

01149  
19



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERÍA

**PROPIEDADES ESTÁTICAS DE LAS ARCILLAS DE  
LA CUENCA DE MACUSPANA TABASCO Y SU  
INFLUENCIA EN EL COMPORTAMIENTO DE  
LAS CIMENTACIONES DE LAS VIVIENDAS  
DE ESA REGIÓN**

**T E S I S**

COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE

**MAESTRA EN INGENIERÍA  
(GEOTECNIA)**

QUE PRESENTA:

**MARÍA LUISA JIMÉNEZ JIMÉNEZ**

DIRECTOR DE TESIS  
**DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY**

CIUDAD UNIVERSITARIA, 2003



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

A



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.

## DEDICATORIAS

*A Dios, por darme la fuerza de voluntad necesaria para vencer los obstáculos y llegar a este momento.*

*A mi padre, que aunque ya no está conmigo, siempre lo recuerdo con mucho amor.*

*A mi madre, por su gran amor, apoyo, comprensión y orientación recibidos durante toda mi vida.*

*A mi esposo Fernando, mi gran amor. Por tu amor, compañía, amistad y apoyo que me has brindado. Por que siempre avancemos juntos en la vida.*

*A mis hermanos, por el gran amor que nos une.*

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

B

## **AGRADECIMIENTOS**

**Al Dr. Efraín Ovando**, por su gran apoyo al dirigir esta tesis, poniendo a mi alcance sus conocimientos, experiencia, así como su valioso tiempo. Muchas gracias.

**Al Dr. Alberto Escobar**, por su ayuda desinteresada. Son invaluable la asesoría y las facilidades que me prestó durante el desarrollo de esta tesis.

**Al Ing. Jesús Alberro, a los Drs. Gabriel Auvinet y Rigoberto Rivera**, por el tiempo dedicado a la revisión de este trabajo y por sus comentarios para mejorarlo.

**A mis maestros**, a todos, por su disposición para transmitir sus conocimientos.

**A la UNAM**, por la formación académica recibida y por el privilegio de ser parte de ella.

**Al Instituto de Ingeniería**, por la beca recibida durante el desarrollo de esta tesis y por el uso de sus instalaciones.

**A mis amigos**, Lorena Vega, Ramona Alanís y Mario Flores. Por la gran amistad que nos une y por todos los momentos que hemos compartido juntos.

**A Germán Aguilar**, por su amistad, paciencia y ayuda para la realización de los ensayos de laboratorio.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

C

## ÍNDICE

	PÁG
<b>1 INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
<b>2 ANTECEDENTES</b>	<b>4</b>
2.1 Ubicación del sitio	4
2.2 Geología general	4
2.3 Exploración geotécnica	8
2.4 Características geotécnicas de los sitios explorados	11
2.5 Descripción de los daños observados en las viviendas de la región de Macuspana	15
<b>3 CAUSAS DE LOS DAÑOS QUE SE HAN PRESENTADO EN LAS VIVIENDAS</b>	<b>24</b>
3.1 Naturaleza, origen y características generales de los suelos expansivos	25
3.2 Identificación de los suelos expansivos	27
3.3 Daños estructurales ocasionados por los suelos expansivos	28
<b>4 PROCEDIMIENTO GENERAL DE LOS ENSAYES DE LABORATORIO</b>	<b>31</b>
4.1 Ensayes para determinar propiedades índice	31
4.2 Ensaye de consolidación unidimensional	32
4.3 Ensaye de expansión unidimensional	36
4.4 Ensaye de compresión triaxial no consolidada no drenada	43
<b>5 ANÁLISIS DE RESULTADOS</b>	<b>48</b>
5.1 Revisión de la capacidad de carga	48
5.2 Análisis de asentamientos	52
5.3 Revisión de algunas correlaciones para evaluar la expansividad de los suelos	60
5.4 Evaluación de la expansividad de las arcillas aplicando los resultados de laboratorio	72
<b>6 MODELO ESTRUCTURAL DE LAS VIVIENDAS</b>	<b>88</b>
6.1 Propiedades mecánicas de los materiales utilizados en la construcción de las viviendas	88
6.2 Modelo de las estructuras de mampostería	89
6.3 Resultados del análisis del modelo estructural	91
6.4 Propuesta de cimentación	99

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

D

	<b>PÁG</b>
<b>7 RECOMENDACIONES GENERALES</b>	<b>104</b>
7.1 Ensayes adicionales de laboratorio	104
7.2 Técnicas y procedimientos constructivos para cimentaciones en suelos expansivos	105
<b>8 CONCLUSIONES</b>	<b>112</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS</b>	<b>117</b>

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

E

## 1 INTRODUCCIÓN

PEMEX Exploración y Producción (PEP), a través de la Coordinación de Operaciones Exploratorias del Activo de Exploración Macuspana (AEM) Región Sur, ha desarrollado trabajos de prospección sísmica de reflexión profunda en la cuenca de Macuspana, en el Estado de Tabasco. Dentro de esta región se han presentado numerosas reclamaciones de propietarios presuntamente afectados por las vibraciones producidas durante los estudios geofísicos, principalmente en viviendas unifamiliares de varios tipos estructurales.

Estas reclamaciones se han presentado a pesar de que el AEM, ha seguido algunas recomendaciones propuestas por organismos internacionales para fijar las distancias mínimas que deben existir entre los sitios de las explosiones y las estructuras que potencialmente pueden verse afectadas. Sin embargo, los criterios empleados en otros países para establecer los límites de daños potenciales fueron desarrollados para condiciones diferentes a las que predominan en nuestro país, en particular las que prevalecen en la cuenca de Macuspana. Por ello se requiere establecer criterios propios, específicamente desarrollados para dicha cuenca y que, además, sean aplicables a otras regiones del sureste mexicano.

Ante tal situación, PEP solicitó al Instituto de Ingeniería de la UNAM (Idel) la formulación de un proyecto de investigación con el objetivo de establecer si las vibraciones generadas por las explosiones dañan estructuralmente las viviendas o si existen otros factores que generen estos daños.

Para cumplir con esta solicitud, el Instituto de Ingeniería propuso la realización de una investigación basada fundamentalmente en estudios experimentales, en la cual trabajaron conjuntamente especialistas de las áreas de Estructuras, Geofísica y Geotecnia.

Esta investigación se realizó en dos etapas:

En la primera se recabó la información referente a los estudios de microsismicidad realizados por PEMEX, se identificaron las practicas constructivas; se seleccionaron viviendas representativas del área desde el punto de vista constructivo y geológico, para instrumentarlas y someterlas al efecto de vibraciones producidas por detonaciones a varias distancias y profundidades; se hicieron estudios geofísicos (vibración ambiental, ensayos de cono sísmico y de refracción somera) y finalmente estudios de exploración geotécnica en cada sitio seleccionado con recuperación de muestras alteradas e inalteradas.

En la segunda etapa se realizaron los ensayos experimentales de los materiales de construcción típicos de la región y de las muestras de suelo recuperadas, se analizó la información obtenida durante la primera etapa, se elaboraron los modelos estructurales detallados para estudiar el comportamiento de las viviendas típicas de la región ante condiciones de trabajo estático (asentamientos por peso propio y expansiones del suelo por saturación del mismo) y de trabajo dinámico (vibraciones).

En el presente trabajo se tratan básicamente los aspectos geotécnicos determinados para la zona de estudio.

Con base en el análisis de la información recabada sobre la geología y las condiciones geotécnicas de la región, en general, el área de estudio se puede dividir en dos, considerando sus condiciones hidrológicas y topográficas: la zona baja y la de lomeríos. La primera, localizada en la porción norte de la región, hacia el Golfo de México, es pantanosa y se inunda estacionalmente y sus suelos superficiales son depósitos de arcilla. En la segunda, localizada en la porción sur y suroeste, el terreno también es arcilloso pero contiene limos intercalados con lentes de arena, no es inundable y típicamente, el nivel freático se localiza entre 5 y 15 m de profundidad.

Por otra parte, la construcción que domina en las reclamaciones a PEP son del tipo denominado autoconstrucción estructurada con muros de mampostería hechos de bloque confinados con castillos y dalas de concreto reforzado. La cimentación está formada por dalas de concreto reforzado. Los pisos son firmes de concreto o mortero, generalmente sin refuerzo. Los techos son de lámina metálica, de asbesto o de teja, apoyados sobre vigas de madera, de concreto reforzado o perfiles metálicos.

Durante las inspecciones de las viviendas se observó que la calidad de las construcciones es en general mala. Todas las viviendas presentan daños en elementos estructurales y/o no estructurales. El confinamiento de los muros de mampostería es deficiente en varios casos. En algunas casas se han hecho adiciones y ampliaciones posteriores a su fecha de edificación que no se ligaron estructuralmente con la construcción anterior. Por lo general, la junta fría entre ambas construcciones presenta agrietamiento. La fecha de construcción de estas viviendas varía entre 1987 y 1998.

A excepción de dos viviendas visitadas que requieren rehabilitación urgente, en general, a pesar del daño observado en las casas, su estado físico no parece poner en riesgo su seguridad estructural, ni la seguridad de las personas que las habitan, desde el punto de vista de los estados límite de falla. Sin embargo, dicho nivel de daño no está cumpliendo con las condiciones de servicio y en consecuencia crea inquietud e incomodidad en sus habitantes. Lo anterior no implica que las viviendas estén exentas de hacerles mejoras y corregir los daños observados.

El patrón de daños observados se presenta en todas las viviendas de mampostería de las zonas visitadas, aún en aquellas en donde no ha habido actividades por parte de PEP.

Es muy importante destacar que varios de los patrones de agrietamiento, en los muros y recubrimientos y alrededor de ventanas y puertas, concuerdan con los que se producen por hundimientos diferenciales.

Además, fue muy común encontrar que los firmes de los pisos estuvieran fisurados o fracturados, que podrían estar asociados a procesos de expansión y contracción de los suelos de apoyo.

Finalmente, las arcillas de la región están expuestas al secado solar, son materiales de alta resistencia al esfuerzo cortante en los que, durante el recorrido, no se detectaron problemas de capacidad de carga. Sin embargo, si se hizo evidente que algunos de ellos han sufrido deformaciones debido a probables expansiones producidas cuando estos suelos se humedecen, o bien cuando los cimientos han sido desplantados muy superficialmente.

Dadas estas circunstancias, los aspectos geotécnicos estuvieron enfocados a estudiar estos tres factores y evaluar sus implicaciones en el comportamiento de las viviendas.



## Objetivo

El objetivo principal de este trabajo de investigación es estudiar el comportamiento de las viviendas típicas construidas en la región de Macuspana bajo condiciones estáticas. Se analizarán los efectos de los asentamientos por peso propio y por las expansiones del suelo en el comportamiento estructural de las viviendas y se revisará la capacidad de carga del suelo de cimentación.

## Alcances

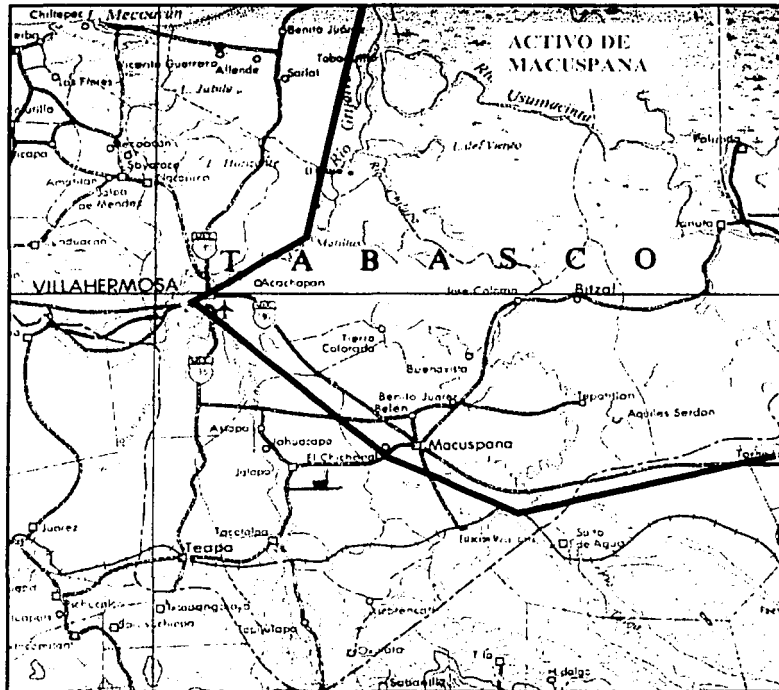
Para alcanzar este objetivo se realizaron las siguientes actividades:

- Se elaboró un modelo estratigráfico para cada uno de los sitios de estudio a partir de la información obtenida de los sondeos geotécnicos y de los resultados de los ensayos de laboratorio.
- Se determinaron las propiedades índice para identificar y clasificar los diferentes materiales encontrados en la región conforme al SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).
- Se llevaron a cabo ensayos de compresión triaxial no consolidada no drenada, para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los diferentes sitios de estudio.
- Se realizaron ensayos de consolidación unidimensional, para determinar los parámetros de compresibilidad de los estratos someros: esfuerzo de preconsolidación ( $\sigma'_c$ ), coeficiente de compresibilidad volumétrica ( $m_v$ ) y coeficiente de consolidación ( $c_v$ ).
- Se realizaron ensayos de expansión unidimensional en muestras inalteradas y en muestras remoldeadas y compactadas de los estratos superficiales para determinar el porcentaje de expansión y la presión de expansión.
- A partir de los resultados de estos ensayos, se revisó el comportamiento de las estructuras en condiciones estáticas. Se determinó la capacidad de carga del suelo de cimentación y se estimó la magnitud y distribución de las deformaciones (asentamientos y expansiones) que sufre el terreno ante la aplicación de los esfuerzos transmitidos por las viviendas.
- Se revisaron algunas correlaciones entre las propiedades índice y la expansividad del suelo. Para evaluar el potencial de expansión, el porcentaje de expansión y la presión de expansión y se comparó con los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio.
- A partir del modelo estructural elaborado por los especialistas en estructuras se analizó el comportamiento estático de las viviendas ante los efectos de asentamientos y expansiones para diferentes secciones de cimentación.
- Se propuso una alternativa de cimentación para las viviendas en estudio que permita un comportamiento estructural adecuado.

## 2 ANTECEDENTES

### 2.1 Ubicación del sitio

La Cuenca de Macuspána perteneciente al Activo de Exploración Macuspána de la Región Sur, se localiza en el Estado de Tabasco al sur, sureste y este de Villahermosa. La zona está constituida por lomeríos de poca altura en la porción sur y suroeste y una zona de pantano hacia el Golfo de México (Fig. 2.1) (Muría et al., 2000).



TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Fig. 2.1 Ubicación general del Activo de Macuspána

### 2.2 Geología general

Tabasco comparte con los estados de Veracruz, Chiapas y Campeche terrenos de la Llanura Costera del Golfo Sur, y con Chiapas, los de la provincia denominada Sierras de Chiapas y Guatemala.

La provincia fisiográfica en la que se encuentra localizada la cuenca de Macuspána pertenece a lo que se conoce como la *Llanura Costera del Golfo de México*, que se extiende desde Florida hasta Yucatán, siendo interrumpida sólo por la zona Neovolcánica y por el macizo de los Tuxtlas. En sus zonas litorales existen numerosas lagunas y, alejándose de la costa, el terreno es plano con lomeríos.

Esta provincia comprende las regiones costeras de los estados de Veracruz y Tabasco en las que abundan suelos aluviales profundos, ya que en esta zona tienen su desembocadura al Golfo de México, algunos de los mayores ríos de México, como son el sistema Grijalva-Usumacinta, el Coatzacoalcos y el Papaloapan.

En Veracruz el terreno se escalona hacia la costa formando cuestras, pero al sur de este estado y en Tabasco se torna cada vez más plano. Al oriente de Tabasco se tiene una gran zona inundable con abundancia de pantanos permanentes hasta cerca de la Laguna de Términos; esta última se haya semiaislada del mar por una gran barra. Una importante discontinuidad fisiográfica, la de la Sierra Volcánica de los Tuxtles, interrumpe a esta provincia sobre la costa. En ella, aparte de numerosos aparatos volcánicos pequeños, se levantan los volcanes de San Martín, con 1 658 metros de altura y Vigía de Santiago, con 800 m/s.n.m. El Lago de Catemaco, con 9 a 10 km de diámetro es la mayor caldera volcánica del país.

En esta provincia, dentro del territorio tabasqueño, los depósitos más antiguos son del Terciario Inferior (Paleoceno) y aparecen en los bordes de contacto con la provincia Sierras de Chiapas y Guatemala. Estos depósitos son de alternancia rítmica de capas clásticas (lutitas-areniscas), afloran en la porción sur-central del estado, sobreyacen concordantemente sobre rocas carbonatadas del Cretácico Superior y marcan el cambio de un ambiente marino de plataforma a un ambiente litoral.

Sobre los depósitos anteriores aparecen alternancias de capas clásticas discordantes (areniscas, lutitas, limolitas y conglomerados), que contienen algunas intercalaciones de caliza. Estos depósitos son del Eoceno e indican una inestabilidad de los terrenos generadores de terrígenos.

Durante el Oligoceno se formaron depósitos discordantes de caliza de plataforma, con influencia de terrígenos. Asimismo, se depositaron alternancias de lutitas, areniscas, calizas y margas, formadas en ambiente litoral. Esta unidad aparece deformada en pliegues con formas de cofre, asimétricos buzantes. Afloran al sureste de Villahermosa, concordantemente cubiertos por areniscas del Mioceno, de un ambiente cercano a la costa, que a su vez, aparecen cubiertos por depósitos Cuaternarios.

### **Geología del Área Reforma-Macuspana**

A continuación se presenta de manera breve una descripción de la estratigrafía del área de Macuspana, donde se encuentra la zona de estudio, desde un punto de vista geológico. Esta descripción está dispuesta en orden cronológico, desde el Terciario hasta Plioceno-Cuaternario (López, 1979).

**Eoceno Inferior.** *Formación Lutitas Candelaria.* Las lutitas Candelaria o Series Chicontepec, se pueden considerar como depósitos de tipo orogénico que se han formado en las antefosas de los plegamientos cretácicos del frente norte de la Sierra Madre de Chiapas. Esta formada por lutitas calcáreas de color gris oscuro y azul, y de color café oscuro cuando están intemperizadas. Hacia la base de la sección se presentan algunos horizontes arenosos y conglomeráticos

**Eoceno Medio y Superior.** *Chinal, Lutitas, Calizas (Conglomerado Puente de Piedra).* Las lutitas Chinal son de color gris azul y gris oscuro micacíferas, estratificadas en capas delgadas, con abundancia de microfauna. Cubren a las lutitas Candelaria estando de por medio el Conglomerado Puente de Piedra.

*Puente de Piedra.* Este conglomerado marca la iniciación del Eoceno Superior, que debe incluir la base de la Lutita Chinal. El material clástico consiste de gravas y cantos rodados angulosos de caliza fosilífera con abundantes especies de corales, todo ello en matriz de areniscas y cementadas por carbonato de calcio. Tanto las areniscas como el conglomerado están impregnadas de aceite negro, aparentemente de base asfáltica.

*Calizas Chinal.* Son rocas de color gris claro, criptocristalinas que generalmente tienen estratificación delgada.

**Oligoceno.** *Lutitas Misopá y Caliza Macuspana.* El Oligoceno de la Cuenca Macuspana está dividido en dos zonas: La inferior consistente en lutitas denominadas Lutitas Misopá, esta formación de lutitas calcáreas de color azul oscuro a gris oscuro aún en los afloramientos, siendo arenosa en parte y micáceas. Hacia la base aumenta el contenido arenoso y son más calcáreas hacia la cima. Generalmente la formación se presente bien estratificada en capas no muy gruesas. La característica para diferenciarla de las lutitas Chinal, es su mayor contenido de microfósiles. La superior constituida por calizas llamadas Caliza Macuspana que es una unidad sedimentaria calcárea, formada por calizas areno-arcillosas en estratos cuyos espesores varían de medianos a gruesos, de colores gris claro, gris oscuro y crema. Esta secuencia es fosilífera, presenta vetas de calcita.

**Mioceno Inferior y Medio.** *Grupo Amate.* Amate inferior consiste de lutitas, arenas y ocasionalmente areniscas, predominando el color gris azulado así como el gris oscuro. Se distingue del Amate superior en que es más arcilloso. Amate Superior. Consta de lutitas, grises a gris azulado, bien estratificadas en la base graduando hacia arriba en clásticos más arenosos, formando en ocasiones gruesas capas de arenas que son productoras de hidrocarburos en la Cuenca de Macuspana-Campeche.

**Mioceno Superior.** *Formación Encajonada* De acuerdo con la litología, la formación se divide en dos miembros, Encajonado Inferior y Superior. El Encajonado Inferior está formado principalmente de areniscas pobremente cementadas, de grano fino, más o menos arcillosas de colores azul claro, gris o crema generalmente cuarcíferas. El Encajonado Superior está formado por margas, lutitas arenosas y arenas arcillosas sueltas, que alternan con delgadas capas de arcillas puras de color gris. Las arenas son por lo común de color rosado y contiene mica en abundancia.

**Mioceno Superior.** *Formación Zargazal.* Se trata de arcillas y lutitas de colores gris oscuro, gris azul o verde azulado, con intercalaciones delgadas de material carbonoso (principalmente turbas y lignitas) así como cuerpos lenticulares de arena. Una característica que parece ser peculiar en la formación Zargazal además de las capas arenosas y del material carbonoso, es la presencia de pequeños cristales de yeso de origen secundario.

**Mioceno Superior.** *Formación Belem.* Está formada de una serie de arcillas verdes plásticas a veces duras y masivas en ocasiones muy fosilíferas y arenosas.

**Plioceno.** *Formación Tres Puentes.* Consiste de lutitas arenosas en la porción intemperizada. Los afloramientos frescos son de arcillas arenosas de color azul y verde, en ocasiones con mucho material carbonoso (turbas) y lignitas. Está cubierta por depósitos del Cuaternario.



Desde una perspectiva geotécnica y morfológica, el Activo de Macuspana puede dividirse en dos zonas: la baja y la alta (lomerío). La primera está parcialmente inundada y está constituida superficialmente por depósitos de lago y delta; mientras que la segunda, formada también por terrenos arcillosos y limosos intercalados con lentes de arena, no presenta inundaciones, pero el nivel freático se localiza superficialmente, entre 1 y 15 m.

### 2.3 Exploración geotécnica

La exploración geotécnica a base de sondeos, se realizó con el objetivo de recuperar muestras de los suelos de los ocho sitios definidos previamente. La exploración geotécnica sirvió para definir la estratigrafía de los sitios estudiados, las condiciones hidráulicas del suelo, así como sus propiedades índice y mecánicas.

Los sondeos en los sitios de las casas 7, 11, 66, 67, 69 y 70 se llevaron a cabo entre el 18 de octubre al 3 de noviembre de 2000. Posteriormente, en noviembre de 2001 se realizaron otros sondeos en dos sitios adicionales (Lerdo de Tejada y Ramón Grande).

Las muestras recuperadas durante la exploración geotécnica, debidamente protegidas e identificadas se trasladaron al laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería de la UNAM, para su posterior análisis. Se obtuvieron muestras de suelos alteradas mecánicamente con el muestreador de tubo partido y muestras inalteradas con los muestreadores de pared delgada.

En la tabla 2.1 se resumen las actividades realizadas durante la campaña de exploraciones geotécnicas y el número de muestras alteradas e inalteradas recuperadas.

Se realizaron cuatro tipos de sondeos en los sitios de estudio. Las características generales de estos sondeos se resumen a continuación:

**Sondeo de cono eléctrico (SCE).** Esta técnica consiste en el hincado a presión de una punta cónica instrumentada con deformímetros eléctricos (*strain gages*) que permiten la medición simultánea de las fuerzas necesarias para el hincado de la punta cónica de 60° de ángulo de ataque y de 3.6 cm de diámetro (10 cm<sup>2</sup> de área transversal) y de la funda cilíndrica de fricción, también de 3.6 cm de diámetro y de 13.25 cm de longitud. La capacidad de las celdas debe elegirse de acuerdo con la resistencia del suelo en que se penetrará: en México se utilizan celdas con capacidad máxima de 2 ó 5 t. La señal del cono se registra en la superficie por medio de un puente de Wheatstone, generalmente digital.

El cono se coloca en el extremo de una sarta de barras EW (de 1.5 o 3 m de longitud, cada barra) y se hincan a una velocidad nominal de 1 cm/s por medio de una perforadora, y se toman lecturas a cada 10 cm.

El empleo del cono eléctrico agiliza extraordinariamente la identificación de la estratigrafía de un sitio, ya que permite definir con precisión los contactos entre los diferentes estratos del subsuelo, permitiendo evaluar indirectamente las variaciones con la profundidad de la resistencia al corte y de la compresibilidad. (Santoyo et al., 1989).

**Sondeo de penetración estándar (SPT).** La prueba de penetración estándar (SPT) consiste en hincar en el suelo un penetrómetro de dimensiones estandarizadas mediante impactos con una masa de peso constante y a una altura de caída constante.

El penetrómetro consiste en un tubo de pared gruesa partido longitudinalmente, con una zapata de acero endurecido y una cabeza que lo une al extremo inferior de la columna de barras de perforación con que se hinca; la cabeza tiene un conducto para la salida de azolves a través de una válvula esférica o una válvula de varilla.

El equipo auxiliar para el hincado es una masa golpeadora de acero de 64 kg con guía de caída libre de 75 cm y barras de perforación AW o BW (4.44 y 5.40 cm de diámetro y 6.53 y 6.23 kg/m de peso, respectivamente) con un yunque de golpeo incorporado a la columna de barras. La masa golpeadora se levanta con un malacate de fricción (cabeza de gato).

El penetrómetro estándar se hinca 45 cm en el fondo de una perforación de 7.5 cm de diámetro mínimo con los impactos de la masa de 64 kg y caída libre de 75 cm. Se cuenta el número de golpes para hincar cada tramo de 15 cm. Se define como resistencia a la penetración estándar, al número N de golpes necesarios para hincar el penetrómetro los dos últimos tramos de 15 cm. Cuando debido a la dureza del suelo no se puede penetrar los 45 cm, se define N por extrapolación.

Con esta técnica es posible obtener muestras alteradas de suelo además de una medida estandarizada de la resistencia a la penetración. Con las muestras de suelo obtenidas se determinan sus propiedades índice así como su identificación y clasificación (Tamez et al., 1987).

**Sondeo de muestreo inalterado selectivo (SMS).** Los sondeos de muestreo selectivo se realizan con el objetivo de recuperar muestras de un suelo con un mínimo de distorsión en el acomodo estructural de sus partículas, para realizar posteriormente pruebas de laboratorio confiables.

Con la información estratigráfica obtenida al inicio de la etapa de exploración, mediante el sondeo de cono eléctrico o de penetración estándar, se define el programa de muestreo selectivo, donde se especifica claramente el número y profundidad de los sondeos, profundidad de cada una de las muestras selectivas a recuperar, así como el tipo de muestreador más adecuado para la obtención de las muestras.

Para la obtención de las muestras de los ocho sitios explorados, se emplearon muestreadores de pared delgada tipo Shelby. Este muestreador convencional, es un tubo de acero con un extremo de ataque afilado, que se hinca a presión con un solo movimiento, después de ser hincado se deja en reposo para permitir que la muestra se expanda y se adhiera al muestreador; a continuación se gira para cortar la base y posteriormente se extrae a la superficie y se mide la longitud de la muestra recuperada (Tamez et al., 1987).

**Sondeo de cono sísmico (SCS).** Consisten en hincar en el suelo un cono con punta cónica en cuyo interior se encuentran un par de acelerómetros verticales que responden a la excitación provocada con impactos en la superficie del suelo con un mazo y una placa convencional. Este tipo de prueba es similar a una prueba tipo *Down Hole*. Con esta técnica se obtiene la velocidad de propagación de las ondas de corte  $V_s$  en cada profundidad de interés. Como resultado de este tipo de sondeos se obtiene un perfil de velocidad de ondas de corte contra profundidad.

El cono sísmico se desarrolló en el Instituto de Ingeniería de la UNAM y se diseñó y construyó específicamente para utilizarse en arcillas blandas pero también se ha usado en arenas sueltas y de compacidad baja a media.

En la prueba de cono sísmico se generan ondas en la superficie del terreno mediante impactos. Las ondas generadas dentro de la masa de suelo se registran con sensores colocados dentro de barras de perforación hincadas en el suelo. Conocido el tiempo que tardan en viajar desde la superficie hasta el punto de medición, se determina la velocidad promedio de las ondas generadas. En la superficie del terreno se instala un geófono cuya señal se utiliza para definir el tiempo en el que se inicia el impacto.

Los sensores con los que se detectan las ondas de corte generadas en la superficie se encuentran cerca de una punta cónica que se hace penetrar a presión dentro del terreno. El cono sísmico se empleó para determinar las velocidades de propagación en los estratos más someros de suelo. Estos estratos determinan la respuesta del subsuelo a las vibraciones producidas por las explosiones que se emplean en los estudios de prospección sísmica que se efectúan en la zona.

**Tabla 2.1 Resumen de los trabajos de la exploración geotécnica de campo**

Casa	7	11	66	67	69	70	Lerdo de Tejada	Ramón Grande
Zona	baja	lomerío	lomerío	baja	lomerío	lomerío	lomerío	lomerío
Fecha de ejecución	oct/2000	oct/2000	oct/2000	oct/2000	nov/2000	nov/2000	nov/2001	nov/2001
Nivel de aguas freáticas (m)	1.98	No se detectó	0.98	No se detectó	No se detectó	4.42	1.85	2.50
Profundidad máxima explorada (m)	30.0	29.62	29.55	29.85	29.6	29.6	30	29.7
Profundidades exploradas con el cono eléctrico (m)	De 0.0 a 30.0	De 0.0 a 19.6	De 0.0 a 10.0	De 0.0 a 23.0	De 0.0 a 16.3	De 0.0 a 20.7	De 0.0 a 13.3	De 0.0 a 21.2
Profundidades exploradas con la prueba SPT (m)	---	De 19.6 a 29.85	De 10.0 a 29.55	De 23.0 a 29.85	De 16.3 a 29.6	De 20.7 a 29.6	De 0.0 a 30.	De 0.0 a 29.7
Profundidades exploradas con el cono sísmico (m)	De 0.0 a 28.6	De 0.0 a 18.0	De 0.0 a 28.0	De 0.0 a 23.0	De 0.0 a 19.0	De 0.0 a 21.0	De 0.0 a 30.0	De 0.0 a 30.3
Muestras en tubo partido	-	11	27	10	16	10	50	50
Muestras inalteradas	4	4	2	2	5	4	9	9



## 2.4 Características geotécnicas de los sitios explorados.

Las características geotécnicas de los sitios explorados que se presentan a continuación, se basan en los registros de campo y en los resultados de los ensayos de laboratorio. Los diferentes estratos encontrados en la región se clasificaron, conforme al SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

### Casa 7 (sitio 1)

*Relleno superficial, de 0.0 a 1.1 m.* Estos materiales están formados por suelos remoldeados del lugar, compactados manualmente para formar la plataforma donde se desplantó la vivienda. Las casas de la zona baja se desplantan sobre plataformas de tierra, como medida para mitigar los efectos de las inundaciones. La máxima resistencia a la penetración medida con el cono eléctrico fue de 51 kg/cm<sup>2</sup> a 40 cm de profundidad. Esta resistencia decrece notablemente hasta alcanzar una décima parte de ese valor a los 110 cm de profundidad, en la base de los rellenos. Lo anterior refleja la deficiente compactación lograda en los rellenos.

*Costra superficial natural, de 1.1 a 2.4 m.* Estos materiales, constituidos por arcillas verde oscuro, están endurecidos por efecto de los ciclos de secado y humedecimiento estacionales. El nivel freático se encontró dentro de este estrato, a 1.98 m de profundidad.

*Secuencia arcillosa superior, de 2.4 a 15.7 m.* En este paquete estratigráfico se encontró una secuencia de arcillas de color verde oscuro y arcillas arenosas de colores verde y gris, intercaladas por capas duras con arenas o arenas limosas las cuales se distinguen porque su resistencia a la penetración es mayor que la de los suelos predominantemente arcillosos. Sus partes más superficiales están afectadas por el secado estacional, desde los 2.4 hasta los 6.0 m de profundidad, la resistencia a la penetración disminuye con la profundidad; en este sustrato se localizaron arcillas de color gris oscuro con pequeños grumos de carbonato de calcio, micas y poca materia orgánica. Posteriormente, entre los 6.0 y los 10.0 m de profundidad la resistencia a la penetración es constante y tiende a aumentar linealmente conforme se profundiza en la columna estratigráfica, hasta llegar a los 15.7 m; en este sustrato se encontraron arcillas de color gris con arena fina y algunas micas. A la profundidad de 9.5 m se tiene una arcilla orgánica de color negro, con fragmentos de madera en estado de descomposición y finalmente a 13.0 m se detectó un limo arcilloso con arena fina de color gris claro.

*Secuencia areno limosa inferior, de 15.7 a 30.0 m.* En la parte superior se encontró una lente arenosa particularmente dura de unos 30 cm de espesor, a partir de 15.7 m de profundidad. Bajo esta lente se encontró una secuencia de materiales areno limosos cuya resistencia de punta es aproximadamente la misma, 30 kg/cm<sup>2</sup>, hasta la base del sondeo. Estos materiales se encuentran intercalados con lentes arenosas de mayor dureza.

### Casa 66 (sitio 2)

En este sitio el sondeo de cono eléctrico solamente alcanzó una profundidad de 10 m; desde esta profundidad hasta la máxima alcanzada, 29.55 m, la técnica de exploración fue la de penetración estándar.

*Rellenos superficiales.* El sitio donde se realizó el sondeo se encuentra a unos 30 m de la casa 69 y por ello no se detectaron rellenos superficiales aunque en los primeros 30 cm se apreciaron suelos ligeramente endurecidos por el secado solar.

*Arcilla limosa con arena fina, de 0.3 a 2.5 m.* Se encontró un estrato de arcilla limosa de color café rojizo con manchas grises, arena fina y pequeñas raíces, cuya resistencia a la penetración alcanzó unos 18 kg/cm<sup>2</sup> en promedio. El nivel freático se encontró dentro de este estrato, a 0.98 m.

*Secuencia de arenas, de 2.5 a 11.2 m.* Entre 2.50 y 7.0 m de profundidad está constituida por una secuencia de arenas cuarzosas poco limosas y poco arcillosas de color café claro, que se encuentran en estado compacto la resistencia media a la penetración cónica fue de 35 kg/cm<sup>2</sup>. De 7.0 a 11.2 m se localizó una arena fina, media y poca gruesa cuarzosa poco limosa de color café amarillento, que se encuentran en estado muy compacto. La resistencia obtenida con el cono eléctrico entre 8.0 a 10.0 m varió de 54 a 221 kg/cm<sup>2</sup> y de 10.0 a 11.2 m la resistencia media a la penetración estándar varió de 60 a 18 golpes.

*Secuencia de arcillas, de 11.2 a 18.0 m.* Este estrato está formado por arcillas de colores gris oscuro o azulado conocidas localmente como las "arcillas azules", intercaladas con lentes de arena de poco espesor. Las partes superior e inferior de este estrato tienen resistencias a la penetración estándar de 15 golpes en promedio mientras que su parte central contiene materiales de mayor consistencia en donde su resistencia media alcanza los 20 golpes.

*Secuencia arena limosa inferior, de 18.0 hasta 29.5 m.* En la parte superior de este paquete estratigráfico, entre 18.0 y 22.0 m de profundidad se encontró un limo con arena fina cuarzosa, color café claro con manchas rojizas cuya resistencia a la penetración estándar, relativamente baja, varía entre 11 y 16 golpes en su parte superior y sube a más de 20 en la inferior. A partir de 22.0 m se encontró un depósito de arena cuarzosa fina amarillenta en donde, a 26 m, apareció una lente de material calcáreo (conchas). La resistencia a la penetración estándar de este estrato pasa de 27 golpes a más de 50, entre los 22.0 y los 24.0 m para luego disminuir a 25 golpes a 27.0 m de profundidad. En los estratos más profundos esta resistencia alcanzó 58 golpes.

### **Casa 67 (sitio 3)**

En este sitio la exploración con el cono eléctrico se llevó hasta 23.0 m y los últimos 6.85 se exploraron utilizando la técnica de penetración estándar.

*Rellenos superficiales.* En este sitio no aparecieron rellenos superficiales y tampoco se definió el nivel de aguas freáticas.

*Secuencia arcillosa superior, de 0.0 a 13.0 m.* Los suelos superficiales están constituidos por arcilla de color café amarillento con poca arena fina y algunas raíces, cuya resistencia a la penetración con el cono eléctrico es, en los primeros 2.0 m de profundidad, de unos 10 kg/cm<sup>2</sup>. Estos materiales están intercalados con lentes de arena fina cuarzosa en los cuales se presentan incrementos de la resistencia de punta. A partir de los 5.0 m aparecen arcillas de color verde oscuro que se encuentran fisuradas y tienen intercalaciones de arenas cuarzosas compactas de mayor resistencia.

*Secuencia arena limosa inferior, de 12.0 a 29.9 m.* Los estratos de mayor dureza comienzan entre los 14 y 16 m donde la resistencia de punta rebasa los 50 kg/cm<sup>2</sup>. A partir de 18.0 m y hasta el fin del sondeo, aparece la "arcilla azul", mucho mas dura y consistente que las anteriores. Este último material es muy plástico y además contiene arena fina cuarzosa.

#### Casa 11 (sitio 4)

*Rellenos superficiales, de 0.0 a 0.8 m.* En este lugar los rellenos alcanzan resistencias a la penetración con el cono eléctrico de más de 50 kg/cm<sup>2</sup> cerca de la superficie pero dicha resistencia decrece rápidamente con la profundidad.

*Costra superficial natural, de 0.8 a 1.1 m.* Estos materiales, constituidos por arcillas plásticas grises, están endurecidos por efecto de los ciclos de secado y humedecimiento estacionales. En este sondeo no se detectó el nivel freático.

*Secuencia arcillosa superior, de 1.1 a 18.0 m.* Las partes más superficiales, hasta poco más de 3 m, están constituidas por arcillas muy compresibles de color gris oscuro con materia orgánica en descomposición, la resistencia media a la penetración cónica fue de 5 kg/cm<sup>2</sup>. De 3.0 a 9.5 m siguen arcillas limosas de color café amarillento con arena fina cuarzosa, la resistencia media obtenida con el cono fue de 12 kg/cm<sup>2</sup>. Subyacen a estos materiales, las "arcillas azules", que se extienden hasta poco más de 10.0 m, donde aparece una lente de materiales duros, constituidos por un limo arcilloso con arena fina de color gris azulado, de unos 2.0 m de espesor, la resistencia obtenida con el cono eléctrico varió de 20 a 80 kg/cm<sup>2</sup>. Debajo de esta lente, hasta 18.0 m se encontró arcilla poco limosa con arena fina de color café amarillento con manchas grises, con algunas raíces y en ocasiones, con gravas, la resistencia media obtenida con el cono fue de 20 kg/cm<sup>2</sup>.

*Secuencia arena limosa inferior, de 18.0 a 29.6 m.* Estos materiales, constituidos por arenas cuarzosas con poca arcilla compactas. A partir de los 19.6 se exploraron con la técnica de penetración estándar, mostrando grandes resistencias. En su parte superior, arriba de 22.0 m se detectaron arenas arcillosas de color gris claro y en la inferior arenas de color gris oscuro.

#### Casa 69 (sitio 5)

*Relleno superficial.* En este sitio no se detectó ningún relleno.

*Costra superficial natural, de 0.0 a 1.0 m.* El endurecimiento por efecto de los ciclos de secado y humedecimiento estacionales no es muy notorio en estos materiales, constituidos por arcillas de color café oscuro con pequeños lentes de arena fina de color gris claro, muy consistente. En este sondeo no se detectó el nivel freático.

*Secuencia arcillosa superior, de 1.0 a 18.7 m.* Los primeros metros de estos suelos, hasta unos 3 m de profundidad están constituidos por arcilla plástica color café amarillento con manchas grises y negras, con grumos de carbonato de calcio y algunas raíces. Posteriormente aparecen arcillas con manchas azulosas, estos materiales se encuentran fisurados, por lo que no se pudieron labrar las probetas para realizar los ensayos de laboratorio. La resistencia de estos materiales crece continuamente con la profundidad, entre 1.0 y 5.0 m. Presenta también picos de mayor resistencia constituidos por arcillas arenosas o arena

limosas. En la parte inferior de esta secuencia se encontraron arcillas color café amarillento. Entre 10.0 y 12.0 m se encontró una lente de gran dureza y otra entre 14.0 y 16.0 m.

*Secuencia areno limosa inferior, de 18.7 a 29.6 m.* La dureza y consistencia de estos materiales, que en su totalidad fueron explorados con la técnica de penetración estándar, es mucho mayor que la de los estratos que la sobreyacen. Entre los 18.7 y los 20 m están constituidos por arenas finas, muy densas que contienen arcillas plástica azulada en poca cantidad. Las “arcillas azules” aparecen entre 20.0 y 29.6 m de profundidad, en presencia de arena fina cuarzosa en diversas proporciones. La tonalidad de estos materiales varía del azul al verde oscuro y se destacan por su gran resistencia a la penetración estándar.

### **Casa 70 (sitio 6)**

*Rellenos superficiales.* En este sitio no se detectaron rellenos superficiales.

*Costra superficial natural, de 0.0 a 1.2 m.* Está constituida por arcilla arenosa de color café amarillento, su resistencia a la penetración con el cono eléctrico es de 35 kg/cm<sup>2</sup> en sus partes más someras.

*Secuencia arcillosa superior, de 1.2 a 20.7 m.* El nivel freático se encontró dentro de este paquete estratigráfico, a 4.4 m de profundidad. Los suelos que se encontraron superficialmente son arcillas compresibles de color café amarillento claro, intercaladas con lentes de arena y con arcillas arenosas de los 2.0 a los 6.0 m de profundidad la resistencia a la penetración con el cono eléctrico es, en promedio, de 22 kg/cm<sup>2</sup> y de 8.0 a 12.0 m es ligeramente mayor, de 27 kg/cm<sup>2</sup>. A los 6.5 m se encontró un estrato más blando en donde la resistencia de punta baja a 15 kg/cm<sup>2</sup>. En todo el perfil aparecen lentes delgados de materiales arenosos, destacando uno a poco más de 11.0 m y otros entre 19.0 y 20.7 m.

*Secuencia areno limosa inferior, de 20.7 a 29.6.* Los materiales encontrados son arenas finas con poca cantidad de arcilla de color gris oscuro en sus partes más duras que se localizan entre 20.7 y 23.0 m y en otro estrato de aproximadamente 1.0 m de espesor entre 24.0 y 25.0 m. También se localizaron estratos más blandos donde las proporciones de arcilla son mayores. Es probable, por correlación con los otros sondeos, que estos materiales arcillosos correspondan a las llamadas “arcillas azules” de la región.

### **Lerdo de Tejada (Carretera Chichonal-Belén)**

*Secuencia arcillosa.* Abarca casi la totalidad del sondeo y las arcillas son de colores amarillo y gris claro, gris claro azulado y gris azulado, con manchas grises, amarillas y grises azuladas. Presenta grumos de carbonato de calcio a 13.0, 15.0, 19.0, 25.0 y 30.0 m de profundidad. La resistencia del cono eléctrico aumenta con la profundidad y va de 10 kg/cm<sup>2</sup> en la parte superficial a 50 kg/cm<sup>2</sup> a 12.3 m. El número de golpes en la prueba de penetración estándar es en promedio de 20 para los primeros 16.0 m y es mayor de 50 para el resto del sondeo.

*Arenas finas.* Se presentan dos estratos de arena fina sílica color gris claro y gris azulado. El primero está entre 1.30 y 2.0 m, la resistencia de punta en promedio es de 70 kg/cm<sup>2</sup> y el número de golpes (*N*) en la prueba de penetración estándar llega a 40. El segundo estrato se encuentra entre 20.0 y 22.2 m, el número de golpes en la prueba de penetración estándar es mayor a 50. El nivel freático en este sondeo se detectó a 1.85 m de profundidad.

## **Ramón Grande (50 km de la carretera Macuspana-Escárcega)**

*Secuencia de arenas finas de 0.0 a 13.3 m.* Se encontró un estrato de arena fina y media sílica de color café claro y oscuro, la resistencia de punta en promedio varió de 23 a 100 kg/cm<sup>2</sup> conforme aumenta la profundidad. En este estrato se intercalan dos substratos de arcilla, el primero de 0.9 a 1.5 m de color rojizo con manchas verde olivo y el segundo de 5.5 a 8.0 m formado por una arcilla de color amarillo óxido y gris olivo con manchas grises.

*Secuencia arcillosa de 13.3 a 25.0 m.* Estos materiales están constituidos por arcilla de consistencia dura de color café, gris olivo y ligeramente rojizo, con grumos de carbonato de calcio a diferentes profundidades. Entre 20.3 a 21.7 se intercala un lente de arena fina sílica, arcillosa de color café olivo claro. La resistencia de punta medida con el cono eléctrico tuvo variaciones de 15 a más 100 kg/cm<sup>2</sup> y el número de golpes en la prueba de penetración estándar es en promedio de 30 para los primeros 7 metros y de más de 50 para los últimos 5 metros.

*Arena fina de 25.0 a 29.70 m.* Este estrato está constituido por una arena fina y media, sílica arcillosa de color verde olivo claro. El número de golpes en la prueba de penetración estándar fue mayor a 50.

### **2.5 Descripción de los daños observados en las viviendas de la región de Macuspana**

A partir de los estudios de prospección sísmica de reflexión profunda realizados en la Cuenca de Macuspana Tabasco por parte del Activo de Exploración Macuspana, Región Sur, se han presentado reclamaciones de los propietarios de viviendas rurales construidas en dicha región. Las construcciones aparentemente han sido afectadas por las vibraciones producidas durante los estudios geofísicos.

Para recabar información sobre los daños presentados en las construcciones, se visitaron 71 construcciones en la región de Macuspana. En la figura 2.3 se muestra la localización de las viviendas. Durante la inspección física de las viviendas se identificaron como factores importantes los materiales usados en la construcción de las mismas, el suelo donde se desplantan, la técnica constructiva y las características de daños en los pisos, muros, cimentación y techos. En las figuras 2.4 a 2.18 se muestran algunas fotografías de las estructuras visitadas.

#### *Características estructurales de las viviendas (Murià et al., 2000).*

Todas las viviendas visitadas son casas habitación de un piso, a excepción de una que es de dos niveles. La mayor parte de estas viviendas fueron construidas sin la intervención de especialistas. Las fechas de construcción varían entre 1987 y 1998.

En las inspecciones de las viviendas se observó que los muros de las viviendas pueden estar contruidos de diferentes materiales, como mampostería, madera, lámina metálica y de hojas de palma llamados localmente como guano.

Sin embargo, las viviendas construidas a base de muros de mampostería confinados por dadas y castillos, son las que tienen el mayor número de reclamaciones. Estas estructuras son las denominadas de autoconstrucción.

Estos muros de mampostería pueden estar contruidos por cuatro tipos diferentes de tabiques.

- Bloque hueco de concreto, que es el más común cuyas dimensiones aproximadas son 10x20x40 cm con dos huecos de 6x15 cm.
- Bloque macizo de concreto con dimensiones similares al anterior.
- Tabique rojo recocido con dimensiones aproximadas de 7x14x28 cm y finalmente.
- Tabique hueco de barro extruido, denominado en la zona como block poluca.

A diferencia de las demás, las viviendas construidas con este último tipo de tabique fueron construidas por o con la ayuda del gobierno del Estado.

Los techos de las estructuras de mampostería suelen ser ligeros, de asbesto, lámina o teja apoyados, los primeros, sobre vigas de madera o de perfiles metálicos y, los segundos, sobre armaduras de madera. Un muy reducido número de casas tienen losas monolíticas a las dadas o vigas de concreto armado.

Durante la revisión de las viviendas se observó que la calidad de las construcciones de mampostería es en general mala. Todas estas viviendas presentan daños en elementos estructurales y/o no estructurales. El confinamiento de los muros de mampostería es deficiente en varios casos. También, por lo general, los muros en que hay ventanas o puertas carecen de cadenas de concreto reforzado.

En algunas de las casas se han hecho ampliaciones posteriores a su fecha de edificación que no se ligaron estructuralmente con la construcción anterior. Por lo general, la junta fría entre ambas construcciones presenta agrietamiento.

Los daños en los muros y recubrimientos de las construcciones, se presentan como agrietamiento diagonal, grietas verticales en la parte superior de los muros donde se apoyan vigas o armaduras de los techos que carecen de una dala perimetral, y agrietamiento en los pretiles. Alrededor de ventanas y puertas, se presentan grietas diagonales, horizontales y verticales. Varios de estos patrones de agrietamiento concuerdan con los que se producen por hundimientos diferenciales.

También, se identificó deterioro en muros por falta de mantenimiento, en una gran cantidad de estos elementos se observaron problemas de humedad.

En algunas viviendas en las que se han hecho reparaciones posteriores a las fechas en que se ejecutaron las explosiones se muestran nuevos patrones de agrietamiento atribuibles muy probablemente a los hundimientos diferenciales.

Los niveles de daño observado en las viviendas de mampostería se clasificaron como:

- Ligero, cuando el espesor de las fisuras en los muros (pequeñas grietas) sea menor o igual a 3 mm, y en los elementos de concreto reforzado menor o igual a 1 mm.
- Intermedio o elevado, cuando el espesor de las grietas sea mayor de 3 mm, y en los elementos de concreto reforzado mayor a 1mm.

La mayoría de las viviendas visitadas presentan niveles de daño ligero y moderado. El estado físico de las estructuras no parece poner en riesgo la seguridad estructural de las construcciones, ni la seguridad de las personas que las habitan, desde el punto de vista de los estados límites de falla, a excepción de dos de ellas en donde el nivel de daño es severo. Pero dicho nivel de daños no cumple con las condiciones de servicio, por lo que crea inquietud e incomodidad para sus habitantes.

*Características de las cimentaciones empleadas (Murià et al., 2000).*

*Cimentaciones en la zona baja.* Las cimentaciones en esta zona se desplantan sobre un relleno compactado con herramientas de mano. El material de relleno es arcilloso, arcillo-arenoso o limo-arenoso, en ocasiones confinado por muros y en otras por taludes. El objetivo del relleno es sobre elevar el nivel de desplante de la losa de piso y con ello evitar la inundación del inmueble. En general, las cimentaciones están constituidas por dadas perimetrales, que en algunos casos también se construyen bajo muros interiores. Sus anchos varían entre 0.2 y 0.6 m (ligeramente mayores que los muros) y normalmente tienen un armado longitudinal compuesto por cuatro varillas de 3/8 de pulgada (0.95cm). La profundidad de desplante varía entre 0.2 y 0.8 m. Esporádicamente se amplía el ancho de la dala para recibir castillos, formando zapatas rudimentarias. Frecuentemente se construye otra dala al nivel del piso, constituido por un firme de mortero desplantado directamente sobre el material de relleno y ocasionalmente sobre una cama delgada de grava apisonada. Estos firmes raras veces se ligan estructuralmente a los muros o se refuerzan con acero (típicamente, tecno-malla de 5x5 cm).

*Cimentaciones en la zona alta o de lomerío.* En esta zona la solución de cimentación es semejante a la de la zona baja. Sin embargo, en la de lomeríos no se utilizan rellenos para sobre elevar la edificación. En general, el espesor del suelo orgánico en esta zona no es mayor de 0.3 m. Usualmente se acostumbra desplantar los cimientos inmediatamente debajo del suelo orgánico, a unos 50 cm de profundidad aunque se encontraron muchos casos en los que el desplante de la cimentación llega hasta 1.2 m. Los anchos de cimentación varían entre 0.2 a 0.6 y en ocasiones hasta de 0.8 m, lo cual en realidad constituye zapatas continuas. Las casas construidas en terrenos inclinados se nivelan utilizando ladrillos apoyados en el terreno a través de un firme.

En ambas zonas existen viviendas construidas por o con la ayuda del gobierno del estado, en donde la cimentación se resuelve con una losa de concreto reforzado de espesor variable, de 0.15 a 0.3 m.

Con base en el análisis de la información recabada tanto de la inspección de las viviendas como la de los trabajos de campo realizados, se propuso elegir cuatro viviendas ubicadas en la zona alta o de lomeríos y dos en la zona baja para ser instrumentadas y estudiadas.

Se buscó que las viviendas seleccionadas fueran representativas tanto en materiales y técnicas de construcción, como en dimensiones y daños observados de cada una de las zonas donde están construidas. Además, se buscó que estuvieran relativamente alejadas de otras viviendas para evitar daños durante los estudios geofísicos.

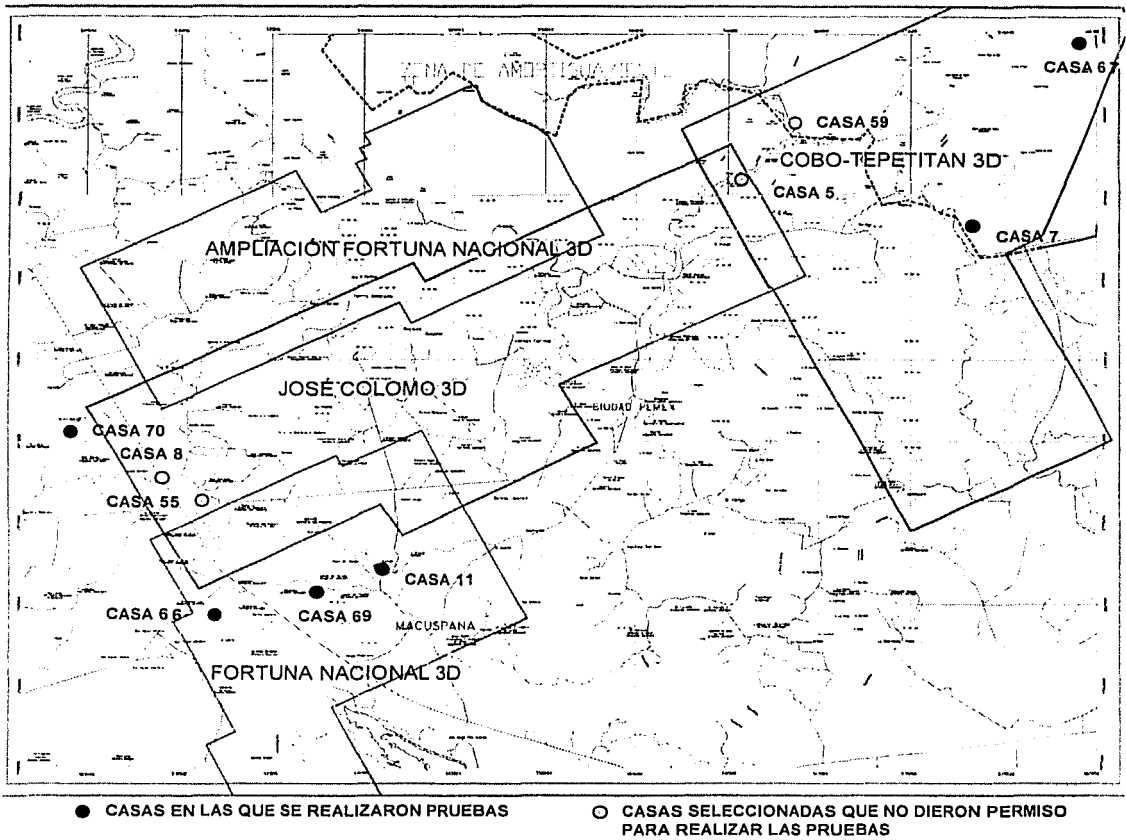


Fig. 2.3 Localización de las viviendas seleccionadas

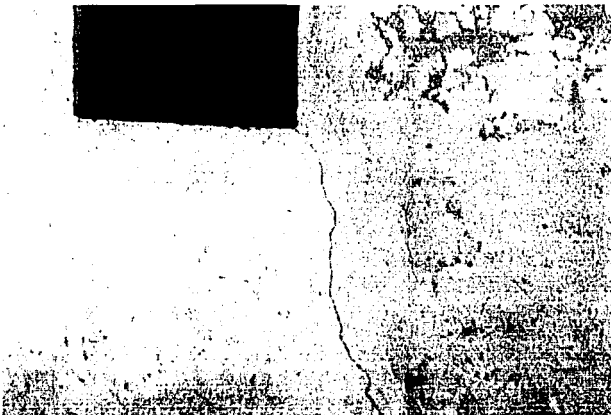
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN





Fig. 2.4 Casa 2, relleno compactado para sobre elevar el nivel de desplante

Fig. 2.5 Casa 3, agrietamiento en un muro exterior



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Fig. 2.6 Casa 6, agrietamiento en un muro exterior



Fig. 2.7 Casa 7, vista general

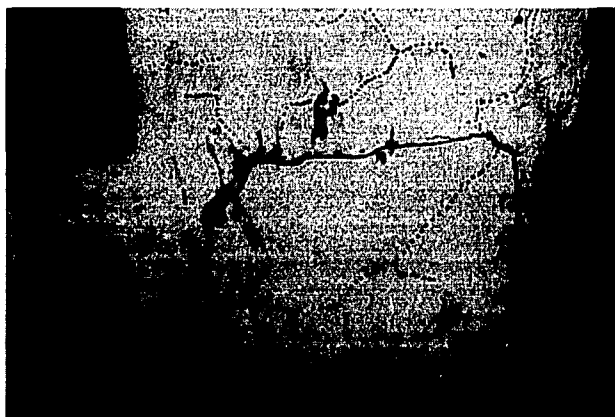


Fig. 2.8 Casa 7, agrietamiento en un muro exterior

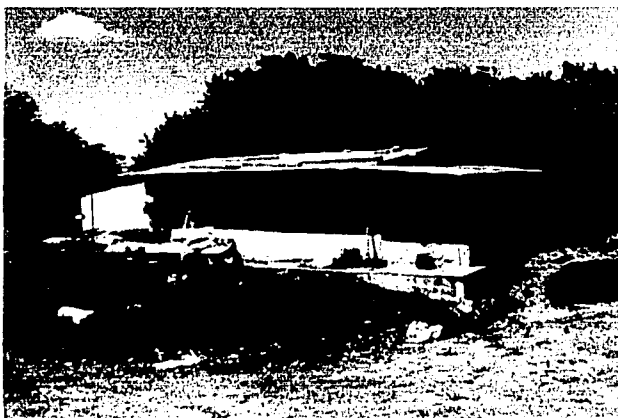


Fig. 2.9 Casa 11, vista general

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Fig. 2.10 Casa 11, agrietamiento en muro exterior

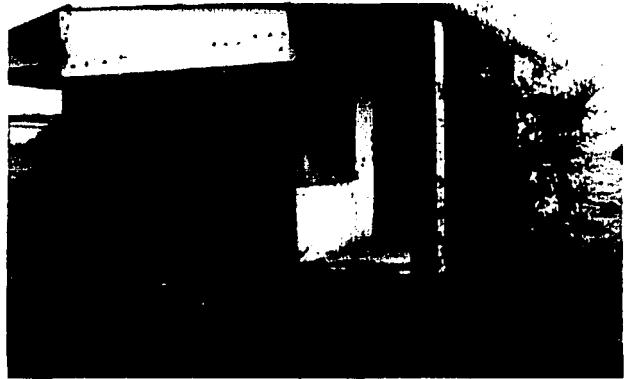
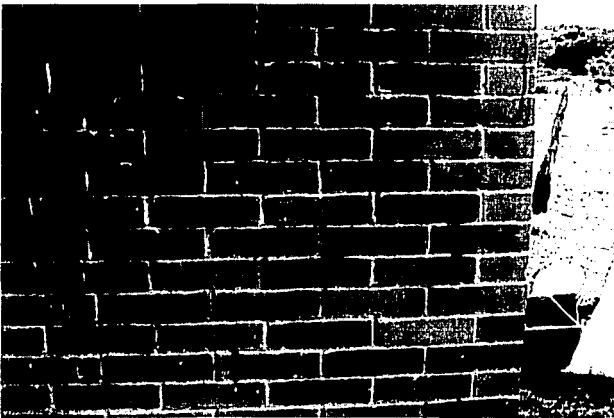


Fig. 2.11 Casa 68, vista lateral



TESIS CON  
FALLA DE CARGEN

Fig. 2.12 Casa 68, agrietamiento en un muro exterior



Fig. 2.13 Casa 69, vista lateral



Fig. 2.14 Casa 69, agrietamiento en muro exterior



Fig. 2.15 Casa 70, vista general

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Fig. 2.16 Casa 1, agrietamiento del firme



Fig. 2.17 Casa 13, agrietamiento del firme



Fig. 2.18 Casa 51, agrietamiento del firme

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### 3 CAUSAS DE LOS DAÑOS QUE SE HAN PRESENTADO EN LAS VIVIENDAS

Los daños descritos en el capítulo anterior que presentan las viviendas se relacionan con los patrones de daños originados por los suelos expansivos. Los suelos que exhiben cambios de volumen debidos a los cambios de humedad son llamados suelos expansivos. La existencia de estos suelos en la Región de Macuspana es muy probable debido a las condiciones geológicas de la formación de estos depósitos.

Los suelos expansivos se encuentran en muchas partes del mundo, particularmente en regiones semiáridas. Generalmente están parcialmente saturados y contienen minerales que exhiben grandes cambios de volumen bajo humedecimiento.

Los suelos expansivos se localizan en regiones con depósitos de arcilla donde ocurren variaciones significativas de humedad. Cuando ocurre una desecación del subsuelo, los depósitos de arcilla expansiva se contraen y se agrietan. Durante la época de lluvias los minerales de arcilla se hidratan y se produce la expansión del suelo provocando presiones ascendentes sobre las áreas de contacto de las estructuras (pisos y cimientos) lo cual origina daños en las construcciones. En el caso de viviendas rurales ligeras los daños se manifiestan aún con presiones ascendentes de poca magnitud. Cuando retorna el periodo de secas vuelven a aparecer las contracciones, provocando asentamientos.

Por otra parte, el tipo y calidad de los materiales utilizados, aunados a los sistemas estructurales empleados en la región favorecen la aparición de daños. En lo que se refiere a la influencia del subsuelo y de la cimentación, muchos de los daños observados se pueden atribuir a estos dos factores, como se ilustra en la figura 3.1. Como ahí se aprecia, el agrietamiento diagonal, la aparición de grietas verticales en la parte superior de los muros donde se apoyan vigas o armaduras de los techos que carecen de una dala perimetral, el agrietamiento en los pretiles así como la existencia de grietas diagonales, horizontales y verticales alrededor de ventanas y puertas, pueden explicarse considerando que las viviendas de la región están afectadas por hundimientos y/o expansiones en el subsuelo.

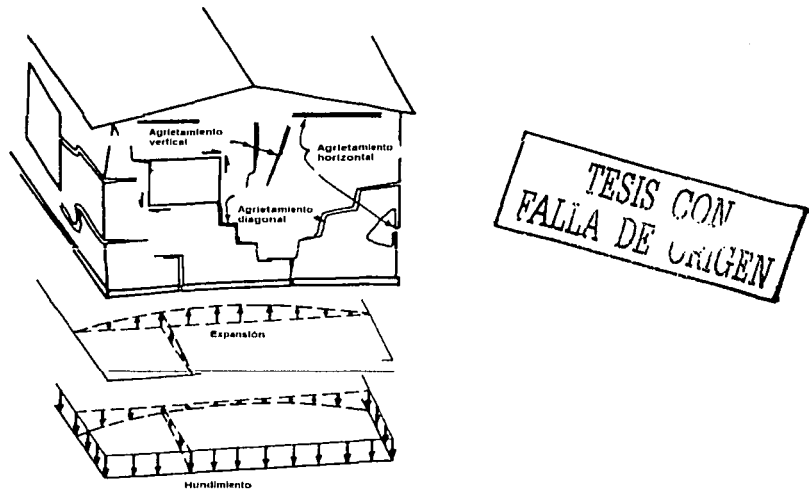


Fig. 3.1 Ejemplos de grietas en muros debidas a la expansión y a los hundimientos del suelo de cimentación

### **3.1 Naturaleza, origen y características generales de los suelos expansivos**

El intemperismo químico de materiales tales como feldespatos, micas, ferromagnesianos, calizas, lutitas, entre muchos otros, puede formar minerales arcillosos. El mineral formado dependerá de la composición de la roca madre, de la topografía, del clima, de la vegetación vecina, de la duración del intemperismo y de otros factores.

En la naturaleza se encuentran diversos tipos de minerales arcillosos, las diferencias entre ellos están definidas por su composición química y su configuración estructural, tres de los minerales arcillosos más comunes son: caolinita, illita y la esmectita (montmorilonita y la bentonita). Las diferentes composiciones químicas y estructuras cristalinas de estos minerales dan como resultado diferente susceptibilidad a la expansión. Los suelos arcillosos que causan grandes problemas a las estructuras ligeras son los que contienen predominantemente minerales arcillosos como la montmorilonita y la bentonita (Coduto, 1994).

La presencia de dichos minerales en la región, quedó de manifiesto cuando en el laboratorio de PEP en ciudad PEMEX se realizó un análisis mineralógico en una de las muestras recuperadas (muestra 4, casa 69), del análisis se reportó que el suelo está constituido por una lutita gris claro a gris verdoso, bentonítica, de consistencia suave a plástica con materia orgánica en forma diseminada de color oscuro; además, se observaron algunas partes de color amarillo ocre producto de la oxidación de minerales ferromagnesianos. Por la presencia de bentonita se decidió investigar con detalle el potencial expansivo de los suelos de la cuenca de Macuspana así como los efectos de la expansividad de dichos materiales en el comportamiento de las viviendas estudiadas.

#### **Factores que controlan la magnitud de la expansión**

La magnitud de la contracción y expansión de los suelos depende de muchos factores, los que más frecuentemente influyen en el cambio de volumen son (ASCE, 1995):

- La composición mineralógica del suelo arcilloso
- La cantidad de arcilla en el suelo
- El contenido de agua inicial o la succión inicial
- La composición química del agua contenida en los poros del suelo
- La densidad del suelo
- El espesor del estrato de suelo expansivo
- El espesor de la zona activa
- La permeabilidad del suelo
- Las condiciones climáticas
- La presencia de vegetación

Existen diversas pruebas de laboratorio para determinar la expansividad del suelo; sin embargo, no se puede predecir confiablemente su comportamiento en el campo. El factor determinante es la entrada o salida de agua de la masa de suelo y en el laboratorio generalmente las muestras se inundan y se permite el acceso de agua libre, mientras que el flujo de agua dentro del suelo en el campo depende de muchos factores que pueden limitar el acceso de agua, dentro de los que se incluyen los siguientes (Coduto, 1994):

- El suministro de agua (depende de las precipitaciones pluviales, riego y del drenaje superficial)
- La evaporación y transpiración (depende del clima y vegetación)
- La presencia de fisuras en el suelo (el agua puede fluir a través de las fisuras mucho más fácilmente que a través del suelo)
- La presencia de lentes de arena y grava (ayuda a penetrar el agua en el suelo)
- La afinidad del suelo por el agua (succión)

Además existen otras fuerzas que también actúan en las partículas arcillosas, a continuación se mencionan algunas (Coduto, 1994):

- Tensión superficial en los meniscos del agua contenidos entre las partículas (tiende a mantener las partículas juntas, comprimiendo el suelo).
- Presiones en las burbujas de aire atrapadas (tienden a expandir el suelo)
- Esfuerzos efectivos debido a cargas externas (tienden a comprimir el suelo)

### **Zona activa**

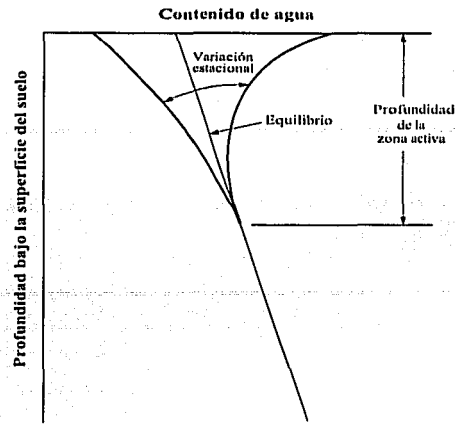
Un parámetro importante a definir cuando se evalúan los problemas de los suelos expansivos es la profundidad de la zona activa, que es la profundidad donde ocurren las fluctuaciones del contenido de agua. Generalmente, el contenido de agua es razonablemente constante debajo de esta zona, ahí no ocurre la expansión. En su estado natural, las fluctuaciones del contenido de agua de un suelo son más pronunciadas en los estratos someros, cerca de la superficie que en los profundos (Fig. 3.2).

La profundidad de la zona activa puede ser solamente de 0.6 a 0.9 m o puede alcanzar hasta 4.5 m, dependiendo de las condiciones climáticas (ASCE, 1995).

La profundidad de la zona activa también está influenciada por la localización del nivel freático. Si el nivel freático se localiza superficialmente, éste tenderá a mantener más húmedo al suelo cercano a la superficie, que si solo influyeran las condiciones climáticas en la humedad del suelo. Si el nivel freático es profundo, este tendrá un efecto insignificante sobre la zona activa y el clima gobernará la profundidad de la zona (ASCE, 1995).

El espesor de la zona activa abarca los estratos del suelo sujetos a los efectos de la precipitación y de la evapotranspiración. En el caso de las arcillas de la cuenca de Macuspana, la profundidad de los niveles freáticos varió entre 1 y 4 m aproximadamente. Para fines de ésta investigación se supuso que la zona activa estaría limitada por el nivel freático.





TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Fig. 3.2 Representación esquemática de la zona activa

### 3.2 Identificación de los suelos expansivos

Cuando se trabaja en un área donde los suelos expansivos pueden causar problemas; los ingenieros geotecnistas deben tener un método sistemático para identificar, ensayar y evaluar el potencial expansivo de dichos suelos. Por consiguiente, es deseable conducir las investigaciones para el propósito de clasificar y cuantificar el comportamiento del suelo expansivo.

La estimación razonable del empuje vertical y de los movimientos diferenciales que puede generar el suelo en las cimentaciones es necesario para:

1. Seleccionar un diseño estructural de cimentación óptimo que resista los movimientos del suelo y que minimice los esfuerzos de la superestructura dentro de límites tolerables para evitar daños indebidos.
2. Determinar las técnicas de estabilización del suelo de cimentación que permitan reducir los movimientos estimados del suelo.

Para identificar la existencia de arcillas potencialmente expansivas, es necesario analizar la información obtenida de (O'Neill, 1980):

- Identificación visual. Las visitas al sitio son muy útiles para juzgar la posible existencia de arcillas expansivas, un suelo expansivo seco puede a menudo tener fisuras, grietas o superficies de falla que son señales de expansiones y contracciones previas.
- Vegetación existente. La vegetación de un sitio puede indicar la presencia de arcillas expansivas. Los sistemas de raíces superficiales continuamente remueven humedad del suelo cercano a la superficie y desecan a los suelos. La vegetación puede influir en el comportamiento de las estructuras cuando están muy cercanas.

- Pruebas de laboratorio. Ensayes de laboratorio simples, tales como: límite líquido, límite plástico, límite de contracción, de porcentaje de finos y de hidrómetro pueden ser usados para identificar arcillas potencialmente expansivas. Otras pruebas más elaboradas tales como la difracción de rayos X, pruebas de difracción e intercambio de cationes son útiles en la determinación del mineral arcilloso predominante.
- Experiencia local. La experiencia del comportamiento de estructuras en una región geológica dada puede ser útil en la identificación de problemas potenciales.

Una vez que se ha identificado la existencia de un suelo expansivo, el siguiente paso es determinar el grado de expansividad de dicho suelo. Existe una amplia variedad de ensayos de laboratorio y métodos de evaluación que han sido propuestos, pero ninguno es universal o aún aceptado en general. Estos métodos se pueden clasificar en dos grupos (Coduto, 1994).

El primer grupo consiste de métodos puramente cualitativos que clasifican al suelo en términos de su potencial expansivo en “bajo”, “mediano” y “alto”, a partir de correlaciones con pruebas de laboratorio comunes, tales como los límites de Atterberg y de porcentaje de partículas finas y coloides. Las correlaciones son aproximadas, pero pueden ser útiles para evaluaciones preliminares.

El segundo grupo incluye métodos que proporcionan resultados cuantitativos a partir de mediciones de propiedades físicas, como son el porcentaje de expansión o la succión, que son la base para un procedimiento de diseño racional o semiracional de las cimentaciones. Estos métodos requieren de ensayos que evalúen el suelo con una base más fundamental.

### **3.3 Daños estructurales ocasionados por los suelos expansivos**

Los movimientos diferenciales causados por la expansión o contracción de los suelos expansivos pueden incrementar la probabilidad de daño a la cimentación y superestructura. Tales movimientos son generalmente responsables de los principales daños estructurales. Los movimientos diferenciales redistribuyen las cargas estructurales causando concentración de cargas en porciones de la cimentación y cambios en momentos y fuerzas cortantes en la estructura que no fueron previamente considerados en el diseño.

Los tipos de estructuras dañados por los suelos expansivos incluyen las cimentaciones y muros de estructuras ligeras (construcciones de 1 o 2 niveles), carreteras, canales, líneas de drenaje y agua potable y muros de retención.

Las estructuras ligeras y los pavimentos son más vulnerables a dañarse. Los daños más persistentes para estas estructuras incluyen: distorsión y rompimiento de pavimentos y losas de cimentación, agrietamiento de vigas y muros, distorsión de marcos de puertas y ventanas principalmente.

Es difícil describir patrones de daños en construcciones en suelos expansivos porque el patrón exacto depende de muchos factores, como ya se ha mencionado. Sin embargo, en general, pueden ocurrir dos tipos de distorsiones en las construcciones como resultado de los cambios de humedad en el suelo (ASCE, 1995).

*Levantamiento del centro.* Este tipo de distorsión ocurre como resultado del secado y agrietamiento del suelo alrededor de la construcción o del humedecimiento y expansión del suelo bajo el centro de la losa de cimentación, o a una combinación de ambos. Este modo de distorsión se distingue porque los pisos llegan a distorsionarse en forma cóncava hacia abajo y el ancho de las grietas de los muros exteriores es más grande en la parte superior que en la parte inferior. Una representación exagerada del levantamiento del centro de la losa se muestra en la figura 3.3.

*Levantamiento de los bordes.* Este tipo de distorsión ocurre como resultado del humedecimiento y expansión del suelo alrededor de la construcción. Aunque también puede ocurrir por el secado del suelo bajo el centro de la losa, esta situación raras veces sucede. Este tipo de distorsión se reconoce porque el ancho de las grietas de los muros exteriores llega a ser más grande en la parte inferior del muro que en la superior. Una representación exagerada del levantamiento de los bordes se muestra en la figura 3.4

Además, se pueden presentar algunas condiciones locales que pueden modificar estos patrones. Por ejemplo, un drenaje superficial deficiente o una línea de agua con goteras cerca de alguna esquina de la construcción probablemente causen un levantamiento local adicional. Por el contrario, las raíces de un árbol que esté muy cercano a la construcción pueden secar al suelo y causar un agrietamiento local.

Los muros pueden llegar a presentar grietas también por asentamientos, sin embargo, es relativamente fácil distinguir las grietas de asentamientos de las grietas de contracción o expansión, observando si el ancho de las grietas cambia con el clima de estación a estación. Si el ancho de la grieta cambia con la estación, la grieta es el resultado de la contracción o expansión del suelo, no del asentamiento.

Los daños observados en las estructuras pueden ser de gran magnitud, devalúan estética y económicamente dichas estructuras. Los requerimientos de mantenimiento y reparación suelen ser muy costosos y exceden por mucho el costo original de la cimentación.

Por lo cual, un conocimiento adecuado del comportamiento de los suelos expansivos puede reducir el riesgo de daños severos e indeseables en muchas estructuras.

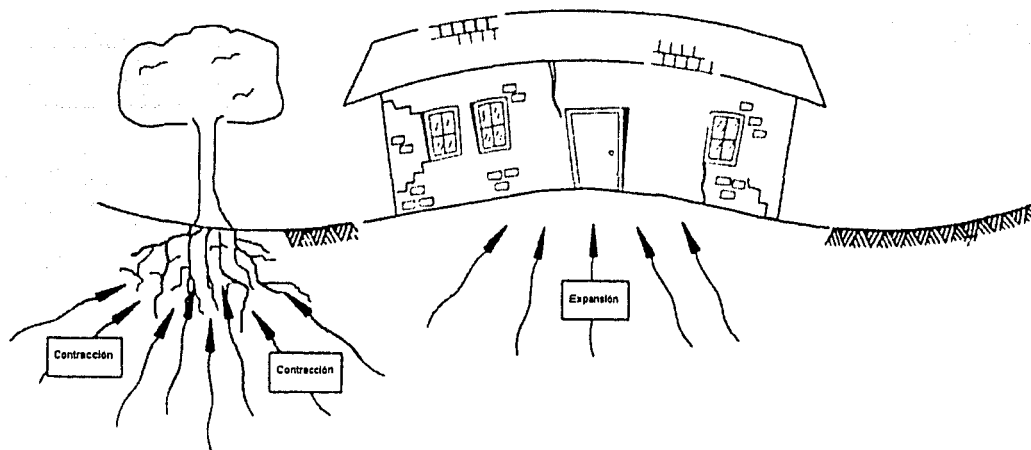


Fig. 3.3 La superficie bajo el centro de la vivienda es más húmeda que el entorno; se observan asentamientos en la periferia provocados por la vegetación. Los cambios volumétricos diferenciales son más notorios en las épocas de secas

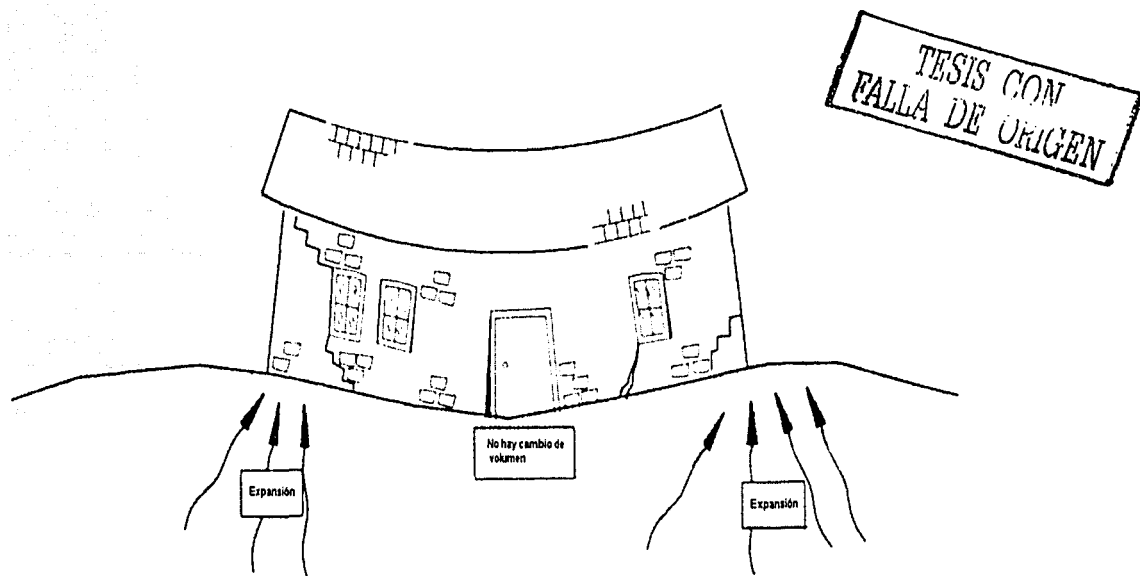


Fig. 3.4 Representación esquemática del levantamiento del borde, típicamente causado por la expansión del subsuelo alrededor del perímetro de la vivienda

## 4 PROCEDIMIENTO GENERAL DE LOS ENSAYES DE LABORATORIO

En este capítulo se describen los procedimientos y características de los ensayos de laboratorio que se realizaron en muestras de suelos de la región de Macuspana Tabasco. Los ensayos se llevaron a cabo en el Laboratorio del Instituto de Ingeniería y tenían como objeto determinar:

- Las propiedades índice para identificar y clasificar a los suelos de acuerdo con el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación) y de esta manera afinar los perfiles estratigráficos obtenidos a partir de la información de los sondeos de exploración; por otra parte, con estos resultados se revisaron algunas correlaciones para evaluar la expansividad de las arcillas superficiales.
- Los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante obtenidos mediante pruebas triaxiales del tipo no consolidadas no drenadas se usaron para revisar la capacidad de carga de los suelos de cimentación para las viviendas existentes.
- Los parámetros de deformabilidad a partir de ensayos de consolidación y expansión unidimensional sirvieron para estimar los asentamientos producidos por el peso propio de las viviendas y las expansiones generadas en los suelos por la absorción del agua.

A continuación se describen de manera general los ensayos que se realizaron y en la tabla 4.1 se presentan sus resultados.

### 4.1 Ensayes para determinar propiedades índice

Las propiedades índice permiten identificar y clasificar los diferentes materiales encontrados en la región, conforme al SUCS.

El SUCS divide a los suelos en grupos que exhiben intervalos de propiedades mecánicas e hidráulicas semejantes, basándose en el tamaño de las partículas que los forman (gravas, arenas, limos y arcillas) y en su plasticidad, que es una propiedad físico-química de las partículas coloidales contenidas en la fracción más fina del suelo.

Esta clasificación es importante, porque las propiedades mecánicas de los suelos (resistencia, compresibilidad y permeabilidad) están directamente relacionadas con el tamaño, la forma y las propiedades físico-químicas de las partículas que los constituyen.

**Contenido natural de agua ( $w$ ).** Se determinó el contenido de agua de todas las muestras recuperadas (alteradas e inalteradas). El contenido de agua es un parámetro muy importante para calcular las relaciones volumétricas de los suelos (peso de sólidos, volumen de sólidos, grado de saturación, relación de vacíos, etc.).

**Límites líquido y plástico ( $LL$  y  $LP$ ).** El comportamiento de los suelos de grano fino depende de varios factores, como son su mineralogía, composición estructural y forma de sus partículas, así como de la cantidad de agua que contienen. Los límites líquido y plástico son pruebas que caracterizan los efectos del

contenido de agua en los suelos de grano fino y ayuda a la clasificación de estos por medio de la carta de plasticidad.

El índice de plasticidad ( $I_p$ ) se define como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico. El índice de plasticidad se ha usado empíricamente para predecir algunas propiedades ingenieriles; como por ejemplo el potencial de expansión.

**Distribución granulométrica.** Los suelos están constituidos de partículas de varios tamaños y formas, y cantidades. El análisis de los tamaños de granos divide a las partículas dentro de grupos de tamaños y determina su proporción relativa con respecto a su peso. El análisis del tamaño de granos es una prueba básica de laboratorio requerida para identificación y clasificación de los suelos. Adicionalmente se determinó el porcentaje de finos, es decir, la fracción de suelo que pasa el tamiz # 200.

**Densidad de sólidos ( $S_s$ ).** La densidad de sólidos de un suelo, es la relación entre el peso de los sólidos y el peso del volumen de agua que estos desalojan. La densidad de sólidos ( $s_s$ ), se utiliza para calcular las relaciones entre peso y volumen de las muestras estudiadas.

#### 4.2 Ensayo de consolidación unidimensional

Las características de compresibilidad de un suelo, relacionadas tanto con el grado como con la velocidad del asentamiento, se suelen determinar a partir de pruebas de consolidación unidimensional. Esta prueba de laboratorio permite obtener los parámetros de compresibilidad: el coeficiente de compresibilidad volumétrica ( $m_v$ ) para estimar la magnitud de los asentamientos y el coeficiente de consolidación ( $c_v$ ) que permite calcular el tiempo en que probablemente ocurrirán dichos asentamientos. También podemos conocer el esfuerzo de preconsolidación ( $\sigma_c$ ) y la relación de preconsolidación (OCR).

La prueba de consolidación unidimensional se realizó únicamente en muestras inalteradas. Los especímenes se labraron en forma de disco (de 80 mm de diámetro y 20 mm de altura) dentro de un anillo de consolidación que le proporciona un confinamiento lateral. Posteriormente la muestra dentro del anillo se colocó entre dos piedras porosas, una en cada cara de la muestra; las piedras porosas, son de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo. Este conjunto se acomodó en la celda de un consolidómetro (Fig. 4.1).

Una vez colocado todo el conjunto, se aplicaron cargas a la muestra, repartiéndolas uniformemente en toda su área con el dispositivo formado por la esfera metálica y una placa colocada sobre la piedra porosa superior. La carga estática vertical se aplicó a través de un sistema de palanca y se midió la variación de espesor de la muestra por medio de un micrómetro (precisión 0.01 mm) en intervalos de tiempo establecidos. Cada incremento de carga se mantuvo durante 24 horas para garantizar el término de la consolidación primaria.

Después de que se aplicó la última carga, se retiraron las cargas en varias etapas. El retiro de las cargas en etapas permite construir la curva de expansión, registrando las variaciones de espesor debidas a la absorción de agua por el espécimen

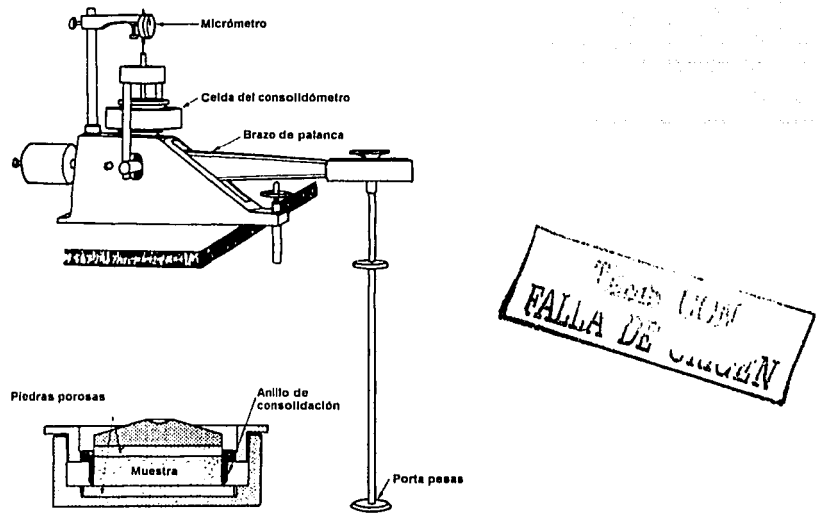


Fig. 4.1 Equipo para realizar ensayos de consolidación unidimensional

Los datos obtenidos de las pruebas de consolidación se representan gráficamente mostrando la relación de vacíos con respecto al esfuerzo efectivo en escala semi-logarítmica.

La información que se obtuvo del análisis de este ensayo es:

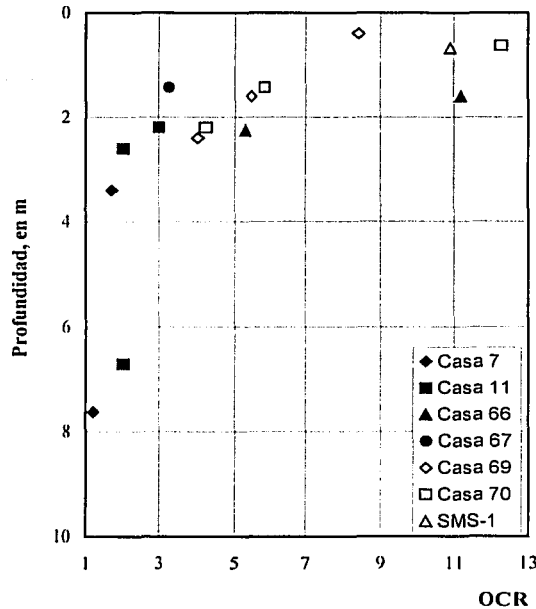
**El esfuerzo de preconsolidación ( $\sigma_c$ ).** Este esfuerzo representa el máximo esfuerzo que el suelo ha soportado en su historia geológica, antes de la ejecución de la prueba a que se le esté sometiendo al obtener sus curvas de compresibilidad. Para obtener el valor de este esfuerzo se aplicó el método de Casagrande.

**El módulo de compresibilidad volumétrica ( $m_v$ )** Que representa el grado de variación del volumen unitario que se produce a consecuencia de un aumento unitario del esfuerzo efectivo. El valor de  $m_v$ , no es constante para un suelo dado, sino que varía con el nivel de esfuerzo efectivo. Físicamente expresa la compresibilidad del suelo, relacionándola con su volumen inicial.

**Relación de preconsolidación (OCR).** La relación de preconsolidación caracteriza la posición del estado de esfuerzo relativo al esfuerzo de preconsolidación.

$$OCR = \frac{\sigma_c}{\sigma'_{vo}} \quad (4.1)$$

En la tabla 4.2 se muestran los valores de OCR, los cuales indican que las arcillas estudiadas se encuentran preconsolidadas. Las arcillas preconsolidadas han estado sujetas a un esfuerzo efectivo más grande que el esfuerzo efectivo actual ( $OCR > 1$ ). Esta carga pasada pudo haber sido el resultado de depósitos de suelos y rocas de varios cientos de metros de espesor, que fueron erosionados durante el curso del tiempo geológico. En el caso de las arcillas de Macuspana se observa que los valores más grandes de OCR corresponden con los estratos más superficiales, que están afectados por el secado solar (Fig. 4.2).



TEMA 7  
FALLA DE ORIGEN

Fig. 4.2 Variación del OCR con la profundidad de las diferentes muestras ensayadas

Por otra parte, para cada incremento de carga aplicado, se obtienen las curvas de consolidación. Estas curvas relacionan las lecturas tomadas en el micrómetro con los correspondientes tiempos.

La información obtenida de estas curvas es:

**El coeficiente de consolidación ( $c_v$ ).** Este parámetro permite calcular el tiempo en que ocurrirá determinado porcentaje de consolidación.

Para la determinación de este parámetro se aplicarán el método de logaritmo del tiempo (método de Casagrande) y el método de la raíz cuadrada del tiempo (método de Taylor).



Tabla 4.2 Valores del contenido de humedad  $w$ , grado de saturación  $G_w$  y de la relación de preconsolidación de los ensayos de consolidación

Sitio	Muestra	Profundidad m	$w_i$ %	$w_f$ %	$G_{w_i}$ %	$G_{w_f}$ %	$\sigma_c$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{v0}$ kg/cm <sup>2</sup>	OCR
Casa 7	M-1-I	3.20-3.60	40.9	42.2	91.4	100.0	1.00	0.59	1.7
Casa 7	M-2-II	7.45-7.80	45.8	35.9	100.0	100.0	1.00	0.82	1.2
Casa 11	M-1-II	2.00-2.40	50.7	47.4	96.4	100.0	1.20	0.40	3.0
Casa 11	M-1-I	2.40-2.80	46.8	40.8	92.5	100.0	0.92	0.47	2.0
Casa 11	M-1-I	6.40-6.90	23.1	23.8	94.7	100.0	2.30	1.26	2.0
Casa 66	M-1-I	1.50-1.70	24.6	37.9	87.2	100.0	2.80	0.25	11.2
Casa 66	M-1-IV	2.15-2.35	29.1	39.1	90.7	100.0	2.10	0.40	5.3
Casa 67	M-1-I	1.30-1.55	19.9	21.0	83.0	100.0	1.00	0.30	3.3
Casa 69	M-1-I	0.20-0.60	32.6	34.8	84.4	100.0	0.84	0.10	8.4
Casa 69	M-2-II	1.40-1.80	29.3	38.4	92.4	100.0	1.60	0.29	5.5
Casa 69	M-3-II	2.20-2.60	34.9	42.0	87.3	100.0	1.80	0.44	4.1
Casa 70	M-1-I	0.50-0.75	33.7	35.6	83.2	100.0	1.60	0.13	12.3
Casa 70	M-2-I	1.30-1.50	43.6	50.1	99.3	100.0	1.60	0.27	5.9
Casa 70	M-3-I	2.10-2.30	42.8	50.3	89.7	100.0	1.70	0.40	4.3
SMS-1	M-1-II	0.45-0.90	32.5	31.8	94.0	99.0	1.20	0.11	10.9

TEMA  
FALLA DE

### 4.3 Ensaye de expansión unidimensional

#### *Muestras inalteradas*

El método más común para describir los suelos expansivos es en términos de su potencial de expansión. Los ensayos de laboratorio más comunes para predecir la expansividad de los suelos involucran aparatos de consolidación unidimensional. Existe una gran variedad de procedimientos de pruebas que han sido propuestos por diversos investigadores (varían las especificaciones de la prueba como son: tamaño de la muestra, método de preparación, el contenido de agua inicial, la sobrecarga aplicada al espécimen, la duración de la prueba) y los resultados de las diferentes pruebas no son siempre comparables. Sin embargo, actualmente, existen tres métodos diferentes estandarizados en la Norma ASTM-D 4546-96 para realizar estas pruebas. Básicamente estas pruebas utilizan el equipo de consolidación estándar y con los datos obtenidos durante la prueba se determina la expansión o contracción del suelo. El ensayo experimental se enfoca en particular al estudio del potencial expansivo de los suelos regionales y las implicaciones de esta propiedad en el comportamiento de las cimentaciones de estructuras y viviendas construidas en la región.

Los ensayos de expansión cubren tres métodos alternativos para determinar los parámetros que se utilizan en la predicción de la magnitud de la expansión o asentamientos de los suelos arcillosos encontrados en los sitios explorados, ya sean inalterados o reconstituídos.

Estos métodos pueden ser usados para determinar:

- La magnitud de la expansión o de los asentamientos bajo una presión axial vertical conocida
- La magnitud de la presión vertical necesaria para mantener sin cambios de volumen los especímenes cargados axialmente y restringidos lateralmente.

Los tres métodos alternativos de ensayos requieren especímenes de suelos que estén restringidos lateralmente y que sean colocados en un consolidómetro tradicional con acceso al agua libre.

#### **Método A**

El espécimen colocado en el consolidómetro es inundado y se permite que se expanda verticalmente únicamente con la presión transmitida por el peso de la piedra porosa superior y la placa de carga (presión de contacto) hasta que la expansión primaria esté completa. (Fig. 4.3). Cuando la expansión primaria ha concluido, se aplican cargas hasta recuperar nuevamente la relación de vacíos inicial o la altura inicial (Fig. 4.4).

Con este método de prueba se determina:

- a) La expansión libre (%Exp<sub>L</sub>). Es la relación del cambio de altura con respecto a la altura inicial de la muestra  $(\Delta h/h) \times 100$ .
- b) La presión de expansión ( $\sigma_{exp}$ ). Es la presión que se requiere para regresar la muestra a su posición original, después de que la expansión ha ocurrido.

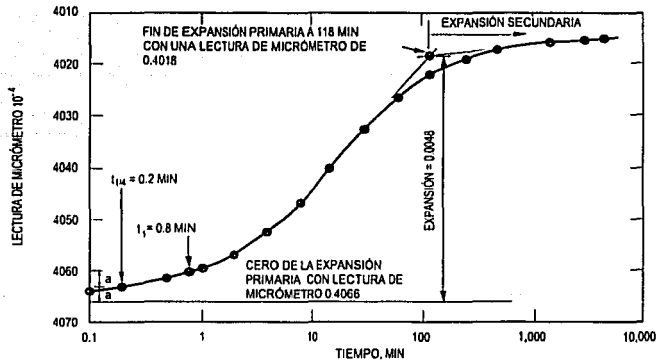


Fig. 4.3 Curva de expansión (desplazamiento-tiempo)

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### Método B

En este método se aplica al espécimen una presión adicional a la presión de contacto antes de inundar el consolidómetro con agua. La magnitud de la presión vertical es usualmente equivalente a la presión vertical in situ (presión debida al peso propio del suelo más las sobrecargas generadas por las estructuras). Una vez inundado el consolidómetro puede presentarse expansión, expansión seguida de contracción, contracción, o contracción seguida de expansión. La magnitud de la expansión o el asentamiento se mide con la presión aplicada previamente, cuando la velocidad de deformación del espécimen ya se considera despreciable. (Fig. 4.4).

En el caso que se presente expansión, se deberá dejar que el espécimen desarrolle deformaciones hasta finalizar la expansión primaria y se procederá conforme al método A.

Este método mide el porcentaje de expansión o asentamiento para la presión vertical usualmente equivalente a la presión vertical in situ.

### Método C

El espécimen se mantiene a una altura constante ajustando la presión vertical después de que se ha inundado con agua el consolidómetro para obtener la presión de expansión. Posteriormente se realiza una prueba de consolidación tradicional y con los datos de la descarga se estima el potencial de expansión (Fig. 4.4).

Este método permite definir:

- La presión de expansión. La presión para evitar que el espécimen se expanda.
- Presión de preconsolidación
- Porcentaje de expansión o asentamiento dentro del rango de las presiones verticales aplicadas

Cuando se utiliza el método "C", la presión de expansión debe corregirse gráficamente en la curva relación de vacíos contra esfuerzo. Debido a que el proceso de ajuste de las presiones verticales puede ocasionar que no ocurra parte de la expansión, lo cual reduce el valor que se obtiene de la prueba.

En el laboratorio únicamente se emplearon los métodos A y B. Se consideró que el método A representa las condiciones de expansión bajo los firmes de las viviendas y el método B las condiciones de los suelos bajo la cimentación.

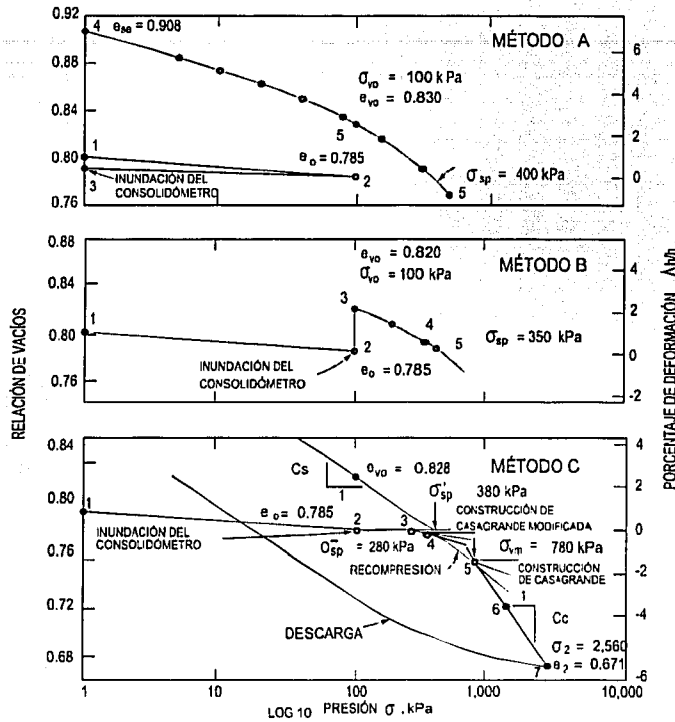


Fig. 4.4 Métodos de expansión (Norma ASTM-D 4546-96)

TESIS COM  
FALLA DE CIMENTACIÓN

### Muestras compactadas

Una práctica muy común en las zonas bajas o de inundación es la construcción de rellenos para sobreelevar el nivel de desplante de las viviendas. Los rellenos se forman con la arcilla natural del terreno donde se desplantarán las viviendas, estos rellenos llegan a alcanzar hasta 1 m de espesor; los lugareños remoldean la arcilla con agua y posteriormente la colocan compactándola con pisones de mano. La compactación no tiene ningún tipo de control por lo tanto, es de pensarse que se obtienen plataformas heterogéneas en lo que se refiere a su comportamiento, dando como consecuencia asentamientos y/o expansiones diferenciales mayores o más críticas que los presentados en los suelos inalterados.

Para reproducir el comportamiento de estos rellenos, se realizaron ensayos de expansión en probetas de suelo formadas en el laboratorio, remoldeadas con diferentes contenidos de humedad y compactadas con una energía estándar. Las probetas se formaron dentro de los anillos de consolidación, que posteriormente se ensayaron conforme a los métodos de expansión descritos.

De los sitios de estudio que se localizan en la zona baja se encuentran la casa 7 y 67, para realizar estos ensayos se utilizó la muestra 1 (1.30-2.10 m) de la casa 67; en el caso del sitio donde se ubica la casa 7 no se hicieron estos ensayos porque no se recuperaron muestras superficiales representativas de las arcillas utilizadas.

En los siguientes párrafos se describe de manera breve la metodología usada para dicho fin.

Las probetas utilizadas en los ensayos de expansión, se formaron de la siguiente manera:

- El suelo seleccionado se disgregó y remoldeó con agua con la finalidad de homogeneizarlo.
- Posteriormente se dejó secar a temperatura ambiente para poder realizar una prueba de compactación.
- La prueba de compactación se realizó en un molde compactación miniatura (Figuras 4.5 a 4.8), utilizando la energía de compactación ( $6.03 \text{ kg-cm/cm}^3$ ) correspondiente a la prueba AASHTO estándar. En la tabla 4.3 se muestran las características geométricas de los moldes utilizados. La energía de compactación se calculó con la siguiente expresión.

$$E_c = \frac{NnWh}{V} \quad (4.2)$$

donde  $N$  es el número de golpes del pisón compactador por cada una de las capas en que se acomoda el suelo en el molde de compactación,  $n$  el número de capas del suelo para llenar el molde,  $W$  peso del pisón compactador,  $h$  altura de caída del pisón al aplicar los impactos al suelo y  $V$  el volumen total del molde de compactación igual al volumen total del suelo compactado.

En la figura 4.9 se muestra esquemáticamente la secuencia de los golpes usando el pisón y el término de la compactación, donde el nivel del suelo compactado queda por arriba del molde.

- Con los resultados de ésta prueba, se graficó la curva de compactación, de la cual se obtuvo el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima.
- Una vez conocidos estos parámetros se compactaron nuevas muestras de arcilla remoldeada con una energía de compactación similar, pero ahora utilizando los anillos de consolidación como moldes de compactación (Fig. 4.8).

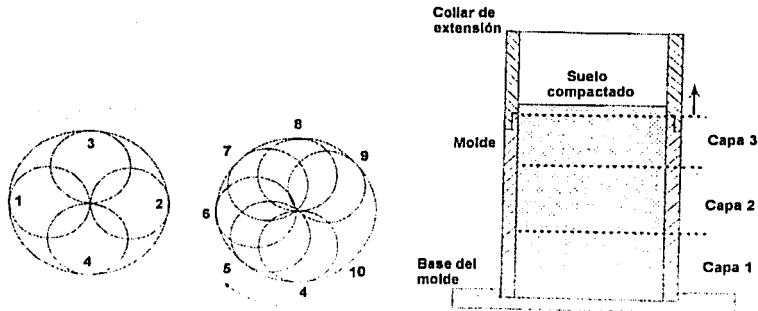


Fig. 4.9 Secuencia de golpes con el pisón

Tabla 4.3 Características geométricas de los moldes utilizados en las pruebas de compactación

Característica del molde	Molde de compactación Miniatura	Molde del consolidómetro (anillo de consolidación)
Altura (H)	5.75 cm	5.10 cm
Diámetro ( $\phi$ )	2.00 cm	8.00 cm
Volumen (V)	117.41 cm <sup>3</sup>	100.53 cm <sup>3</sup>

Con esta metodología, se formaron nueve probetas dentro de los anillos de consolidación, mismas que se colocaron en los consolidómetros para realizar los ensayos de expansión correspondientes utilizando los métodos A y B ya descritos. Los resultados obtenidos para graficar las curvas de compactación se muestran en la tabla 4.4.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Fig. 4.5 Equipo de compactación miniatura (molde y pisón) y suelo utilizado

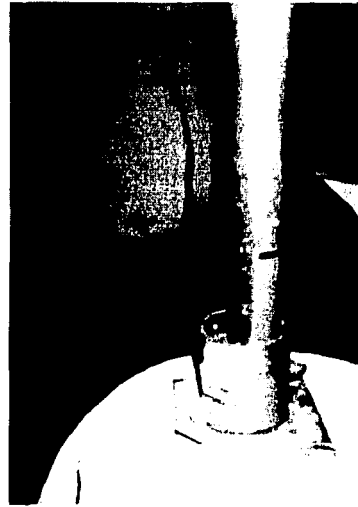


Fig. 4.6 Compactación del suelo por impactos aplicando 25 golpes por capa

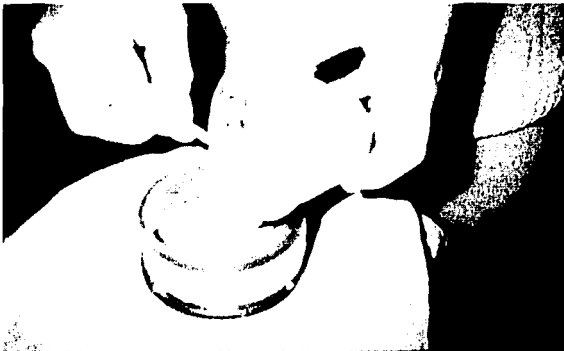


Fig. 4.7 Colocación del suelo para formar una de las capas dentro de los anillos de consolidación



Fig. 4.8 Formación de las probetas dentro de los anillos de consolidación utilizados como molde de compactación

TEMA 5  
FALLA DE COMPRESIÓN

**Tabla 4.4 Resultados de las pruebas de compactación por impactos**

Proyecto: Mucuspána Tabasco  
 Sondeo: Casa 67  
 Prof.: 1.30 - 2.10 m  
 Clasificación: (CII) Arcilla de alta compresibilidad de color café amarillento

**Molde de compactación**

$E_c$  6.03 kg - cm/cm<sup>3</sup> (14 golpes por capa)

Peso del pisón (W) 0.9982 kg      Densidad de sólidos (S<sub>s</sub>)= 2.82  
 Altura de caída del pisón (h) 17.4 cm  
 Número de capas (n) 3

Punto	No.	W <sub>c</sub>	W <sub>c+sh</sub>	W <sub>c+sa</sub>	W <sub>n</sub>	W <sub>s</sub>	w	W <sub>molde</sub>	V <sub>molde</sub>	W <sub>molde+m</sub>	W <sub>m</sub>	Y <sub>m</sub>	Y <sub>d</sub>	Y <sub>s</sub>
	Cáp.	g	g	g	g	g	%	g	cm <sup>3</sup>	g	g	g/cm <sup>3</sup>	g/cm <sup>3</sup>	g/cm <sup>3</sup>
1	46	45.75	49.04	48.61	0.42	2.87	14.73	1149.8	117.41	1360.0	210.2	1.790	1.560	1.992
2	2	71.15	73.42	73.10	0.32	1.95	16.39	1149.8	117.41	1365.5	215.7	1.837	1.578	1.929
3	36	67.92	75.96	74.69	1.27	6.77	18.74	1149.8	117.41	1373.6	223.8	1.906	1.605	1.845
4	2	71.15	76.22	75.30	0.92	4.15	22.23	1149.8	117.41	1383.9	234.1	1.994	1.631	1.733
5	138	57.40	60.88	60.17	0.71	2.77	25.75	1149.8	117.41	1380.6	230.8	1.966	1.563	1.634

**Molde de consolidación**

$E_c$  6.21 kg - cm/cm<sup>3</sup> (18 golpes por capa)      (Expansión libre)

Peso del pisón (W) 0.9982 kg  
 Altura de caída del pisón (h) 17.4 cm  
 Número de capas (n) 2

Punto	No.	W <sub>c</sub>	W <sub>c+sh</sub>	W <sub>c+sa</sub>	W <sub>n</sub>	W <sub>s</sub>	w	W <sub>molde</sub>	V <sub>molde</sub>	W <sub>molde+m</sub>	W <sub>m</sub>	Y <sub>m</sub>	Y <sub>d</sub>	Y <sub>s</sub>
	Cáp.	g	g	g	g	g	%	g	cm <sup>3</sup>	g	g	g/cm <sup>3</sup>	g/cm <sup>3</sup>	g/cm <sup>3</sup>
1	40	45.48	47.14	46.92	0.22	1.44	15.52	180.1	100.53	364.4	184.3	1.833	1.587	1.962
2	135	63.01	69.21	68.30	0.91	5.29	17.17	177.8	100.53	366.8	188.99	1.880	1.604	1.900
3	46	67.97	73.30	72.48	0.83	4.51	18.31	167.8	100.53	360.8	193.0	1.920	1.623	1.860
4	12	71.22	80.92	79.14	1.78	7.92	22.51	168.3	100.53	373.0	204.7	2.036	1.662	1.725
5	20	70.68	79.19	77.44	1.75	6.76	25.87	180.1	100.53	379.8	199.7	1.986	1.578	1.630

$E_c$  6.21 kg - cm/cm<sup>3</sup> (18 golpes por capa)      (Expansión con carga)\*

Peso del pisón (W) 0.9982 kg  
 Altura de caída del pisón (h) 17.4 cm  
 Número de capas (n) 2

Punto	No.	W <sub>c</sub>	W <sub>c+sh</sub>	W <sub>c+sa</sub>	W <sub>n</sub>	W <sub>s</sub>	w	W <sub>molde</sub>	V <sub>molde</sub>	W <sub>molde+m</sub>	W <sub>m</sub>	Y <sub>m</sub>	Y <sub>d</sub>	Y <sub>s</sub>
	Cáp.	g	g	g	g	g	%	g	cm <sup>3</sup>	g	g	g/cm <sup>3</sup>	g/cm <sup>3</sup>	g/cm <sup>3</sup>
1	36	67.92	70.94	70.53	0.41	2.61	15.77	177.8	100.53	361.5	183.7	1.827	1.578	1.952
2	43	67.94	71.77	71.20	0.57	3.26	17.46	167.8	100.53	356.8	189.0	1.880	1.601	1.889
3	37	68.17	74.57	73.48	1.09	5.31	20.50	168.3	100.53	367.5	199.2	1.981	1.644	1.952
4	42	67.62	76.84	75.10	1.74	7.48	23.31	180.1	100.53	382.7	202.6	2.015	1.634	1.889

\* La sobrecarga utilizada en las pruebas es la correspondiente al peso del muro  $\Delta\sigma = 0.292 \text{ kg/cm}^2$





#### 4.4 Ensaye de compresión triaxial no consolidada no drenada

La prueba de compresión triaxial es el ensaye de corte de uso más común y se realiza con el fin de determinar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo ensayado. Esta prueba simula la respuesta inmediata del suelo cargado al término de la construcción. Convenientemente, ésta es la condición más crítica para los problemas de cimentaciones.

La prueba triaxial no consolidada no drenada es la prueba triaxial más común llevada a cabo. El espécimen es sellado por una membrana y no se permite el drenaje durante la prueba. La muestra es cargada con una velocidad constante de deformación, hasta que el espécimen alcanza su resistencia máxima después de algunos minutos.

Para la prueba se necesitan especímenes cilíndricos de suelo que tengan una altura aproximada de 85 mm y un diámetro de 35 mm.

El ensaye se realiza en una cámara de compresión triaxial en la que pueden regularse tanto los esfuerzos normales como el grado de saturación, el grado de consolidación y la velocidad de deformación en una dirección.

La muestra se coloca entre dos cabezales rígidos que eviten el drenaje en el interior de una membrana delgada de hule (latex) para aislarlo del agua de la cámara. Sobre la membrana se colocan arosellos de hule, para un sellado adecuado. El espécimen se somete a un esfuerzo isotrópico llenando la cámara con agua a una presión preestablecida (presión de confinamiento). Después de establecer la presión de confinamiento en la cámara, se inicia de inmediato el aumento de la carga axial (Fig. 4.10). El incremento del esfuerzo desviador es bastante rápido, lo que permite que no se disipe la presión de poro y los resultados sólo pueden expresarse en términos del esfuerzo total.

La presión de confinamiento en la cámara, está en función de los esfuerzos efectivos ( $\sigma'_{vo}$ ) a que está sometido el suelo en campo.

La ecuación con la que se define el esfuerzo de confinamiento es:

$$\sigma_c = \frac{1+2k_0}{3} \sigma'_{vo} \quad (4.3)$$

donde  $k_0$  es el coeficiente de tierras en reposo y  $\sigma'_{vo}$  es el esfuerzo efectivo al que está sometido el suelo en campo.

Considerando un  $k_0=0.5$  para materiales cohesivos, la expresión anterior queda:

$$\sigma_c = \frac{2}{3} \sigma'_{vo} \quad (4.4)$$

Para definir la envolvente de falla, se recomienda ensayar tres especímenes a diferentes presiones de confinamiento para simular el rango de presiones que probablemente puedan ocurrir en campo. A partir del esfuerzo de confinamiento calculado se propuso un valor inferior igual a  $0.5\sigma_c$  y uno superior que igual a  $1.5\sigma_c$ . De acuerdo con lo anterior los esfuerzos de confinamiento para los ensayos se definen como sigue:

$$\sigma_c = \frac{1}{3} \sigma'_{v0}, \quad \sigma_c = \frac{2}{3} \sigma'_{v0}, \quad \sigma_c = \sigma'_{v0}, \quad (4.5)$$

Para determinar los parámetros de resistencia al corte, que se relacionen con valores y resistencia límite en la superficie de deslizamiento se utiliza el criterio de Mohr-Coulomb de falla en la interpretación de los resultados de las pruebas triaxiales.

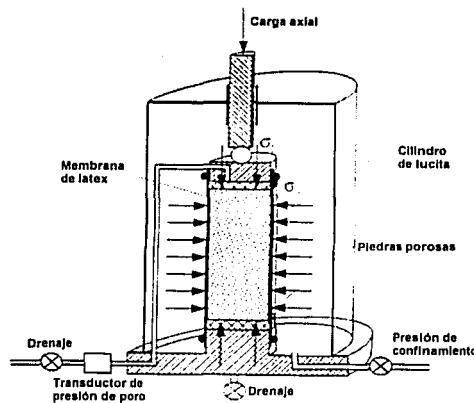


Fig. 4.10 Cámara triaxial

Los ensayos se realizaron únicamente en muestras inalteradas, se ensayaron tres probetas del mismo suelo a diferentes presiones de confinamiento ( $\sigma_3 = \sigma_c$ ) y se trazó para cada una un círculo (semicírculo de Mohr) tomando el esfuerzo máximo o último de falla de las curvas esfuerzo deformación, y se trazó la tangente común a los tres círculos de falla (que es la envolvente de resistencia del suelo) de donde se pueden tomar a escala los valores de cohesión y ángulo de fricción (Fig. 4.11). Para obtener un resultado confiable se necesitan al menos tres círculos.

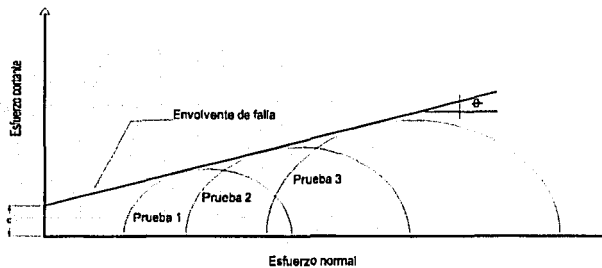


Fig. 4.11 Círculos de Mohr

FALLA DE ORIGEN  
 PRESIS CON  
 MEDIO BC

Tabla 4.1 Propiedades índice y mecánicas de las muestras ensayadas

Localización	Muestra	Profundidad m	Clasificación	w <sub>natural</sub> %	I.P. %	LL %	I <sub>p</sub> %	IL	I <sub>c</sub>	Granulometría (%)			S <sub>s</sub>	γ t/m <sup>3</sup>	G <sub>af</sub> %	σ <sub>r</sub> kg/cm <sup>2</sup>	c <sub>su</sub> kg/cm <sup>2</sup>	φ °	%Expansión	
										G	S	F							libre	con carga
Sitio-1 Casa 7	M-1, I	3.20 - 3.60	CL	49.30	22	41	19	1.45	-0.45		1.49	98.51	2.74	1.73	91.40	1.00	0.50	8	3.44	
	M-1, II	3.60 - 4.00	CH	37.20	27	100	73	0.14	0.86		0.90	99.10	2.87							
	M-2, I	7.20 - 7.45		41.80							30.00	70.00	2.73							
	M-2, II	7.45 - 7.70	CL	44.40	20	52	32	0.76	0.24			2.74	1.76	100.00	1.00	0.23				
	M-3, I	9.50 - 9.75	OH	118.10	50	158	108	0.63	0.37			2.82	1.35	97.80		0.46				
M-4, II	12.93 - 13.15	CL	27.20	15	52	37	0.33	0.67		27.40	72.60	2.70	1.97	98.50		0.54	9			
Sitio-2 Casa 67	M-1, I	1.30 - 1.55	CL	25.10	16	43	27	0.35	0.65		33.00	67.00	2.70	1.97	83.00	1.00				
	M-1, II	1.55 - 1.8	OH	29.30	23	69	46	0.14	0.86		7.94	92.06	2.82	1.93	95.10		0.57	12	3.64	0.62
	M-1, III	1.80 - 2.10																		
	M-2	5.30 - 6.10	Fisurada		-	-					0.95	99.05	-	-	-	-	-	-	-	-
	4	24.80 - 25.40	CH	33.80	28	88	60	0.10	0.90		13.24	86.70								
7	26.60 - 27.20	CH	22.50	25	67	42	-0.06	1.06		3.50	96.50									
10	29.50 - 29.85	CH	29.90	28	84	56	0.04	0.96												
Sitio-3 Casa 66	M-1, I	1.50 - 1.70	CH	24.94	19	56	37	0.16	0.84		49.50	50.50	2.75	1.94	87.20	2.80	0.50	-		
	M-1, II	1.70 - 1.90																		
	M-1, III	1.90 - 2.10																		
	M-1, IV	2.10 - 2.35	CH	27.50	25	63	38	0.07	0.93		43.46	56.54	2.77	1.89	90.70	2.10				
	M-2	5.50 - 6.30	ARENA								90.70	9.30	-	-	-	-	-	-	-	-
	3	11.20 - 11.80	CH	37.30	33	102	69	0.06	0.94											
	8	14.20 - 14.80	CH	32.40	24	85	62	0.14	0.86											
	13	17.20 - 17.80	CH	26.00	18	57	39	0.21	0.79											
	18	20.20 - 20.80		22.20							80.77	19.20								
	22	24.00 - 24.60		22.00							89.79	10.20								
27	29.20 - 29.55		17.00							86.10	13.80									
Sitio-4 Casa 11	M-1, II	2.00 - 2.40	CH	53.90	37	90	53	0.32	0.68		3.47	96.53	2.77	1.70	96.40	1.20			2.19	2.70
	M-1, I	2.40 - 2.80	CH	51.80	25	105	80	0.34	0.66		3.70	96.30	2.74	1.69	92.50	0.92	0.35	0		3.28
	M-2, II	6.10 - 6.50		22.90																
	M-2, I	6.50 - 6.90	OH	24.60	16	61	45	0.18	0.82		27.60	72.40	2.77	2.00	94.70	2.30	0.93	10	2.73	
	M-3, I	9.60 - 9.85		27.30																
	M-3, II	9.85 - 10.10		28.60							49.00	51.00	2.74	1.90	91.50		0.50	10		
	M-3, III	10.10 - 10.40		27.30																
	M-4, I	16.00 - 16.25		23.00							34.51	65.49	2.76	2.00	91.50		0.76	6		
	1	19.50 - 19.70		19.05							89.70	10.30								
	6	23.60 - 23.87		24.25							83.95	16.05								
8	25.60 - 25.82		25.10							46.80	53.20									
Sitio-5 Casa 69	M-1, I	0.20 - 0.60	CH	38.20	20	74	53.90	0.34	0.66		26.60	73.40	2.74	1.76	84.40	0.84			1.24	0.12
	M-1, II	0.60 - 1.00		36.50																
	M-2, I	1.00 - 1.40		39.20																
	M-2, II	1.40 - 1.80	CH	33.30	35	91	58.00	0.01	0.99		4.88	95.11	2.81	1.86	96.20		0.35	7.00		
	M-3, I	1.80 - 2.20		37.30							2.96	97.04	2.85	1.90	94.50		0.50	-		2.96
	M-3, II	2.20 - 2.60	CH	38.40	32	89	57.40	0.11	0.89		2.00	98.00	2.89	1.81	87.30	1.80				
M-4	3.20 - 4.10	Fisurada																		
M-5, I	7.70 - 7.90	Fisurada		32.49							3.08	96.92								

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Procedimiento general de los ensayos de laboratorio

Localización	Muestra	Profundidad m	Clasificación	w <sub>natural</sub> %	LP %	LL %	Ip %	IL	Ic	Granulometrias (%)			S <sub>s</sub>	γ t/m <sup>3</sup>	G <sub>sat</sub> %	σ <sub>c</sub> kg/cm <sup>2</sup>	c <sub>un</sub> kg/cm <sup>2</sup>	φ	%Expansión	
										G	S	F							libre	con carga
Sitio-5 Casa 69	M-5, II	7.90 - 8.10		33.02								10.48	89.52							
	M-5, III	8.10 - 8.4		33.85																
	2	17.00 - 17.60	CH	27.10	27	84	56.60	-0.01	1.01			2.00	98.00							
	8	21.00 - 21.42	CH	16.60	16	49	32.90	0.01	0.99			11.30	88.70							
	15	28.00 - 28.60	CH	26.20	28	104	75.60	-0.03	1.03			32.70	67.31							
Sitio-6 Casa 70	M-1, I	0.50 - 0.75	CH	33.70	30	87						11.30	88.70	2.72	1.97	83.20	1.60			
	M-1, II	0.75 - 1.00	OH	34.70	29	79	50.00	0.11	0.89			46.40	53.60	2.74	1.75	85.20	0.50			
	M-1, III	1.00 - 1.30																		
	M-2, I	1.30 - 1.55	CH	43.60	30	122	92.10	0.15	0.85			2.80	97.20	2.79	1.80	99.30	1.60	0.78	-	
	M-2, II	1.55 - 1.80																		
	M-2, III	1.80 - 2.10																		
	M-3, I	2.10 - 2.30	CH	42.80	31	104	73.20	0.17	0.83			3.50	96.50	2.82	1.72	89.70	1.70	0.45	15.00	
	M-3, II	2.30 - 2.50																		
	M-3, III	2.50 - 2.70																		
	M-3, IV	2.70 - 2.90																		
	M-4, II	6.60 - 6.80										51.00	49.00	2.74	1.82	89.50	0.35	15.00		
	2	21.30 - 21.81			45.00							46.97	53.03							
	6	25.50 - 25.60			34.80							80.26	19.70							
	9	28.00 - 28.60			23.80							85.65	14.10							
	Lerdo de Tejada SPT - 2 SMS - 1	1 inf	0.2	CH	28.18	21	66	45.00	0.16	0.84					2.80					
2		1.2	CL	22.25	17	46	29.00	0.18	0.82											
4 sup		1.80 - 2.40	SC	27.20								82.84	17.16	2.83						
7		3.60 - 3.94	CH	35.91	33	90	57.00	0.05	0.95					2.82						
11		6.3	CH	27.19	28	72	44.00	-0.02	1.02					2.79						
13		7.20 - 7.44	CH	27.16	28	74	46.00	-0.02	1.02											
19		10.80 - 11.12	CH	29.26	34	79	45.00	-0.11	1.11					2.82						
26		15.3	CH	25.45	28	70	42.00	-0.06	1.06											
31		18.00 - 18.54	CH	20.98	21	62	41.00	0.00	1.00											
36		21.00 - 21.27	SC	22.16								63.94	36.06							
38 sup		22.00 - 22.80	SC	14.05							0.61	54.18	45.21							
39		23.1	CH	13.00	21	60	39.00	-0.21	1.21					2.84						
43		25.43	CH	17.96	21	64	43.00	-0.07	1.07											
48		28.20 - 28.31	CH	26.10	27	80	53.00	-0.02	1.02					2.85						
M-1, II		0.45 - 0.90	CH	34.16	23	76	53.00	0.21	0.79			21.2	78.8	2.79	1.89	94.05	1.2		3.3	1.42
M-2, II		1.20 - 1.50	CH	27.00	22	63	41.40	0.13	0.87			20.0	80.0	2.77	1.96				3.06	0.53
M-4, I		3.40 - 3.60	CH	28.57	40	100	60.00	-0.19	1.19					2.78	1.96	95.4	0.58	20		
Ramón Grande SMS - 2		2 inf	0.9	CH	12.61	22	63	41.00	-0.23	1.23										
	2 sup	0.60 - 1.20	SC	12.51							1.9	56.93	41.17	2.77						
	3	1.20 - 1.80	CH	20.03	24	67	43.00	-0.09	1.09											
	8	4.20 - 4.58	SC	20.46								80.14	19.86	2.68						
	10 inf	5.5	CH	42.94	22	104	82.00	0.26	0.74											
	11	6.00 - 6.60	CH	37.85	31	120	89.00	0.08	0.92											
	13	7.5	CH	32.08	28	92	64.00	0.06	0.94						2.78					
	15	8.40 - 9.00	SC	18.38								85.15	14.85	2.67						
	20	11.8	SC	18.55							0.1	87.14	12.76							
	20	11.8	SC	18.55																

TESIS CON  
 FALSA FECHA

Localización	Muestra	Profundidad m	Clasificación	w <sub>natural</sub> %	LP %	LL %	Ip %	IL	Ic	Granulometría (%)			S <sub>s</sub>	γ tm <sup>3</sup>	G <sub>wt</sub> %	σ <sub>r</sub> kg cm <sup>2</sup>	c <sub>us</sub> kg cm <sup>2</sup>	φ	%Expansión	
										G	S	F							libre	con carga
Ramón Grande SMS - 2	23	13.5	CH	97.75	28	122	94.00	0.74	0.26											
	24	13.80 - 14.40	CH	23.17	20	57	37.00	0.09	0.91											
	31	18.3	CH	26.69	31	62	31.00	-0.14	1.14											
	32	18.60 - 19.20	CH	24.05	30	69	39.00	-0.15	1.15				2.79							
	36	21.02 - 21.32	SC	20.36							0.13	85.82	14.05							
	37 sup	21.60 - 21.90	SC	22.86								80.01	19.99	2.68						
	38	22.20 - 22.80	CH	27.29	33	73	40.00	-0.14	1.14											
	43	25.20 - 25.40	SC	17.08							6.68	79.40	10.92	2.75						
	46	27.00 - 27.25	SC	22.08								85.93	14.07	2.69						
	49	28.80 - 29.21	SC	17.13								83.00	17.00							
	50	29.40 - 29.60	SC	22.09							0.13	86.86	13.00							
	M-7, II	5.70 - 6.00	CH	30.00	30	105								2.76	1.90			1.00	-	

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

## 5 ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se analiza el comportamiento de las cimentaciones típicas de la cuenca de Macuspana con base en las propiedades mecánicas de los estratos de suelo relevantes obtenidas a partir de los resultados de los ensayos de laboratorio. Se describe brevemente el marco teórico utilizado en los análisis realizados.

En el comportamiento de las cimentaciones de las viviendas solamente se consideraron condiciones estáticas, para lo cual:

- Se determinó la capacidad de carga de las cimentaciones típicas de la región. Se revisó que los esfuerzos que trasmite la cimentación al terreno fueran compatibles con su resistencia al esfuerzo cortante, con factores de seguridad adecuados.
- Se estimó la magnitud y distribución de las deformaciones (asentamientos y expansiones) que sufre el terreno por la aplicación de estos esfuerzos.
- Los análisis presentados en este capítulo representan las condiciones del subsuelo inmediatamente después de la temporada de lluvias, que es el tiempo durante el cual se obtuvieron las muestras de suelo.

Los análisis mencionados se hicieron considerando lo siguiente:

- La magnitud y distribución de las cargas de la estructura
- El perfil estratigráfico del terreno de apoyo, la resistencia, compresibilidad y expansibilidad de los materiales que forman cada uno de los estratos del subsuelo de los sitios de estudio.

### 5.1 Revisión de la capacidad de carga

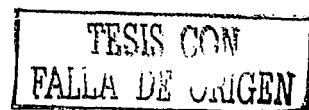
Los requisitos de seguridad contra la falla de los cimientos, se centran alrededor de dos principales tipos de falla: la falla estructural de la cimentación y la falla por capacidad de carga del suelo de sustentación.

La capacidad de carga es la presión máxima que puede darse al cimiento por unidad de longitud, sin provocar su falla; o sea representa la capacidad de carga última del cimiento  $q_u$ . Cuando se alcanza la carga última el cimiento se encuentra a punto de colapso, lo que es obviamente inadmisibles para la estructura apoyada sobre el cimiento.

La carga admisible  $q_a$  para el diseño del cimiento debe ser solo una fracción de la carga última  $q_u$ , con el doble propósito de:

- Evitar la falla del suelo bajo los esfuerzos cortantes inducidos por la carga aplicada.
- Limitar el asentamiento a valores tolerables para la estructura.

La carga admisible  $q_a$  ante la falla por esfuerzos cortantes, se obtiene a partir de la capacidad de carga última  $q_u$ , afectada por un factor de seguridad FS según la siguiente ecuación:



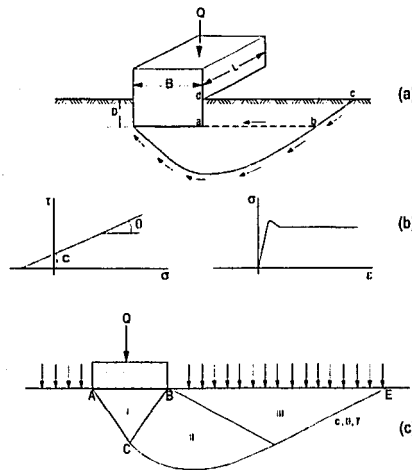
$$q_a = \frac{q_u}{FS} \quad (5.1)$$

El factor FS suele variar entre 2 y 3. Es evidente que mientras mayor sea este factor, más alejada estará el cimiento del colapso por falla del suelo bajo los esfuerzos cortantes inducidos por la carga admisible.

El cálculo de la capacidad de carga última de una cimentación superficial, constituye un problema de equilibrio elasto-plástico, que puede resolverse, en principio para los casos de deformación plana y de simetría axial. La teoría de capacidad de carga aún está limitada casi exclusivamente a soluciones desarrolladas para el sólido rígido plástico de la teoría clásica de la plasticidad. Se supone que este sólido no muestra deformación alguna antes de la falla por corte, y después de ella hay un flujo plástico a esfuerzo constante.

El problema generalmente es planteado es como sigue (Vesic, citado en Handbook, 1975): se considera una cimentación rectangular de ancho B y longitud L, apoyada en una masa de suelo a una profundidad D (Fig. 5.1a). La masa de suelo es de extensión seminfinita y homogénea, tiene un peso volumétrico  $\gamma$  y sus propiedades de resistencia al esfuerzo cortante están definidas por la envolvente lineal de Mohr, con características de resistencia ( $c$  y  $\phi$ ) obtenidos de la curva esfuerzo deformación típica de cuerpo rígido-plástico (Fig.5.2b). Se trata de determinar la carga máxima  $q=Q/BL$  que la cimentación puede soportar.

Para resolver este problema se admiten, generalmente, las siguientes simplificaciones: a) se desprecia la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de  $bc$ , del suelo que actúa como sobrecarga, b) no se toma en cuenta la fricción entre la sobrecarga y la cimentación a lo largo de  $ad$ , ni aquella entre la sobrecarga y el suelo de apoyo a lo largo de  $ab$  y c) se supone que el largo L es grande comparado con el ancho B de la cimentación. De esta manera, el suelo superficial queda remplazado por una sobrecarga de distribución uniforme  $q=\gamma D$ . Al mismo tiempo se suponen condiciones de deformación plana.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Fig. 5.1 Problema de capacidad de carga de cimentaciones superficiales

Las simplificaciones a) y b), son siempre conservadoras, se justifican en la mayoría de los casos. Por lo general, el suelo superficial carece de resistencia y se encuentra agrietado cuando la cimentación se coloca por medio de excavación y relleno. La simplificación c, que equivale a suponer la cimentación como una franja infinita de ancho  $B$ , se justifica estrictamente para  $L/B > 5$ . El problema planteado como se muestra en la figura 5.1c, se ha resuelto con métodos de la teoría de la plasticidad.

Terzaghi obtuvo la siguiente expresión general de la capacidad de carga última del suelo bajo una zapata de longitud infinita y ancho  $B$ .

$$q_u = cN_c + \frac{1}{2} \gamma_1 BN_\gamma + \gamma_2 DN_q \quad (5.2)$$

en donde:  $\gamma_1, \gamma_2$  son los pesos volumétricos del suelo bajo la zapata y sobre el nivel de desplante, respectivamente;  $c$  es la ordenada al origen de la envolvente de resistencia al corte del suelo;  $N_c, N_\gamma$  y  $N_q$  son factores de capacidad de carga, a su vez funciones del ángulo de fricción interna del suelo;  $B$  es el ancho de la zapata y  $D$  la profundidad de desplante de la zapata.

Para suelos puramente cohesivos, que corresponde a las arcillas someras y a los materiales de las plataformas de relleno encontrados en la región de Macuspana, la ecuación general se convierte en:

$$q_u = cN_c + \gamma_2 D \quad (5.3)$$

El análisis de capacidad de carga descrito es aplicable a cargas estáticas. Se supone, implícitamente, que la carga en la cimentación aumenta lentamente hasta provocar la falla, a una velocidad lo suficientemente baja para asegurar que no aparezcan efectos de viscosidad o de inercia. La suposición es válida para las condiciones que rigen en la mayoría de las cimentaciones, que soportan una cierta carga muerta, y se supone que fallan a consecuencia de una sola aplicación de carga viva, estática, excesiva. En estas condiciones, la velocidad de aplicación de la carga modifica la capacidad de carga solo en la medida en que puede relacionarse con la disipación de la presión de poro que la misma aplicación de la carga crea en el suelo. Se supone que la selección de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante  $c$  y  $\phi$ , que se introducen en las ecuaciones, se hicieron de manera que tomo en cuenta ese efecto.

En la tabla 5.1 se presentan los valores de la resistencia ( $c_m$ ) obtenida de las pruebas triaxiales, que se usaron para estimar la capacidad de carga. El valor promedio de  $c_m$  para evaluar los estratos involucrados en el cálculo de la capacidad de carga es de  $0.5 \text{ kg/cm}^2$ . En la figura 5.2 se observa como este valor es representativo de los estratos someros.

Aplicando la ecuación 5.1, el factor de seguridad de las cimentaciones analizadas varió entre 5 y 6 por lo cual se puede afirmar que las viviendas analizadas no tienen problemas por capacidad de carga. Con base en las inspecciones realizadas en toda la región se infiere que la validez de esta conclusión es de carácter general. Sin embargo, la capacidad de carga a largo plazo puede volverse crítica en cimentaciones desplantadas en suelos expansivos por la reducción en su resistencia debido al humedecimiento del suelo y a la aparición de fisuras y grietas que inducen planos de falla. El humedecimiento del subsuelo puede deberse no sólo a factores estacionales climáticos sino a otros de tipo antropogénico: fugas en tubos de agua, cisternas, fosas sépticas, aljibes, bebederos de ganado, etc.



Tabla 5.1 Valores de la resistencia no drenada no consolidada ( $c_{uu}$ ) y del ángulo de fricción ( $\phi$ ) de las muestras ensayadas

Sitio	Muestra	Profundidad m	$c_{uu}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\phi$	Sitio	Muestra	Profundidad m	$c_{uu}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\phi$
Casa 7	M-1-I	3.20 - 3.60	0.50	8	Casa 67	M-1-I	1.50 - 1.70	0.50	0
Casa 7	M-2-I	7.45 - 7.80	0.23	0	Casa 69	M-2-I	1.00 - 1.40	0.35	7
Casa 7	M-3-I	3.20 - 3.60	0.46	0	Casa 69	M-3-I	1.80 - 2.20	0.50	0
Casa 7	M-4-II	12.93 - 13.15	0.54	9	Casa 70	M-1-II	0.75 - 1.00	0.50	0
Casa 11	M-1-I	2.40 - 2.80	0.35	0	Casa 70	M-2-I	1.30 - 1.55	0.78	0
Casa 11	M-2-I	6.50 - 6.90	0.93	10	Casa 70	M-3-I	2.10 - 2.30	0.45	15
Casa 11	M-3-II	9.85 - 10.10	0.50	10	Casa 70	M-4-II	6.60 - 6.80	0.35	15
Casa 11	M-4-I	16.00 - 16.25	0.76	6	SMS - 1	M-4-I	3.40 - 3.60	0.58	0
Casa 66	M-1-II	1.55 - 1.80	0.57	12	SMS - 2	M-7-II	5.70 - 6.00	1.00	0

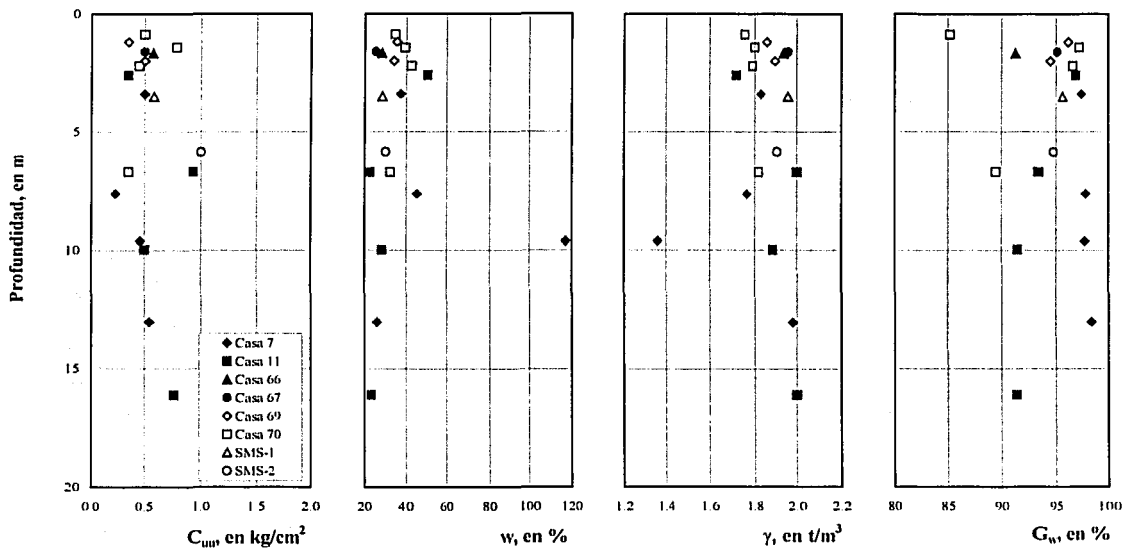


Fig. 5.2 Gráficas de la variación de la resistencia  $c_{uu}$ , del contenido de agua natural  $w$ , del peso volumétrico  $\gamma$  y del grado de saturación  $G_w$  con la profundidad de las muestras ensayadas.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## 5.2 Análisis de asentamientos

Para evaluar la conveniencia de un diseño de una cimentación, es necesario estimar los desplazamientos verticales debidos a las cargas estáticas transmitidas por la estructura al estrato de suelo.

Cuando las cargas de la cimentación son transmitidas a los estratos de suelos cohesivos, hay una tendencia a una deformación volumétrica que en el caso de un material saturado se manifiesta por un incremento en la presión de poro del agua. Con suficientemente tiempo transcurrido, el flujo de agua fuera de los vacíos del suelo, acompañado por la disipación del exceso de presión de poro. Los análisis de las deformaciones volumétricas que resultan, y de los asentamientos verticales que los acompañan, se simplifican y se asume que tales deformaciones ocurren únicamente verticalmente. Tales suposiciones son razonables cuando la geometría y las condiciones de frontera en el campo son tales que dominan la deformación vertical.

Para predecir los asentamientos por consolidación, correspondiendo esencialmente a la disipación del exceso de presión de poro del agua en el estrato compresible, es necesario determinar las relaciones entre la relación de vacíos en el sitio y los esfuerzos verticales efectivos para los materiales involucrados

Los asentamientos de las cimentaciones superficiales son el resultado de la deformación del suelo en el cual se apoyan, causada por los esfuerzos inducidos en él por la propia cimentación. La deformación del suelo es función de los siguientes factores:

- Presión aplicada por la cimentación al terreno.
- Deformabilidad del suelo de apoyo.
- Dimensiones del área cargada por el cemento (ancho B y longitud L).
- Espesor del estrato compresible, subyacente a la cimentación.

Para estimar los asentamientos, se utilizaron las curvas de compresibilidad de las muestras ensayadas. La magnitud del asentamiento por consolidación se obtuvo a partir de la siguiente ecuación:

$$\Delta H_i = m_{v_i} \Delta \sigma'_i H_i \quad (5.4)$$

en donde  $m_{v_i}$  es el coeficiente de compresibilidad volumétrica del estrato  $i$ ;  $\Delta \sigma'_i$  es el incremento de la presión efectiva en el estrato  $i$  (generado por las estructuras) y  $H_i$  es el espesor del estrato arcilloso considerado en el análisis.

### Coeficiente de compresibilidad volumétrica ( $m_v$ )

El coeficiente de compresibilidad volumétrica, está dado por la siguiente expresión:

$$m_{v_i} = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma (1 + e_0)} \quad (5.5)$$

en donde  $\Delta e$  es el cambio en la relación de vacíos debido al incremento de esfuerzo  $\Delta \sigma$ , estos datos se obtuvieron directamente de los ensayos de consolidación. En la tabla 5.2 se resumen los valores de los coeficientes de compresibilidad volumétrica para el tramo de recompresión, que es el tramo dentro del

cual se localizan los esfuerzos transmitidos por las viviendas al suelo. De los resultados se observa que el rango del coeficiente de compresibilidad para este tramo varía de 0.02 – 0.04 cm<sup>2</sup>/kg en los diferentes sitios de estudio, por lo que es de esperarse que los asentamientos estén dentro del rango de los calculados para las estructuras típicas de la zona. En la figura 5.3 se presentan las gráficas del coeficiente de compresibilidad contra el esfuerzo efectivo medio de las muestras ensayadas.

**Tabla 5.2 Valores de los coeficientes de compresibilidad volumétrica y del OCR**

Sitio	Muestra	Profundidad m	$m_r$ cm <sup>2</sup> /kg	$m_v$ cm <sup>2</sup> /kg	OCR
Casa 7	M-1-I	3.20 - 3.60	0.032	0.037	1.7
Casa 7	M-2-I	7.45 - 7.80	0.047	0.064	1.2
Casa 11	M-1-II	2.00 - 2.40	0.030	0.046	3.0
Casa 11	M-1-I	2.40 - 2.80	0.033	0.059	2.0
Casa 11	M-2-I	6.50 - 6.90	0.020	0.020	2.0
Casa 66	M-1-I	1.50 - 1.70	0.012	0.015	11.2
Casa 66	M-1-IV	2.15 - 2.35	0.017	0.020	5.3
Casa 67	M-1-I	1.30 - 1.55	0.033	0.038	3.3
Casa 69	M-1-I	0.20 - 0.60	0.039	0.052	8.4
Casa 69	M-2-II	1.40 - 1.80	0.025	0.026	5.5
Casa 69	M-3-II	2.20 - 2.60	0.030	0.033	4.1
Casa 70	M-1-I	0.50 - 0.75	0.021	0.027	12.3
Casa 70	M-2-I	1.30 - 1.55	0.032	0.040	5.9
Casa 70	M-3-I	2.10 - 2.30	0.031	0.037	4.3
SMS - I	M-1-I	0.45 - 0.90	0.034	0.040	10.9

### Distribución de esfuerzos ( $\Delta\sigma$ )

La determinación de la distribución de esfuerzos dentro de una región particular es una parte importante del proceso de predicción de los asentamientos debidos a la compresibilidad de estratos cohesivos.

La teoría de la elasticidad se usa casi invariablemente para evaluar los esfuerzos. Esta teoría considera que en la línea central del cimiento, los esfuerzos debidos a el área cargada es máxima inmediatamente bajo el área cargada, y se atenúa a menos de 10% del esfuerzo vertical inicial en una profundidad igual a 2 veces el ancho del área cargada, el esfuerzo es cero en la superficie del suelo y se incrementa a un máximo en la profundidad aproximada de 1.2 veces el ancho del área cargada. Sin embargo, la magnitud de este cambio de esfuerzo es muy poca con la profundidad bajo este punto.

Es claro que los esfuerzos están más concentrados bajo el área cargada cerca de la superficie y decrece su magnitud con la profundidad. Naturalmente, el área bajo la curva de distribución en cada plano horizontal debe ser igual a la carga total aplicada.

Teniendo determinados los incrementos de esfuerzos debidos a las cargas superficiales en una variedad de puntos dentro de un medio, es a menudo útil representar estos esfuerzos gráficamente en relación a sus puntos de acción para construir el llamado perfil de esfuerzos.

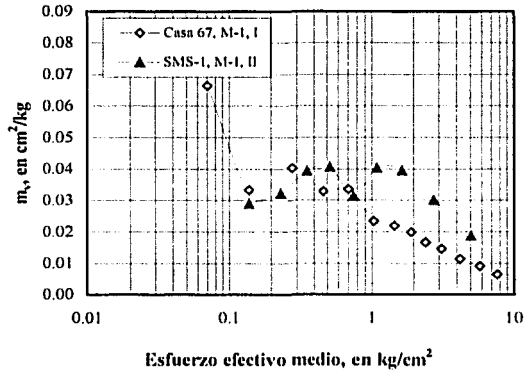
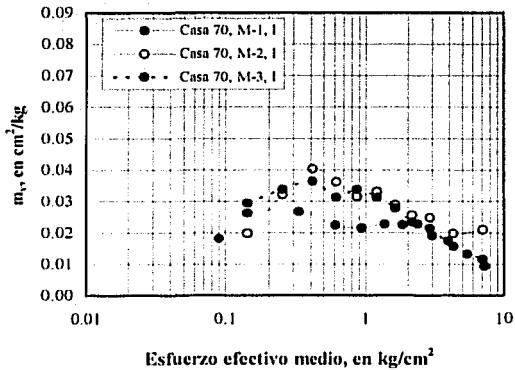
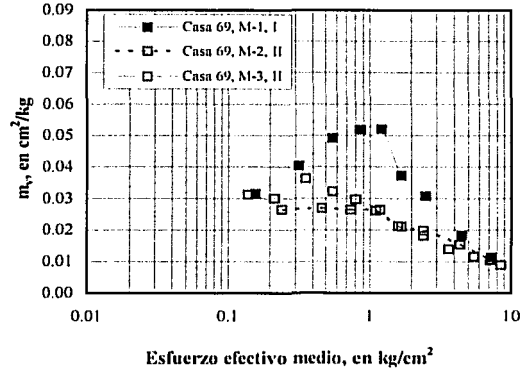
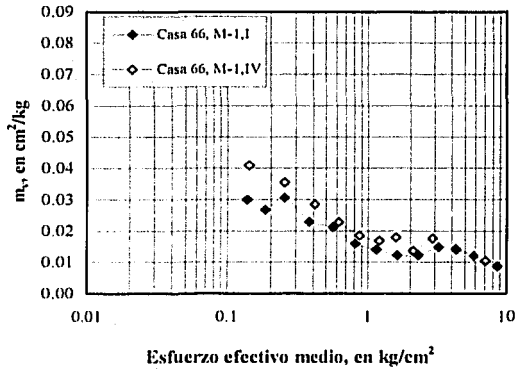
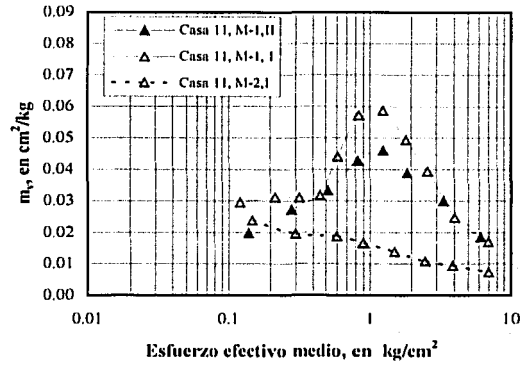
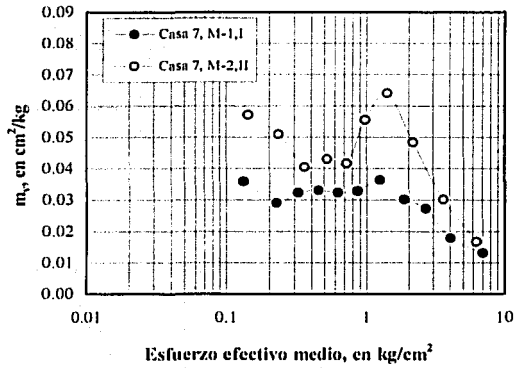
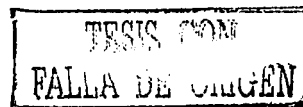


Fig. 5.3 Gráficas de los coeficientes de compresibilidad de las muestras ensayadas



### Esfuerzos debidos a las cargas transmitidas por las viviendas.

La geometría de las estructuras típicas de la región de Macuspana, Tabasco, se determinó con base en los estudios de campo efectuados para tal efecto. Las magnitudes e intensidades de las cargas que transmiten dichas estructuras a la masa de suelo, se obtuvieron a partir de los análisis que hicieron los expertos en estructuras para determinar las características y propiedades de los materiales de construcción usados en la región.

Para calcular los incrementos y distribución de los esfuerzos transmitidos por las estructuras al subsuelo, se utilizó la ecuación de Boussinesq, basada en la Teoría de la Elasticidad. Esta es una solución analítica que permite encontrar la distribución de esfuerzos producidos por una presión uniforme aplicada en la superficie horizontal de un suelo homogéneo, elástico, isótropo y semi-infinito. En estos cálculos se supuso que los cimientos de las estructuras analizadas son totalmente flexibles y que, por tanto las distribuciones de las presiones de contacto bajo los cimientos son uniformes, según se ilustra en la figura 5.4. Esta es una hipótesis simplificatoria consistente con el comportamiento de campo observado y con el tipo y calidad de los materiales empleados en la región.

Para conocer la distribución de esfuerzos en diferentes puntos bajo la cimentación se empleó el programa Damy, el cual toma en cuenta la influencia de todas las zapatas cargadas uniformemente, este programa maneja tres soluciones diferentes: Boussinesq, Frölich y Westergaard. Como ya se mencionó, la solución empleada para las viviendas de Macuspana fue la de Boussinesq. (Damy, 1985).

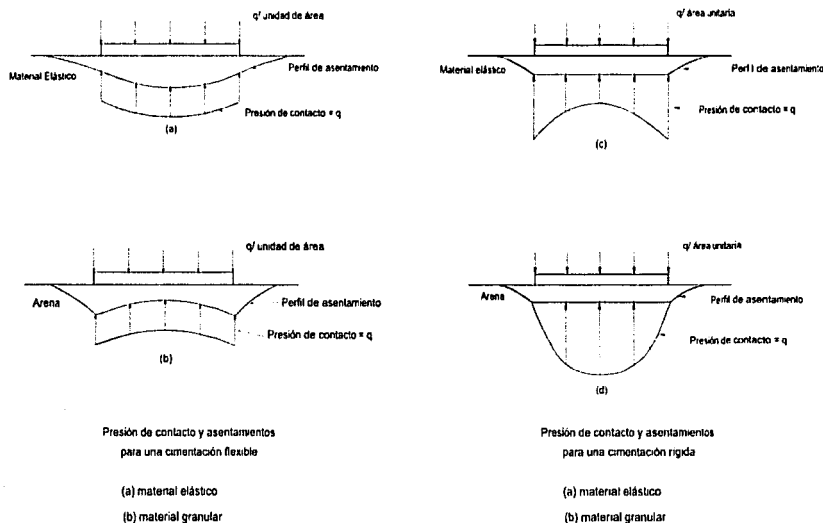


Fig. 5.4 Presiones de contacto y asentamientos para cimentaciones flexibles y rígidas, en materiales elásticos y granulares.

### Perfil de la distribución de esfuerzos

En la figura 5.5 se muestra la distribución de esfuerzos en algunos puntos bajo una cimentación típica de la cuenca de Macuspana. Para obtener las distribuciones de esfuerzo que ahí se muestran se consideró la geometría de la casa 69 ubicada en la zona alta de lomeríos. Se observa que los esfuerzos mayores afectan a los estratos más superficiales (0.75 a 1.0 m de profundidad) y decrecen rápidamente conforme se profundizan.

Para el cálculo de asentamientos se tomaron los esfuerzos hasta una profundidad de 4.0 m, que es aproximadamente donde se alcanza el 10 % de la presión de contacto generada por las viviendas. Los asentamientos obtenidos se muestran en la figura 5.6. En esa figura también se muestran los asentamientos calculados suponiendo que la misma vivienda estuviera desplantada en la zona baja correspondiente al sitio de la casa 7.

Como se aprecia en dicha figura, los asentamientos calculados varían de 0.9 a 2.40 cm. Destaca el hecho de que los asentamientos calculados suponiendo que la casa estuviera desplantada en la zona baja resultaron menores que cuando se supuso desplantada en la zona de lomeríos lo cual se explica por que en este último caso no existe una costra superficial dura. Este hecho ilustra la importancia de las peculiaridades estratigráficas en la magnitud de los asentamientos que pueden presentarse en las viviendas de la cuenca de Macuspana.

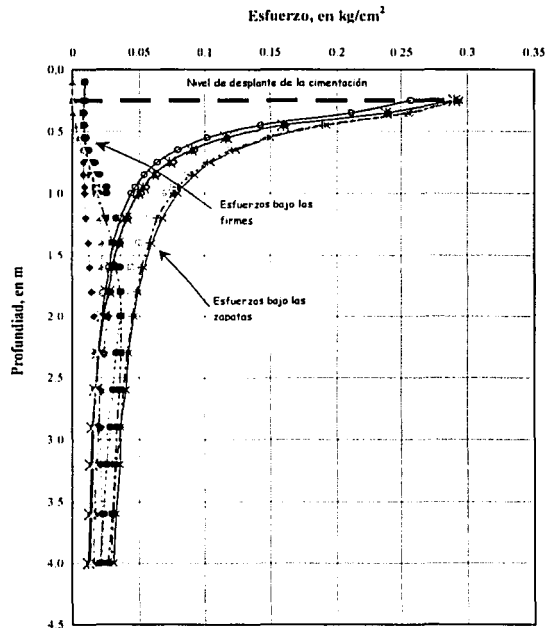


Fig. 5.5 Distribución de esfuerzos en algunos puntos bajo las zapatas corridas de la Casa 69.

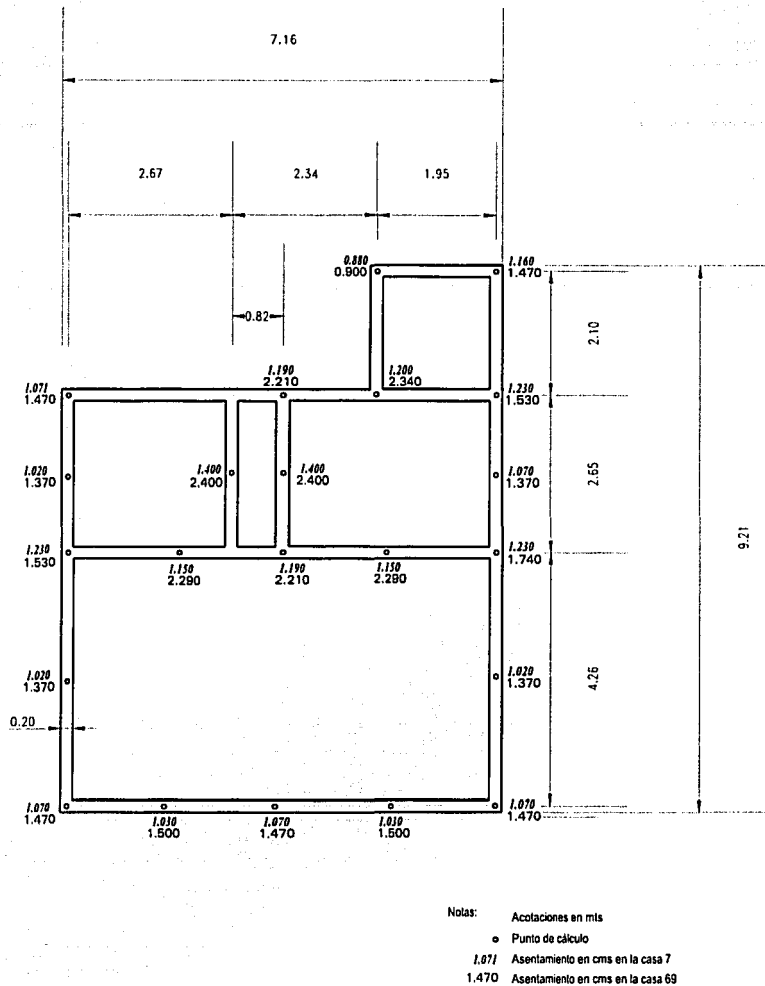


Fig. 5.6 Asentamientos estimados para la casa 7 y 69.

### Evolución de los hundimientos

El proceso de consolidación involucra la expulsión de agua del suelo cuando empieza a consolidarse. Ocurre después de que se ha disipado todo el exceso de presión de poro y en el que el suelo está en un estado aproximado de equilibrio. En algunos casos entre la aplicación de la carga produciendo la consolidación y el tiempo en que esencialmente ocurre, o el 100% de la consolidación ha ocurrido, el progreso de los asentamientos puede ser descrito por un grado promedio de consolidación  $U(t)$ .

Soluciones analíticas han sido obtenidas para un número de distribuciones útiles de exceso de presión de poro del agua. Se obtuvieron relaciones entre  $U(t)$  y el tiempo expresado como un factor de tiempo adimensional  $T$ .

$$T = \frac{c_v t}{H^2} \quad (5.6)$$

El coeficiente de consolidación  $c_v$  está definido por:

$$c_v = \frac{k(1 + e_0)}{a_v \gamma_w} \quad (5.7)$$

donde  $k$  es el coeficiente de permeabilidad del suelo (en la dirección del flujo),  $\gamma_w$  es el peso unitario del agua y  $a_v$  es el coeficiente de compresibilidad.

El tiempo de consolidación se determinó con la siguiente expresión:

$$t_i = \frac{H^2 T_i}{c_v} \quad (5.8)$$

Para el cálculo del tiempo en que ocurrirán los asentamientos se usó el Factor tiempo del 90%.

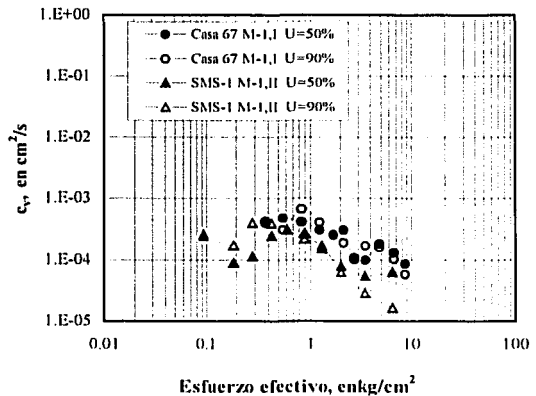
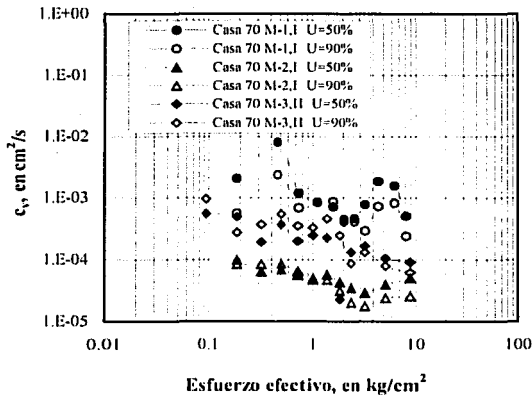
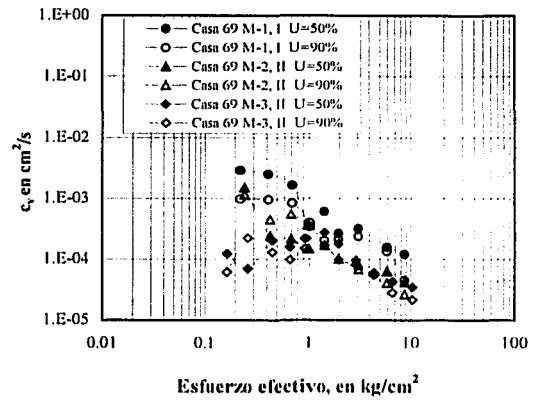
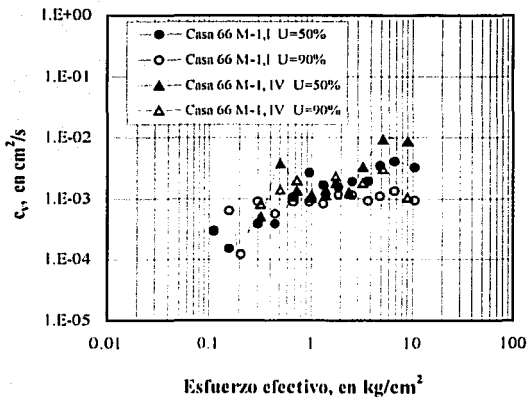
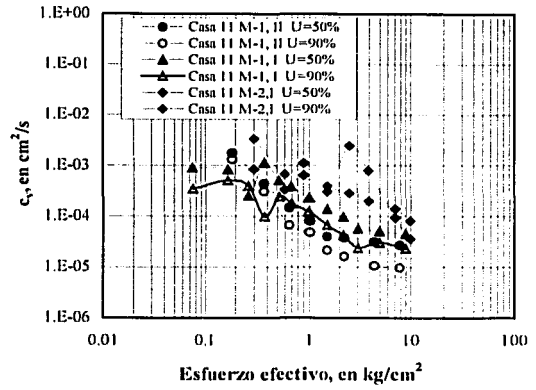
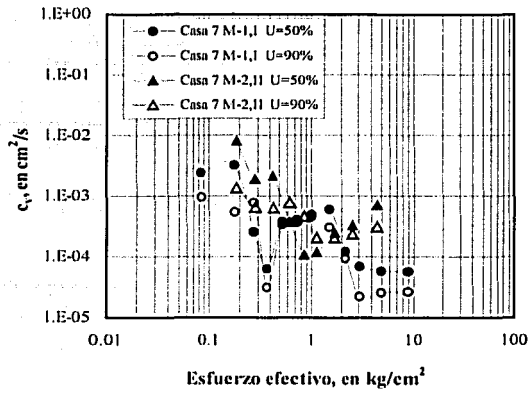
Los asentamientos producidos por el peso propio de las viviendas no se presentan instantáneamente sino que se manifiestan paulatinamente. En los casos estudiados, la mayor parte de estos hundimientos o asentamientos ocurrirán dentro de los primeros cuatro meses posteriores a la construcción de las viviendas.

En la figura 5.7 se muestran las gráficas del coeficiente de consolidación  $c_v$  para el 50% de la consolidación (método de Casagrande) y del 90% (método de Taylor) para cada uno de los esfuerzos aplicados durante los ensayos de consolidación.

### **Implicaciones de los asentamientos por peso propio en el comportamiento estructural**

Los asentamientos obtenidos se utilizaron para efectuar un análisis con un modelo numérico con el cual se analizó la respuesta estructural de la vivienda considerada. Con este modelo se evaluaron las consecuencias de los asentamientos estimados en el comportamiento de la estructura (Capítulo 6).





5.7 Gráficas del coeficiente de consolidación para el 50% y 90% de la consolidación de las muestras ensayadas.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### 5.3 Revisión de algunas correlaciones para evaluar la expansividad de los suelos

La clave para la comprensión del comportamiento de suelos expansivos se encuentra en la relación mutua entre la succión, el contenido de agua, el peso volumétrico seco, la compresibilidad, los límites de Atterberg, la distribución granulométrica y el arreglo estructural de las partículas del suelo.

En esta investigación se utilizaron algunos criterios empíricos para determinar el potencial expansivo de los suelos de la región, basados en las propiedades índice. Estos procedimientos de identificación fueron desarrollados por correlaciones entre los resultados de propiedades índice y de ensayos de expansión unidimensional realizados en muestras inalteradas y reconstituidas.

Los criterios revisados son los de Holtz y Gibbs (1969), Bara (1969), Vijayvergiya y Gnazzaly (1973) y de Chen (1988). De los resultados obtenidos de la revisión, se infirió que los suelos de la región de Macuspana Tabasco son potencialmente expansivos.

Holtz y Gibbs (1969) desarrollaron un método basado en la consideración simultánea de varias propiedades índice. Basado en estas propiedades Holtz propuso el criterio de identificación de las arcillas expansivas mostrado en la tabla 5.3.

Tabla 5.3 Correlaciones de suelos expansivos con sus propiedades índice. Adaptada por Holtz (1969) y Gibbs (1969)

Porcentaje de coloides	Índice de plasticidad	Límite de contracción	Límite Líquido	Potencial de Expansión
< 15	< 18	< 15	< 39	Bajo
13 - 23	15 - 28	10 - 16	39 - 50	Mediano
20 - 31	25 - 41	7 - 12	50 - 63	Alto
> 28	> 35	> 11	> 63	Muy alto

Chen (1988) desarrollo una correlación entre el porcentaje de suelo fino que pasa por la malla No. 200, el límite líquido y el número de golpes en la prueba de penetración estándar, para predecir el potencial de expansión, basado en datos de ensayos en suelos expansivos en el área de Rocky Mountain EUA, tabla 5.4

Tabla 5.4 Correlaciones de suelos expansivos con sus propiedades índice. Adaptada por Chen (1988)

Porcentaje de suelo que pasa la malla #200	Límite Líquido	SPT N	Probable expansión (%) <sup>*</sup>	Presión de expansión		Potencial de Expansión
				(lb/ft <sup>2</sup> x10 <sup>3</sup> )	(kPa)	
< 30	< 30	< 10	< 1	1	50	Bajo
30 - 60	30 - 40	10 - 20	1 - 5	3 - 5	150 - 250	Mediano
60 - 95	40 - 60	20 - 30	3 - 10	5 - 20	250 - 1000	Alto
> 95	> 60	> 30	> 10	> 20	> 1000	Muy alto

\* Para una presión de 1000lb/ft<sup>2</sup> (50 kPa).

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

En la tabla 5.5 se presentan los resultados obtenidos aplicando los criterios de Holtz y Gibbs y de Chen. Como ahí se aprecia, de acuerdo con estos criterios, el potencial de expansión de las arcillas de la cuenca de Macuspana es, en general de alto a muy alto.

**Tabla 5.5 Clasificación del potencial de expansión de los suelos ensayados de acuerdo con algunas de sus propiedades índice**

No. sondeo	No. muestra	Prof. m	LP %	LL %	Ip	IL	%Finos pasa malla#200	Criterio de Holtz y Gibbs (1969) clasificación: Ip y LL	Criterio de Chen (1988) Clasificación: % Finos y LL	Probable expansión en %
<b>Datos de pruebas de expansión</b>										
Casa 7	M - 1. I	3.20-3.60	22	41	19	1.45	99	Mediano	Bajo	< 1
Casa 11	M - 1. II	2.00-2.40	28	110	82	0.32	97	Muy alto	Muy alto	> 10
Casa 11	M - 2. I	6.50-6.90	16	61	45	0.18	72	Muy alto	Alto-Muy alto	3 - 10
Casa 67	M - 1. II	1.55-1.80	23	69	46	0.14	92	Muy alto	Muy alto	> 10
Casa 69	M - 1. II	0.20-0.60	20	74	54	0.34	73	Muy alto	Alto-Muy alto	3 - 10
Casa 69	M - 2. II	1.40-1.80	33	91	58	0.00	95	Muy alto	Muy alto	> 10
SMS-1	M - 1. II	0.45-0.90	24	76	53	0.20	79	Muy alto	Alto-Muy alto	3 - 10
SMS-1	M - 2. II	1.20-1.50	22	63	41	0.18	80	Muy alto	Alto-Muy alto	3 - 10
<b>Datos de pruebas de consolidación</b>										
Casa 11	M - 1. II	2.00-2.40	25	105	80	0.34	96	Muy alto	Muy alto	> 10
Casa 66	M - 1. I	1.50-1.70	19	56	37	0.16	51	Alto- Muy alto	Mediano-Alto	1 - 10
Casa 66	M-1. IV	2.10-2.35	25	63	38	0.07	57	Muy alto	Mediano-Alto	2 - 10
Casa 67	M - 1. I	1.30-1.55	16	43	27	0.35	67	Mediano-Alto	Alto	3 - 10
Casa 69	M - 3. II	2.20-2.60	32	89	57	0.11	98	Muy alto	Muy alto	> 10
Casa 70	M - 1. I	0.50-0.75	21	95	74	0.23	54	Muy alto	Mediano-Muy alto	3 - 10
Casa 70	M - 2. I	1.30-1.55	30	122	92	0.14	97	Muy alto	Muy alto	> 10
Casa 70	M - 3. I	2.10-2.30	31	104	73	0.17	97	Muy alto	Muy alto	> 10

L.L. = limite liquido; LP = limite plástico; Ip = índice de plasticidad; IL =  $(w - LP)/Ip$

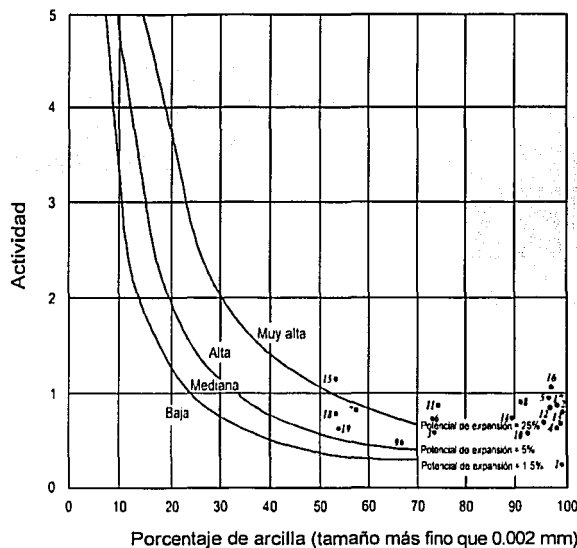
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Seed, Woodward y Lundgren., 1962 (Citados en Chen, 1975) en un estudio extenso sobre las características de expansividad de las arcillas compactadas desarrollaron una gráfica basada en la actividad y el porcentaje de arcillas más finas que 0.002 mm. La actividad para las muestras preparadas artificialmente está definida como:

$$\text{Actividad} = \frac{I_p}{C - 10} \quad (5.9)$$

donde C es el porcentaje de arcilla más fina que 0.002 mm.

Se evaluó el potencial de expansión para los suelos de Macuspana, con el criterio de la actividad y para calcular dicha actividad, se utilizó el porcentaje de suelos finos que pasa la malla No. 200 en lugar del porcentaje de arcilla más fina que 0.002 mm. Al aplicar este criterio a los suelos de estudio su potencial de expansión varía de alto a muy alto y sus porcentajes de expansión son de 5% a 25% que son valores muy superiores a los obtenidos en los ensayos de laboratorio. Debe tenerse en cuenta que existe un error por la forma en que se calculó la actividad; sin embargo, como en estos suelos predominan los materiales finos, es de esperarse que un porcentaje importante de estos correspondan a las partículas más finas que 0.002 mm. Por lo tanto, el error en la evaluación de la actividad será pequeño en general. En la figura 5.8 se muestra la carta de clasificación.



No.	SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	% Finos	Actividad
1	Casa 7 M-1, I	3.40	98.5	0.21
2	Casa 7 M-1, II	3.80	99.1	0.82
3	Casa 7 M-4, II	13.00	72.6	0.58
4	Casa 11 M-1, II	2.20	96.5	0.61
5	Casa 11 M-1, I	2.40	96.3	0.93
6	Casa 11 M-2, I	6.70	72.4	0.72
7	Casa 66 M-1, I	1.60	50.5	0.91
8	Casa 66 M-1, IV	2.20	56.5	0.82
9	Casa 67 M-1, I	1.45	67.0	0.48
10	Casa 67 M-1, II	1.70	92.0	0.55
11	Casa 69 M-1, I	0.40	73.4	0.85
12	Casa 69 M-2, II	1.60	95.1	0.68
13	Casa 69 M-3, II	2.40	98.0	0.65
14	Casa 70 M-1, I	0.60	88.7	0.72
15	Casa 70 M-1, II	0.85	53.6	1.15
16	Casa 70 M-2, I	1.40	97.2	1.06
17	Casa 70 M-3, I	2.20	96.5	0.85
18	SMS-1 M-1, II	0.65	78.8	0.77
19	SMS-1 M-2, II	1.30	80.0	0.60

Fig. 5.8 Carta de clasificación para potencial de expansión, aplicando el criterio de la actividad de las arcillas

TESIS CON  
FALLA DE URGEN

Vijayvergiya y Sullivan (1972) y Vijayvergiya y Ghazzaly (1973) recolectaron los resultados de pruebas de expansión con carga a través de varios años. Utilizando los resultados de estas pruebas para un número importante de muestras inalteradas, desarrollaron las correlaciones del potencial expansivo mostradas en las figuras 5.9 a 5.12. Las curvas en las figuras se basan en datos obtenidos en su mayoría de muestras de la arcilla Beaumont, Texas, aunque se ha demostrado que son igualmente aplicables a suelos de algunas otras áreas. Los valores de porcentaje de expansión corresponden al procedimiento B de prueba bajo una sobrecarga de  $1 \text{ t/m}^2$ . Las tendencias establecidas en las figuras se basan en los resultados de muchos suelos diferentes y no en los resultados de una serie de pruebas sobre muestras idénticas y especialmente preparadas. Por tanto son especialmente útiles en la determinación de estimaciones aproximadas del potencial expansivo en sitios nuevos y para la estimación de la influencia de variaciones en propiedades índice en sitios en donde ya se han realizados algunas pruebas. La dispersión en los datos en las cuales se basan las curvas corresponde aproximadamente a una variación equivalente en el límite líquido de  $\pm 10$ .

Los resultados de las propiedades índice determinados a las muestras de los suelos de Macuspana, se graficaron en las figuras 5.9 a 5.12, y los valores obtenidos de estas gráficas del porcentaje de expansión y de la presión de expansión se tabulan en la tabla 5.6. Con estos criterios se obtuvieron porcentajes de expansión del orden de 0.9 a 9%, que en general son superiores a los determinados con los ensayos de expansión. Los valores del porcentaje de expansión obtenidos con el método de expansión B se asemejan a los obtenidos con estos criterios. En cuanto a las presiones de expansión estas variaron de  $2.2 \text{ t/m}^2$  hasta valores de  $39 \text{ t/m}^2$  que son muy grandes comparados con los obtenidos en los ensayos, sólo en algunos casos se asemejan las presiones de las correlaciones con las de los ensayos.

Otra correlación entre el potencial expansivo y las propiedades índice fue presentada por Bara (1969) y se muestra en la figura 5.13. Para fines de comparación la correlación previamente presentada en las figuras 5.9 y 5.12 se superpone en esta figura. Es interesante observar que se reportó que en un número significativo de pruebas con materiales cuyos límites líquidos excedieron 50, hubo expansiones que alcanzaron hasta 5%. Cuando esta última observación se toma en cuenta, existe compatibilidad razonable entre las dos correlaciones; y la división de Bara (1969) entre potenciales expansivos críticos y no críticos coincide con la línea de uno por ciento de expansión de Vijayvergiya y Ghazzaly (1973). Según el conocimiento de los autores no hay otras correlaciones de este tipo en la literatura que agreguen información adicional sobre el potencial expansivo bajo sobrecargas diferentes. Sin embargo, las tendencias presentadas en la figuras 5.9 a 5.13 son de gran utilidad en la práctica profesional.

En la figura 5.13 se muestran las gráficas que resultan de aplicar los criterios de Vijayvergiya y Ghazzaly (1973) y de Bara (1969) para evaluar el potencial de expansión de un suelo, en términos de los límites de consistencia, contenido de agua y peso volumétrico. En dicha figura los puntos señalados representan los datos obtenidos a partir de tales propiedades índice de las arcillas de Macuspana. Con este criterio de determinó que los suelos de la casa 7 se clasifican como suelos no expansivos; en la casa 11 se alternan suelos no expansivos y expansivos; los suelos de las casas 66 y 67 resultaron expansivos; en la casa 69 la muestra más superficial cae dentro de los suelos no expansivos, aunque se encuentra cerca de la frontera con los suelos expansivos y las muestras subsecuentes sí se consideran expansivas; en la casa 70 la muestra más superficial cae dentro de los suelos expansivos mientras que las subsecuentes son no expansivas y finalmente los suelos del sondeo SMS-1 son expansivos. Los materiales que resultaron expansivos de acuerdo con estos criterios tendrían porcentajes de expansión del 1 al 10% bajo una sobrecarga de  $1 \text{ t/m}^2$ .

Los criterios antes mencionados deben ser usados únicamente para proporcionar estimaciones preliminares del potencial de expansión, porque los límites de aplicabilidad de estas correlaciones no son conocidos. Fueron desarrolladas para ciertos tipos de suelos y de lugares seleccionados. Los procedimientos asumen ciertas condiciones ambientales para la realización de los ensayos de expansión como son: la sobrecarga, el grado de saturación, el contenido de agua, el tipo de suelo, la formación de las probetas, etc. Estas condiciones son distintas para los suelos encontrados en Macuspana. Por lo tanto, las correlaciones no se pueden comparar directamente con los resultados experimentales realizados para los suelos de Macuspana.

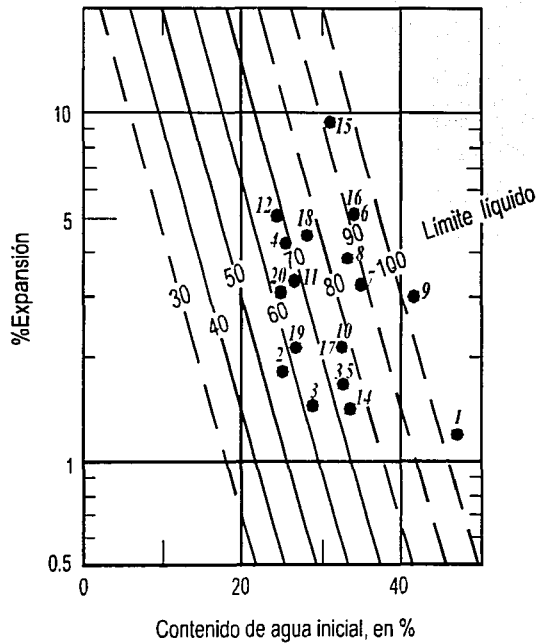
Generalmente estos métodos tienden a dar valores máximos del potencial de expansión, porque reproducen las condiciones más críticas. Si un suelo analizado con estas relaciones resulta expansivo, se recomienda realizar ensayos que representen las condiciones del suelo en campo.

Tabla 5.6 Resumen de los valores del %Expansión y de la presión de expansión obtenidos de las correlaciones de Vijayvergiya y Ghazzaly (1973)

Punto	Sondeo	No. muestra	w <sub>inicial</sub> %	LP %	LL %	Gw <sub>inicial</sub> %	γ <sub>m</sub> kg/cm <sup>3</sup>	γ <sub>d</sub> kg/cm <sup>3</sup>	Fig. 5.9		Fig. 5.10		Fig. 5.11		Fig. 5.12		Ensayes de expansión		
									%Exp	σ <sub>exp</sub> t/m <sup>2</sup>	%Exp	σ <sub>exp</sub> t/m <sup>2</sup>	%Exp	σ <sub>exp</sub> t/m <sup>2</sup>	%Exp	σ <sub>exp</sub> t/m <sup>2</sup>	%Exp	σ <sub>exp</sub> t/m <sup>2</sup>	
<b>Ensayes de consolidación</b>																			
	Casa 7	M-1.1	40.9	22	41	91.4	1.73	1.23											
	Casa 7	M-2. II	45.8	20	52	100.0	1.77	1.21											
	Casa 11	M-1. II	50.7	37	90	96.4	1.70	1.13											
1	Casa 11	M-1.1	46.8	25	105	92.5	1.69	1.15	1.2	3.6									
	Casa 11	M-2.1	23.1	16	61	94.7	2.00	1.62											
2	Casa 66	M-1.1	24.6	19	56	87.2	1.93	1.55	1.8	6.0	1.7	4.2	1.5	5.0	1.9	0.6			
3	Casa 66	M-1. IV	29.1	25	63	90.7	1.89	1.46	1.4	4.5		2.5	1.1	4.8	1.5	0.4			
4	Casa 67	M-1.1	25.1	23	69	83.0	1.97	1.57	4.5	15.0	0.7	2.0	3.6	16.0	4.9	0.7			
5	Casa 69	M-1.1	32.6	20	74	84.4	1.76	1.33	1.6	6.6			0.9	4.7	1.9	0.5			
6	Casa 69	M-2. II	33.3	33	91	92.4	1.92	1.44	5.0	16.0			5.0	30.0	5.0	19.0			
7	Casa 69	M-3. II	34.9	32	89	87.3	1.81	1.34	3.2	12.0			2.1	14.0	3.3	1.2			
8	Casa 70	M-1.1	33.7	30	87	83.2	1.97	1.47	3.8	13.0			4.0	29.0	3.4	1.2			
	Casa 70	M-2.1	43.6	30	122	99.3	1.80	1.25											
9	Casa 70	M-3.1	42.8	31	104	89.7	1.72	1.20	3.0	7.2			1.8	13.0					
10	SMS-1	M-1. II	32.5	23	76	94.0	1.87	1.41	2.1	6.0			1.7	7.0	10.1	7.0			
<b>Ensayes de expansión</b>																			
	Casa 7	M-1.1	40.8	22	41	91.5	1.74	1.24										3.4	6.2
	Casa 11	M-1. II	56.0	28	110	100.0	1.70	1.08										2.2	5.5
	Casa 11	M-1. II	56.0	28	110	99.3	1.73	1.15											
	Casa 11	M-2.1	23.0	16	61	90.6	2.00	1.63										2.7	7.8
11	Casa 67	M-1. II	27.0	23	69	88.7	1.93	1.52	3.2	9.8	1.3		2.3	10.0	2.9	11.0	3.6	9.2	
12	Casa 67	M-1. II	24.7	23	69	82.4	1.19	1.53	5.0	15.0	1.3		2.5	11.0	5.0	18.0	0.6	7.2	
13	Casa 69	M-1.1	32.9	20	74	88.3	1.80	1.35	1.7	5.5			0.9	4.9	1.6	39.0	1.3	2.1	
14	Casa 69	M-1.1	33.5	20	74	89.0	1.80	1.35	1.5	4.5			0.9	4.9	1.4	33.0	0.1	1.6	
15	Casa 69	M-2. II	30.4	33	91	92.5	1.90	1.46	9.0	26.0			6.0	35.0	9.0	33.0	3.0	5.5	
16	Casa 69	M-2. II	34.0	33	91	87.9	1.80	1.34	5.0	16.0			2.5	16.0	4.5	17.0	0.2	3.8	
17	SMS-1	M-1. II	33.0	24	76	81.5	1.74	1.31	2.1	5.0			0.8	12.0	1.9	5.1	3.3	5.4	
18	SMS-1	M-1. II	28.3	24	76	88.5	1.89	1.47	4.6	15.0			2.6	12.0	4.1	15.0	1.4	5.2	
19	SMS-1	M-2. II	27.0	22	63	91.1	1.93	1.52	2.1	6.6	0.7	2.2	1.7	6.0	2.0	7.0	3.1	5.2	
20	SMS-1	M-2. II	25.1	22	63	90.1	1.96	1.57	3.0	8.8	1.0	2.8	2.6	10.0	3.0	10.0	0.5	6.0	

w = contenido de agua; Gw = grado de saturación; 3.44 Método de expansión A, 0.62\* Método de expansión B

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



Expansión correspondiente a una sobrecarga  
 de  $1 \text{ t/m}^2$  (Procedimiento Prueba B)

— Tomada de Vijayvergya, Ghazzaly (1973)  
 - - - Extrapolación sin comprobación experimental

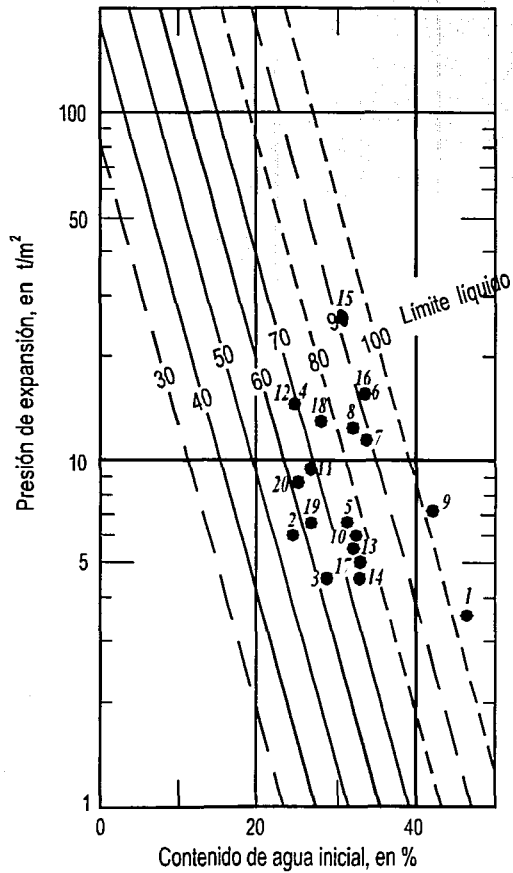
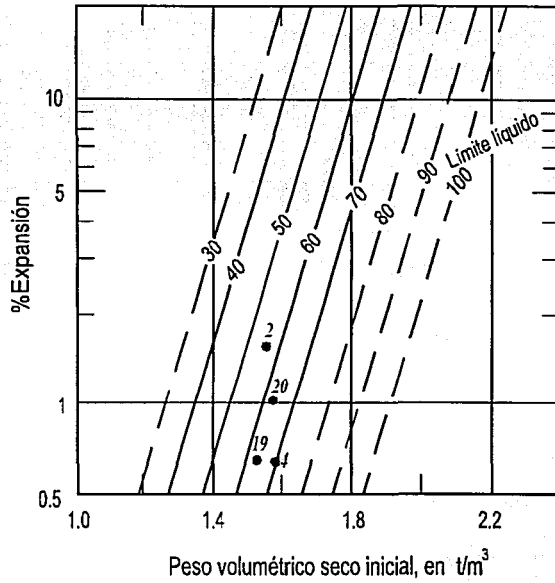


Fig. 5.9 Relación entre el potencial expansivo y el contenido de agua inicial para arcillas expansivas



TESIS CON  
 FALLA DE CUBIEN



Expansión correspondiente a una sobrecarga  
 de  $1 t/m^2$  (Procedimiento Prueba B)

— Tomada de Vijayvergiya, Ghazaly (1973)  
 - - - Extrapolación sin comprobación experimental

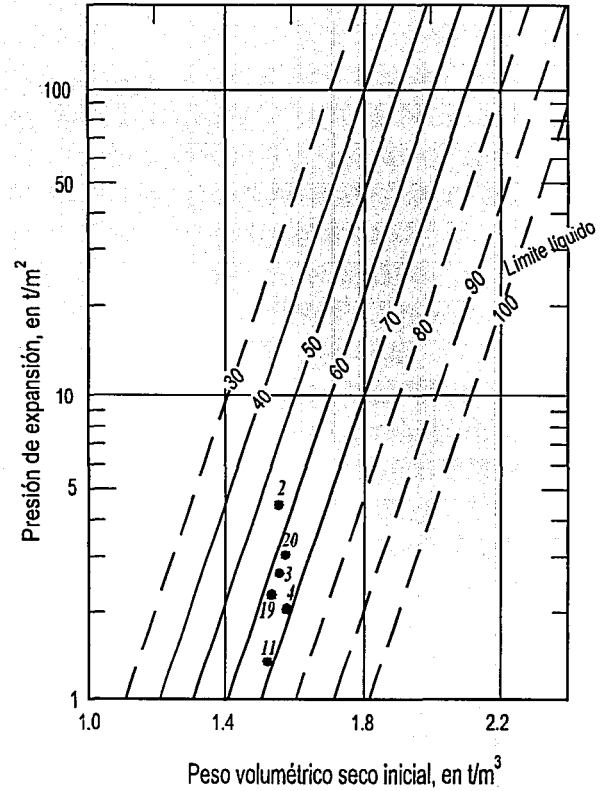
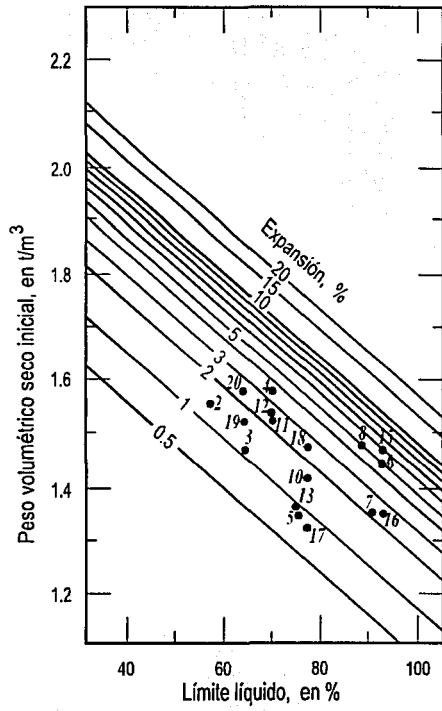
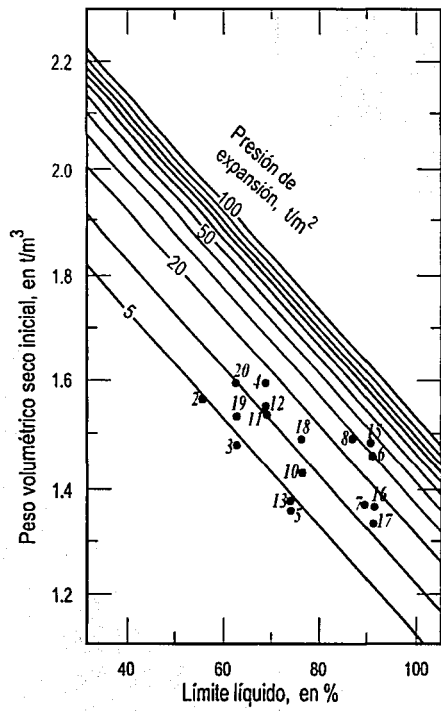


Fig. 5.10 Relación entre el potencial expansivo y el peso volumétrico seco inicial para arcillas expansivas

TESIS CON  
 FALTA DE CUBIEN

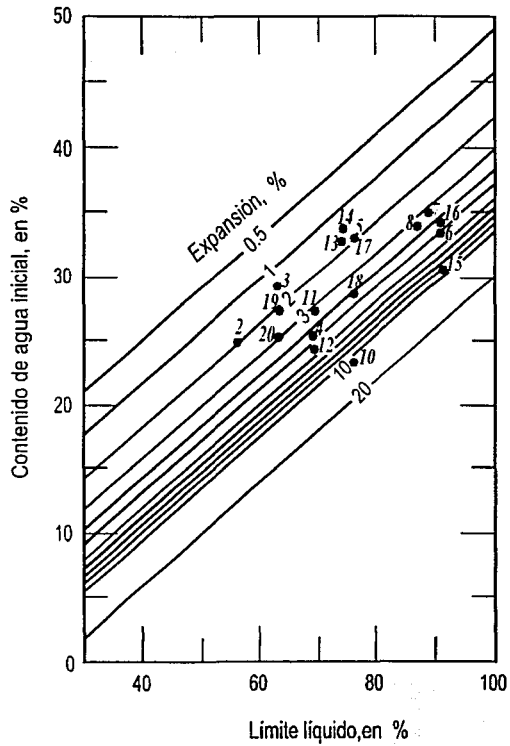


Expansión correspondiente a una sobrecarga de  $1 t/m^2$  (Procedimiento Prueba B)

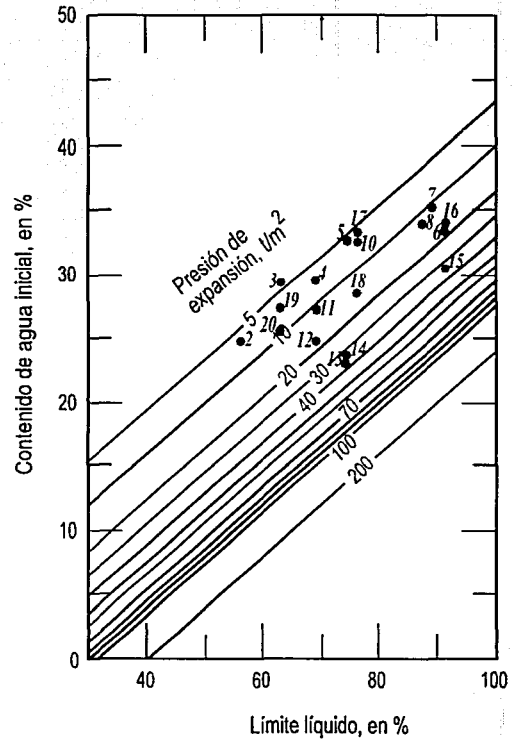


Presión de expansión correspondiente a cero deformación volumétrica

Fig. 5.11 Relación entre el potencial expansivo y el contenido de agua inicial para arcillas expansivas



Expansión correspondiente a una sobrecarga de  $1 \text{ t/m}^2$  (Procedimiento Prueba B)



Presión de expansión correspondiente a cero deformación volumétrica

Fig. 5.12 Relación entre el potencial expansivo y el contenido de agua inicial para arcillas expansivas

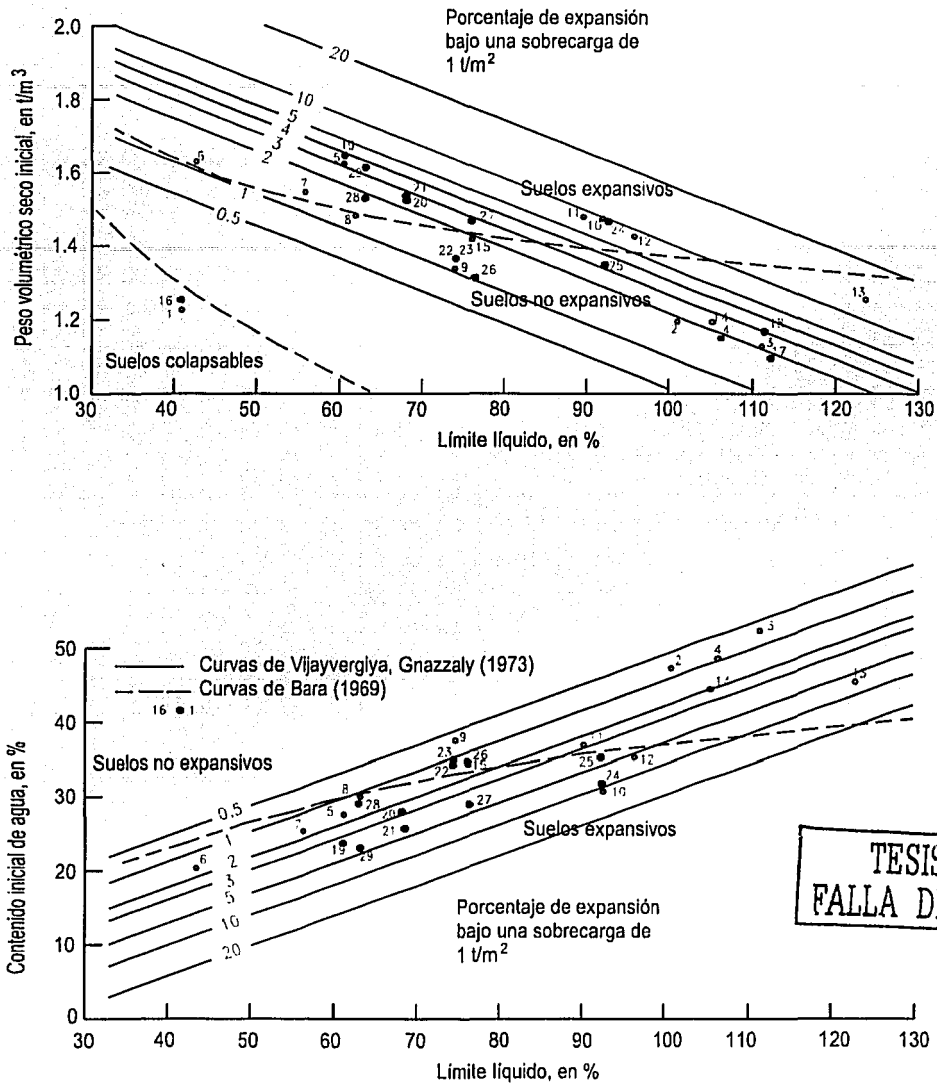
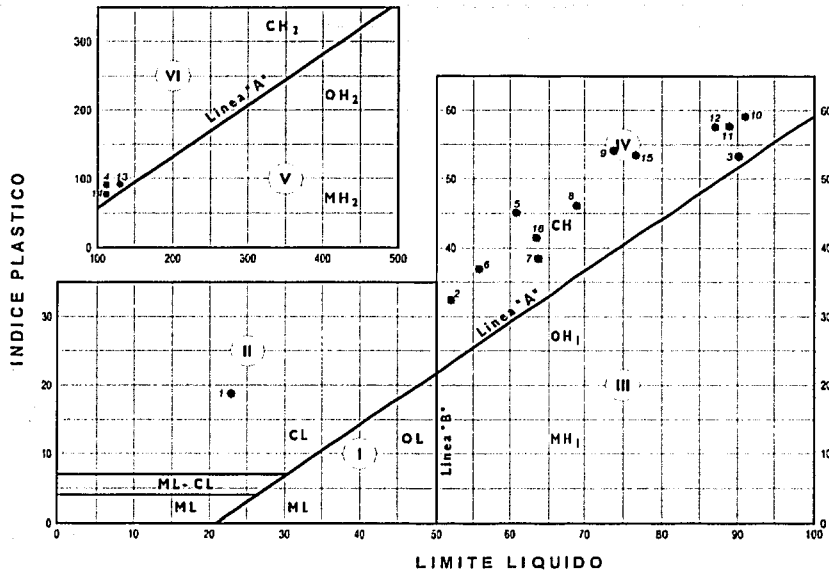


Fig. 5.13 Evaluación cualitativa del potencial de expansión de los suelos encontrados en la región de Macuspána según los criterios de Vijayvergiya, Gnazzaly (1973) y de Bara (1969).

Los suelos más expansivos son aquellos con los límites más altos y que caen muy arriba de la línea A que divide a las arcillas de los limos. Los limos de baja compresibilidad son generalmente poco expansivos, mientras que los limos de alta compresibilidad serán expansivos sólo cuando tengan un contenido de arcilla lo suficientemente elevado como para caer cerca de la línea A (Dawson, 1976).

Se graficaron en la carta de plasticidad el límite líquido y el índice de plasticidad obtenidos para las muestras que se les realizaron ensayos de consolidación y de expansión (Fig. 5.14). En la carta se aprecia que predominan las arcillas de alta compresibilidad CH, y que de acuerdo con lo mencionado arriba es de esperarse que sean del tipo expansivo.



No.	SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	LL %	LP %	IP %	CLASIFICACION S. U. C. S.
1	Casa 7 M-1, I	3.40	41	22	19	CL
2	Casa 7 M-2, II	7.60	52	20	32	CH
3	Casa 11 M-1, II	2.20	90	37	53	CH
4	Casa 11 M-1, I	2.60	105	25	80	CH
5	Casa 11 M-2, I	6.70	61	18	45	CH
6	Casa 66 M-1, I	1.60	56	19	37	CH
7	Casa 66 M-1, IV	2.20	63	25	38	CH
8	Casa 67 M-1, II	1.40	69	23	46	CH
9	Casa 69 M-1, I	0.40	74	20	54	CH
10	Casa 69 M-2, II	1.60	91	33	58	CH
11	Casa 69 M-3, II	2.40	89	32	57	CH
12	Casa 70 M-1, I	0.60	87	30	57	CH
13	Casa 70 M-2, I	1.40	122	30	92	CH
14	Casa 70 M-3, I	2.20	104	31	73	CH
15	SMS-1 M-1, II	0.70	76	23	53	CH
16	SMS-1 M-2, II	1.30	63	22	41	CH

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Fig. 5.14 Carta de plasticidad

#### 5.4 Evaluación de la expansividad de las arcillas aplicando los resultados de laboratorio

Los resultados de las pruebas de compresión unidimensional dejaron ver que los materiales arcillosos sometidos a estos ensayos podrían ser expansivos. En efecto, en la rama de descarga de las curvas de compresibilidad se observó que tenían una recuperación importante, además de que durante esta etapa los especímenes de suelo absorbían casi la totalidad del agua del consolidómetro, obteniendo un grado de saturación al final del ensayo del 100%. De acuerdo con esto, se llevaron a cabo ensayos de expansión con el fin de determinar:

- La magnitud de la expansión bajo una carga vertical conocida, que representó los esfuerzos efectivos a los que está o estará sometido el suelo.
- La presión vertical requerida para regresar al espécimen a su posición original (relación de vacíos) después de la expansión.

Se ensayaron muestras inalteradas extraídas con tubos de pared delgada y muestras de arcilla remoldeada y compactada dentro de un anillo de consolidación.

**Ensayos en muestras inalteradas.** Los resultados de las pruebas de expansión en muestras inalteradas se presentan en las figuras 5.15 y 5.16 y en general confirman lo encontrado al aplicar las correlaciones empíricas. En estas pruebas se encontró que la expansión libre de las probetas ensayadas varía entre 1.3 y 3.6 %, en muestras cuyos contenidos iniciales de agua eran los de campo. En las muestras sometidas a ensayos de expansión con carga los porcentajes de expansión variaron entre 0.12 y 1.4 %. La carga aplicada en estas pruebas fue igual al incremento de esfuerzo producido por la cimentación de cada una de las viviendas consideradas, al relacionar este esfuerzo con la presión de expansión, se encontró en general que los esfuerzos requeridos para evitar la expansión deben ser del orden del doble de los actualmente transmitidos por las viviendas. En la tabla 5.7 se resumen los resultados obtenidos en estos ensayos

**Gráfica de porcentaje de expansión contra índice de liquidez.** Con base en los resultados de los ensayos efectuados se encontró que el porcentaje de expansión de los suelos de la cuenca de Macuspana está correlacionado con su índice de liquidez. Conforme aumenta este último, el porcentaje de expansión disminuye. El índice de liquidez es un indicador de la consistencia que tienen los materiales in situ, entre menor sea este valor significa que el suelo está más cercano a su límite plástico y por lo tanto bajo un proceso de saturación llegan a absorber más agua. El índice de liquidez se denota con  $IL$  y se define como:

$$IL = \frac{w - LP}{Ip} \quad (5.10)$$

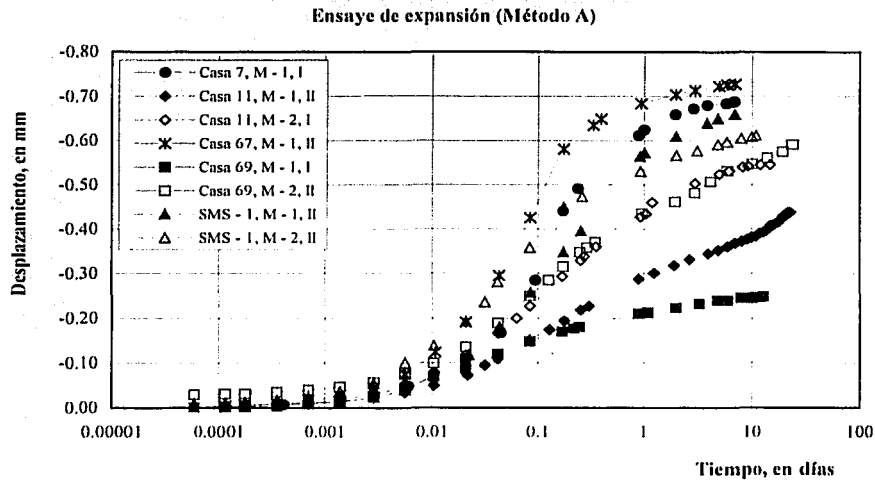
en donde  $w$  es el contenido de agua natural;  $LP$  es el límite plástico y  $Ip$  es el índice de plasticidad.

En la figura 5.17 se muestra la gráfica del porcentaje de expansión contra el índice de liquidez, de acuerdo con esos resultados, se obtuvo una correlación para estimar el %Exp. en función del  $IL$ , que puede ser aplicada a los suelos de la región de Macuspana. Las expresiones encontradas se muestran a continuación:

$$\%ExpLibre = -9.09441L + 4.7465 \quad (5.11)$$

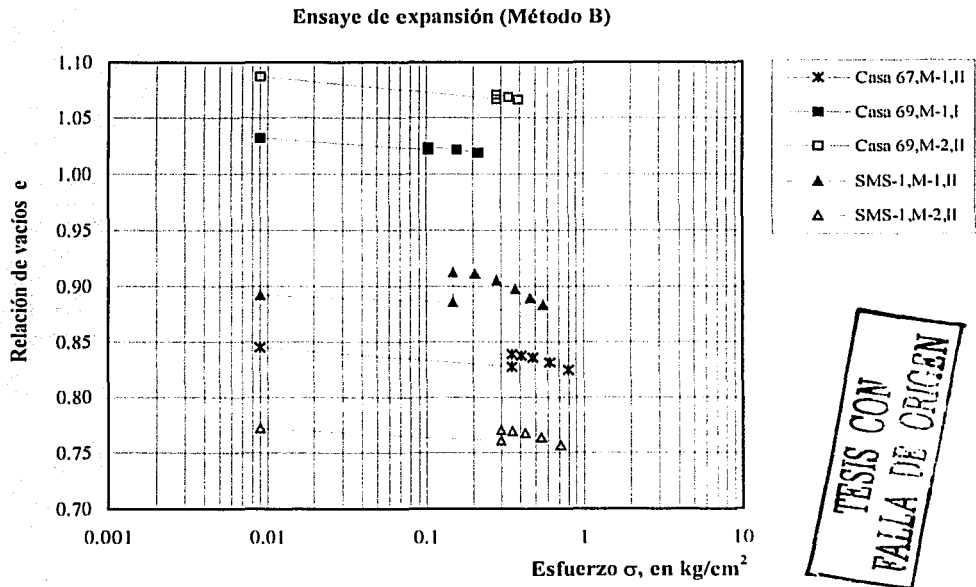
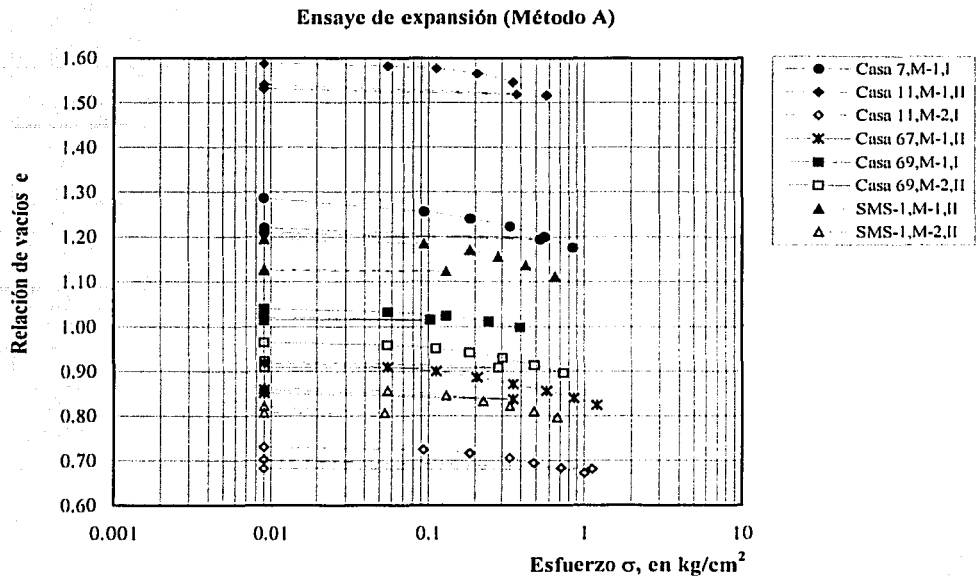
$$\%Exp/carga = -4.44261L + 1.0841 \quad (5.12)$$

**Gráfica de porcentaje de expansión contra contenido de agua inicial).** Se observa en general que las muestras ensayadas cuyos contenidos de agua inicial eran menores a 40% presentaron las expansiones máximas (Fig. 5.18).



**Fig. 5.15** Curva desplazamiento – tiempo para las muestras inalteradas, aplicando los métodos de expansión A y B.

TESIS CON  
 FALTA DE ORIGEN



TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Fig. 5.16 Curvas de recompresión para obtener la presión de expansión en muestras inalteradas aplicando los métodos de expansión A y B.



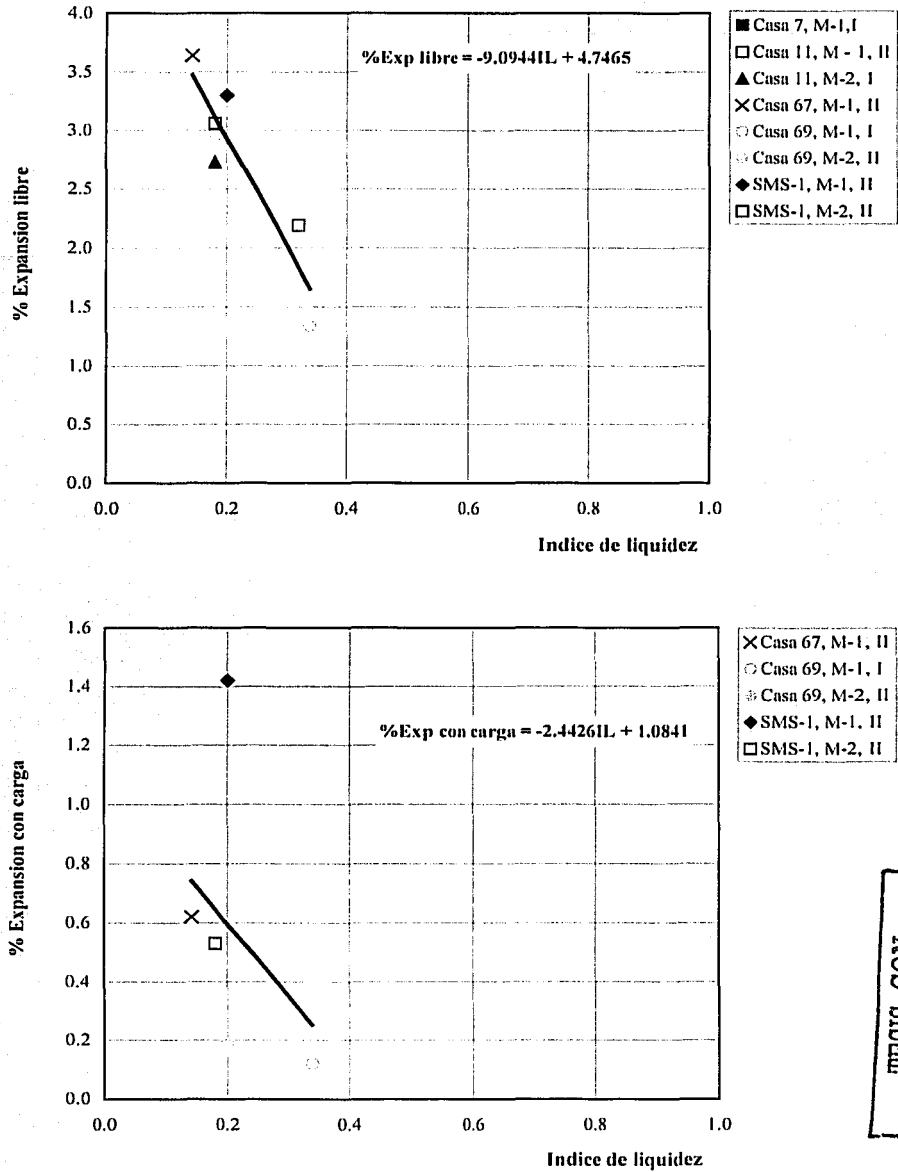


Fig. 5.17 Gráficas de porcentaje de expansión contra índice de liquidez obtenidas de los ensayos de expansión en muestras inalteradas

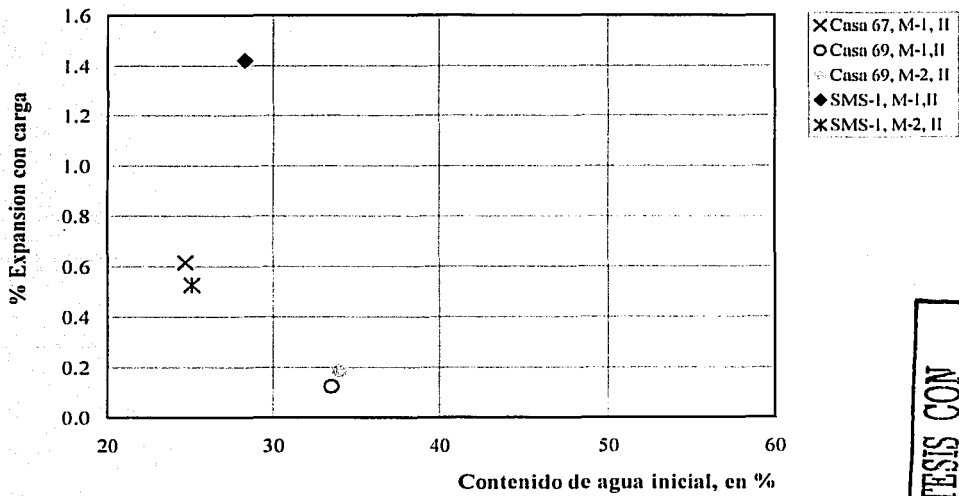
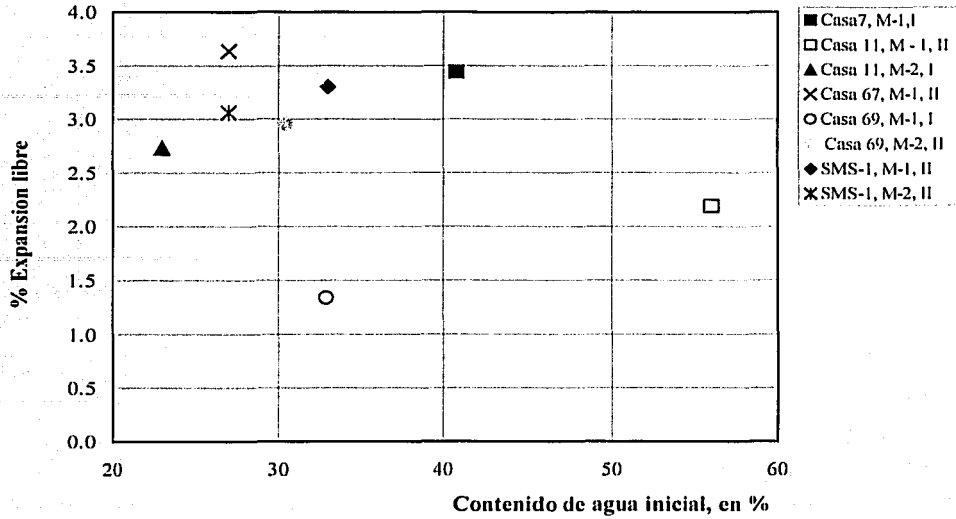


Fig. 5.18 Gráficas de porcentaje de expansión contra contenido de agua inicial de las muestras inalteradas

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Tabla 5.7 Resumen de los resultados de las pruebas de expansión realizadas en las muestras inalteradas

No. sondeo	No. muestra	Profundidad m	Esfuerzo en prueba expansión kg/cm <sup>2</sup>	w inicial %	w final %	Gw inicial %	Expansión mm	Método A % de expansión libre	Método B % de expansión con carga	Presión de expansión $\sigma_{exp}$ kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de campo $\sigma'_{vo}$ kg/cm <sup>2</sup>	Relación $\sigma_{exp} / \sigma'_{vo}$
Casa 7	M - 1, I	3.20-3.60	0.01	40.80	43.40	91.53	-0.688	3.44	-	0.62	0.53	1.17
Casa 11	M - 1, II	2.00-2.40	0.01	56.00	56.70	100	-0.438	2.19	-	0.55	0.37	1.49
Casa 11	M - 1, II	2.00-2.40	0.37	56.00	50.40	99.30	0.356	-	-1.78	Se consolidó	0.37	-
Casa 11	M - 2, I	6.50-6.90	0.01	23.00	25.32	90.60	-0.546	2.73	-	0.78	1.12	0.70
Casa 67	M - 1, II	1.55-1.80	0.01	27.00	29.83	88.65	-0.728	3.64	-	0.92	0.36	2.56
Casa 67	M - 1, II	1.55-1.80	0.36	24.70	29.74	82.40	-0.123	-	0.62	0.72	0.36	2.00
Casa 69	M - 1, I	0.20-0.60	0.01	32.90	35.07	88.34	-0.268	1.34	-	0.21	0.10	2.04
Casa 69	M - 1, I	0.20-0.60	0.10	33.50	35.95	88.96	-0.025	-	0.12	0.16	0.10	1.55
Casa 69	M - 2, II	1.40-1.80	0.01	30.40	33.20	92.46	-0.591	2.96	-	0.55	0.28	1.96
Casa 69	M - 2, II	1.40-1.80	0.28	34.00	30.90	87.90	-0.037	-	0.19	0.38	0.28	1.36
SMS-1	M - 1, II	0.45-0.90	0.01	33.00	38.00	81.52	-0.660	3.30	-	0.54	0.13	4.15
SMS-1	M - 1, II	0.45-0.90	0.15	28.30	30.60	88.50	-0.284	-	1.42	0.52	0.15	3.47
SMS-1	M - 2, II	1.20-1.50	0.01	27.00	29.50	91.07	-0.612	3.06	-	0.52	0.30	1.73
SMS-1	M - 2, II	1.20-1.50	0.30	25.10	26.90	90.05	-0.105	-	0.53	0.60	0.30	2.00

w = contenido de agua; Gw = grado de saturación

TESIS CON  
FALLA DE CALIFICACIÓN

## Compactación de arcillas expansivas

Las características de expansión de los materiales cohesivos compactados ha sido investigada por muchos investigadores, incluyendo Ladd, 1960, Seed, Mitchell, y Chen 1962, Holtz y Gibbs 1956, Holtz 1959, Gizienski y Lee 1965, Sallberg y Smith 1965, Lambe 1965, O'Neill y Poormoayed 1980 (Citados en Handbook, 1975). Los factores determinados por estos investigadores que influyen en las características de expansividad de los suelos cohesivos compactados incluyen el tipo y cantidad de minerales arcillosos, las condiciones de compactación (contenido de agua, peso volumétrico seco, grado de saturación y tipo de compactación), las propiedades químicas del fluido de poro, la presión de confinamiento aplicada durante la expansión, la historia de esfuerzos del material y los ciclos alternados de secado y humedecimiento.

La figura 5.19 ilustra como compactando un suelo con su contenido de humedad óptimo se reduce su potencial de expansión. De igual manera se ilustra que compactando el suelo con un peso volumétrico seco bajo se reduce su potencial de expansión.

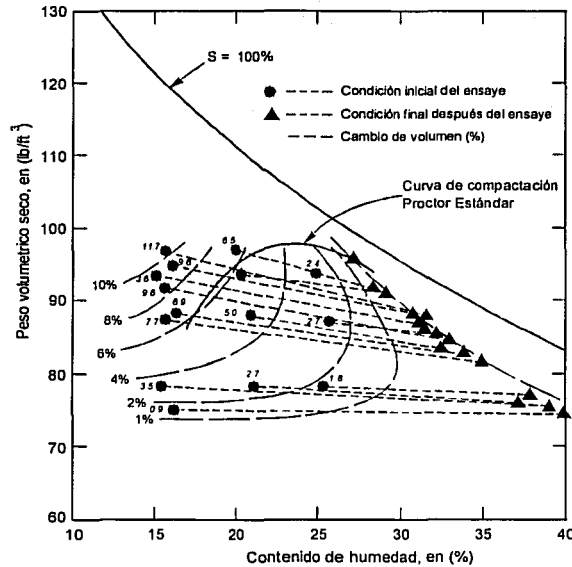


Fig. 5.19 Potencial de expansión de arcillas compactadas (Adaptada de Holtz, 1969)

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**Ensayes en muestras compactadas.** Los ensayes se llevaron a cabo utilizando una muestra del sitio donde se ubica la casa 67, las arcillas de ese sitio se remoldearon y posteriormente se compactaron, según se describe en capítulo 4. Los resultados de los ensayes se presentan en las figuras 5.20 y 5.21 y en la tabla 5.8 se resumen estos resultados y como ahí se aprecia, el porcentaje de expansión obtenido de estas muestras es considerablemente mayor que el de las muestras inalteradas pues en este caso dicho porcentaje varió entre 4.6 y más de 12%.

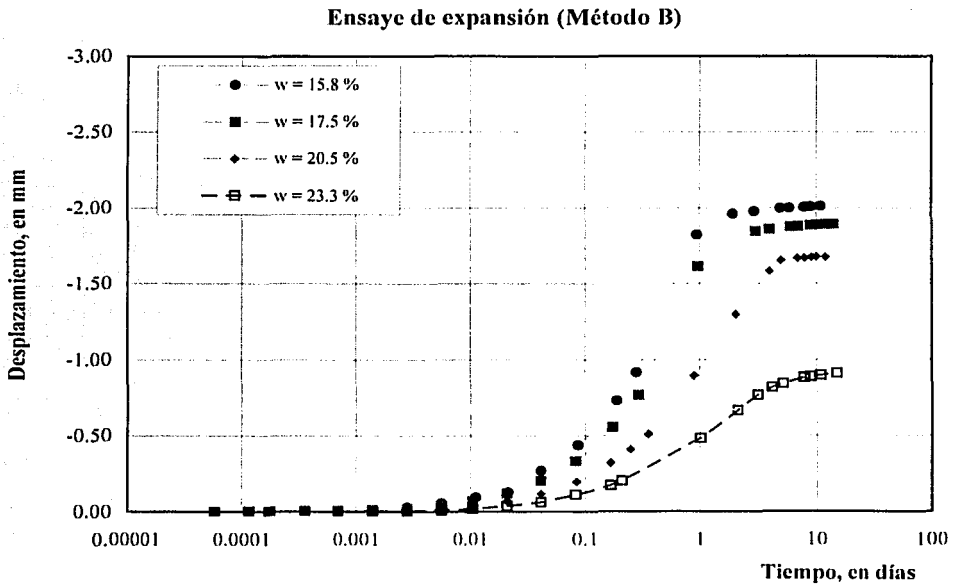
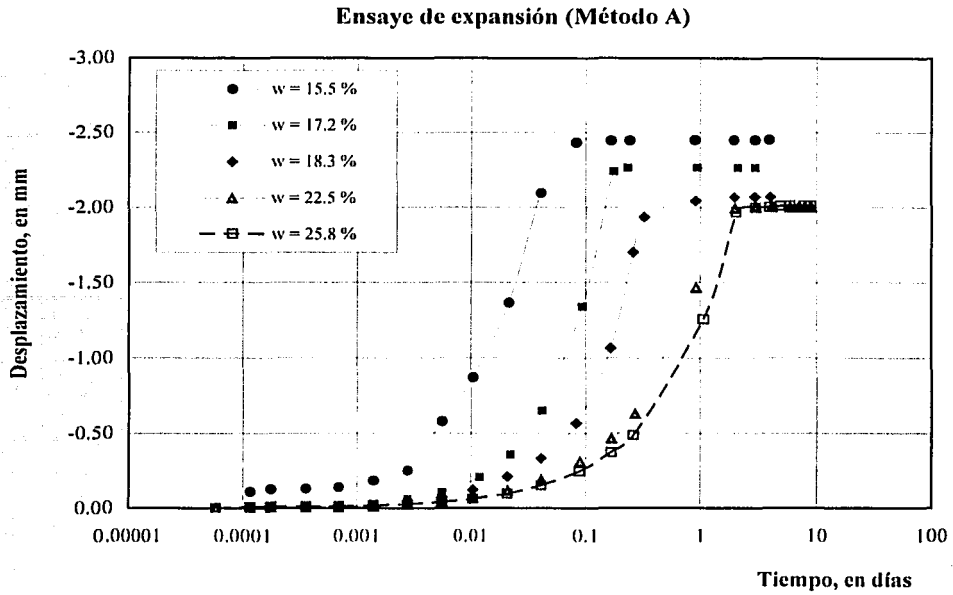
Los porcentajes de expansión obtenidos en las muestras compactadas son considerablemente mayores que los de las muestras inalteradas, pues en este caso los porcentajes variaron entre 4.6 y 12% y las presiones de expansión van de 1.60 hasta 3 kg/cm<sup>2</sup>, que son casi 10 veces mayores que los esfuerzos de campo. Con estos resultados comprobamos que el remoldeo y la compactación de los suelos si altera la expansividad de los mismos. En nuestro caso solamente realizamos los ensayes para una energía de compactación, y por lo tanto no se estudio la variación del porcentaje de expansión para diferentes energías de compactación. Como no se recuperó ninguna muestra de los rellenos compactados no se tenía ningún parámetro para correlacionarlo con la energía que se aplica con los pisones de mano.

Tabla 5.8 Resumen de los resultados de las pruebas de expansión realizados en las muestras remoldeadas y compactadas

W <sub>inicial</sub> %	W <sub>final</sub> %	G <sub>w</sub> %	Esfuerzo en la prueba kg/cm <sup>2</sup>	Expansión mm	Método A % de Expansión libre	Método B % de Expansión con carga	Presión Expansión $\sigma_{exp}$ kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de campo $\sigma'_{vo}$ kg/cm <sup>2</sup>	Relación $\sigma_{exp}/\sigma'_{vo}$
15.52	29.80	53.33	0.009	-2.452	12.26	-	1.60	0.01	160
17.17	27.40	63.92	0.009	-2.267	11.34	-	1.40	0.01	140
18.31	25.80	69.99	0.009	-2.072	10.36	-	2.80	0.01	280
22.51	26.80	91.12	0.009	-2.004	10.02	-	2.40	0.01	240
25.80	29.72	92.72	0.009	-2.014	10.07	-	1.70	0.01	170
15.77	27.30	56.52	0.292	-2.014	-	10.07	2.20	0.29	7.59
17.46	26.70	64.63	0.292	-1.897	-	9.49	2.10	0.29	7.24
20.49	25.50	79.79	0.292	-1.678	-	8.39	3.00	0.29	10.34
22.30	27.2	90.59	0.292	-0.916	-	4.58	2.50	0.29	8.62

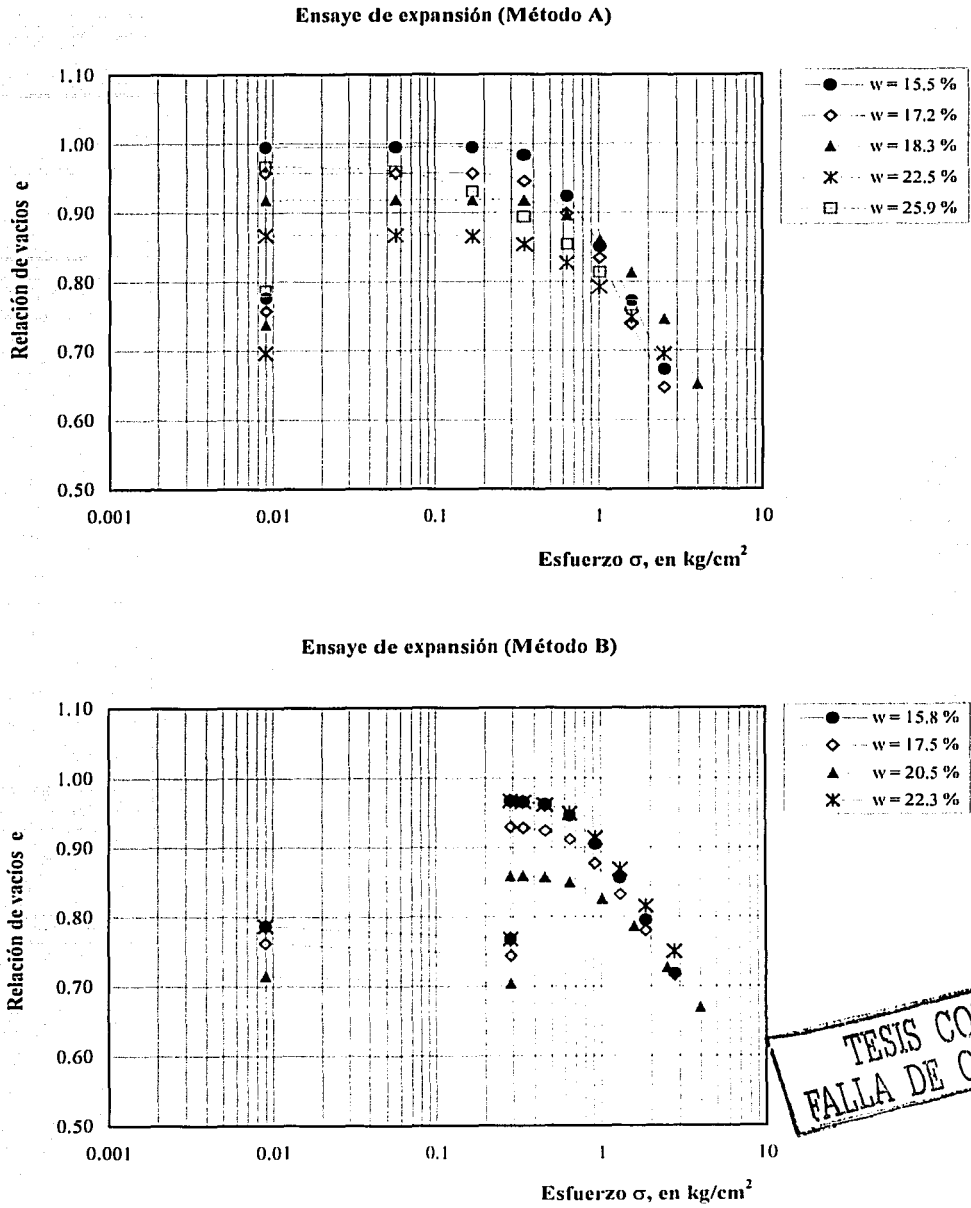
W = contenido de agua; G<sub>w</sub> = grado de saturación





TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fig. 5.20 Curva desplazamiento – tiempo para las muestras compactadas y remoldeadas, aplicando los métodos de expansión A y B



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## Cálculo de expansiones

En vista de la gran variedad de factores que inciden en la expansividad de un suelo y en las incertidumbres asociadas a ellos, en rigor, las pruebas de laboratorio para la determinación del potencial de expansión de un suelo, sólo pueden arrojar parámetros indicativos y resultados cualitativos. Con base en estas consideraciones se aplicó una metodología simplificada con el fin de calcular las expansiones que se presentarían en estructuras típicas de la cuenca de Macuspana así como la distribución probable.

Los resultados obtenidos de las pruebas de expansión, se utilizaron para estimar la expansión que sufrirá el suelo, aplicando la siguiente ecuación (Bowles, 1996):

$$\text{expansión} = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{e_f - e_0}{1 + e_0} \times 100 \quad (5.13)$$

en donde  $\Delta H$  es el cambio de altura en la muestra del laboratorio de espesor  $H_0$ ;  $e_0$  es la relación de vacíos inicial y  $e_f$  es la relación de vacíos final. Con el porcentaje de expansión se estiman las expansiones que se pueden presentar en el campo por medio de la siguiente expresión (Bowles, 1996):

$$\Delta H = \sum \left( \frac{\text{expansión}}{100} \right) \times H_i \quad (5.14)$$

en donde  $\Delta H$  es la expansión que sufrirá el suelo debida a la saturación y  $H_i$  el espesor de cada substrato.

Se recomienda dividir la profundidad de la zona activa en varios substratos de espesor  $H_i$  y determinar para cada uno de ellos su porcentaje de expansión.

Para estimar las expansiones que se pueden presentar en las viviendas así como su distribución, se supuso que las cimentaciones son flexibles y además que se desplantan sobre un medio elástico. Por lo tanto las expansiones máximas esperadas se presentan al centro de la cimentación. (Fig.5.22). Con base en lo anterior se propuso una distribución parabólica para conocer la expansión a lo largo de la zapata, como se ilustra en la figura 5.23.

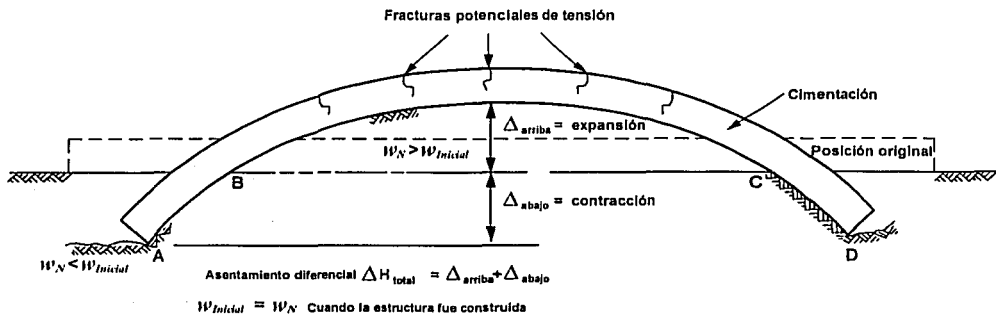


Fig. 5.22 Idealización de la expansión del suelo, bajo una cimentación.



Utilizando la geometría mostrada en la figura 5.6, se calcularon las expansiones considerando que la vivienda en cuestión estaría ubicada en los sitios 7 (zona baja inundable) y 69 (zona alta de lomeríos). En el caso del sitio 7 se usaron los resultados de los ensayos de expansión efectuados en las muestras compactadas para simular el comportamiento de la plataforma que construyen para sobre elevar el nivel de la vivienda y los resultados de ensayos de expansión de las muestras inalteradas para el terreno natural que sobreyace a la plataforma compactada. En el cálculo se consideró que la zona activa abarca los primeros 2 m de suelo, a partir de la superficie puesto que a esa profundidad se detectó el nivel freático. El primer metro corresponde al espesor de la plataforma y el segundo al terreno natural. Otra consideración importante fue suponer un sobre ancho de 1.0 m del perímetro de la plataforma con respecto al de la vivienda.

Los porcentajes de expansión obtenidos en los ensayos de las muestras compactadas alcanzaron hasta un 12 % de expansión libre y un 10% de expansión con carga. Para considerar estas variaciones se calcularon expansiones para 1, 2, 4, 8 y 12% en el espesor de la plataforma, a estas expansiones se les sumaron las del terreno natural calculadas para un porcentaje de expansión máximo del 1.5%. En la tabla 5.9 se resumen los valores de expansiones estimados.

En el caso del sitio 69 se usaron los resultados de los porcentajes de expansión de las muestras inalteradas cuyos porcentajes de expansión con carga variaron entre 0.2 y 1.5 % y de 1.3 a 3.0% para expansión libre. También se consideró que el espesor de la zona activa era de 2.0 m. En la tabla 5.10 se presentan los valores de las expansiones calculados para diferentes porcentajes de expansión.

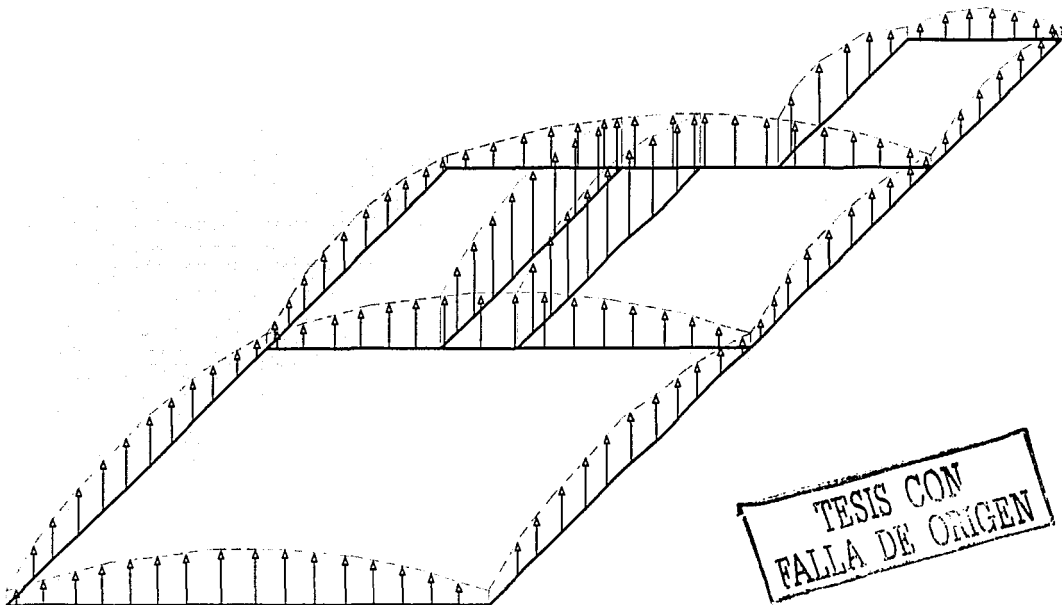


Fig. 5.23 Hipótesis adoptada para la distribución de las expansiones que sufrirá el suelo de cimentación, considerando una cimentación flexible en un medio elástico (geometría de la casa 69).

Tabla 5.9 Expansiones estimadas en las plataformas y en una de las zapatas longitudinales, Casa 7

%Expansión en la plataforma	%Expansión en el terreno natural	Expansiones en los extremos de la zapata cm	Expansiones en el centro de la zapata cm
12	1.5	6.9	11.8
8	1.5	5.2	8.8
4	1.5	3.4	5.8
2	1.5	2.5	4.3
1	1.5	2.0	3.5

Tabla 5.10 Expansiones estimadas en una de las zapatas longitudinales, casa 69

%Expansión en el terreno natural	Expansiones en el centro de la zapata cm
3.0	5.3
2.0	3.5
1.0	1.7
0.5	0.9

### Evolución de las expansiones

En general, independientemente de que se trate de arcillas naturales o de arcillas remodeladas y compactadas, la máxima expansión ocurrirá cuando se presente la primera temporada de lluvias o la primera inundación, después de construida la casa. Como ya se dijo, las viviendas construidas directamente sobre el terreno natural sufrirán menos expansiones que aquellas que se construyan sobre rellenos formados por arcillas de la región compactadas manualmente. En el caso de estas últimas es factible, dependiendo de la época del año en que se construya una casa, que se desarrolle la totalidad de la expansión de los materiales compactados.

TESIS CON  
FACULTAD DE INGENIERIA

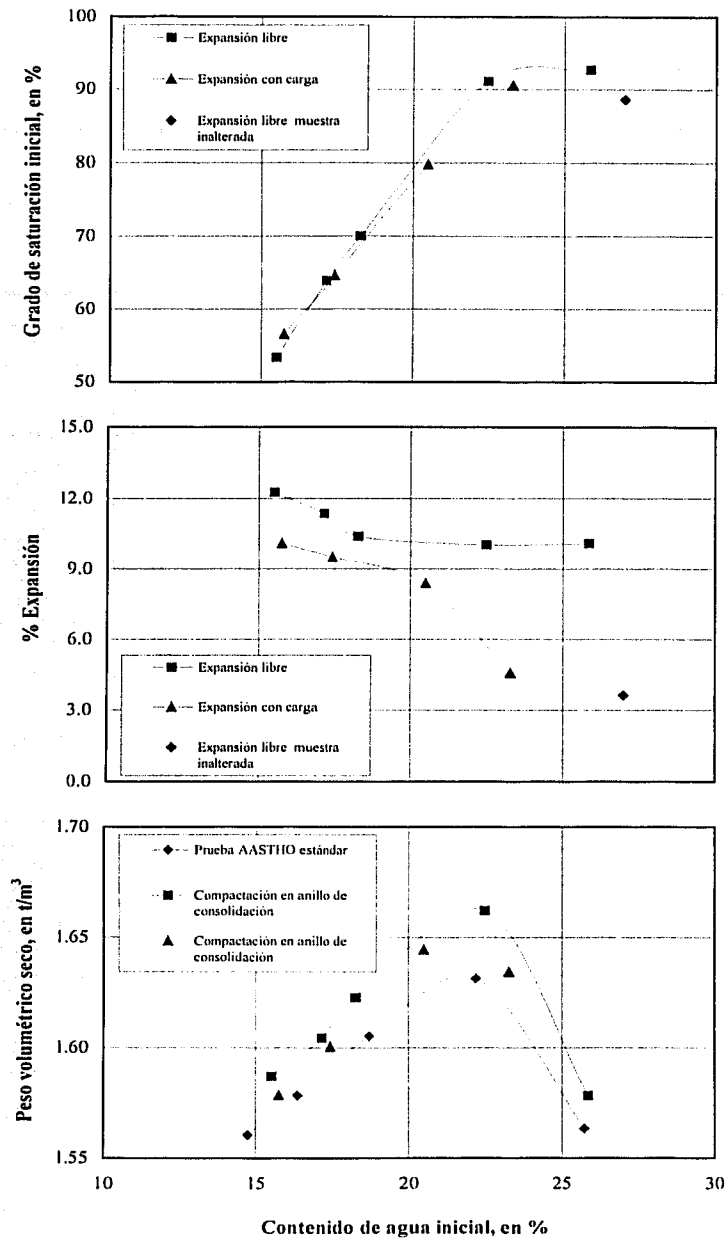
## **Implicaciones de las expansiones en el comportamiento estructural**

Las expansiones obtenidas se utilizaron para efectuar un análisis con un modelo numérico con el cual se analizó la respuesta estructural de la vivienda considerada. Con este modelo se evaluaron las consecuencias de las expansiones estimadas en el comportamiento de la estructura (Capítulo 6).

Las deformaciones asociadas al cambio volumétrico de los suelos expansivos que conforman las plataformas generarán movimientos diferenciales en las cimentaciones de las viviendas, pues estas plataformas se construyen compactando las arcillas con pisón de mano, agregando el agua necesaria para que el material sea trabajable. En estas circunstancias, es imposible lograr los estándares de cualquier obra bien controlada. Consecuentemente los terraplenes son heterogéneos en cuanto a propiedades tales como permeabilidad, resistencia al esfuerzo cortante, deformabilidad y susceptibilidad a las expansiones.

Por otro lado, se ha observado que la expansividad de este tipo de suelos depende en gran medida de la energía de compactación pues a mayor energía empleada para compactarlos, mayor será su potencial expansivo. Si se compactan con un contenido de agua apropiado y sólo hasta un límite justo, las expansiones podrán reducirse al mínimo. Sin embargo, para tal fin el requisito de compactación en general no tendrá nada que ver con el peso volumétrico seco máximo o la humedad óptima de cualquier prueba de laboratorio que se use como prueba de control. Consecuentemente, la humedad y el peso volumétrico apropiados para la compactación deberán determinarse con base en un estudio de expansión para cada caso en particular, situación que es imposible de lograr, para fines prácticos, en las viviendas rurales de la cuenca de Macuspana.

Los resultados de este estudio hicieron evidente que las expansiones más bajas en las arcillas ensayadas corresponden a muestras compactadas con valor bajo del peso volumétrico seco y con contenido de agua arriba de la humedad óptima (Fig. 5.24). Con base en esto la recomendación general a este respecto es que estos rellenos se humedezcan tanto como sea posible desde el punto de vista de su manejabilidad en el campo. Asimismo, de acuerdo con la práctica tradicional, la expansividad de las arcillas con las que se construyan estas plataformas se podrá reducir mezclándolas con cal hidratada, en porcentajes de entre 2 y 5% (en peso). Para determinar las cantidades óptimas de cal se requieren estudios adicionales.



TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Figura 5.24 Gráficas de compactación, contenido de agua contra % de expansión y grado de saturación, obtenidas de los ensayos de expansión realizados con los suelos de la casa 67

Cabe señalar que el análisis del comportamiento estático de las viviendas presentado en este capítulo es de carácter general. Se tuvieron limitantes en cuanto al número de viviendas estudiadas, ya que era imposible evaluar cada caso en particular y al número de ensayos realizados porque no se obtuvieron muestras continuas de los estratos más superficiales en la mayoría de los sitios de estudio.

Como se mencionó, las muestras se recuperaron al final de la temporada de lluvias (mediados de octubre, principios de noviembre). Por lo tanto, las muestras que se ensayaron en el laboratorio estaban en una condición cercana al 100% de saturación.

Lo anterior es una condición importante a considerar, porque los estratos superficiales están expuestos a condiciones extremas del clima. En el estado de Tabasco se presentan períodos de estiaje seguidos de períodos de lluvias intensas, que varían las condiciones de humedad en el subsuelo.

Cuando se estudian suelos expansivos se recomienda tomar muestras del suelo al final de la estación seca y al final de la temporada de lluvias, para obtener los parámetros de resistencia y deformabilidad en condiciones extremas y de esta manera diseñar cimentaciones más óptimas.

De los parámetros del suelo involucrados en este análisis, se puede comentar lo siguiente:

**Resistencia del suelo.** La resistencia no drenada ( $c_{un}$ ) que se utilizó para estimar la capacidad de carga del suelo representa las condiciones más desfavorables, porque los especímenes se encontraban casi saturados (90 a 98%); sin embargo, ésta resistencia puede disminuir en algún momento si los suelos alcanzan el 100% saturación. Por otra parte, si las muestras se hubieran obtenido durante la época de estiaje la resistencia del suelo sería mayor a la obtenida.

**Compresibilidad.** Los parámetros de deformabilidad utilizados para el cálculo de asentamientos por peso propio de las viviendas están afectados por secado solar; el OCR para los suelos más someros alcanza valores de hasta 12 a pesar de que las muestras representan las condiciones de humedad del suelo más críticas. Además durante los ensayos de compresibilidad los cambios volumétricos de los especímenes fueron pequeños variaron de 10 al 20% para esfuerzos de 10 kg/cm<sup>2</sup>. Por lo tanto durante la época de estiaje estos parámetros pueden ser similares a los determinados.

**Expansividad.** Los parámetros de expansión del suelo (porcentaje y presión de expansión) no representan las condiciones más extremas; ya que la expansión del suelo tiende a ser menor si las muestras son tomadas durante la estación húmeda. Los ensayos realizados se hicieron en muestras cuyos grados de saturación variaron del 81 a 92% y al finalizar los ensayos alcanzaron en todos los casos el 100% de saturación. Sin embargo, bajo estas condiciones los porcentajes de expansión obtenidos son lo suficientemente importantes como para causar daños a las viviendas, como se verá en el capítulo 6.

No se puede precisar en cuánto aumentará el porcentaje de expansión y la presión de equilibrio durante la época de estiaje. Por lo que es muy recomendable continuar la investigación para cubrir todas estas incertidumbres.

## 6 MODELO ESTRUCTURAL DE LAS VIVIENDAS

La modelación y respuesta estructural de las viviendas de la región de Macuspana, estuvo a cargo de los doctores David Murià Vila y José Alberto Escobar S. del Instituto de Ingeniería de la UNAM. En este capítulo se resumen los resultados del análisis estructural correspondientes al comportamiento estático de las viviendas bajo la acción de los asentamientos y expansiones sufridas por el suelo (Murià et al., 2002).

### 6.1 Propiedades mecánicas de los materiales utilizados en la construcción de las viviendas

En el laboratorio de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería de la UNAM se determinaron experimentalmente las propiedades mecánicas de los materiales empleados en la construcción de las viviendas de mampostería de Macuspana. Los materiales que se ensayaron fueron: piezas de mampostería, mortero y concreto. Estos ensayos tuvieron la finalidad de disponer de datos que permitieran valorar la calidad de la mampostería regional y poder elaborar un modelo analítico representativo de las viviendas estudiadas.

Para realizar los ensayos de laboratorio se solicitó a PEP que proporcionará los materiales comúnmente empleados en la región, además se contrato a dos albañiles de la zona para reproducir los procedimientos constructivos y las dosificaciones de las mezclas de morteros y concretos.

Los ensayos realizados con los materiales son los siguientes y se hicieron conforme a lo establecido en las normas mexicanas (Murià et al., 2002):

- Piezas de mampostería. Se determinaron las características físicas de las piezas: dimensiones, espesores de las paredes, áreas netas de las secciones transversales, pesos volumétricos, absorción de agua y su resistencia a compresión.
- Pilas y muretes. Se elaboraron pilas (especímenes formados por varias piezas sobrepuestas) con las que se determinó la resistencia a la compresión simple. Los muretes se ensayaron (pequeños muros cuadrados cuya longitud de las caras es de la menos una vez y media la longitud de la pieza) para determinar la compresión diagonal, los módulos de elasticidad y de cortante.
- Cilindros de concreto. Se determinó la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad del concreto.
- Morteros. Se elaboraron cubos de mortero con diferentes dosificaciones, para determinar la resistencia a la compresión de los morteros.
- Adicionalmente se realizaron pruebas físicas de los agregados empleados (grava y arena) para las mezclas de morteros y concretos.

Del análisis de los resultados obtenidos de los ensayos mencionados se obtuvo lo siguiente (Murià et al., 2002):

- De los cinco tipos de piezas de mampostería ensayadas, solamente dos tipos cumplieron con las normas mexicanas.

- Los concretos y morteros elaborados son de buena manejabilidad, pero propensos a la segregación.
- En la resistencia a la compresión de los morteros se presentaron grandes dispersiones. Los morteros elaborados en el Instituto no cumplieron con las recomendaciones de la resistencia mínima establecida en las normas mexicanas y los morteros hechos en Macuspana si cumplen con este requerimiento, pero no cumplen con algunas relaciones de dosificación.
- Finalmente los resultados obtenidos al ensayar los especímenes de mampostería (pilas y muretes) muestran que los valores permisibles de resistencia a compresión simple y compresión diagonal, así como los módulos de elasticidad son aceptables. Esto a pesar de la deficiente calidad de los morteros y de las piezas empleadas en su elaboración. Sin embargo, el hecho de que no cumplan dichos componentes con las características que exigen las normas, puede conducir a que su comportamiento estructural durante su vida útil sea deficiente. La falla que en general predominó en los especímenes fue a través de las juntas de mortero.

## 6.2 Modelo de las estructuras de mampostería

El modelo estructural tuvo por objeto revisar los estados límites de servicio (desplazamientos laterales y verticales) y de resistencia (capacidad de carga lateral de los muros) ante la acción horizontal de las excitaciones registradas durante las detonaciones hechas por PEP (que no es objeto de este trabajo de tesis) y a determinar el estado de esfuerzos en las estructuras de mampostería debidos a los efectos de asentamientos por peso propio y las expansiones del suelo de cimentación, cuyos resultados se presenten más adelante.

El desarrollo del modelo se basó en la información obtenida por los especialistas en estructuras. Este modelo es representativo de la estructura real, para estudiar el comportamiento de las viviendas de mampostería ante los asentamientos y expansiones, se eligió la casa 69 como representativa de las construcciones típicas de la región.

### Método de análisis

Para la modelación se empleó el método del elemento finito. En la actualidad, el método del elemento finito constituye una herramienta de gran utilidad para el análisis de estructuras complejas, tanto reticulares como de elementos continuos. Su empleo como ayuda de cálculo se debe a la disponibilidad de las computadoras.

Básicamente, la aplicación del método en cuestión consiste en dividir la estructura en subregiones denominadas elementos finitos, dentro de las cuales se busca conocer la forma en que varían los desplazamientos en función de los valores correspondientes a ciertos puntos denominados nudos. Con base en las características del material, en la función adoptada para conocer los desplazamientos y en las relaciones entre deformaciones unitarias y esfuerzos, se determina la matriz de rigideces de cada elemento. Estas matrices están en función de los grados de libertad de los nudos del elemento.

Los desplazamientos  $\{U\}$  de los nudos, ante un sistema de cargas  $\{P\}$  aplicadas en los mismos, se obtienen resolviendo el sistema de ecuaciones lineales:

$$\{K\}\{U\} = \{P\} \quad (6.1)$$

### Programa de análisis

Para la realización del modelo estructural, se utilizó el programa de análisis SAP2000 (Structure Analysis Program) (CSI, 1997). Este programa permite realizar análisis de tipo elástico lineal de estructuras, tanto en el plano como en el espacio, sometidas a cargas estáticas o dinámicas.

Se necesita crear un archivo de datos de la estructura a modelar. En este archivo, los datos se dan por bloques. Dichos bloques se utilizan para definir el número de nodos con sus respectivas coordenadas, restricciones de los nodos, masas, tipos de elementos, propiedades mecánicas de los materiales, cargas, así como, la aplicación de algún espectro sísmico o hacer una combinación de cargas.

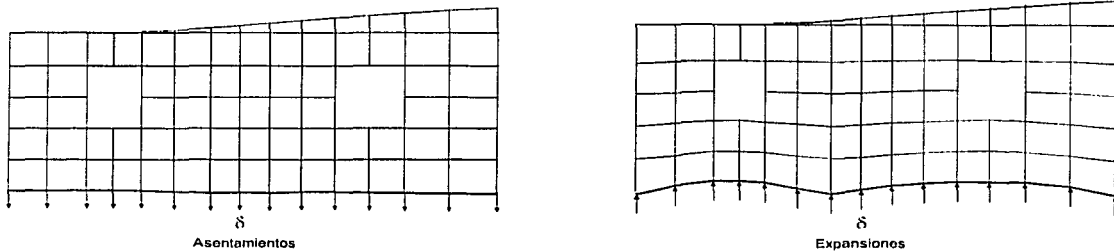
El programa SAP2000 maneja cuatro tipos diferentes de elementos para modelar una estructura:

1. Frame (marco o barra), estos elementos permiten modelar sistemas estructurales del tipo reticular, como armaduras o marcos. Estos elementos se definen mediante dos nodos.
2. Shell (cascarón o placa), se utilizan en dos o tres dimensiones para analizar placas o cascarones. Cada elemento se define con cuatro nodos.
3. Asolid, con este elemento se modelan estructuras sometidas a un estado de deformación plana o a un estado plano de esfuerzos. Se pueden definir con un número variable de nodos que puede ir desde tres hasta nueve.
4. Solid (sólidos), se emplean para modelar estructuras tridimensionales, cada elemento se define con ocho nodos.

El modelo propuesto está idealizado a base de elementos sólidos (Frame), para representar los castillos, dadas, trabes, contratrabes y zapatas de cimentación y los muros de mampostería están representados mediante elementos cascarón (Shell).

Se calibró el modelo de elementos finitos buscando que proporcionara información adecuada sobre la distribución de esfuerzos en los muros. Para ello se construyeron modelos de muros con aberturas cuyas dimensiones y características fueran similares a las de las casas estudiadas. Los asentamientos y las expansiones se modelaron como desplazamientos inducidos en los nodos de la cimentación, como se muestra en la figura 6.1





**Fig. 6.1** Modelo estructural utilizando el método del elemento finito. Se muestran los desplazamientos en los nodos que representan los asentamientos y las expansiones

En problemas reales es muy difícil conocer la distribución de las expansiones, ya que estas dependen de la variación de la succión dentro del suelo, por este motivo se hicieron hipótesis simplificadoras que consisten en suponer una cimentación desplantada en un medio elástico y cargada uniformemente y en la cual las deformaciones mayores se presentan en la porción central de la cimentación (Holland J, et al.), como se discutió en el capítulo 5. En cuanto a los asentamientos, se calcularon para varios puntos a lo largo de las zapatas.

Como se aprecia no es un análisis de interacción suelo-estructura, básicamente se estudia la capacidad de respuesta de la estructura ante situaciones extremas de deformaciones. La relativa flexibilidad de la estructura-suelo permite suponer que este enfoque conduce a resultados aceptables.

### 6.3 Resultados del análisis del modelo estructural

Para realizar los análisis de los efectos de asentamientos y expansiones en las viviendas de mampostería, dadas las características observadas en la distribución arquitectónica y de procedimientos constructivos, se considero la casa 69 como representativa de las viviendas de la región. En la figura 6.2 se muestra un croquis representativo de dicha casa, la cual está estructurada de la siguiente manera: Consiste de muros de carga de mampostería de bloque hueco, apoyados sobre una dala de concreto reforzado de 20x25 cm. Está techada con lámina metálica apoyada sobre travesaños de madera. Adicionalmente, tiene una terraza a la entrada rodeada de un pretil, cuyo techo de lámina está soportado por tres castillos de concreto reforzado unidos a la construcción en su parte superior por igual número de travesaños de concreto reforzado. Todos los muros están confinados con dalas y castillo (Muria et al., 2002).

Las viviendas estudiadas están cimentadas principalmente con zapatas corridas de concreto reforzado para soportar el sistema de muros, la profundidad de desplante varía de 0.5 a 0.8 m de profundidad. Las construcciones más ligeras se desplantan con cimientos prácticamente superficiales muy precarias (dalas de confinamiento de los muros).

TESIS CON  
FALLA DE CALIDAD

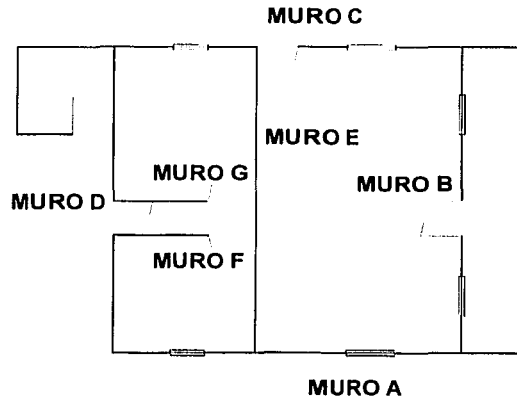


Fig. 6.2 Croquis de la planta de la casa 69

Empleando las características geométricas y las propiedades mecánicas de los materiales de construcción de la casa 69, está se modeló con elemento finito empleando el programa SAP2000 tomando en cuenta todos los elementos que participan tanto en rigidez como en masa (Fig. 6.3). Los asentamientos empleados en estos análisis se presentan en la figura 5.6 y las expansiones en las tablas 5.9 y 5.10.

Los efectos de los asentamientos y expansiones estimados se evaluaron para las siguientes condiciones:

- Asentamientos para los suelos donde está desplantada la casa 7
- Asentamientos para los suelos donde está desplantada la casa 69
- Expansiones para los suelos donde está desplantada la casa 7, para un porcentaje de expansión del suelo de 1.0 por ciento.
- Expansiones para los suelos donde está desplantada la casa 69, para un porcentaje de expansión del suelo de 0.5 por ciento.
- Expansiones para los suelos donde está desplantada la casa 69, para un porcentaje de expansión del suelo de 1.0 por ciento.

TESIS CON  
FALLA LA CARGA

En las figura 6.4 y 6.5 se muestran las interpretaciones estratigráficas de los suelos de las casas 7 y 69 definidos a partir de los sondeos de exploración y de las pruebas de laboratorio. En esta figura se observa las peculiaridades estratigráficas que pueden encontrarse en la zona. En la casa 7 que está construida en una zona baja, se aprecia el relleno compactado para sobreelevar la vivienda y por lo tanto la resistencia de la costra superficial natural es mayor que en los suelos donde está construida la casa 69, donde prácticamente no existe la costra superficial.

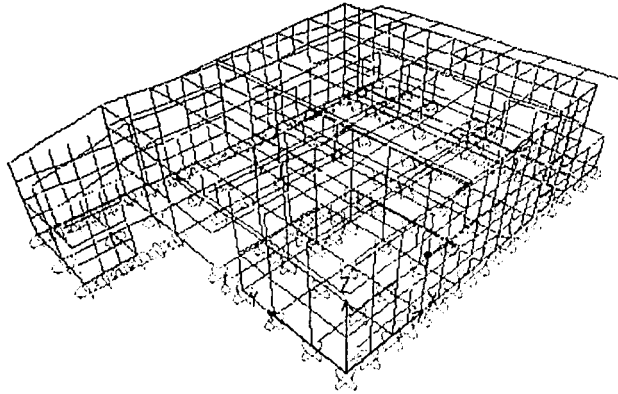


Fig. 6.3 Vista tridimensional del modelo estudiado

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

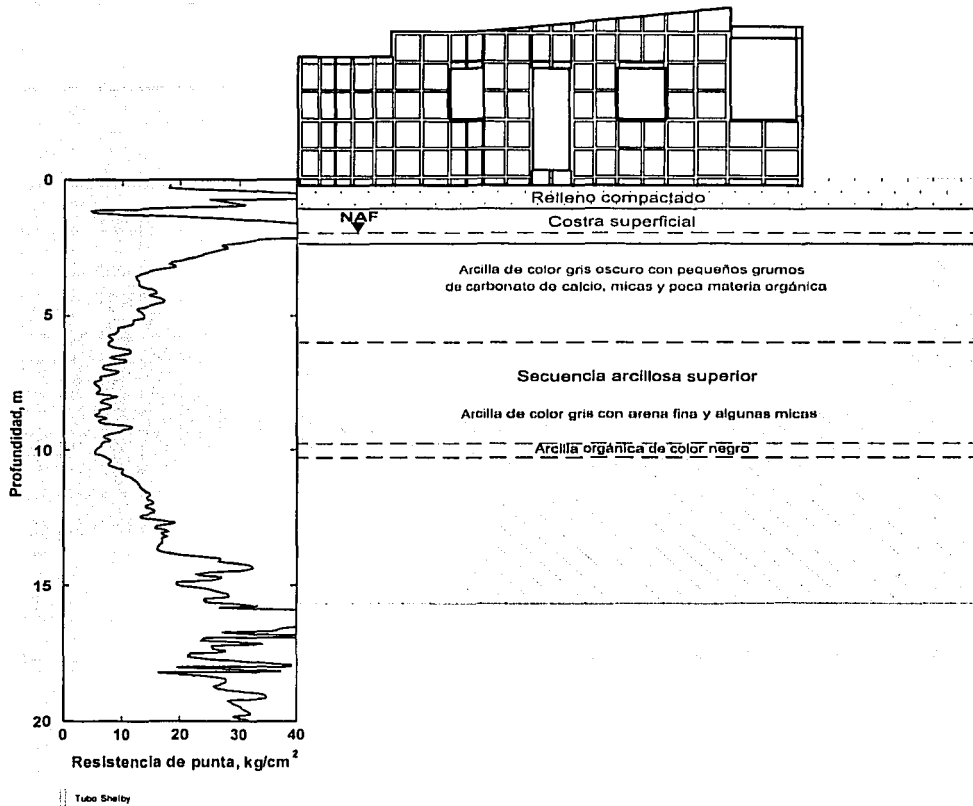


Fig. 6.4 Representación esquemática de la estratigrafía de la casa 7

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

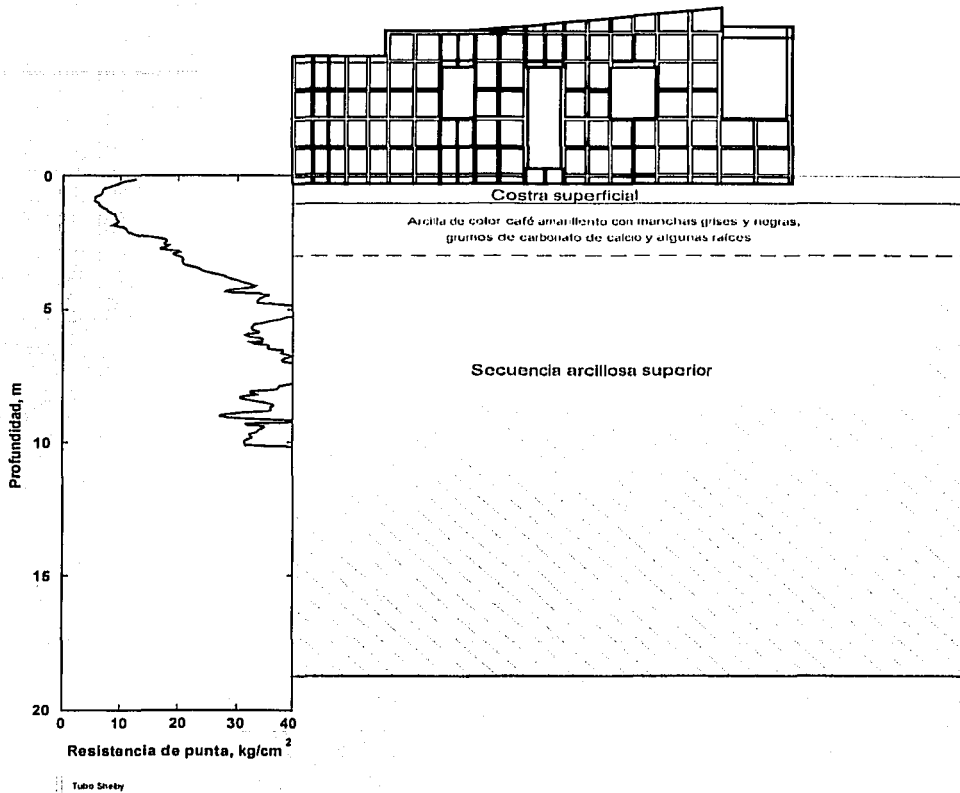


Fig. 6.5 Representación esquemática de la estratigrafía de la casa 69

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Una vez creado el modelo e introducidos los datos para las condiciones mencionadas arriba, se realizaron las corridas del mismo para determinar la distribución de esfuerzos en los elementos shells y los diagramas de los elementos mecánicos para los elementos frames

En nuestro caso, determinar los esfuerzos generados en los muros, era determinante para compararlo con la resistencia de la mampostería, ya que son los muros los elementos que principalmente sufren daños. En la figura 6.6 se muestra esquemáticamente los elementos shells que representan a dichos muros, el programa proporciona los esfuerzos normales en dos direcciones  $S_{11}$  y  $S_{22}$  (los esfuerzos se consideran constrañte a través de todo el espesor del elemento). Las fallas típicas en los muros, son principalmente grietas verticales y diagonales que de acuerdo con los resultados del modelo serían ocasionadas por los esfuerzos normales  $S_{11}$ .

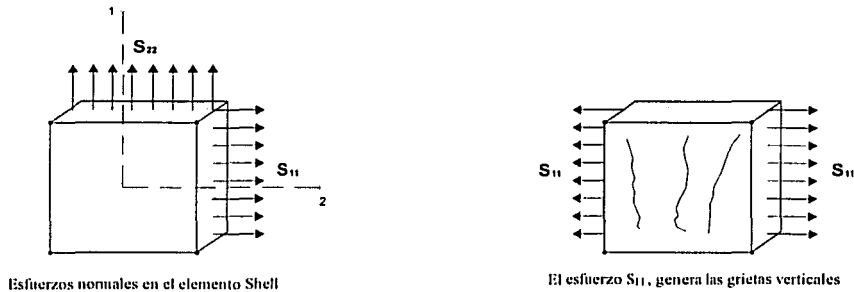


Fig. 6.6 Representación esquemática de los elementos Shell (Muros)

El programa presenta los resultados del análisis en forma gráfica, como se muestra en las figuras 6.7 a 6.11. En ellas se observa la distribución de esfuerzos a lo largo del muro C (figura 6.2) que es donde se presentan los mayores esfuerzos, el programa da la opción de delimitar el rango de los valores de esfuerzos, en las figuras este rango varía de  $-50 \text{ kg/cm}^2$  a  $50 \text{ kg/cm}^2$ , se tomó este rango, porque la resistencia en compresión de la mampostería es de  $f^*m = 48 \text{ kg/cm}^2$ , por lo tanto los valores de esfuerzos negativos en el muro que superen este valor provocarían daños en el mismo; por el otro lado los valores de esfuerzos positivos generan tensión en el muro induciendo también la falla del muro, ya que de acuerdo con lo estipulado en las NTC para diseño y construcción de estructuras de Mampostería la resistencia a la tensión de la mampostería se considera nula (NTCDCEM 1987).

Los resultados obtenidos del análisis del modelo estudiado, sometido a asentamientos del suelo debidos al peso propio de las estructuras, muestran que algunas zonas de los muros pueden llegar a exceder su resistencia hasta en un 80 por ciento aproximadamente. Por otro lado, el mismo modelo estructural sometido a expansiones del suelo equivalente al 0.5 por ciento de su potencial máximo de expansión, puede llegar a presentar incrementos de hasta tres veces la capacidad de carga de los muros en algunas zonas. Estos resultados muestran la vulnerabilidad que pueden tener estas estructuras ante los cambios volumétricos estacionales del subsuelo (Murià et al., 2002).

TESIS COM  
FALLA DE ORIGEN

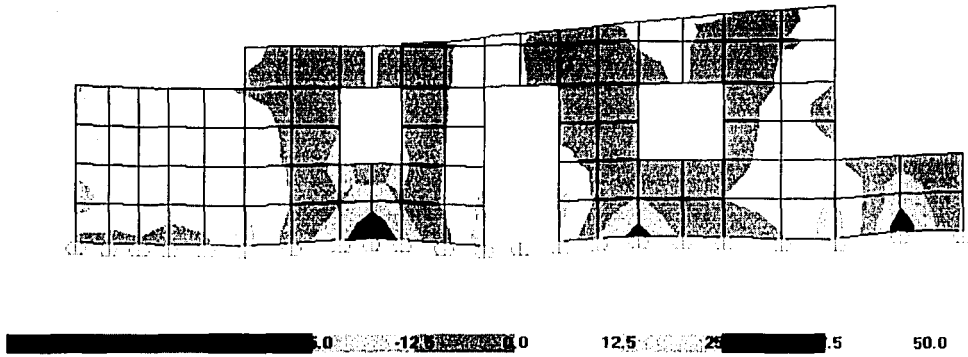


Fig. 6.7 Representación esquemática de la distribución de los esfuerzos normales en  $\text{kg/cm}^2$  muro C y la forma deformada debido a los asentamientos estimados del suelo sobre el que se encuentra construida la casa 7

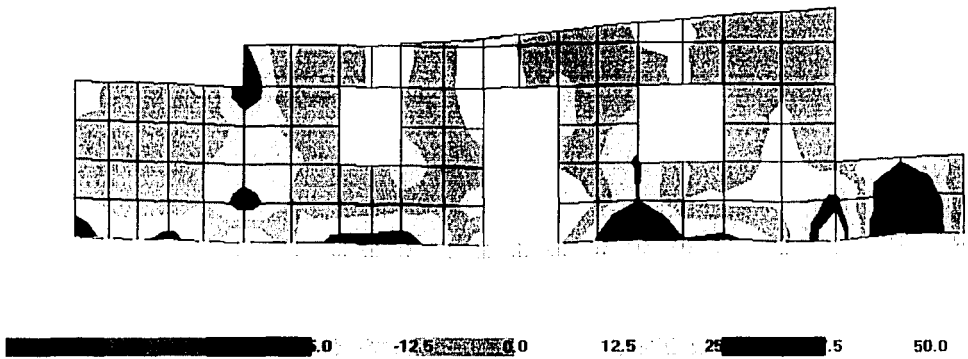


Fig. 6.8 Representación esquemática de la distribución de los esfuerzos normales en  $\text{kg/cm}^2$  en el muro C y la forma deformada debido a los asentamientos estimados del suelo sobre el que se encuentra construida la casa 69

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

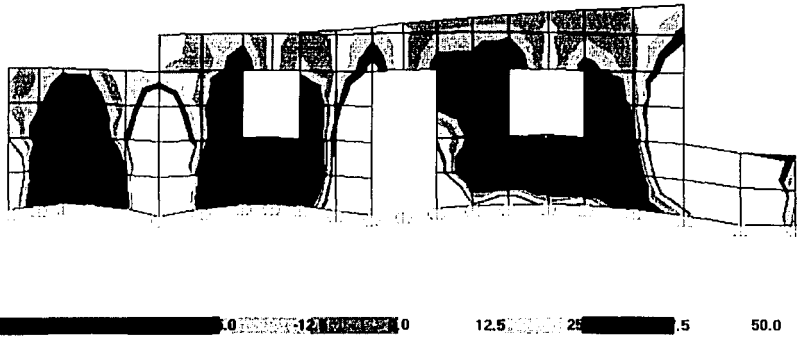


Fig. 6.9 Representación esquemática de la distribución de los esfuerzos normales en  $\text{kg}/\text{cm}^2$  en el muro C y la forma deformada debido a las expansiones estimadas para un porcentaje 0.5% del suelo sobre el que se encuentra construida la casa 7

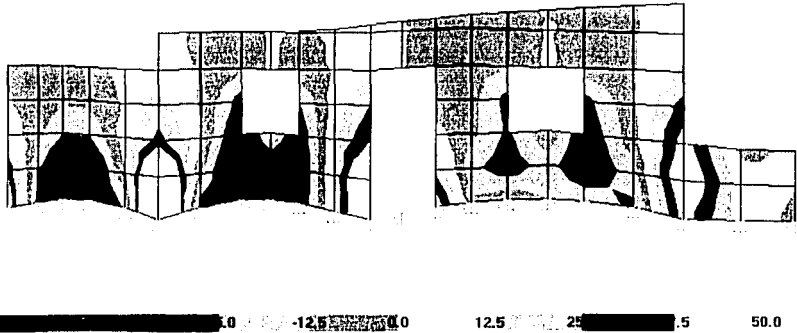


Fig. 6.10 Representación esquemática de la distribución de los esfuerzos normales en  $\text{kg}/\text{cm}^2$  en el muro C y la forma deformada debido a las expansiones estimadas para un porcentaje 0.5% del suelo sobre el que se encuentra construida la casa 69

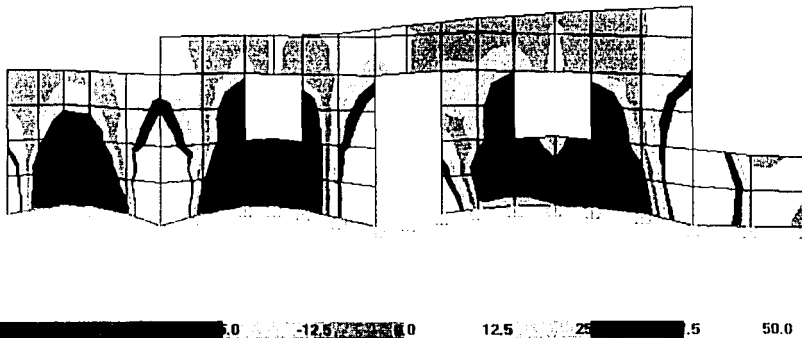


Fig. 6.11 Representación esquemática de la distribución de los esfuerzos normales en  $\text{kg}/\text{cm}^2$  en el muro C y la forma deformada debido a las expansiones estimadas para un porcentaje 1.0% del suelo sobre el que se encuentra construida la casa 69

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN



Como se observó, las estructuras presentan un comportamiento inadecuado provocado principalmente por las expansiones que sufre el suelo, siendo este comportamiento más crítico por los ciclos de expansión-contracción debido a los cambios estacionales. Además, de las deficiencias constructivas.

#### 6.4 Propuesta de cimentación

De acuerdo con lo recomendado en la literatura, las cimentaciones para suelos expansivos deben diseñarse de manera que su rigidez sea capaz de soportar las deformaciones del suelo y evitar que la estructura esté esforzada más allá de su capacidad. O de otra manera, reducir o eliminar el potencial de expansión del suelo de cimentación aplicando alguna de las técnicas de construcción en suelos expansivos o de mejoramiento (ver capítulo 7).

Tomando como base el modelo estructural, se propusieron diferentes cimentaciones que se muestran en la tabla 6.1, que redujeran los esfuerzos de los muros a valores tolerables y que por otro lado resultara económica para este tipo de viviendas.

En los análisis de las diferentes secciones estudiadas, únicamente se empleó como material de construcción de la cimentación concreto reforzado; no se considero en estos análisis el empleo de zapatas de mampostería, porque este material no es recomendable para suelos expansivos ya que es especialmente vulnerable a sufrir mayores daños por movimientos diferenciales.

Un criterio importante a considerar en la propuesta de cimentación era la profundidad de desplante, ya que los suelos más superficiales son los que están expuestos a mayores cambios volumétricos. En esta investigación se infirió la profundidad de la zona activa a 2.0 m de profundidad; lo ideal sería que la cimentación se desplantara por debajo de esta profundidad lo que encarecería el costo de la misma siendo impráctico para los habitantes de la cuenca de Macuspana; o bien, a una profundidad que permita reducir el espesor de suelo expansivo.

Con los resultados obtenidos para las diferentes zapatas, considerando una profundidad de desplante que permita reducir el espesor de los suelos expansivos se propuso la siguiente sección de cimentación (Fig. 6.12). Este arreglo de la cimentación se baso en la configuración de la armadura tipo Vierendeel frecuentemente empleada en Europa y ocasionalmente en Estados Unidos. Esta armadura se ilustra en la figura 6.13. No es una armadura común y exige el empleo de nudos resistentes a momento flexionante. Las cargas están soportadas mediante la resistencia a la flexión de sus elementos cortos y fuertes. Aunque su análisis y diseño son muy difíciles, se trata de una estructura bastante eficiente (McCorman, 1994). Sin embargo, al emplear el método de elemento finito, las dificultades de análisis desaparecen.

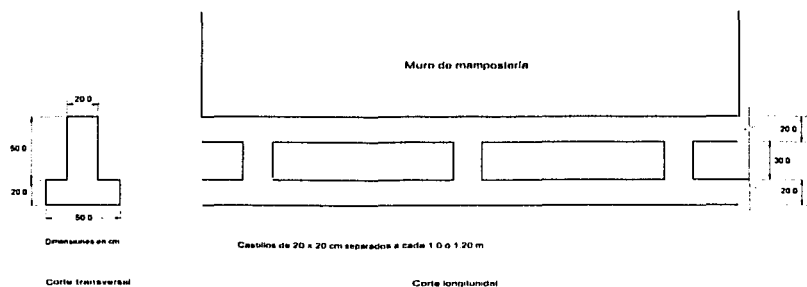


Fig. 6.12 Sección de la cimentación propuesta

TESIS CON  
FALLA DE  
JUN

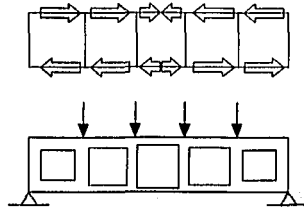


Fig. 6.13 Estructura Vierendeel

En la figura 6.14 se muestra esquemáticamente el modelo tridimensional de la estructura con la cimentación propuesta y un corte longitudinal de uno de los muros donde se indica cada uno de los elementos del modelo.

Al realizar el análisis del modelo, se obtuvieron valores de esfuerzos aceptables, siendo los esfuerzos máximos del orden de  $11 \text{ kg/cm}^2$ . En la figura 6.15 se presenta la distribución de esfuerzos y se observa que es casi uniforme, a excepción de los puntos donde cruzan los muros perpendiculares y en las aberturas de puertas y ventanas, donde hay unas zonas de tensión; sin embargo, esto no representa ningún problema ya que los valores de los esfuerzos en esos puntos son prácticamente cero.

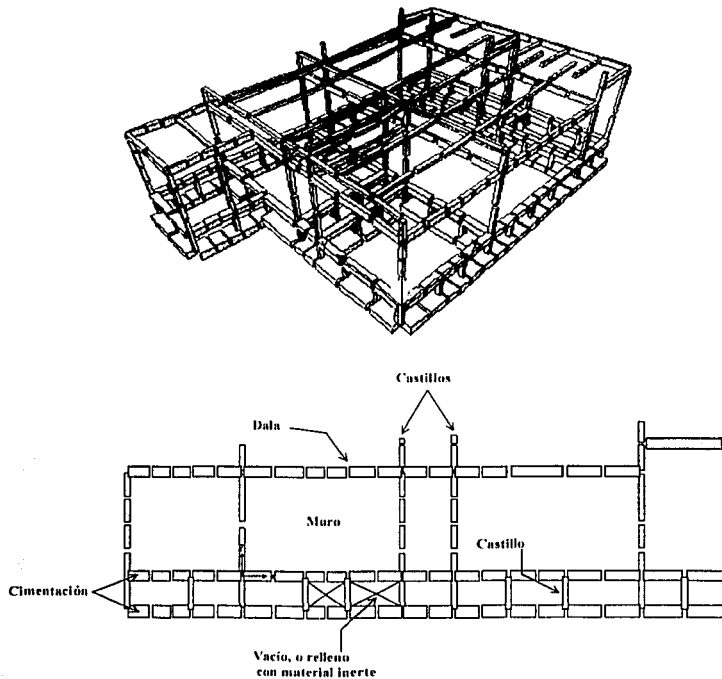
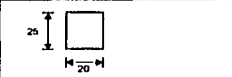
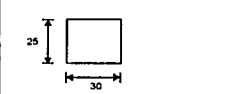
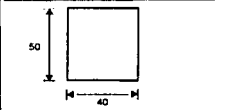
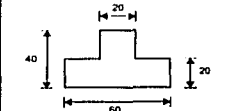
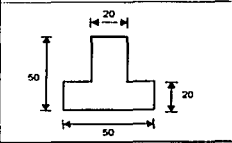
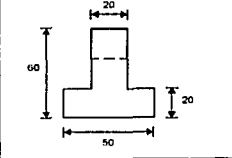
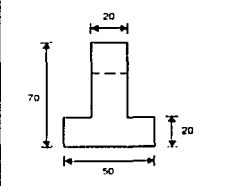


Fig. 6.14 Representación esquemática del modelo con la cimentación propuesta

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Tabla 6.1. Valores de los esfuerzos normales obtenidos para diferentes secciones de cimentación

Sección estudiada	Esfuerzos máximos en los muros								
	Área m <sup>2</sup>	Asentamientos				Expansiones			
		Casa 7		Casa 69		Casa 7		Casa 69	
	tensión kg/cm <sup>2</sup>	Compresión kg/cm <sup>2</sup>	tensión kg/cm <sup>2</sup>	Compresión kg/cm <sup>2</sup>	tensión kg/cm <sup>2</sup>	Compresión kg/cm <sup>2</sup>	tensión kg/cm <sup>2</sup>	Compresión kg/cm <sup>2</sup>	
	0.05	30	20	35	21	70	85	81	92
	0.09	20	17	20	18	66	80	70	65
	0.2	6	15	7	15	30	50	35	58
	0.16	7	13	8	13	28	42	33	44
	0.16	5	16	4	13	15	30	20	30
	0.18	2	12	2	12	10	16	12	15
	0.2	0.05	5	0.05	4	0.05	10	1	11

Dimensiones en cm

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

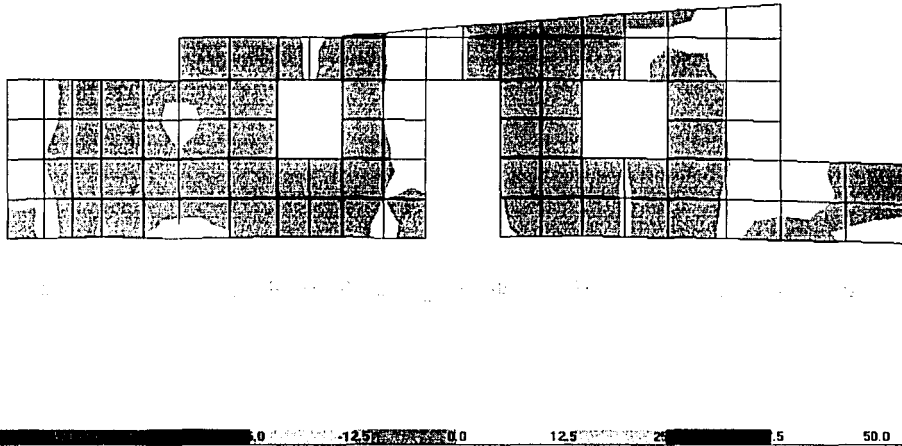


Fig. 6.15 Representación esquemática de la distribución de los esfuerzos en  $\text{kg/cm}^2$  en el muro C y la deformada debido a las expansiones estimadas para la cimentación propuesta

Finalmente con la sección definitiva de la cimentación, con las propiedades mecánicas del concreto y acero estructural empleado en la construcción de las viviendas y con los valores de los elementos mecánicos (fuerzas cortante y axial, y momento flexionante dados por el programa) a los que estará sometida la cimentación, se diseñó el refuerzo estructural de acuerdo con el estipulado en las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto y en las de Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (Fig. 6.16) (NTC 1987).

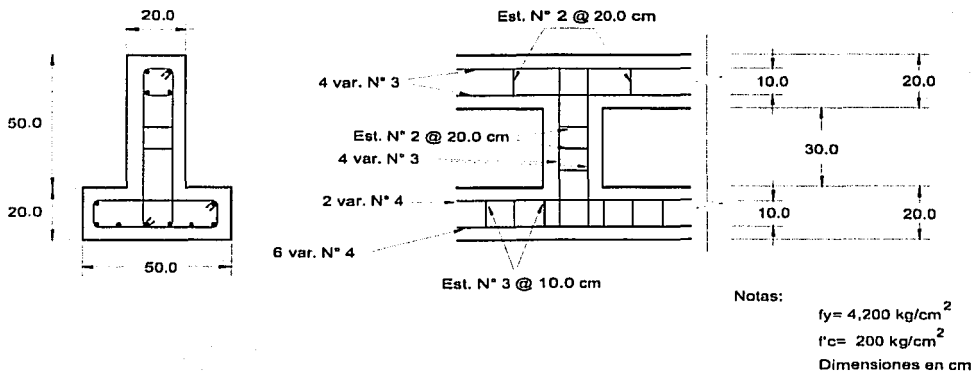


Fig. 6.16 Refuerzo estructural para la cimentación propuesta

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## Procedimiento constructivo

El procedimiento constructivo propuesto para erigir la cimentación se cita a continuación:

- Trazo y localización de los muros de carga.
- Excavación de cepas para alojar las zapatas
- Una vez excavadas las cajas que alojaran los cimientos, se colocará la plantilla de concreto pobre de 4 cm de espesor para evitar que el concreto de la zapata pierda humedad.
- Se habilitará y armará el acero de refuerzo de la zapata, dejando los preparativos para el armado de los castillos.
- Se colará la zapata y una vez que haya fraguado el concreto, se continuará el armado y colado de los castillos.
- Colados los castillos se procederá a rellenar el espacio existente entre los elementos y las paredes de excavación, de preferencia con material arenolimoso (tepetate) compactado manualmente con pisón.
- Una vez confinado el cimiento se habilitará, armará y colará la dala de cerramiento, donde se desplantará el muro.
- Construcción de muros.
- Para proteger el suelo de desplante se propone la construcción de zanjas perimetrales de 0.5 m de ancho y 1.2 m de profundidad y colocando un plástico negro de alta densidad en la superficie de la zanja y para posteriormente rellenarla con material arenolimoso compactado manualmente con pisón. Asimismo, se recomienda colocar una banquetta perimetral de por lo menos 1.0 m de ancho.
- Los pisos deberán estar desligados de los muros y se construirán sobre un relleno de por lo menos 10 cm de material arenolimoso, previa colocación de un plástico negro de alta densidad, este relleno se compactará mecánicamente con pisón de mano. El firme se podrá reforzar con una malla electrosoldada 6x6-10/10.
- Se recomienda colocar en los techos bajadas de agua para dar salida a ésta fuera del perímetro de la cimentación.

## 7 RECOMENDACIONES GENERALES

### 7.1 Ensayes adicionales de laboratorio

La aportación más importante de esta investigación, desde el punto de vista geotécnico fue detectar la presencia de suelos expansivos en la región de Macuspana. Durante el desarrollo del proyecto, y con los resultados de los primeros ensayos de laboratorio (propiedades índice y consolidación) se presumió que los daños asociados a las viviendas eran ocasionados por los suelos expansivos, y por tanto se aplicaron algunas correlaciones para identificar a los suelos expansivos y se programaron ensayos específicos de expansión que confirmaron la existencia de dichos suelos. El programa de ensayos fue limitado, porque no se contaba con suficientes muestras de suelo, sobre todo de los estratos más superficiales que son los más afectados por los cambios volumétricos. Es recomendable continuar con esta investigación con el objetivo de contar con más información para: definir con mayor precisión el potencial de expansión de estos suelos, proponer soluciones alternativas de cimentación y obtener correlaciones entre las propiedades índice y el potencial de expansión.

Existen diversos ensayos de laboratorio para identificar a los suelos expansivos; algunos de ellos se aplicaron en este trabajo. Se sugiere realizar adicionalmente algunos ensayos de laboratorio.

**Pruebas índice.** Como se mencionó en el capítulo 5, la expansividad de un suelo se puede estimar por medio de correlaciones, con algunas propiedades índice.

- El potencial de expansión, se relaciona con el porcentaje de coloides, índice de plasticidad, límite de contracción, límite líquido.
- La presión de expansión y el potencial de expansión, relacionando el porcentaje de suelos que pasa la malla número 200 y el límite líquido.
- El porcentaje de expansión y la presión de expansión, con el contenido de agua inicial de las muestras y con su peso volumétrico seco inicial; con el límite líquido y el peso volumétrico seco inicial.

Algunas de estas correlaciones se aplicaron parcialmente, porque no se realizaron los ensayos de contenido de coloides (prueba del hidrómetro) y de límite de contracción. Se aconseja realizarlos en investigaciones posteriores.

### Pruebas mecánicas

Se recomienda realizar muestreos continuos en los sitios de estudio, al menos a 5 m de profundidad, y en cada una de las muestras obtenidas realizar los ensayos de expansión ya descritos, para definir la profundidad de la zona activa y el perfil de variación del potencial de expansión en dicha zona.

También se pueden realizar ensayos en donde las muestras de suelo estén sujetas a ciclos de secado y humedecimiento, para estudiar la fatiga del suelo ante dicho fenómeno.

Adicionalmente se recomienda continuar con los ensayos de expansión en muestras remoldeadas y compactadas con diferentes energías de compactación, para determinar el peso volumétrico seco y la humedad óptima que reduzcan la expansividad del suelo y ensayos de expansión con suelo estabilizado químicamente con cal o cemento con diferentes porcentajes para reducir los cambios de volumen. Finalmente las muestras reconstituídas que minimicen los cambios volumétricos deben someterse a pruebas de resistencia y de compresibilidad.

## 7.2 Técnicas y procedimientos constructivos para cimentaciones en suelos expansivos

La magnitud de los daños de las estructuras causados por los suelos expansivos, suelen ser muy grandes. Mantener y reparar las estructuras puede ser costoso y puede exceder con mucho el costo original de la cimentación.

Una vez que se ha identificado el potencial expansivo de los suelos, se deben analizar los diferentes métodos de diseño y construcción de cimentaciones que minimicen el potencial de expansión. Es imposible garantizar que la estructura no tendrá problemas con los suelos expansivos, pero se puede recomendar el uso de algunas medidas preventivas para reducir los riesgos de daño.

En la literatura se presentan diversas alternativas de diseño y construcción de cimentaciones en suelos expansivos, que minimizan los daños estructurales dentro de niveles tolerables, para diferentes condiciones de suelos expansivos. A continuación se mencionan brevemente algunas de estas alternativas que puedan adoptarse a los suelos de la región de Macuspana. Adicionales a la cimentación propuesta.

**Control de la humedad.** La expansividad de un suelo es consecuencia del incremento en el contenido de agua del subsuelo de cimentación. Una manera obvia para controlar la expansión es el control del agua. Sin embargo, es virtualmente imposible impedir un incremento en el contenido de agua del suelo pero es posible regular el incremento de humedad y minimizar las fluctuaciones estacionales.

En la práctica se han usado algunos métodos de control de la humedad, los cuales se describen a continuación (Nelson, 1992):

- Drenes alrededor de la cimentación. Evitan la presencia de agua en el subsuelo. Generalmente las arcillas expansivas presentan una succión alta y una permeabilidad baja. Por lo tanto, la presencia de drenes es ineficiente en algunos casos para evitar la expansión bajo la cimentación.
- Barreras de humedad horizontal y vertical. Permiten la estabilización y control de la humedad bajo las losas de cimentación (Fig.7.1). Las barreras horizontales son membranas que se extienden hacia fuera a una distancia considerable alrededor de los bordes de la cimentación o losa de piso. Estas barreras limitan la migración de la humedad dentro del área cubierta.

Las barreras verticales funcionan de manera similar que las barreras horizontales en términos de reducir la expansividad y ayudan a mantener la humedad más uniforme bajo la estructura. Sin embargo, las barreras verticales son más efectivas que las barreras horizontales en retardar la migración de humedad lateral. Consecuentemente los efectos en los bordes son minimizados.

- Impermeabilización con mezcla. Es recomendable que las superficies de excavaciones para alojar los cimientos sean recubiertas inmediatamente rociando un asfalto u otro impermeabilizante sintético para prevenir el secado o la infiltración del agua encharcada dentro del suelo de cimentación durante la construcción. Los impermeabilizantes asfálticos, penetran dentro del suelo seguido de la compactación de la superficie y se curan relativamente rápido.

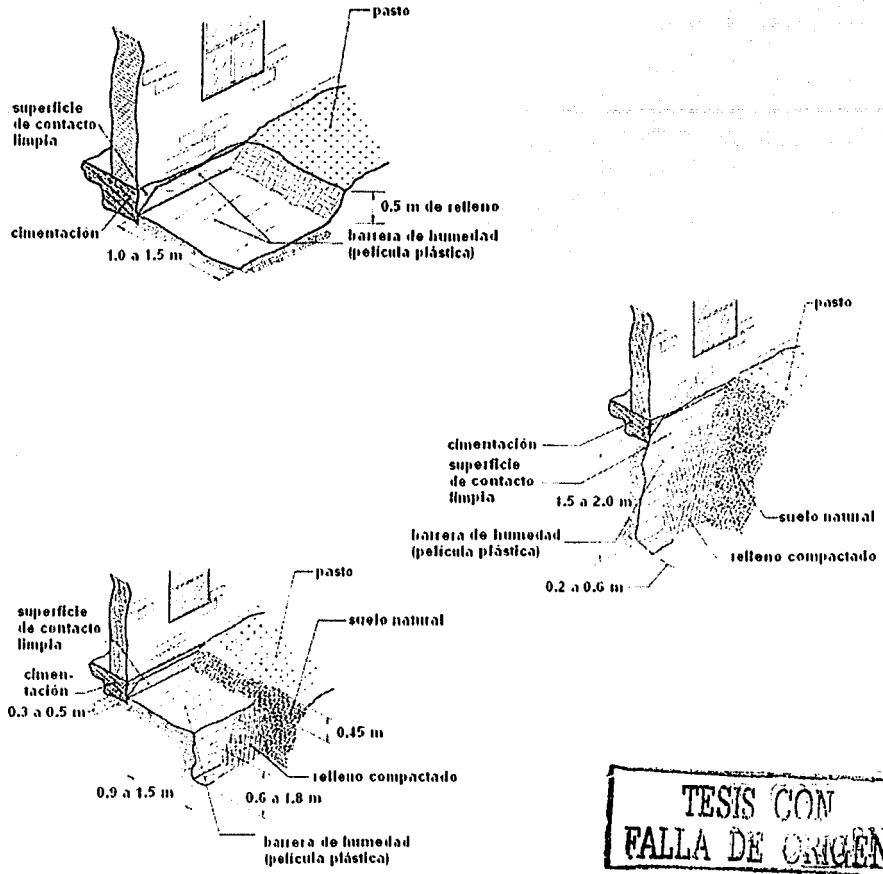


Fig. 7.1 Barreras de humedad

**Prehumedecimiento.** Esta técnica, también conocida como presaturación consiste en cubrir el sitio con agua antes de la construcción en un intento de incrementar el contenido de agua del suelo para provocar su expansión. Aunque este método ha sido usado con mucho éxito en algunos proyectos, un gran número de problemas potenciales pueden estar asociados con la técnica de prehumedecimiento. Si el suelo tiene baja permeabilidad, requerirá un tiempo excesivo para humedecerse, el suelo puede experimentar una importante reducción de la capacidad de carga cuando el suelo llegue a saturarse, a demás el

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

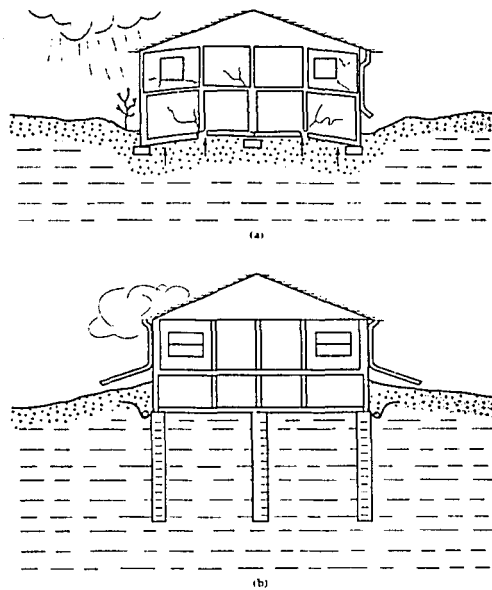


humedecimiento de los estratos expansivos profundos puede continuar durante grandes períodos de tiempo ocasionando una expansión posterior a la construcción de la estructura (Nelson, 1992).

La presencia de fisuras y fracturas en el suelo contribuye al prehumedecimiento debido a las trayectorias de acceso al agua. También una malla de drenes puede ser instalada para incrementar el humedecimiento superficial y disminuir el factor tiempo. Este método se ha aplicado con mucho éxito en suelos de baja expansividad y de permeabilidad relativamente alta.

**Drenaje superficial.** Un buen drenaje superficial es primordial para cualquier sitio donde se proyecte construir, pero es especialmente crítico en sitios donde están presentes los suelos expansivos. El drenaje superficial para que sea eficiente debe tener una pendiente positiva fuera de la estructura como se muestra en la figura 7.2 para provocar una salida rápida del agua y evitar su acumulación cerca de la estructura y de los encharcamientos que pudiera infiltrarse hacia el suelo de cimentación. La pendiente del drenaje debe ser de al menos 2% dentro de los 3.0 m alrededor de la estructura (Coduto, 1994).

También es muy importante instalar canales u otros medios para recolectar el agua de lluvia del techo y descargarla al menos 1.5 m fuera del borde de la cimentación.



**Fig. 7.2** Esquema del drenaje superficial a) drenaje pobre, la arcilla se expande por humedecimiento; b) drenaje adecuado, la humedad de la arcilla se mantiene estable.

**Estabilización química.** Los suelos expansivos se pueden modificar químicamente agregando cal o cemento para estabilizarlos y de este modo reducir los cambios de volumen. Hay otros compuestos orgánicos e inorgánicos disponibles, pero generalmente no son económicamente viables (Nelson, 1992).

El tratamiento con cal es el método más ampliamente usado para reducir los cambios de volumen y para incrementar la resistencia al corte del suelo de cimentación. La cantidad de cal requerida para estabilizar a los suelos varía de 2 a 8 por ciento del peso del suelo seco, dependiendo de la reacción que presente el suelo.

El método más efectivo de añadir la cal es mezclándola en el lugar, la eficacia del tratamiento estará limitada por la minuciosidad y por el control del procedimiento de la mezcla.

La estabilización con cemento es similar a la aplicación con cal y produce resultados similares, esto incluye una reducción del límite líquido, del índice de plasticidad y del potencial de expansión y un incremento en el límite de contracción y en la resistencia al corte. La cantidad de cemento requerida puede tener un rango entre el 10 a 20% del peso del suelo seco. Los suelos tratados con cemento pueden presentar un aumento en la resistencia al esfuerzo cortante más grande que los tratados con cal.

El proporcionamiento de las mezclas debe ser determinado mediante un estudio de laboratorio.

**Sustitución del suelo expansivo.** Este método consiste en remover los suelos problemáticos hasta una cierta profundidad y sustituirlos con un relleno compactado no expansivo. Para aplicar esta técnica se deben considerar la profundidad de suelo a eliminar, la cantidad, localización y costo del relleno. Con la información de laboratorio y la experiencia de los ingenieros se determina la profundidad de la zona activa y del potencial de expansión, y de esta manera se define la profundidad del suelo para ser removido. Incluso si no es posible retirar todo el suelo expansivo, la colocación de un relleno compactado no expansivo puede producir una expansión más uniforme. En la práctica la profundidad máxima removida ha sido de alrededor de 1.2 m. Para estructuras ligeras, la colocación de un relleno de material no expansivo e impermeable de mínimo 20 cm de espesor, es recomendado para incrementar la sobrecarga en el suelo de cimentación y reducir significativamente los movimientos diferenciales del suelo (Nelson, 1992).

Si no se dispone de un relleno no expansivo, las características de expansividad de los suelos pueden ser alteradas por la excavación y compactación del suelo. Compactando el material con una humedad óptima puede decrecer el potencial de expansión. También una compactación o una densidad relativamente baja puede minimizar la expansión, pero debe tenerse cuidado que esta densidad tenga una adecuada resistencia y una baja compresibilidad.

**Vegetación.** La vegetación es un factor importante que causa cambios en las condiciones de humedad del suelo. La vegetación puede afectar las condiciones del suelo alrededor y bajo la estructura. A menudo la vegetación produce daños en las estructuras, el daño más frecuente se presenta cuando las plantas succionan agua del suelo ocasionando que el suelo se seque y se contraiga. Los árboles y los arbustos grandes plantados inmediatamente en el perímetro de la construcción succionan el agua debajo del borde de la construcción si las plantas no son regadas regularmente.

Los árboles son frecuentemente la causa de algunas contracciones del suelo. Numerosos casos de daños a construcciones han sido documentados, en los cuales las raíces de los árboles cercanos han penetrado bajo la cimentación y han removido el agua del suelo durante los períodos de sequía. La recomendación practica es plantar los árboles lo suficientemente lejos de la construcción de tal manera que sus raíces no crezcan debajo de la cimentación.

En la tabla 7.1 se presenta una sugerencia de la separación que debe existir entre los árboles y las construcciones. Esta tabla fue desarrollada por U.K. Royal Botanic Gardens (ASCE, 1995).

Otro ejemplo de los daños ocasionados por la vegetación, se presenta cuando ésta se remueve poco antes de la construcción de una estructura. Es una práctica común quitar todos los árboles y los arbustos grandes al mismo tiempo que el sitio es nivelado y si los árboles se retiran al final del estiaje el suelo probablemente esté muy seco y por lo tanto su potencial de expansión será mayor.

**Tabla 7.1 Riesgo de daño para diferentes variedades de árboles**

Especie	Altura (H) máxima del árbol, en m	Separación entre el árbol y la construcción, para el 75% de los casos, en m	Recomendación mínima de la separación en arcillas expansivas, m
Roble	16 - 23	13	1H
Alamo	24	15	1H
Lima	16 - 24	8	0.5H
Fresno	23	10	0.5H
Plátano	25 - 30	7.5	0.5H
Sauce	15	11	1H
Olmo	20 - 25	12	0.5H
Espino	10	7	0.5H
Cereza/cirucla	8	6	1H
Haya	20	9	0.5H
Abedul	12 - 14	7	0.5H
Serbal	8 - 12	7	1H
Ciprés	18 - 25	3.5	0.5H

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**Control de la dirección de la expansión.** Se permite que el suelo se expanda dentro de cavidades construidas bajo la cimentación. Los movimientos pueden ser reducidos a valores tolerables (Headquarters, 1985). Un ejemplo de esta técnica, son las losas tipo "waffle", donde las nervaduras soportan la estructura, mientras los vacíos permiten la expansión del suelo (Fig. 7.3).

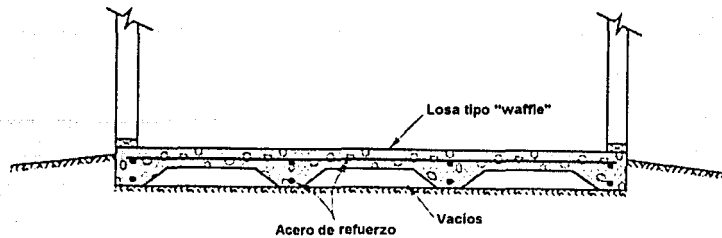


Fig. 7.3 Losa de cimentación reforzada tipo "waffle"

**Cimentación superficial desplazada en un estrato no expansible.** Este tipo de cimentación se puede usar cuando el estrato del suelo expansivo es lo suficientemente delgado para permitir la colocación de la cimentación en un estrato no expansivo o en uno de baja expansividad (Fig. 7.4) (Headquarters, 1985).

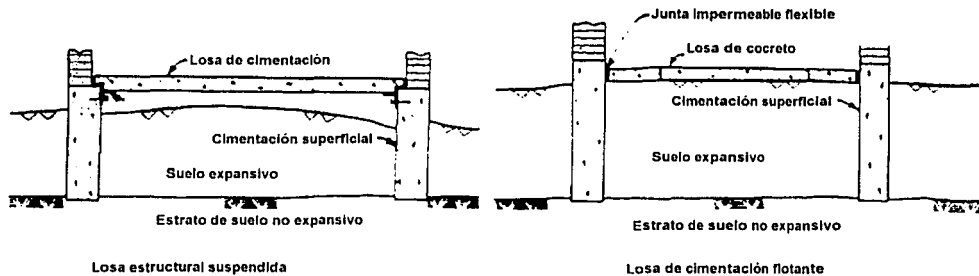


Fig. 7.4 Cimentación desplazada en un estrato de suelo no expansivo

**Refuerzo estructural de la cimentación.** La cimentación de las estructuras debe estar diseñada para eliminar esfuerzos inaceptables en la cimentación y en la superestructura. La selección de la cimentación debe ser compatible con los materiales de construcción, con las técnicas de construcción y con los equipos disponibles.

La cimentación debe transmitir distorsiones tolerables para la superestructura. Las flexiones o deformaciones de la superestructura deben ser compatibles con la cimentación, de tal manera que la estructura desempeñe sus funciones y sus requerimientos de conservación sean mínimos:

La capacidad de la estructura a tolerar deformaciones depende de la fragilidad de los materiales con que se construya, de la rigidez relativa de la estructura ante momentos y fuerzas cortantes y al modo de deformarse tanto por asentamientos como por expansiones. La propagación de los agrietamientos en la estructura dependerá de su resistencia a la tensión. La distorsión que la estructura pueda tolerar depende del diseño y propósito de la misma. Hay diferentes sistemas de cimentación para diferentes rangos de movimientos diferenciales, que se mencionan a continuación (Headquarters, 1985):

- **Zapatas aisladas o continuas.** Se recomiendan para estructuras ligeras, a menudo se usan en suelos de baja expansividad, donde la expansión pronosticada es de alrededor de 0.5 in (1.3 cm) o menor.
- **Losas de cimentación reforzadas.** Se recomienda usarlas en suelos expansivos donde los movimientos diferenciales pueden alcanzar hasta 4 in (10 cm). La rigidez de las contratraves de la losa reducen significativamente la distorsión diferencial.
- **Cimentaciones profundas.** Este tipo de cimentación puede ser aplicado tanto a estructuras ligeras como pesadas, es aplicable a un amplio rango de condiciones del suelo y tiende a eliminar los efectos de expansión del suelo si es diseñada y construida apropiadamente. El tipo de superestructura y de los movimientos diferenciales del suelo usualmente no están limitados.

Los métodos antes citados pueden emplearse por separado o utilizar una combinación de ellos para llegar a un diseño óptimo de cimentación y a una adecuada preparación del suelo. Es importante tener un control de calidad durante la construcción para garantizar que se cumpla con lo especificado en el diseño.

## 8 CONCLUSIONES

En este trabajo de tesis se presentaron los resultados obtenidos al evaluar el comportamiento estático de las viviendas construidas en la región de Macuspana, Tabasco. El análisis del comportamiento comprendió la revisión por capacidad de carga del suelo de cimentación y la estimación de la magnitud de los asentamientos producidos por el peso propio de las estructuras y de las expansiones causadas por la saturación del suelo.

Para evaluar su comportamiento estático se seleccionaron ocho viviendas ubicadas dentro del Activo de Exploración de Macuspana, Región Sur. Se buscó que las viviendas fueran representativas del área de estudio desde el punto de vista constructivo y geológico.

Para conocer las características geotécnicas de la región se realizaron sondeos de exploración en cada uno de los sitios seleccionados con recuperación de muestras alteradas e inalteradas. El programa de exploración incluyó sondeos de cono eléctrico, de penetración estándar y de muestreo selectivo para cada sitio.

Con la información obtenida de los sondeos de exploración y con los resultados de los ensayos de laboratorio, se elaboró un modelo estratigráfico simplificado aplicable a los sitios de estudio. El modelo está conformado por los siguientes estratos:

- Rellenos superficiales
- Costra superficial
- Secuencia arcillosa superior
- Secuencia arenolímica inferior

Dentro de este modelo se encontraron diferencias notables en las resistencias a la penetración del cono eléctrico y del penetrómetro estándar de los estratos encontrados, lo que evidencia que, desde el punto de vista geotécnico, existe una diversidad de condiciones en la región de Macuspana.

En general, el área de estudio se puede dividir en dos, considerando sus condiciones hidrológicas y topográficas: la zona baja y la zona alta o de lomeríos. La primera localizada en la porción norte de la región, hacia el golfo de México, es pantanosa y se inunda estacionalmente y sus suelos superficiales son depósitos de arcilla. En la segunda, localizada en la porción sur y suroeste, el terreno también es arcilloso pero contiene limos intercalados con lentes de arena. morfológicamente, está constituida por lomeríos de poca altura, no es inundable y, típicamente el nivel freático se localiza entre 5 y 15 m de profundidad.

Las propiedades índice y mecánicas de los suelos involucradas en el análisis, se determinaron experimentalmente usando las muestras recuperadas en cada uno de los sitios de estudio. El programa de laboratorio incluyó los siguientes ensayos:

- Propiedades índice: Contenido de agua natural, límites líquido y plástico, granulometría, porcentaje de finos y densidad de sólidos.
- Propiedades mecánicas: Compresión triaxial no consolidada no drenada, consolidación y expansión unidimensional.

Con relación al comportamiento estático de las viviendas, los estratos más relevantes son, obviamente, los más someros, conformados por rellenos mal compactados, una costra superficial natural y las capas superiores de la secuencia arcillosa. Por esta razón se dio prioridad a la realización de ensayos para las muestras comprendidas en los primeros 5.0 m de profundidad.

De acuerdo con las propiedades índice, los suelos superficiales están constituidos por arcillas de alta compresibilidad CH. Al graficar los valores de los límites en la carta de plasticidad estos se localizan por arriba de la línea A, lo que indica que los suelos pueden ser expansivos.

La presencia de suelos expansivos en la región de Macuspana, se comprobó mediante la aplicación de correlaciones empíricas relacionadas con las propiedades índice, con los ensayos de expansión y también con el análisis mineralógico a una de las muestras recuperada en el sitio de la casa 69, en el cual se reportó que el suelo está constituido por una lutita bentonítica, recordando que los minerales arcillosos que contienen bentonita son susceptibles a la expansión.

Dadas las características de construcción de las viviendas y siendo imposible analizar cada caso, se eligió la casa 69 como representativa de las casas construidas en la región, por su distribución arquitectónica y por su estructuración.

Para revisar la capacidad de carga del suelo de cimentación, se aplicó la teoría de Terzaghi. La resistencia al esfuerzo cortante para calcular esta capacidad se determinó con los ensayos de compresión no consolidada no drenada, el valor promedio de la resistencia no drenada para los sitios de estudio fue de 0.5 kg/cm<sup>2</sup>. La presión de contacto transmitida por las viviendas se evaluó con la información proporcionada por los estructuristas. Finalmente se obtuvo que el factor de seguridad de las cimentaciones analizadas varía entre 5 y 6. Se puede concluir que no existen problemas de capacidad de carga; sin embargo, sí puede presentarse una reducción en la resistencia del suelo debido al humedecimiento del suelo y a la aparición de fisuras y grietas que induzcan planos de falla sobre todo en las zonas inundables.

Los asentamientos producidos por el peso propio de las viviendas, se determinaron con los parámetros de deformación obtenidos de los ensayos de consolidación. La magnitud y distribución de los esfuerzos se calcularon con la teoría de Boussinesq, tomando en cuenta una profundidad de 4.0 m que es aproximadamente donde se alcanza el 10% de la presión de contacto generada por las estructuras. El rango de variación de estos esfuerzos se encuentra dentro del tramo de recompresión en las curvas de compresibilidad. La magnitud de los asentamientos estimados varió de 0.9 a 2.4 cm para los dos sitios estudiados; es de esperarse que los asentamientos de las viviendas de la región se encuentren dentro de este rango, porque el coeficiente de compresibilidad para los diferentes sitios de estudio en el tramo de recompresión varía de 0.02 a 0.04 cm<sup>2</sup>/kg.

Los asentamientos producidos por el peso propio de las viviendas no se presentan instantáneamente sino que se manifiestan paulatinamente para los casos estudiados, la mayor parte de estos asentamientos ocurren dentro de los primeros cuatro meses posteriores a la construcción de las viviendas.

También con los resultados de los ensayos de consolidación, se encontró que las arcillas de los estratos someros se encuentran preconsolidadas por secado solar. Los valores de la relación de preconsolidación van de 1.2 hasta 12.3. Los valores más grandes de OCR corresponden a las arcillas más superficiales.

Se revisaron algunas correlaciones con las propiedades índice para evaluar la expansibilidad de los suelos de Macuspana. De los resultados obtenidos al emplear estas correlaciones se infirió que los suelos de la región son potencialmente expansivos, lo que se comprobó con los ensayos de expansión.

Al aplicar los criterios de Holtz, Gibbs y Chen, el potencial de las arcillas resultó ser en general de alto a muy alto. Con el criterio de Seed, Woodward y Lundgren se determinó de manera burda la actividad de las arcillas, utilizando el porcentaje de suelos finos en lugar del porcentaje de arcilla más fina que 0.002 mm y de acuerdo con este criterio, las arcillas de Macuspana tienen un potencial de expansión de mediano a muy alto, los porcentajes de expansión variaron de 5% a 25% que son valores muy superiores a los obtenidos con los ensayos de expansión.

Con las relaciones de Viyayvergiya y Sullivan y de Viyayvergiya y Ghazzaly se obtuvieron valores de porcentajes de expansión del orden de 0.9 a 9% de expansión, estos valores en general son superiores a los determinados con los ensayos de expansión. Los valores del porcentaje de expansión obtenidos con el método de expansión B se asemejan a los obtenidos con estos criterios. En cuanto a las presiones de expansión estas variaron de 2.2 t/m<sup>2</sup> hasta valores de 39 t/m<sup>2</sup> que resultan ser muy grandes comparadas con las obtenidas en los ensayos; sólo en algunos casos se asemejan las presiones de expansión obtenidas de las correlaciones con las que se encontraron con los ensayos.

Empleando los criterios de Viyayvergiya, Ghazzaly y Bara, se observó que los suelos de la casa 7 se clasifican como suelos no expansivos; en la casa 11 se alternan suelos no expansivos y expansivos; los suelos de las casas 66 y 67 resultaron expansivos; en la casa 69 la muestra más superficial cae dentro de los suelos no expansivos, aunque se encuentra cerca de la frontera con los suelos expansivos y las muestras subsecuentes sí se consideran expansivas; en la casa 70 la muestra más superficial cae dentro de los suelos expansivos mientras que las subsecuentes son no expansivas y finalmente los suelos del sondeo SMS-1 son expansivos. Los materiales que resultaron expansivos de acuerdo con estos criterios tendrían porcentajes de expansión del 1 al 10% bajo una sobre carga de 1 t/m<sup>2</sup>.

Los resultados obtenidos de las correlaciones publicadas en la literatura revisada en ningún caso deben utilizarse para diseñar las cimentaciones, sino solamente para conocer la posible existencia de suelos expansivos en los sitios de estudio.

Se realizaron ensayos de expansión unidimensional conforme a lo establecido en las normas ASTM-D-4546-96, con los cuales se comprobó la presencia de suelos expansivos en los sitios de estudio. Los ensayos sirvieron para conocer el porcentaje y la presión de expansión. Se realizaron tanto en muestras inalteradas como en muestras remoldeadas y compactadas.

En las normas ASTM se presentan tres métodos de ensaye para estimar el porcentaje y la presión de expansión. En este trabajo de investigación se aplicaron dos métodos. Se realizaron ocho ensayos expansión aplicando el método A y cinco ensayos aplicando el método B para las muestras inalteradas. Con estas pruebas se encontró que la expansión libre varía entre 1.3 a 3.6% y la presiones de expansión de 0.21 a 0.92 kg/cm<sup>2</sup>. En las muestras ensayadas con el método B los porcentajes de expansión variaron entre 0.12 a 1.4% y las presiones de expansión de 0.16 a 0.72 kg/cm<sup>2</sup>.



Con base en los resultados de las pruebas de expansión los suelos de la región tienen un potencial de expansión de bajo a mediano ya que los porcentajes de expansión no rebasan el 5%. Estos valores están influenciados por el grado de saturación, el cual en promedio es de 90% para las muestras ensayadas.

En cuanto a las presiones de expansión, al relacionarlas con los esfuerzos efectivos de campo se encontró en general que los esfuerzos requeridos para evitar la expansión deben ser del orden del doble de los actualmente transmitidos al suelo.

Los resultados obtenidos al aplicar el método B, son más representativos de las condiciones que prevalecen en campo, ya que los especímenes se ensayaron con los esfuerzos efectivos de campo.

A partir de los resultados obtenidos de las pruebas índice y de los ensayos de expansión, se intentaron determinar correlaciones con estos parámetros aplicables a los suelos de la región de Macuspana, pero como el número de ensayos fue limitado, solamente se encontró una relación para conocer el porcentaje de expansión libre y con carga en función del índice de liquidez.

Una práctica común en la zona baja de la región, es desplantar las cimentaciones sobre un relleno formado por arcillas plásticas, remoldeadas y compactadas con pisonos de mano. Sus espesores típicamente son de alrededor de 1 m o menos. El objetivo de este relleno es sobreelevar el nivel de desplante de la losa de piso y con ello evitar la inundación del inmueble durante la época de lluvias. Estos rellenos, además, están sometidos a ciclos estacionales de secado y humedecimiento y sus propiedades de resistencia y deformabilidad sufren fuertes variaciones durante estos ciclos. Desde el punto de vista del funcionamiento estructural de las viviendas estudiadas, estos rellenos determinan el comportamiento de estas estructuras en la zona lacustre donde los cimientos se desplantan sobre ellos. Durante los recorridos de inspección de las viviendas se detectaron deficiencias en los procedimientos de compactación de estos rellenos

En el laboratorio se simularon las condiciones de trabajo de estos rellenos para lo cual se utilizó el suelo de la muestra uno, del sondeo del sitio 3 Casa 67 (zona baja). Las arcillas de ese sitio se remoldearon y se compactaron. Las muestras formadas únicamente se sometieron a ensayos de expansión, no se realizaron ensayos de resistencia ni de consolidación porque no se tenía suficiente suelo.

Los porcentajes de expansión obtenidos en las muestras compactadas son considerablemente mayores que los de las muestras inalteradas, pues en este caso los porcentajes variaron entre 4.6 y 12% y las presiones de expansión van de 1.60 hasta 3 kg/cm<sup>2</sup>, que son casi 10 veces mayores que los esfuerzos de campo. Es muy importante mencionar que las muestras se compactaron utilizando la energía de compactación correspondiente a la prueba AASHTO estándar, que seguramente es superior a la energía aplicada con los pisonos de mano.

Los porcentajes de expansión se utilizaron para estimar la magnitud de las expansiones que sufre el suelo al saturarse. Para calcular estas expansiones se propusieron dos hipótesis simplificadoras: 1) que las cimentaciones son flexibles y se desplantan sobre un medio elástico; y por tanto las expansiones máximas esperadas se presentan al centro de la cimentación y 2) que el espesor del estrato expansivo es de 2.0 m el cual corresponde aproximadamente con el espesor de la zona activa. De acuerdo con estas hipótesis, las expansiones en el centro de las zapatas para porcentajes de expansión de 0.5 a 3% varían de 0.9 a 5.0 cm, en los suelos de la zona de lomeríos y para las cimentaciones desplantadas sobre los rellenos donde los porcentajes variaron de 1 a 12% estas expansiones andan entre 3.5 a 12.0 cm.

En general, independientemente de que se trate de arcillas naturales o de arcillas remoldeadas y compactadas, la máxima expansión ocurrirá cuando se presente la primera temporada de lluvias o la primera inundación, después de construida la casa. Como ya se dijo, las viviendas construidas directamente sobre el terreno natural sufrirán menos expansiones que aquellas que se construyan sobre rellenos formados por arcillas de la región compactados manualmente. En el caso de estas últimas es factible, dependiendo de la época del año en que se construya una casa, que se desarrolle la totalidad de la expansión potencial de los materiales compactados.

Los asentamientos y las expansiones calculados se emplearon para efectuar un análisis con un modelo numérico propuesto por los especialistas en estructuras, con el cual se analizó la respuesta estructural de las viviendas consideradas. Estos análisis demostraron que, dada la calidad de las viviendas y el tipo de suelo donde se desplantan, los asentamientos debidos a su peso propio y las expansiones estacionales, pueden inducir daños estructurales significativos.

Los resultados de los estudios de laboratorio efectuados con los materiales con los que se construyen las viviendas, indicaron que son de mala calidad, pues en general no cumplen con lo dispuesto en las Normas Mexicanas.

La mayor parte de los daños observados en las viviendas inspeccionadas en la cuenca se explican esencialmente por deficiencias de estructuración: baja densidad de muros, escasez de castillos y dalas de concreto reforzado, distribución inadecuada de los elementos estructurales, mala calidad de los materiales y escasez de cimientos o bien cimientos muy superficiales.

Utilizando el modelo estructural, se propuso una alternativa de cimentación más rígida y resistente a los efectos de los asentamientos y expansiones. El arreglo de la cimentación se basó en la armadura tipo Vierendeel, la cual soporta las cargas por medio de elementos cortos y fuertes.

Finalmente se mencionaron algunas técnicas de construcción de cimentaciones en suelos expansivos o de mejoramiento de los mismos, que pueden aplicarse a los suelos de Macuspana.

## BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

ASCE, (1995). *So Your Home is Built on Expansive Soils, A Discussion of How Expansive Soils Affect Buildings*. Edit. Warren K. Wray, Ph.D., P.E Chairman, Shallow Foundations Committee of the Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers.

ASTM-D 4546-96 (2000). Standar Test Methods for One-Dimensional Swell or Settlement Potential of Cohesive Soils. *Annual Book of ASTM Standars*. Section Four. Construction. Volume 04.08. Soil and Rock (1): D 420-D5779.

Bara, J. P. (1969). Controlling the expansion of dessicated clays during construction. *Proc., Second International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils*. College Station, Texas A & M Press.

Bardet, J. P. (1997). *Experimental Soil Mechanics*. Prentice Hall. Inc. Simon & Schuter. New Jersey.

Bowles, J. E. (1996). *Foundation Analysis and Design*. Fith Edition. Edit. McGraw Hill.

Chen, F. H. (1969). *Foundations in expansive soils*. 2<sup>nd</sup>. Ed. Developments in Geotechnical Engineering, vol 54. Amsterdam: Elsevier Publishing Co.

Chen, F. H. (1975). *Foundations on expansive soils*. Elsevier Scientific Publishing Company.

Coduto, D. P. (1994). *Foundation Design: Principles and Practices*. Edit. Prentice-Hall. Englewood Cliffs, NesJersey.

CSI, (1997). SAP2000, *Analysis Reference, Vols. I y II*. Computers and Structures Inc. Berkeley California, EUA.

Damy, R. J. y Casales, G. (1985). Soil stresses under a polygonal area uniformly loaded. XI ICSMF. San Francisco, EUA. Vol. 2. 773-775.

Das, B. M. (1999). *Shallow Foundations, Bearing Capacity and Settlement*. Edit. CRC Press.

Dawson, A. W. (1976). Cimentaciones en Suelos Expansivos, Una revisión tentativa de criterios, Informe elaborado para el Instituto Nacional para la Vivienda de los Trabajadores, *Informe Interno del Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto No. 5099*.

Gibbs, H. J. (1969). Discussion of Holtz W. J. "The engineering properties of expansive clay subsoils." *Proc., Second International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils*. College Station, Texas A & M Press, 478-479.

- Headquarters, Department of the Army USA (1983). *Technical Manual TM-5-818-7. Foundations in Expansive Soils.*
- Hilf, J. W. (1975). Compacted Fill. *Foundation Engineering Handbook*. Edit. Hans F. Winterkorn and Hsai-Yang Fang. Tomo I.
- Holland, J. E. and Richards. P. (1984). The practical desing of foundations for light structural on expansive clays. *Proceedings 5<sup>th</sup> Int. Conf. On Expansive Soils*. Australia.
- Holtz, W.G. (1969). Volume change in expansive clay soils and control of lime treatment. *Proc., Second International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils*. College Station, Texas, Texas A & M Press, 157-173.
- Jiménez Salas, J.A. (1990). *Conferencia Nabor Carillo, Hacia una Mecánica de Suelos No Saturados*. San Luis Potosí.
- López, R. E. (1979). *Geología de México*, Tomo III. México.
- McCormac, J. y E. (1994). *Estructuras Análisis y Diseño. Método clásico y matricial*. Tomo I Clemenson University EUA. Edit. Alfaomega.
- Muriá, D., Escobar, J.A., Rodríguez, G., Ovando, E., Rangel, J.L. Lermo, J. (2000). *Obtención de Curvas de Límites de Vibración Superficial en el Área Correspondiente a la Cuenca de Macuspana Perteneciente al Activo de Exploración Macuspana de la Región Sur*. Instituto de Ingeniería, UNAM, Realizado para PEMEX Exploración y Producción, proy. 0547, México.
- Muriá, D., Escobar, J.A., Ovando, E., Lermo, J. (2002). *Obtención de Curvas de Límites de Vibración Superficial en el Área Correspondiente a la Cuenca de Macuspana Perteneciente al Activo de Exploración Macuspana de la Región Sur*. Instituto de Ingeniería, UNAM, Realizado para PEMEX Exploración y Producción, proyectos 1557, 1566 y 1561, México..
- Nelson J. D. y Miller D. J. (1992). *Expansive Soils Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering*. Edit. John Wiley & Sons, Inc.
- NTCDCEC (1987). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*. No. 48, México, D. F. 26 de noviembre de 1987.
- NTCDCEM (1987). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería*, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*. No. 42, México, D. F. 19 de noviembre de 1987.
- O'Neill, Michael, W. y Poormoayed, N. (1980). Methodology for Foundations on Expansive Clays, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. December 1980, pp. 1345-1367.

Santoyo, E., Lin, X. y Ovando, E. (1989). *El cono en la exploración Geotécnica*. TGC Geotécnia.

Tamez, E. (1987). *Manual de Diseño Geotécnico*. Volumen I. México COVITUR.

Vesic, A. S. (1975). Bearing capacity of shallow foundations. *Foundation Engineering Handbook*. Edit. Hans F. Winterkorn and Hsai-Yang Fang, Tomo I.

Vijayvergiya, U. y Ghazzaly, O. (1973). Prediction of swelling potential for natural clays. *Proc. Third International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils*. Haifa, Israel.

Withloy, R. (1995). *Basic Soil Mechanics*. 3er Edition. Longman Scientific & Technical, USA.