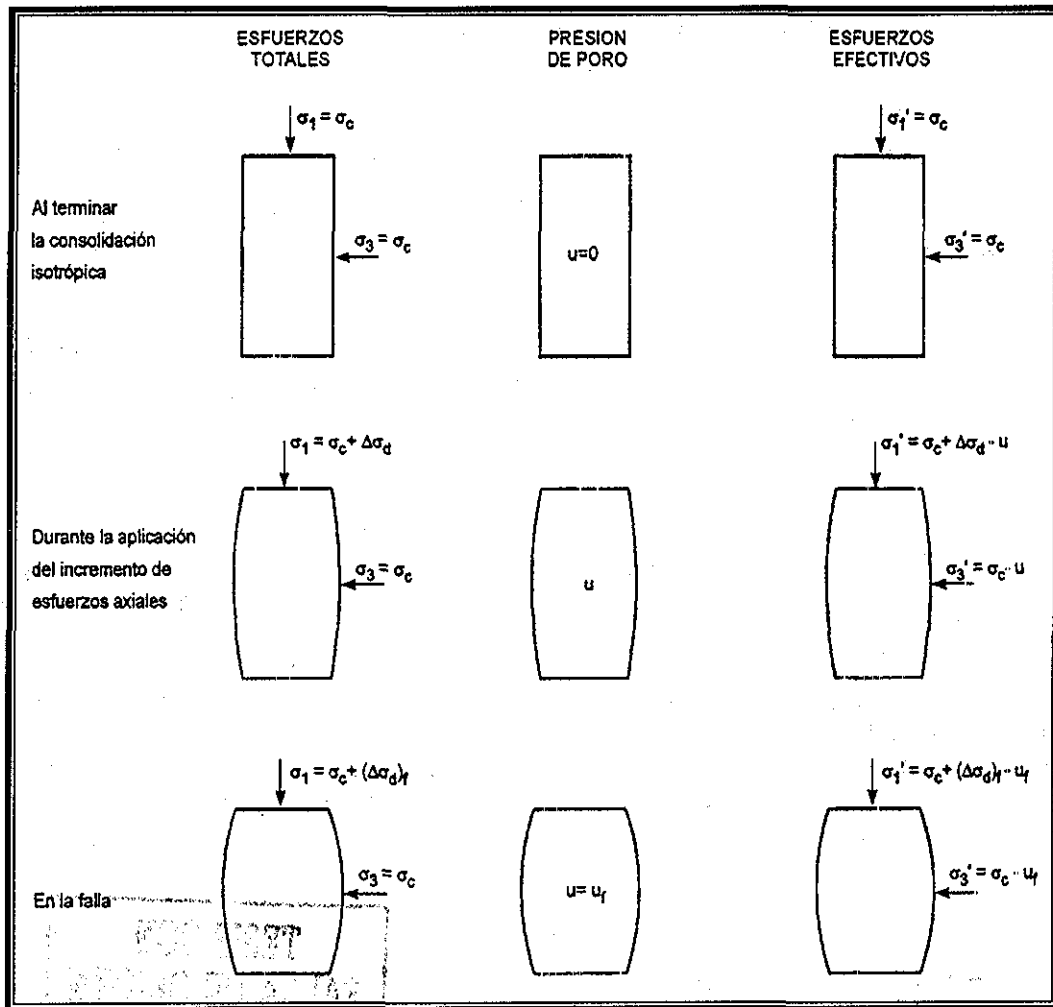


Figura E.4, Esfuerzos en una prueba Triaxial CU (Lambe, 1995)

ANEXO F

MONTAJE DE LA PRUEBA TRIAXIAL CU

F.1 Preparación de la cámara triaxial

- Revisar la tendencia del cabezal a bajar y su equilibrio
- Nivelar el plato
- Colocar pasta en el cabezal, base y arosellos
- Poner grasa en graseras, arosello de la base de la cámara y en el lado exterior de la cámara del extremo inferior
- Circular agua por la línea de la base y el cabezal para garantizar que la línea no tenga aire
- Revisar la altura de la camisa de la cámara
- Poner agua a desairear

F.2 Montaje

- Preparar la membrana (longitud y marcar en los extremos)
- Armar el tubo partido
- Montar los arosellos en el tubo partido
- Montar la membrana en el tubo partido
- Aplicar vacío al tubo partido con la membrana (0.3 kg/cm^2)
- Colocar la probeta en la base inferior de la cámara
- Colocar el tubo partido con la membrana y los arosellos dentro de la probeta
- Bajar el cabezal hasta hacer contacto con la probeta y nivelar el plato
- Colocar una pesa de 100 g en el portapesas inferior (delantero) para asegurar el contacto cabezal-probeta
- Colocar la cuña en la polea
- Centrar el tubo partido con la membrana en la probeta
- Quitar el vacío del tubo partido para la adherencia de la membrana en el tubo
- Bajar la parte inferior de la membrana en la base y subir el extremo superior de la membrana al cabezal
- Colocar los arosellos en la base y el cabezal bajándolos del tubo partido
- Desarmar el tubo partido para poderlo retirar dentro de la cámara
- Revisar que la muestra este bien colocada en la base y el cabezal
- Bajar la camisa de la cámara
- Hacer cambio de varillas para fijar la cámara
- Abrir la válvula superior de la cámara
- Colocar agua destilada y desairada en la cámara por la válvula inferior de la cámara para sacar todo el aire posible dentro de la cámara
- Apretar las tuercas de las varillas para fijar la camisa y sacar el posible aire atrapado
- Cerrar la válvula superior de la cámara
- Instalar el micrómetro en el plato inferior (delantero)
- Tomar lectura del micrómetro
- Aplicar el esfuerzo de confinamiento
- Quitar la pesa de la parte delantera del portapesas
- Quitar la cuña de la polea

F.3 Llenado de bureta

- Cerrar la presión confinante, el dren inferior y superior
- Quitar la presión a la bureta
- Abrir la purga
- Quitar el vacío al depósito de agua
- Abrir la llave que conecta al depósito de agua con la bureta (hasta que el menisco llegue al nivel deseado)
- Aplicar vacío al depósito de agua
- Cerrar la purga
- Aplicar presión a la bureta
- Abrir presión confinante

F.4 Saturación por contrapresión

- Cerrar la presión confinante
- Calcular y medir en el puente la presión de confinamiento y la contrapresión con que se va a saturar la muestra
- Verificar que el menisco esté en la parte superior de la bureta
- Aplicar la presión confinante
- Aplicar la contrapresión abriendo el dren inferior y posteriormente el dren superior observando la tendencia del menisco
- Registrar el cambio del menisco
- Tomar lecturas del micrómetro

Se puede dejar la probeta bajo esta condición de esfuerzos de un día para otro con el fin de obtener un grado de saturación aceptable.

F.5 B de Skempton

- Verificar el valor (L_0) del menisco de la bureta
- Verificar los esfuerzos de confinamiento y contrapresión a los que está sometida la probeta
- Calcular y medir en el puente el esfuerzo de confinamiento que se va a aplicar
- Medir la presión de poro inicial
- Cerrar la válvula de la bureta
- Aplicar la presión confinante
- Abrir la válvula del dren inferior
- Tomar la lectura de la presión de poro registrada en el puente después de estabilizada
- Calcular el valor de B de Skempton

F.6 Consolidación

- Se mantiene constante el esfuerzo de confinamiento con que se midió el B de Skempton
- Bajar la contrapresión lo necesario para obtener el valor del esfuerzo efectivo
- Cerrar los drenes inferior y superior
- Purgar las presiones que se tienen aplicadas en la bureta calcular y medir en el puente y/o voltímetro el esfuerzo de contrapresión que se aplicará para obtener el esfuerzo efectivo de consolidación
- Cerrar la válvula de la bureta
- Abrir las válvulas de los drenes superior e inferior

- Abrir la válvula de la bureta
- Registrar los cambios del menisco y del micrómetro a diferentes tiempos

F.7 Etapa de falla (Deformación controlada)

- Colocar la maquina de desplazamiento controlado en el portapesas superior (trasero)
- Ajustar la maquina de desplazamiento con el portapesas trasero y poner la velocidad deseada de desplazamiento para la etapa de falla
- Hacer contacto maquina-plato superior
- Tomar lecturas antes del inicio de la etapa de falla en los micrómetros así como en el puente y anillo de carga
- Verificar que la válvula de la bureta este cerrada
- Abrir dren inferior y superior de la probeta para poder tomar las lecturas de la presión de poro en el puente y/o voltímetro
- Tomar lecturas del anillo de carga
- Se da inicio de la prueba al instante de encender la maquina de desplazamiento y abrir los drenes de la cámara así como tomar lecturas del anillo de carga y micrómetros al mismo instante

F.8 Desmontaje de la probeta

- Apagar la maquina de desplazamiento controlado
- Cerrar las válvulas de los drenes inferior y superior de la probeta
- Quitar la contrapresión
- Quitar la presión de confinamiento
- Liberar la maquina de desplazamiento controlado del portapesas trasero
- Retirar los micrómetros
- Sacar el agua de la cámara
- Cambiar las varillas de la cámara
- Abrir la cámara para extraer la probeta
- Extraer la probeta de la membrana
- Tomar un testigo de humedad final

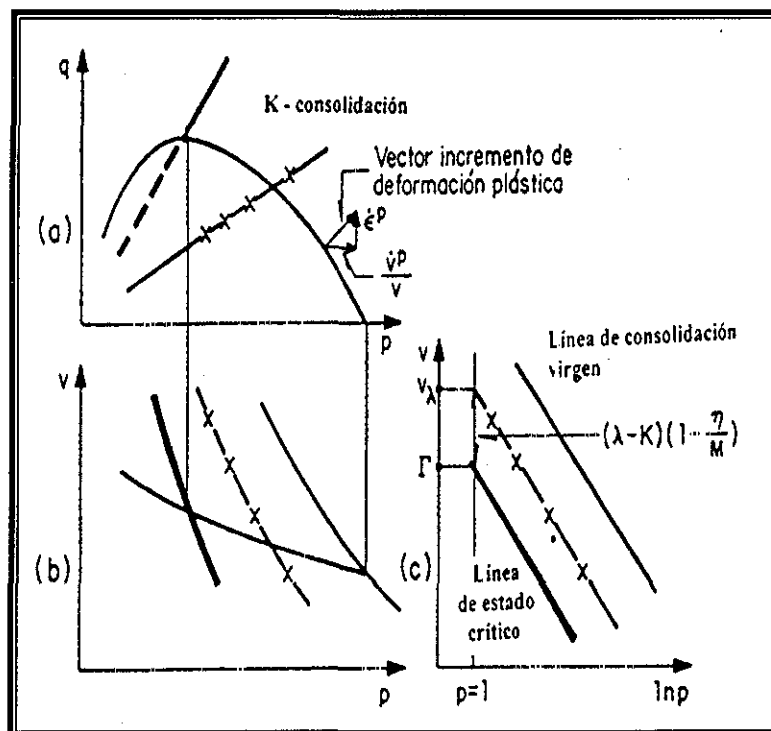
ANEXO G

LA TEORÍA DE ESTADO CRÍTICO

G.1 La teoría de estado crítico

Esta teoría permite disponer de un modelo unificado de comportamiento de un suelo en el que los estados de esfuerzos y los de deformación, incluidos los cambios volumétricos, se interrelacionan. Roscoe, Scholfield y Wroth propusieron este concepto por primera vez en 1958 en un trabajo sobre flexibilidad de los suelos, y siguió el trabajo en esta área principalmente en el Departamento de Ingeniería de la Universidad de Cambridge, que condujo a varias publicaciones: Parry (1960), Roscoe and Burland (1968), Scholfield and Wroth (1968), Atkinson and Bransby (1978), y Atkinson (1981).

La teoría de estado crítico se basa en el estudio de los mecanismos de disipación de la energía dentro del esqueleto del suelo, así como de la observación del comportamiento macroscópico de los materiales. Propone un modelo en el cual cede el suelo, es decir, que pasa del comportamiento netamente elástico a un punto plástico, después de alcanzar un volumen específico crítico ($v_c=1+e_c$). Se considera entonces que la flexibilidad ó el deslizamiento al cortante se llevan acabo cuando la combinación de esfuerzos efectivos ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) y el volumen específico (v), que es el volumen total de suelo que contiene el volumen unitario de partículas sólidas, coincide con una superficie límite de estado. Esta superficie límite se puede considerar como un análogo tridimensional de una envolvente de falla, por ejemplo la del criterio de Mohr-Coulomb.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura G.1 Comportamiento característico de las arcilla (Scholfield., Wroth, 1968)

El modelo del estado crítico se desarrolló con arcillas saturadas y reconstituidas, pero se puede suponer representativo de las arcillas naturales para tener un modelo generalizado del

comportamiento. Así, por ejemplo, cuando un suelo normalmente consolidado es ensayado bajo las diversas condiciones de carga, es posible obtener dos tipos de curvas características de ese material: la línea de consolidación virgen isotrópica y la línea de ruptura del material o línea del estado crítico, paralela a la primera. El estado crítico se produce cuando la deformación crece indefinidamente y la relación de vacíos se mantiene aproximadamente constante en el espacio v - $\ln p'$. En el plano de esfuerzos p '- q este estado se presenta como se ilustra en la fig G.1. De acuerdo con esta figura se establecen las siguientes relaciones:

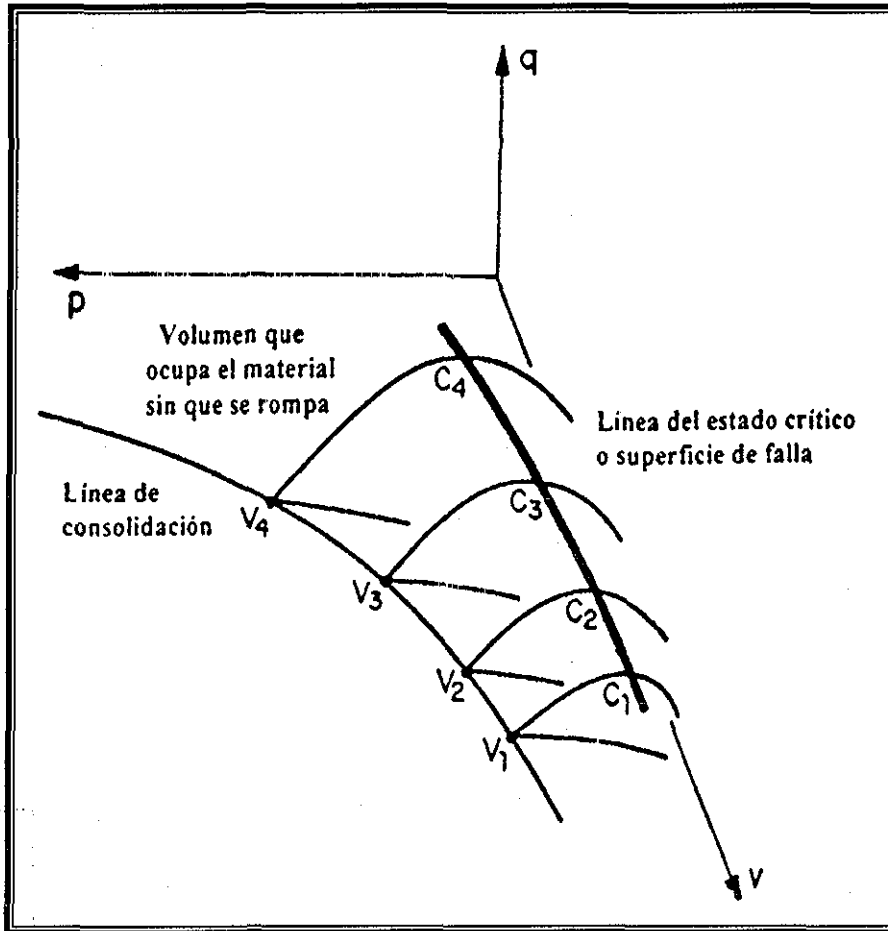


Figura G.2 Superficie límite en la teoría del estado crítico (Schofield., Wroth, 1968)

$$q = Mp \dots\dots\dots (G.1)$$

$$v_\lambda = v_c + \lambda \ln p \dots\dots\dots (G.2)$$

$$v_k = v + k \ln p \dots\dots\dots (G.3)$$

Donde

- M representa la pendiente de la línea del estado crítico
- v_c es el volumen del material en el estado crítico cuando se aplica una presión media unitaria
- v_λ y v_k es el valor del volumen para una presión media unitaria y
- λ y k son las pendientes de la línea de consolidación en carga y descarga, respectivamente

La ecuación de superficie de fluencia, cuando el material es ensayado a volumen constante, se puede establecer a partir de las relaciones definidas anteriormente, como

$$\frac{q}{Mp} + \ln \frac{p}{p_u} = 1 \quad (\text{G.4})$$

donde

p_u significa la intersección de la línea del estado crítico con la superficie de la fluencia

Por medio de las relaciones de las ecuaciones G.2 y G.3 es posible definir la ecuación de la superficie límite, la cual está compuesta por una familia de superficies de fluencia fig G.2

$$|q| = \frac{Mp}{\lambda - \kappa} (v_c + \lambda - v - \lambda \ln p) \quad (\text{G.5})$$

Las ecuaciones así establecidas permiten desarrollar los modelos del estado crítico.

G.1 Criterio de falla

La resistencia del suelo con base en el criterio de Mohr-Coulomb se ajusta al modelo de Cam-Clay modificado. Dicho criterio dice que la falla de un suelo ocurre si el esfuerzo cortante τ alcanza el valor crítico definido como:

$$\tau = \pm (c' + \sigma' \tan \phi') \quad (\text{G.6})$$

Este define un par de líneas de resistencia en el plano de esfuerzos (fig G.3), el suelo falla si el círculo de Mohr de esfuerzos efectivos toca dichas líneas.

Dicho criterio de falla puede definirse en términos de esfuerzos principales. De la fig G.2 la relación límite entre esfuerzo principal mayor y menor es:

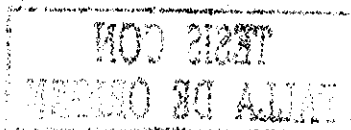
$$\frac{\sigma'_1 + c' \cot \phi'}{\sigma'_3 + c' \cot \phi'} = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (\text{G.7})$$

La condición de esfuerzos mostrada en la fig G.3 a) con $\sigma'_2 = \sigma'_3$ corresponde a un ensaye triaxial de compresión en el cual la presión de cámara es el esfuerzo menor, igual al intermedio. La expresión G.7 puede entonces escribirse en términos de las variables $p':q$ de la siguiente forma:

$$\frac{q}{p' + c' \cot \phi'} = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (\text{G.8})$$

El estado crítico del material se determina con la pendiente M la cual está definida como la relación $\eta = q/p'$. Comparando dicha relación con la ecuación G.8 se sugiere que el suelo falla de manera puramente friccionante para el estado crítico con $c' = 0$; así, para un ensaye triaxial de compresión:

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (\text{G.9})$$



transponiendo términos

$$\text{sen } \phi' = \frac{3M}{6 + M} \tag{G.10}$$

a) Igual al principal menor, b) Entre los otros dos, y c) Igual al principal mayor

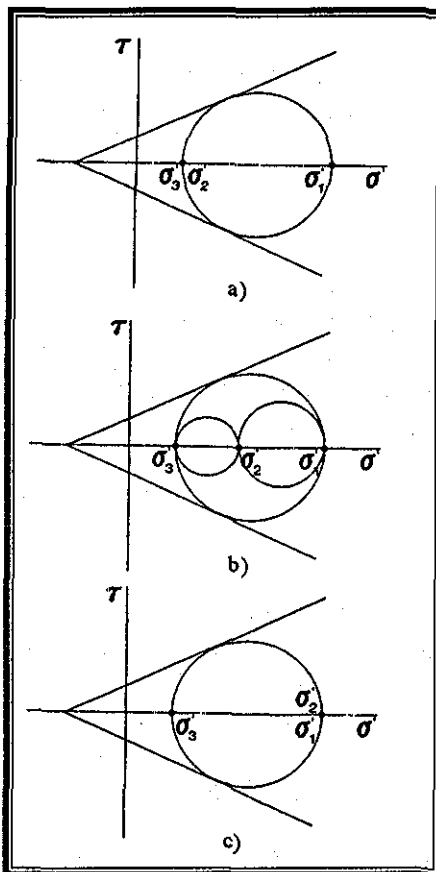


Figura G.3 Criterio de falla Mohr-Coulomb; Esfuerzo principal intermedio

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ANEXO H

LA TEORIA DE CONSOLIDACIÓN DE TERZAGHI

En 1923, Karl Terzaghi propuso para la interpretación del fenómeno de la consolidación de los suelos bajo un incremento de carga total constante aplicado en el tiempo cero, la conocida ecuación diferencial (Terzaghi, 1923):

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} = (1/a_v) \frac{\partial e}{\partial t} \quad (\text{H.1})$$

donde

c_v es el coeficiente de consolidación

u el exceso de presión hidrostática

z la coordenada vertical

t el tiempo

e la relación de vacíos

a_v el coeficiente de compresibilidad

En la ecuación H.1 se supone la incompresibilidad de los sólidos del suelo y del agua, la saturación total del suelo, la constancia de todos los parámetros involucrados, el cumplimiento de la ley de Darcy y el principio de esfuerzos efectivos del mismo Terzaghi, así como que las deformaciones resultantes son lineales y pequeñas, pudiendo por ello adoptarse un sistema fijo de referencia para la descripción del fenómeno. La solución, presentada gráficamente, se muestra en la fig H.1.

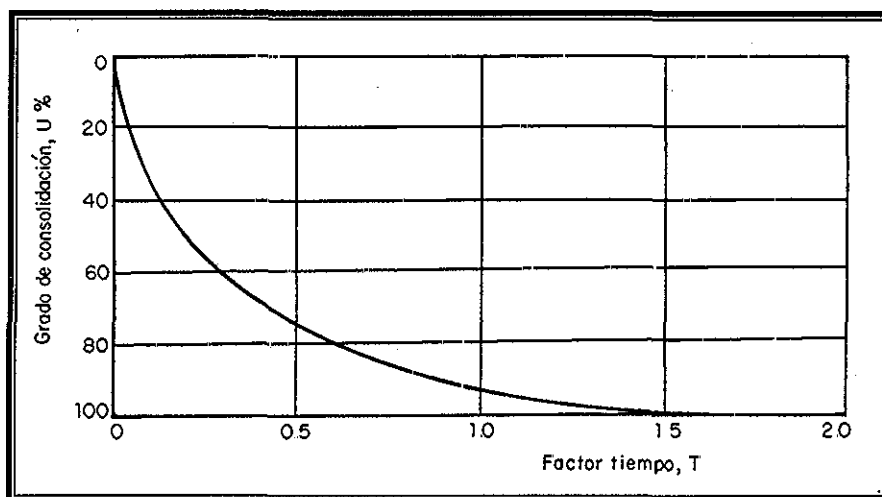


Figura H.1 Solución de Terzaghi (estrato doble drenado)

Terzaghi estaba consciente de las limitaciones que imponían las hipótesis de partida de su teoría, debido a la no linealidad de la deformación, a la reducción de la permeabilidad con la reducción de volumen, etc. Y, de hecho desde el principio observó el efecto de la hoy llamada "Consolidación secundaria", sin intentar explicarlo (Terzaghi, 1925).

La teoría de consolidación clásica de Terzaghi, a quien se debe el diseño del odómetro, se basa en las siguientes hipótesis:

- Los vacíos del suelo se hayan completamente llenos de agua
- El suelo es homogéneo e isótropo
- El agua y los granos son incompresibles
- La expulsión de agua es solo la que corresponde al agua gravitacional que se encuentra en los poros del suelo. La ley de Darcy se considera válida. El coeficiente de permeabilidad k y el módulo de compresibilidad volumétrica unitario del suelo, m_v , se consideran constantes
- El cambio en la deformación volumétrica se aproxima a un valor finito cuando el proceso de consolidación termina
- El suelo está confinado lateralmente, es decir, la deformación en sentido horizontal es nula

Hay que notar, que mediante esta teoría no se explica el fenómeno de consolidación secundaria y que está referida a suelos completamente saturados.

De acuerdo a la teoría de Terzaghi la deformación volumétrica unitaria $\Delta\varepsilon_v$, de un estrato de suelo saturado de espesor $2H$, drena por su cara superior e inferior y confinado a deformación lateral nula al que se le aplica un incremento de esfuerzo Δp , se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$\Delta\varepsilon_v = m_v \Delta p F(Tv) \quad (H.1)$$

donde:

m_v coeficiente de compresibilidad volumétrico unitario del suelo

$$F(Tv) \%U = 1 - \sum_{M=0}^{\infty} \frac{8}{(2M+1)^2 \pi^2} e^{-N} - (2M+1)^2 \frac{\pi^2}{4} Tv \quad (H.2)$$

$F(Tv)$ Función de Terzaghi, expresa el grado de consolidación medio del suelo, que se ha llevado a cabo en un tiempo t

$$Tv = \frac{c_v}{H^2} t \quad (H.3)$$

Tv Factor tiempo

$$Cv = \frac{k}{\gamma_w m_v} \quad (H.4)$$

c_v coeficiente de consolidación

k coeficiente de permeabilidad en dirección vertical

γ_w Peso volumétrico unitario del agua



REFERENCIAS

- 1) Alberro, J. y G. Hiriart, (1973). **Resistencia a Largo Plazo de la Arcilla de la Ciudad de México**. Publicación de las series del Instituto de Ingeniería, UNAM, número 317, Agosto.
- 2) Alperstein, R. and Leifer, S. A., (1976). **Site Investigation with Static Cone Penetrometer**, JGED, GT5.
- 3) Arellano, A. R. V. (1951), **Estratigrafía de la cuenca del valle de México**, Congreso científico de la universidad de México.
- 4) Baligh, M. M., Vivatrat, V. and Ladd C. C., (1980). **Cone Penetration Tests of Soil**, D3441-79, Annual Book of ASTM Standards Part 19.
- 5) Barden, L. (1936), **Time Dependent Deformation of Normally Consolidated Clays and Peats**, Journal of Soil Mechanics and Foundation Div. ASCE, Vol. 95, No. SM1, pp. 1-31.
- 6) Begemann, H. K. S., (1965). **The Friction Jacket Cone as an Aid in Determining the Soil Profile**, Proceeding VI ICSMFE, Montreal, VOL 1.
- 7) Berry, Peter, L., y Reid David (1993), **Mecánica de Suelos**, McGraw Hill Interamericana, S. A., ISBN: 958-600-172-5.
- 8) Biot, M. M., (1956). **Theory of Propagation of Elastic Waves in a Fluid Saturated Porous Solid**, J. Acust. Soc. of America, 28, 2.
- 9) Bishop, J. H. and Henkel, D. J., (1962). **The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test**, 2nd edition.
- 10) Bryan, K. (1948). **Los suelos complejos y fósiles de la altiplanicie de México en relación a los cambios climáticos**. Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana, Tomo XIII, pp. 1-20.
- 11) Budu, Mini., (2000). **Soil Mechanics and Foundations**, John Wiley & Son, Inc New York, USA. ISBN 0-471—25231-X.
- 12) Christensen, A. M. and Wu, T. H. (1964), **Analysis of Clay Deformation as a Rate Process**, Journal of Soil Mechanics and Foundation Div. ASCE, Vol. 90, No. SM6, pp. 125-157.
- 13) Covitur, (1987). **Manual de Diseño Geotécnico**. Vol1, Departamento del Distrito Federal, Secretaría de Obras, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, México.
- 14) Day, Robert, W., (2002) **Geotechnical Earthquake Engineering Handbook**, McGraw-HILL, New York, USA. ISBN 0-07-137782-4.
- 15) De Ruiter, J., (1981). **Current Penetrometer Practice**", Proceeding ASCE Convention, Session 35, Cone Penetration Testing and Experience, St Louis.
- 16) De Ruiter, J. (1971). **Electric Penetrometer for Site Investigations**, JSMFD, SM2, pp. 457-472.
- 17) Díaz, J. A., Lereoueil, S. And Alemán, J. D. (1992). **Yielding of México City Clay and Other Natural Clays**, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 118-7, pp. 981-995.
- 18) Dobry, R. and Vucetic, M. (1987). **Dynamics Properties and Seismic Response on Soft Clay Deposits**. Proceeding International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, Vol 2, SMMS, México.
- 19) Douglas, B. J., Olsen, R. S., (1981), **Soil Classification Using Electric Cone Penetrometer**, Proceeding ASCE Convention, Session 35, Cone Penetration-Testing and Experience, St Louis, EUA, pp. 209-27.
- 20) Durgunoglu, H, T., Mitchell, J, K, (1975a). **Static Penetration Resistance of Soils: I- Analysis**. Proceeding CISMSP, ASCE, Raleigh, EUA, Vol 1.
- 21) Durgunoglu, H, T., Mitchell, J, K, (1975b), **Static Penetration Resistance of Soils: II- Evaluation of Theory and Implications for Practice**, Proceeding CISMSP, ASCE, Raleigh, EUA, Vol 2.
- 22) Echeverri, R. G. (1996). **Modelo Constitutivo para un Suelo con Endurecimiento por Deformación**. Tesis. División de Estudios de Postgrado. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- 23) Edward, Arnold. (1995) London Consejo Nacional de Investigación, **El Agua y la Ciudad de México**.

- 24) Figueroa, Vega, Germán E. (1973a), **El Hundimiento de la Ciudad de México; Breve descripción**, Recursos Hidráulicos, Vol. II, No 4, pp. 525-533.
- 25) Figueroa, Vega, Germán E. (1973b), **Aquifer and Subsidence Model for México City**, Annual Meeting of the Geological Society of America, Dallas, USA, pp620. Recursos Hidráulicos, Vol. II, No 4, pp. 525-533.
- 26) Figueroa, Vega, Germán E. (1976), **Subsidence of the City of México a Historical Review**, Publication No. 121 of the International Association of Hydrological Sciences, Proceeding on Anaheim Symposium, pp35-38.
- 27) Finno, R. J. and Chung, C. (1992). **Stress-Strain-Strength Responses of Compressible Chicago Glacial Clays**. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 118-10, pp. 1607-1625.
- 28) Gazetas, G., (1991). **Foundation Vibration: Foundation Engineering Handbook**. 2nd Edition, Hsai-yang Fang. and Editor, pp. 553-593
- 29) Gibson, R. E., England, G. L. and Hussey, M. L. (1967), **The Theory of One Dimensional Consolidation of Saturated Clays I. Finite Non-Linear Consolidation of Thin Homogeneous Layers**, Geotechnique, London, England, Vol. 17, No. 3 pp. 261-273.
- 30) Gibson, R. E. and Lo, K. Y. (1961), **Theory of Consolidation for Soils Exhibiting Secondary Compression**, Norwegian Geotechnical Institute, Publ. No. 41.
- 31) Gibson, R. E., Schiffman, R. L. and Cargill K. W. (1981), **The Theory of One Dimensional Consolidation of Saturated Clays II. Finite Non-Linear Consolidation of Thin Homogeneous Layers**, Canadian Geotechnical Journal Vol. 18, pp. 261-273.
- 32) Giraldo, Sierra, María Clara. (1996). **Evaluación de un Modelo Elasto-Plástico para Predecir el Comportamiento de la Arcilla de la Ciudad de México**. Tesis. División de Estudios de Postgrado, facultad de Ingeniería, UNAM.
- 33) Graham, J. Crooks, J. H. and Bell, A. L. (1983). **Time Effects on the Stress-Strain Behaviour of Soft Natural Clays**. Geotechnique, 33-3.
- 34) Gutiérrez S. y Cuevas R. (1994). **Diseño y Construcción en la Ingeniería Geotécnica**, 2 do Simposio Consultores Constructores, Cimentaciones Profundas, organizado por CNIC, SMIE, SMMS, abril 20 1994 México D. F. pp. 135-137.
- 35) Haefeli, R. and Schaad, W. (1948), **Time Effect in Connection with Consolidation Tests**, 2nd Int. Conf. Soil Mech. And Found. Eng. Rotterdam, pp. 23-29.
- 36) Hardin, B. O. and Black, W. L. (1968). **Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay**, JSMFD, ASCE 94 (SM2), pp. 353-369.
- 37) Hardin, B. O. and Black, W. L. (1969). **Closure of Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay**, JSMFD, ASCE 95 (SM6), pp 1531-1537.
- 38) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. (1972). **Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves**, JSMFD, ASCE 98 (SM7), pp 667-692.
- 39) Hoeg, K. and Andersland (1969). **Undrained Behaviour of Quick Clay Under Load Tests**, Geotechnique, 19-1, pp. 15-101.
- 40) Humphries, W. K. and Wahls, H. E. (1968). **Stress History Effects on Dynamics Modulus of Clay**, JSMFD, ASCE 94 (SM2), pp 371-389.
- 41) Jaime, P. A., (1987). **Características Dinámicas de la Arcilla del Valle de México**. Tesis Doctoral, DEPFI, UNAM.
- 42) Jaime, P. A., Romo, M. P. y Ovando, S. E., (1987). **Características Estáticas y Dinámicas del Suelo en el Sitio SCT**, proyecto 6504, elaborado para el Departamento del Distrito Federal, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- 43) Jaime, A., y Romo. M. P. (1988). **Correlations Between Dynamic and Static Properties of Mexico City Clay**, Journal Earthquake SPECTRA, Vol 4 No 2, pp 787-804, November.
- 44) Johnston, I. W. (1995). **Geotechnical Materials and the Critical State**, Geotechnique, 45-2, pp. 223-235.
- 45) Juárez, Badillo, E., (1973). **Mecánica de Suelos**, Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Tomo I, Limusa.

- 46) Juárez, Badillo, E. (1965) **Compressibility of Soils**, 5th Symp. Of the civil & Hydraulic Department on **Behaviour of Soil Under Stress**, Ind. Inst of Sc Bangalore, India, Vol. 1, aa2/1-35
- 47) Juárez, Badillo, E. and Chen, B. (1987) **General Consolidation Curves for Clays**, International Report, Graduate School of Engineering National Autonomous University of México, México.
- 48) Kitsuezaki, C. (1980). **A New Method for Shear-Wave Logging**, Geophysics, Vol 45, pp. 1489-1506, EERI, USA.
- 49) Kjekstad, O., Lunne, T. And Clausen, C., (1978). **Comparison Between In Situ Cone Resistance and Laboratory Strength for Overconsolidated North Sea Clays**, Publication # 124, of NGI, Noruega.
- 50) Koutsoftas, D. and Fisher, J. A. (1976). **In Situ Undrained Shear Strength of Two Marine Clays**, JGED, GT9.
- 51) Kramer, Steven, L., (196), **Geotechnical Earthquake Engineering**, University of Washington, Prentice Hall, Upper River, New Jersey 07458 USA. ISBN 0-13-374943-6
- 52) Kumate, J., Mazari, M., (1990). **Problemas de la Cuenca de México**.
- 53) Ladd, C. C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F, and Poulos, H. G., (1977). **Stress Deformation and Strength Characteristics**, State of the Art Report, Proceeding IX ICSMFE, Tokyo, Vol 2.
- 54) Lambe, T. W. and Withman, R. V., (1972). **Soil Mechanics**, John Wiley & Sons; New York.
- 55) La Rochelle, P. Roy, M. and Tavenas, F. (1973). **Field Measurements of Cohesion in Champlain Clays**, Proceeding VIII ICSMFE, Moscú.
- 56) Leonards, G. y P. Girault (1961), **A Study of the One Dimensional Consolidation Test**. Memorias de la 5 IC SOMEF, Vol. 1, pp. 213-218.
- 57) Lo, K. Y. (1961a), **Secondary Compression of Clays**, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. ASCE, 87, No. SM4, pp.61-87.
- 58) Lo, K. Y. (1961a), **Stress-Strain Relationship and Pore Water Pressure Characteristic of a Normally Consolidated Clay**, Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng, Paris, Vol. 1, 219-224.
- 59) Lunne, T. Eide, O., De Reutir, J, (1977). **Correlations Between Cone Resistance and Vane Shear Strengthen some Scandinavian Soft to Medium Stiff Clays**, Publication #16 of NGI, Norwegian.
- 60) Marsal, R. J. (1992). **Hundimiento de la Ciudad de México**, El Colegio Nacional, México.
- 61) Marsal, R. J. y Mazari, M., (1959). **El Subsuelo de la Ciudad de México**, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- 62) Martins, I. S. y Lacerda, W. A. (1985). **A Theory of Consolidation with Secondary Compression**, XI Int. Conf. On Soils Mech. And Found. Eng. San Francisco. Pp. 567-570.
- 63) Mayne, P. W., (1985). **Stress Anisotropy Effects in Clay Strength**, Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE, 11, pp. 356-366
- 64) Mayne, P. W., (1980). **Cam-Clay predictions of Undrained Strength**. Geotechnique. Vol. 106.
- 65) Méndez, S. E., (1991). **Evolución de las Propiedades de la Arcilla de la Ciudad de México**, Tesis de licenciatura, Instituto Politécnico Nacional.
- 66) Mendoza, M. J., Gutiérrez, C. A., Domínguez, L., (1997) **Determinación del Módulo Cortante Dinámico de Suelos en el Laboratorio (Columna Resonante) y en el Campo (Sonda Suspendida)**, Memoria del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Veracruz, México 1997.
- 67) Mendoza, L. M., Orozco C. (1998). **Técnicas Alternativas para la Determinación del Límite Líquido de Suelos**. Series del Instituto de Ingeniería #605, Mayo 1998.
- 68) Mesri, G. (1974), **Theory of Consolidated for Clays**, Journal of Geotechnical Division ASCE, Vol. 100, No. GT8, pp. 889-904.
- 69) Mesri, G. (1987), **The Fourth Law of Soil Mechanics: The Law of Compressibility**, Symposium Internacional de Ingeniería Geotécnica de Suelos Blandos, SMMS, México.

- 70) Mitchell, J. K. (1964), **Shearing Resistance of Soils as a Rate Process**, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 90, No. SM1, pp. 29-61.
- 71) Montañez, C. L., (1983). **Exploración con Cono Eléctrico en la Ciudad de México**", Tesis de Maestría. División de Estudios de Postgrado. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- 72) Mooser, F., (1974) **Mapa Geológico de la Cuenca de México y Zonas Colindantes**. Dirección General de Obras Hidráulicas, DDF
- 73) Mooser, F., (1978) **Geología del Relleno Cuaternario de la Cuenca de México**. Simposio de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, EL subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Área Urbana del Valle de México, 10 de Marzo de 1978.
- 74) Mooser, F., (1985). **Estudio Geológico del Valle de México**, trabajo no publicado.
- 75) Novello, E. A. And Johnston, I. W., (1995). **Geotechnical Materials and the Critical State**. Geotechnique, Vol XLV No 2.
- 76) Olson, Roy, E., **State of Art; Consolidation Testing**, Consolidation of Soils, Testing and Evaluation, Young and Townsend editors, ASTM STP 892.
- 77) Ovando, E y Romo, M. P., (1991), **Estimación de la Velocidad de Ondas S en la Arcilla de la Ciudad de México con Ensayos de Cono**, Revista Sismodinámica, 2, 107-123.
- 78) Pender, M. J., (1978). **A Model for the Behaviour of Overconsolidated Soil**, Geotechnique, 28-1, pp. 1-25.
- 79) Peralta, R., (1984). **Aspectos Microestructurales del subsuelo de la Ciudad de México**, Informe Interno del Instituto de Ingeniería, UNAM. Proy. 2549, febrero 1984.
- 80) Poskitt, T. J. (1969), **The Consolidation of Saturated Clay with Variable Permeability and Compressibility**, Geotechnique, London England, Vol. 19, No. 2, pp. 234-242.
- 81) Prevost, J. H. and Hoeg, K., (1975). **Soil Mechanics and Plasticity Analysis of Strain Softening**, Geotechnique, 25-2, pp. 279-297.
- 82) Prevost, J. H., (1978). **Plasticity for Soil Stress-Strain Behavior**, Journal Engineering Mechanical Division, ASCE, 104-5, pp. 1177-1194.
- 83) Prevost, J. H., (1978). **Anisotropic Undrained Stress-Strain Behavior of Clays**, Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE, 104-8, pp. 1075-1099.
- 84) Raymond, G. P. (1966a), **Laboratory Consolidation of Some Normally Consolidated Soils**, Canadian Geotechnical Journal, Canada, Vol. 3, No. 4, pp. 217-234.
- 85) Raymond, G. P. (1966b), **Consolidation of Slightly Overconsolidation Soils**, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, AASCE, Vol. 92, No. 15.
- 86) Reséndiz, D., (1970). **Las Relaciones Esfuerzo-Deformación de los Suelos: Una Revisión de Enfoques**, UNAM, Serie del Instituto de Ingeniería, No 247.
- 87) Reséndiz, D., J. A. Nieto y J. Figueroa (1967). **The Elastic Properties of Saturated Clays from Field and Laboratory Measurements**. Memories 3rd COPAMIF.
- 88) Reséndiz, D., G. Springall, J. M. Rodríguez Y R. Esquivel (1970), **Información Reciente Sobre las Características del Subsuelo y la Práctica de la Ingeniería de Cimentaciones en la Ciudad de México**. Memorias de la 5^a Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Tomo 1 SMMS México, Noviembre.
- 89) Richart, F. E., Hall, J. R. and Woods, R. D. (1970) **Vibrations of Soils and Foundations**, Prentice Hall, Inc., New Jersey.
- 90) Romo, M. P. (1991). **Comportamiento Dinámico de la Arcilla de la Ciudad de México y sus Reprecisiones en la Ingeniería de Cimentaciones**. Simodinámica, Vol pp. 125-143.
- 91) Romo, M. P., (1991). **Clay Behavior, Ground Response and Soil-Structure Interaction Studies in Mexico City**, State of the Art Paper, Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis Missouri, Vol 2, pp 1039-1051, April.
- 92) Romo, M. P., A. Jaime y D. Reséndiz., (1988). **General Soil Condition and Clay Properties in the Valley of México**., Earthquake Spectra, vol. 4 Núm. 4, November, 99731-752.
- 93) Romo, M. P., Ovando, S. E., (1989). **Effective Shear Strength from Undrained Tests**, Instituto de Ingeniería, serie E-59.

- 94) Roscoe, K. H., Shofield, A. N. and Thurairajah, A., (1963). **Yielding of Clays in States Wetter Than Critical**, *Geotechnique*, 13-3, 11-40.
- 95) Sanglerat, G., (1972). **Penetrometer and Soil Exploration**, Elsevier, Publishing Company, Amsterdam.
- 96) Santoyo, E., (1980). **Empleo del Cono Estático en un Túnel de la Ciudad de México**, Memorias X Reunión Nacional de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS, Morelia.
- 97) Santoyo, E., Lin, Xue, Rigng., Ovando, E., (1989). **El Cono en la Exploración Geotécnica**, TGC geotecnia.
- 98) Santoyo, E y Olivares, A., (1981). **Penetrómetro Estático para Suelos Blandos**, Series del Instituto de Ingeniería, No. 435, UNAM.
- 99) Santoyo, E, V., Reséndiz, D, N., (1969). **Una Cámara Triaxial de Precisión**. Series del Instituto de Ingeniería, No. 235, UNAM.
- 100) Schiffman, R. L., Ladd, C. C. and Chen, A. T. F. (1964), **The Secondary Consolidation of Clay**, Proc. Symp. Rheology Soil Mech. Grenoble, pp. 273-298.
- 101) Schmertmann, J. H., (1975). **Measurement of In Situ Shear Strength**, State of the Art Paper, Proceedings. CISMSP, ASCE, Raleigh, EUA, Vol. II, pag 57-138.
- 102) Schmertmann, J. H., (1978). **Guidelines for Cone Penetration Test Performance and Design**, Report FHWA-TS 78-209, US Department of Transportation, EUA.
- 103) Schmertmann, J. H. (1983), **A Simple Question about Consolidation**, ASCE, Journal of Geotechnical engineering Division, 17601, Jan. pp. 119-122.
- 104) Schofield and Wroth, (1968). **Critical State Soils Mechanics**, Ed. McGraw Hill
- 105) Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal, **"Manual de exploración geotécnica"**, 1988.
- 106) Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, E. M. and Tokimatsu, K., (1984). **Module and Damping factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils**, Report No. UCB/EERC-84/11, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- 107) Skempton, A. W., (1954). **The Pore Pressure Coefficients A and B**, *Geotechnique*, Vol. 4 No. 4.
- 108) Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, (1986), **Exploración Geotécnica**.
- 109) Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, (1989). **Simposio sobre Tópicos Geológicos de la Cuenca del Valle de México**.
- 110) Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, (1978). **Simposio sobre El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el área urbana del valle de México**.
- 111) Stoke, K. H. and Hoar, R. J., (1978). **Variable Affecting In Situ Seismic Measurements**, Proceeding of the ASCE, Conference on earthquake Engineering and Soil Dynamics, Geotechnical Engineering Division, Pasadena CA, June, pp. 19-21.
- 112) Sun, J. I., Golessorkhi, R. and Seed, H. B., (1988). **Dynamic Module and Damping Ratio for Cohesive Soils**, Report No. UCB/EERC-88/15, Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley.
- 113) Symes, M. J., Gens, A. & Hight, D. W., (1984). **Undrained Anisotropy and Principal Stress Direction Rotation**, *Geotechnique*, 34-1, 11-27.
- 114) Taboada, V. M., (1989). **Degradación de la Arcilla de la Ciudad de México por Carga Dinámica**, Tesis de Maestría, DEPMI, UNAM.
- 115) Tamez, E., Santoyo, E., Cuevas, A., (1992). **La Catedral y el Sagrario de la Ciudad de México; Corrección del Comportamiento de sus Cimentaciones**, VOLUMEN RAUL J. MARSAL, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- 116) Tamez, E., Santoyo, E., Meli, R., Sánchez R., López, F., C., Gutiérrez, E., Prieto, H., Padilla-Díaz, J., Zaldívar, S., (1995). **Catedral Metropolitana: Corrección Geométrica**, informe técnico, Asociación Amigos de la Catedral Metropolitana de México, A. C.
- 117) Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967). **Soil Mechanics in Engineering Practice**, 2nd edition, John Wiley & Sons, EUA.
- 118) Terzagui, Karl, (1943), **Theoretical Soil Mechanics**, John Wiley and Sons, Inc.

- 119) TGC Geotecnia, (2000). **Trabajos de Exploración Geotécnica en las Instalaciones de SCT, Av. Universidad y Xola, México, D. F.**, Reporte para Instituto de Ingeniería, UNAM.
- 120) Vesic, A., (1972). **Excavation of Cavities in Infinite Soil Mass**", JSMFD SM3
- 121) Vucetic, M. and Dobry, R., (1991). **Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response**, Journal of Geotechnical Engineering, Vol 117-1 pp 89-107.
- 122) Wahls, Harvey E. (1962), **Analysis of Primary and Secondary Consolidation**, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 88, SM^, 207-231.
- 123) Wilson, S. D. and Dietrich, D. J., (1960). **Effect of Consolidation Pressure on Elastic and Strength of Cohesive Soils**, ASCE, pp. 419-435.
- 124) Woods, R. D., (1978). **Measurement of Dynamic Soil Properties**, State of the Art Report: Proceeding of the ASCE, Geotechnical Engineering Division Conference, Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Pasadena Cal. Vol 1, pp 91-178.
- 125) Woods, R. D., (1994). **Borehole Methods in Shallow Seismic Exploration: Geophysical Characterization of Sites**, Volume prepared by ISSMFE, Technical Committee #10, XIII ICSMFE, New Delhi, India, Richard Woods, Editor, pp. 91-100.
- 126) Wu, T. H., Reséndiz, D. and Neukirchner, R. J. (1966), **Analysis of Consolidation by Rate Process Theory**, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division ASCE, pp. 229-248
- 127) Xiangyue, Li., (1985). **Influencia de los Incrementos de Esfuerzo**, Tesis de maestría DEPMI, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.
- 128) Zeevaert, L., (1953). **Outline of the Stratigraphical and Mechanical Characteristics of the Basin of the Valley of México**. IV Congress INQUIA, Roma, Italy.
- 129) Zeevaert, L., (1973). **Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions**, Van Nostrand Reinhold Co. EUA.
- 130) Ohya, (1984)
- 131) www.cedex.es/lq

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN