

39
2ej-



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

CAMPUS ACATLÁN

"EFECTOS DE LA INYECCIÓN EN LA
COMPRESIBILIDAD DE LAS ARCILLAS DEL
VALLE DE MÉXICO "

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A:
LORENA VEGA MUÑOZ

DIRECTOR DE TESIS:
DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY



Acatlán, Edo. de Mex., 1998

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

264883



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

SRITA. LORENA VEGA MUÑOZ.

ALUMNA DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL.

PRESENTE.

En atención a su solicitud presentada con fecha de 20 de marzo de 1998, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa aprobó el tema que propuso, para que lo desarrolle como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"EFECTOS DE LA INYECCIÓN EN LA COMPRESIBILIDAD DE LAS ARCILLAS DEL VALLE DE MÉXICO".

INTRODUCCIÓN.

1. ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL VALLE DE MÉXICO.
 2. CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL EN ARCILLAS.
 3. AGRIETAMIENTO DE SUELOS POR INYECCIÓN.
 4. ENSAYES DE LABORATORIO.
 5. ANÁLISIS DE RESULTADOS.
- CONCLUSIONES.

Asimismo fue designado como asesor de tesis el DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY, pido a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Esta comunicación deberá publicarse en el interior del trabajo profesional.

ATENTAMENTE.

" POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU "
Acatlán Edo. de México a 7 de julio de 1998.

Ing. Enrique del Castillo Fragoso
Jefe del Programa

DEDICATORIAS

*A Dios,
por su bondad*

*A mis padres: Carmen y José,
por regalarme la vida.*

*A mis hermanos: Guille, Pepe,
Martha, Angélica y Sandra,
por creer en mí.*

*A mis amigos: Ma. Luisa,
Fernando e Ismael,
por su amistad.*

*A Oscar Hernández M.,
por su incondicional apoyo.*

AGRADECIMIENTOS

En el Instituto de Ingeniería, UNAM

Al Dr. Efraín Ovando Shelley, por su gran apoyo como director de tesis y por su amistad.

Al Sr. Guillermo Hiriart, por sus enseñanzas en el laboratorio de Mecánica de Suelos.

A mis amigos, por alentarme a seguir adelante.

En la Facultad de Arquitectura, UNAM

Al Dr. Fernando Greene Castillo, por la beca otorgada para iniciar este trabajo.

Al Arq. David Nava Díaz, por colaborar en la edición de esta tesis.

En la empresa TGC Geotecnia

Al M en I. Enrique Santoyo Villa, por las facilidades brindadas para realizar esta investigación.

Al Dr. Enrique Tamez González, por sus aportaciones teóricas.

Al M en I. Oscar A. Cuanalo Campos, por su asesoría.

Al Sr. Ricardo Martínez Vargas, por su valiosa ayuda y su amistad.

En la ENEP Acatlán

Al Ing. Jorge Flores Núñez, por su interés en la formación de profesionistas.

ÍNDICE	pág.
INTRODUCCIÓN	1
1 ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL VALLE DE MÉXICO	
1.1 Antecedentes geológicos	3
1.2 Zonificación geotécnica	8
1.2.1 Zona de lomas	8
1.2.2 Zona de lago	11
1.2.3 Zona de transición	13
1.3 Características generales de las arcillas del valle de México	14
1.4 Hundimiento regional	16
2 CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL EN ARCILLAS	
2.1 Introducción	20
2.2 Consolidación unidimensional	20
2.3 Fases de la consolidación	26
2.3.1 Deformación inicial	26
2.3.2 Consolidación primaria	26
2.3.3 Consolidación secundaria	28
2.4 Carga de preconsolidación	30
2.5 La prueba de consolidación unidimensional	30
2.5.1 Parámetros de la ecuación de consolidación	33
2.6 La teoría de consolidación y el hundimiento regional de la ciudad de México	35
2.6.1 Piezometría del valle de México	35
3 AGRIETAMIENTO DE SUELOS POR INYECCIÓN	
3.1 Introducción al problema del agrietamiento	37
3.2 Fracturamiento inducido por inyecciones en suelos	40
3.2.1 Consideraciones generales	40
3.2.2 Análisis del fracturamiento inducido en suelos cohesivos	41
3.2.3 Fracturas inducidas en un macizo con esfuerzos orogénicos o externos	41
3.2.3 Mecánica de fracturas	42

4 ENSAYES DE LABORATORIO

4.1 Materiales ensayados	47
4.2 Tipos de pruebas	48
4.3 Equipo	49
4.4 El programa de ensayos de laboratorio	51
4.4.1 Técnicas de inyección	51
4.4.2 Etapas del programa experimental de laboratorio	57

5 ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 Presentación de los resultados experimentales	58
5.1.1 Ensayes en muestras formadas con el procedimiento #1	59
5.1.2 Ensayes en muestras formadas con el procedimiento #2	64
5.1.3 Ensayes en muestras formadas con el procedimiento #3	64
5.1.4 Ensayes en muestras formadas con el procedimiento #4	71
5.1.4.1 Variación de la carga de preconsolidación en función del porcentaje de lodo inyectado	
5.1.4.2 Variación de la permeabilidad en función del porcentaje de lodo inyectado	
5.1.5 Ensayes en muestras formadas con el procedimiento #5	76
5.2 Modelo para interpretar los resultados experimentales	79
5.3 Interpretación de los resultados experimentales	82
5.4 Criterios para la aplicación práctica de los resultados experimentales	87

CONCLUSIONES

90

BIBLIOGRAFÍA

93

GLOSARIO

95

INTRODUCCIÓN

Desde el punto de vista geotécnico, una de las características más importantes de la ciudad de México es que buena parte de la zona urbana se desplanta sobre depósitos lacustres, constituidos por secuencias de estratos arcillosos blandos intercalados con capas y lentes duras, cuyas propiedades y comportamiento son objeto de constantes investigaciones.

Las arcillas que subyacen al valle de México son altamente compresibles ya que se trata de suelos muy porosos, cuyos huecos están casi totalmente ocupados por agua con sales disueltas en diversas proporciones. La compresibilidad de una arcilla depende del origen y las características físico-químicas de sus partículas sólidas y de las del líquido que ocupe sus poros; asimismo, está determinada por el proceso mediante el cual se sedimentó. Además, depende de la historia y el nivel de las sobrecargas inducidas dentro de la masa arcillosa: a mayores esfuerzos aplicados, menor compresibilidad.

La alta compresibilidad de estas arcillas da lugar a que los edificios construidos sobre ellas sufran asentamientos de gran magnitud. Si las cargas impuestas por las construcciones no se distribuyen uniformemente o si la compresibilidad del subsuelo presenta variaciones, los edificios sufrirán hundimientos diferenciales. Estos últimos son los que ocasionan el mayor daño y deterioro y es frecuente ver construcciones severamente afectadas por los hundimientos diferenciales en la ciudad de México, principalmente en su Centro Histórico.

Un enfoque para reducir los efectos nocivos de los asentamientos diferenciales consiste en modificar las propiedades mecánicas de las arcillas con el objeto de uniformar los hundimientos superficiales, lo que se puede lograr reduciendo la compresibilidad de estos materiales. Una manera de alcanzar dicho objetivo es colocar dentro de la masa arcillosa elementos rígidos como pilotes; sin embargo, esta solución no es viable muchas veces tanto económica como prácticamente. Otra posibilidad de rigidizar el suelo es

inyectar un fluido fraguante que produzca el endurecimiento de la masa inyectada, es decir, al fraguar el fluido inyectado, la compresibilidad de la arcilla sometida a este tratamiento se reducirá. Aplicándolo selectivamente en zonas de alta compresibilidad y en las profundidades en donde el tratamiento resulta más efectivo, se puede minimizar la magnitud de los asentamientos superficiales que se generan en una estructura, sean estos debidos a la consolidación del subsuelo por su peso propio o por los efectos del hundimiento regional.

A la difícil naturaleza del subsuelo del valle de México se sumó, a mediados del siglo pasado, el problema del hundimiento regional, desencadenado por la perforación de pozos para la extracción de agua y acentuado por la demanda de agua generada por el crecimiento desmedido de la ciudad. El hundimiento regional daña a muchos edificios, no sólo del Centro Histórico, sino también a aquellos cercanos a pozos de bombeo. Los efectos del fenómeno se manifiestan con desplomos y agrietamientos, cuya consecuencia es la reducción en la seguridad estructural de muchas construcciones, sin excluir valiosos monumentos del patrimonio cultural.

El hundimiento sufrido en la ciudad ha sido estudiado desde principios de siglo por muchos investigadores que han seguido detalladamente su evolución y cuyos esfuerzos se han encaminado, por una parte a definir las causas que lo originan y por otra, a establecer soluciones tanto económica como técnicamente admisibles.

El Instituto de Ingeniería de la UNAM participó junto con la Facultad de Arquitectura en un proyecto de investigación con el objetivo de establecer una solución al problema de hundimientos diferenciales que se han manifestado en la Facultad de Estudios Superiores (FES) de Zaragoza, en particular, su edificio de Gobierno. Tomando en cuenta la historia y la evolución de los asentamientos diferenciales que ha sufrido el edificio de Gobierno de la FES Zaragoza así como las condiciones geotécnicas locales se decidió ensayar la inyección de un fluido fraguante como método para uniformar y reducir sus asentamientos.

El objetivo de esta tesis es presentar los resultados de un programa experimental de laboratorio que se llevó a cabo en el Instituto de Ingeniería con el propósito de demostrar que la inyección de un mortero en un material arcilloso típico del valle de México, es útil para disminuir su compresibilidad.

Cualitativamente, los resultados de este trabajo no sólo son aplicables al caso del edificio de Gobierno de la FES Zaragoza. Por sus implicaciones dichos resultados permitirán orientar el uso de la técnica de inyección de suelos para corregir o mitigar los efectos de los hundimientos diferenciales que se observan en muchas otras estructuras. Esta técnica resulta particularmente atractiva para mejorar las condiciones de estabilidad de muchos de los monumentos que forman parte del acervo histórico-arquitectónico de la ciudad de México.

1 ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL VALLE DE MÉXICO

1.1 Antecedentes geológicos

El geólogo Mooser explica la génesis de la cuenca del valle de México, con eventos que ocurrieron hace 700 mil años (formación de lagos, acarreo de suelos, erupciones volcánicas y variaciones notables de clima), que dieron lugar a la complejidad estratigráfica que se observa en diferentes puntos del valle (Mooser, 1988). A continuación se resumen los conceptos de Mooser a este respecto.

La naturaleza de los depósitos de suelo de la cuenca se explica a partir de tres marcos de referencia:

- geológico general
- paleoclimático
- vulcanológico

Marco geológico general

Según Mooser la cuenca de México se asemeja a una enorme presa azolvada: al sur, la sierra del Chichinautzin representa la cortina; los rellenos en la parte superior son las arcillas lacustres y en la parte inferior los clásticos debidos a la acción de ríos, glaciares y volcanes (fig 1.1).

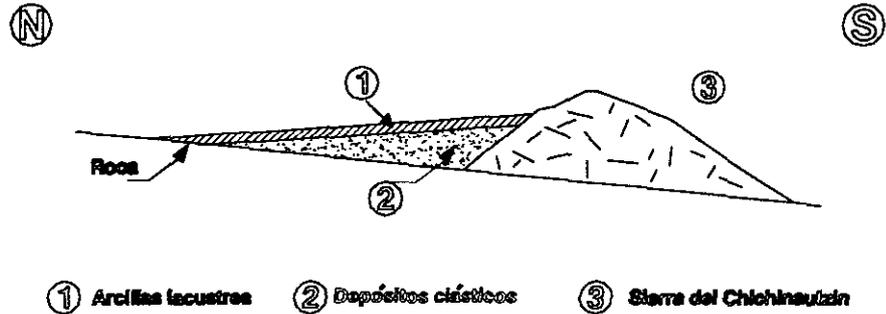


Fig 1.1 Esquema geológico general del valle de México

Marco paleoclimático

Durante el plioceno, en la tierra dominaba un clima cálido y a menudo desértico que cambió a los climas extremos del pleistoceno (hace dos millones de años, aproximadamente). Ocurrieron lapsos de climas fríos durante los cuales se formaron glaciares y lapsos de climas cálidos (períodos interglaciares). En los primeros el nivel del mar descendió hasta 90 m con respecto al nivel actual y en los segundos descendió hasta los 25 m. Esta variación climática terminó hace diez mil años aproximadamente con el inicio del holoceno o reciente que es un período de clima moderado tendiendo a caliente. En la fig 1.2 se resumen las interpretaciones que se han dado a este proceso geológico y se aclara la formación de los suelos lacustres del Valle.

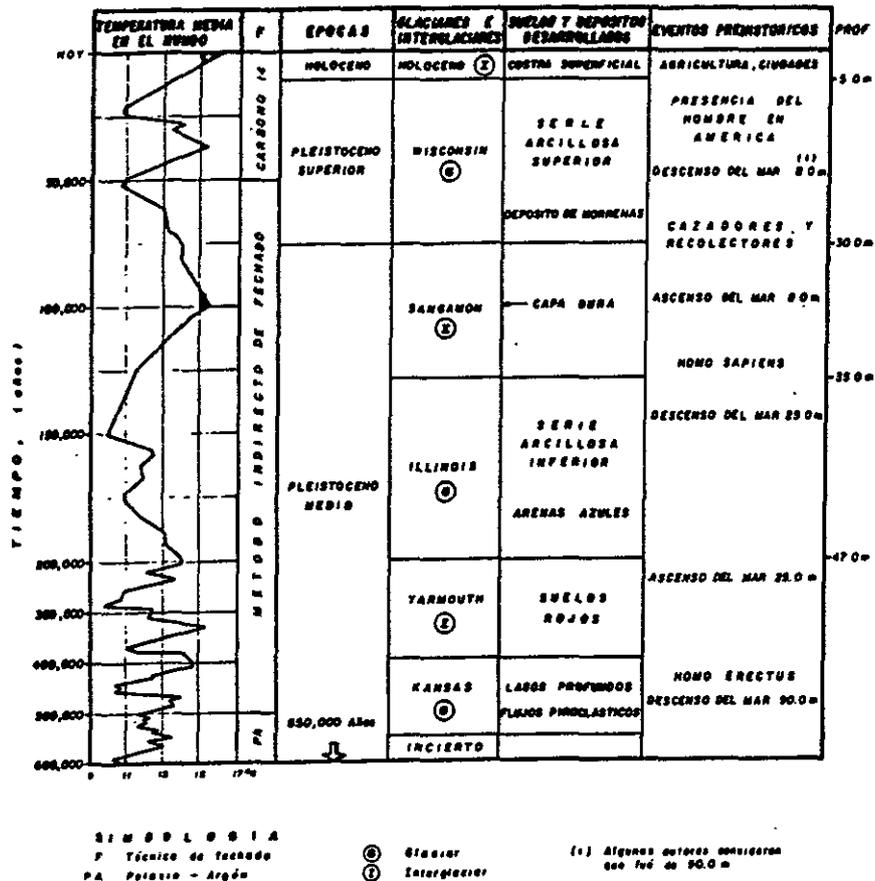


Fig 1.2 Eventos geológicos ambientales durante el Holoceno y Pleistoceno

Marco vulcanológico

Indica que los materiales contenidos en la cuenca del valle de México pueden ser de origen volcánico, de tipo directo o indirecto. El primer caso corresponde a los extensos abanicos volcánicos, conocidos como zona de lomas, ya que su formación se debe a lavas, lahares y otros piroclastos. Los materiales de origen volcánico indirecto se llaman así porque el viento transportaba los finos polvos volcánicos a grandes distancias. Si el depósito se daba en laderas, con el tiempo se formaban tobas amarillas (material abundante en el lomerío) y si sucedía en lagos, el resultado era un material arcilloso. Los deshielos observados al final de los períodos glaciales dieron lugar a la formación de ríos caudalosos, que a su vez, depositaron materiales al pie de las lomas y construyeron abanicos aluviales.

Estratigrafía general

En el valle de México se distinguen tres tipos de depósitos: los que se encuentran en la planicie del valle, o de *lago*, la secuencia estratigráfica que rodea al lago, o las *lomas* y los depósitos que separan las dos zonas mencionadas conocidos como la *transición*.

La cuenca cerrada del valle formaba un lago que, dependiendo del clima dominante, se formaba (clima frío), o bien, desaparecía (clima caliente). El resultado de estas oscilaciones climáticas fue el depósito de material arcilloso, en la parte central del lago, que subsistía a pesar de las sequías. Por el contrario, en las partes marginales, las arcillas lacustres se intercalaban con suelos secos.

Mooser ha definido la geología climática de estos depósitos, es decir, ha interpretado las edades geológicas y las correlaciones estratigráficas entre la planicie y las secuencias volcánicas de las lomas al poniente de la ciudad (fig 1.3).

A medida que los depósitos lacustres se acercan al pie de las lomas, se intercalan con limos, arenas e incluso gravas y boleas, en la zona de transición. Las aportaciones fluviales de las lomas se depositan en el quiebre morfológico lomas - planicie (fig 1.4).

Por último, en las lomas se distinguen algunos fenómenos geológicos importantes (fig 1.5):

- la erosión de depósitos, que propicia la formación de barrancas
- el depósito de morrenas en dichas barrancas, y
- el relleno parcial de las barrancas con clásticos de nuevas erupciones.

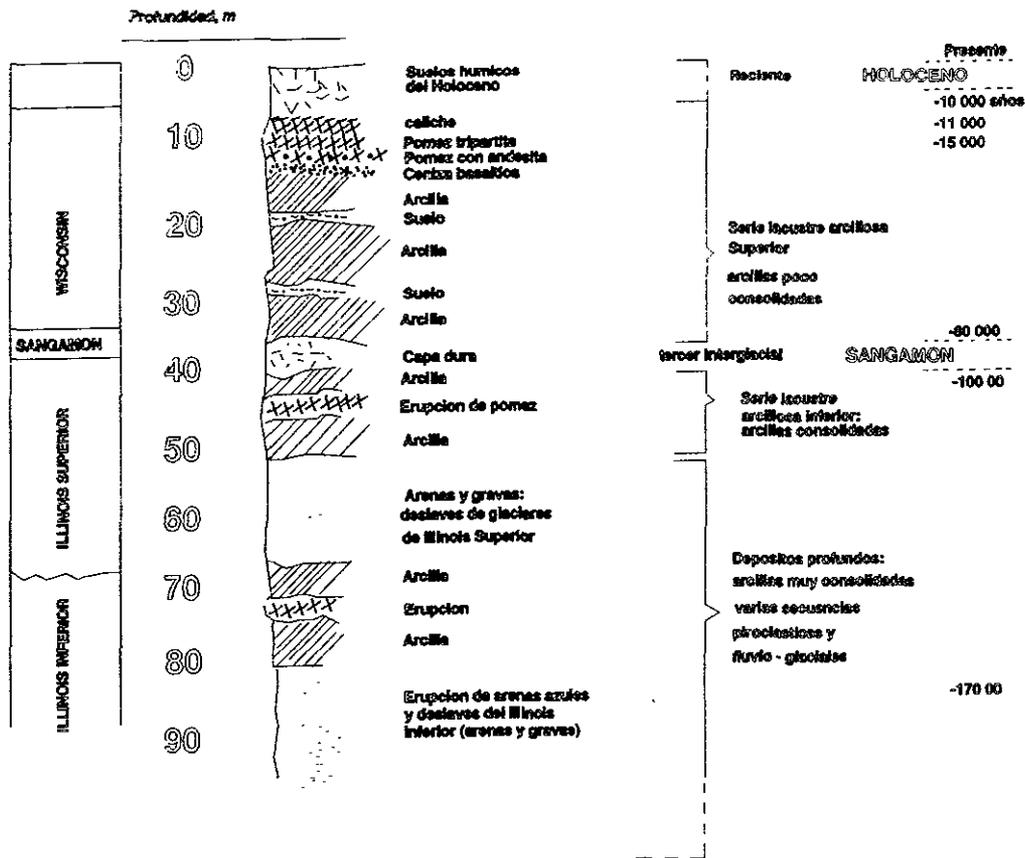


Fig 1.3 Estratigrafía de la planicie lacustre, ciudad de México

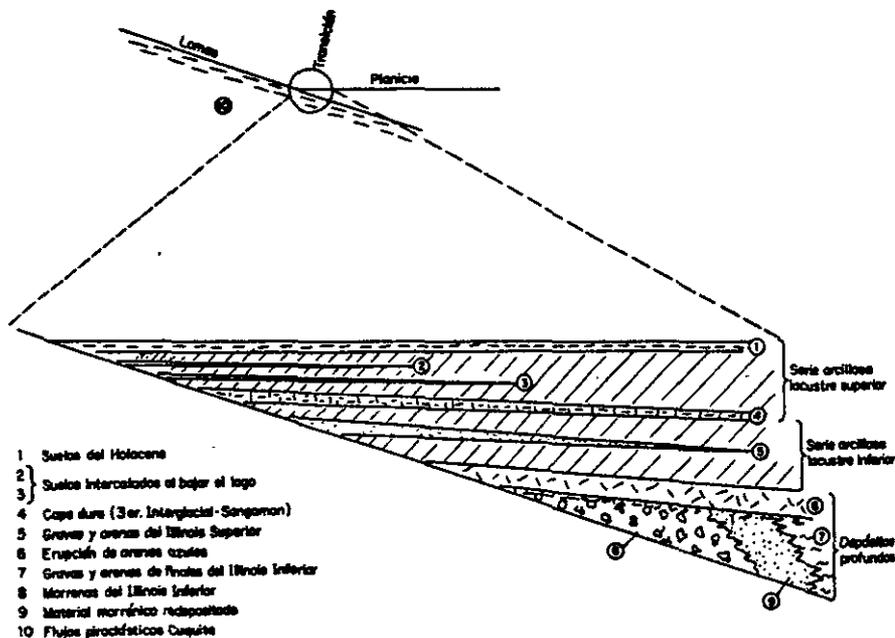


Fig 1.4 Estratigrafía de la zona de transición

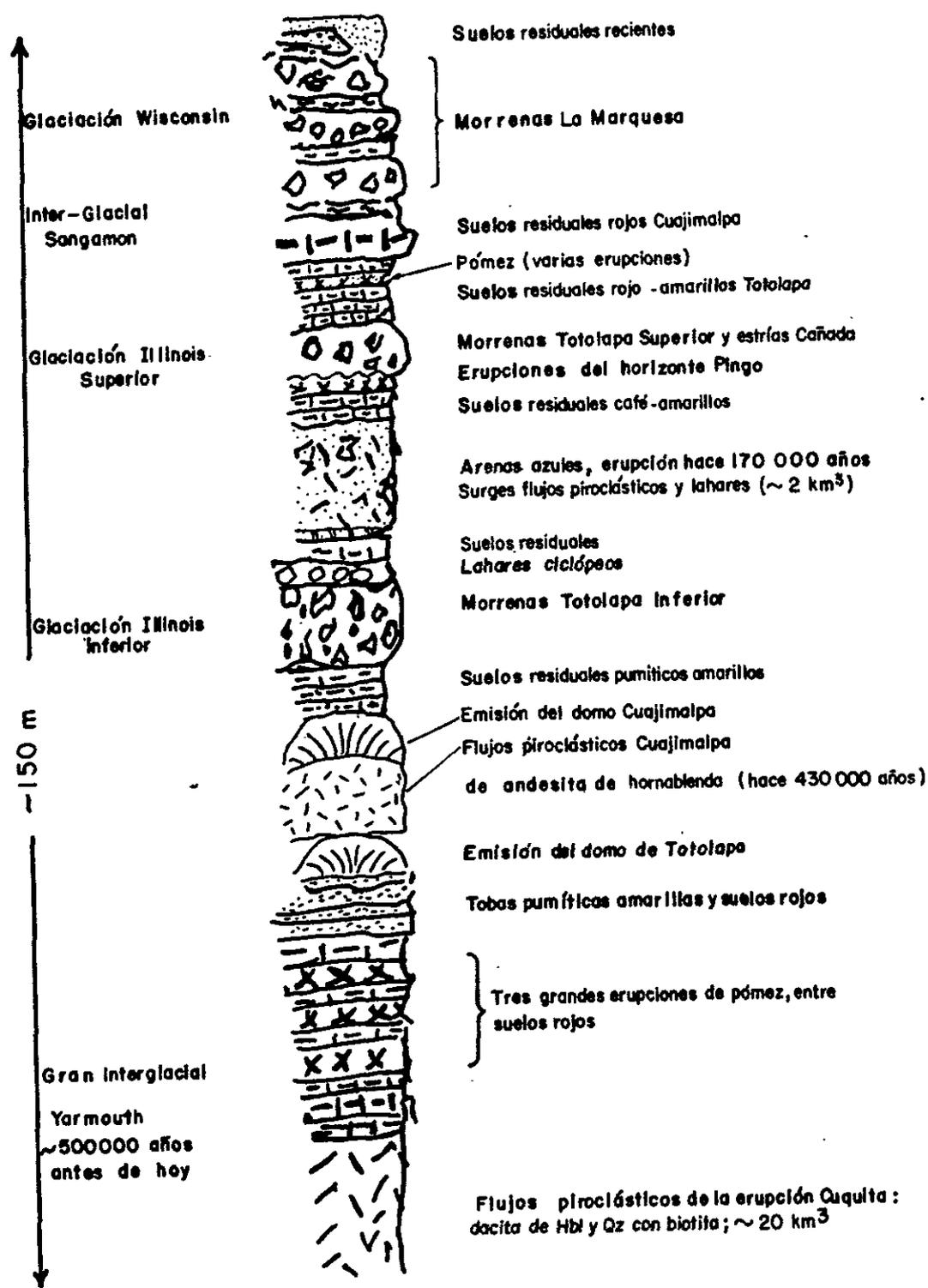


Fig 1.5 Estratigrafía de las lomas

1.2 Zonificación geotécnica

Hasta el año de 1940 el conocimiento que se tenía de la composición y las propiedades del subsuelo, en la zona urbanizada del valle, era fragmentario y empírico. Sin embargo, los estudios realizados por Marsal y Mazari, que incluyen trabajos de exploración y de laboratorio, permitieron conocer con cierta precisión la estratigrafía y propiedades mecánicas del subsuelo, en la zona céntrica de la ciudad de México hasta profundidades de 50 a 100 m bajo el nivel del terreno.

Como resultado de lo anterior, en 1952 se llevó a cabo el primer intento de zonificar el área urbana, de acuerdo con las características geológicas y con las propiedades de compresibilidad y resistencia de los depósitos típicos de la cuenca: lacustres, aluviales y volcánicos. Posteriormente, en 1970, se realizó una actualización geotécnica con motivo de los daños causados por el sismo de 1957 que extendió y perfeccionó la información conocida del subsuelo, hasta entonces.

Después del terremoto de 1985 la zonificación se amplió a terrenos urbanizados en las dos últimas décadas, al sur y oriente del valle de México. Actualmente se distinguen tres zonas (fig 1.6):

- de lomas
- de transición, y
- de lago

1.2.1 Zona de lomas

Está formada por las serranías, que limitan la cuenca: sierra de Guadalupe, sierra de las Cruces y sierra del Chichinautzin (fig 1.7). Los materiales que predominan en esta zona se caracterizan por ser poco compresibles y de alta resistencia al corte como: tobas de cementación variable, depósitos glaciales y suelos aluviales.

La Sierra de Guadalupe forma parte del límite septentrional del área urbana, se caracteriza por la presencia de materiales como rocas volcánicas, dacíticas y andesíticas y se integra, de poniente a oriente, de tres partes:

- la caldera de Atizapán de Zaragoza
- la pequeña sierra de Barrientos, y
- la elevada sierra de Guadalupe

En la zona poniente se localiza la Sierra de las Cruces que se extiende en dirección NNW, desde la Sierra de Zempoala en el sur hasta la Sierra de la Bufa en el norte. Esta sierra representa, geológicamente, una hilera de elevados escudo - volcanes, flanqueados al poniente y oriente por abanicos volcánicos, compuestos de material piroclástico y sus derivados, además de suelos y depósitos fluviales. Las erupciones entrelazadas de cada uno de estos aparatos volcánicos son parte de lo que hoy se conoce como formación Tarango (término utilizado desde 1950) y dieron lugar a los siguientes elementos litológicos:

- *Horizontes de cenizas volcánicas*: producto de erupciones violentas, que formaron tobas cementadas depositadas a decenas de kilómetros de distancia del cráter.
- *Capas de erupciones pumíticas*: producto de una actividad volcánica mayor, depositadas como lluvia en capas de gran uniformidad hasta lugares muy distantes del cráter.

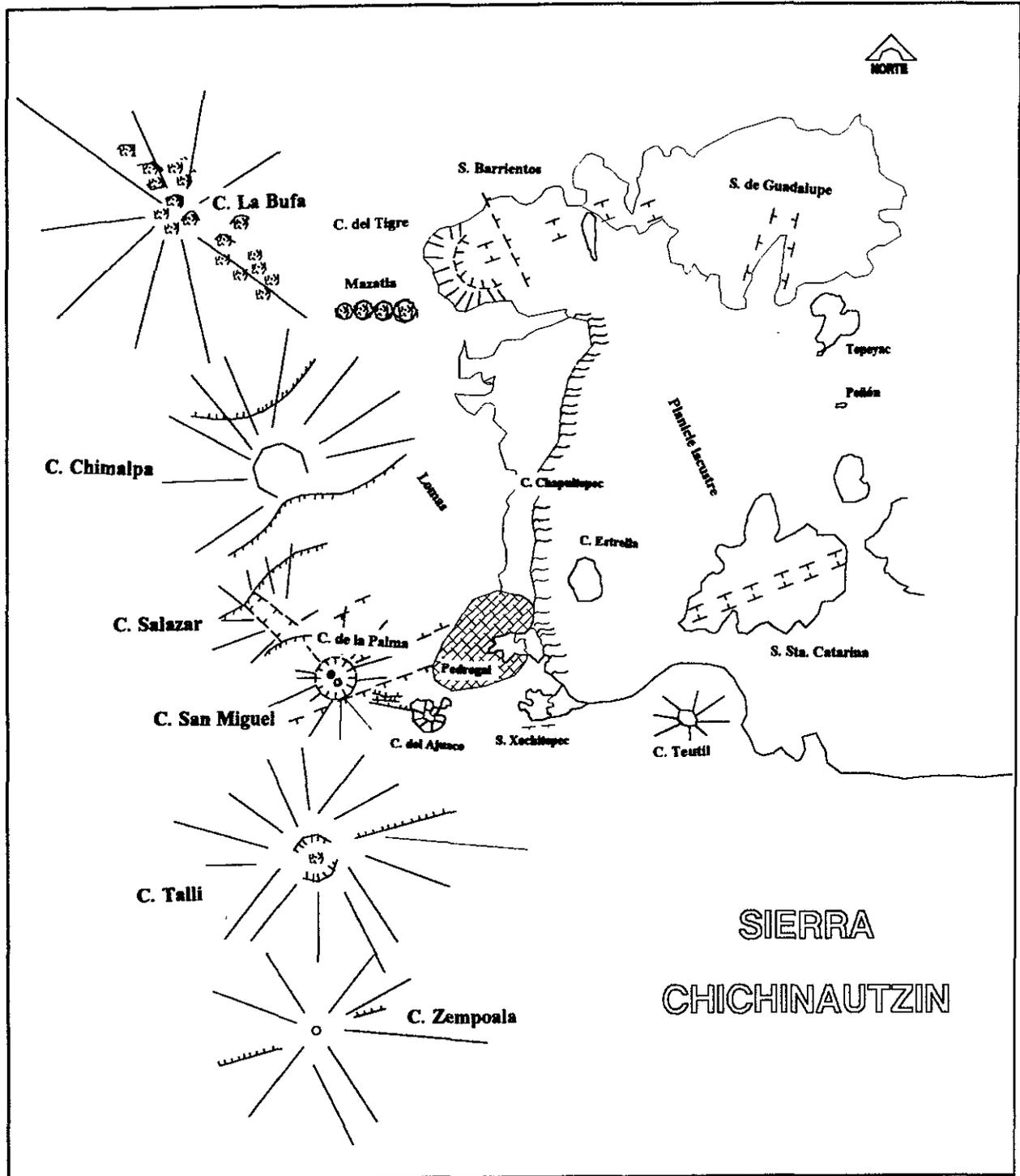


Fig 1.7 Sierras que circundan el valle de México

- *Lahares*: acumulaciones caóticas de material piroclástico, arrastrado lentamente por corrientes que generaba la lluvia torrencial inmediata a la erupción.
- *Lahares calientes*: debidas a corrientes impulsadas y lubricadas por gases calientes. Un ejemplo de estos depósitos son las arenas y gravas azules.
- *Depósitos fluvio-glaciales*: producto del arrastre del agua que se derrite y sale del glacial.

- *Depósitos fluviales estratificados*: correlacionables con la formación clástica aluvial del relleno de la cuenca de México.
- *Suelos*: producto de la alteración de las distintas unidades litológicas, de cenizas y acumulaciones de polvo eólico. Son de color rojo y gris, asociados a climas húmedos y áridos, respectivamente.

En la zona de lomas, es común encontrar rellenos no compactados utilizados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar accesos y galerías de minas antiguas. Estos materiales presentan condiciones irregulares de compacidad y cementación, que originan el desarrollo de mecanismos de falla dirigidos principalmente al NE, dirección que mantiene la mayoría de las barrancas de la zona.

1.2.2 Zona de lago

Esta zona se ubica al oriente de la ciudad, antiguamente estuvo ocupada por el lago Texcoco, y se caracteriza por los grandes espesores (de 50 a 60 m) de arcillas blandas de alta compresibilidad que subyacen a una costra endurecida superficial.

El origen de estos depósitos se debe a la sedimentación y alteración fisicoquímica de materiales aluviales y cenizas volcánicas, a los períodos de sequía que sufrió el antiguo lago, propiciando que su nivel bajara y se formaran costras endurecidas por el secado solar y a la actividad volcánica que cubrió la cuenca con mantos de arenas.

Todo este proceso dio lugar a una secuencia estratigráfica ordenada: arcillas blandas separadas por lentes duros de limos y arcillas arenosas separadas por costras secas de arenas basálticas. El espesor de las lentes varía de acuerdo con la topografía del lago; es decir, en las orillas del vaso aumenta y hacia el centro, dichas lentes disminuyen hasta desaparecer. Por otra parte, las propiedades mecánicas de estos materiales han evolucionado a lo largo del tiempo, debido a los procesos de consolidación que a continuación se explican.

Consolidación natural: se debe al peso propio del suelo, exceptuando las costras duras, que se preconsolidaban por la deshidratación solar que les afectaba. Sin embargo, la masa de suelo predominante fue blanda y normalmente consolidada.

Consolidación inducida: se relaciona con la aplicación de sobrecargas debidas a la existencia de edificaciones en la zona lacustre del valle de México, desde la antigua Tenochtitlan hasta la actual ciudad; esto ha inducido un proceso de consolidación complejo en el suelo.

Por otra parte, la zona de lago se ha dividido atendiendo a la importancia relativa de dos factores:

- el espesor y propiedades de la costra superficial, y
- la consolidación inducida en cada sitio

De manera que las tres subzonas que integran la zona de lago son:

- lago virgen
- lago centro I
- lago centro II

Lago virgen

Corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación. Sin embargo, el desarrollo de esta zona, debido al crecimiento de la población, ha incrementado las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo. En la tabla 1 se presentan las propiedades medias de los estratos.

Tabla 1 Estratigrafía y propiedades, Lago virgen (Manual de exploración geotécnica, 1988)

ESTRATO*	ESPEJOR (m)	γ (t/m ³)	c (t/m ²)	ϕ (°)
Costra superficial	1.0 a 2.5	1.4	1.0	20
Serie arcillosa superior	38 a 40	1.15	0.5 a 1.0	-
Capa dura**	1.0 a 2.0	-	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	15 a 30	1.25	3.0 a 4.0	-

* En orden de aparición a partir de la superficie

** La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU

NOTA: γ = peso volumétrico material; c = cohesión; ϕ = ángulo de fricción

Lago centro I

Asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló a partir de principios de este siglo. Esta región ha estado sujeta a las sobrecargas debidas a las construcciones pequeñas y medianas. Las propiedades mecánicas del subsuelo en esta subzona representan una condición intermedia entre los lagos virgen y centro II. En la tabla 2 se presentan las características propias de esta zona.

Tabla 2 Estratigrafía y propiedades, Lago centro I

ESTRATO	ESPEJOR (m)	γ (t/m ³)	c (t/m ²)	ϕ (°)
Costra superficial	4.0 a 6.0	1.6	4.0	25
Serie arcillosa superior	20 a 30	1.2	1.0 a 2.0	-
Capa dura*	3.0 a 5.0	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	8 a 10	1.3 a 1.35	5.0 a 8.0	-

* La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU

NOTA: γ = peso volumétrico material; c = cohesión; ϕ = ángulo de fricción

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, por lo que aquí se encuentran condiciones extremas, tales como:

- arcillas demasiado consolidadas debido a los rellenos y a las grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales
- arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos periodos de tiempo
- arcillas muy blandas localizadas en los cruces o a lo largo de antiguos canales

Por otra parte, el intenso bombeo para surtir de agua a la ciudad induce un efecto de consolidación en los estratos de arcilla. Esto se refleja en el aumento de la resistencia del suelo. En la tabla 3 se resumen las características de esta subzona.

Tabla 3 Estratigrafía y propiedades, Lago centro II

ESTRATO	ESPEJOR (m)	γ (t/m ³)	c (t/m ²)	ϕ (°)
Costra superficial	6 a 10	1.7	4.0	25
Serie arcillosa superior	20 a 25	1.3	3.0	-
Capa dura*	3.0 a 5.0	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	6.0 a 8.0	1.3 a 1.4	6 a 12	-

* La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU

NOTA: γ = peso volumétrico material; c = cohesión; ϕ = ángulo de fricción

1.2.3 Zona de transición

Los depósitos que separan las zonas de lago y de lomas, conocidos como la transición, forman una franja que separa los suelos lacustres de las sierras que rodean al valle y de los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona del lago. La característica principal de esta zona es la secuencia variable de estratos aluviales intercalados con arcillas blandas.

De acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago y la frecuencia de los depósitos, se generaron dos tipos de transiciones: interestratificada y abrupta.

Interestratificada del poniente

Se observa en los suelos que tuvieron su origen al pie de las barrancas, donde se acumularon los acarreo fluviales que descendieron de las lomas a la planicie. Esta franja se extiende formando intercalaciones de arcillas lacustres con arenas y gravas de río; el espesor de estas capas depende de las transgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago.

La frontera entre las zonas de transición y del lago se definió donde desaparece la serie arcillosa inferior (donde la capa dura está a 20 m de profundidad, respecto al nivel medio de la planicie, aproximadamente). Esta transición se encuentra dividida, en función de la cercanía a las lomas y del espesor de suelos relativamente blandos, en dos subzonas: transición alta y baja.

Transición alta: esta subzona se encuentra más próxima a las lomas y presenta irregularidades estratigráficas que son producto de los depósitos aluviales cruzados, cuya frecuencia y disposición depende de su cercanía con las antiguas barrancas. La tabla 4 muestra las características comunes de dicha estratigrafía.

Tabla 4 Estratigrafía y propiedades, Transición alta

ESTRATO	ESPEJOR (m)	γ (t/m ³)	c (t/m ²)	ϕ (°)
Costra superficial	8 a 10	1.6	10	20
Suelos blandos	4.0 a 6.0	1.3	5.0	-

NOTA: γ = peso volumétrico material; c = cohesión; ϕ = ángulo de fricción

Transición baja: es la región vecina a la zona del lago, aquí la serie arcillosa superior está intercalada por estratos limoarenoso de origen aluvial, depositados durante las regresiones del antiguo lago. Ese proceso dio origen a una estratigrafía compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales varían significativamente en distancias cortas.

Abrupta cercana a los cerros

Es la transición que se localiza entre los cerros que sobresalen de la cuenca y los depósitos lacustres; se caracteriza porque los depósitos fluviales son prácticamente nulos y las arcillas lacustres están en contacto con la roca (fig 1.8)

La estratigrafía típica de esta subzona consiste de la serie arcillosa lacustre interrumpida por numerosas lentes duras (materiales erosionados de los cerros vecinos). Ejemplos de la transición abrupta se observan en: el peñón de los Baños, el peñón del Marqués, el cerro del Estrella, y el cerro del Tepeyac.

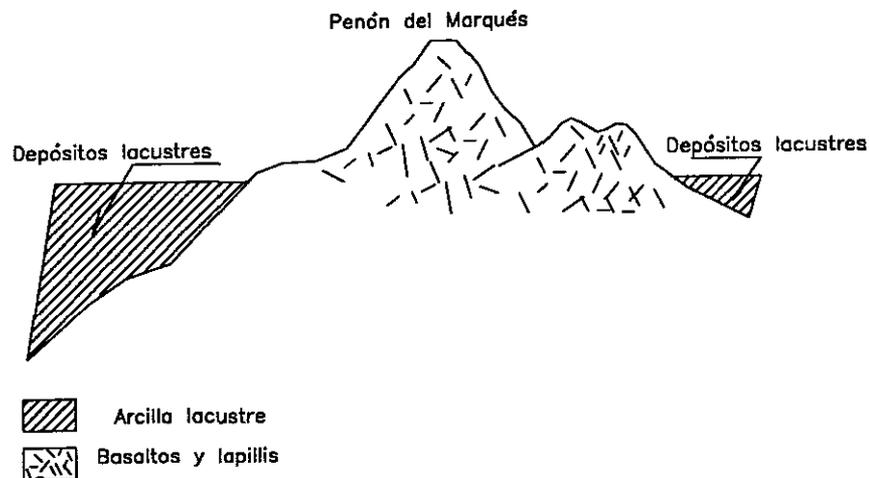


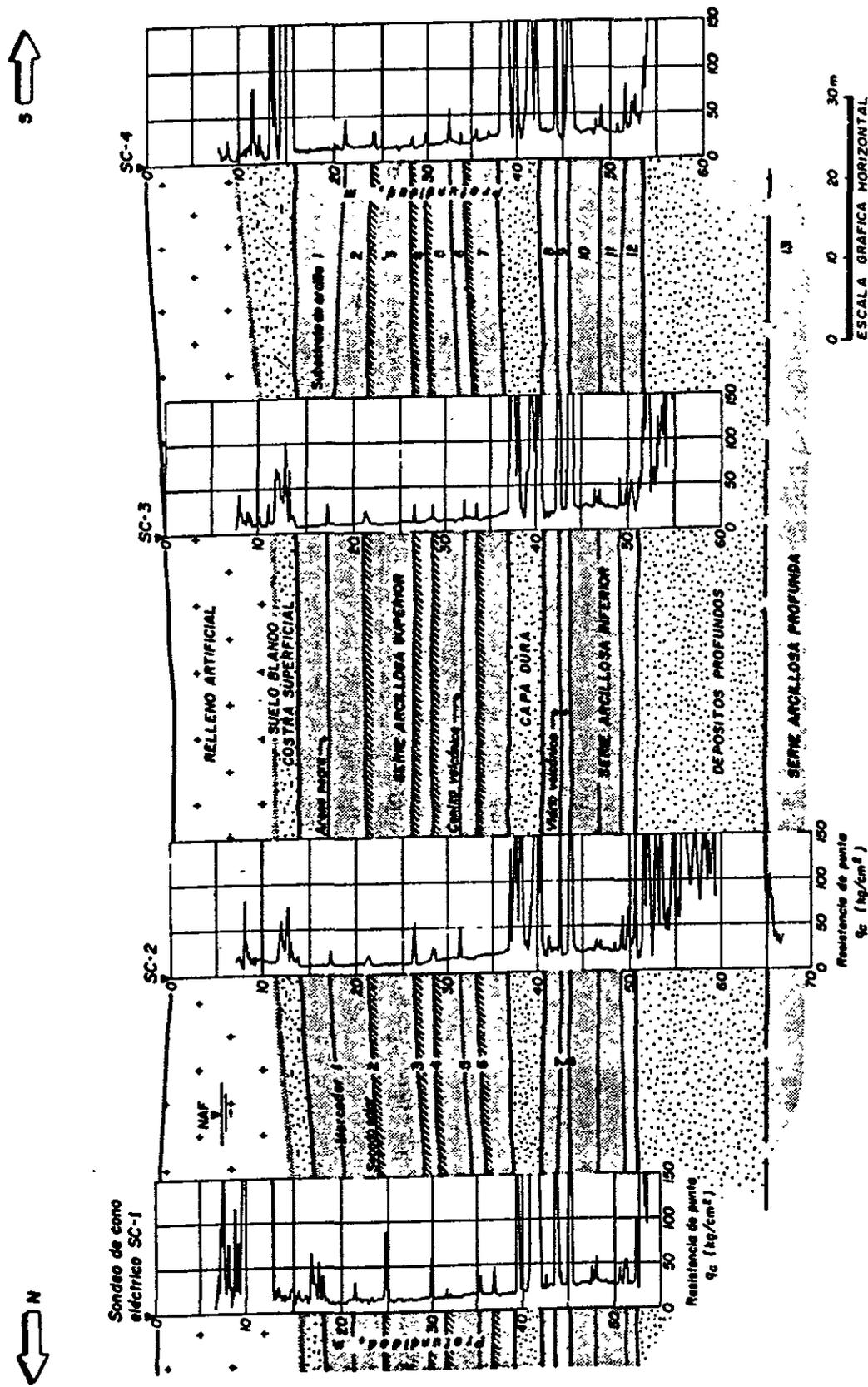
Fig 1.8 Transición abrupta de islote a depósitos lacustres

1.3 Características generales de las arcillas del valle de México

En virtud de la importancia que tienen las formaciones lacustres del valle de México en las obras de ingeniería, su distribución y propiedades han sido ampliamente estudiadas, principalmente en la zona urbana. De acuerdo con los estudios realizados por Marsal, las formaciones que se distinguen bajo la ciudad de México son: costra superficial, serie arcillosa superior, capa dura, serie arcillosa inferior y depósitos profundos (fig 1.9). Éstas, se extienden hacia el lago de Texcoco, con las características descritas a continuación:

Costra superficial (CS): esta capa se divide en tres substratos, que son:

- *relleno artificial (RA):* formado por restos de construcciones y rellenos arqueológicos.
- *suelo blando (SB):* serie de depósitos aluviales blandos que se intercalan con lentes de material eólico.
- *costra seca (SS):* se origina por el abatimiento del nivel del lago, ya que algunas zonas del fondo quedaron expuestas a los rayos solares.



LA SERIE ARCILLOSA SUPERIOR corresponde a la secuencia de arcillas de la zona del lago formada por siete substratos de arcilla, separados por seis lentes duras.

LA PRIMERA CAPA DURA está formada por dos lentes duras (arenas limosas) y una capa blanda intermedia (limo arcilloso).

LA SERIE ARCILLOSA INFERIOR está actualmente preconsolidada por el bombeo profundo.

LOS DEPOSITOS PROFUNDOS son suelos aluviales con intercalaciones de arcillas duras

LA SERIE ARCILLOSA PROFUNDA muy preconsolidada con lentes duras volcánicas y aluviales.

Fig 1.9 Corte estratigráfico en el centro de la ciudad de México

Esta formación está constituida por arcillas consolidadas por secado, arenas limosas y limos arcillosos con un contenido de agua promedio de 61%. En las zonas de inundación permanente y en aquellas recientemente expuestas a secado, no es apreciable este estrato o tiene unos cuantos centímetros de espesor. En la zona lacustre esta formación se encuentra surcada por innumerables grietas rellenas con materiales eólicos y profundidad superior a 4 m por lo que penetran en el estrato subyacente.

Formación arcillosa superior (FAS): esta formación se presenta por debajo de los 4 m de profundidad y tiene un espesor de 30 m aproximadamente. Está constituida por arcillas de origen volcánico - lacustre altamente compresibles, intercalada por bolsas y estratos arenosos, limoarenosos y de vidrio volcánico a diversas profundidades, los contenidos de agua y los límites líquidos varían entre 50 y 500% y el límite plástico, de 30 a 150%.

Capa dura (CD): es una formación muy heterogénea, la constituyen primordialmente suelos limoarenosos, arenosos y limosos intercalados en ocasiones por arcilla muy compacta. Su contenido de agua es prácticamente constante, del orden del 50% y su resistencia a la penetración es alta; en sondeos de penetración estándar suelen registrarse valores de 50 golpes o más.

Formación arcillosa inferior (FAI): del mismo origen y características que la superior se diferencia de ésta por su menor contenido de agua medio, que es de 200% aproximadamente, y por tener menor compresibilidad y mayor resistencia al corte. En ella se localizan también lentes y estratos limoarenosos y de vidrio volcánico, siendo éstos más frecuentes que en la FAS.

Depósitos profundos: son depósitos constituidos por arenas finas y limosas, limos compactos, grava y arcillas poco compresibles. Tienen un contenido de agua cercano al 50% y su resistencia a la penetración estándar es mayor de 50 golpes.

1.4 Hundimiento regional

Antecedentes

Cuando los aztecas se instalaron en el valle de México ocuparon la zona inundable del lago Texcoco, la cual fue adaptada con rellenos artificiales principalmente constituidos por fragmentos de roca, arena y grava, para crear zonas libres de inundación.

La baja resistencia de los depósitos se combatió con el uso de enramadas entre las capas del relleno y también se construyó una gran plataforma que fue ocupada por la antigua Tenochtitlan, lo que inició el proceso de consolidación de los depósitos lacustres.

En el período inicial de la conquista, los españoles destruyeron las antiguas obras aztecas, con lo que se modificaron los estados de esfuerzos en el terreno (descargas e invasión de nuevas áreas). Además, las edificaciones se extendieron hacia fuera de la zona ocupada por la población indígena.

Hacia el primer tercio del presente siglo, la zona urbana de la ciudad se extendía horizontalmente y los servicios de abastecimiento de agua potable y drenaje funcionaban de acuerdo con diseños previos. El notable incremento en la tasa de crecimiento de población, en la década de los años sesenta, implicaba el desarrollo vertical de los inmuebles en el centro de la ciudad. A su vez, fue necesario ampliar la provisión de agua potable con redes locales abastecidas por pozos perforados en el área urbana (fig 1.10).

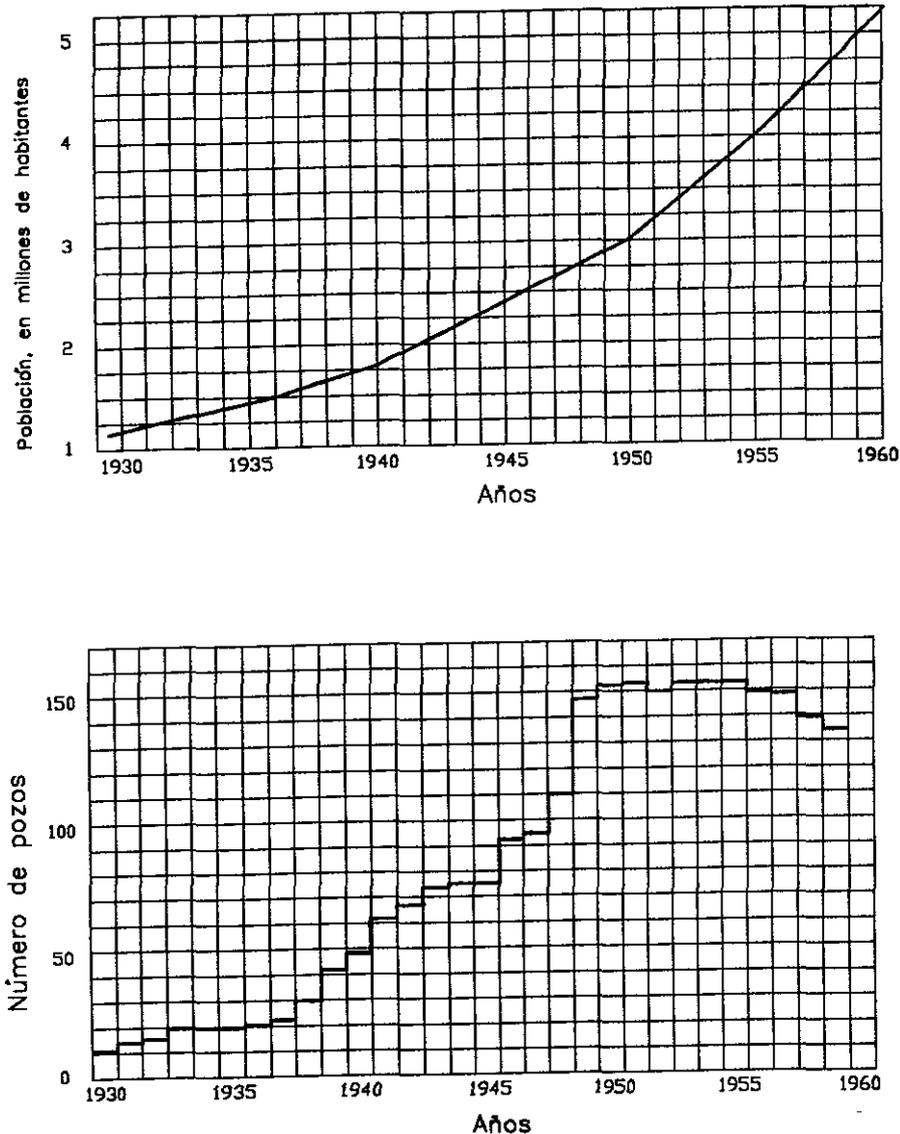


Fig 1.10 Pozos en operación del Departamento del Distrito federal e incremento de la población, durante el periodo 1929 - 1958

Como consecuencia de la extracción de agua del subsuelo se ha tenido una consolidación progresiva del material arcilloso, que va de los materiales más profundos a los superficiales. Las obras destinadas al drenaje de aguas pluviales y negras, como la apertura de tajos y túneles, también ha provocado un abatimiento en el NAF que al mismo tiempo produce un incremento en el espesor de la costra superficial y una consolidación en la parte superior de la masa de arcilla.

A todo lo anterior, también se debe agregar la construcción de nuevas estructuras, que acompaña al acentuado crecimiento urbano de la ciudad de México y su área metropolitana.

El fenómeno del hundimiento regional

Este problema se inició en 1847, cuando los señores Pane y Molteni empezaron la apertura de pozos perforados hasta 105 m de profundidad que mostraban artesianismo; para 1857 sumaban ya, 168 pozos

abiertos. La inspección de 9 de esos pozos, del centro de la ciudad, demostró que producían un gasto promedio de 1.5 lt/seg/pozo.

Roberto Gayol en 1925 comunica a la Asociación de Ingenieros y Arquitectos que la ciudad de México se hunde, atribuye este fenómeno al abatimiento del nivel freático provocado por la red de colectores que no garantizaban una buena impermeabilización, construidos a principios del siglo para drenar aguas servidas y de lluvia.

Durante los años treinta, se promovió la explotación de los acuíferos del subsuelo mediante bombeo. Posteriormente, se observó en edificios y obras municipales manifestaciones de asentamiento diferencial, las cuales se acentuaron notoriamente en la década de los años cuarenta.

Apoyado en la información histórica descrita y las nivelaciones efectuadas en los años cuarenta, Nabor Carrillo infiere que la causa principal del hundimiento es el abatimiento de la presión hidráulica en los acuíferos del subsuelo y con la teoría de consolidación, propuesta por Terzaghi en 1925, predice las modalidades del fenómeno (Carrillo 1947).

A mitad de la década de los cincuentas, las autoridades del Distrito Federal decretaron la veda de explotaciones futuras de esa fuente de agua potable. En 1965 esta orden se modificó, con motivo de recomendarse la clausura de pozos municipales de agua cercanos a la línea del Sistema de Transporte Colectivo (METRO), a fin de evitar la desnivelación de las vías. Como era necesario mantener la aportación de agua explotada del subsuelo (aproximadamente 6 m³/seg), se autorizó perforar pozos en zonas menos pobladas. El hundimiento en tales zonas es actualmente del mismo orden que el registrado en la parte céntrica de la ciudad a mediados de los años cuarenta (fig 1.11).

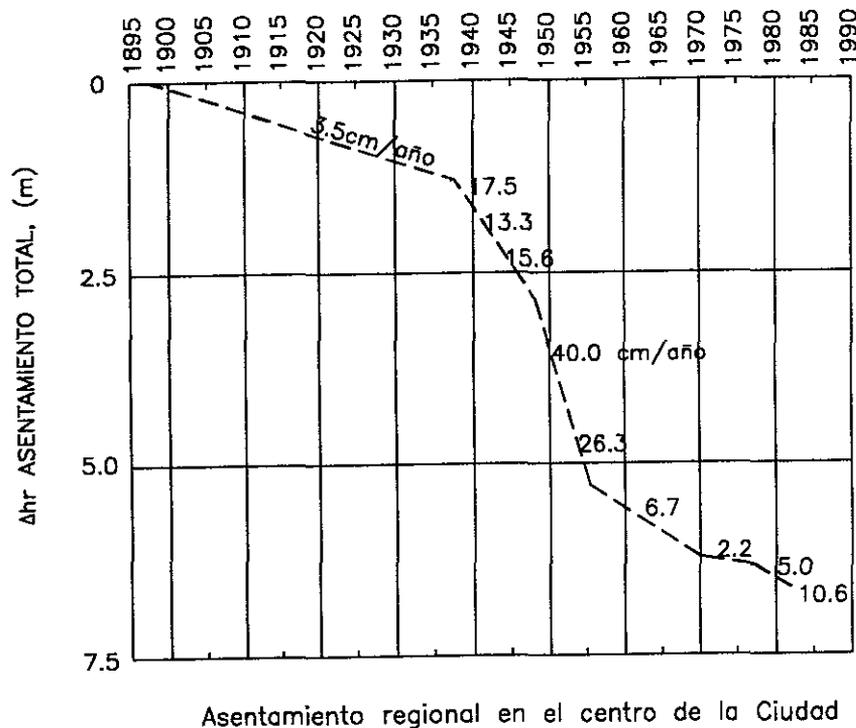


Fig 1.11 Asentamiento regional en el centro de la ciudad de México

La reconstrucción del hundimiento de la ciudad de México con base en datos históricos, nivelaciones efectuadas a principios de este siglo para diseñar la red de agua potable y la de alcantarillado, y las mediciones durante el lapso 1937-1985, revelan la magnitud y evolución del fenómeno desde 1900.

Al considerar las primeras nivelaciones, realizadas en la zona centro del valle de México, se observa que la ciudad pasó por tres etapas de hundimiento comprendidas en los siguientes períodos:

- 1898-1937: se caracteriza por un hundimiento lineal de 4 cm/año
- 1937-1947: el hundimiento sigue siendo lineal, sin embargo, aumentó a 14 cm/año.
- 1947-1968: este período se inicia con hundimientos de 40 cm/año, o mayores, que tienden a disminuir en forma progresiva hasta llegar a valores de 10 cm/año.

El Departamento del Distrito Federal, para conocer más al respecto, instaló bancos cuyas nivelaciones se han realizado en períodos de dos y tres años, entre 1976 y 1994.

El hundimiento medio anual durante el período 1983-1994 en el valle de Xochimilco y Tláhuac alcanza 15 cm/año; y en la zona oriente de la ciudad, cerca del Aeropuerto Internacional, se aproxima a los 25 cm/año.

Como se observa en estos datos, el fenómeno de asentamientos que sufre el valle de México es muy importante, ya que a través de los años se ha incrementado, o bien, no deja de ser significativo debido a la constante explotación de los mantos acuíferos y al desmedido crecimiento demográfico. Asimismo, se ha visto que las curvas de menor hundimiento son paralelas a las sierras y cuerpos como el Cerro de la Estrella, el Peñón de los Baños y el Peñón del Marqués, al oriente de la ciudad donde se maximiza su drenado por estar en contacto directo con rocas basálticas de gran permeabilidad.

2 CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL EN ARCILLAS

2.1 Introducción

La corteza arcillosa que forma el subsuelo del valle de México se caracteriza por su extraordinaria compresibilidad, esta propiedad del suelo se observó desde la época de los aztecas quienes ingeniosamente superaron el problema de hundimientos debido a sus magnas construcciones. Desde entonces, la formación de nuestra ciudad presentó severas dificultades relacionadas con la consolidación del suelo. Por esto, la determinación de las propiedades que permiten predecir los hundimientos de una construcción y su evolución en el tiempo es de gran importancia. Sin embargo, antiguamente no se contaba con una explicación del fenómeno, ni con una teoría que lo modelará hasta que Terzaghi publicó su libro en 1925.

2.2 Consolidación unidimensional

Principio

Los suelos están formados por partículas sólidas, entre las cuales hay espacios o vacíos, que pueden estar ocupados por un gas (generalmente aire), un líquido (generalmente agua) o una combinación de ambos. En suelos saturados los vacíos están ocupados por agua, es decir, el material sólo tiene dos fases (fig 2.1). En depósitos de arcillas sedimentarias, como en el caso del valle de México, éstas se consideran completamente saturadas.

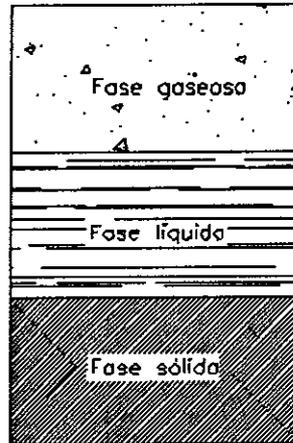


Fig 2.1 Esquema de una muestra de suelo

Cuando un suelo está sujeto a esfuerzos de compresión, su volumen tiende a disminuir, esto se debe a un cambio en los vacíos de la estructura, lo cual provoca un desplazamiento relativo entre los granos del suelo y los fuerza a ocupar posiciones más estables, haciendo el material más compacto.

Así, la deformabilidad del suelo se debe a la facilidad con la que los granos cambian de posición y de la rigidez de la estructura del suelo.

El proceso de deformación de las arcillas tiene lugar en un período largo de tiempo posterior a la aplicación de la carga, esto se puede visualizar por medio de un modelo descrito a continuación.

Analogía mecánica

Se considera un cilindro de área de sección recta A , provisto de un pistón sin fricción, con una pequeña perforación en él. El pistón está soportado por un resorte unido al fondo del cilindro, que se encuentra totalmente lleno de un fluido incompresible.

Si se coloca un carga P sobre el pistón (fig 2.2) y se mantiene el orificio cerrado, es evidente que el resorte no puede deformarse y toda la carga P estará soportada por el fluido, que aumentará de presión en proporción directa a la magnitud de la carga.

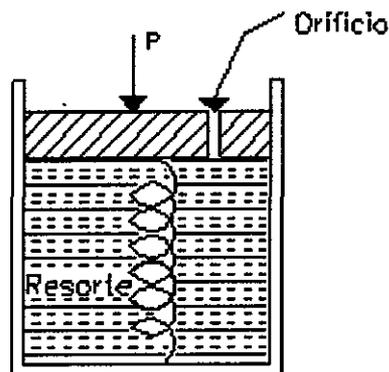


Fig 2.2 Principio mecánico de Terzaghi

Cuando se permite que el fluido salga por el orificio, hay una transferencia gradual de carga del fluido al resorte. Esto es, entre el interior y el exterior del cilindro, en el orificio, hay en un principio una diferencia de presión igual a P/A , que genera el gradiente necesario para que el fluido salga. Si se permite la deformación del resorte, la velocidad de transferencia depende del tamaño del orificio y de la viscosidad del fluido. Si el resorte se deforma suficientemente, soporta totalmente la carga P y el fluido volverá a sus condiciones iniciales.

En el suelo, la estructura de las partículas sólidas está representada por el resorte del modelo, el agua intersticial por el fluido incompresible y los canaliculos capilares por los orificios de los émbolos.

Considerando una masa de arcilla saturada bajo carga en la cual no se permite el drenaje, se tiene que, en general, la compresibilidad de la fase sólida del suelo es muy grande comparada con la del agua. Al aplicar un incremento de presión, toda la carga se traduce en un exceso de presión en el agua de poro. Si se permite entonces el drenaje, el gradiente hidráulico resultante provoca un flujo de agua hacia afuera de la masa de arcilla, y ésta comienza a comprimirse. Una parte del esfuerzo aplicado se transmite a la estructura sólida del suelo, que a su vez causa una reducción del exceso de la presión de poro. Esto se traduce en un aumento del esfuerzo efectivo (p').

$$\Delta p' = \Delta p - \Delta u \quad (2.1)$$

El proceso de compresión gradual con flujo de agua y transferencia del exceso de la presión en el agua de poro al esqueleto mineral, se llama **consolidación primaria**.

Este razonamiento representa la base para la teoría de consolidación propuesta, en 1925, por Karl Terzaghi, quien se basó en las hipótesis descritas a continuación.

Hipótesis

Terzaghi describió el fenómeno de consolidación de los suelos y propuso una teoría para modelarlo, la cual se basa en las siguientes hipótesis:

- 1 La compresión del suelo y la trayectoria del drenaje del agua son unidimensionales.
- 2 El agua y las partículas sólidas son incompresibles.
- 3 El cambio en el esfuerzo efectivo provoca cambios en los vacíos.
- 4 La masa de suelo está saturada, es homogénea e isótropa.
- 5 El agua expulsada es aquella que sale de los poros de la estructura del suelo (se considera válida la teoría de Darcy).
- 6 El incremento de carga se aplica instantáneamente.
- 7 Los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad del suelo permanecen constantes para un incremento de presión determinado.
- 8 La presión aplicada es uniforme a lo largo de un plano horizontal. Al inicio el exceso de la presión hidrostática es uniforme en toda la arcilla.
- 9 No se toma en cuenta el peso del suelo.
- 10 La capa de suelo sujeta a consolidación es de espesor uniforme y está confinada lateralmente.
- 11 Los estratos adyacentes a la capa en estudio tienen mayor permeabilidad.

El propósito de esta teoría es encontrar las condiciones esfuerzo-cambio volumétrico en cualquier punto en un tiempo determinado, durante el cual la masa de arcilla se encuentra sometida a una carga sostenida.

Teoría de consolidación

Terzaghi desarrolló un análisis matemático para definir una ecuación diferencial que modelara el fenómeno de la consolidación unidimensional de un suelo. En este trabajo no se incluyen los detalles de dicho análisis.

Se considera un estrato de suelo de extensión infinita según un plano horizontal, de espesor H , tal que la presión debida al conjunto suelo-agua pueda despreciarse, en comparación a las presiones producidas por las cargas aplicadas (fig 2.3). Si se toman en cuenta las hipótesis mencionadas, la ecuación diferencial que gobierna el proceso es:

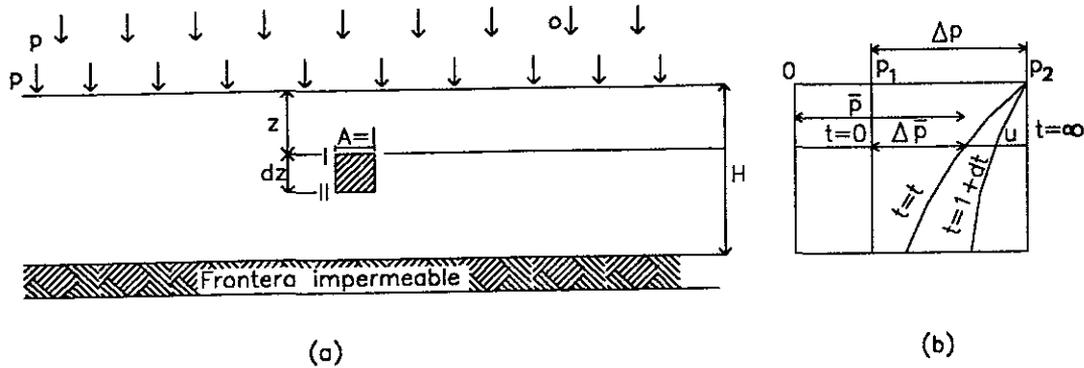


Fig 2.3 Estrato de suelo sometido a un proceso de consolidación unidimensional

$$\frac{k}{m_v \gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.2)$$

donde:

- u = exceso de presión de poro en un tiempo t , en un punto dado
- t = tiempo
- z = profundidad
- m_v = coeficiente de variación volumétrica
- k = coeficiente de permeabilidad
- γ_w = peso volumétrico del agua

En la solución de esta ecuación es muy importante representar el porcentaje de consolidación promedio de todo el elemento de suelo, para que el asentamiento pueda ser referido con el tiempo. El grado de consolidación U , se encuentra en función del coeficiente de consolidación, c_v , de la longitud de la trayectoria de drenaje, h , y del tiempo, t ; es decir:

$$\frac{U}{100} = f\left(\frac{c_v t}{h^2}\right) \quad (2.3)$$

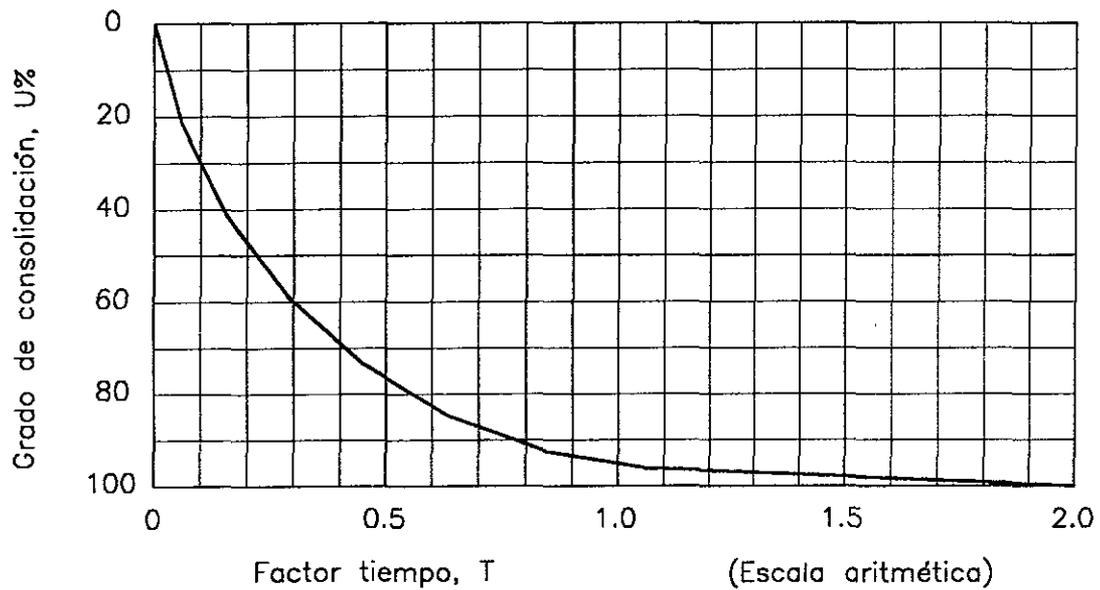
Si se define el factor tiempo T como:

$$T = \frac{c_v t}{h^2} \quad (2.4)$$

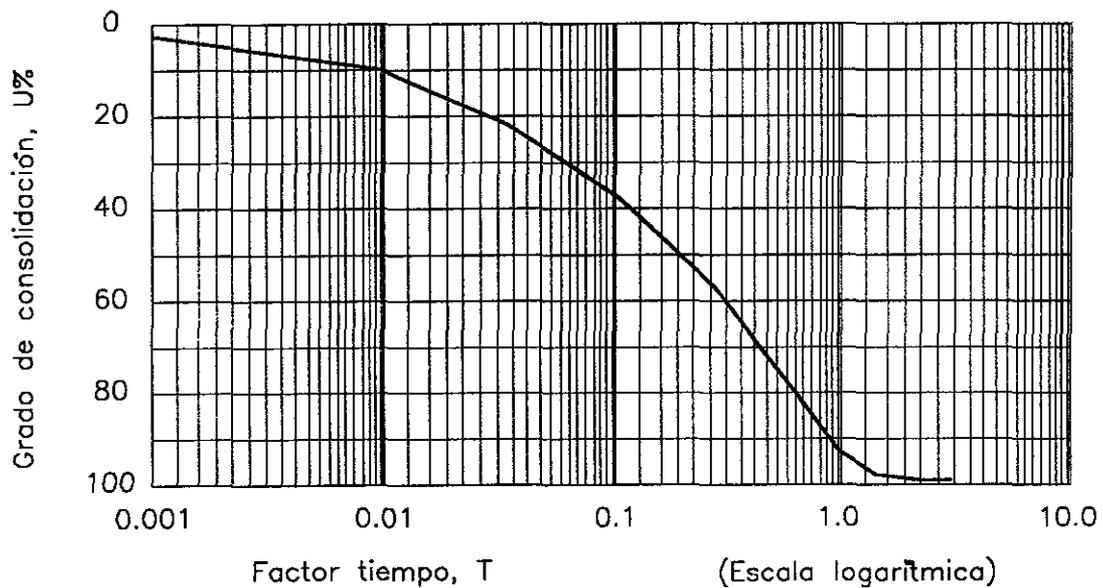
La ecuación se simplifica a:

$$\frac{U}{100} = f(T) \quad (2.5)$$

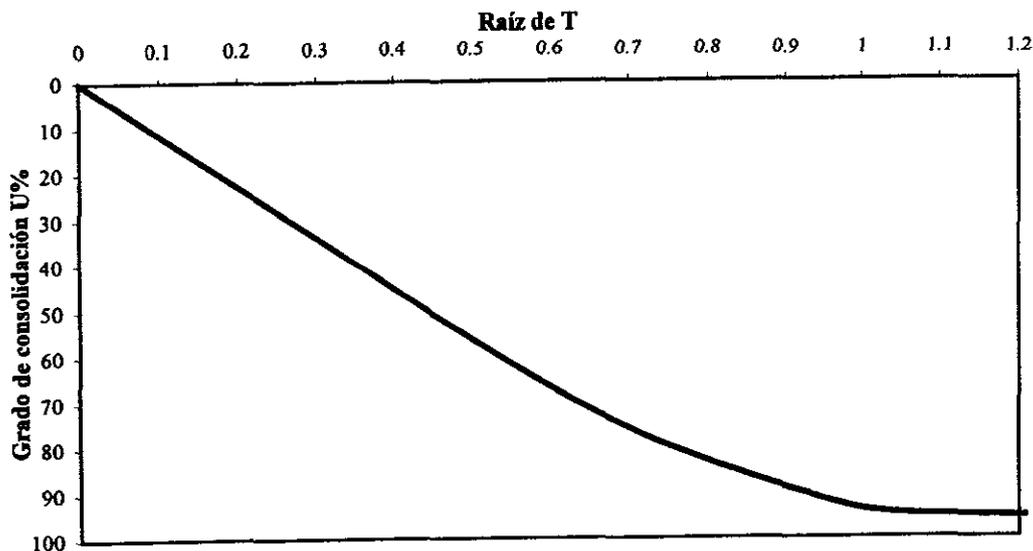
La relación entre U y T se grafica de tres formas: en escala aritmética, en escala semilogarítmica y U vs raíz de T (fig 2.4). Estas gráficas reciben el nombre de **curvas teóricas de consolidación** y comúnmente las figuras b y c son utilizadas para el análisis del fenómeno.



(a)



(b)



(C)

Fig 2.4 Curvas teóricas de consolidación

- a) trazado aritmético
- b) trazado semilogarítmico
- c) U . vs. raíz de T

En las tres gráficas se observa que la curva es asintótica para $U = 100\%$ cuando t tiende a infinito, es decir, la consolidación total de un suelo sucederá, en teoría, después de un tiempo muy grande.

En la siguiente tabla se presentan los valores calculados de U , T y raíz de T .

Grado de consolidación $U\%$	Factor tiempo	
	T	raíz de T
0	0	0
10	0.0077	0.0877
20	0.031	0.176
30	0.071	0.266
40	0.126	0.355
50	0.196	0.433
60	0.286	0.535
70	0.403	0.635
80	0.567	0.753
90	0.848	0.921
95	1.129	1.063
100		

De lo anterior se establece que el grado de consolidación de un suelo, en un cierto tiempo, es inversamente proporcional al cuadrado de la longitud máxima de la trayectoria de drenaje. En términos prácticos, cuanto mayor sea el espesor del estrato de suelo comprimido se necesitará más tiempo para que el agua sea expulsada ya que las trayectorias de filtración son mayores. Por ejemplo, el tiempo necesario para alcanzar el 90% de consolidación en un estrato de arcilla de 6m, será nueve veces mayor que para una capa de 2m de la misma arcilla.

2.3 Fases de la consolidación

Con los resultados obtenidos de un ensaye de laboratorio se dibujan las curvas de consolidación para cada uno de los incrementos de carga aplicados, graficando la deformación contra el tiempo (en escala semilogarítmica), o bien, contra la raíz del tiempo (en escala aritmética). Generalmente, la forma de estas curvas de consolidación, en tiempo real, es semejante a las curvas teóricas respectivas.

Por lo tanto, estas gráficas sirven para representar el porcentaje de consolidación con la cantidad de deformación acumulada en el espécimen, en un cierto tiempo, a partir del inicio de la prueba.

Para fines analíticos, la consolidación de las arcillas se divide en tres fases:

- deformación inicial
- consolidación primaria
- consolidación secundaria

2.3.1 Deformación inicial

Se considera simultánea a la aplicación del incremento de carga en una prueba de laboratorio y antes de iniciar el drenaje. Por ser un fenómeno de naturaleza elástica, a bajos niveles de carga, y elastoplástica, a niveles altos, una parte (o toda) de esta deformación es recuperable, una vez retirada la carga.

2.3.2 Consolidación primaria

Es la etapa de la consolidación unidimensional debida a la disipación del exceso de la presión de poro, bajo una carga. Durante ella, se establece un flujo de agua hacia afuera de la masa de suelo, con transferencia de carga hacia el esqueleto mineral del espécimen. Dicho proceso es la base de la teoría de consolidación de Terzaghi, descrita por la ecuación 2.2.

La consolidación primaria se representa gráficamente con uno de los siguientes métodos de análisis:

- método logarítmico
- método de la raíz cuadrada

Método logarítmico

Este método fue desarrollado por Casagrande y requiere del trazo de una gráfica deformación vs logaritmo del tiempo (fig 2.5). Permite definir la consolidación secundaria, generalmente, por un tramo recto muy preciso. De esta forma, a simple vista, se diferencia la zona donde la consolidación primaria se completa. Este punto (A) se encuentra empíricamente mediante la intersección del tramo recto de compresión secundaria con la tangente a la parte curva en su punto de inflexión.

Como la deformación inicial correspondiente a un tiempo cero no puede ser representado en escala logarítmica, Casagrande propuso el siguiente procedimiento para determinar el 0% de consolidación, basado en el hecho de que la ley tiempo-deformación es aproximadamente parabólica cuando el grado de consolidación es inferior del 53.4%.

- Se escoje un tiempo arbitrario, t_1 , tal que el punto correspondiente, **B**, esté notoriamente situado antes del 50% de consolidación.
- Obtener el punto **C** correspondiente a un tiempo $t_1/4$.
- Determinar la diferencia de ordenadas, a , de los dos puntos.

Como la relación considerada entre estas ordenadas es raíz de 4 = 2, esto significa que el origen de la parábola estará a una distancia a arriba del punto **C**.

En la parte derecha de la figura se ha dibujado la escala $U(\%)$, a partir de los límites encontrados, así se hace evidente la manera de encontrar el tiempo necesario para que la muestra de suelo alcance, por ejemplo, el 50% de consolidación.

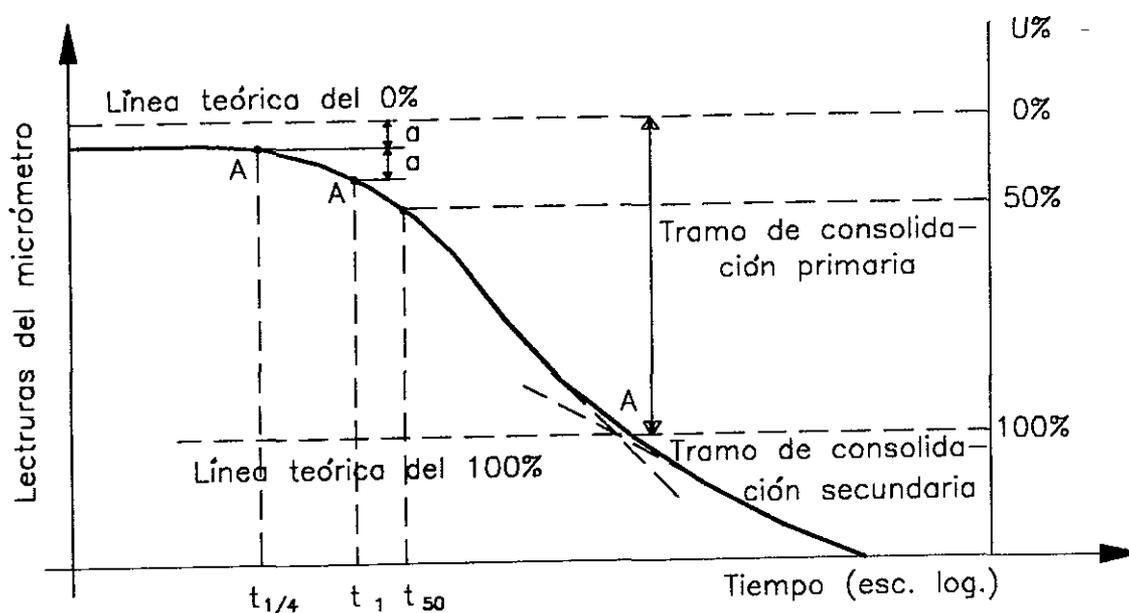


Fig 2.5 Método logarítmico

Método de la raíz cuadrada

Taylor desarrolló este método alternativo que requiere del trazo de una curva deformación vs raíz del tiempo, (fig 2.6) la cual resulta recta hasta un punto cercano al 60% de consolidación, intervalo en el cual la gráfica es aproximadamente parabólica, como ya se mencionó.

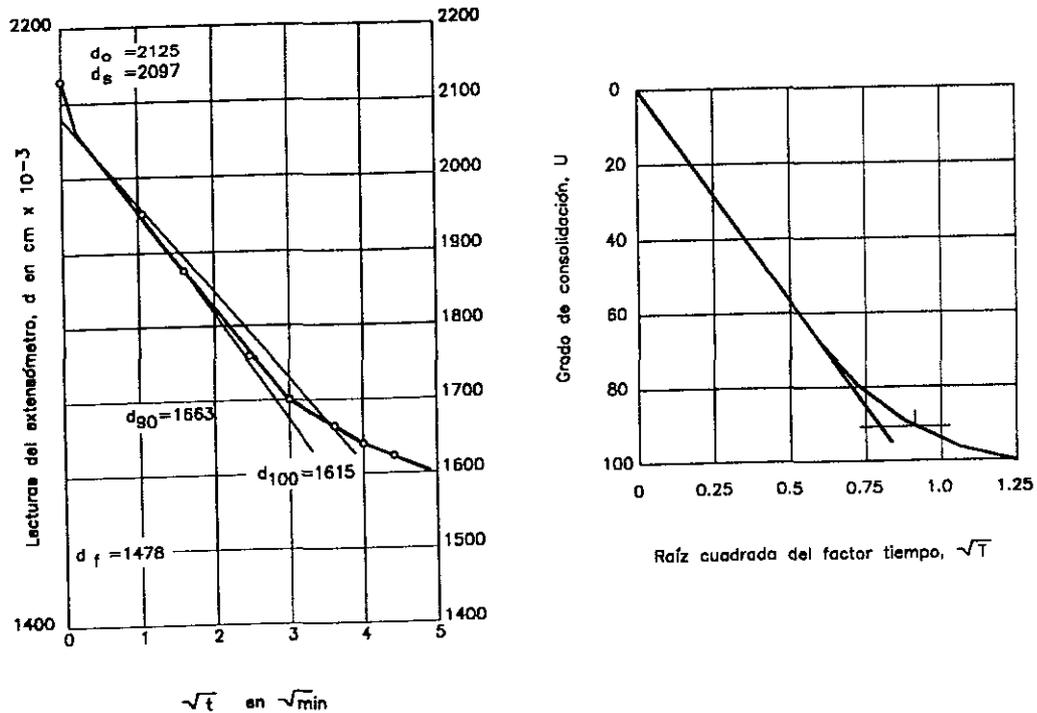


Fig 2.6 Método de la raíz cuadrada

De la tabla 1 se determina que la abscisa de la curva es 1.15 veces la correspondiente a la prolongación del tramo recto, para una ordenada de 90% de consolidación. Esta característica se usa en la curva de consolidación obtenida en el laboratorio, para encontrar el 90% de consolidación. A partir de la fig.2.6 se prolonga el tramo recto para tener una línea trazada con suficiente precisión. A continuación trácese otra recta con sus abscisas 1.15 veces corridas hacia la derecha, respecto a la anterior. Esta segunda línea corta a la curva de consolidación en un punto al que corresponde el 90% de consolidación primaria. Nótese que la prolongación del tramo recto de la curva de laboratorio, corta el origen de ordenadas en un punto que debe considerarse como el 0% de consolidación primaria y de este punto debe partir la segunda recta mencionada

2.3.3 Consolidación secundaria

En 1936 Buisman y Gray citan las primeras diferencias respecto a los resultados previstos por la teoría de consolidación de Terzaghi. Posteriormente, otros investigadores han demostrado que una vez, disipado el exceso de presión de poro, en la fase primaria, se produce lentamente la fase de compresión conocida como consolidación secundaria. En esta etapa se considera la existencia de pequeñas sobrepresiones intersticiales que permiten el drenaje. Sin embargo, la velocidad del flujo de agua es tan pequeña que los excesos de presión de poro se desprecian.

La consolidación secundaria se atribuye al movimiento progresivo, diferido en el tiempo, de la estructura interna de la masa de suelo que se reacomoda, tendiendo a estados más compactos para adaptarse a la nueva condición de carga. Por ello la relación entre la relación vacíos y el esfuerzo aplicado al espécimen, depende del tiempo. Es decir, cuanto más tiempo permanece una arcilla bajo un esfuerzo efectivo constante, mayor compacidad alcanza.

Lo anterior se observa en la fig 2.7, donde se muestran las curvas típicas que expresan el esfuerzo en función de la relación de vacíos para una arcilla normalmente consolidada, obtenidas con diferentes duraciones de la carga aplicada, después de terminarse la consolidación primaria.

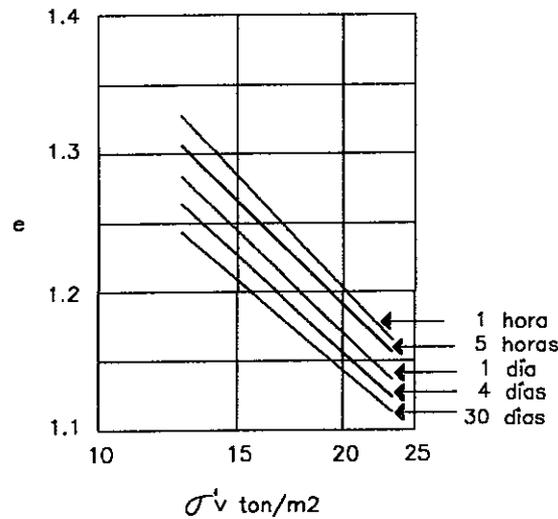


Fig 2.7 Curvas e -log σ'_v en función de la duración de la consolidación secundaria

Por otra parte, la importancia relativa de las consolidaciones primaria y secundaria, para un suelo dado, depende del tiempo necesario para disipar el exceso de presiones de poro, lo cual está estrechamente relacionado con el espesor de la capa de suelo. En una prueba de laboratorio, cuanto más delgada sea la muestra, menor será la trayectoria de drenaje y si fuera posible ensayar una muestra muy delgada la consolidación se produciría en dos fases: una instantánea y una diferida. En muestras de espesor infinito, estos efectos se presentarían durante la consolidación primaria (fig 2.8.). Si se toma en cuenta un estrato grande de arcilla, la mayor parte de la compresión debida a la disipación de las sobrepresiones intersticiales se puede considerar como una consolidación diferida.

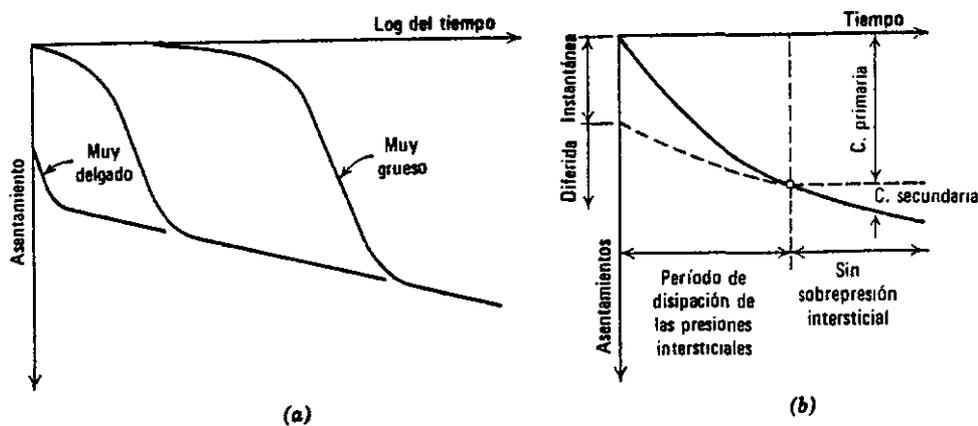


Fig 2.8 Relación entre la consolidación instantánea y diferida y las consolidaciones primaria y secundaria
 a) para diferentes espesores
 b) para un espesor determinado de estrato

El primero en proponer una teoría para realizar un análisis de la consolidación secundaria fue Taylor (1942). En trabajos posteriores, en este campo, se desarrollaron modelos analógicos y métodos numéricos; sin embargo, Bjerrum (1967) establece que el fenómeno de consolidación secundaria complica el cálculo del desarrollo con el tiempo y la magnitud final del asentamiento. Para los fines de este proyecto, no se abundará más en el tema.

2.4 Carga de preconsolidación

Generalmente, en suelos finos, el tramo virgen de una curva de compresibilidad (en escala semilogarítmica) es recto. Cualquier desviación importante en dicho tramo se atribuye a variaciones en la condición de carga del suelo a lo largo de su historia geológica y al inevitable remoldeo de las muestras.

Al revisar la curva de compresibilidad que se obtiene a partir del ciclo de carga, descarga y nueva carga; se observa que en el segundo ciclo de carga el tramo virgen se define ligeramente abajo de la prolongación del correspondiente al ciclo anterior. La posición exacta del tramo virgen obtenida de una prueba de laboratorio depende también de los tiempos que hayan dejado transcurrir para cada incremento de carga y de la temperatura de la prueba.

La carga de preconsolidación representa la carga máxima que el suelo ha soportado en su historia geológica. Su determinación a simple vista no es posible, ya que la transición del tramo de recompresión al virgen no es brusca, sino gradual. Casagrande desarrolló un método empírico para determinar la carga de preconsolidación (p'_c), a partir de una curva de compresibilidad, este método se explica en el siguiente inciso.

2.5 La prueba de consolidación unidimensional

La consolidación unidimensional de un suelo ocurre cuando éste disminuye su volumen y los desplazamiento horizontales de las partículas sólidas son nulos.

Terzaghi diseñó un dispositivo llamado consolidómetro para estudiar este fenómeno en el laboratorio. Se utiliza una muestra (diámetro=8cm, espesor=2cm) confinada lateralmente por un anillo fig 2.9. El drenaje lo proveen dos piedras porosas (de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo) en los extremos de la probeta. Con este arreglo sólo se permite deformación vertical (unidimensional), por lo que el flujo de agua tendrá el mismo sentido. El conjunto se coloca en un cilindro de lucita.

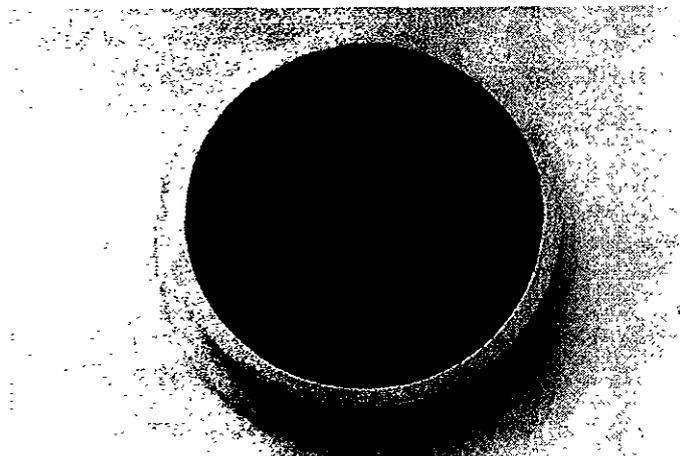


Fig 2.9 Muestra de suelo confinada en anillo

Por medio del marco de carga se aplican cargas a la muestra, repartiéndolas uniformemente en toda su área con el dispositivo formado por el balín de acero y la placa de latón (altura=1cm) colocada sobre la piedra porosa superior fig 2.10. Un micrómetro apoyado en el marco de carga móvil permite llevar un registro de las deformaciones en el suelo. Con objeto de evitar la deshidratación del espécimen, éste se mantiene sumergido en agua.



Fig 2.10 Montaje de una prueba de consolidación unidimensional

En los ensayos convencionales que se efectúan en nuestro país, las cargas se aplican en incrementos que actúan por un período de 24 horas. Para cada uno de ellos se obtiene una **curva de consolidación**, graficando, en escala semilogarítmica, las lecturas de deformación contra los valores de los tiempos transcurridos, fig 2.11.

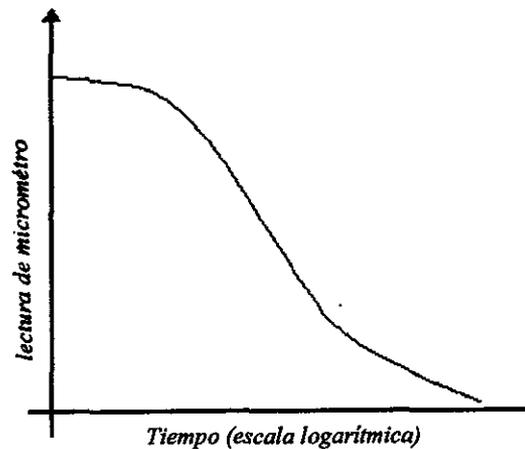


Fig 2.11 Forma típica de la curva de consolidación en arcillas (fuera de escala).

Cuando el suelo alcanza su deformación máxima bajo la carga aplicada, su relación de vacíos llega a un valor mínimo que se determina a partir de los datos iniciales de la muestra y de la última lectura del micrómetro para cada incremento.

Al final de toda la prueba, se construye una **curva de compresibilidad**, e vs p' , en escala aritmética o semilogarítmica fig 12a y 12b.

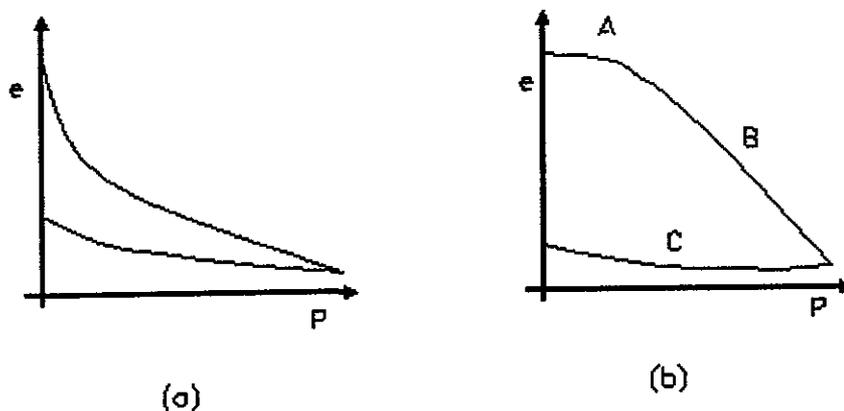


Fig 2.12 Curva de compresibilidad en suelos compresibles
 (a) Escala aritmética
 (b) Escala semilogarítmica

Los tramos que se definen en la curva son los siguientes:

Tramo A: se conoce como tramo de recompresión, es curvo, comienza en forma casi horizontal y su curvatura aumenta progresivamente. Las deformaciones en este tramo son principalmente elásticas aunque no necesariamente lineales.

Tramo B: tramo virgen, es casi recto, con él se llega al final de la etapa de carga del ensaye, al aplicar el máximo incremento al que corresponde la máxima presión sobre la muestra. Al llegar al tramo virgen la muestra de suelo experimenta deformaciones plásticas que no se recuperan al retirar las cargas.

Tramo C: es el tramo de descarga, que corresponde a la segunda etapa de la prueba (de descarga). Los decrementos se mantienen durante 24 horas. En esta etapa de recuperación la relación de vacíos nunca llega a su valor inicial en virtud que el suelo ya se deformó plásticamente en el tramo virgen.

De los ensayes se concluye que las presiones correspondientes al tramo A, ya han sido aplicadas al suelo en otra época (la máxima de éstas se conoce como presión de preconsolidación, p'_c), mientras que aquellas correspondiente al tramo B, son de magnitud mayor que las soportadas. La presión de consolidación se puede interpretar como un esfuerzo de fluencia que marca el límite del comportamiento elástico o casi elástico del suelo.

La curva de compresibilidad de una arcilla típica del valle de México (muy plástica y con altos contenidos de agua), se caracteriza porque el tramo $p' < p'_c$ y el $p' > p'_c$ están ligados por una transición brusca.

Parámetros de la ecuación de consolidación

La teoría de consolidación se basa en una ecuación diferencial (ec.2.2), en la cual intervienen diversos parámetros, útiles para el análisis del comportamiento del suelo.

- Coeficiente de compresibilidad, a_v
- Coeficiente de variación volumétrica, m_v
- Coeficiente de consolidación, c_v
- Factor tiempo, T
- Grado de consolidación, U
- Carga de preconsolidación, p'_c

Estos parámetros se calculan a partir de las curvas obtenidas en una prueba de laboratorio, ya que en éstas, se conoce el valor de la presión y de la relación de vacíos, o bien, de la deformación y del tiempo, correspondientes a cada incremento de carga.

Coeficiente de compresibilidad, a_v

Está definido por el cociente de Δe y $\Delta p'$, respectivos, por lo que representa la pendiente de la curva de compresibilidad, en un punto dado. El valor de a_v depende de la presión actuante sobre el suelo y no es una constante del material.

Físicamente este coeficiente mide la razón con que varía la relación de vacíos con la presión, un a_v alto caracteriza a un suelo muy compresible.

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p'} \quad (2.6)$$

Coeficiente de variación volumétrica, m_v

Es un parámetro que relaciona la compresibilidad del suelo con su volumen inicial. Se define por medio de la siguiente expresión:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} = \frac{\Delta H}{H} \cdot \frac{1}{\Delta p'} \quad (2.7)$$

en donde e_0 es la relación de vacíos al inicio del intervalo de esfuerzos considerado.

Coeficiente de consolidación, c_v

El cálculo de c_v se basa en la comparación de la curva deformación vs tiempo, experimental, contra la teórica, mediante procedimientos adecuados de ajuste como los propuestos por Casagrande y Taylor. Este cálculo depende del grado de consolidación.

Este coeficiente se calcula por medio de la expresión:

$$c_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (2.8)$$

Sin embargo, de los ensayos de consolidación, no se conoce el coeficiente de permeabilidad del material, entonces, la determinación de c_v se logra al realizar un despeje de la ecuación para el factor tiempo.

Factor tiempo, T

Es una cantidad en función de las constantes físicas del complejo suelo-agua que determinan el proceso de consolidación, como se aprecia en la ec. 2.4. En la tabla 1 se observan los valores para T , a partir de un cierto grado de consolidación, en una curva teórica.

Grado de consolidación, U

También conocido como porcentaje de consolidación del suelo, a una profundidad z y en un instante t , es la relación entre la consolidación que ya ha tenido lugar a esa profundidad y la consolidación total que ha de producirse bajo el incremento de carga impuesto. La determinación de U se explicó en el inciso 2.3.

Esfuerzo de cedencia p'_c

En la sección anterior se definió este concepto, aquí se presenta el procedimiento para definir el esfuerzo de cedencia p'_c , a partir de una curva de compresibilidad (fig 2.13).

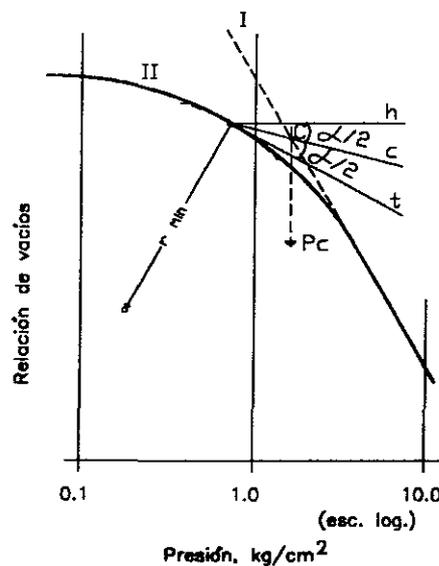


Fig 2.13 Determinación del esfuerzo de cedencia

1. determinar el punto de máxima curvatura, T, en la zona de compresión (II) y el tramo virgen (I).
2. trazar una horizontal, h, por T y una tangente, t, a la curva.
3. determinar la bisectriz, c, del ángulo, formado por las rectas h y t.
4. prolongar el tramo virgen hacia arriba hasta interceptar c

Este punto de intersección se denomina C, y se considera que su abscisa es la carga de preconsolidación del suelo, aproximadamente. A pesar de la alteración parcial de la estructura interna del suelo debida a compresiones alternadas con expansiones (efectos de muestreo extracción, manipulación etc), el efecto de la carga máxima, soportada antes por el material, se considera sin alteración.

Cuando se presentan irregularidades en la curva de recompresión, se deben considerar las imprecisiones en las cargas aplicadas o en los intervalos de tiempo que se han dejado transcurrir para dar los incrementos, ya que esto puede conducir a variaciones importantes en la posición del punto de máxima curvatura, T.

2.6 La teoría de consolidación y el hundimiento regional de la ciudad de México

El hundimiento regional del subsuelo de la ciudad de México es un problema que se ha manifestado desde fines del siglo pasado. En la década de los años cuarenta se acentúa notablemente y preocupa a varios investigadores, quienes trabajaron por mucho tiempo para explicar el origen de la problemática. A continuación se hace una breve reseña de los trabajos realizados para definir la génesis del fenómeno del hundimiento regional.

El primero que explicó científicamente la influencia de los pozos artesianos en el hundimiento observado en el valle de México, fue el Dr. Nabor Carrillo, quien mediante la teoría de consolidación propuesta por Terzaghi comparó sus resultados con datos de nivelaciones en varios puntos de la ciudad de México (Carrillo, 1948). Debido a que los datos disponibles en esa época carecían de información adecuada sobre la estratigrafía del subsuelo y las propiedades medias de la arcilla, la verificación de esta teoría tuvo algunas fallas. Sin embargo, se demostró que la causa principal del fenómeno es el abatimiento de las presiones piezométricas que provoca la extracción de agua subterránea. No obstante, las conclusiones del Dr. Nabor Carrillo fueron correctas y despertaron gran interés por el problema que planteaba la explotación de los mantos acuíferos del subsuelo.

Años después, la investigación realizada por Marsal se apoyó en un gran número de sondeos, mediciones piezométricas y nivelaciones con las cuales se reconstruyó el hundimiento desde fines del siglo pasado. Con esta información este autor interpretó nuevamente el fenómeno basado en la teoría de consolidación, siguiendo los lineamientos trazados por Nabor Carrillo (Marsal y Mazari, 1959).

De este modo, Marsal desarrolló de un modo sistemático y ordenado, varias modalidades de los asentamientos, pues las condiciones estratigráficas y la historia del bombeo del agua subterránea son distintas de un punto a otro de la ciudad. Estableció fórmulas para interpretar el hundimiento regional y destacar la influencia de ciertos factores como el descenso del nivel de aguas freáticas, la composición de los depósitos inferiores permeables y la existencia de varias capas arcillosas separadas por estratos que hacen las veces de drenes intermedios. De lo anterior, comprobó que la teoría de consolidación propuesta por Terzaghi si tiene validez en las formaciones arcillosas como las que subyacen a la ciudad de México. Además, con las nivelaciones en diferentes épocas y observaciones piezométricas demostró que la principal causa de hundimiento es la explotación del agua por bombeo en el área urbanizada.

2.6.1 Piezometría del valle de México

Después de destacar la importancia que tiene el abatimiento de los niveles piezométricos en los asentamientos diferenciales que presenta el subsuelo de esta ciudad, a continuación se resumen brevemente los trabajos realizados por la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH) para conocer la piezometría en el valle de México (Núñez, 1996). No obstante los resultados que se presentan, la información necesaria del tema no está disponible al público.

Durante el presente siglo con una urbe en constante crecimiento, los caudales de extracción aumentaron sustancialmente, sobre todo a partir de 1930, al poner el Departamento del Distrito Federal en servicio pozos municipales para suplir el déficit en la demanda a medida que aumentaba la población.

Cuando en 1949 se demuestra en forma definitiva que el hundimiento del suelo se debe principalmente al bombeo del agua subterránea, se recurre a la construcción de obras que alivien esta situación, se construye el acueducto proveniente de la cuenca del Alto Lerma y en 1953, las autoridades imponen la veda a la explotación de las aguas subterráneas, la cual aún está vigente; no obstante, debido a las limitaciones de recursos económicos en el país, no se han podido construir suficientes obras para importar agua de otras cuencas, lo que ha obligado a continuar con la explotación del acuífero.

Actualmente en la ciudad de México y su área metropolitana viven aproximadamente 15 millones de habitantes, de ellos residen en el Distrito Federal 8.8 millones, más una población flotante que entra y sale diariamente de la urbe.

El abasto de agua a la ciudad se hace en base a una infraestructura de gran extensión como en la mayoría de las grandes ciudades, la cual ha sido construida a lo largo de varias décadas y se caracteriza por su magnitud y complejidad operativa.

De los 35.4 m³/s que se suministran a la ciudad capital, el 57% provienen del sistema que opera de DGCOH del Departamento del Distrito Federal y el 43% restante es proporcionado por la Gerencia de Aguas del Valle de México (GAVM), organismo que depende de la Comisión Nacional del Agua, creado en 1972 con el objetivo de suministrar el agua requerida para satisfacer la demanda en el área metropolitana.

Por otra parte, el Departamento del Distrito Federal ha realizado mediciones de los niveles piezométricos del agua en diferentes períodos. Estas mediciones se han realizado sistemáticamente, se han interpretado por separado y se ha obtenido una piezometría para el período 1960-1995.

De este trabajo se concluye lo siguiente:

La evolución del nivel estático en los últimos 10 años es un reflejo de la extracción de agua subterránea, la cual ha sido comparativamente mayor hacia el sur. Al centro y norte de la ciudad, la extracción ha disminuido, además de que el rendimiento de los pozos es menor.

Los abatimientos registrados hacia el sur del Distrito Federal, en general, van de 10 a 13 metros, aunque algunas áreas alcanzan 15 metros.

- En los alrededores del valle de Chalco, se presentan abatimientos que van de 0 a 13 metros.
- En el área de Texcoco la historia piezométrica permite obtener sólo datos parciales. Al sur de este poblado las variaciones son de -5 a -13 metros.

De los datos anteriores se concluye que la explotación de los acuíferos conlleva diferentes problemáticas de difícil solución, sobre todo tratándose de un acuífero que tiene casi 150 años de explotación. Estos problemas son: el descenso paulatino de los niveles, los hundimientos y agrietamientos en el terreno, así como la necesidad de recurrir a la construcción de pequeñas plantas potabilizadoras, para adecuar el agua para uso humano debido al crecimiento incesante de la población.

3 AGRIETAMIENTO DE SUELOS POR INYECCIÓN

3.1 Introducción al problema del agrietamiento

Desde hace más de 50 años se ha observado en la superficie de los depósitos lacustres del valle de México, la presencia de grietas de tensión, cuyo origen supuesto es variado:

- efecto de las primeras lluvias en una superficie sometida a evaporación
- efecto de bombeo
- flujo de agua en capas permeables superficiales, etc.

Los efectos del agrietamiento son muy nocivos para las construcciones desplantadas sobre estos terrenos, ya que las grietas llegan a tener anchos del orden de varios centímetros y profundidades de muchos metros. El valle de México es una típica región con características que propician tales agrietamientos.

Se ha observado que algunas grietas aparecen cuando las lluvias comienzan a formar una delgada lámina de agua sobre un terreno que ha sufrido de intensos períodos de evaporación, correspondientes a la temporada seca. Este fenómeno tiende a ocurrir con mayor fuerza de acuerdo con una ley cíclica que abarca varios años; en el caso específico del valle de México este lapso entre máximos períodos de agrietamiento parece ser del orden de los cuatro años (Juárez, 1994).

Sin embargo, en los últimos años han aparecido grietas del mismo tipo en muchos lugares de la ciudad, por lo que diversos investigadores (Juárez Badillo, 1959; Auvinet, 1981; Figueroa, 1990; Alberro, 1990; etc.) han desarrollado diferentes modelos teóricos con el fin de explicar este fenómeno.

El primero en proponer un mecanismo para explicar la formación de grietas fue el Dr. Nabor Carrillo, quien en 1947 dio la explicación siguiente: como consecuencia de la extracción de agua se abaten las presiones hidrostáticas en la masa de arcilla y aparecen en la parte superior del estrato arcilloso esfuerzos de tensión en el agua, que correspondientemente y de acuerdo con el principio de esfuerzos efectivos, generan compresiones en las tres direcciones ortogonales, en la estructura sólida del suelo. Cuando la lluvia llega a formar una delgada lámina de agua sobre este estrato, las tensiones en el agua se disipan y, por lo tanto, también las correspondientes compresiones en la fase sólida disminuyen en su parte proporcional; de hecho, pueden llegar a convertirse en tensiones bajo circunstancia especiales previas de esfuerzo (Carrillo, 1947).

A partir de esta idea, Juárez Badillo (1959) estableció algunas modificaciones para expresar el fenómeno mediante un mecanismo más apropiado a los agrietamientos que observó en el lago de Texcoco. Es decir, sustituyó el flujo horizontal del estrato permeable por una intensa y prolongada evaporación superficial por acción solar. Estas condiciones producen a través del tiempo un proceso de consolidación vertical por secado, que a su vez genera tensiones crecientes en el agua y compresiones crecientes en el suelo. Cuando se presenta una fuerte lluvia, capaz de destruir los meniscos formados en los espacios intersticiales de la superficie del estrato se transfieren súbitamente los esfuerzos de tensión del agua al suelo, produciéndose así las grietas.

Alberro considera que los diferentes mecanismos de agrietamiento tienen en común la ocurrencia de flujos de agua a través del subsuelo, los cuales generan esfuerzos de tensión superiores a los esfuerzos de compresión preexistentes (Alberro, 1990). Además, ha demostrado analíticamente que se generan esfuerzos normales efectivos de tensión, en los tres casos siguientes:

- a) por evaporación y posterior encharcamiento del agua de lluvia
- b) por bombeo
- c) por exceso de presión de poro, generado por artesianismo o temblores, en capas permeables confinadas por materiales impermeables del subsuelo

Arias y Auvinet (1990) apoyados en la mecánica de fracturas, interpretaron algunos casos de agrietamiento en el valle de México, de los cuales se desprende que las presiones hidráulicas que se desarrollan por acumulación brusca de agua de lluvia dentro de grietas preexistentes favorecen la propagación de las mismas. Esta teoría se explica detalladamente en la siguiente sección.

Por otra parte, algunos estudios realizados para la Comisión Nacional del Agua han propuesto clasificar los agrietamientos de acuerdo con las evidencias externas que influyen en su generación. En las zonas lacustres y de transición del valle de México, las tres causas principales son: la variación del contenido de agua, el hundimiento regional y la variación de esfuerzos horizontales.

Agrietamiento por variación del contenido de agua. Con base en las teorías que explican los agrietamientos, éstos se producen al cambiar en forma rápida el estado de esfuerzos en las formaciones arcillosas superficiales debido a la variación del contenido de agua, lo que ocasiona fuerzas de tensión producidas por la evaporación. Sin embargo, existen otros factores capaces de generar fisuras en los suelos arcillosos.

En superficies expuestas a la evaporación, se desarrollan esfuerzos por capilaridad que causan el conocido agrietamiento de los suelos arcillosos del valle. Se considera que existen dos tipos de fracturas. Las originadas por el primer ciclo de secado del suelo, que provoca grietas muy cercanas entre sí; y otro

agrietamiento con separaciones mayores e irregulares ocasionado por ciclos posteriores de secado, que es favorecido por el humedecimiento heterogéneo de la superficie, causado por las lluvias. Además se presenta un agrietamiento secundario normal a las grietas principales.

Agrietamiento asociado al hundimiento regional. Al producirse este fenómeno, hacia las fronteras de la zona lacustre se manifiestan este tipo de grietas por tensión, las que por lo común siguen trayectorias paralelas a las curvas de nivel topográfico, o bien, a los contornos de formaciones subterráneas de mayor rigidez que las formaciones arcillosas. Presentan también longitudes grandes, en ocasiones superiores a 100 m, por lo general con un desnivel entre sus labios con el más alto hacia la zona en que aumenta la elevación del terreno. A veces se manifiestan periódicamente en la misma zona, con cambios de posición subsecuentes hacia el centro de la zona lacustre.

Agrietamiento por variación de esfuerzos horizontales. La variación rápida de los esfuerzos horizontales por excavación o por aplicación de cargas horizontales, produce el agrietamiento superficial de los suelos lacustres superficiales del valle de México. Algunos casos observados se mencionan a continuación:

- la excavación del Dren General del valle de México
- las excavaciones para algunas plantas de tratamiento
- las perforación de pozos
- el hincado de pilotes, etc.

En la ciudad de México las zonas más susceptibles al agrietamiento son las de transición abrupta, donde entran en contacto los suelos arcillosos lacustres con los domos volcánicos que los confinan. Los casos más conocidos son:

- Al norte, el desplome de la Basílica de Guadalupe a partir de los años cuarenta y las fisuras de las colonias Florida y Echeagaray en los años setenta.
- Al oriente ya se advierten daños en la periferia del Peñón de los Baños y cerca del Peñón del Marqués, como el caso de la FES Zaragoza.
- Al sur, el fenómeno se acentúa a partir de los años setenta con los asentamientos y desarrollo de fisuras en las cercanías del Cerro de la Estrella y recientemente en los alrededores de la Noria, en Tepepan e Iztapalapa.

Arias modeló la generación de tensiones en el suelo por asentamiento diferencial, para lo cual consideró un manto de suelo apoyado en una roca basal inclinada y realizó simulaciones numéricas para determinar la influencia de la pendiente de contacto suelo-roca basal, sobre la distribución de esfuerzos y en particular sobre la aparición de esfuerzos de tensión que pueden provocar agrietamiento (Arias, 1990). De esto llegó a la conclusión de que para ángulos de inclinación de la roca basal mayores a 26° aparecen esfuerzos de tensión y para ángulos pequeños los esfuerzos en la masa de suelo son de compresión (fig 3.1).

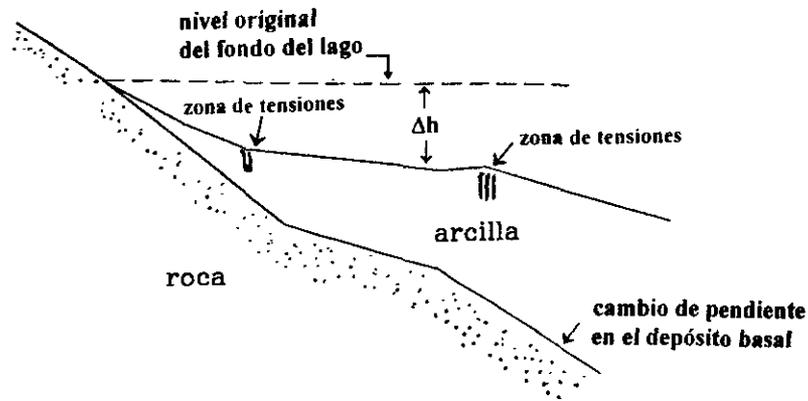


Fig 3.1 Modelo de generación de grietas, según Arias.

Como ya se dijo, la FES Zaragoza se encuentra en una zona de transición abrupta, cerca del Peñón del Marqués, la cual ha sido afectada por fuertes asentamientos diferenciales que han generado agrietamientos y daños severos en las instalaciones escolares.

Los ingenieros geotecnistas que participaron en el proyecto de este plantel tomaron la decisión de controlar los hundimientos futuros mediante la inyección de un fluido fraguante en los mantos arcillosos que subyacen al Edificio de Gobierno. En este tipo de suelo la inyección genera fracturas en el suelo dentro de las cuales penetra el fluido inyectado y se espera que las intrusiones rígidas de lodo fraguado contribuyan de manera importante a la reducción de la compresibilidad del subsuelo.

El Dr. Auvinet actualmente trabaja en la definición de los criterios para el uso de inyecciones en suelos blandos. En un informe preliminar del 10 de octubre de 1997, plantea teóricamente el modelado de las condiciones en las que se da el fracturamiento no controlado de las arcillas durante el proceso de inyección (Auvinet 1997). Revisó los modelos analíticos para inyección de rocas, propuestos por Cambefort (1964) y Hubbert y Willis (1957) para el fraturamiento inducido de yacimientos en ingeniería petrolera. También discute la mecánica de fracturas de Hellan (1985) para representar el fenómeno, con el objetivo de definir los factores que condicionan la orientación, espesor y longitud de las grietas en un suelo blando como el de la FES Zaragoza.

3.2 Fracturamiento inducido por inyecciones en suelos

3.2.1 Consideraciones generales

Si se observa la pared de una excavación realizada en suelo inyectado, casi siempre se detecta la presencia de fisuras rellenas con el material que se inyectó, aun cuando el material no se encuentre naturalmente fracturado. Es decir, se trata de un fracturamiento provocado por la inyección y que se desarrolla a partir de uno o varios pozos de inyección. El material inyectado normalmente forma planos verticales, horizontales o inclinados. A continuación se resumen los aspectos teóricos más relevantes de este fenómeno de acuerdo con Auvinet (1997).

3.2.2 Análisis del fracturamiento inducido en suelos cohesivos

Si se consideran dentro de una masa de suelo sólo las fuerzas debidas al peso propio del material, supuesto homogéneo, el esfuerzo vertical a la profundidad z es:

$$\sigma_z = \gamma z \quad (3.1)$$

Esta compresión tenderá a inducir una dilatación transversal que no puede presentarse debido al confinamiento. Por lo que el estado inicial de esfuerzos en el medio lo define la expresión:

$$\sigma_x = \sigma_y = \left(\frac{\nu}{1-\nu} \right) \sigma_z = \left(\frac{\nu}{1-\nu} \right) \gamma z \quad (3.2)$$

donde: γ = peso volumétrico del suelo
 ν = relación de Poisson del material

La realización de una perforación cambia el estado de esfuerzos alrededor de la misma. Al considerar que las deformaciones son elásticas, con la teoría de la elasticidad plana se calculan los nuevos esfuerzos y se establece que el esfuerzo desviador máximo se presenta en la pared de la perforación.

Sin embargo cuando las deformaciones salen del intervalo elástico, lo anterior deja de ser correcto y se tienen que definir los esfuerzos para el radio de la zona plastificada que se genera alrededor de la perforación.

Si se toma en cuenta que en el contacto entre la zona plastificada y elástica deben satisfacerse las ecuaciones establecidas para un medio elástico, se definirá un nuevo estado de esfuerzos que se parezca más a las condiciones reales.

Por otra parte, si se admite con Cambefort que la fractura se inicia cuando el esfuerzo radial pasa de compresión a tensión, entonces la presión de fracturamiento estará dada por:

$$p_0 = \left(\frac{\nu}{\nu-1} \right) \gamma z + c \quad (3.3)$$

donde: c = cohesión del medio

El radio de la perforación, la permeabilidad del medio y la naturaleza de la lechada no tienen influencia. La expresión anterior muestra que el fracturamiento de suelos cohesivos se presenta para presiones bajas. Cambefort ha observado que la presión real necesaria para provocar el fracturamiento tiende a ser claramente mayor que el valor teórico anterior.

3.2.3 Fracturas inducidas en un macizo con esfuerzos orogénicos o externos

El análisis del fracturamiento hidráulico en pozos petroleros, hecho por Hubbert y Willis (1957), demostró que las fracturas inducidas se presentan siempre perpendicularmente al esfuerzo principal menor existente en el terreno. La conclusión de Matthews y Russell (1967) es la misma y afirman que la orientación de las fracturas hidráulicas inducidas depende de la distribución de esfuerzos en la zona próxima a los pozos petroleros (fig. 3.2).

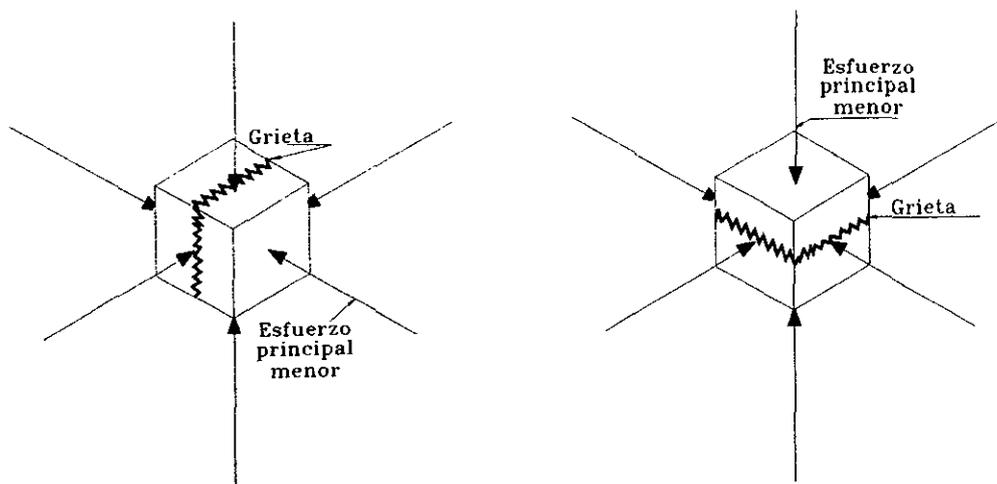


Fig 3.2 Orientación del fracturamiento siempre perpendicular al esfuerzo principal menor

Por lo tanto, para poder predecir la orientación de las fracturas inducidas, en general, es conveniente conocer los esfuerzos principales preexistentes en la zona de inyección. Esto adquiere mayor importancia cuando se pretende inyectar debajo o en la periferia de una construcción existente.

Auvinet propone calcular dichos esfuerzos principales con ayuda de la mecánica del medio continuo, en particular con la solución de Midlin (1936), relativa a los esfuerzos inducidos por una fuerza vertical aplicada en el interior del macizo. Para áreas con carga repartida esta misma solución resulta útil pero debe ser integrada analíticamente. Actualmente, en el Instituto de Ingeniería de la UNAM se trabaja al respecto, con un programa que permitirá predecir *a priori* la dirección de formación de grietas por inyección.

3.2.4 Mecánica de fracturas

De acuerdo con Arias (1989), la mecánica de fracturas es el marco de referencia teórico que permite estudiar el problema del fracturamiento inducido. Sin embargo, el uso de esta herramienta es aún poco difundido en la mecánica de suelos, por lo que este mismo autor realizó una revisión de sus principios fundamentales, analizó el estado de esfuerzos en el vértice de una grieta y el criterio de propagación a partir del factor de intensidad de esfuerzos crítico K_{IC} . A continuación se presenta un resumen de sus resultados.

Conceptos

Fracturamiento: es la pérdida de contacto entre dos partes de un cuerpo sólido sometido a cargas extremas. Esto implica la generación de una grieta y su propagación hasta que se presente la falla general, o bien, hasta alcanzar un nuevo estado de equilibrio.

Frente de una grieta: es el vértice que conecta los puntos adyacentes donde ocurren o pueden ocurrir separaciones subsecuentes.

Superficie de fractura: es el plano geométrico a lo largo del cual se “mueve” la grieta.

Modos de fracturamiento

Los modos básicos de desarrollo de agrietamiento son tres (fig 3.3):

- *Modo I:* se presenta una abertura simétrica, el desplazamiento relativo entre las caras correspondientes es perpendicular a la superficie de fractura. Las grietas se generan por tensión, separándose entre sí las caras de la grieta.
- *Modo II:* la separación es asimétrica, los desplazamientos tangenciales relativos son perpendiculares al frente de la grieta; la separación se genera por cortante, es decir, las caras de la grieta deslizan una sobre la otra en dirección perpendicular al vértice.
- *Modo III:* la separación es asimétrica, los desplazamientos tangenciales relativos son paralelos al frente de la grieta; la separación se genera por torsión, es decir, las caras de la grieta deslizan una sobre la otra, en dirección paralela al vértice.

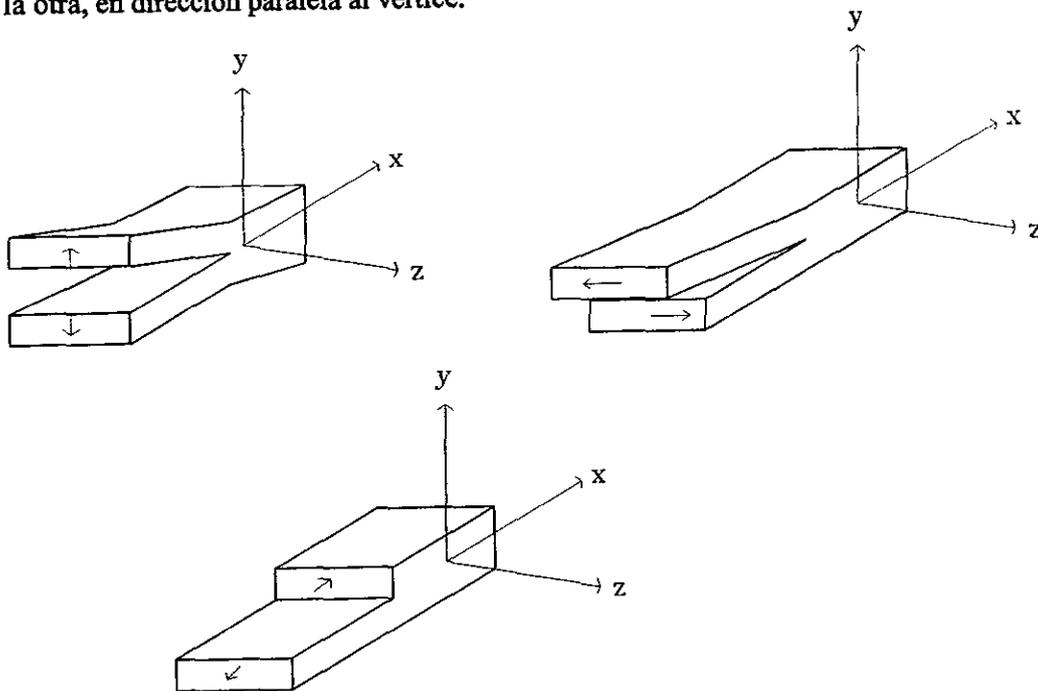


Fig 3.3 Modos de fracturamiento.

Criterios de generación de grietas

A continuación se describen brevemente algunos de los trabajos clásicos para estudiar analíticamente el fenómeno de la generación de grietas en medios homogéneos.

- *Teoría de Rankine:* se basa en la hipótesis de que la falla tiene lugar cuando el mayor de los esfuerzos principales alcanza un valor límite, que puede ser el punto de fluencia determinado en un ensayo a tensión simple, o el esfuerzo último si el material es frágil.
- *Teoría de Saint Venant:* establece que en un material la falla empieza cuando la deformación principal máxima alcanza el valor de la deformación para la que empieza la fluencia en el ensayo de tensión.

- *Teoría de Griffith*: considera que el material contiene un gran número de grietas incipientes orientadas casualmente y que la falla se presenta cuando el esfuerzo local mayor en la fisura más grande y de orientación más peligrosa alcanza un valor crítico.

Para desarrollar su teoría, Griffith introdujo el concepto de “microfisuras”(grietas pequeñas en gran número) y estableció que en sus vértices existe una elevada concentración de esfuerzos que puede conducir al desarrollo de una grieta. Además, supuso que las microfisuras tenían la forma de una elipse muy estrecha cuyo eje mayor es normal a la tensión.

Por lo tanto, el máximo esfuerzo de tensión está dado por:

$$\sigma_{\max} = 2 \sigma \left(\frac{l}{\rho} \right)^{1/2} \quad (3.4)$$

donde: ρ = radio de curvatura en el extremo del eje mayor

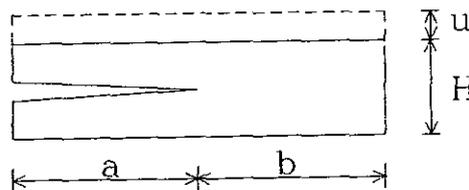
De lo anterior, si los esfuerzos alcanzan ρ_{\max} la grieta crecerá. En el caso de condiciones biaxiales de esfuerzo, el criterio de falla es el siguiente:

$$\begin{aligned} \rho_1 &= T_0, & \text{si } \rho_1 + 3 \rho_2 < 0 \\ (\rho_1 - \rho_2)^2 + 8 T_0 (\rho_1 + \rho_2) &= 0, & \text{si } 3 \rho_1 + \rho_2 > 0 \end{aligned}$$

donde: T_0 = resistencia a la tensión uniaxial
 ρ_1, ρ_2 = esfuerzos principales

Estado de esfuerzos en la cercanía de una grieta

Crecimiento cuasi-estático de una grieta dentro de un cuerpo sólido elástico: se considera una grieta horizontal en una placa de ancho unitario, fija en sus bordes horizontales superior e inferior (fig. 3.4). El material es elástico y se considera $a > H$ y $b > H$.



originalmente a_0 y b_0 respectivamente

Fig 3.4 Crecimiento cuasi estático de una grieta dentro de un cuerpo sólido.

Para conocer el valor crítico del desplazamiento relativo, u , necesario para que la grieta existente se propague, se considera el material libre de esfuerzos arriba y abajo de la grieta; mientras que a la derecha, actúan esfuerzos constantes correspondientes a la deformación vertical $E = u / H$.

$$\sigma = \frac{\eta E u}{H} \quad (3.5)$$

donde: E = módulo de Young
 η = factor en función de la relación de Poisson y la geometría considerada

Si la grieta crece a partir de su longitud inicial, a_0 , hasta que se extiende en toda la longitud de la placa y además si esto ocurre cuasi-estáticamente, sin producir energía cinética, la energía potencial f se aproxima gradualmente a cero conforme la pieza fracturada queda libre de esfuerzos. La energía potencial suministrada ha sido consumida durante la propagación de la grieta, es decir, se realizó trabajo a lo largo del incremento de superficie de agrietamiento.

En 1920 Griffith definió este trabajo (físicamente), como el necesario para vencer las fuerzas de atracción de la estructura atómica.

$$\mathcal{G} = \frac{\eta E}{2 H} u^2 \quad (3.6)$$

donde: \mathcal{G} = fuerza de propagación de la grieta

\mathcal{G} debe ser igual al trabajo 2γ , necesario para mover el frente de la grieta en el estado crítico.

$$2 \gamma = \frac{\eta E}{2 H} u^2 \quad (3.7)$$

Por lo tanto, el desplazamiento crítico es:

$$u = 2 \sqrt{\frac{\gamma H}{\eta E}} \quad (3.8)$$

Criterio de propagación

La condición de propagación es la siguiente:

$$\mathcal{G} = \mathcal{G}_c \quad \text{o} \quad K_I = K_{IC}$$

donde: K_I = resistencia a la propagación de la grieta

Este criterio se aplica si la grieta ya existe, pues antes, el material se considera continuo por lo que la concentración de esfuerzos no está presente.

La determinación de los parámetros se realiza mediante pruebas de laboratorio.

Teoría de propagación por presión hidráulica interna: Auvinet, a partir del razonamiento de Griffith, desarrolló esta teoría que considera lo siguiente:

- Durante el estiaje se generan en las capas superficiales fisuras poco profundas, debido a la desecación, con la contracción volumétrica correspondiente.
- Con las precipitaciones pluviales las fisuras se llenan de agua, dándose una presión hidrostática diferencial, variable con la profundidad del NAF o si se le añade un tirante por encharcamiento.
- La presión anterior provoca el fracturamiento de la arcilla blanda y genera grietas profundas.

La condición para que se propague una grieta con presión interna p , es que se cumpla en la punta de la grieta:

$$p > \sigma_2 + T_0$$

donde:

$$\begin{aligned} p &= \text{presión interna} \\ \sigma_2 &= \text{esfuerzo principal menor} \\ T_0 &= \text{resistencia a la tensión del material} \end{aligned}$$

En la formación arcillosa superior se puede considerar que el esfuerzo principal menor es el horizontal y que:

$$\sigma_2 = \sigma_h = K_0 \sigma_z \quad (3.9)$$

donde $K_0 =$ coeficiente de empuje horizontal en reposo

La presión interna en la punta de una grieta llena de agua y de profundidad z es:

$$p = \gamma_w z \quad (3.10)$$

Esta teoría demuestra que uno de los mecanismos de propagación de grietas en las arcillas del valle de México es la generación de tensiones, en la punta de fracturas preexistentes, por el efecto del empuje hidrostático del agua que llega a acumularse bruscamente en las mismas, por ejemplo durante fuertes lluvias.

El análisis de diversos casos de propagación de grietas en el subsuelo de la ciudad de México, hecho por Arias y Auvinet, demuestra que el llenado de grietas superficiales con agua arriba del NAF es suficiente para provocar su propagación. Ellos establecen que si el valor del parámetro K_1 es mayor que K_{1C} , del orden de $20 \text{ kN/m}^{3/2}$, la propagación se produce. Sin embargo, no existen valores de K_{1C} determinados en el laboratorio que permitan confirmar estos valores.

Finalmente, el Dr. Auvinet concluye que la inyección de lechada a presión en una grieta preexistente conduce a un mecanismo de propagación de fracturas totalmente similar al anterior. Además, que la mecánica de fracturas constituye un marco conceptual atractivo para el análisis del fracturamiento inducido en esta forma.

4 ENSAYES DE LABORATORIO

En el Instituto de Ingeniería se realizaron pruebas de consolidación con el fin de establecer el efecto que tiene la inclusión de un fluido fraguante en la compresibilidad de las arcillas. Se utilizaron muestras de tres lugares diferentes del valle de México.

4.1 Materiales ensayados

Los especímenes usados en este programa de ensayos fueron muestreados en la FES Zaragoza, en un sitio del ex-lago de Texcoco, cerca del Aeropuerto de la ciudad de México, y en la Catedral Metropolitana. A todas las muestras se les determinaron sus propiedades índice: contenido de agua, límite líquido, límite plástico y densidad de sólidos. A continuación, se presentan los valores obtenidos para cada muestra empleada.

Tabla 1 Muestras de la FES Zaragoza

SONDEO	MUESTRA	PROF.(m)	w%	LL%	LP%	S _s
SMS-1	3-2	15.7-15.9	364	322	77.9	2.79
SMS-1	4-3	20.4-20.6	320	410	170.6	2.75
SMS-1	5-1	25.0-25.2	339	441	82.4	2.73
SMS-2	6-3	31.4-31.6	441	438	150.2	2.69

Tabla 2 Muestras de Texcoco

SONDEO	MUESTRA	PROF.(m)	w%	LL%	LP%	Ss
SMC-1	05-3	6.70-6.90	349	378	75.9	2.71

Tabla 3 Muestras de la Catedral Metropolitana

LUMBRERA	MUESTRA	PROF.(m)	w%	LL%	LP%	Ss
21	2-2	10-52-10.72	275	348	107	2.35
21	3-2	11-32-11.52	233	248	156.1	2.74
21	5-2	13.12-13.32	223	306	83.1	2.70
21	6-4	14.52-14.72	229	318	105	2.33

NOTA: w = contenido de agua en porciento; LL = límite líquido en porciento; LP = límite plástico en porciento;
Ss = densidad de sólidos

4.2 Tipos de pruebas

Los ensayes efectuados se clasifican básicamente en dos tipos:

1. sin inclusión de fluido fraguante, y
2. con inclusión de fluido fraguante

A partir de una muestra extraída con un tubo muestreador de pared delgada desarrollado especialmente para arcillas muy blandas, se obtenían cuatro probetas para efectuar pruebas de consolidación en ellas, como mínimo. En una se practicaba el primer tipo de ensaye, es decir, se consolidaba una muestra natural, no afectada por el fluido fraguante para obtener resultados experimentales de referencia (fig 4.1).

Las pruebas con inclusiones se dividen en dos tipos:

1. con diferentes porcentajes de lodo, y
2. con diferentes tipos de lodos

En el primer caso, se utilizaron probetas con un cierto porcentaje de fluido fraguante (3, 6 ó 10%) con respecto a su volumen (100 cm^3). En el segundo caso, todas las probetas con tratamiento tenían 4% de fluido, por lo que se experimentaron diferentes dosificaciones de los lodos. Más adelante, se describen los diferentes métodos empleados para obtener especímenes con inclusiones rígidas de lodo fraguado.

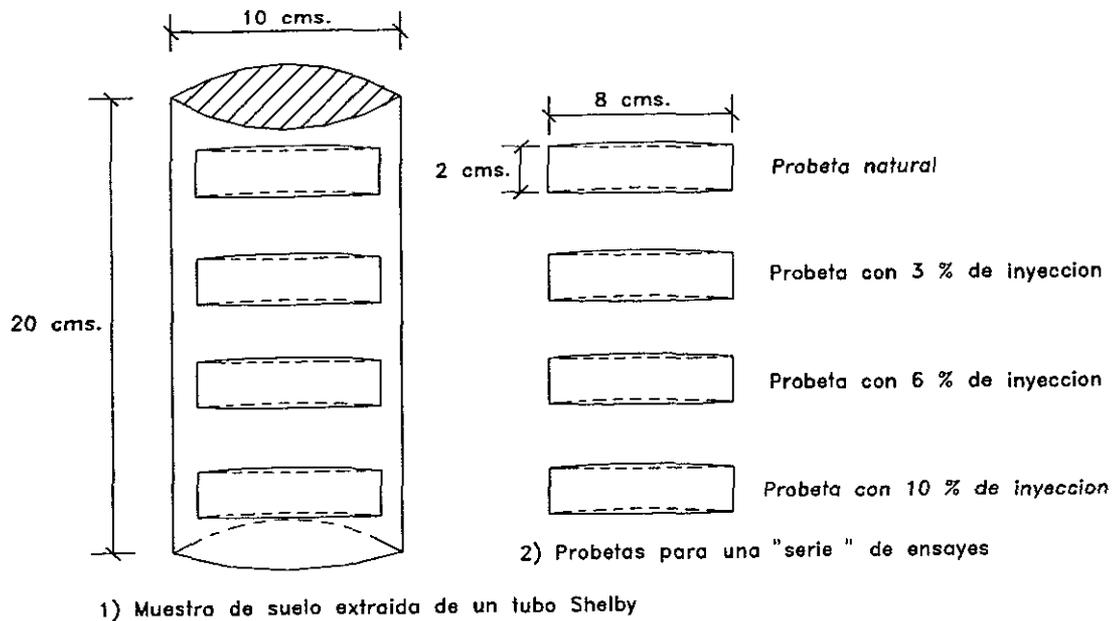


Fig 4.1 Muestras para ensayos de consolidación

4.3 Equipo

Los ensayos se realizaron en dos tipos de consolidómetros:

- estándar
- de gradiente controlado

Un consolidómetro estándar o tradicional aplica los esfuerzos a las muestras por medio de un sistema de palanca, es decir, a través de un marco ligado al aparato por un eje metálico o brazo de palanca, del cual pende un portapesas donde se colocan las cargas (fig 4.2).

El marco transmite a su vez la carga a un balín, por medio de un vástago, el cual asegura que los esfuerzos se apliquen axialmente en una placa apoyada en una piedra porosa que hace contacto directo con la muestra. Este sistema de palanca incrementa la carga sobre el espécimen alrededor de 9.5 veces.

El consolidómetro de gradiente controlado es un aparato de tipo neumático, que tiene la ventaja de aplicar automáticamente las cargas a la muestra en el momento en que se disipa la presión de poro y, de realizar ensayos en menor tiempo que un aparato tradicional (fig 4.3).

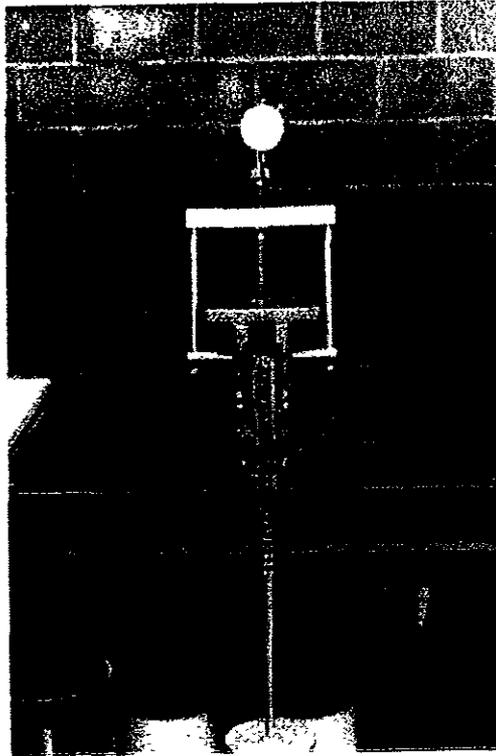


Fig 4.2 Consolidómetro tradicional

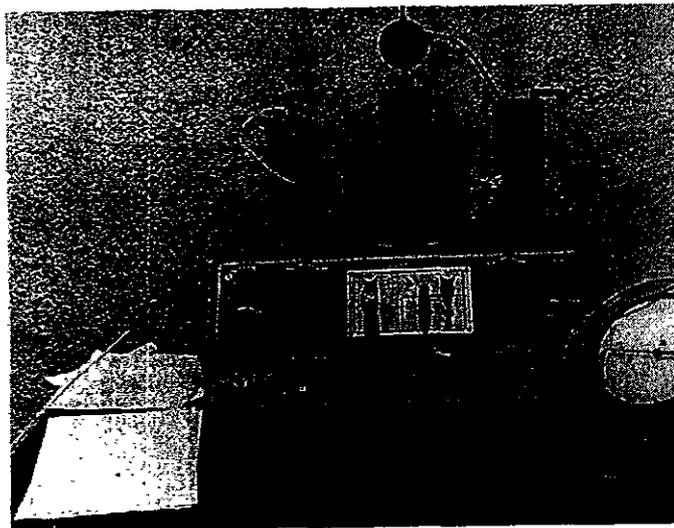


Fig 4.3 Consolidómetro de gradiente controlado

4.4 El programa de ensayos de laboratorio

El primer paso dentro de este programa consistió en desarrollar una técnica para obtener muestras con inclusiones de lodos fraguantes. Enseguida, se hicieron diversas series de pruebas de consolidación. Una serie de ensayos estaba formada por cuatro de ellos, efectuados en especímenes tomados de una misma muestra, como se explicó anteriormente. Por último, se determinaron las propiedades índice de cada material empleado: contenido de agua, límites de plasticidad y densidad de sólidos.

4.4.1 Técnicas de inyección

El primer método que se probó para obtener muestras con inclusiones de lodos fraguantes en el laboratorio, consistió en usar jeringas y agujas, con el fin de lograr alguna semejanza entre las condiciones de las inyecciones de campo y las del laboratorio. Después de la búsqueda de los tamaños disponibles en el mercado, se decidió comprar jeringas de 10 ml y agujas del #14 con las cuales se ensayó el método que se describe a continuación.

Se labraron probetas en anillos de consolidación en las cuales se ensayaron diversos procedimientos para inyectar el lodo fraguante (con y sin barrenación previa, variando la posición de la aguja, etc) y se dejaron fraguar dos o tres días; posteriormente se sacaban las muestras del anillo y se cortaban con alambre para observar si el fluido había provocado el fisuramiento del suelo o si el fluido penetraba dentro de fisuras preexistentes.

Los fluidos ensayados fueron sugeridos por TGC Geotecnia, a continuación se especifican sus dosificaciones (fig 4.4):

mezcla	% DE MATERIALES				
	agua	cemento	cal	bentonita	pómez
1*	45.00	15.00	20.00	-	20.00
2	62.50	18.75	18.75	-	-
3	60.25	18.07	18.07	3.61	-
4	60.25	-	18.07	3.61	18.07

* Esta dosificación se utilizó en la mayoría de las pruebas, en los casos contrarios se menciona el proporcionamiento empleado.

La mezcla se inyectó con la presión que se ejerce manualmente al empujar el émbolo de la jeringa por lo cual, la presión aplicada fue una variable no controlada. Sin embargo, el volumen de fluido suministrado en cada probeta sí se pudo medir con la escala de la jeringa.

El fluido siguió una variedad de trayectorias dentro de la masa arcillosa de los especímenes inyectados y cortados, es decir, en algunas muestras penetró en las fisuras que tenía el suelo; en otras sólo penetraba en el barreno de la aguja y formaba un micropilote; también hubo muestras en las que no penetró la mezcla (fig 4.5).

Algunos de los problemas más importantes que se presentaron, durante esta etapa, son los siguientes:

- taponamiento con mezcla
- taponamiento con material arcilloso
- dificultad para medir el volumen de material realmente inyectado (debido a lo anterior)

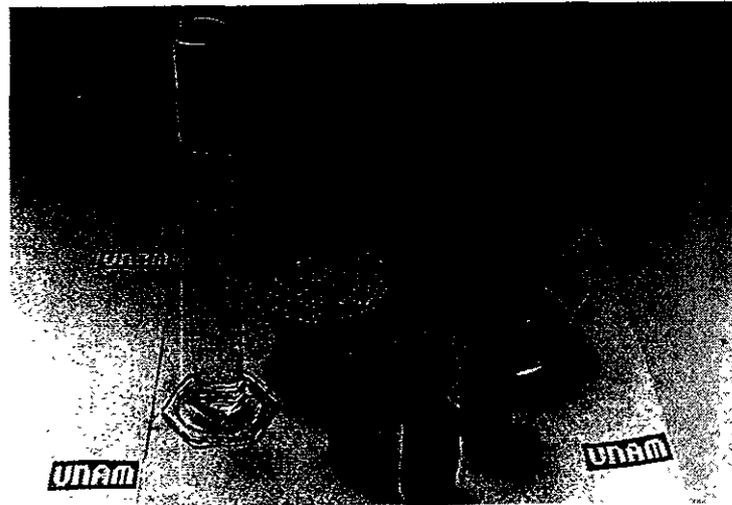


Fig 4.4 Materiales para el lodo de inyección

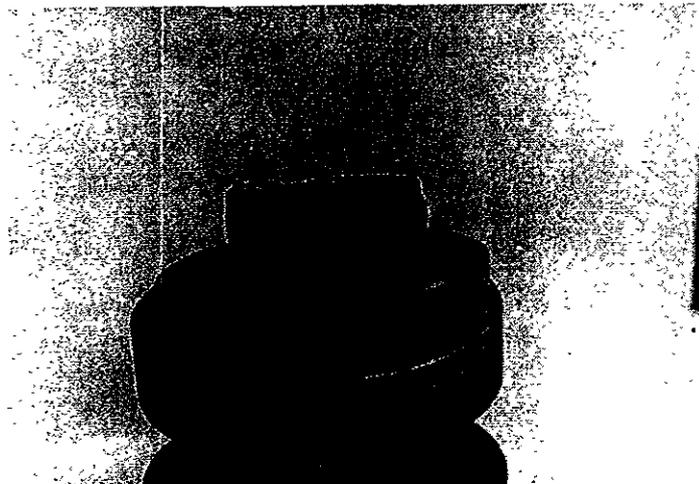


Fig 4.5 Muestra de suelo inyectada

Procedimiento # 1: A partir de las observaciones anteriores, se hicieron modificaciones en la manera de inyectar las probetas, y finalmente se siguió el procedimiento que a continuación se describe (fig 4.6):

- El proporcionamiento de la mezcla fue el mismo que se empleó en los ensayos de inyección efectuados en un campo experimental cerca del Aeropuerto de la ciudad de México (Santoyo, 1997). Sin embargo, el material arenoso se cribó previamente para utilizar sólo su parte fina, es decir, se trabajó con el material que pasaba la malla 200, con el fin de evitar que se taparan las agujas.
- Después de labrar la muestra dentro del anillo y enrasarla, se hacían los barrenos donde se inyectaría el fluido. A cada uno de ellos le correspondía un volumen de 0.5 cm^3 .
- El lodo fraguante se inyectó con jeringas y agujas, de las medidas indicadas anteriormente.
- Una vez inyectadas las probetas, se volvían a enrasar y se montaban en los consolidómetros para iniciar la etapa de carga uno o dos días después.

PROCEDIMIENTO 1

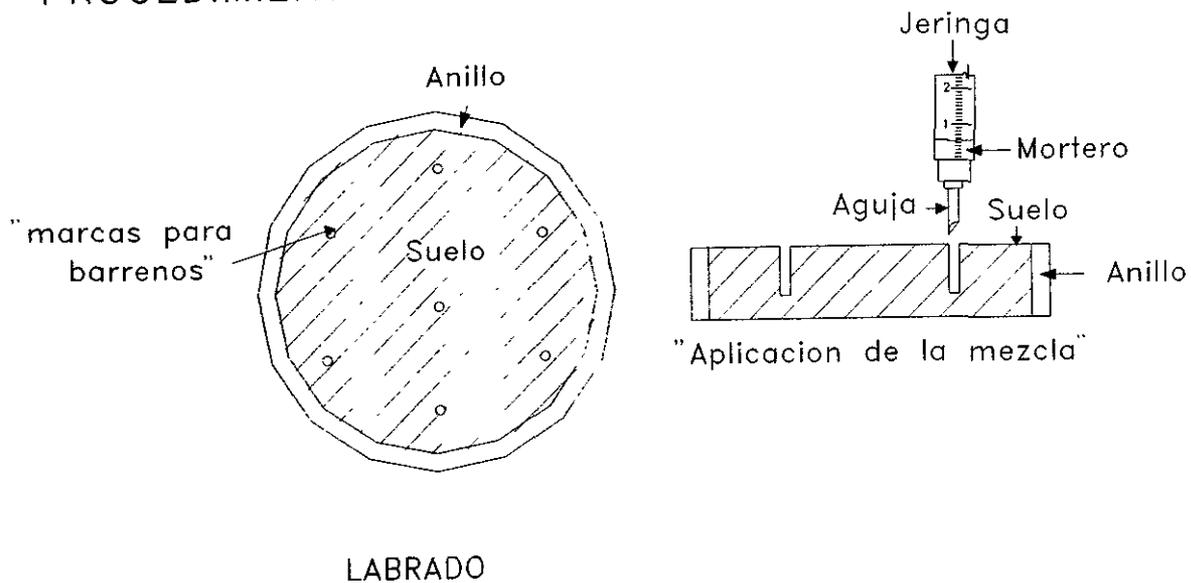


Fig 4.6 Procedimiento de inyección número 1

Procedimiento # 2: De los resultados de inyecciones de prueba realizados en la FES Zaragoza, surgieron otras ideas de cómo obtener probetas inyectadas. La nueva propuesta intentó simular el patrón de estrella observado en las pruebas de campo (fig. 4.7).

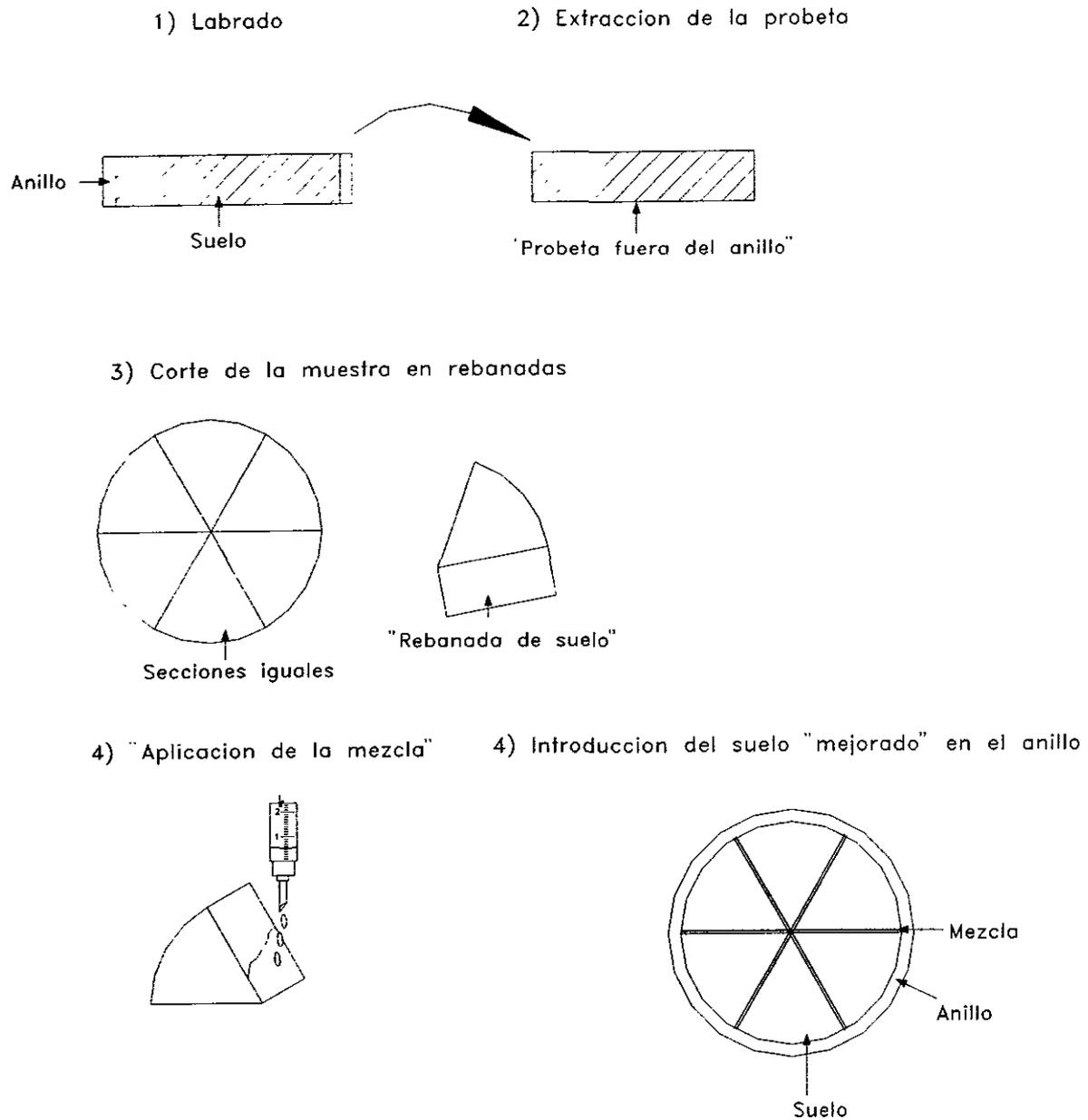


Fig 4.7 Procedimiento de inyección número 2

- La muestra se labró en el anillo de consolidación como se indicó anteriormente.
- La probeta se extraía cuidadosamente del anillo, para no alterarla.
- Posteriormente, la muestra se cortaba en rebanadas, de acuerdo con el porcentaje de inyección. Es decir, si le correspondía el 6% de mezcla, la probeta se cortaba en seis partes iguales.
- Se aplicó 1cm^3 de lodo fraguante en cada una de las caras de cada rebanada, empleando para ello las jeringas y agujas.

- Las rebanadas de suelo se unían para formar nuevamente la probeta que se introducía cuidadosamente en el anillo, se enrasaba y finalmente era montada en el consolidómetro. La etapa de carga se iniciaba uno o dos días después.

Con base en esta y otras experiencias se definieron dos procedimientos adicionales para formar muestras con inclusiones de lodos fraguantes en el laboratorio, los cuales forman parte de una etapa más de ensayos, en los que la mezcla se dejó fraguar durante siete días. A diferencia de los primeros dos procedimientos, en los siguientes no se cribó la porción de arena.

Procedimiento # 3: Al igual que el segundo proceso, éste también trató de simular el efecto de estrella mencionado y se realizó de la siguiente manera (fig. 4.8):

- Se tomó una muestra de dimensiones ligeramente mayores a las del anillo de consolidación ($\phi = 8\text{cm}$, $h = 2\text{cm}$).
- Se determinó el volumen de esta probeta para conocer la cantidad de mezcla requerida, de acuerdo con el porcentaje correspondiente (3, 6 ó 10%).
- La muestra se cortó en seis rebanadas iguales, independientemente de la cantidad asignada de mortero.
- Se impregnó uniformemente la cantidad de lodo fraguante correspondiente, en las caras de cada rebanada hasta agotar el volumen medido.
- Las rebanadas se unían para formar nuevamente la muestra. Ésta era labrada en el anillo, enrasada y montada en el consolidómetro, como se hace tradicionalmente. El primer incremento de carga se aplicaba siete días después.

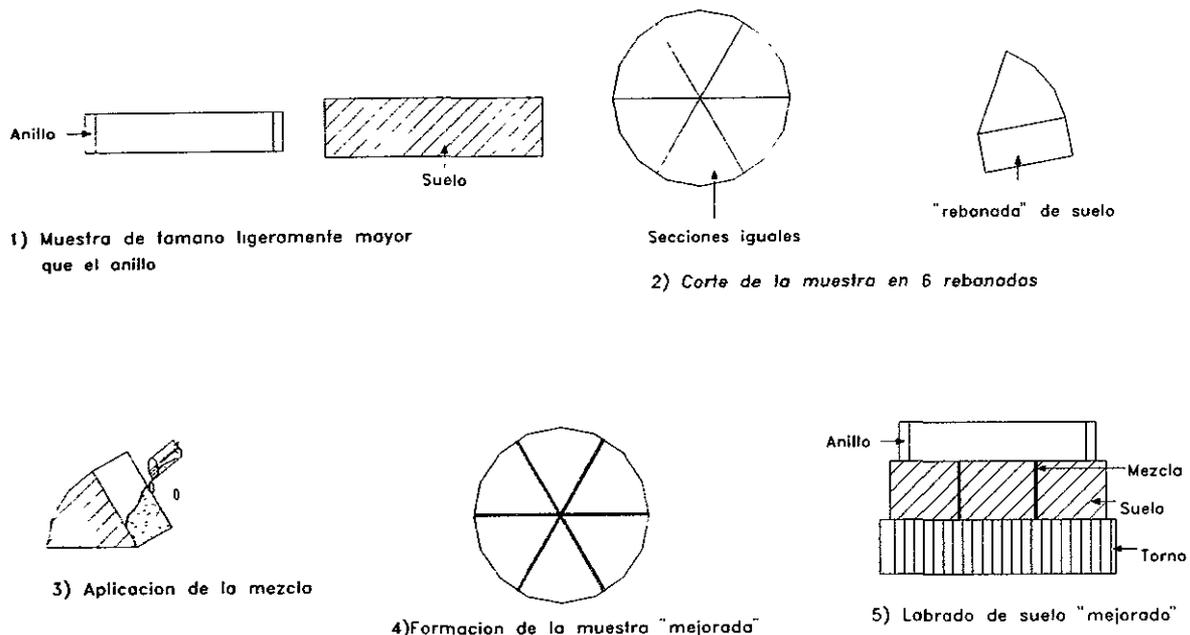


Fig 4.8 Procedimiento de inyección número 3

Procedimiento # 4: se realizó como a continuación se explica (fig 4.9):

- La muestra se labró dentro del anillo en la forma ya descrita y después de enrasarla, se barrenó.
- Los barrenos se distribuyeron uniformemente en el área de la muestra; cada uno tenía un volumen de 1 cm^3 .
- Los orificios se hicieron con una broca de $5/16''$ y tenían la misma altura que el anillo (2 cm), y se barrenaron previamente con una broca de menor diámetro para no alterar la muestra.
- Una vez que se tenía el número de barrenos correspondiente a cada probeta (3, 6 ó 10), se rellenaban con lodo fraguante por gravedad (formando pequeñas columnas en la probeta). El mortero se distribuía dentro de cada barreno usando una varilla.
- Una vez inyectadas las probetas, se enrasaban para ser montadas en los consolidómetros, donde permanecían hasta cumplir los siete días de fraguado establecidos para el inicio del ensaye.

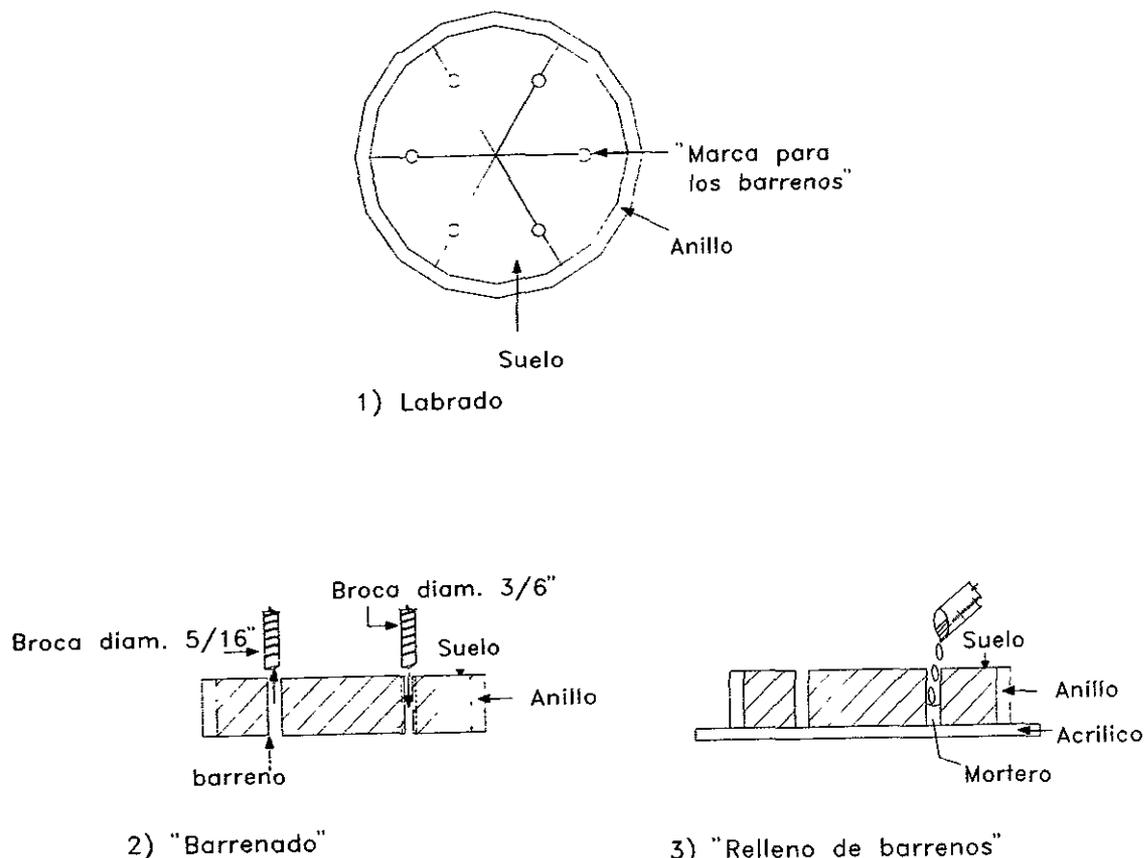


Figura 4.9 Procedimiento de inyección número 4.

Procedimiento # 5: este procedimiento se desarrolló con el objetivo de representar algunas de las condiciones que existen en campo durante la inyección. Si un suelo se encuentra sometido a cierto esfuerzo en el momento del tratamiento, en el laboratorio las probetas se tienen que llevar hasta su esfuerzo de cedencia, que se supone igual al esfuerzo actuante en el campo, y a partir de esta condición realizar la inyección del fluido fraguante.

Para conseguir lo anterior, se diseñó una placa de acero inoxidable con cuatro orificios, de 5/16" de diámetro, distribuidos uniformemente en la sección y sellados por cuatro tornillos los cuales atraviesan la placa y la piedra porosa superior. Este arreglo permite remover los tornillos para barrenar la probeta y aplicar el fluido, sin desmontarla del consolidómetro. De acuerdo con esto, el procedimiento # 5 consistió en lo siguiente:

- Se labró una probeta y se montó en el consolidómetro, como se hace tradicionalmente.
- Se aplicaron los incrementos de carga correspondientes para que la muestra se aproximara a su esfuerzo de cedencia (valor determinado con un ensaye previo sin inyección).
- Sin desmontar la probeta, se retiraron los tornillos de la tapa para barrenar la muestra con broca (utilizando primero una de diámetro menor al del orificio).
- Los barrenos se rellenaron de fluido fraguante del mismo modo que en el procedimiento # 4 y se colocaron nuevamente los tornillos de las placas.
- Se dejó fraguar el lodo durante tres semanas, al término de las cuales el ensaye continuaba hasta alcanzar un esfuerzo de 8 kg/cm^2 .

Todos los ensayos hechos con el equipo descrito tenían 4% de material inyectado, es decir, que los resultados de estas pruebas no muestran los efectos que producen diferentes volúmenes de inyección. Sirvieron para ensayar diferentes tipos de lodos. Queda fuera del objetivo de este trabajo definir una dosificación óptima para un lodo de inyección.

4.4.2 Etapas del programa experimental de laboratorio

Los ensayos que se realizaron dentro de este programa se dividen en tres etapas:

Pruebas para correlacionar los resultados del consolidómetro neumático con los del consolidómetro tradicional. En esta etapa se usaron muestras de arcilla en estado natural de la FES Zaragoza, es decir, muestras sin inyección.

Ensayes preliminares. Consistió en realizar varias series de pruebas con el fin de establecer con toda precisión el programa de ensayos definitivos; además, en esta etapa se decidió prestar mayor atención al comportamiento de las probetas inyectadas con 6% de lodo fraguante. Se utilizaron muestras de la FES Zaragoza formadas con el procedimiento # 1 y muestras del exlago de Texcoco que se formaron con el procedimiento # 2.

Ensayes definitivos. Sirvieron para corroborar y dar claridad a los resultados que presentó la empresa TGC Geotecnia. Las muestras empleadas fueron arcillas de la Catedral Metropolitana; una serie se hizo ensayando probetas formadas con el procedimiento # 3 y otra con probetas que se formaron siguiendo el procedimiento # 4. Además se realizaron dos series con muestras formadas con el procedimiento # 5.

5 ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se describen los resultados de los ensayos efectuados de compresión unidimensional en los suelos cuyas propiedades índice se indicaron en las Tablas 1, 2 y 3 del capítulo anterior. Para analizar los datos obtenidos en los ensayos se toma en cuenta el proceso de formación de muestras, el tiempo de fraguado, la inclusión de materia gruesa (retenida en la malla # 200) en los lodos fraguantes así como la humedad inicial de los suelos muestreados. También se presenta un modelo matemático propuesto por Enrique Tamez, el cual evalúa los módulos de rigidez las muestras ensayadas. Finalmente se discute la aplicabilidad de los resultados del programa experimental tomando como punto de referencia el propósito de utilizar los lodos fraguantes para reducir la compresibilidad de las arcilla de la ciudad de México. Las técnicas experimentales se describieron en el Capítulo 4.

5.1 Presentación de los resultados experimentales

Los resultados se presentan usando gráficas cuyas ordenadas son las deformaciones volumétricas, $\Delta H / H$, y las abscisas el esfuerzo vertical efectivo, σ'_v , empleando gráficas con escalas aritméticas o semilogarítmicas; también se utilizan otras gráficas en las que las relaciones de vacíos, e , o las compresibilidades, m_v , se dibujan como función de σ'_v . La compresibilidad se obtiene a partir de:

$$m_v = \frac{\Delta H / H}{\Delta \sigma'_v} \text{ en } (\text{kg/cm}^2)^{-1} \quad (5.1)$$

en donde el numerador se interpreta como el cambio de deformación volumétrica que ocurre cuando el esfuerzo vertical efectivo sufre un incremento $\Delta \sigma'_v$.

5.1.1 Ensayes en muestras formadas con el procedimiento # 1

Las probetas ensayadas se inyectaron con lodos empleando agujas y jeringas y se formaron siguiendo el procedimiento #1 descrito en el Capítulo 4.

Muestra 4-3 de la FES Zaragoza

En las figuras 5.1 y 5.2 se dan las gráficas de deformación volumétrica contra esfuerzo vertical efectivo en escalas aritmética y semilogarítmica, respectivamente. Como ahí se aprecia, los lodos inyectados no parecen tener gran influencia sobre la compresibilidad de los suelos en la rama de recarga, aunque sí es posible distinguir que la magnitud de la carga de preconsolidación de las muestras inyectadas difiere de la que se observa en la muestra no sometida al tratamiento.

Para explicar el comportamiento observado es necesario considerar los estados de las probetas al inicio de los ensayos, haciendo referencia a sus relaciones de vacíos y humedades. Como se ve en la fig 5.3, las diferencias de humedad y de relación de vacíos son muy notables. Al avanzar el proceso de carga el efecto de este último se vuelve más importante como se aprecia en la fig 5.4 en la que se presenta la variación de la compresibilidad como función del esfuerzo vertical efectivo. En esta última gráfica es evidente que después de la carga de preconsolidación las compresibilidades se pueden correlacionar con las humedades y con la cantidad de lodo inyectado y que las desviaciones con respecto a esta tendencia se pueden atribuir a variaciones en el contenido natural de las arcillas y a la imposibilidad de controlar y cuantificar la cantidad de lodo que efectivamente se inyectó.

Finalmente, para interpretar los resultados de la fig 5.4 debe considerarse que los ensayos iniciaron con lodos no fraguados; de hecho, tomando en cuenta que en estas pruebas las cargas aplicadas se incrementaron cada 24 horas, esta serie de ensayos demuestra que se requiere un tiempo mínimo de fraguado de 7 días, antes de que los efectos del material inyectado sean significativos.

Muestra 2-4 de la FES Zaragoza

Los resultados de estos tres ensayos se presentan en las figs 5.5 a 5.8. En las curvas de las figuras 5.5 y 5.6 se aprecia la reducción de la compresibilidad de las muestras inyectadas, en la rama virgen. Este efecto es directamente atribuible a la presencia de los lodos y no a la de la humedad natural.

En la rama de recarga se observa un efecto inverso (las compresibilidades aumentan con la cantidad de lodo inyectado) que puede atribuirse a que los lodos aún no fraguaban.

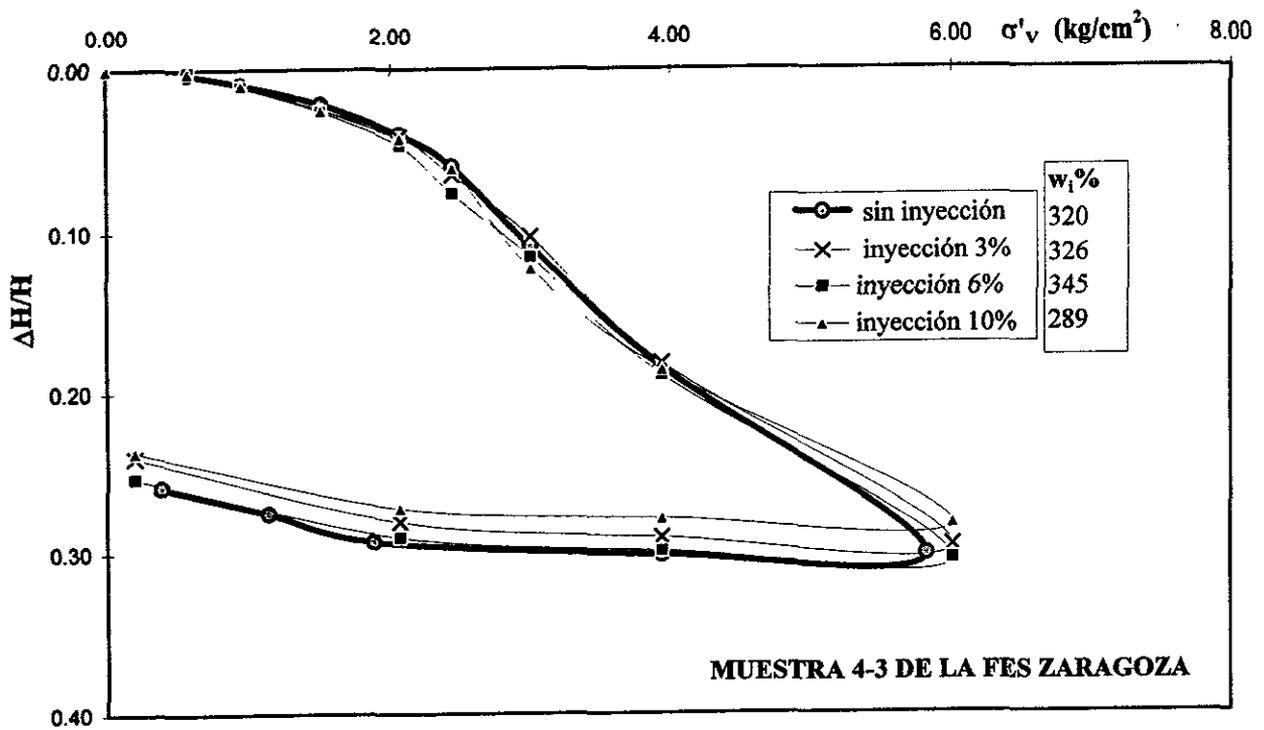


Fig 5.1 Curva de deformación volumétrica contra esfuerzo vertical efectivo (escala aritmética)

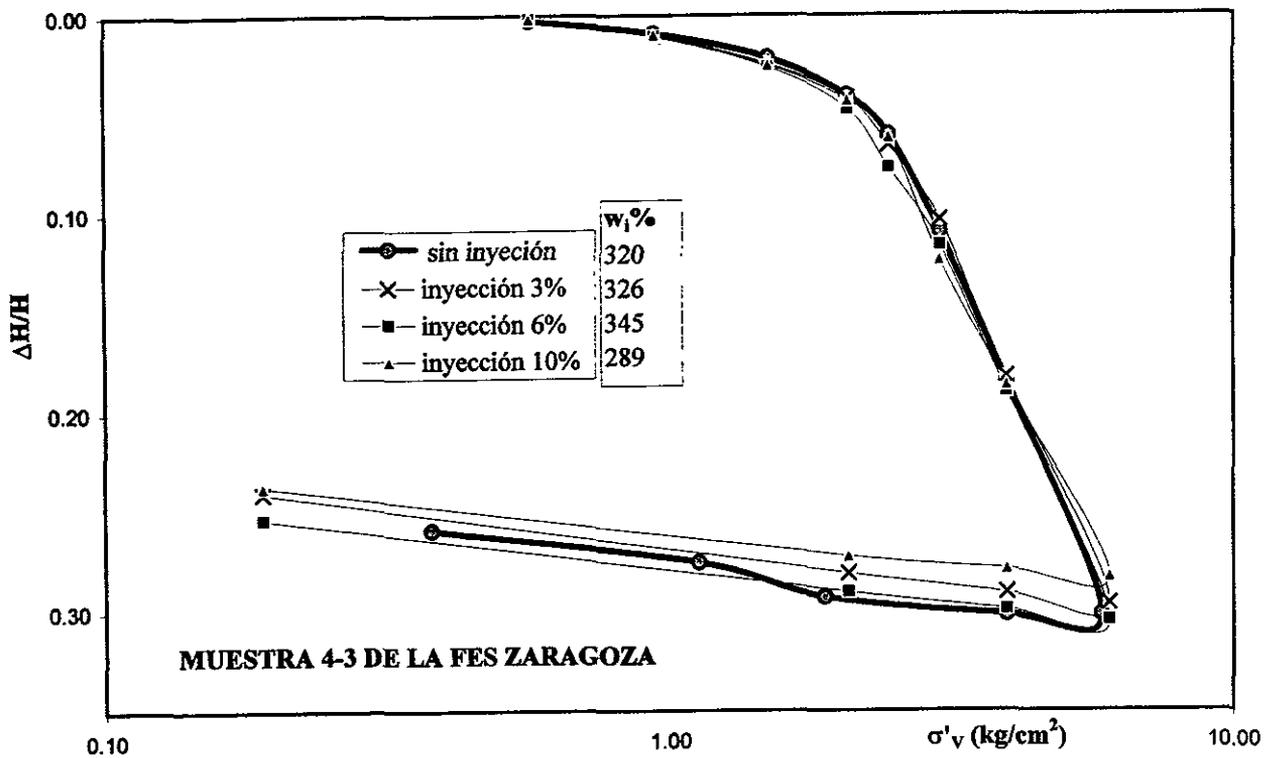


Fig 5.2 Curva de deformación volumétrica contra esfuerzo vertical efectivo (escala semilogarítmica)

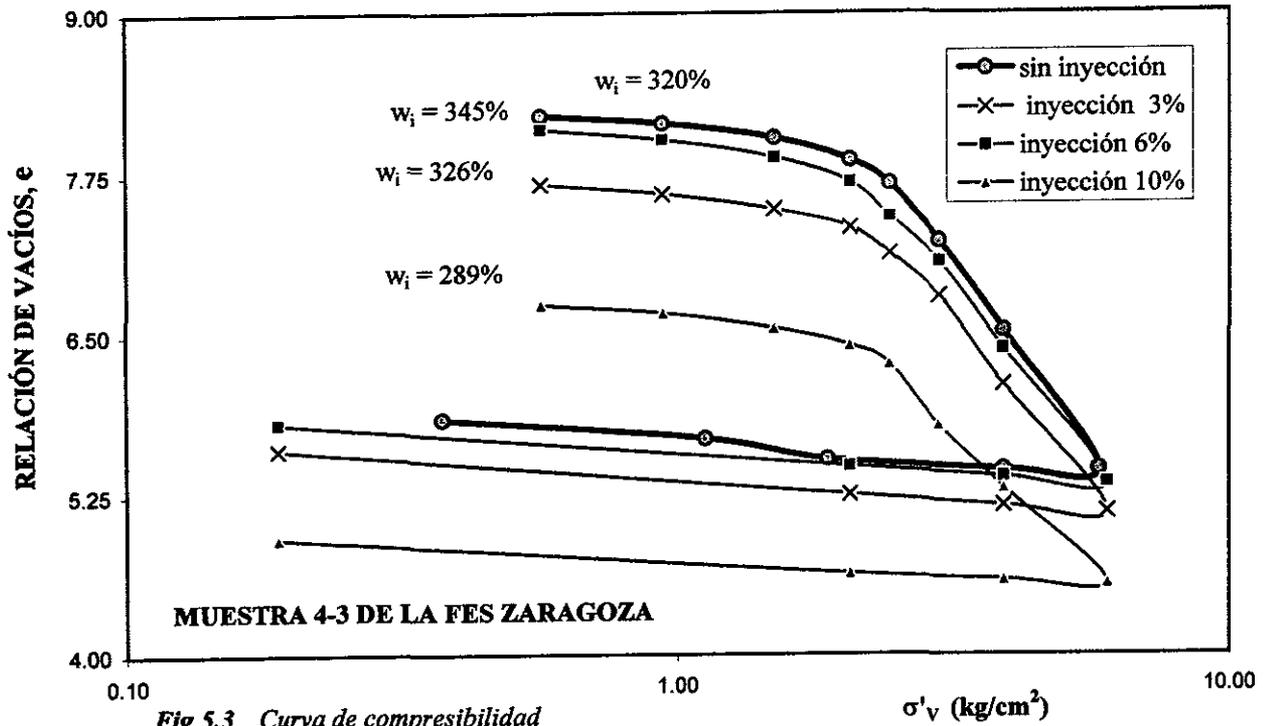


Fig 5.3 Curva de compresibilidad

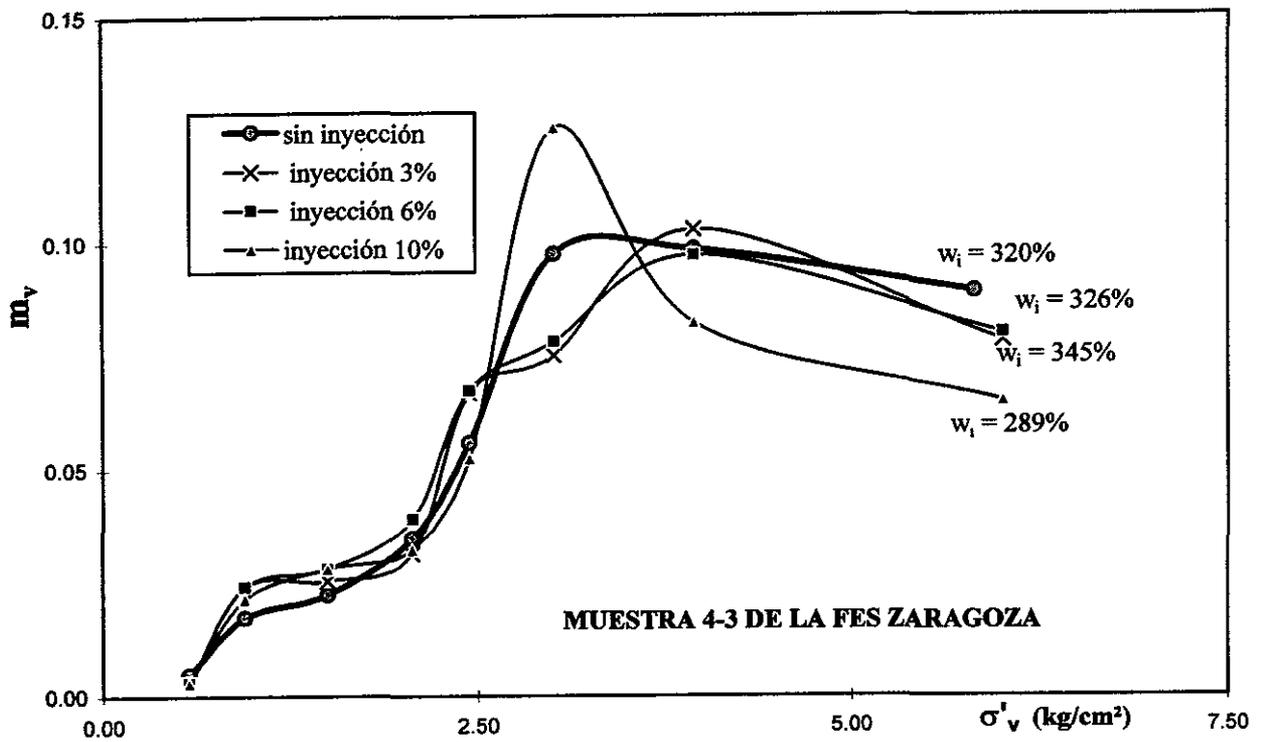


Fig 5.4 Evolución de la compresibilidad volumétrica, m_v , contra el esfuerzo vertical efectivo

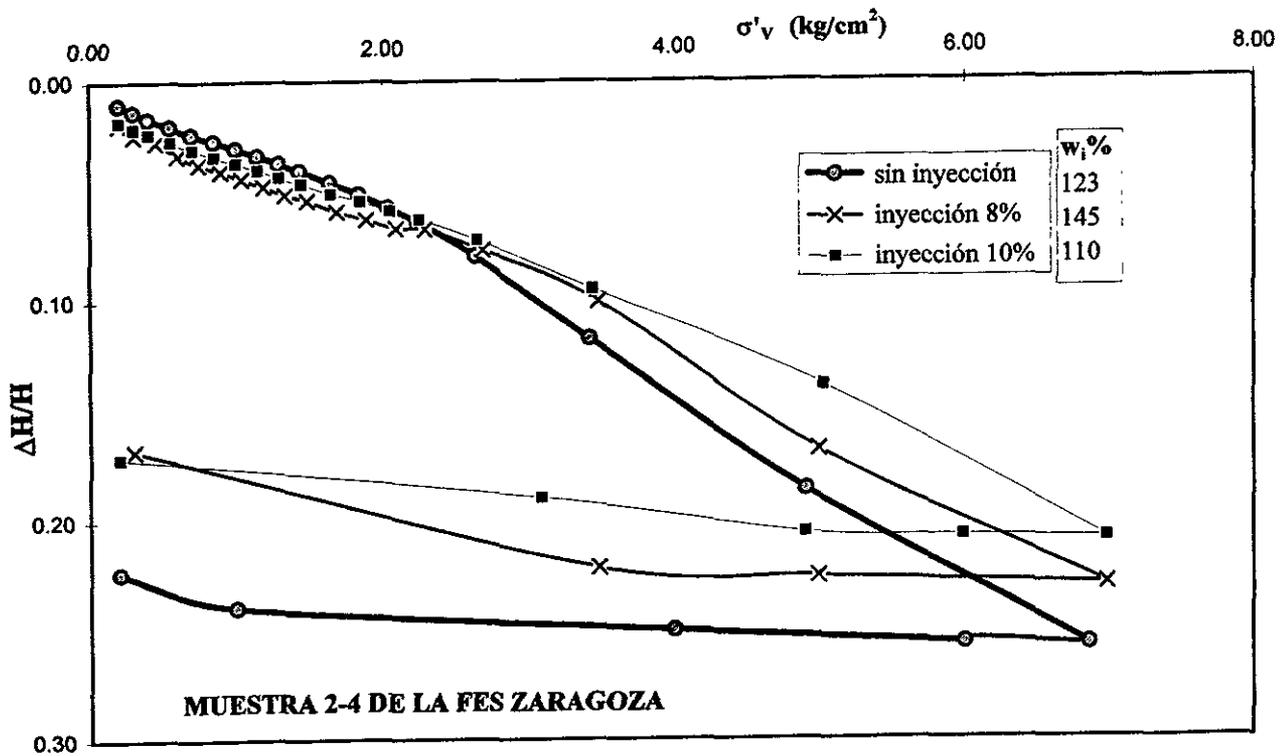


Fig 5.5 Curva de deformación volumétrica contra esfuerzo vertical efectivo (escala aritmética)

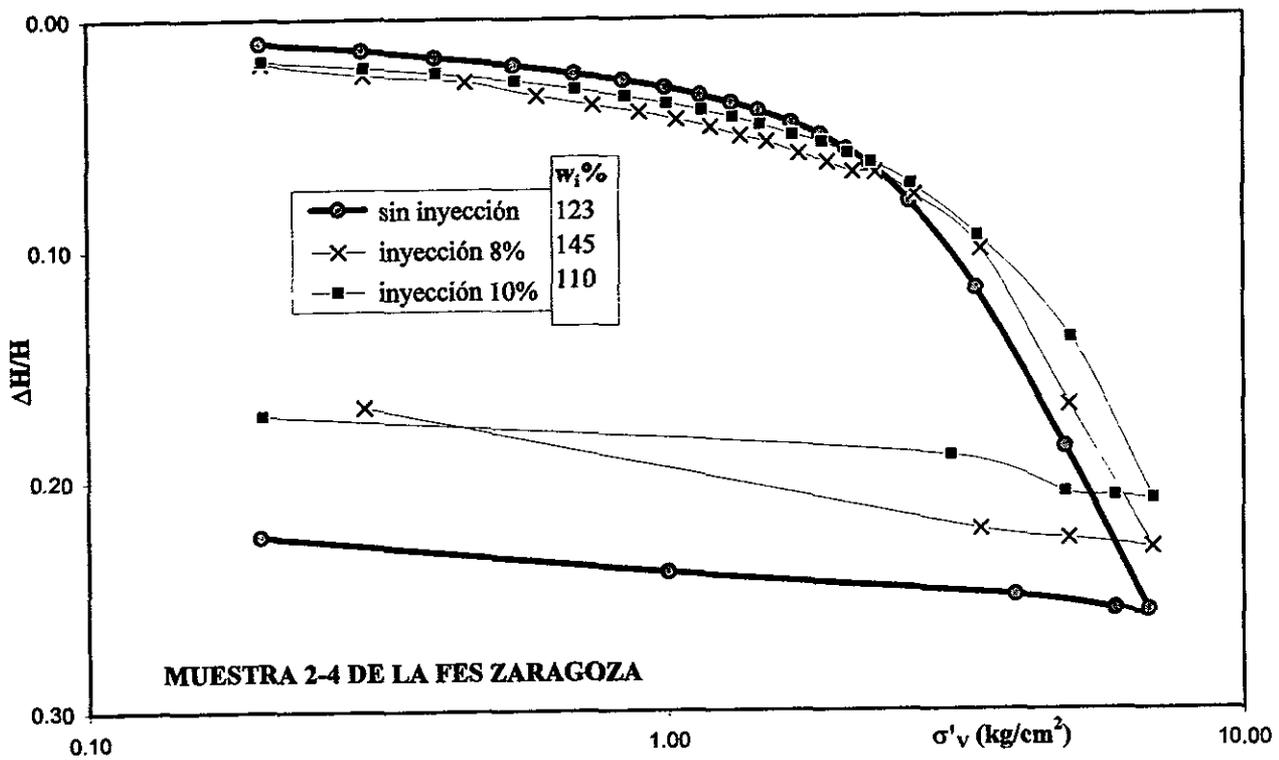


Fig 5.6 Curva de deformación volumétrica contra esfuerzo vertical efectivo (escala semilogarítmica)

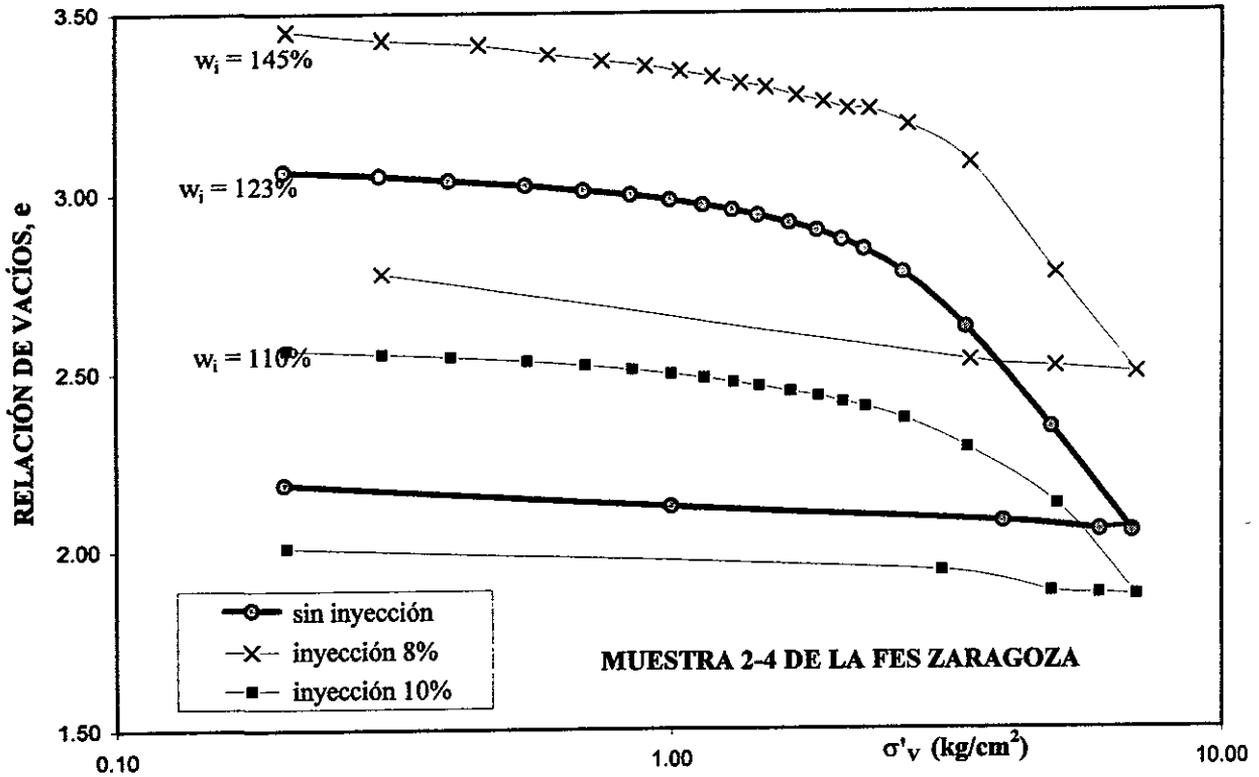


Fig 5.7 Curva de compresibilidad

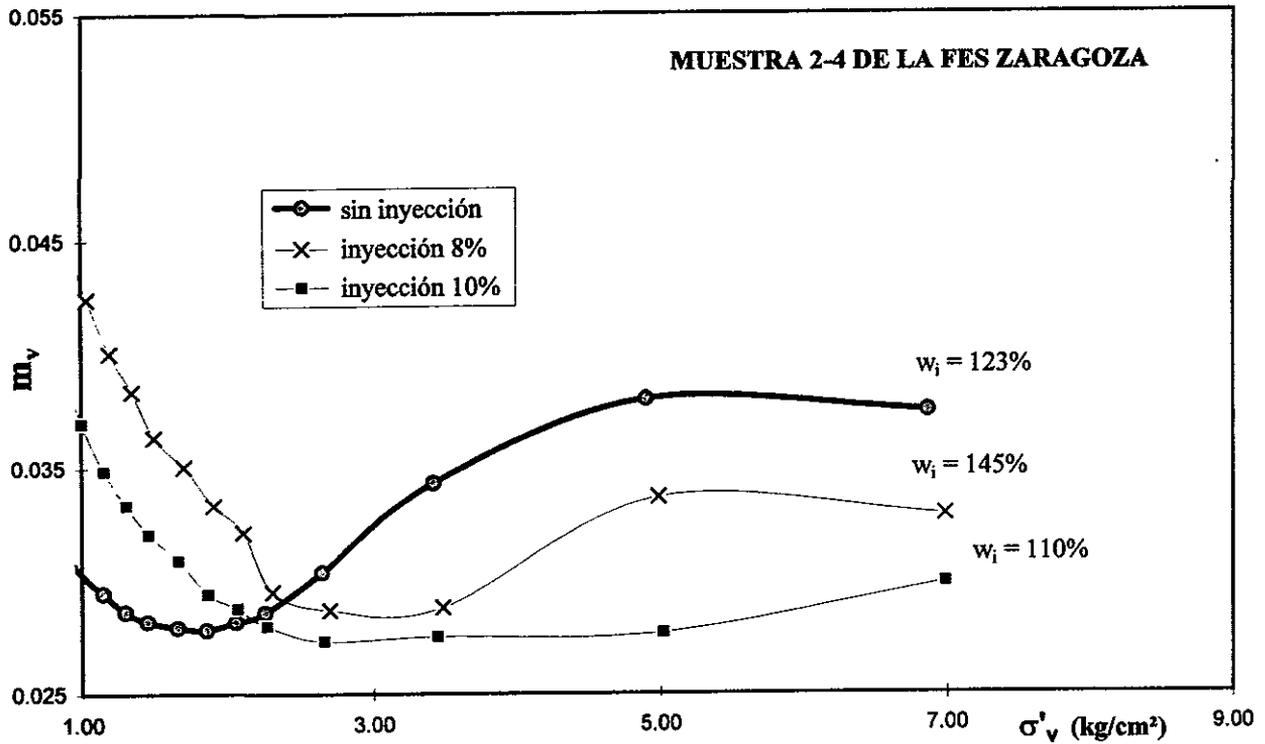


Fig 5.8 Evolución de la compresibilidad volumétrica, m_v , contra el esfuerzo vertical efectivo

5.1.2 Ensayes en muestras formadas con el procedimiento # 2

En estas pruebas se utilizaron muestras formadas con el procedimiento # 2, es decir, rebanando la muestra e impregnando cada rebanada con la cantidad necesaria de lodo y sin dejar que este fraguara.

Muestra 05-3 de Texcoco

Los resultados de estos ensayos se presentan en las figs 5.9 a 5.12 y demuestran, como en el caso de las series anteriores, que el tiempo de fraguado de los lodos y la humedad inicial de las probetas son los dos factores que más influencia tienen en el comportamiento observado. Como se ve en la fig 5.12 (m_v contra σ_v), la compresibilidad en la rama virgen puede correlacionarse con la cantidad de lodo agregado; la dispersión observada con respecto a esta tendencia puede atribuirse a deficiencias en la formación de las probetas. Hacia el final de los ensayos, cuando el esfuerzo vertical efectivo alcanzó valores superiores a 2 kg/cm², las compresibilidades de todas las muestras casi no difieren lo cual también es imputable a una falta de control en la cantidad y distribución de los lodos.

Muestra 6-4 de la FES Zaragoza

Los especímenes utilizados en esta serie se ensayaron con el consolidómetro neumático bajo el régimen de deformación controlada y los ensayos se efectuaron en menos de 24 horas, cuidando que el exceso de presión de poro nunca fuera mayor que 0.05 kg/cm². El comportamiento de los especímenes ensayados en esta serie se ilustra en las figs 5.13 a 5.16 y de el análisis de las mismas se deduce que los resultados no son directamente correlacionables con la cantidad de lodo agregado. De acuerdo con las curvas de las figs 5.13 y 5.14, podría afirmarse que la inclusión de lodos no tuvo gran efecto en la compresibilidad de la rama virgen. Sin embargo, en la de precarga, los resultados se ordenan de acuerdo con lo que intuitivamente cabría esperar: a mayor contenido de material no plástico agregado, menor compresibilidad. En efecto, las compresibilidades de los materiales sometidos al tratamiento se redujo considerablemente, como se aprecia en la fig 5.16. En esta misma figura también se observa que conforme aumenta la magnitud del esfuerzo vertical efectivo, las compresibilidades de la rama virgen tienden a igualarse. En esta serie el contenido inicial de humedad de las probetas ensayadas no presentó diferencias grandes y por ello la influencia de ese parámetro no fue importante.

5.1.3 Ensayes en muestra formadas con el procedimiento # 3

De acuerdo con lo dicho en el Capítulo 4, las probetas se rebanaron e impregnaron de lodo fraguante. Deben destacarse dos cambios significativos en el proceso de formación de las probetas con respecto a los anteriores. Primero, los lodos se dejaron fraguar durante 7 días, antes de iniciar los ensayos; segundo, en los lodos se mantuvo la parte gruesa del material granular, es decir, el retenido por la malla # 200.

Muestra 3-2 de la Catedral Metropolitana

La muestra que se utilizó para efectuar los ensayos de esta serie se tomó de una de las lumbreras en cuya base se efectúan actualmente los trabajos de subexcavación el la Catedral Metropolitana.

Los resultados, que se presentan en las figs 5.17 a 5.20, demuestran que en este caso, los lodos tienen el efecto buscado; es decir, provocan cambios sustanciales en la compresibilidad de las arcillas ensayadas. Sin embargo, los resultados también están afectados por las muy notorias variaciones en el contenido inicial de humedad que en este caso se refiere a humedades promedio en las que se tomó en cuenta la

presencia del lodo inyectado, este factor altera los resultados obtenidos pues las variaciones de compresibilidad no pueden correlacionarse con la cantidad de lodo agregado.

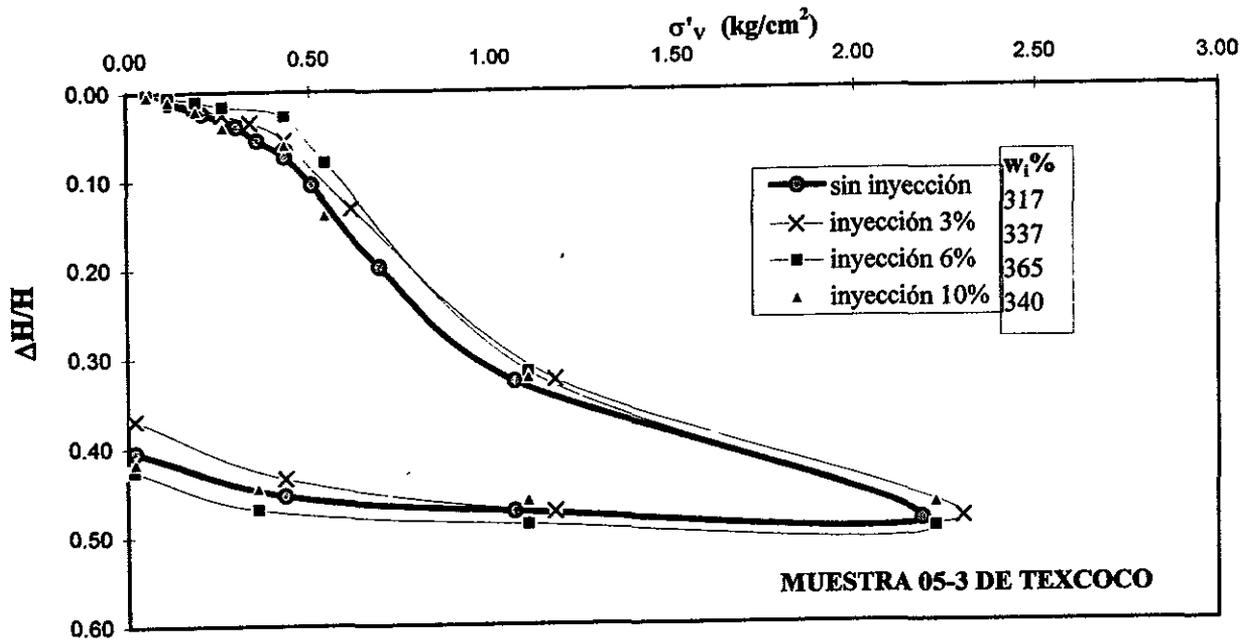


Fig 5.9 Curva de deformación volumétrica contra esfuerzo vertical efectivo (escala aritmética)

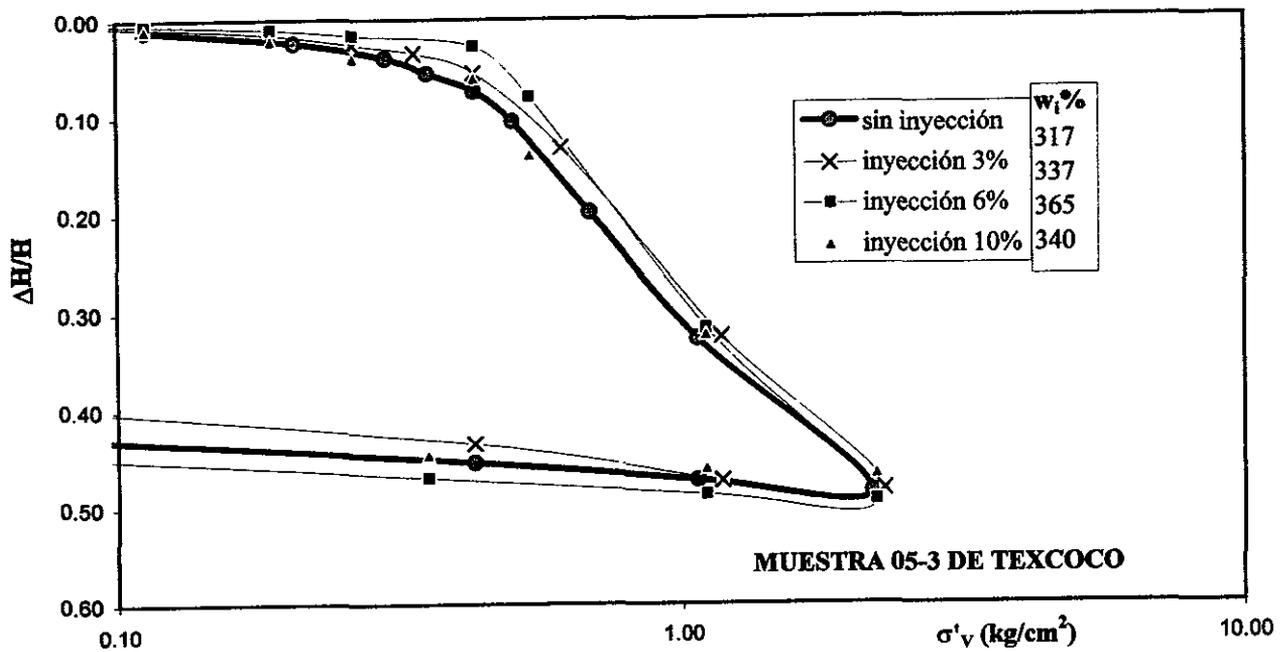


FIG 5.10 Curva de deformación volumétrica contra esfuerzo vertical efectivo (escala semilogarítmica)

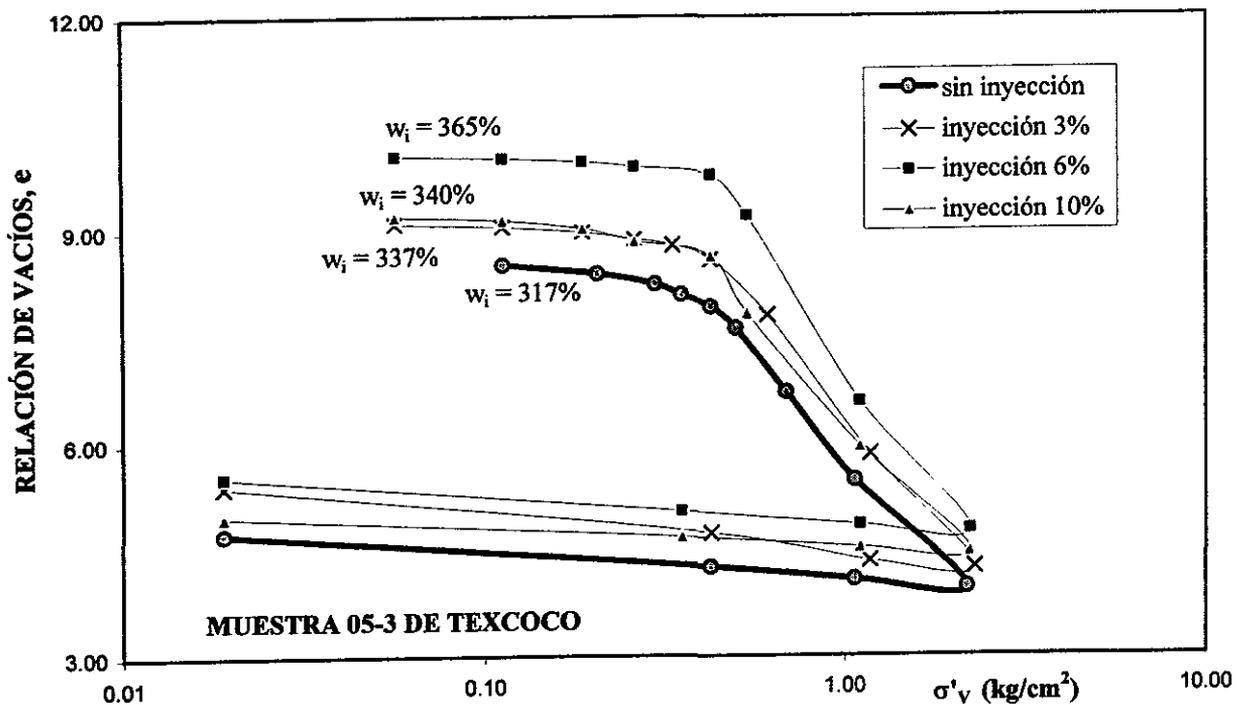


FIG 5.11 Curva de compresibilidad

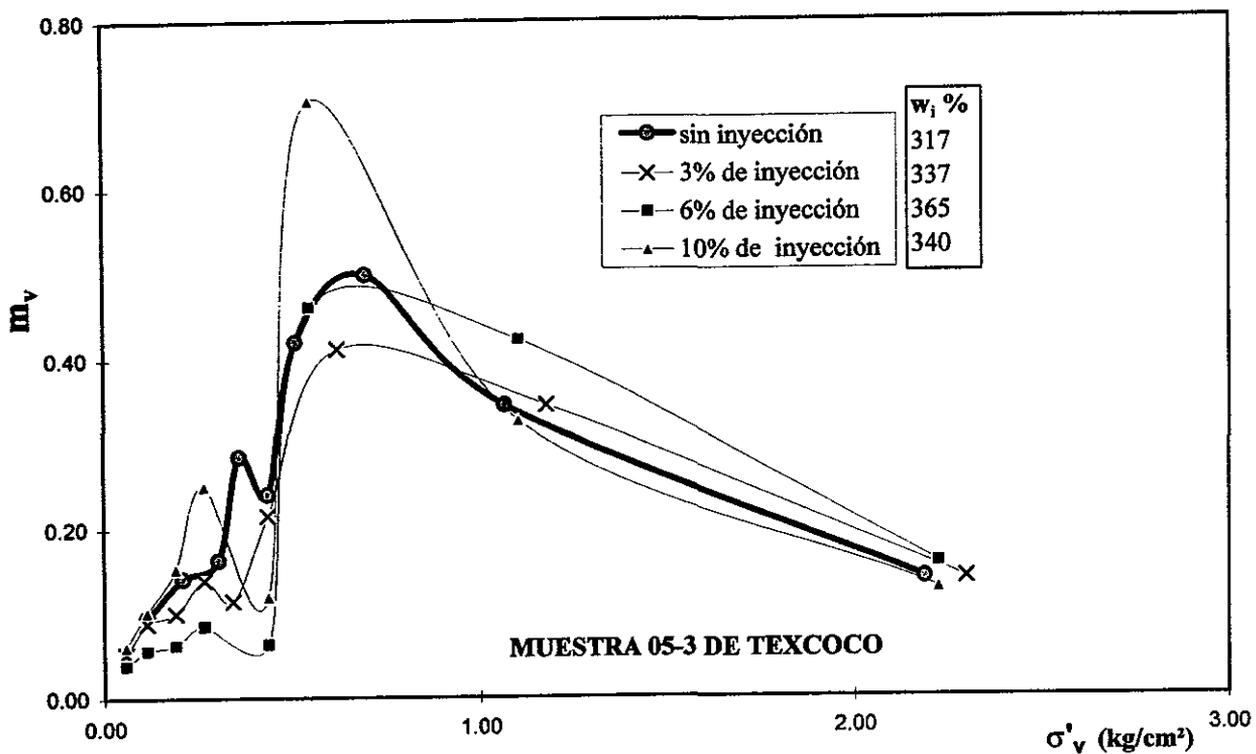


FIG 5.12 Evolución de la compresibilidad volumétrica, m_v , contra el esfuerzo vertical efectivo

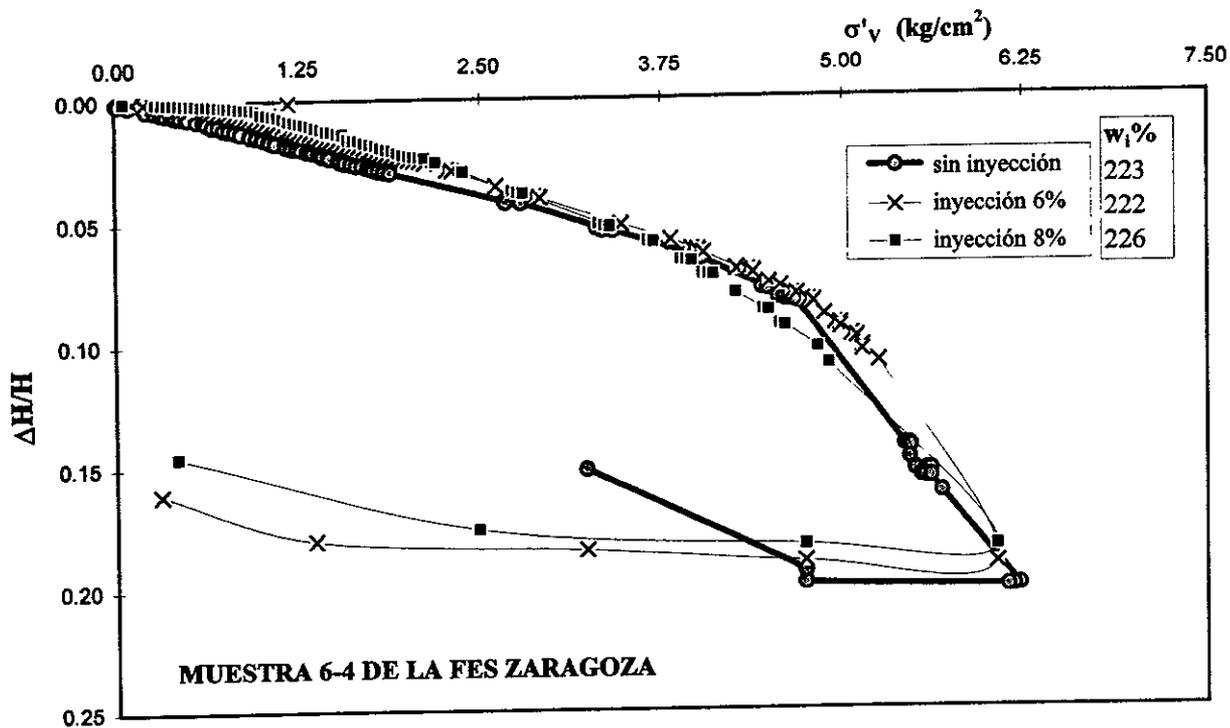


Fig 5.13 Curva de deformación volumétrica contra esfuerzo vertical efectivo (escala aritmética)

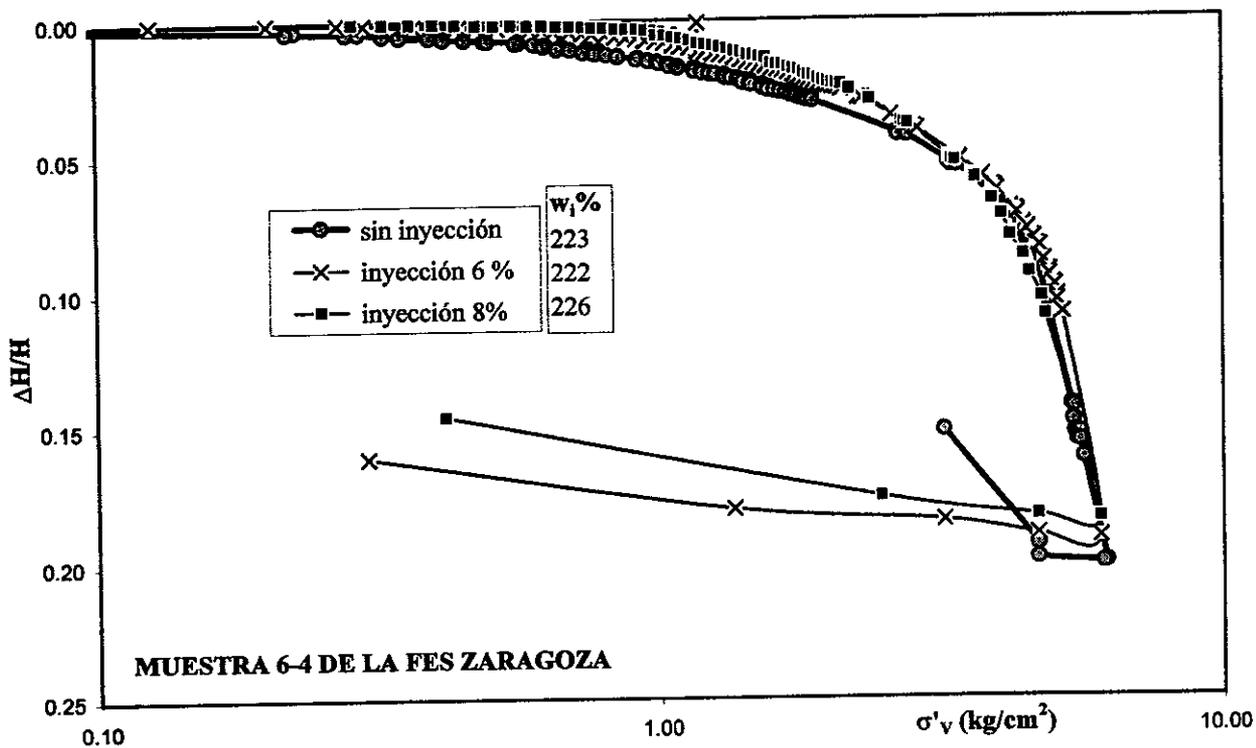


Fig 5.14 Curva de deformación volumétrica contra esfuerzo vertical efectivo (escala semilogarítmica)

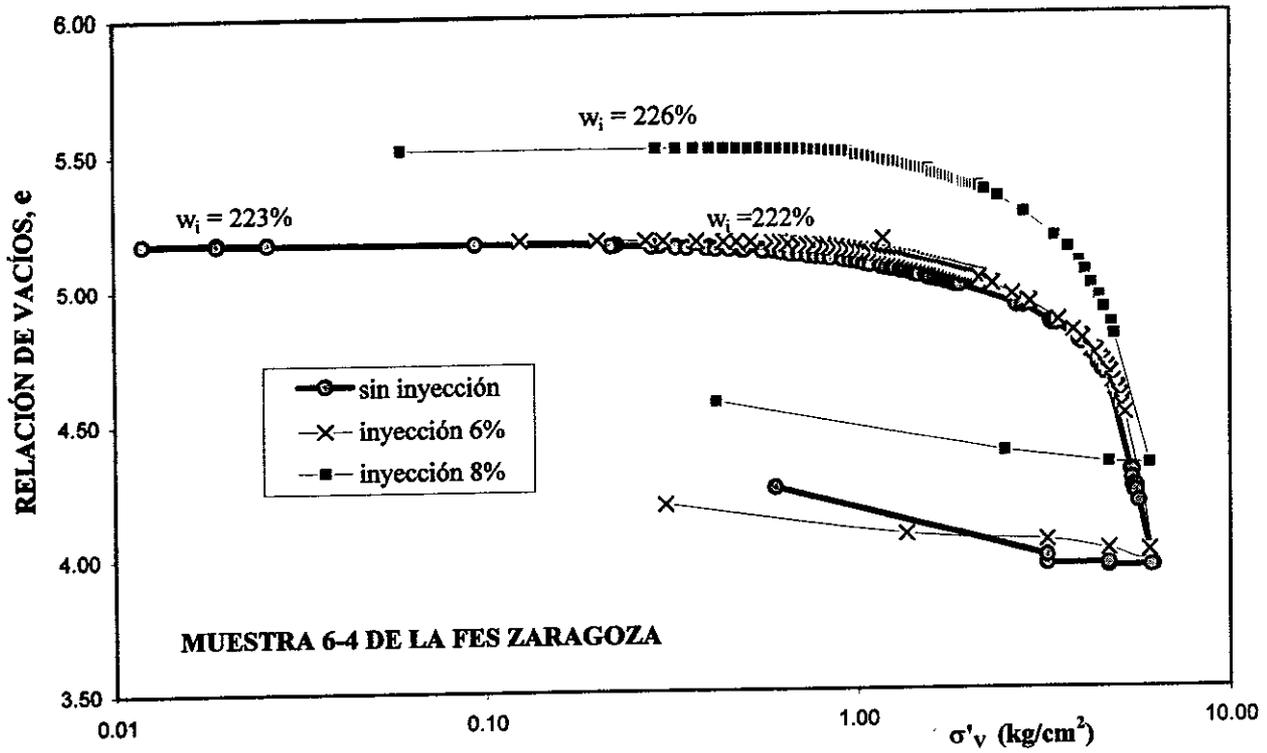
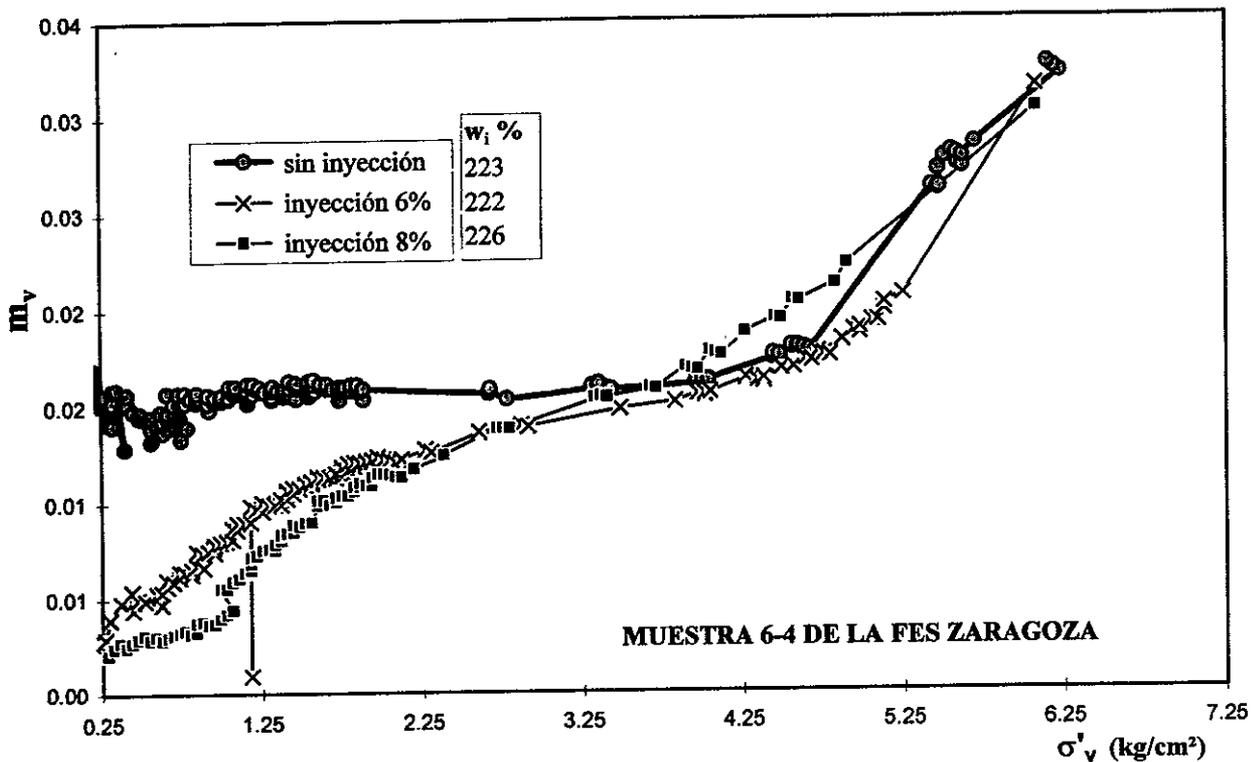


Fig 5.15 Curva de compresibilidad

Fig 5.16 Evolución de la compresibilidad volumétrica, m_v , contra el esfuerzo vertical efectivo

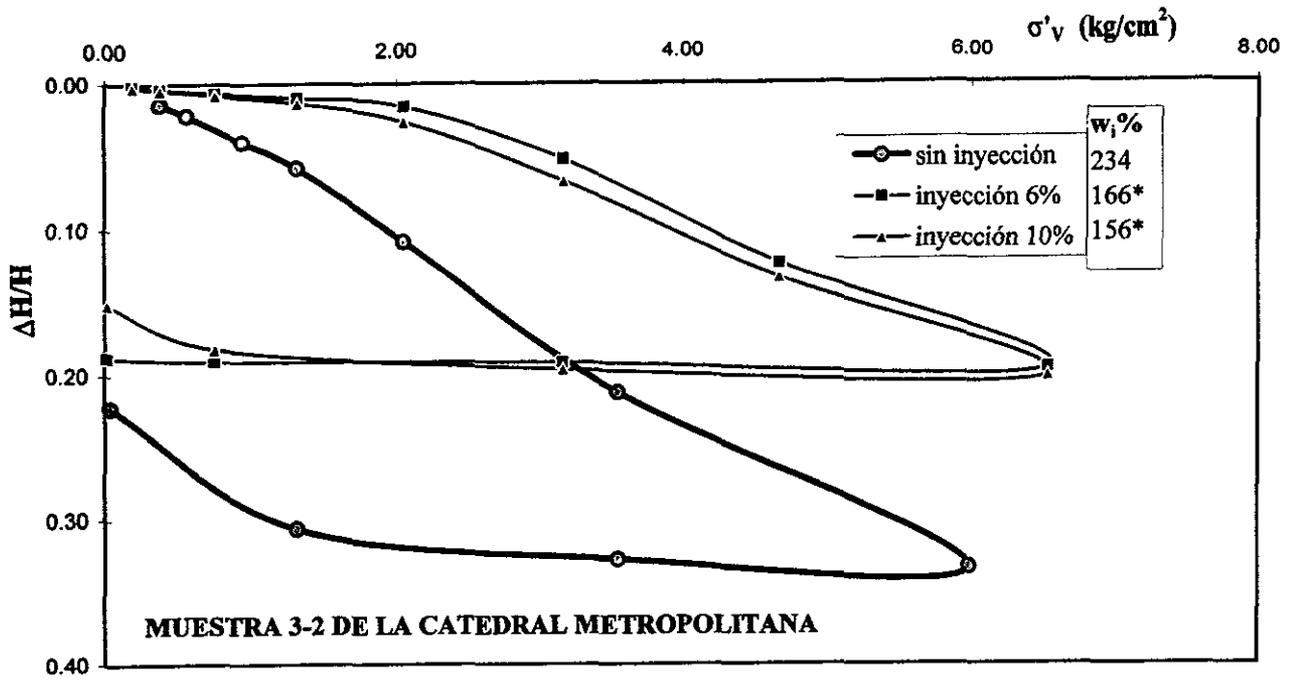


Fig 5.17 Curva de deformación volumétrica contra esfuerzo vertical efectivo (escala aritmética)
*contenido de agua que toma en cuenta la presencia del lodo inyectado

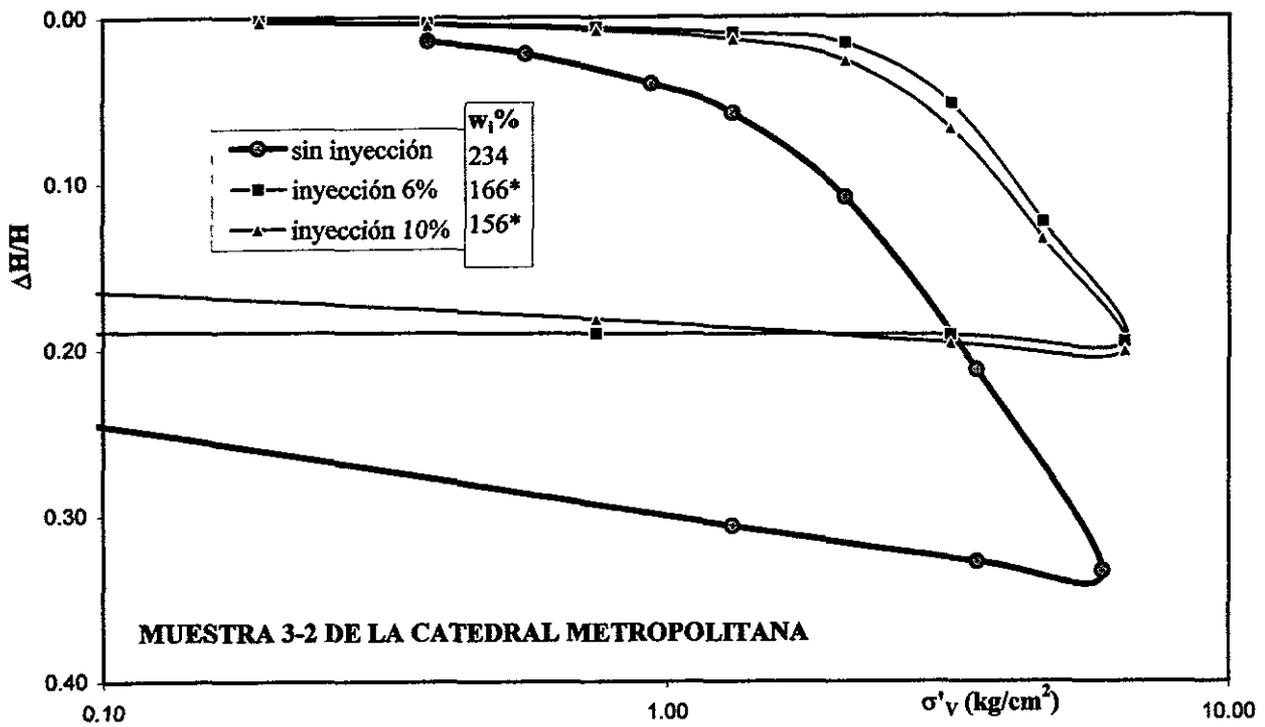


Fig 5.18 Curva de deformación volumétrica contra esfuerzo vertical efectivo (escala semilogarítmica)
*contenido de agua que toma en cuenta la presencia del lodo inyectado

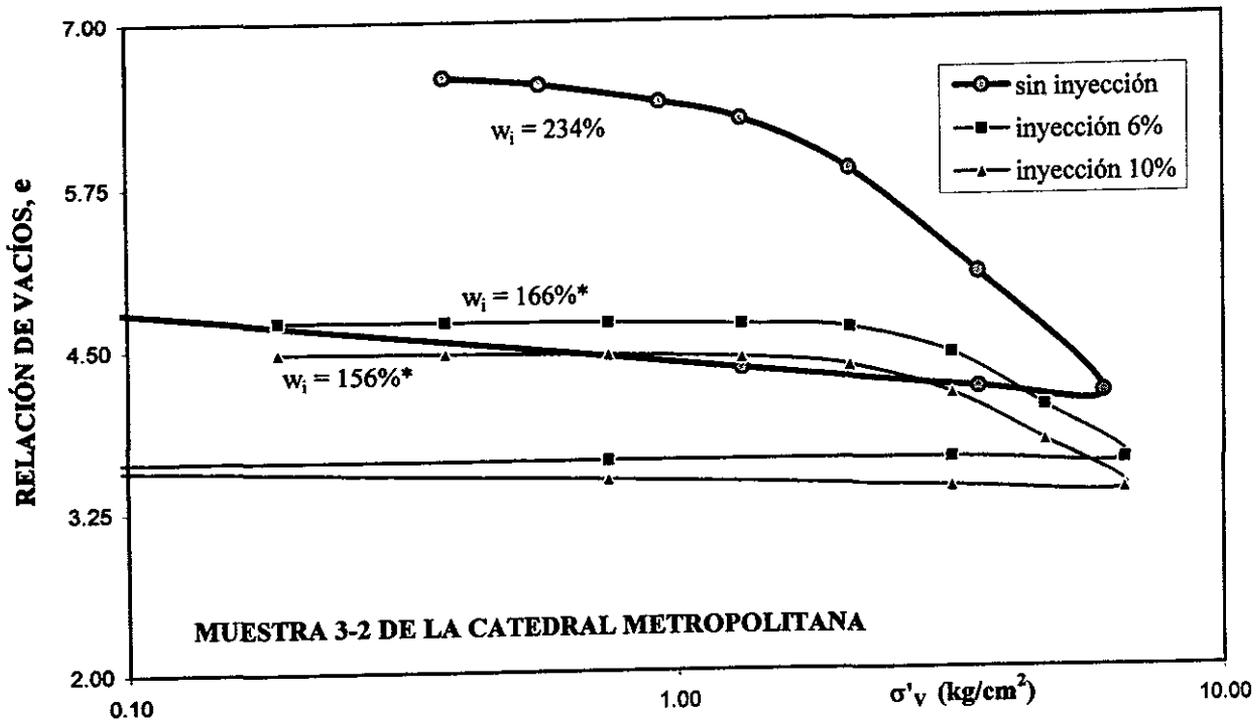


Fig 5.19 Curva de compresibilidad
*contenido de agua que toma en cuenta la presencia del lodo inyectado

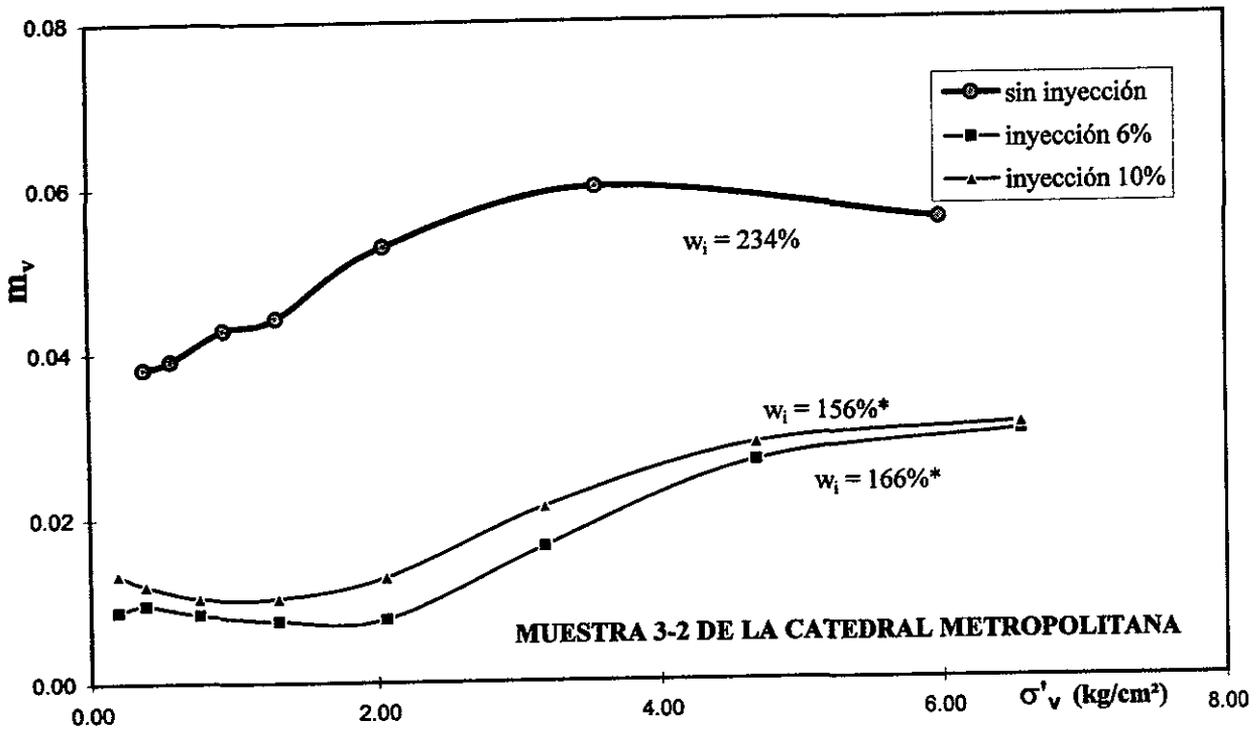


Fig 5.20 Evolución de la compresibilidad volumétrica, m_v , contra el esfuerzo vertical efectivo
*contenido de agua que toma en cuenta la presencia del lodo inyectado

5.1.4 Ensayes en muestras formadas con el procedimiento # 4

La muestra empleada, como la anterior, se tomó de la base de una lumbrera de la Catedral Metropolitana. Las probetas ensayadas se labraron y formaron siguiendo el procedimiento # 4; es decir, se barrenaron y se introdujo en ellas el lodo fraguante que incluían la fracción gruesa de las mezclas y además se dejaron fraguar durante 7 días, antes de iniciar los ensayos.

Muestra 5-2 de la Catedral Metropolitana

Las probetas en las que se hizo esta serie de ensayos tenían un contenido inicial de humedad prácticamente constante y por ello este parámetro no influyó en los resultados obtenidos o bien, sólo los afectó marginalmente. En las figs 5.21 y 5.22 se aprecia que la compresibilidad de las muestras con lodos agregados es menor que la de las otras y que el esfuerzo de cedencia aumenta conforme se incrementa la cantidad de lodo agregado.

Cuantitativamente, los efectos sobre la compresibilidad se aprecian con mayor claridad en la fig 5.24 (m_v contra σ'_v). Se distinguen dos efectos importantes, para las ramas de recarga y virgen de las curvas de compresibilidad:

a) En la rama de recarga. Se observa que las compresibilidades se reducen hasta alcanzar el esfuerzo de cedencia, que en este caso puede interpretarse como el esfuerzo en el que ocurre la falla de las láminas de lodo fraguante. Al ocurrir esta falla, la compresibilidad de los suelos con lodos aumenta súbitamente y este aumento está relacionado en proporción inversa con la cantidad de material no plástico agregado. En la rama de recarga las compresibilidades de los suelos con lodos agregados son de 3 a 7 veces menores que las de la arcilla natural, y los esfuerzos de cedencia son hasta 4 veces mayores en los suelos inyectados.

b) En la rama virgen. Las compresibilidades de las probetas con lodos agregados son del orden de 2 a 2.5 veces menores que las del espécimen en estado natural y, conforme aumenta el esfuerzo vertical efectivo aplicado, tienden a igualarse.

Los resultados de esta serie de ensayos confirman que deben ensayarse muestras homogéneas desde el punto de vista de su contenido inicial de humedad con el objeto de examinar independientemente los efectos de los lodos fraguantes en el comportamiento de los especímenes ensayados.

5.1.4.1 Variación del esfuerzo de cedencia en función del porcentaje de lodo inyectado

En la figura 5.25 se graficaron los esfuerzos de cedencia (p'_c) medidos de los ensayos en muestras formadas con el procedimiento # 4 (ver fig 5.22). Como ya se mencionó, en esta serie de pruebas se aprecia claramente la influencia del lodo en la compresibilidad del suelo.

De la figura se observa que la magnitud de p'_c es proporcional al porcentaje de inyección. Al comparar las curvas de deformación volumétrica, de esta serie de ensayos, se aprecia que la transición (punto de cedencia) entre la rama de recompresión y la rama virgen presenta un quiebre mejor definido.

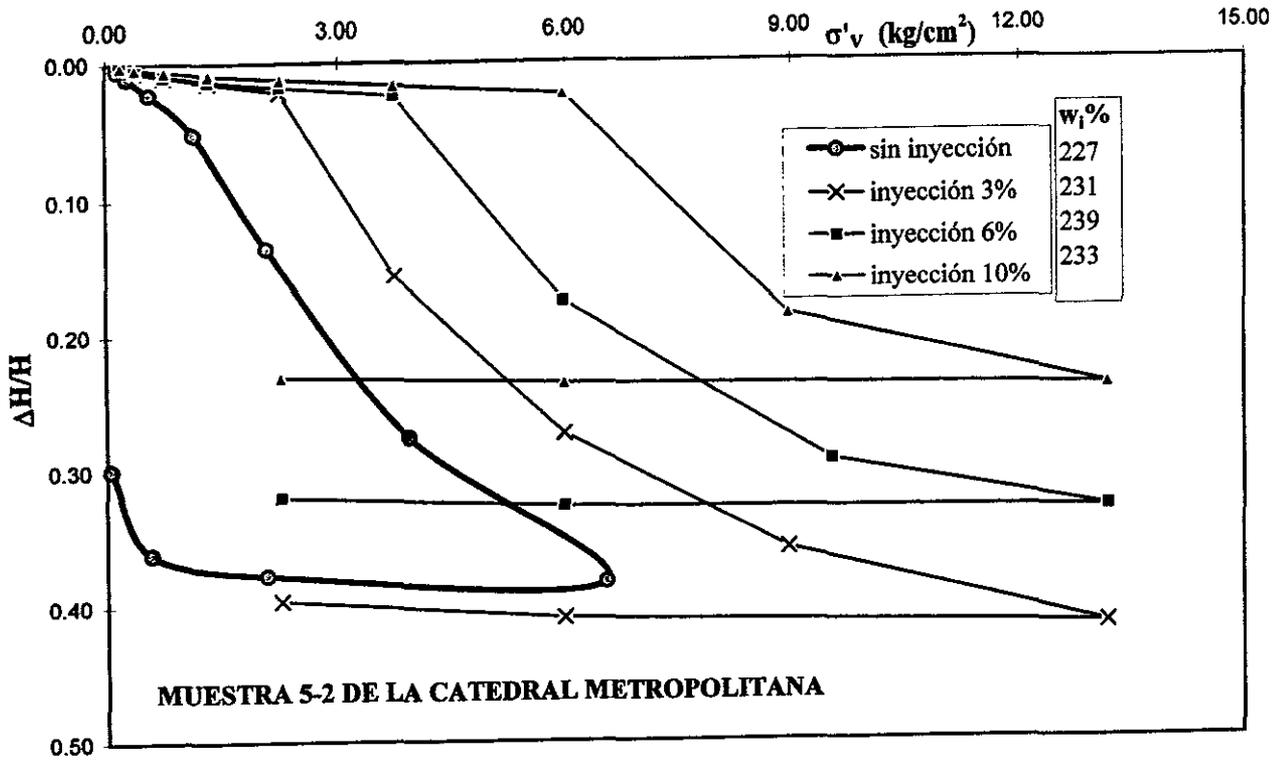


Fig 5.21 Curva de deformación volumétrica contra esfuerzo vertical efectivo (escala aritmética)

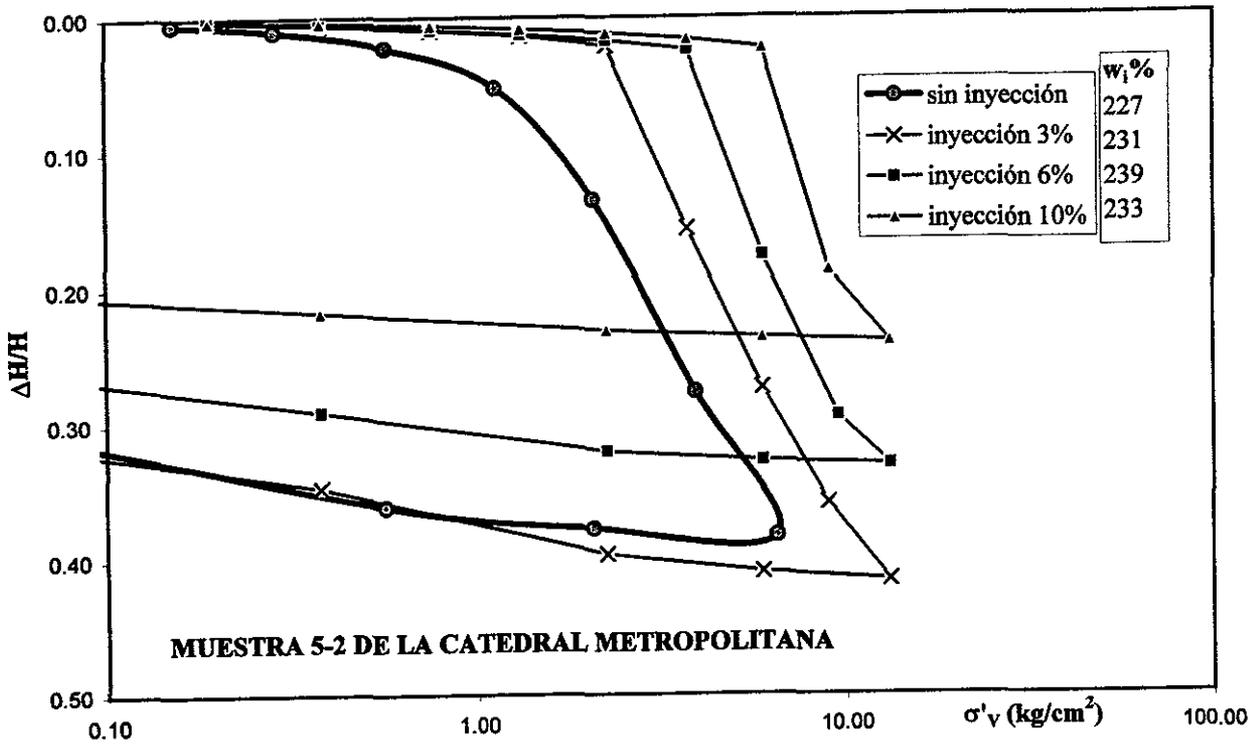


Fig 5.22 Curva de deformación volumétrica contra esfuerzo vertical efectivo (escala semilogarítmica)

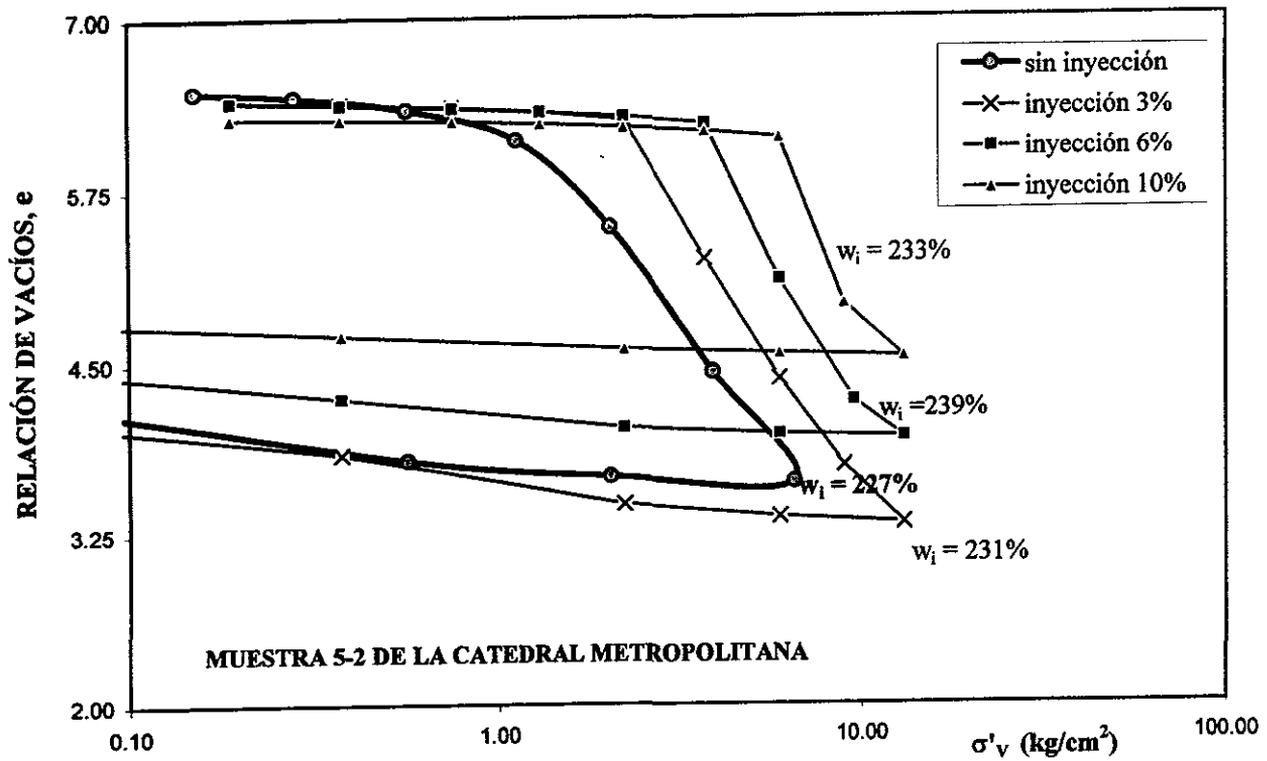
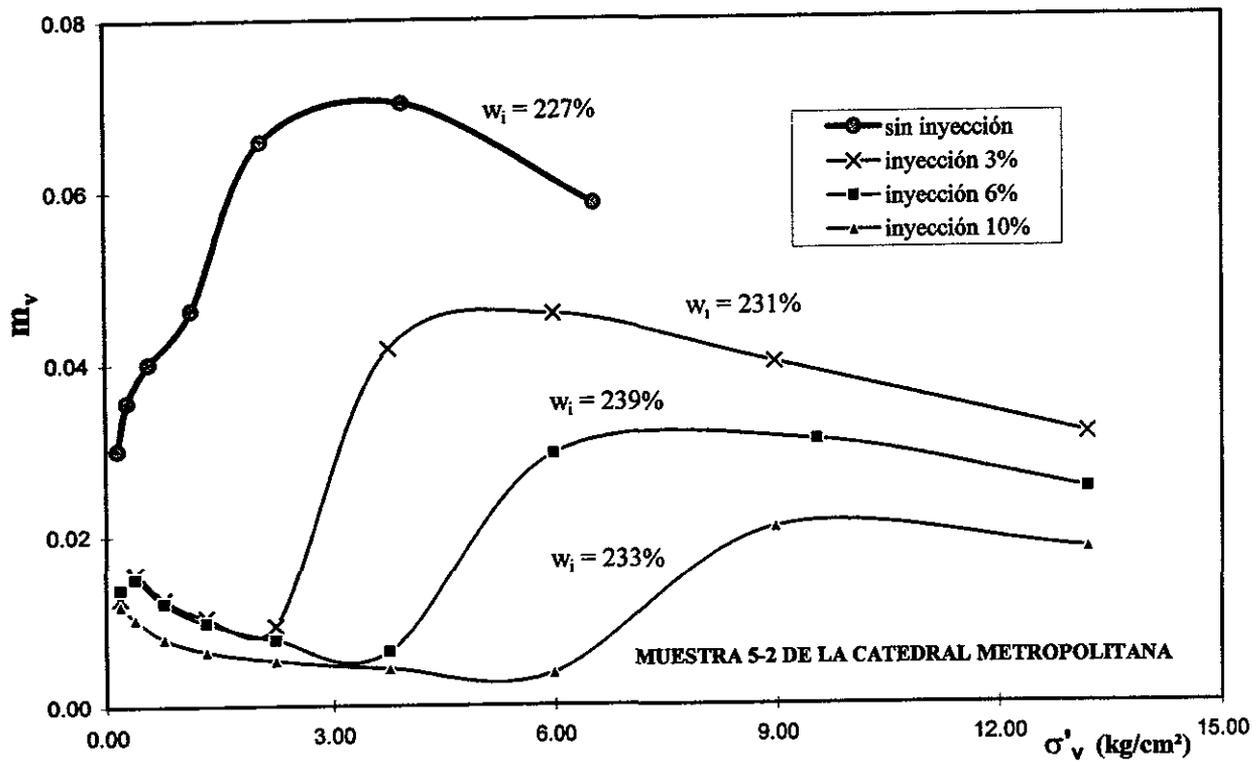


Fig 5.23 Curva de compresibilidad

Fig 5.24 Evolución de la compresibilidad volumétrica, m_v , contra el esfuerzo vertical efectivo

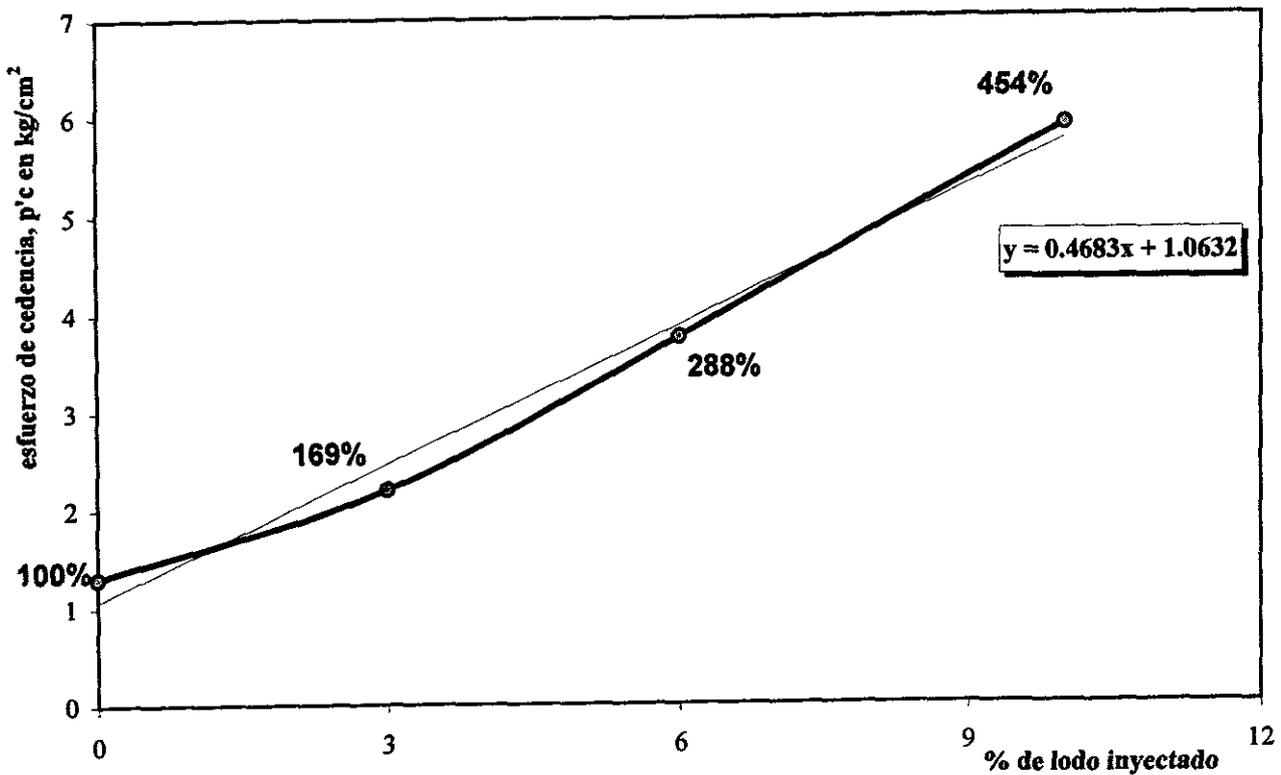


Fig 5.25 Variación de la carga de preconsolidación en función del porcentaje de inyección

5.1.4.2 Variación de la permeabilidad en función del porcentaje de lodo inyectado

Para estudiar la influencia de los lodos en la permeabilidad de las probetas ensayadas, los valores de k se despejaron de la ecuación 2.8, y los valores de c_v se calcularon con el t_{50} . Este término, se obtuvo a partir de las curvas de consolidación, correspondientes a los ensayos señalados, utilizando el método de la raíz cuadrada descrito en la sección 2.3.2.

La figura 5.26 representa la variación de la permeabilidad de acuerdo con el porcentaje de lodo inyectado, en las muestras formadas con el procedimiento # 4 (fig 5.22). En la gráfica se observa que para los diferentes porcentajes de inyección, los valores de permeabilidad no tienen un arreglo lógico que pueda relacionarse con el volumen de fluido inyectado y que el rango de valores obtenidos se extiende dentro de un mismo orden de magnitud.

En la fig 5.27 se observa que la variación del c_{v50} tampoco se puede relacionar con el volumen de inyección, y que la dispersión de los resultados experimentales es mayor que el de la permeabilidad.

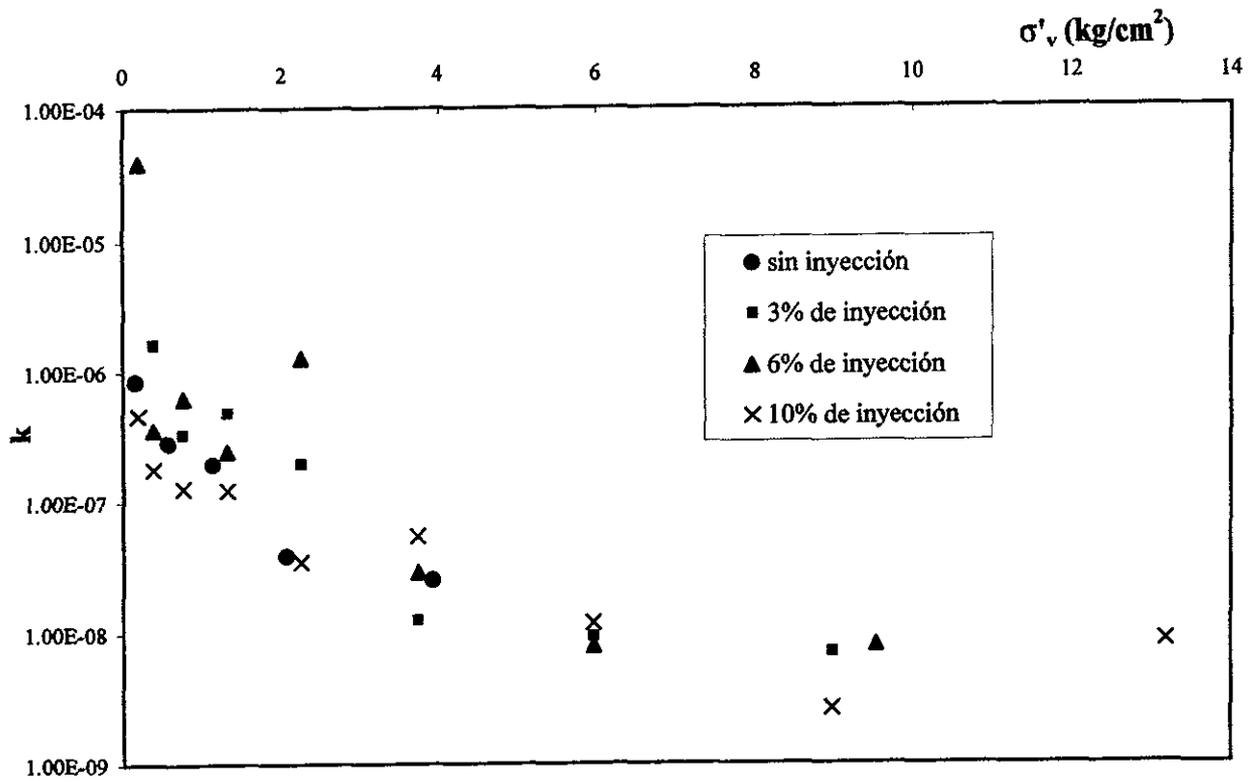


Fig 5.26 Variación de la permeabilidad en función del porcentaje de inyección

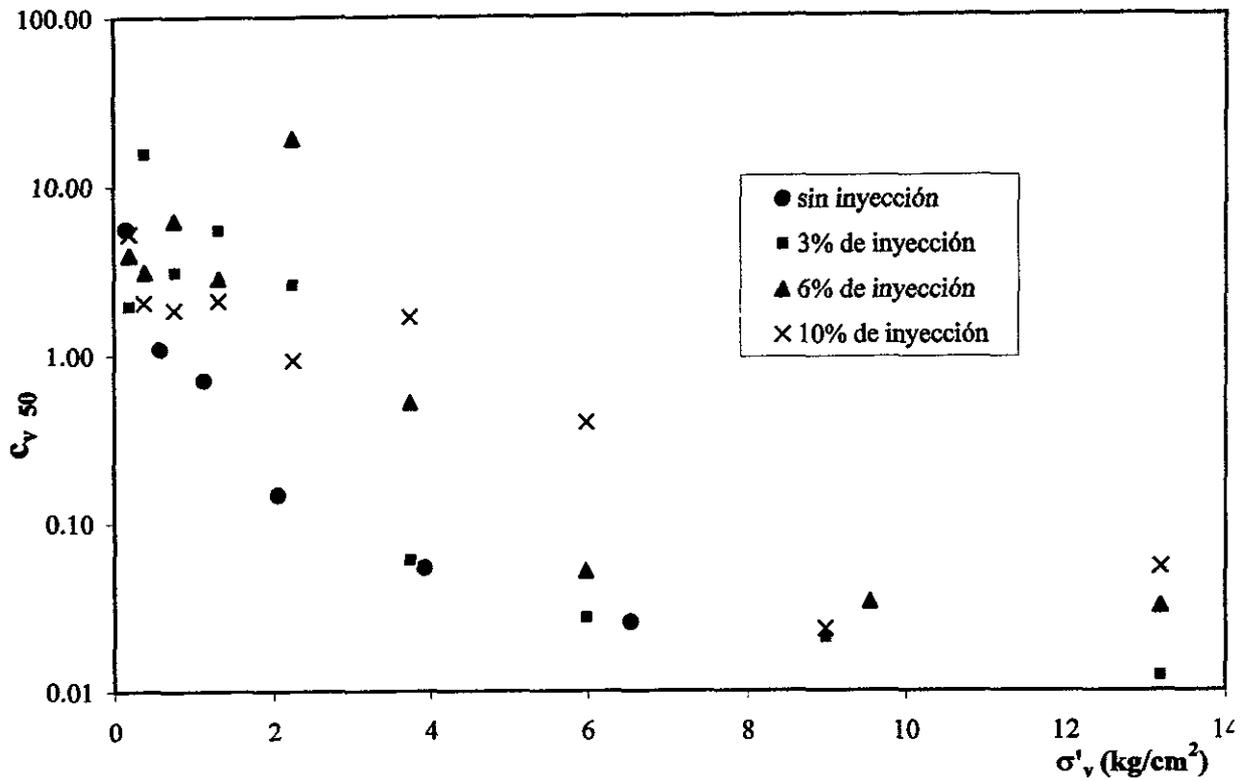


Fig 5.27 Variación del coeficiente de consolidación en función del porcentaje de inyección

5.1.5 Ensayes en muestras formadas con el procedimiento # 5

Las probetas ensayadas se labraron y formaron de acuerdo con el procedimiento # 5, descrito en el capítulo anterior. En estos ensayos se utilizaron diferentes tipos de lodos, ya que en todas las probetas con inyección se suministró únicamente el 4% de fluido fraguante.

Muestra 2-2 de la Catedral Metropolitana

Al igual que en las demás muestras de la Catedral Metropolitana, esta serie de ensayos tuvo un contenido inicial de agua prácticamente constante, lo que permite considerar probetas homogéneas. Esta serie de ensayos consta de dos pruebas de consolidación una sin inyección (como referencia) y una con la inyección del siguiente fluido:

MATERIAL	%
agua	62.50
cemento	18.75
cal	18.75

En las figs 5.28 y 5.29 se observa que la muestra con inyección incrementa su esfuerzo de cedencia de 1.5 a 2.1 kg/cm², aproximadamente; lo cual representa un 40% más que en la prueba natural. También se aprecia que la probeta con tratamiento presenta un salto, el cual indica la deformación que sufre la muestra durante las tres semanas que se deja fraguar el lodo, al término de las cuales la prueba continúa con los incrementos de carga correspondientes.

Por otra parte, comparando las pendientes en la rama virgen; se tiene que la compresibilidad en la muestra con inyección, aproximadamente, disminuye un 30%.

Muestra 6-4 de la Catedral Metropolitana

Esta serie consta de tres pruebas de consolidación, de las cuales dos sirvieron para ensayar las mezclas siguientes:

	% DE MATERIALES				
	agua	cemento	cal	bentonita	pómez
lodo # 1	60.25	18.07	18.07	3.61	-
lodo # 2	60.25	-	18.07	3.61	18.07

Los resultados, que se presentan en las figs 5.30 y 5.31, verifican que los lodos provocan cambios sustanciales en la compresibilidad de las arcillas ensayadas. Además, se observa que el incremento en el esfuerzo de cedencia, así como la disminución en la compresibilidad de las muestras, está relacionado con la presencia del cemento en el fluido de inyección.

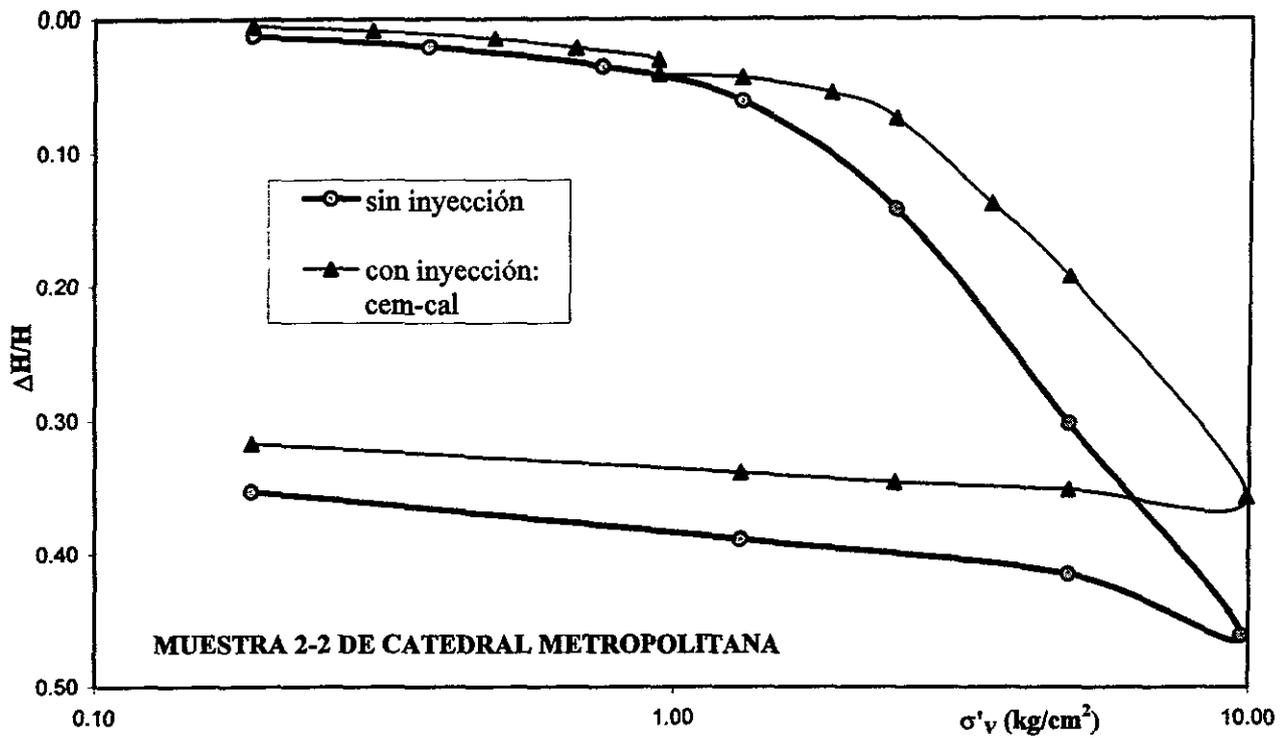


Fig 5.28 Curva de deformación volumétrica contra esfuerzo vertical efectivo (escala semilogarítmica)

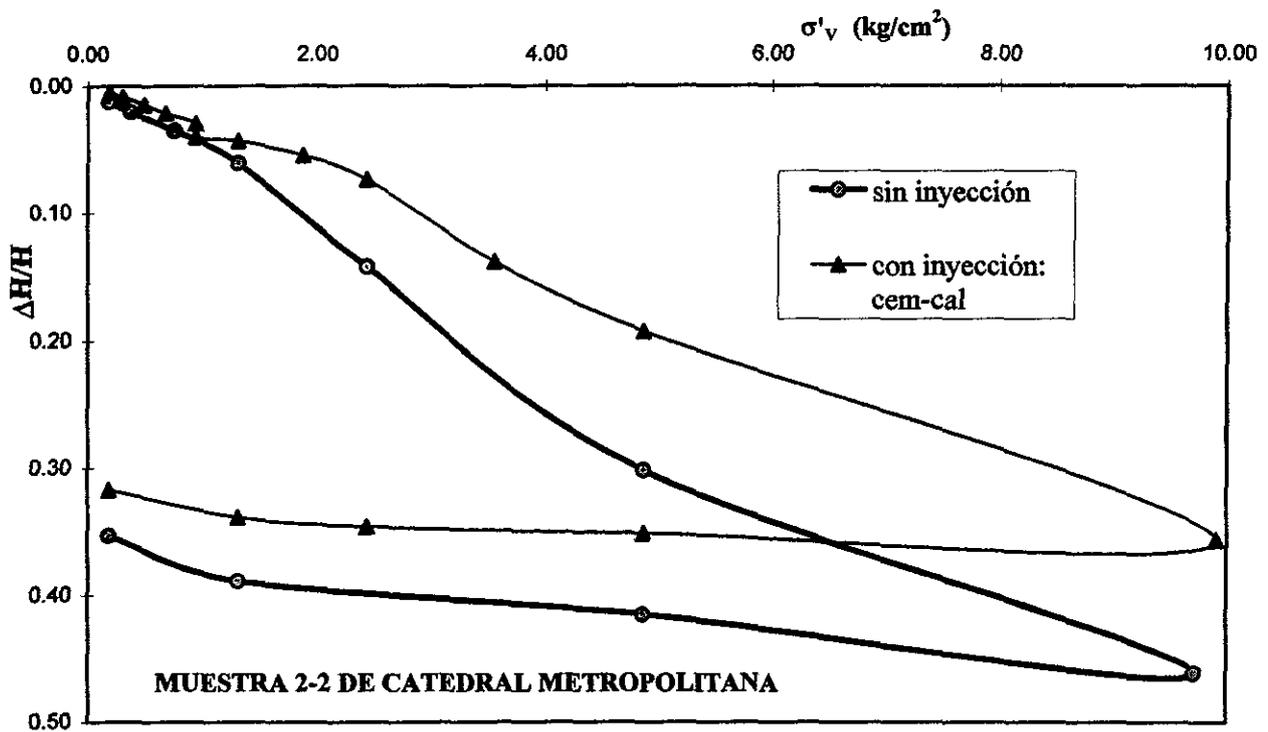


Fig 5.29 Curva de deformación volumétrica contra esfuerzo vertical efectivo (escala aritmética)

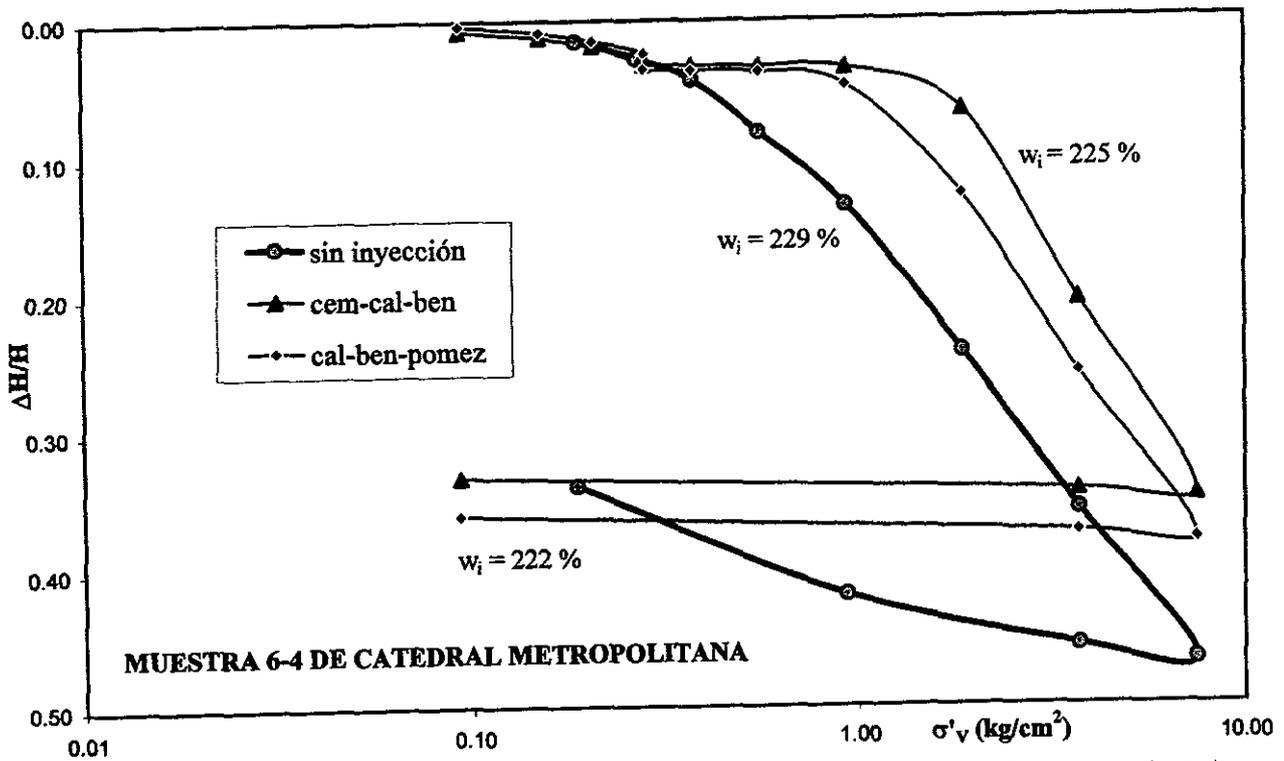


Fig 5.30 Curva de deformación volumétrica contra esfuerzo vertical efectivo (escala semilogarítmica)

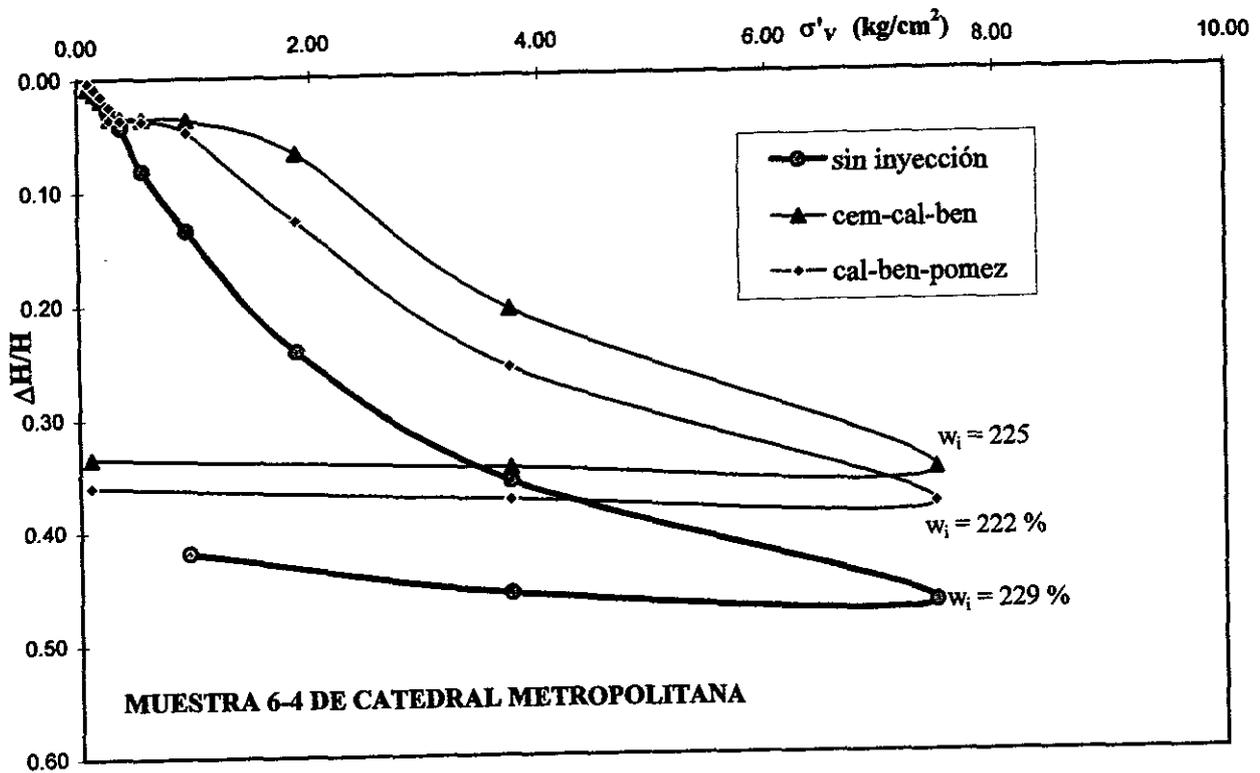


Fig 5.31 Curva de deformación volumétrica contra esfuerzo vertical efectivo (escala aritmética)

5.2 Modelo para interpretar los resultados experimentales

Para interpretar analíticamente los resultados experimentales, Enrique Tamez desarrolló un modelo matemático simple, que explica el comportamiento de las probetas de suelo compresible con inclusiones de lodo fraguante, sometidas a compresión unidimensional. Este modelo relaciona los módulos de rigidez de los materiales ensayados, es decir, considera probetas de suelo sin inyección, con un porcentaje de inyección y del fluido utilizado. A continuación se presenta el planteamiento propuesto.

Se tiene una masa arcillosa de área A_s y altura h , sometida a una presión media efectiva p'_s , la cual produce una deformación Δh (fig 5.32).

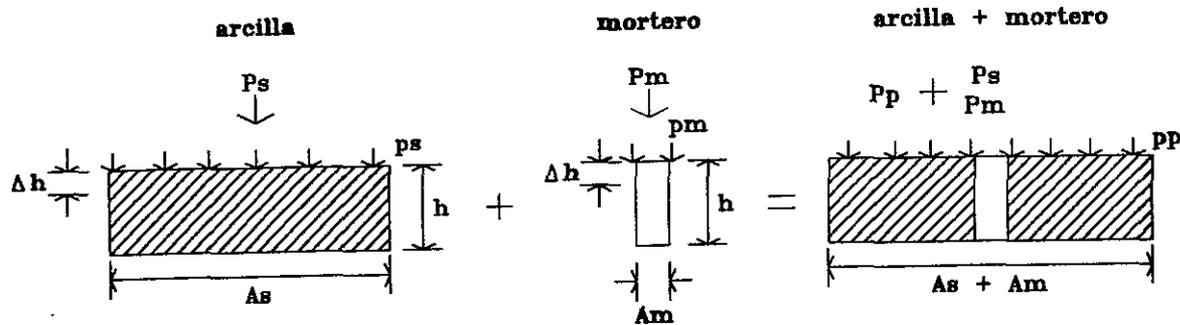


Fig 5.32 Modelo analítico Tamez

$$\Delta h = m_s p'_s h \quad (5.2)$$

despejando el valor de la presión p_s tenemos que:

$$p_s = \frac{\Delta h}{h} = \frac{1}{m_s} = \frac{\epsilon}{m_s} \quad (5.3)$$

Por lo tanto, la fuerza P_s queda definida de la siguiente manera:

$$P_s = p'_s A_s = \frac{A_s}{m_s} \epsilon \quad (5.4)$$

donde:

- m_s : módulo de compresibilidad de la arcilla
- p'_s : presión media efectiva que produce la deformación, Δh , en la arcilla
- ε : deformación unitaria lineal
- P_s : fuerza que produce una deformación, Δh , en la arcilla
- A_s : área de la arcilla

Cuando la masa arcillosa se somete a un tratamiento de inyección de mortero, se supone que las inclusiones rígidas forman columnas de altura, h , y área, A_m ; la deformación, Δh , en una de estas columnas de mortero, está dada:

$$\Delta h = m_m p'_m h \quad (5.5)$$

$$P_m = \frac{\Delta h}{h} = \frac{1}{m_m} = \frac{\varepsilon}{m_m} \quad (5.6)$$

$$P_m = p'_m A_m = \frac{A_m}{m_m} \varepsilon \quad (5.7)$$

donde:

- m_m : módulo de compresibilidad del mortero
- p'_m : presión media efectiva que produce una deformación, Δh , en el mortero
- A_m : área del mortero
- P_m : fuerza que produce una deformación, Δh , en el mortero

La fuerza, P_p , que produce una deformación, Δh , en la arcilla tratada, se define apartir de las condiciones establecidas por el conjunto de suelo-mortero.

$$\Delta h = m_p p'_p h \quad (5.8)$$

$$P_p = \frac{\Delta h}{h} = \frac{1}{m_p} = \frac{\varepsilon}{m_p} \quad (5.9)$$

$$P_p = \frac{A_s + A_m}{m_p} \varepsilon \quad (5.10)$$

donde:

- m_p : módulo de compresibilidad de la arcilla + el mortero
- p'_p : presión media efectiva que produce la deformación, Δh , en la arcilla + el mortero

$$\text{si} \quad P_p = P_s + P_m \quad (5.11)$$

$$\text{entonces} \quad \varepsilon \frac{A_s + A_m}{m_p} = \varepsilon \left(\frac{A_s}{m_s} + \frac{A_m}{m_m} \right) \quad (5.12)$$

dividiendo entre εA_s :

$$\frac{1}{m_s} + \frac{A_m}{A_s} \frac{1}{m_m} = \frac{1 + \frac{A_m}{A_s}}{m_p} \quad (5.13)$$

despejando:

$$\frac{1}{m_p} = \frac{\frac{1}{m_s} + \frac{A_m}{A_s} \frac{1}{m_m}}{1 + \frac{A_m}{A_s}} \quad (5.14)$$

Además, si se define $k_s =$ módulo de rigidez de la arcilla $= 1/m_s$, $k_m =$ módulo de rigidez del mortero $= 1/m_m$, y $k_p =$ módulo de rigidez ponderado de la arcilla tratada $= 1/m_p$. Sustituyendo estos valores en la ecuación anterior:

$$k_p = \frac{k_s + \frac{A_m}{A_s} k_m}{1 + \frac{A_m}{A_s}} \quad (5.15)$$

si la relación entre el volumen de mortero y el volumen de suelo, R, se define como:

$$R = \frac{A_m}{A_s} = \frac{V_m}{V_s} \quad (5.16)$$

entonces se tiene que:

$$k_p = \frac{k_s + R k_m}{1 + R} \quad (5.17)$$

finalmente, la rigidez necesaria del mortero de inyección, k_m será:

$$k_m = \frac{(1 + R) k_p - k_s}{R} \quad (5.18)$$

5.3 Interpretación de los resultados experimentales

Con el objetivo de verificar la ecuación propuesta, se utilizó la serie de pruebas en muestras formadas con el procedimiento # 4 debido a que en estos resultados experimentales se observa con mayor claridad la influencia del lodo fraguante en la compresibilidad de los especímenes, pues en ellas se eliminó la influencia de su contenido de agua inicial.

Además, se hizo un ensaye de consolidación en una probeta hecha con el lodo empleado en esta serie de pruebas (ver sección 4.2). Esta muestra se dejó fraguar siete días y se llevó hasta un esfuerzo de 13 kg/cm² (igual que en la muestra 5-2 de la Catedral Metropolitana), con incrementos de carga a cada 24 horas. De este ensaye se graficó la curva de deformación volumétrica contra esfuerzo vertical, tanto en escala aritmética como en escala logarítmica (figs 5.33 y 5.34), con el fin de conocer los valores de m_v para el lodo.

De las curvas de deformación volumétrica de la figura 5.22, se determinó gráficamente el valor de m_v para cada ensaye. Estos valores fueron sustituidos en la ec. 5.14.

Para un esfuerzo de 0.5 kg/cm² se obtuvieron los resultados que se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 1 Revisión del modelo analítico propuesto por E. Tamez

MUESTRA	A_m (cm ²)	A_s (cm ²)	A_m/A_s	m_v (medido)	m_p (calculado)
de suelo	-	50.27	-	0.0395	-
de lodo	50.27	-	-	0.0215	-
con 3% de lodo	1.5	48.77	0.0308	0.0150	0.0385
con 6% de lodo	3.0	47.27	0.0635	0.0142	0.0376
con 10% de lodo	5.0	45.27	0.1104	0.0095	0.0365

En los resultados anteriores, se observa que las pendientes medidas difieren de las pendientes calculadas con el modelo propuesto; por lo que se realizó el análisis descrito con las muestras ensayadas con el procedimiento # 5.

Para la serie de la muestra 2-2 de la Catedral Metropolitana se revisó la gráfica de deformación volumétrica de la fig 5.29. A esta gráfica se le añadió el resultado de la prueba de consolidación en el lodo correspondiente. De la fig 5.35 se determinó un m_v promedio para el tramo elástico y para el tramo virgen se usó la pendiente que se forma hasta el 25 % de deformación volumétrica, aproximadamente. En el tramo elástico de la prueba con inyección, se tomó el m_v a partir del tratamiento. Los resultados obtenidos con este procedimiento se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 2 Revisión del modelo analítico propuesto por E. Tamez

MUESTRA	A_m (cm ²)	A_s (cm ²)	A_m/A_s	TRAMO ELÁSTICO		TRAMO VIRGEN	
				m_v (medido)	m_p (calculado)	m_v (medido)	m_p (calculado)
de suelo	-	50.27	-	0.043	-	0.068	-
de lodo	50.27	-	-	0.023	-	0.006	-
con 4% de lodo	2.0	48.27	0.0414	0.017	0.042	0.049	0.048

En la serie de la muestra 6-4 de la Catedral Metropolitana se realizó el mismo análisis descrito para la muestra 2-2. Los datos necesarios se obtuvieron de la fig 5.36. Sin embargo, en el tramo virgen se tomó la pendiente que se forma después del 25% de deformación volumétrica, porque con estos valores se verifica la validez del modelo. Los resultados obtenidos con este procedimiento se presentan a continuación.

Tabla 3 Revisión del modelo analítico propuesto por E. Tamez

MUESTRA	A_m (cm ²)	A_s (cm ²)	A_m/A_s	TRAMO ELÁSTICO		TRAMO VIRGEN	
				m_v (medido)	m_p (calculado)	m_v (medido)	m_p (calculado)
de suelo	-	50.27	-	0.075	-	0.032	-
de lodo	50.27	-	-	0.030	-	0.021	-
con 4% de lodo	2.0	48.27	0.0414	0.167	0.0708	0.032	0.0313

Con los resultados que se presentan en las tablas 2 y 3, se verifica el análisis Tamez en el tramo virgen. Sin embargo, todavía no se puede generalizar la validez del modelo propuesto. Por lo tanto, es necesario realizar más ensayos con muestras formadas siguiendo el procedimiento # 5, que es el que simula mejor las condiciones de campo.

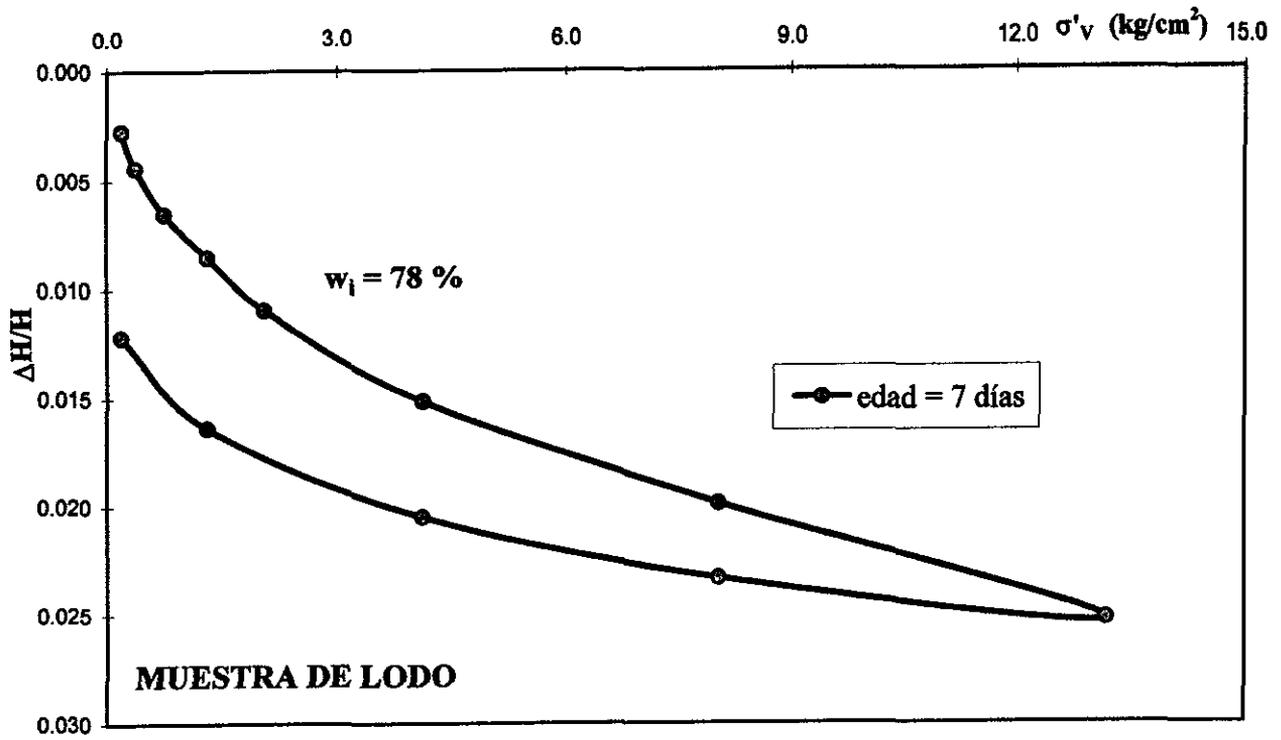


Fig 5.33 Curva de deformación volumétrica contra esfuerzo vertical efectivo (escala aritmética)

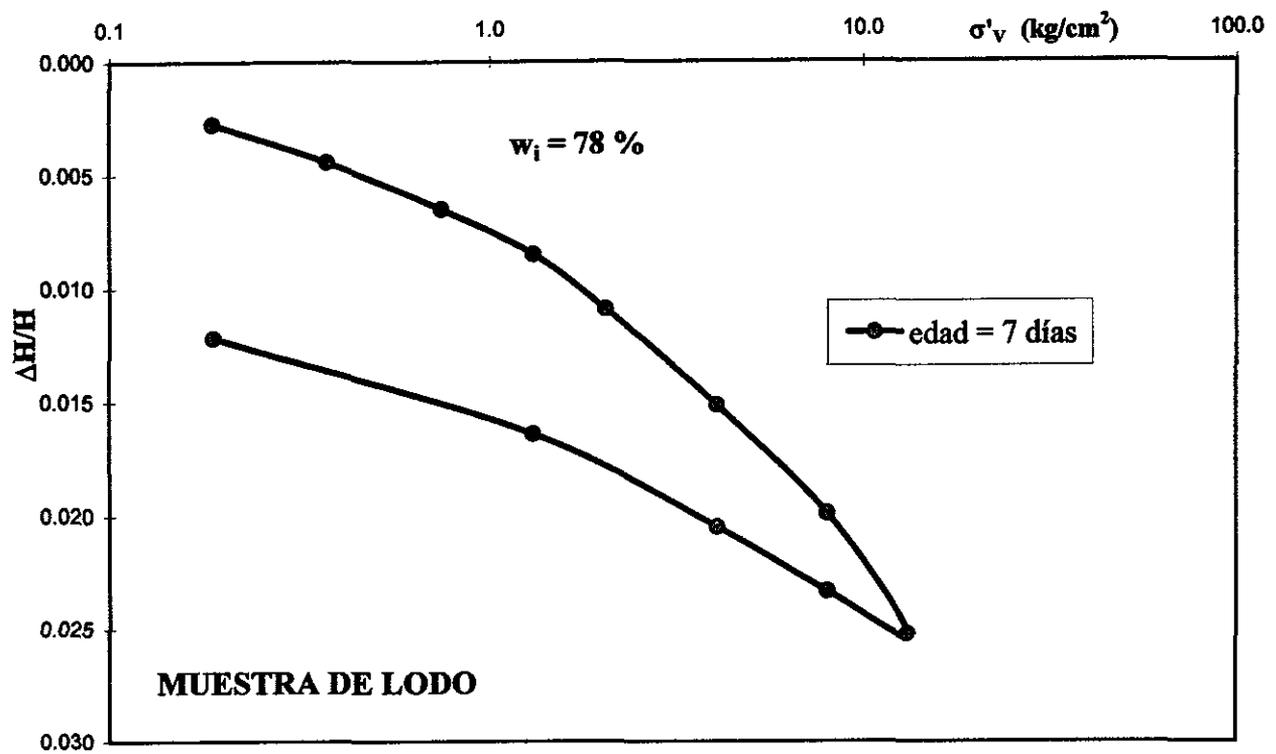


Fig 5.34 Curva de deformación volumétrica contra esfuerzo vertical efectivo (escala semilogarítmica)

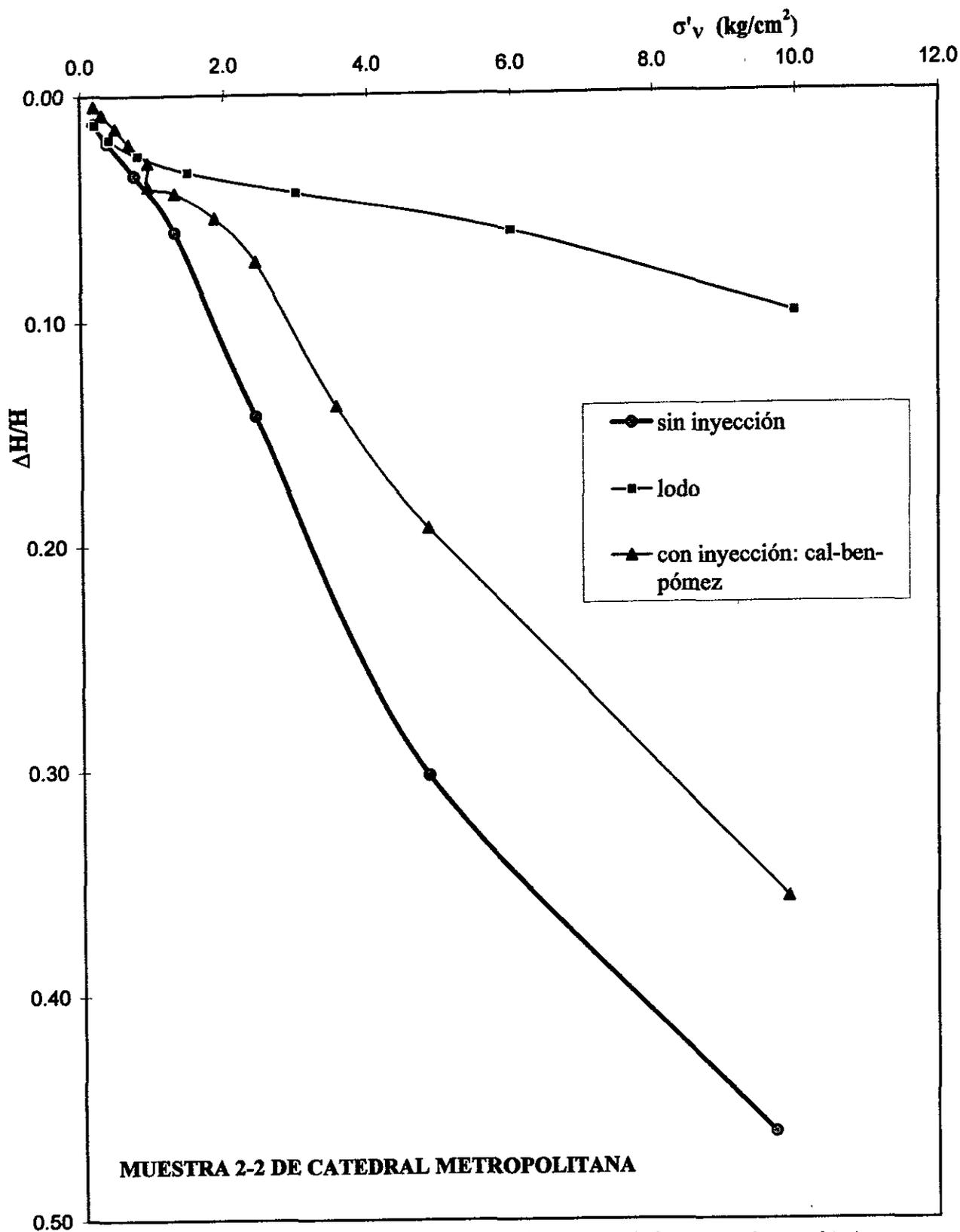


Fig 5.35 Curva de deformación volumétrica contra esfuerzo vertical efectivo (escala aritmética)

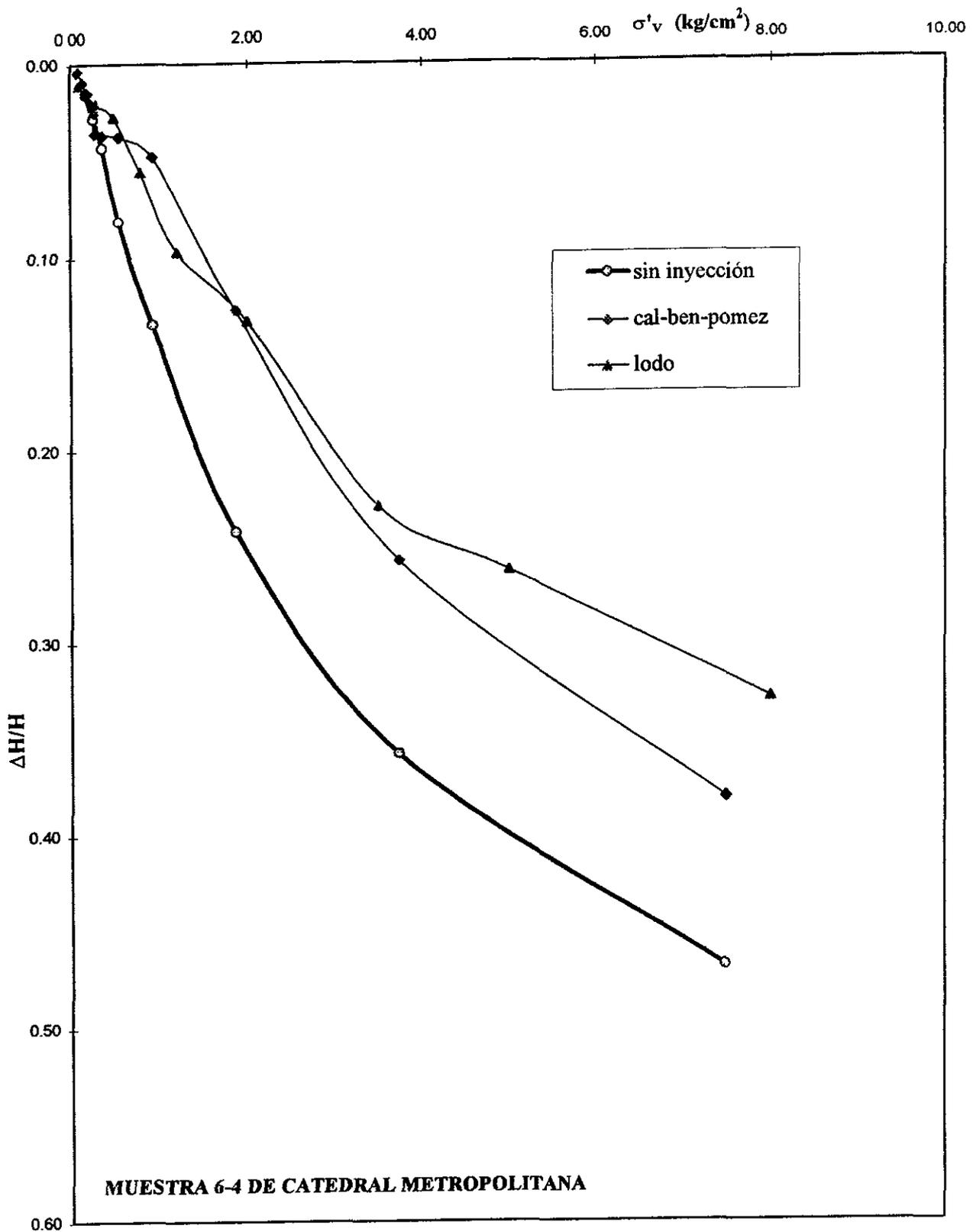


Fig 5.36 Curva de deformación volumétrica contra esfuerzo vertical efectivo (escala aritmética)

5.4 Criterios para la aplicación práctica de los resultados experimentales

Los asentamientos que se producen en una masa de suelo sometida a compresión unidimensional se calculan con la siguiente expresión:

$$\delta = \sum m_{vi} h_i \Delta \sigma'_{vi} \quad (5.19)$$

en donde m_{vi} es la compresibilidad del estrato i , h_i su espesor y $\Delta \sigma'_{vi}$ el incremento de esfuerzos verticales efectivos que da lugar al asentamiento que, como se ve, resulta proporcional a los tres factores del lado derecho de esta igualdad.

En la Ingeniería de Cimentaciones suele suponerse simplificada que bajo cada punto de un área de forma arbitraria y con una distribución de cargas también arbitraria, puede plantearse una expresión como (5.2). Si se plantea uniformar los asentamientos en toda esa área, teóricamente se podría modificar cualquiera de los tres factores o cualquier combinación de los mismos para lograr la igualdad de asentamientos en todos los puntos del área, de acuerdo con dicha expresión. La posibilidad de modificar libremente estos tres factores está limitada fuertemente por consideraciones de orden técnico, práctico y económico.

Causas de los asentamientos. Es evidente que estos se producen cuando la masa de suelo se somete a un incremento de esfuerzos efectivos $\Delta \sigma'_{vi}$. En el caso de la zona lacustre de la ciudad de México este incremento se puede originar por dos causas bien diferenciadas. En primer lugar, pueden originarse por la aplicación de sobre cargas inducidas por el peso de las estructuras y en segundo, por las disminuciones en la presión de agua de poro que produce el bombeo para la extracción de agua. En ambos casos, los incrementos $\Delta \sigma'_{vi}$ son funciones del tiempo que están regidas por la teoría de la consolidación descrita en el Capítulo 2. En el caso de la consolidación por peso propio, los esfuerzos se mantienen constantes cuando se ha disipado el incremento de presión de poro que produce la aplicación de cargas y los asentamientos que se producen por el efecto de la consolidación secundaria, que no están considerados por la expresión (5.2), se presentan a velocidades muy lentas por lo que suelen no ser significativos aún en intervalos de tiempo relativamente grandes (uno o varios lustros, por ejemplo). En el caso de la consolidación inducida por el bombeo, el suelo se ve sometido a incrementos $\Delta \sigma'_{vi}$ lentos y casi continuos y su evolución es difícil de predecir pues depende, en última instancia, del régimen de bombeo y de la distribución de las bombas. Esta última es la que produce el hundimiento regional de la ciudad de México.

En los edificios construidos en la zona lacustre de la ciudad de México antes de la segunda mitad del siglo XIX, cuando comenzó la explotación masiva del acuífero, primero sufrieron asentamientos debido a la consolidación por peso propio y posteriormente por la que produce el bombeo. Cualquier edificio construido después de esa fecha se somete a los dos procesos simultáneamente aunque, como ya se dijo, la consolidación por peso propio deja de tener efectos significativos después de algunos años.

Las diferencias entre los efectos que produce la consolidación por peso propio y la que se debe al bombeo no están relacionadas solamente con las diferencias en su evolución temporal. En efecto, ambas producen cambios en los esfuerzos efectivos que se distribuyen en forma muy diferente con la profundidad. Considerando, por ejemplo, el caso de un cimiento superficial, los incrementos de esfuerzos verticales efectivos $\Delta\sigma'_{vi}$, producidos en el subsuelo por las cargas aplicadas son muy grandes cerca del área de contacto entre el cimiento y el terreno pero estos decrecen rápidamente conforme se profundiza hasta que se vuelven prácticamente nulos. De acuerdo, con la expresión (5.2), esto significa que los estratos superficiales son los que más contribuirán en la magnitud del asentamiento total observado. Sin embargo, los incrementos $\Delta\sigma'_{vi}$ producidos por el bombeo regional se han venido propagando, de acuerdo con observaciones en muchas de las estaciones piezométricas instaladas en la ciudad, desde los estratos más profundos hacia los más superficiales. De acuerdo con estas observaciones puede esperarse que los estratos arcillosos localizados entre 15 y 25 m sean los que sufran las mayores disminuciones de presión de poro y por ende, los mayores incrementos de esfuerzos efectivos en las próximas décadas.

Los incrementos de esfuerzos efectivos producen cambios en los espesores de los estratos compresibles y a su vez, cambios en la compresibilidad pues esta última es función de σ'_{vi} , según se ha evidenciado con los resultados de los ensayos del inciso anterior. En el planteamiento que se hace a continuación se supone que el intervalo de tiempo considerado es pequeño y que por ello m_{vi} y h_i se pueden considerar constantes.

De acuerdo con lo anterior, las posibilidades de uniformar los asentamientos bajo una área cargada debe involucrar acciones para modificar la contribución de diferentes estratos al asentamiento total. Si se tiene un edificio antiguo en donde el proceso de consolidación por peso propio ha dejado de ser importante, las acciones deben encaminarse a modificar los factores que determinan la magnitud de los asentamientos en los estratos en donde los efectos esperados del bombeo sean más severos pero si se tiene un edificio nuevo o uno en donde siga siendo significativa la consolidación por peso propio, las modificaciones deben hacerse en los estratos compresibles que reciban los mayores incrementos, dependiendo del tipo de cimentación empleado (superficial o profunda). Estas acciones pueden ser:

a) Modificando los esfuerzos verticales efectivos. En la ciudad de México se tienen algunas experiencias no concluyentes en las que se han reducido los esfuerzos verticales efectivos inyectando agua a presión dentro de la masa de suelo.

b) Modificando el espesor de los estratos compresibles. Esto se lograría inyectando morteros rígidos dentro de la masa de suelo o bien colocando pilotes de fricción negativa a espaciamientos pequeños en estratos seleccionados. En este caso los estratos sometidos al tratamiento tendrían compresibilidades varias veces menores que la de los materiales compresibles no tratados. De acuerdo con los resultados presentados en el inciso anterior, el comportamiento de la masa de suelo sería cualitativamente similar al de los suelos cuyos ensayos se describieron en el inciso 5.1.4. Para aplicar esta solución el suelo tratado trabajaría a lo largo de la rama de recarga. Debe tenerse presente que existe un esfuerzo de cedencia y procurar que los esfuerzos verticales efectivos actuantes sean menores que este esfuerzo de cedencia con un margen adecuado de seguridad, para tomar en cuenta las incertidumbres que existen en lo tocante a la predicción de la evolución temporal de los incrementos de esfuerzos efectivos producidos por el bombeo regional.

c) *Modificación de la compresibilidad en la rama virgen.* Los resultados presentados en el inciso anterior demuestran que esta es una posibilidad factible pues para aplicarla en la práctica se requieren reducciones de la compresibilidad del subsuelo de cuando mucho tres veces, que parecen ser alcanzables. Por ello, el problema se reduciría a encontrar un lodo con las características adecuadas.

Las opciones b) y c) conducen a soluciones de inyección técnica y económicamente factibles; la segunda, que consiste en emplear morteros rígidos permite aplicar las teorías desarrolladas para el cálculo de asentamientos en cimentaciones resueltas con pilotes de fricción. La tercera conlleva incertidumbres relacionadas con la posibilidad de reproducir en el laboratorio las condiciones reales de trabajo a las que se someterían las arcillas y los morteros inyectados en una situación de campo.

CONCLUSIONES

Se presentaron los resultados de una investigación en la que se estudió el efecto de la inclusión de lodos fraguantes en algunas arcillas típicas de la ciudad de México. En los primeros capítulos se discutieron los temas básicos de Mecánica de Suelos que permiten establecer un marco de referencia para el análisis de los resultados experimentales. En el Capítulo 1 se describen de manera general las características geológicas y gotécnicas de las arcillas del valle de México y en el Capítulo 2 se describió el proceso de consolidación unidimensional de un material arcilloso. También se incluyó en el Capítulo 3, un reporte del estado que guardan algunas investigaciones teórico-analíticas que actualmente se llevan a cabo en el Instituto de Ingeniería en el tema del fracturamiento hidráulico de los suelos. En el Capítulo 4 se describieron las técnicas experimentales para efectuar los ensayos y para agregar lodos fraguantes a las arcillas utilizadas. Estas últimas se obtuvieron de tres sitios diferentes y, por sus características y propiedades, se consideraron como típicas de las que se pueden encontrar en la ciudad de México.

Los resultados presentados en el Capítulo 5 confirman la noción intuitiva de que la inclusión de materiales rígidos dentro de una masa arcillosa reduce su compresibilidad. Sin embargo, para evaluar cuantitativamente el efecto de los lodos fraguantes deben tomarse en cuenta varios factores. Los ensayos de compresión unidimensional permitieron identificar algunos de estos, principalmente el contenido de humedad inicial, el tiempo de fraguado, el método utilizado para inyectar o agregar los lodos fraguantes, y las características del material agregado. En este trabajo sólo se examinó parcial y cualitativamente este último factor, en términos de la distribución granulométrica de la arena contenida en el fluido agregado, así como la dosificación de los materiales.

Con base en los resultados experimentales obtenidos en esta investigación se estableció que los lodos agregados requieren, cuando menos, un tiempo de fraguado de 7 días, antes de iniciar las pruebas de consolidación unidimensional.

También se determinó que no es conveniente inyectar los lodos fraguantes con jeringas y agujas. El principal inconveniente de ese método es la imposibilidad de controlar y cuantificar precisamente la cantidad de material que efectivamente penetra dentro del suelo. En algunas de las muestras inyectadas se logró fracturar hidráulicamente al suelo pero los resultados obtenidos en este aspecto no son significativos, ya que los esfuerzos actuantes en los especímenes, antes de ser montados en los consolidómetros, son completamente diferentes a los de campo. Como se discutió en el Capítulo 3, el estado de esfuerzos efectivos dentro del suelo determina la orientación del agrietamiento inducido por la inyección de lodos fraguantes.

Se encontró que barrenando las probetas y rellenándolas posteriormente con los lodos se obtenían resultados consistentes. Alternativamente, también se pueden formar los especímenes rebanándolos y posteriormente impregnarlos con la cantidad requerida de lodo fraguante.

Para simular algunas de las condiciones de campo, se desarrolló un método para introducir los lodos dentro de las probetas, usando placas de acero inoxidable y piedras porosas con orificios. Este arreglo permite llevar la probeta hasta su esfuerzo de cedencia y después introducir el lodo fraguante, sin desmontar la muestra del aparato.

Sin embargo, no hay una sola prueba que represente las condiciones reales de campo. Esto se debe a que el suelo se encuentra sometido a condiciones de deformación y cambios de esfuerzos efectivos que varían de acuerdo a lo siguiente:

- el bombeo de los mantos acuíferos reduce la presión de poro e incrementa los esfuerzos efectivos, lo cual induce la consolidación del subsuelo, como se explicó en el Capítulo 2
- la mezcla pasa de su fase líquida a su fase sólida, gradualmente, con lo que el estado de esfuerzos y deformaciones en la vecindad de la zona inyectada se modifica

De acuerdo con los resultados experimentales obtenidos en este trabajo, uno de los factores que más influyen en el comportamiento de los especímenes con lodos fraguantes agregados es el contenido inicial de agua. En muchas de las muestras ensayadas no se distinguen claramente los efectos de la inclusión de lodos, debido a las grandes variaciones de humedad en la arcilla.

Asimismo, se observó que las mezclas con arenas gruesas disminuyen la compresibilidad de las arcillas más que las mezclas con arenas sin esas partículas, y además, dichos resultados están influenciados por el tiempo durante el cual se dejó fraguar el fluido.

Los resultados de ensayos en especímenes con variaciones mínimas del contenido de agua (como las muestras de la Catedral Metropolitana) y realizados con los procedimientos 4 y 5 (incisos 5.1.4 y 5.1.5 respectivamente) permitieron establecer las siguientes conclusiones:

- a) La primera fase del comportamiento observado está gobernada por los lodos ya fraguados y depende de las características y propiedades de los mismos. Esta fase se presenta en la rama de recarga.
- b) La compresibilidad de los suelos con lodo agregado en la rama de recarga es varias veces (3 a 7) menor que la del suelo natural.

- c) La primera fase termina bruscamente cuando se excede el valor de un esfuerzo de cedencia análogo a la presión a partir de la cual los suelos no tratados presentan deformaciones plásticas. Los resultados que se obtuvieron permiten hacer la hipótesis de que el esfuerzo de cedencia está relacionado con la resistencia del fluido y por ello su magnitud crece con la cantidad de este último.
- d) La segunda fase del comportamiento principia cuando se rebasa el esfuerzo de cedencia. Al ocurrir esto, la compresibilidad de los materiales aumenta bruscamente, pero sigue siendo menor que la de la arcilla natural.
- e) A grandes deformaciones y a esfuerzos mayores que el de cedencia, la compresibilidad de las muestras con inclusiones rígidas se aproxima a la de la arcilla natural

Se propuso un modelo simplificado para interpretar analíticamente los resultados experimentales. El análisis se aplicó a diferentes series de ensayos. En la muestra que se llevó próxima a su esfuerzo de cedencia y después se realizó la inyección de un lodo agua-cemento-cal, se comprobó la validez del modelo en el tramo virgen de las curvas de deformación volumétrica respectivas. No obstante, este modelo no reproduce los resultados experimentales de ensayos efectuados aplicando los lodos con otros procedimientos (inciso 5.1.4). Por lo anterior, se deben realizar más ensayos, con el objetivo de revisar nuevamente el modelo y establecer con claridad en qué condiciones es válido aplicarlo.

Se dieron criterios para aplicar los resultados experimentales a problemas de interés práctico dentro del ambiente geotécnico de la ciudad de México. Para hacerlo se utilizó como punto de referencia la ecuación general para el cálculo de asentamientos en suelos sometidos a compresión unidimensional.

Se cumplió ampliamente el objetivo de demostrar que los lodos fraguantes se pueden utilizar para uniformar los asentamientos de sitios subyacentes por arcillas compresibles. Deben continuarse las investigaciones experimentales de laboratorio en este tema para desarrollar técnicas experimentales más representativas de las condiciones de campo. También deben proseguir los estudios analíticos con el objeto de calibrar y ajustar las teorías existentes sobre el fracturamiento hidráulico de los suelos a las condiciones específicas de las arcillas compresibles de la ciudad de México. Finalmente, los estudios analíticos y de laboratorio deben complementarse con ensayos de campo debidamente controlados e instrumentados.

BIBLIOGRAFIA

Alberro, J. y Hernández, R. 1991, *Evaporación y agrietamiento*, Agrietamiento de suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.

Arias, A. 1990, *Agrietamiento del subsuelo en el valle de México*, Tesis de maestría en Ingeniería, División de Estudios de Posgrado, DEPFI, UNAM.

Auvinet, G. 1997, *Criterios para el uso de inyecciones de consolidación en suelos blandos*, Informe preliminar, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Head, K. H. 1982, *Manual of soil laboratory testing*, Vol. 2: permeability shear strength and compressibility tests, Pentech press.

Juárez, B. E. y Rico R. A. 1989, *Fundamentos de mecánica de suelos*, Limusa, Tomo I.

Juárez, B. E. y Rico R. A. 1994, *Fundamentos de mecánica de suelos*, Limusa, Tomo III.

Lambe y Whitman 1981, *Mecánica de suelos*, Limusa.

Marsal y Mazari 1959, *El subsuelo de la ciudad de México*, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Núñez G. C. 1996, *Hundimiento del subsuelo de la ciudad de México*, XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS, pp 99-102.

Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal 1988, *Manual de exploración geotécnica*.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS 1978, *El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del valle de México*, Simposio.

GLOSARIO

Consolidación: Es un proceso de disminución de volumen que tiene lugar en un lapso de tiempo, que depende de algunas propiedades mecánicas del material; lo provoca un aumento de las cargas que actúan efectivamente sobre la fase sólida del suelo. Este proceso está acompañado del drenaje del agua contenida en los poros de la masa de suelo.

Relación de vacíos (e): Es la razón entre el volumen de vacíos (aire y agua) y el volumen de partículas sólidas en una masa de suelo.

Grado de saturación (S): Es el volumen de agua contenido en los vacíos de la masa de suelo, expresado como un porcentaje del total de vacíos.

Presión de agua de poro (u): Es la presión hidrostática del agua contenida en los vacíos o poros de la masa de suelo.

Esfuerzo total (p): Esfuerzo en una masa de suelo debido a la aplicación de una carga.

Esfuerzo efectivo (p’): Es la diferencia entre el esfuerzo total y la presión de agua de poro.

Exceso de presión de poro (Δu): Incremento en la presión de agua de poro debido a la aplicación instantánea de una carga. También llamada exceso de presión hidrostática.

Grado de consolidación (U): Es la relación entre la consolidación que ya ha tenido el suelo a una cierta profundidad y la consolidación total que ha de producirse bajo el incremento de carga impuesto.

Consolidación primaria: Es la etapa durante la cual ocurre el drenaje y la disipación de la presión de poro, con transferencia de carga al esqueleto mineral del suelo.

Consolidación secundaria: En esta etapa las deformaciones se deben al reacomodo de las partículas sólidas en la masa de suelo.

Coefficiente de compresibilidad (a_v): Es un parámetro que mide la variación de la relación de vacíos con la presión, un a_v alto caracteriza a un suelo muy compresible.

Coefficiente de variación volumétrica (m_v): Expresa la compresibilidad del suelo, relacionándola con su volumen inicial, o bien, el cambio de volumen por unidad de presión.

Coefficiente de consolidación (c_v): Es un parámetro que sirve para determinar la velocidad de los asentamientos, en la masa de suelo, debidos a un incremento de carga.

Factor tiempo (T): Es un parámetro adimensional en función del tiempo, de c_v y de la longitud de la trayectoria de drenaje; se usa para definir el porcentaje teórico de la curva de consolidación.

Arcilla normalmente consolidada: Es aquella que nunca ha estado sometida a esfuerzos mayores de los que soporta en el presente.

Arcilla preconsolidada: Es aquella que en su historia geológica ha estado sometida a mayores esfuerzos de los que soporta en el presente.

Esfuerzo de cedencia (p'_c): Es el máximo esfuerzo al que ha estado sujeta una arcilla preconsolidada.

Expansión: Es el proceso opuesto a la consolidación. La reducción de las cargas que soporta un suelo arcilloso provoca que el agua ocupe sus vacíos, lo cual genera la expansión del material.