



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
ACATLAN**

**CIMENTACIONES EN SUELOS EXPANSIVOS**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

**INGENIERO CIVIL**

PRESENTA

**JUAN GABRIEL FLORES MARTINEZ**

**ASESOR: ING. CELSO BARRERA CHAVEZ**

Septiembre de 2005

m349168



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.



Agradezco por la elaboración del presente trabajo ya que es el  
principio de una nueva era en mi vida a:

mis profesores

mis compañeros

en especial a mi madre **Flora Martínez Gómez**

y mis hermanos Enrique y Lourdes

Gracias.

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

***FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN***

**FES ACATLÁN**

**TESIS**

**“CIMENTACIONES EN SUELOS EXPANSIVOS”**

**POR: JUAN GABRIEL FLORES MARTINEZ**

**NO. CUENTA: 08803366-0**

# INDICE

<b>INTRODUCCION</b> .....	3
<b>1. GENERALIDADES</b> .....	8
1.1 CLASIFICACION DE LOS SUELOS.....	9
1.2 TIPOS DE ARCILLA.....	22
1.3 FISICO-QUIMICO DE LOS SUELOS EXPANSIVOS.....	29
<b>2. ESTUDIO GEOTECNICO</b> .....	39
2.1 ELEMENTOS QUE INTERVIENEN EN LA EXISTENCIA DE LOS SUELOS EXPANSIVOS.....	44
2.2 METODOS PARA IDENTIFICAR SUELOS EXPANSIVOS.....	47
2.3 PRUEBAS DE LABORATORIO.....	67
<b>3. EFECTOS QUE PRODUCEN LOS SUELOS EXPANSIVOS EN LAS CIMENTACIONES</b> .....	81
3.1 LEVANTAMIENTO Y ASENTAMIENTO DE ESTRUCTURAS.....	84
3.2 DAÑOS EN LA EDIFICACION.....	89
<b>4. METODOS Y PROCEDIMIENTOS PARA CIMENTAR EN SUELOS EXPANSIVOS</b> .....	96
4.1 ESTABILIZACION A BASE DE CAL.....	99
4.2 SUSTITUCION EN SUELOS EXPANSIVOS.....	105
4.3 PROTECCION EN SUELOS EXPANSIVOS.....	107
4.4 USO DE CARGA MAYORES A LA PRESIÓN DE EXPANSIÓN.....	111
<b>5. TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION EN SUELOS EXPANSIVOS</b> .....	115
5.1 ANALISIS Y DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA LIGERA.....	116
5.2 ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA PESADA.....	135
<b>CONCLUSIONES</b> .....	152
<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	155

## INTRODUCCIÓN

Hoy día la población sigue creciendo sin cesar y existe la necesidad de tener un lugar donde habitar, por tanto, es necesario ocupar nuevos espacios pero, las condiciones del suelo pueden ser diferentes, así que la experiencia obtenida al construir en los anteriores predios ya no cuenta, porque en varios lugares del país ha existido un problema común donde las edificaciones sufren daños indeseables, aunque el proyecto presente un buen diseño, en el campo factores que no fueron previstos aparecerán causando daños indeseables al inmueble.

Cuando el diseño estructural tiene ciertos desplazamientos y algunas deformaciones inexplicables, al ser detectado, por lo regular se demanda al responsable del proyecto, en ocasiones los litigios son largos y costosos, el propietario aunque tenga el veredicto a su favor o en su contra, la reparación puede elevarse hasta un 50% del proyecto inicial.

Existen muchas causas en la cual se puede llegar a tal situación:

Tener presiones económicas, la persona responsable de proyectar y construir realiza reducciones en algunas actividades, como por ejemplo: disminuir la profundidad de desplante para la cimentación, la calidad del material, por mencionar algunos.

Otra causa que puede ser, es la ausencia de un reglamento de construcción que atienda la existencia de fenómenos específicos y la manera de construir en un caso en particular, ya que aplicando dicho reglamento se detendrían los errores cometidos en la práctica.

Una causa esencial y la que se va a estudiar en este trabajo de tesis, es conocer el fenómeno del suelo con potencial expansivo, por que al no realizar una investigación respecto a éste tipo de suelo, se llega a tratar de manera tradicional; los daños producidos por el fenómeno de expansión del suelo afecta la función y seguridad de las estructuras llegando en algunos casos en estado de ruina.

El tipo de suelo que tiene a expandirse se denomina arcilla y tiene esa facilidad de sufrir un apreciable aumento de volumen durante la construcción o durante la operación de una estructura e inclusive en su estado natural.

El potencial expansivo se relaciona con la compresibilidad pudiendo hacer la afirmación de que las arcillas más expansivas en descarga son también fuertemente compresibles; el hecho de que un suelo expansivo actúe en realidad depende de varios factores.

Primer factor.- La diferencia entre la humedad de campo en el momento de la construcción y la humedad de equilibrio que alcanzará finalmente con la estructura terminada.

Segundo factor.- Por un lado, el grado de compactación del suelo, ya que una compactación relativamente elevada o una presión previa de sobrecarga favorecen a la expansión cuando puede aumentar el contenido de agua, por el otro, el grado de preconsolidación, porque en las arcillas fuertemente consolidadas, los esfuerzos cortantes al perturbar la estructura tienden a liberar el efecto de preconsolidación y éste efecto será tanto mayor cuando sea mayor el esfuerzo cortante especialmente si el esfuerzo cortante se encuentra al límite de la resistencia del material.

Tercer factor.- El esfuerzo al que el material quedará sujeto después de que la construcción se termine; cuanto menor sea la carga aplicada mayor será la expansión, los efectos son de mayor gravedad en estructuras ligeras sensibles a movimientos diferenciales verticales y sobre todo cuando el fenómeno no ha sido previsto estructuralmente ni geotécnicamente; el tiempo que tardan los daños en presentarse se debe a la expansión del suelo y a la rigidez de la estructura. En suelos muy expansivos donde se han apoyado elementos muy ligeros, como losas, el agrietamiento puede aparecer en días, mientras que en estructuras más pesadas, las fisuras pueden apreciarse de seis a doce meses dependiendo de la época en que se inició la construcción; la aparición de los daños provoca que los costos, las repercusiones sociales y profesionales sean más importantes que en cuanto a las fallas se pueden reparar durante la construcción.



Se hará mención de métodos conocidos que proporcionen información de manera cualitativa del fenómeno de expansión, cuando se sabe que existirá un problema importante de expansión, se procede a realizar pruebas de laboratorio con más detalle.

En la obra se destacan las etapas de construcción y de vida útil; la construcción depende mucho del clima, puede producirse secado o humedecimiento del suelo donde se alojará la cimentación de la estructura; en la vida útil el contenido de agua del suelo bajo la estructura tiende, por lo general, ir en aumento.

Para precisar la magnitud de las expansiones que puedan llegar a producirse, será conveniente anticipar estas condiciones reales de secado o humedecimiento en el laboratorio a fin de crearlas en los especímenes de prueba antes de cargarlos y permitir su expansión y así tener una representación del comportamiento del suelo.

Un secado acelerado y el asentamiento correspondiente pueden originarse por ciertos tipos de plantas que absorben la humedad del suelo o por calderas y hornos que calientan el suelo de manera anormal.

En regiones muy secas sucede lo contrario, el aumento de humedad del suelo debido a filtraciones de agua en tuberías con fisuras y otros factores provoca que la arcilla seca se expanda y sea capaz de levantar una estructura.

En la mayoría de los casos el cambio de volumen se hace menor a medida que aumenta la profundidad y si es posible, las cimentaciones, se deben de colocar por debajo de la zona de cambios de volumen.

Un suelo que ha estado sujeto a un largo periodo de evaporación, ocasiona que el agua que se encuentra cerca de la superficie trabaje a tensión, provocando un flujo ascendente, originando que el nivel freático se abata, así la superficie puede llegar a estar parcialmente saturada; al construir una estructura con estas características, el área ocupada queda prácticamente sin el efecto de evaporación, con el tiempo el flujo ascendente tiende a retornar a las presiones normales (hidrostática), con lo que el nivel freático llega a la superficie del terreno.

Lo mencionado crea que las presiones efectivas disminuyan fuertemente con la correspondiente expansión del suelo bajo el área cargada, esta expansión

provocará daños a la cimentación, como a la edificación, que serán mayores en la zona central del área cargada y menores en las zonas del perímetro, la expansión del suelo sucederá aún en tiempo de sequía ya que es motivada por la construcción de la edificación.

Las pruebas de laboratorio, proporcionan el orden de magnitud de las características expansivas y se pueden considerar para el diseño de las cimentaciones de estructuras sobre estos suelos.

Las pruebas de Saturación Bajo Presión y de Consolidación por Duplicado, proporcionan resultados muy cercanos al comportamiento real del suelo y son más usadas en el país.

Cimentar adecuadamente sobre suelos expansivos significa, junto con otras necesidades importantes, controlar los efectos de movimientos diferenciales por expansión sobre la estructura, efectos que se presentan cuando el suelo se ve afectado por variaciones en su grado de saturación.

Para lograr lo anterior, es necesario conocer el orden de magnitud de las relaciones entre presiones y deformaciones por variaciones en el grado de saturación del suelo expansivo, también hay que considerar que la costra superficial es la más susceptible de sufrir cambios volumétricos importantes por las correspondientes variaciones en su grado de saturación, las que a su vez se deben a la evaporación y a la presencia de agua de lluvia o de riego.

Esto hace pensar que las estructuras del tipo ligero- casas habitación, bodegas, etc.- serían las más afectadas sobre este tipo de suelo, tanto por que sus cimientos son superficiales por la baja presión aplicada, la que no logra en algunas ocasiones equilibrar la presión de expansión.

Los casos favorables se pueden presentar con las estructuras pesadas, que además de aplicar fuertes presiones al suelo, sus cimientos generalmente alcanzan profundidades por debajo de la costra superficial y se apoyan sobre estratos protegidos de los cambios de humedad o en depósitos de suelo que ya no son expansivos.

Pueden existir cuatro soluciones:

1. Sustituir el suelo expansivo por un suelo inerte.
2. Estabilizando al suelo para disminuir o anular las características expansivas.
3. Permitir el comportamiento natural del suelo, pero sin que afecte la estructura.
4. Ejercer una presión mayor que la presión de expansión del suelo.

Se realizaron dos obras civiles, en las cuales se cimentó sobre suelos expansivos y se hace un análisis de cada uno:

La primera obra corresponde a un pavimento que está constituido por una carpeta asfáltica de mezcla en el lugar y existe un exceso de finos y falta de afinidad entre el producto asfáltico y el agregado pétreo, la base es de 20 cm. formada por una grava arena de río con un tamaño máximo de 4 in, la subrasante esta constituida por una arcilla expansiva de alta compresibilidad, los terraplenes están formados por éste mismo material, para la reconstrucción del pavimento se efectuaron pruebas de calidad a muestras de suelo-cal en diferentes proporciones.

La segunda obra concierne a unas viviendas que sufrieron daños por los efectos de expansión del suelo; para tener un control sobre la estabilidad de la estructura de las viviendas se aplicó sobre ellas una sobrecarga de arena sobre la losa, la sobrecarga significó un incremento en las presiones de descarga.

A las viviendas actuales se les deberán resanar las grietas y llevar a cabo una revisión periódica de las condiciones de estabilidad que presentan las estructuras mediante el empleo de testigos de yeso.

# **CAPÍTULO 1**

## **GENERALIDADES**

## 1.1 CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS

Un sistema de clasificación debe de servir para normar el criterio del ingeniero respecto a los suelos, previamente a un conocimiento más profundo y extenso de las propiedades del mismo, es más, una de las importantes funciones de un sistema sería proporcionar la misma información normativa a partir de la cual el ingeniero conozca en que dirección profundizar su investigación.

La medida de las propiedades fundamentales de los suelos, como la resistencia, la compresibilidad y la permeabilidad, puede ser difícil, costoso y requerir mucho tiempo.

En problemas de mecánica de suelos, no se dispone de expresiones con solución numérica. Por esto, puede ser muy útil dividir los suelos en grupos con comportamiento semejante.

La clasificación de los suelos consiste en incluir los suelos en un grupo que presenta un comportamiento similar. La afinidad de unas ciertas propiedades con un grupo de un sistema de clasificación suele ser un proceso empírico, visto a través de una experiencia considerable. La clasificación permite resolver muchos tipos de problemas sencillos y sirve de guía para preparar el programa de experimentación, si la dificultad e importancia del problema requiere una investigación más amplia.

Una clasificación de suelos pierde su valor si las pruebas de partida resultan más complicadas que la necesaria para medir directamente la propiedad fundamental que se desea conocer. Las pruebas utilizadas comúnmente son la granulometría y la plasticidad.

Un sistema que clasifique a los suelos que conforme los diferentes campos de aplicación en la mecánica de suelos, el cual fue desarrollado por el doctor A. Casagrande que se basa en el Sistema de Clasificación de Aeropuertos, se puede decir que es el mismo, sólo que con algunas variaciones, el cual se ha nombrado: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

El sistema abarca al suelo fino y grueso diferenciando ambos por el cribado a través de la malla No. 200, las partículas gruesas son mayores que la malla No. 200 y las finas menores. Se considera suelo grueso si más del 50% de sus

partículas son gruesas y finas si más de la mitad de sus partículas en peso son finas.

El análisis mecánico abarca los métodos para hacer la división del suelo en diferentes fracciones según sus tamaños; un método, es el cribado por mallas y el otro, el análisis del suelo con hidrómetro. El primero se usa para obtener las fracciones correspondientes a los tamaños mayores del suelo hasta llegar al tamaño correspondiente a la malla No. 200, el segundo se basa en el hecho de que la velocidad de sedimentación de partículas en un líquido es función de su tamaño.

### **Suelos gruesos.**

La técnica del cribado consiste en tener una muestra del suelo, se hace pasar continuamente a través de un juego de tamices de aberturas descendentes hasta la malla No. 200, las partículas retenidas en cada malla se pesan y el porcentaje que representan respecto al peso de la muestra total se suma a los porcentajes retenidos en todas las mallas de mayor tamaño, el complemento al 100% de esa cantidad da el porcentaje de suelo que es menor que el tamaño representado por la malla en cuestión. Así que el suelo se divide en dos grupos como a continuación se indica:

1. Suelos gruesos, formado por partículas mayores que la malla No. 200 (0.074mm) y menores que la malla de 3" (7.62 cm.), pero el suelo grueso a su vez está dividido en gravas y arenas, su frontera es la malla No. 4 (4.76 mm).
2. Suelos finos, constituido por partículas que pasan la malla No. 200.

Los datos obtenidos por cada malla, se interpretan en una gráfica en donde el eje de las ordenadas se anota el porcentaje a escala natural y en el eje de las abscisas en escala logarítmica se anota el tamaño de los granos.

En la figura 1.1 se muestra la gráfica que recibe el nombre de curva granulométrica y da una idea del suelo con el cual se está trabajando.

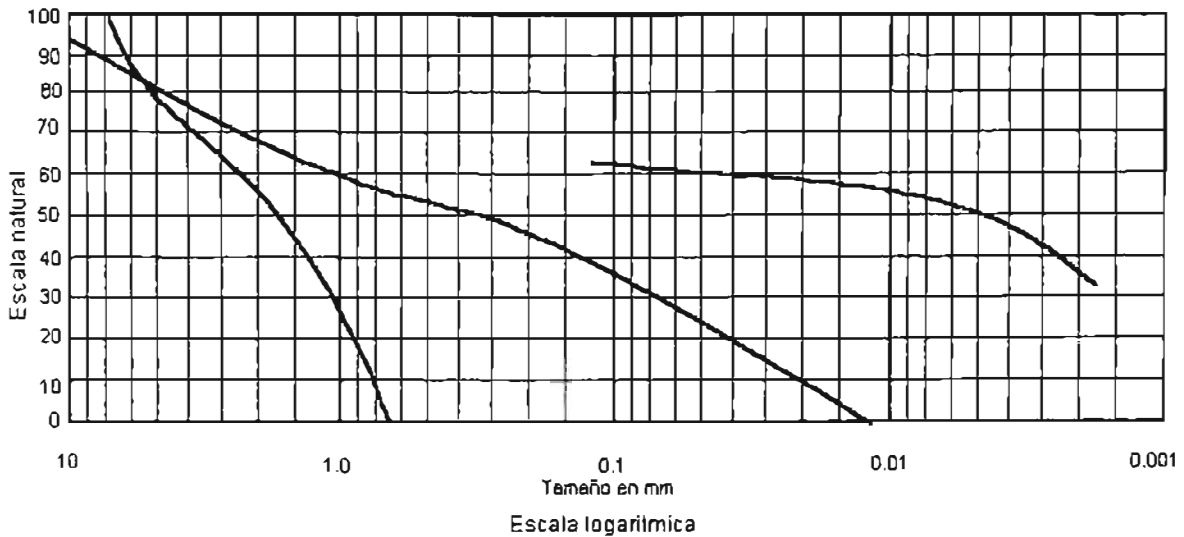


Figura 1.1 Curva granulométrica (ref. 2)

Un suelo cuya curva abarque uno o dos ciclos contará con muy pocos tamaños o de un solo tamaño de partículas.

Para evaluar la uniformidad de un suelo se obtienen dos coeficientes:

a) Coeficiente de uniformidad ( $C_u$ ). Mientras más alto sea el valor de  $C_u$  menos uniforme será el suelo.

$$C_u = D_{60}/D_{10}$$

b) Coeficiente de curvatura ( $C_c$ ). Es un valor que puede usarse para identificar un suelo como mal graduados.

$$C_c = D_{30}^2/D_{60} \cdot D_{10}$$

$D_{60}$  = diámetro de partículas que corresponde al 60% del peso que pasan por las mallas.

$D_{10}$  = diámetro que corresponde al 10%.

$D_{30}$  = diámetro que corresponde al 30%.

Cuando en los suelos gruesos la arena es predominante, se deben cumplir dos condiciones para que la arena esté bien graduada, si alguna condición no se cumple, entonces la arena está mal graduada.

Primera condición:  $C_u = D_{60}/D_{10} > 6$

Segunda condición:  $C_c = D_{30}^2/D_{60} \cdot D_{10} \quad 1 < C_c < 3$

La Arena se simboliza con la letra **S** (Sand), **W** (Well graded) bien graduado, **P** (Poorly graded) mal graduado.

- SC** Arena tiene finos arcillosos (contenido de finos mayor al 12%)
- SM** Arena tiene finos limosos (contenido de finos mayor al 12%)
- SP** Arena mal graduada (contenido de finos menor al 5%)
- SW** Arena bien graduada (contenido de finos menor al 5%)
- SC-SW** Arena arcillosa bien graduada (contenido de finos está entre el 5% y 12%)
- SC-SP** Arena arcillosa mal graduada (contenido de finos está entre el 5% y 12%)
- SM-SW** Arena limosa bien graduada (contenido de finos está entre el 5% y 12%)
- SM-SP** Arena limosa mal graduada (contenido de finos está entre el 5% y 12%).

En los suelos gruesos cuando la grava es predominante.

Se debe satisfacer dos condiciones para que la grava esté bien graduada, si alguna condición no se cumple entonces la grava está mal graduada.

Primera condición:  $C_u = D_{60}/D_{10} > 4$

Segunda condición  $C_c = D_{30}^2/D_{60} \cdot D_{10} \quad 1 < C_c < 3$



La Grava se simboliza con la letra **G** (Gravel), **W** (Well graded) bien graduado, **P** (Poorly graded) mal graduado.

<b>GC</b>	Grava tiene finos arcillosos (contenido de finos mayor al 12%)
<b>GM</b>	Grava tiene finos limosos (contenido de finos mayor al 12%)
<b>GP</b>	Grava mal graduada (contenido de finos menor al 5%)
<b>GW</b>	Grava bien graduada (contenido de finos menor al 5%)
<b>GC-GW</b>	Grava arcillosa bien graduada (contenido de finos está entre el 5% y 12%)
<b>GC-GP</b>	Grava arcillosa mal graduada (contenido de finos está entre el 5% y 12%)
<b>GM-GW</b>	Grava limosa bien graduada (contenido de finos está entre el 5% y 12%)
<b>GM-GP</b>	Grava limosa mal graduada (contenido de finos está entre el 5% y 12%)

### **Suelos finos.**

Los suelos finos se dividen en grupos tomando en cuenta sus características de plasticidad.

La plasticidad es una propiedad tan clara que ayuda a clasificar a los suelos finos en forma puramente descriptiva; existe una correspondencia entre la plasticidad y las propiedades físico-químico determinantes en el comportamiento mecánico de los suelos finos; la plasticidad le permite al suelo fino sufrir deformaciones rápidas sin variación volumétrica apreciable sin desmoronarse ni agrietarse; como la plasticidad depende del contenido de agua, entonces si el suelo está seco no hay plasticidad y si el suelo está saturado tampoco hay plasticidad.

Para lograr medir la plasticidad en el suelo fino se hace uso de los límites de A. Atterberg, los límites se basan en el concepto de que un suelo de grano fino solamente puede existir en cuatro estados de consistencia según su humedad; así que un suelo se encuentra en estado sólido cuando está seco, al agregar agua se

encuentra en los estados semisólido, plástico y finalmente líquido. Los contenidos de humedad y los puntos de transición de un estado a otro se denominan, límite de retracción o contracción **Lc**, límite plástico **LP**, y límite líquido **LL**, como a continuación se expresa en la figura 1.2

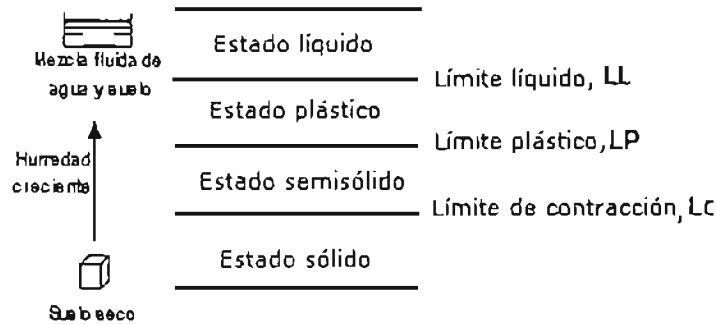


Figura 1.2 Límites de Atterberg y estados de consistencia. (ref. 13)

Los límites de Atterberg se obtienen mediante ensayos de laboratorio.

El límite líquido se determina midiendo la humedad y el número de golpes necesarios para cerrar en una determinada longitud una ranura de un determinado ancho mediante la Copa de Casagrande. El límite plástico se obtiene midiendo el contenido de humedad del suelo cuando comienzan a desmoronarse pequeños cilindros de suelo de 3 mm de diámetro. El límite de contracción se define como la humedad presente al haber añadido agua suficiente para llenar todos los huecos de una pastilla de suelo seca.

A partir de los límites se pueden calcular los siguientes índices:

**Índice de Plasticidad (Ip).**- indica la magnitud del intervalo de humedad en el cual el suelo posee consistencia plástica  $I_p = LL - LP$

**Índice de Fluidez (If).**- pendiente de la curva de fluidez (relación entre la humedad y el número de golpes a escala logarítmica).

**Índice de Tenacidad.**-  $I_t = I_p / I_f$

**Índice de Liquidez IL o  $I_L$**  =  $(w_n - LP) / (LL - LP)$

$w_n$  = Humedad natural

Catión de cambio	Límite líquido %	Límite plástico %	Índice de plasticidad %	Límite de contracción %
<b>Montmorilonita</b>				
Na	710	54	656	9.9
K	660	98	562	9.3
Mg	410	60	350	10.7
Fe	290	75	215	10.3
Fe*	140	73	670	---
<b>Ilita</b>				
Na	120	53	67	15.4
K	120	60	60	17.5
Mg	95	46	49	14.7
Fe	110	49	61	15.3
Fe*	79	46	33	---
<b>Caolínita</b>				
Na	53	32	21	26.8
K	49	29	20	---
Ca	38	27	11	24.5
Mg	54	31	23	28.7
Fe	59	37	22	29.2
Fe*	56	35	21	---

DATOS DE CORNELL 1951

\*DESPUES DE 5 CICLOS DE HUMEDECIMIENTO Y SECADO.

Tabla 1.1 Límites de Atterberg de los minerales arcillosos. (ref. 13)

Los suelos finos se clasifican en: limo y arcilla, para distinguir los limos de las arcillas, se hace uso de la carta de plasticidad por medio del cálculo de **LL** e **IP** que definen su plasticidad.

La carta de plasticidad, es una gráfica de **LL** contra **IP**, los suelos finos no tienen un acomodo por casualidad, sino que tienen una distribución de manera específica con objeto de que cada zona de la carta disponga del suelo con características de plasticidad, propiedades mecánicas e hidráulicas cualitativamente definidas.

La carta se dispone de la siguiente manera:

Los suelos finos con características de plasticidad alta se ubican en la zona superior; los suelos con plasticidad baja y alto contenido de materia orgánica se localizan en la parte inferior.

La carta se divide por una recta inclinada con coordenadas (20,0) y (50,22) se le nombra línea A; la parte superior de la línea A se ubican las arcillas inorgánicas y un apreciable contenido de materia orgánica, figura 1.3

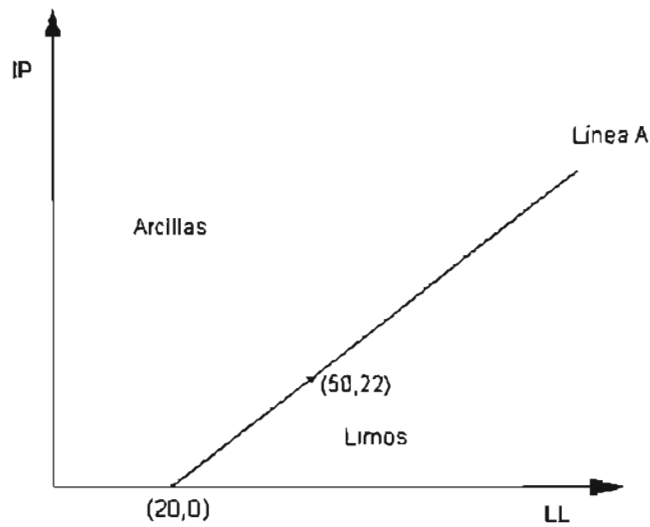


Figura 1.3 Carta de Plasticidad representando la Línea A. (ref. 2)

También en la carta está trazada una recta vertical en el punto (50,0), a la cual se le llama línea B, del lado derecho de ésta misma línea la compresibilidad es alta y del lado izquierdo la compresibilidad es baja, figura 1.4

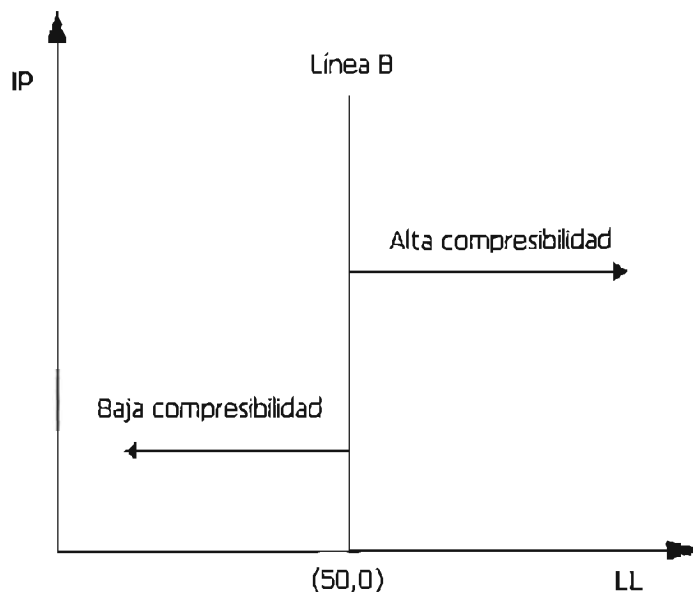


Figura 1.4 Carta de plasticidad representando la Línea B. (ref. 2)

Para hacer más factible el empleo de la carta de plasticidad, se disponen de símbolos como sigue:

Arcillas	<b>C</b> (Clay)
Limo	<b>M</b> (Mjala)
Orgánicos	<b>O</b> (Organic)
Alta compresibilidad	<b>H</b> (High)
Baja compresibilidad	<b>L</b> (Low)

En la figura 1.5, se muestra como se establece la carta de plasticidad:

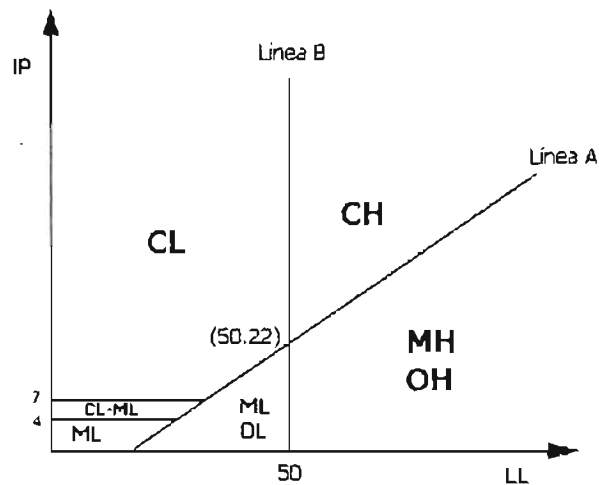


Figura 1.5 Carta de Plasticidad tal como se utiliza actualmente. (ref. 2)

La clasificación del suelo fino en el campo, el SUCS proporciona tres criterios: Dilatancia, Resistencia en estado seco y Tenacidad.

### **Dilatancia (reacción a la agitación)**

Después de eliminar las partículas de tamaño superior del tamiz No. 40, se prepara una pastilla de suelo húmedo de un volumen aproximado de  $10 \text{ cm}^3$ ; si es necesario se agrega agua suficiente para dejar el suelo blando pero no pegajoso. Se coloca la pastilla en la palma de la mano y se agita horizontalmente, golpeando vigorosamente varias veces contra la otra mano. Una reacción positiva consiste en la aparición de agua en la superficie de la pastilla la cual adquiere una consistencia gelatinosa y de aspecto brillante, cuando se aprieta con los dedos, el agua y el brillo desaparecen de la superficie, la pastilla se vuelve dura y por último se desmorona, la rapidez de aparición del agua en la agitación y de desaparición al apretarla sirven para identificar el carácter de los finos de un suelo.

Una arcilla plástica no presenta reacción, los limos inorgánicos, como un polvo de roca típico muestran una reacción moderadamente rápida.

### **Resistencia en estado seco. (reacción a la disgregación)**

Se moldea una pastilla de suelo hasta alcanzar la consistencia de una masilla, se agrega agua si es necesario, se deja secar completamente la pastilla en una estufa o expuesta al sol y al aire, probando después su resistencia rompiéndola y desmoronándola entre los dedos.

Esta resistencia es una medida del carácter y proporción en la fracción coloidal que contiene el suelo. La resistencia (en estado seco) aumenta con la plasticidad, una elevada resistencia (en estado seco) es característica de las arcillas del grupo CH, un limo inorgánico típico posee una resistencia (en estado seco) muy ligera, los limos tienen aproximadamente la misma resistencia (en estado seco) ligera.

### **Tenacidad (consistencia cerca del límite plástico)**

Se moldea una muestra de aproximadamente 10 cm<sup>3</sup> hasta alcanzar la consistencia de masilla. Si el suelo está muy seco debe agregarse agua, pero si está pegajoso debe extenderse formando una capa delgada que permita una cierta pérdida de humedad por evaporación, posteriormente se enrolla con la mano sobre una superficie lisa o entre las palmas de las manos formando un cilindro de aproximadamente 3 mm de diámetro, amasándolo y volviéndolo a enrollar varias veces, con estas operaciones el contenido de humedad se reduce gradualmente y la muestra adquiere una consistencia dura, acaba perdiendo su plasticidad y se desmorona cuando alcanza el límite plástico, después de desmoronarse el cilindro se vuelven a agrupar los trozos continuando el amasado ligeramente hasta que se vuelva a desmoronar.

Cuanto más tenaz es el rollito cerca del límite plástico y cuantos más duros son los trozos al desmoronarse más importante es la fracción arcillosa coloidal del suelo.

La debilidad del rollito en el límite plástico y la rápida pérdida de cohesión de los trozos por debajo de dicho límite indican bien una arcilla inorgánica de baja plasticidad o materiales como las arcillas de tipo caolinita o las arcillas orgánicas

que se encuentran por debajo de la línea A. Las arcillas altamente orgánicas dan un tacto muy blando y pegajoso al llegar al límite plástico.

### **Color**

En exploraciones de campo el color del suelo suele ser un dato útil para diferenciar los diferentes estratos y para identificar tipos de suelo, por ejemplo, el color negro y otros de tonos oscuros suelen ser indicativos de la presencia de materia orgánica coloidal, los colores claros y brillantes son propios de suelo inorgánico.

### **Olor**

El suelo inorgánico tiene por lo general un olor intenso si el suelo está húmedo y disminuye con la exposición al aire y aumenta con el calentamiento de la muestra húmeda.

Las propiedades físicas de un suelo fino quedan cualitativamente definidas en forma aproximada a partir de la ubicación de ese suelo en la carta de plasticidad pero, resulta importante mencionar algunas relaciones. La práctica de laboratorio ha indicado que la compresibilidad del suelo a igual carga de preconsolidación, es aproximadamente proporcional al límite líquido de manera que dos suelos con el mismo límite líquido son similarmente compresibles. Al comparar las propiedades físicas de suelos que tengan el mismo límite líquido, se encuentra que, creciendo el índice plástico, aumentan las características de tenacidad y resistencia en estado seco, en tanto que disminuye la permeabilidad, el comportamiento del suelo, al variar sus características de plasticidad puede interpretarse en la tabla

1.2



<b>Características</b>	<b>LL constante pero IP creciente</b>	<b>IP constante pero LL creciente</b>
Compresibilidad	Prácticamente la misma	Crece
Permeabilidad	Decrece	Crece
Razón de variación volumétrica	Decrece	--
Tenacidad	Crece	Decrece
Resistencia en estado seco	Crece	Decrece

Tabla 1.2 El comportamiento del suelo según sus características de plasticidad. (ref. 2)

## 1.2 TIPOS DE ARCILLA

La mayor parte de la corteza terrestre esta formada por la familia de los silicatos, esencialmente de las rocas ígneas y metamórficas que les dio origen, así como al ambiente a que fueron sometidos, las arcillas son una rama de los silicatos y su formación obedece a tres mecanismos principales: Herencia, Neoformación y Transformación.

### **Herencia.**

El material arcilloso fue directamente derivado de la roca madre y es este tipo de arcillas que predomina en los sedimentos de lagos y mares.

La descomposición química es un agente que ataca a la roca y modifica su constitución mineralógica o química, los elementos de ataque son: La oxidación, hidratación y carbonatación.

La oxidación es la reacción química que puede ocurrir en las rocas al recibir agua de lluvia ya que el oxígeno del aire en presencia de humedad reacciona químicamente produciéndose el fenómeno de oxidación principalmente si las rocas contienen hierro como se puede observar por el color pardo rojizo de algunas afloraciones.

La hidratación es la acción y efecto de combinar un cuerpo con agua para formar hidratos es decir, compuestos químicos que contienen agua en combinación. El agua se absorbe y se combina químicamente formando nuevos minerales.

La carbonatación es el ataque que el ácido carbónico y el agua efectúa sobre las rocas que contienen fierro, calcio, magnesio, sodio o potasio. Así las rocas ígneas, que en su mayoría contienen dichos elementos pueden ser descompuestas de esa manera, como ejemplo de éste ataque se puede mencionar la carbonatación de la ortoclasa (feldespato de potasio perteneciente a las rocas ígneas extrusivas y generalmente de color rosa) con la producción de la arcilla denominada caolinita. Las calizas son muy atacables por el ácido carbónico formándoles cavernas por disolución.

### **Neoformación y transformación.**

Estos dos mecanismos implicaron una reacción química entre varios componentes a partir de la arcilla original, por lo que éste tipo de formación requirió de mayor energía y de ciertas condiciones hidrotérmicas.

El mineral es una sustancia inorgánica y natural que tiene una estructura interna, característica determinada por un cierto arreglo específico de sus átomos e iones, la estructura atómico-molecular del mineral es el factor más importante para condicionar sus propiedades físicas.

Las arcillas son cualquier sedimento o depósito mineral que es plástico cuando se humedece, esta formado por partículas cuyo tamaño es inferior a cuatro micras, y se componen principalmente de silicatos de aluminio hidratado aunque en ocasiones contiene también silicato de hierro hidratado, silicato de magnesio hidratado. La estructura de estos minerales es generalmente cristalina y complicada, sus átomos están dispuestos en forma laminar.

Como el material es tan fino, no se puede distinguir a simple vista, por lo que se tiene que recurrir de un microscopio electrónico, con el cual se hará una amplificación de quince mil veces y se observaría una especie de hojuela con los bordes curvados hacia arriba, tal y como se aprecia en la figura 1.6, ésta hojuela se asemeja a las placas de barro en un suelo secado, contraído y agrietado por el sol.

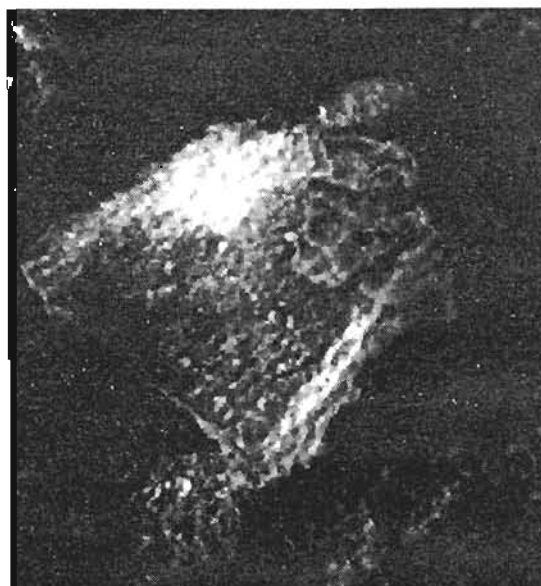


Figura 1.6 Hojuela de arcilla amplificada a 15 000 veces. (ref. 14)

En la figura 1.7, se observa la hojuela con mayor ampliación, alrededor de 200 mil veces, el borde de la hojuela parece estar formado por una serie de láminas apiladas una encima de otra. Al contacto con el agua, las láminas se separan una de las otras, si se extrae el agua absorbida se contraen las láminas.

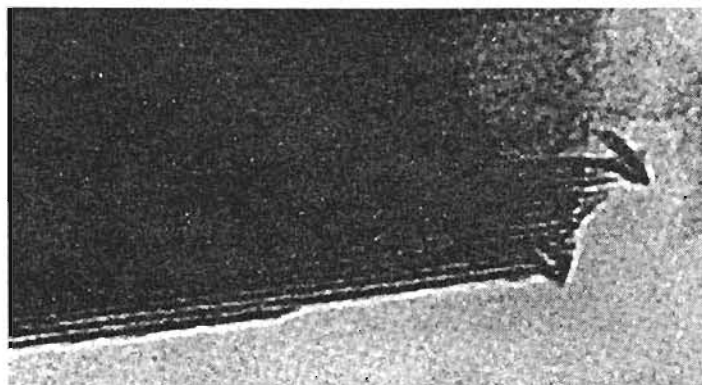


Figura 1.7 Borde de la hojuela ampliada 200 000 veces. (ref. 14)

En la siguiente lista se presenta los apelativos más comunes de algunas arcillas:

Arcilla figulina: es aquella que contiene impurezas como la arena, la caliza y los óxidos de hierro.

Arcilla refractaria: es rica en óxidos metálicos y tiene la propiedad de ser muy resistente al calor.

Arcilla roja: esta clase la integra generalmente un depósito de tipo marino formado por los restos de materiales calcáreos y ferrígenos, polvo volcánico, restos de esponjas silíceas, y otros. El color rojizo proviene por lo común de sus componentes férricos. Se han encontrado que estos depósitos son muy extensos y cubren hasta el 60% de la superficie marina.

Arcilla ferruginosa: contiene en su composición diferentes cantidades y tipos de óxido de hierro y puede ser de color amarillo, ocre e inclusive negra, debido al óxido de hierro hidratado, mientras que las arcillas rojas contienen, por lo general, un óxido conocido como hematita.

Arcilla magra y arcilla grasa: estos materiales contienen cierto grado de impurezas, lo que afecta sus propiedades plásticas.

Arcilla de batán: es del tipo esmectita.

Arcilla marga: es un material impermeable y frágil, con un contenido de caliza entre 20% y 60% aproximadamente.

Arcillas de esquisto o pizarra: lo constituyen formaciones antiguas que se presentan en forma de estratos o de plaquetas paralelas que se han dividido por la presión del suelo.

Arcilla bentonita: nombre comercial de las arcillas tipo montmorilonitas, las que tratadas con compuestos químicos aminados se vuelven repelentes al agua.

Arcilla atalugita: también conocida como tierra de florida, algunas veces se le llama tierra de fuller; el último apelativo se empleó también para denominar a la sepiolita; actualmente a la atalugita se le llama paligorskita.

El territorio nacional estuvo sujeto a una gran actividad volcánica durante el periodo oligoceno-mioceno, lo cual provocó la formación de enormes depósitos de rocas vídriosas que a su vez fueron alteradas y dieron origen a la mayor parte de las arcillas que se encuentran en México.

Estas son por lo regular del tipo montmorilonita y sus formaciones más abundantes se localizan al norte del país, figura 1.8, en Cuencamé, Velardeña, Pedriceña, Rodeo y Nazas que pertenecen al Estado de Durango, existen depósitos importantes en Puebla, Tlaxcala, Chupaderos Zacatecas, Oaxaca, Neutla Guanajuato, Huayacocotla Veracruz, Tejada y Jurica Querétaro, Mexicali Baja California Norte, Hermosillo Sonora, Ciudad Obregón, Navojoa, Los Mochis y Culiacán en el Estado de Sinaloa y numerosas formaciones menores localizadas en las zonas lacustres como el Valle de México

La subsecuente alteración de las rocas ígneas y deposición del material alterado en suelo seco dio origen al mineral arcilloso más rico en potasio como el de la zona de Vizcarra, mientras que el mineral depositado en la zona lacustre, se alteró y produjo las arcillas color verde y rosas típicas de la región de Cuencamé.

En su mayor parte, la calidad de la arcilla es superior del tipo montmorilonita expansible y ocurre en concentraciones variables según la zona, es decir un 85% en la región de Pedriceña, de 50% a 70% en Nazas, un 50% en las Cuevas y una porción variable en Cuencamé. En ésta última se encuentran frentes de color blanco y rosa con espesor entre 2 m y 6 m, mientras que la arcilla se encuentra en

contacto con el polvo alterado, tiene un espesor de 50 cm. y su color es verde cambiando luego a rosa y presentando frentes de hasta 4 m y 8 m de espesor.



Figura 1.8 Zonificación de depósitos arcillosos. (ref. 14)

El efecto de la fuerza de gravedad en el suelo fino es insignificante comparada con las fuerzas eléctricas que predominan en éste suelo y como está compuesto por minerales cristalinos tiene una actividad tal que presenta cohesión y plasticidad, porque los minerales que no presentan estas características no se pueden decir que sean minerales arcillosos como la calcita o el cuarzo. Existen alrededor de quince minerales que se pueden definir como arcillosos.

Dentro los minerales arcillosos hay tres grupos importantes con diferente composición química de acuerdo a su arreglo cristalino: Caolinita, Illita, Montmorilonita.

La caolinita deriva del intemperismo del feldespato ortoclasa ingrediente esencial del granito. La caolinita es en sí misma un mineral en forma de laminilla normalmente constituido por pilas de unas 100 con una distribución muy ordenada, figura 1.9

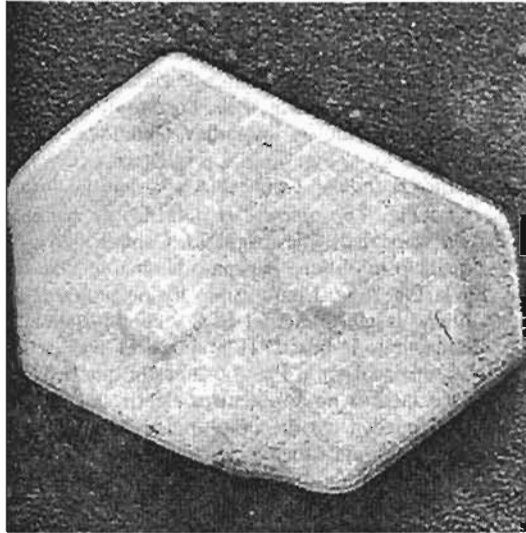


Figura 1.9 Partícula de caolinita con una dimensión aproximada de una micra. (ref. 13)

La degradación de las micas (muscovita y sericita) en condiciones marinas da como resultado minerales estructuralmente similares llamadas ilitas. Cuando en la degradación de la ortoclasa no se eliminan todos los iones de potasio también se producen ilitas, ésta se presenta frecuentemente en las lutitas, figura 1.10

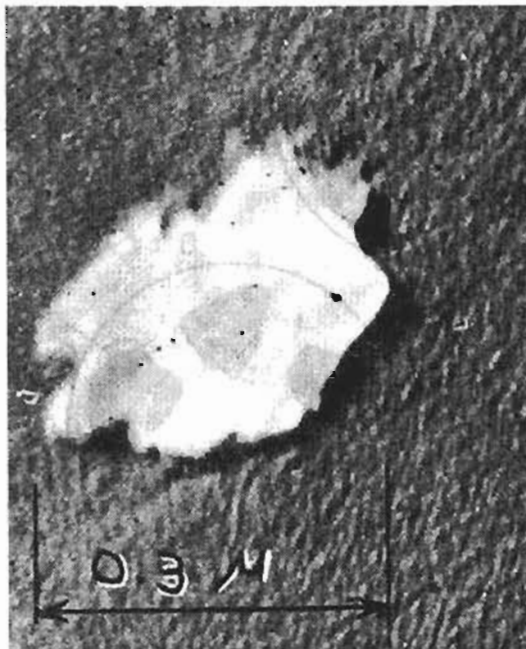


Figura 1.10 Partícula de ilita. (ref. 13)

La montmorilonita en ocasiones recibe el nombre de esmectita, representa el constituyente principal de la bentonita de las tierras de Fuller y de los suelos tropicales de tipo Black Cotton. La montmorilonita suele ser el resultado de una degradación de la illita y también se forma por el intemperismo del feldespato plagioclasa entre los depósitos de cenizas volcánicas.



### 1.3 FISICO-QUIMICO DE LOS SUELOS EXPANSIVOS

Conocer la composición de un suelo significa entender los fundamentos del comportamiento de la arcilla y en particular la variación de éste comportamiento con el tiempo, la presión y las condiciones exteriores.

La naturaleza y disposición de los átomos en una partícula de suelo tiene una considerable influencia sobre la permeabilidad, resistencia y transmisión de esfuerzos en el suelo fino.

Para entender el comportamiento de los átomos y de las moléculas, se mencionará el tipo de uniones o ligaduras que existen entre ellos, porque es fundamental conocer la conducta de una partícula arcillosa y por lo tanto de una masa formada por estas partículas.

La fuerza de unión entre átomos para formar moléculas se conoce como fuerza de valencia primaria; la valencia tiene la capacidad de combinar un elemento en un compuesto, las uniones se deben a que los átomos intercambian los electrones de sus órbitas exteriores y son lo suficientemente fuertes como para no romperlas con la aplicación de esfuerzos. La unión de átomos de una molécula a los átomos de otra molécula se le nombra valencia secundaria, fuerzas de Van Der Waals que actúan con una intensidad de uno sobre cien con respecto a la fuerza de la valencia primaria y se debe a la interacción entre moléculas dipolares y otros campos eléctricos.

Las fuerzas de Van Der Waals actúan a distancias mayores de 5 angströms ( $5\text{\AA}$ ),  $1\text{\AA} = 0.0001$  micras, mientras que las de valencia primaria lo hacen en distancias de  $1\text{\AA}$  a  $2\text{\AA}$  por lo que las uniones de este tipo son muy fuertes. La unión hidrógeno sucede cuando un átomo es igualmente atraído a otros dos átomos formando un puente entre ellos, la unión actúa en distancias del orden de  $2\text{\AA}$  a  $3\text{\AA}$  y es aproximadamente 10 veces más fuerte que la unión de Van Der Waals. La unión catiónica se presenta cuando un catión es igualmente atraído a dos moléculas cargadas negativamente, ésta unión es muy débil e inestable. La unión electrostática ocurre entre todas las partículas cargadas eléctricamente. Las estructuras de la molécula pueden ser polares y por consiguiente se desarrollan fuerzas de Van Der Waals dependiendo de la orientación de las partículas.

En el suelo fino cuyo tamaño es menor a 0.074 mm y la forma laminar es la que predomina en las partículas ya que las dos dimensiones son mucho mayores que la tercera, cada partícula de suelo posee cargas eléctricas en su superficie y por lo tanto atrae iones a la misma con el fin de neutralizar su carga eléctrica total, a su vez estos iones atraen moléculas de agua y además el agua es atraída directamente a la superficie de las partículas de suelo, a partir de aquí todas las partículas de suelo tienden a estar rodeadas por una capa de agua orientadas de forma definida y ligadas a su estructura, a esto se le llama agua absorbida.

Las moléculas de agua funcionan como pequeños dipolos permanentes con la posibilidad de atraer otros cationes; los propios cationes atraen moléculas de agua de modo que cada catión posee un volumen de agua en torno a él, los cristales de arcilla pueden cambiar los cationes absorbidos en su película superficial, lo sucedido es un intercambio de cationes entre el agua y las películas absorbidas por las partículas minerales.

Entre las partículas de suelo actúan fuerzas de repulsión, las cuales son más importantes con respecto al peso de las partículas, estas fuerzas tienen influencia sobre la manera en que se ordenan las partículas en el proceso de sedimentación, es decir si la resultante de las fuerzas de atracción y repulsión entre dos partículas arcillosas es de atracción ambas partículas tenderán a moverse una hacia otra entrando en contacto, a esto se le llama floculación ahora bien si la fuerza resultante es repulsiva las partículas tenderán a separarse una de otras a tal efecto se denomina dispersión.

Algunos factores como la temperatura y la concentración de iones en el agua intersticial, influyen sobre las fuerzas de atracción y repulsión entre las partículas por lo cual el medio en que se produce la sedimentación tiene influencia sobre la forma en la que se disponen las partículas al depositarse.

Las propiedades mecánicas de las arcillas, pueden cambiar al variar los cationes contenidos, por que a diferentes cationes ligados corresponden distintos espesores de película absorbida, en donde se refleja, sobre todo, es en las propiedades de plasticidad y resistencia del suelo. El intercambio catiónico forzado se ha usado para tratar suelos con fines de mejorar su comportamiento mecánico.

La expansibilidad de una arcilla depende del tipo del mineral que la componga y esa expansibilidad aumenta en el orden: Caolinita, Illita y Montmorilonita. Los cationes de absorción juegan un papel muy importante en la expansibilidad. El litio y el sodio son los cationes que producen la expansibilidad mayor, mientras que el hierro es uno de los que producen la expansibilidad menor.

En la práctica se adopta el cambio de volumen como una medida relativa en la expansibilidad, éste cambio de volumen se expresa en porcentaje del volumen total inicial de una muestra secada al aire y puesta a saturar en el consolidómetro estándar bajo una presión de 0.7 Ton/m<sup>2</sup>. El incremento de volumen se ha relacionado con el contenido coloidal, el índice de plasticidad y el límite de contracción, estos tres conceptos proporcionan una identificación adecuada para fines prácticos.

La estructura interna de los silicatos, conformados por compuestos cristalinos, a escala molecular están formados por planos y caras muy bien definidos.

Cada átomo de silicio tiene cuatro cargas eléctricas positivas, mientras que cada átomo de oxígeno tiene dos cargas negativas, es necesario que cada uno de los átomos de oxígeno use una de sus cargas para atraer a una de las cargas de silicio, quedando así saturado el átomo central (Si), mientras que en las esquinas todavía tienen una carga negativa para enlazarse a otro átomo con carga positiva, cuando esto sucede se puede formar una cadena de tetraedros mediante los enlaces de la siguiente figura 1.11

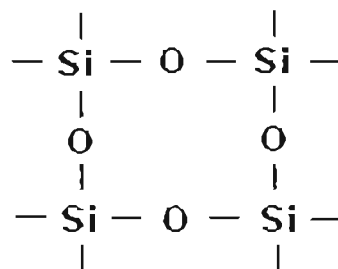


Figura 1.11 Cadena de tetraedros mediante enlaces de átomos de silicio y oxígeno. (ref. 14)

Mediante este arreglo se logra formar cadenas verticales que unen a las cadenas horizontales para formar redes y sobre poner una red encima de otra, de esta manera se formarían arreglos tridimensionales. También se puede sustituir uno de los átomos de silicio por otro, por ejemplo de aluminio (Al), con la cual el arreglo quedaría desbalanceado, ya que el aluminio sólo tiene tres cargas eléctricas positivas en vez de cuatro, dejando una carga negativa suelta en uno de los átomos de oxígeno, como se muestra en la figura 1.12

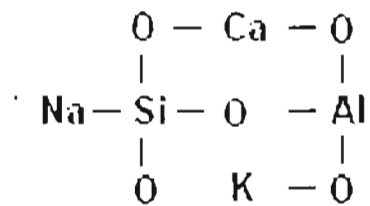


Figura 1.12 Cadena representando la sustitución de un átomo de Si por un átomo de Al. (ref. 14)

Como se observa en éste esquema, la carga negativa desbalanceada puede ser satisfecha por un catión positivo, por ejemplo el sodio (Na) o el potasio (K), con lo cual se logra nuevamente una estructura neutra.

Para unir dos o más tetraedros se deben cumplir dos reglas (reglas de Pauling).

1.-La suma de las cargas negativas debe ser igual a la suma de las cargas positivas de manera que la estructura sea eléctricamente neutra.

2.-Todos los elementos con carga positiva pueden enlazarse o rodearse de elementos cargados negativamente de forma coordinada.

La ley de Lowenstein dice:

No es válido enlazar dos tetraedros que tengan un átomo central de aluminio, sólo pueden enlazarse mediante otro tetraedro intermedio a base de silicio.

Basándose en éstas tres reglas, la estructura se arma de tal manera que un tetraedro 1T, figura 1.13, pueda unirse a otro para formar un arreglo tipo 2T –dos tetraedros–, 3T -tres tetraedros- y así sucesivamente.

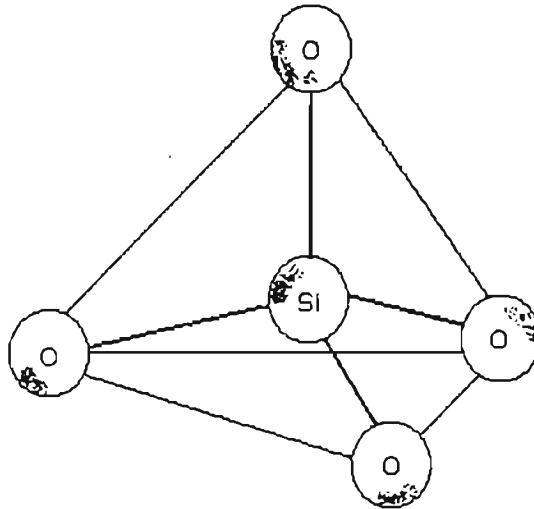


Figura 1.13 Tetraedro elemental. (ref. 14)

Cada uno de estos arreglos es típico de algunos minerales más conocidos como el circón que está compuesto de tetraedros aislados 1T, mientras que los piroxenos por cadenas simples de un número infinito de miembros, nT.

Las redes de tetraedros que se extienden a lo largo y a lo ancho formando hojas completas que constituyen el grupo de filosilicatos o estructuras laminares de los que forman parte las arcillas.

Para el estudio de la estructura de los silicatos puede facilitarse construyendo un mineral a partir de ciertas estructuras básicas, referido en la figura 1.14, la unión entre las unidades básicas esta formada por enlaces de hidrogeno y fuerzas de valencia secundaria.

En las estructuras de los minerales arcillosos se hallan dos agrupaciones importantes:

La unidad tetraédrica y la unidad octaédrica.

La unidad tetraédrica está organizada por cuatro átomos de oxigeno equidistantes a un átomo de silicio, las unidades se pueden combinar para integrar la lámina de silice formada por seis unidades tetraédricas.

La unidad octaédrica esta arreglada por seis hidroxilos rodeando a un átomo que puede ser aluminio o magnesio, las unidades octaédricas también se pueden combinar para formar diferentes tipos de láminas.

Existen seis diferentes unidades arcillosas básicas:

- a) Unidad tetraédrica de sílice.
- b) Unidad octaédrica de aluminio.
- c) Unidad octaédrica de magnesio.
- d) Lámina de sílice.
- e) Láminas de gibsita con átomos interiores de aluminio.
- f) Láminas de brucita con átomos interiores de magnesio.

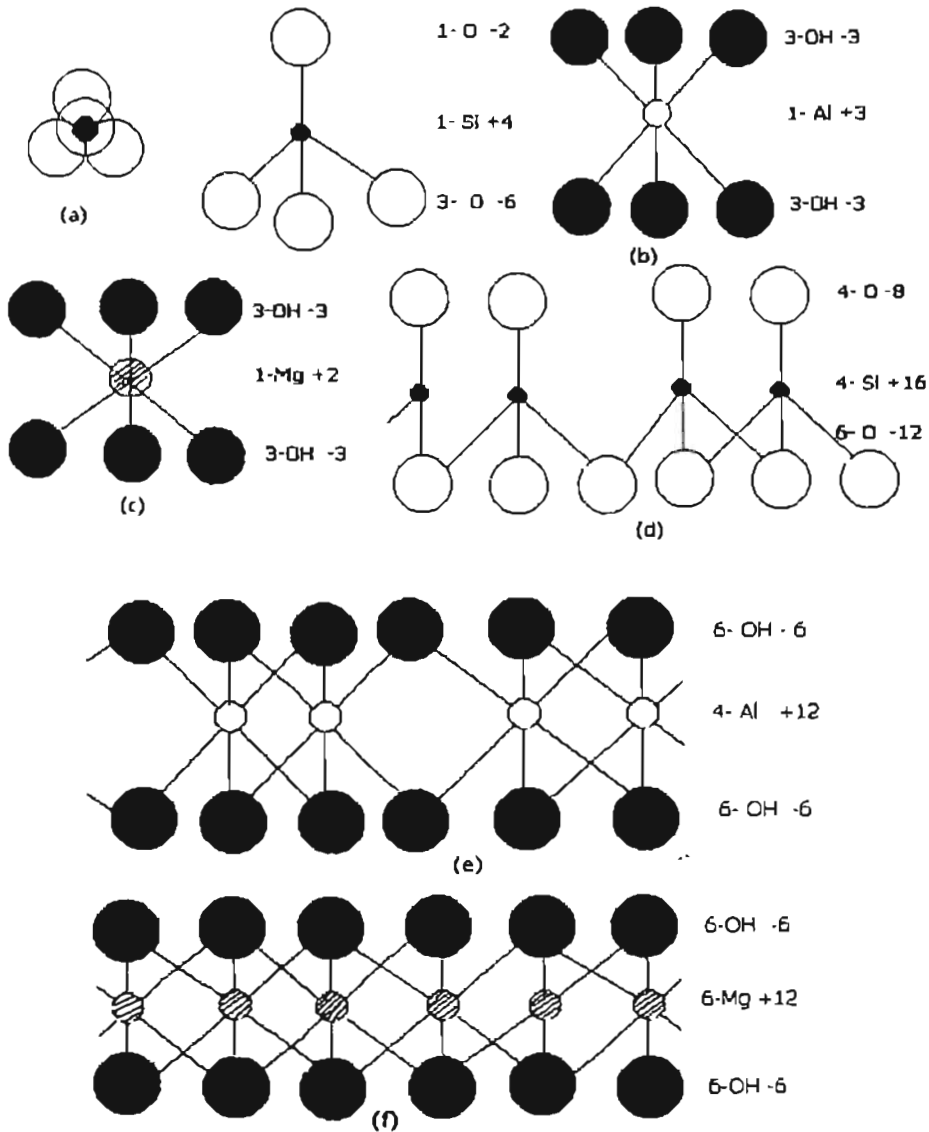


Figura 1.14 Unidades estructurales de los silicatos. (ref. 13)

Ion	Radio (Å)	Símbolo
Al <sup>+3</sup>	0.57	○
Si <sup>+4</sup>	0.39	●
O <sup>-2</sup>	1.32	○
OH <sup>-1</sup>	1.32	●
Mg <sup>+2</sup>	0.78	⊘

Un examen de las valencias en la figura 1.14, muestra que el tetraedro y los dos octaedros no son neutros eléctricamente y por lo tanto no pueden existir como unidades aisladas, pero la gibsita y la brucita son eléctricamente neutras y existen en la naturaleza como tales.

Una partícula mineral real no está formada generalmente por sólo unas pequeñas capas básicas, por el contrario un cierto número de capas están colocadas unas encima de otras para formar un cristal real.

Al unir los vértices de los tetraedros para formar anillos de seis tetraedros, las puntas de los tetraedros se encuentran a la misma altura formando un plano, lo mismo ocurre con los átomos de silicio situados en el centro de los tetraedros y con los oxígenos colocados en la base. La articulación de los tres planos conduce a la formación de una lámina de sílice, de igual manera sucede con el octaedro formación típica, como se muestra en la figura 1.15, de los compuestos de aluminio o del magnesio dando lugar a una lámina octaédrica.

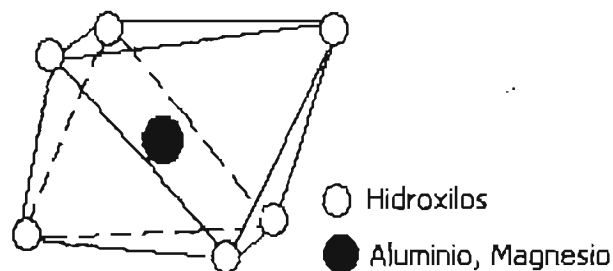


Figura 1.15 Octaedro elemental. (ref. 14)

La unión de una lámina de sílice con otra lámina octaédrica genera una estructura 1:1, ahora si se le une una tercera lámina, la de sílice, a la estructura anterior, se obtiene una estructura 2:1 la cual es la más completa y no acepta una nueva adición debido a la saturación de los enlaces.

La sustitución del silicio por otro elemento, como el aluminio, en la lámina de sílice o la sustitución del aluminio en la lámina octaédrica por otro elemento de menor carga como el magnesio, esto causa un cambio químico, provocando que las propiedades de cada arcilla mineral sean distintas pero se mantiene esencialmente la estructura.

En las siguientes líneas se mencionará como se encuentran estructurados los tres importantes grupos de los minerales arcillosos.

### **Caolinita.**

En la lámina de sílice, como las fuerzas de valencia en los átomos de oxígeno son insatisfechas, se pueden unir a la lámina de gibsita, estructura 1:1. La unión es posible porque dos átomos de oxígeno ocupan el lugar de dos de hidroxilo, la ligadura es demasiado fuerte por ser de tipo iónico como de valencia, por lo que la lámina es eléctricamente neutra obteniendo el mineral conocido como caolín. Las láminas de éste tipo se unen unas sobre otras para formar cristales de caolinita, las fuerzas son del tipo hidrogeno por medio de iones de oxígeno e iones de hidroxilo, la unión es relativamente fuerte. Es posible que las láminas de sílice y gibsita se puedan extender indefinidamente en forma horizontal, la mayor parte de las partículas de caolinita son de forma hexagonal partículas planas con un radio aproximado de 0.5 a 1.0 micra. En las partículas por quedar interrumpidas en sus bordes, las uniones se habrán roto, ocasionando que los bordes tengan carga positiva o negativa con la posibilidad de absorber iones extraños. Las fuerzas que se unen para formar caolinita, son lo suficientemente resistentes y estables, por lo que el agua no puede filtrarse en las láminas para separarlas, figura 1.16



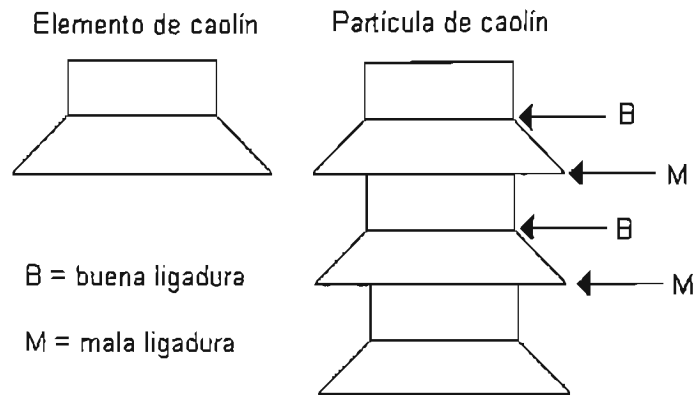


Figura 1.16 Unidades estructurales que forman un elemento y una partícula de caolín. (ref. 4)

### Montmorilonita.

Es el mineral que se le conoce también como pirofilita, es la unión de una lámina de gibsita en medio de dos láminas de sílice, estructura 2:1, aquí hay equilibrio eléctrico. Cuando existe sustitución isomorfa, que consiste en la sustitución de un átomo por otro, por ejemplo, en la lámina de gibsita el átomo de aluminio es sustituido por un átomo de hierro o magnesio, se obtendrá una carga de más la cual es negativa. Si el agua contiene cationes, éstos son atraídos a las láminas de tal manera que satisfacen casi totalmente a la carga negativa resultante. El espesor de las láminas de montmorilonita es del orden de  $10 \text{ \AA}$  y el ancho alcanza  $1 \times 10^4 \text{ \AA}$ , se superponen una sobre otra, teniendo como liga las atracciones mutuas de dos láminas hacia cationes intercambiables, los cationes son intercambiables, porque no se quedan fijos en las láminas. La unión catiónica en la montmorilonita depende del tipo de catión que se encuentre en el momento, pero por lo regular la unión es débil, esto ocasiona que el agua penetre con facilidad entre las láminas de montmorilonita, provocando la separación, por lo que los suelos que contengan cantidades considerables de montmorilonita presentan características muy importantes de expansión, figura 1.17

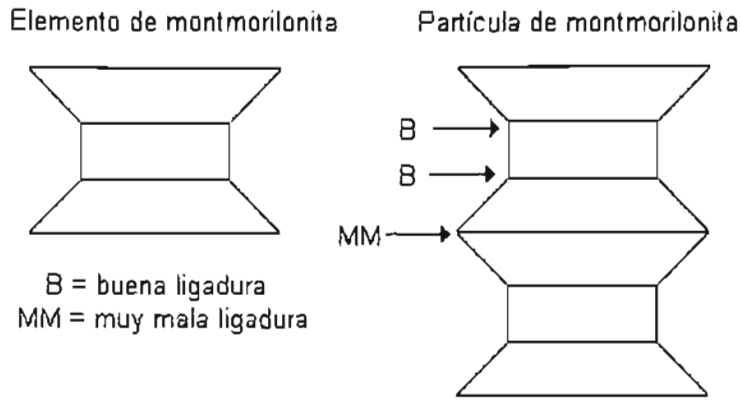


Figura 1.17 Unidades estructurales que forman un elemento y una partícula de montmorillonita. (ref. 4)

### Ilita.

La estructura de la ilita es igual a la de la montmorillonita, 2:1, sólo que la sustitución isomorfa se realiza con los átomos de aluminio en la lámina de sílice dando con ello una carga residual negativa más alta que la carga de la montmorillonita, pero una parte esencial de ésta carga se equilibra con cationes de potasio no intercambiable que ocupa el espacio entre los átomos de oxígeno inmediatos en los planos de la base, la acción hace que las dos capas de mineral estén más fuertemente ligadas que en la montmorillonita, por lo que la ilita no se expande tanto en presencia del agua como la montmorillonita. La ilita se encuentra en la naturaleza formando partículas que tienen un diámetro del orden de 0.5 micras y un espesor 50 veces menor, figura 1.18

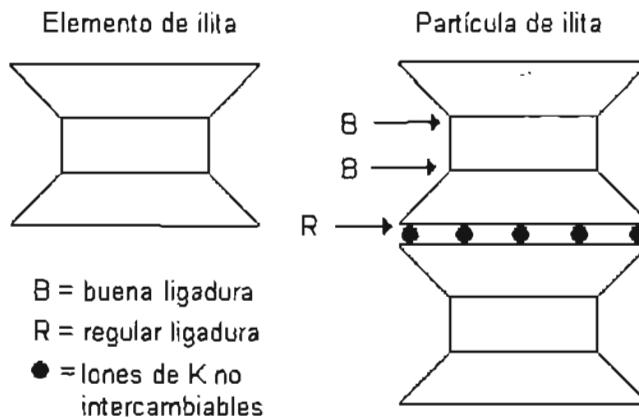


Figura 1.18 Unidades estructurales que forman un elemento y una partícula de ilita. (ref.4)

## **CAPÍTULO 2**

# **ESTUDIO GEOTÉCNICO**

## INTRODUCCIÓN

De la Mecánica de suelos se desprende de una manera obvia la necesidad de contar, tanto en la etapa de proyecto, como durante la ejecución de la obra de que se trate, con datos firmes, seguros y abundantes respecto al suelo con el que se esta tratando.

El conjunto de estos datos debe llevar al proyectista a adquirir una concepción razonablemente exacta de las propiedades físicas del suelo que hayan de ser consideradas en su análisis. En el laboratorio de Mecánica de Suelos en donde el proyectista ha de obtener los datos definitivos para su trabajo, primero, el realizar las pruebas de clasificación ubicará en forma correcta la naturaleza del problema que se le presenta y de esta ubicación podrá decidir, como segunda fase de un trabajo, las pruebas más adecuadas que requiere su problema particular, para definir las características de deformación y resistencia a los esfuerzos en el suelo con que haya de laborar.

Pero para llegar en el laboratorio a unos resultados razonablemente dignos de crédito es preciso cubrir en forma adecuada una etapa previa e imprescindible: la obtención de las muestras de suelo apropiadas para la realización de las diferentes pruebas.

La exploración del suelo es la primera y la más importante de las etapas para el diseño de una cimentación. Esta exploración deberá realizarse para todo tipo de estructuras, incluso las más modestas.

El estudio geotécnico tendrá como objetivo conocer la naturaleza y secuencia de los estratos del suelo del sitio en estudio, las condiciones de presión y la composición del agua del subsuelo, así como las propiedades mecánicas (resistencia y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos. Esta información permitirá diseñar en forma racional la cimentación y definir el método constructivo más adecuado para su ejecución.

El estudio geotécnico deberá constar de dos etapas: la primera, de exploración preliminar, permitirá la definición tentativa de los problemas geotécnicos del sitio y la segunda, de exploración de detalle, fundamentada en la anterior, incluirá la

realización de los sondeos y pruebas de campo y de laboratorio necesarios. En la tabla 2.1 se indica esquemáticamente la secuencia a seguir para la exploración.

<b>Exploración preliminar</b>	
Recopilación de la información disponible del sitio	
Interpretación de fotografías aéreas de la zona	
Recorrido de campo	
<b>Exploración de detalle</b>	
Levantamientos geológicos	Interpretación geológica del sitio
	Reconocimiento de discontinuidades
	Identificación de fenómenos geodinámicos
Exploración geofísica	Método geosismico de refracción
	Métodos de resistividad eléctrica
Exploración, muestreo y pruebas de campo	Pruebas de penetración
	Procedimientos de perforación
	Procedimientos de muestreo
	Investigación del agua del subsuelo
	Pruebas de campo
Pruebas de laboratorio	Identificación y clasificación de suelos pruebas Índice
	Pruebas mecánicas, pruebas hidráulicas
Instrumentación de campo	Medición de desplazamientos horizontales y verticales
	Medición de las presiones del agua del subsuelo

Tabla 2.1 Etapas del estudio Geotécnico. (ref.15)

Debe llevarse a cabo un recorrido de campo que debe ser realizado por un ingeniero especializado en geotecnia, acompañado de preferencia por un ingeniero geólogo; los objetivos que se persiguen son los siguientes:

1. Observar las estructuras construidas en la zona, indagar su comportamiento y evaluar los posibles efectos que ellas tendrán la nueva construcción.
2. Obtener más información que permita programar la exploración de detalle.

Los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo. Se buscarán evidencias de oquedades, grietas o cavernas. El reconocimiento se complementará con los datos que proporcionen los habitantes del lugar. Se

determinará si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación. En el caso de suelos finos compresibles, se buscará definir la historia de cargas soportadas previamente por el suelo del predio y de las áreas circundantes.

El alcance de la exploración depende de las condiciones del suelo en el sitio de una obra, pueden ser relativamente uniformes o extremadamente variables. Estas condiciones serán, en gran parte, determinantes de la complejidad de los problemas que se encontrarán tanto en el diseño como en la construcción de cimentaciones. La exploración del suelo deberá ser suficiente para proporcionar la información requerida con el objeto de entender la interacción entre las cimentaciones proyectadas y el suelo en que se apoyarán, con lo cual podrá llegarse a un diseño seguro y económico.

La profundidad que se alcance con los sondeos dependerá de las dimensiones y del tipo de estructura. También estará determinada en gran parte por las características del suelo y la secuencia estratigráfica. La exploración deberá efectuarse hasta una profundidad tal que permita explorar adecuadamente toda la masa de suelo que resulte afectada por cambios causados por la construcción. En el caso de cimentaciones someras, deberá alcanzarse un nivel donde el incremento de esfuerzo vertical sea menor del 10% de la presión existente a causa del peso propio de los materiales existentes arriba de esta elevación.

Para explorar el suelo, podrá recurrirse a pruebas de penetración con objeto de definir la estratigrafía y sus variaciones en el predio. Sin embargo, para determinar las propiedades de los materiales cohesivos en forma confiable siempre deberá recurrirse a sondeos con muestreo inalterado de los estratos que pueden influir en forma significativa en el comportamiento de la construcción.

Las propiedades físicas y mecánica de los suelos se determinarán con pruebas de campo, ensayos de laboratorio y/o combinación de ambos.

Estas pruebas deberán realizarse siguiendo las normas aceptadas. Debido a la variabilidad de los suelos, las pruebas de campo deberán hacerse cuando menos por duplicado.

Los ensayos de laboratorio tendrán dos objetivos esenciales:

1. Clasificar cuidadosamente los suelos encontrados y corroborar la identificación de campo.
2. Obtener los parámetros de resistencia y deformación necesarios para el diseño de la cimentación.

A fin de alcanzar estos propósitos se realizarán las pruebas índice, mecánicas e hidráulicas mencionadas en la tabla 2.2

<b>PRUEBAS DE LABORATORIO</b>	
<b>Pruebas Índice</b>	
Granulometría	
Contenido de agua	
Límites de consistencia	
Densidad de sólidos	
Peso Volumétrico	
<b>Pruebas Mecánicas</b>	
Resistencia al esfuerzo cortante	Compresión axial no confinada
	Compresión triaxial
	Corte directo
	Torcómetro
Deformabilidad	Compresibilidad
	Expansión
	Colapso
Pruebas hidráulicas	Permeabilidad

Tabla 2.2 Pruebas de laboratorio. (ref. 15)

## 2.1 ELEMENTOS QUE INTERVIENEN EN LA EXISTENCIA DE LOS SUELOS EXPANSIVOS

Para tener un claro sentido sobre la identificación de los suelos expansivos, se inicia por la investigación de campo que se realiza en el sitio de obra, de esta manera se observan los elementos que indican la presencia de éste tipo de suelo, conocer la orografía regional es de gran ayuda ya que los suelos arcillosos se forman en depósitos fluviales o lacustre por lo regular en valles y depresiones.

El clima tiene un gran efecto en un suelo con potencial expansivo ya que en periodos de sequía muy largos, el suelo pierde una gran cantidad de agua por medio de la evaporación, pero cuando ocurre el periodo de lluvias el suelo se vuelve a hidratar, el cual provoca un cambio de volumen: la expansión.

Al evaluar la cantidad y tipo de arcilla que contiene el suelo se puede llegar a conocer que tan expansivo es, ya que un suelo con mucha arcilla puede ser más expansivo que otro con menos arcilla, de la misma manera, si una arcilla es más plástica que otra, la primera podrá ser más expansiva que la segunda, haciendo mención que las arcillas más expansivas son las montmorilonitas y las menos activas las caolinitas.

El agrietamiento superficial también es un elemento que logra probar la existencia de un suelo con potencial expansivo; las grietas que existen en la superficie suelen ser del tipo "piel de cocodrilo" las cuales indican contracciones del suelo debidas a la pérdida de agua. La separación, magnitud, y profundidad de las grietas son un signo del grado de expansión del suelo al volverse a hidratar.

La posición y variabilidad del Nivel Freático indica si el suelo es activo o no, ya que el suelo que se encuentra abajo del Nivel Freático saturado, pero si el NAF baja significativamente el suelo perderá agua volviéndose activo, ahora si el nivel del agua vuelve a subir o hay aportación de agua en la superficie, el suelo se hidratará nuevamente con la conocida expansión.

El espesor del estrato del suelo expansivo ayuda a establecer la magnitud de los desplazamientos verticales al expandirse, estará en función del espesor en potencia, siendo mayor la expansión cuando el espesor es mayor.



Para lograr determinar el grado de expansión del suelo es cuestión, se lleva a cabo el análisis de las propiedades índice del suelo.

Las propiedades índice del suelo son las siguientes:

### **Contenido de finos.**

El porcentaje de finos menores que 0.074 mm (malla No. 200), determinado mediante una prueba de granulometría, indica el grado de expansión que puede tener el suelo, por que a mayor contenido de finos mayor expansión. Los suelos con menos de 12% de finos se consideran no expansivos.

### **Granulometría de la parte fina del suelo.**

La prueba del hidrómetro permite conocer los tamaños de las partículas que constituyen la porción fina del suelo, menor que 0.074 mm (malla No. 200), es importante por que se ha observado que cuando dichas partículas son mayores que 0.002 mm no son activas, mientras que las partículas menores que una micra si lo son, es decir al disminuir el tamaño el tamaño de las partículas aumenta el potencial expansivo del suelo.

### **Límite líquido.**

El Límite líquido indica el grado de expansión porque cuando aumenta el Límite líquido el grado de expansión también, de manera que las arcillas menos expansivas tienen límites líquidos entre 30% a 75%, mientras que las más expansivas el Límite líquido oscila entre 100% y 700%.

### **Límite plástico.**

La expansión del suelo es mayor cuando el Límite plástico también lo es; por ejemplo, en la caolinita el Límite plástico varía de 26% a 38%, mientras que en la montmorilonita es de 50% a 100%.

### **Límite de contracción.**

A menor Límite de Contracción, se tiene una mayor expansión, de manera que cuando el primero es menor de 10%, la segunda se considera crítica y cuando es mayor de 12% la expansión puede considerarse como no crítica. Cuando éste índice no es conocido se puede evaluar a partir de Límite plástico y del índice de plasticidad con la siguiente relación:

$$L_c = \frac{50LP}{50 + I_p}$$

### **Contenido de agua.**

Se puede decir que a mayor humedad natural del suelo, existe una menor expansión, pero el contenido de agua es eventual por que depende de las condiciones ambientales y puede variar considerablemente de acuerdo a la época en que se encuentre. Cuando la humedad natural es determinada durante la sequía es próxima al Límite plástico, el suelo tiene la facilidad de expandirse durante el periodo de lluvias.

### **Relación de vacíos.**

Se ha observado que la relación de vacíos suele ser menor que la unidad en los suelos expansivos y mayor en los no expansivos; se debe considerar que la relación de vacíos varía con la época en que se encuentre, porque cuando el suelo pierde agua se contrae y los vacíos disminuyen su volumen.

### **Peso volumétrico seco.**

Cuando el peso volumétrico seco es mayor, existe una mayor expansión, esto es porque el suelo expansivo pierde agua, las partículas que lo forman se acercan unas a otras densificando el suelo.

## 2.2 METODOS PARA IDENTIFICAR SUELOS EXPANSIVOS

La prueba de consolidación estándar es prácticamente la única que se ha usado extensamente hasta el presente para estudiar la compresión y expansión de las arcillas. En un trazo semilogarítmico de e-p, la curva virgen de compresión de la figura 2.2

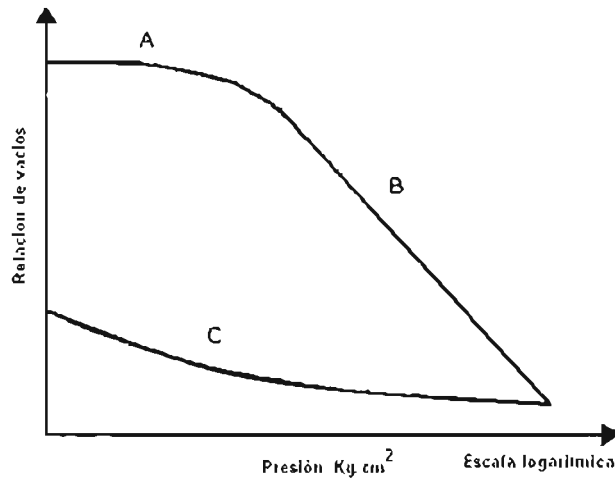


Figura 2.1 Curva de compresibilidad. (ref. 2)

se aproxima mucho a una línea recta y la compresión del suelo está adecuadamente descrita por el índice de compresibilidad,  $C_c$  definido por la ecuación:

$$C_c = -\Delta e / \Delta \log P$$

La curva de expansión se asemeja menos a una línea recta, pero aún se puede considerarse como tal, al menos para grados de preconsolidación no muy altos. Esta curva de expansión también puede representarse, por lo tanto, por una expresión de la forma.

$$C_s = -\Delta e / \Delta \log P$$

$C_s$  = índice de expansión.

Este es el índice que se ha usado para cuantificar el grado de expansibilidad de una arcilla. En la práctica puede afirmarse que a un mayor índice de compresibilidad corresponde un mayor índice de expansibilidad.

En la práctica se ha adoptado como una medida relativa de la expansión de la arcilla el incremento de volumen, expresado en porcentaje, del volumen inicial de una muestra secada al aire y puesta a saturar en un consolidómetro estándar bajo una presión de  $0.7 \text{ Ton/m}^2$  ( $1 \text{ lb/in}^2$ ). El criterio cuantitativo anterior se ha correlacionado con el contenido coloidal (porcentaje de partículas menores que  $0.001 \text{ mm}$ ), el índice de plasticidad y el límite de contracción. Estos tres conceptos proporcionan una identificación adecuada para fines prácticos.

Al realizar la prueba de consolidación estándar, las muestras a obtener deberán ser realmente representativas, usándose muestras lo más inalteradas que sea posible, cuando se trabaje con suelos naturales y muestras compactadas guardando todas las similitudes con el prototipo, cuando se quieren medir expansiones de estructuras hechas con suelos que habrán de compactarse en el prototipo; en últimas pruebas podrán usarse muestras inalteradas, en el que se conserve, sin embargo, el contenido de agua original, pues el secado puede producir cambios irreversibles en la estructura del material.

Al preparar los consolidómetros debe de cuidarse de no modificar la estructura de la arcilla ni su contenido de humedad, por las mismas razones.

Un factor muy importante es la secuencia de humedecimiento y carga a que se someta la muestra durante la prueba, pues ésta deberá representar fielmente a la que tendrá lugar en el prototipo. Se obtienen diferencias fuertes en las características de expansión de una arcilla según que, durante las pruebas, la carga preceda al humedecimiento o que éste tenga lugar antes que el proceso de carga. Por ejemplo, si la cimentación de una estructura va a quedar antes de que ocurra el humedecimiento de su suelo de cimentación, los especímenes deben cargarse antes de permitir su humedecimiento; recíprocamente, si el terreno de cimentación tiene un nivel freático alto de manera que la arcilla se expanda antes de que la carga de la estructura actúe, las muestras deberán saturarse por completo antes de ser cargadas.

Como ilustración de las diferencias anteriores, se presenta la gráfica de la figura 2.2 en la que se muestran curvas típicas de la relación cambio de volumen-carga de una misma arcilla expansiva.

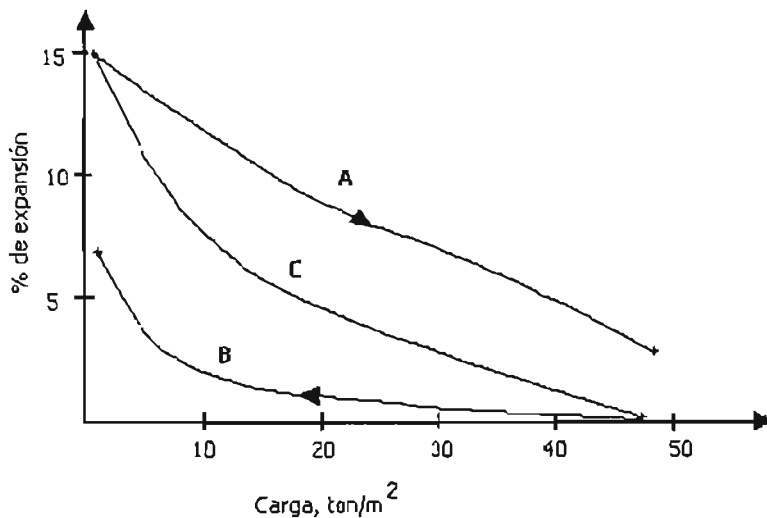


Figura 2.2 Efecto de la secuencia humedecimiento carga de una arcilla expansiva. (ref. 2)

La curva A muestra el efecto de humedecer primero al suelo bajo una carga de 0.7 Ton/m<sup>2</sup> (1 lb/in<sup>2</sup>), dejándole que absorba toda el agua que desee, para cargarlo posteriormente en incrementos, de modo que se consolide la muestra bajo cada incremento obteniéndose volúmenes decrecientes a medida que aumenta la carga aplicada en cada incremento. La curva B, por el contrario, se ha obtenido cargando primero el espécimen a una carga inicial tal que contrarreste la tendencia de la expansión de la muestra, de manera que al ponerla en condiciones de absorber agua, no lo haga bajo esa carga; si ahora esa carga se reduce (en decrementos) se obtiene la curva B, expandiéndose el suelo según va absorbiendo agua bajo cargas decrecientes.

La curva C, muestra las expansiones que se obtienen para la arcilla sujeta a prueba cuando el espécimen se carga primeramente a una cierta presión intermedia cualquiera y posteriormente se permite que tome agua, hasta llegar a una condición de equilibrio; esta curva permite conocer que expansión llegará a tener la arcilla probada cuando absorba agua sujeta a diferentes cargas. Como se había anticipado, la expansión final es menor cuanto mayor sea la carga a que está sujeta la arcilla. La curva C, contiene el primer punto de la A, puesto que este

indica la expansión de la arcilla cuando se satura bajo carga de  $0.7 \text{ Ton/m}^2$ , condición común para ambas curvas; también contiene el primer punto de la curva B, pues en éste la arcilla se dejó expandir bajo la presión de expansión en ambos casos.

Los criterios más sencillos para la identificación de suelos potencialmente expansivos se basan en los Límites de consistencia del material y en su contenido de agua inicial o peso volumétrico seco.

En las gráficas de la figura 2.3 permiten calcular el potencial de expansión de los suelos. Conviene observar que la muestra analizada debe tener un contenido de agua representativo de las condiciones iniciales más críticas previstas teniendo en cuenta la época en que se construirá la obra. Las condiciones climáticas tienen más influencia sobre la expansión que las propiedades mismas de las arcillas. Bajo climas extremos, cualquier arcilla superficial de plasticidad media a alta con bajo contenido de agua puede presentar expansión.

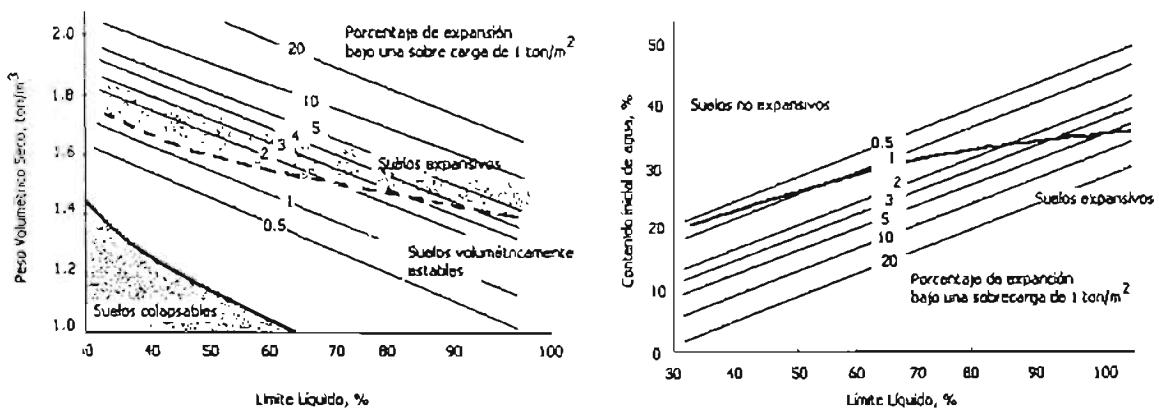


Figura 2.3 Evaluación cualitativa del potencial de expansión. (ref. 15)

Para determinar la magnitud de las expansiones potenciales que pueden presentarse a diferentes profundidades al saturarse el suelo, se recurrirá a pruebas de expansión. Las pruebas se realizarán bajo las cargas correspondientes a los esfuerzos verticales que actuarán después de la construcción a las profundidades en las que se recuperaron las muestras. El procedimiento es el siguiente:

a) Se obtendrán muestras inalteradas a diferentes profundidades representativas de la arcilla superficial en un momento en que las tensiones capilares sean efectivas (que la superficie no haya sido sometida a inundación o lluvias fuertes) y representativas de las condiciones que prevalecerán inmediatamente antes de la construcción.

b) En un consolidómetro se aplicará a los especímenes (con su contenido de agua natural) una presión vertical igual a la que existirá después de la construcción a las profundidades correspondientes, incluyendo la presión transmitida por la estructura; se agregará entonces agua para saturar los especímenes y se medirán las expansiones resultantes.

c) Se calcularán las expansiones finales como porcentaje de la altura inicial del espécimen y se dibujarán estos valores contra la profundidad.

d) En la figura 2.4 se calculará la expansión total, la cual es igual al área **A** debajo de la curva porcentaje de expansión contra profundidad.

En la memoria de diseño se definirán las medidas a tomar para evitar las expansiones y/o limitar sus efectos sobre la cimentación y la estructura.

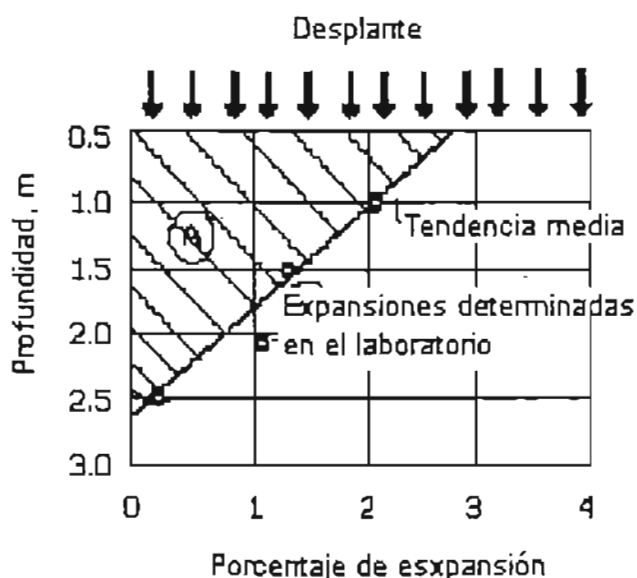


Fig. 2.4 Cálculo de expansiones. (ref. 16)

## **Método de USBR.**

El método mundialmente más aceptado para identificar los suelos expansivos es el del USBR. Se apoya en la correlación que hay entre el contenido de coloides ( $< 0.001$  mm), las variaciones volumétricas y pruebas índice, atendiendo los siguientes principios:

El contenido de coloides en el suelo es el principal responsable de su actividad expansiva. Por consiguiente, mientras más alto sea este contenido, mayor será la posibilidad de cambios volumétricos: expansión y contracción; es decir, los cambios volumétricos de un suelo están en proporción directa a su contenido de coloides.

Puesto que dentro del estado plástico de un suelo ocurre la mayor parte de las variaciones en volumen, es pertinente señalar que el Índice plástico (LL - LP), es una medida de la expansión. Un Índice plástico alto, indica que el suelo puede tener grandes cambios de humedad, permaneciendo dentro del estado plástico y por lo tanto, el suelo podrá sufrir fuertes cambios volumétricos. En otras palabras los cambios volumétricos ocurren en razón directa al Índice plástico, manteniendo otros factores constantes.

Un límite de contracción bajo significa que el suelo, cuando se seca, puede contraerse fuertemente, es decir, los cambios volumétricos ocurren en razón inversa al Límite de contracción. Por lo tanto, esta característica da una idea sobre la magnitud de las contracciones volumétricas y por consiguiente de las expansiones.

El método del USBR, define el grado de expansión de un suelo en función del cambio volumétrico ( $\Delta V/V_0$ ) de una muestra de suelo secada al aire y llevada a la saturación colocada en anillo de consolidación convencional bajo una sobrecarga de  $0.07 \text{ Kg/cm}^2$  ( $1 \text{ lb/in}^2$ )

Para fines prácticos, en la tabla 2.3 se ha correlacionado conjuntamente el índice plasticidad ( $I_p$ ), el límite de contracción ( $L_c$ ), y el contenido de coloides ( $C_c$ ) con  $\Delta V/V_0$  y grado de expansión (GE), como se indica en porcentajes a continuación:



GE	Muy alto	Alto	Medio	Bajo
Lc	< 11	7-12	10-16	> 15
Ip	> 35	25-41	15-28	< 18
Cc	> 28	28-31	13-23	< 15
$\Delta V/V_0$	> 30	20-30	10-20	< 10

Tabla 2.3 Correlación de Lc, Ip, Cc, Ge y Cv

Una vez que se ha calificado la expansión de un suelo se procede a recabar el máximo de información básica posible, dependiendo de la importancia de la obra, para encontrar la solución integral al problema de la cuantificación de los cambios volumétricos y su evolución con el tiempo.

En el caso de suelos inalterados, es necesario disponer de la siguiente información:

El perfil de suelos, que incluye: el espesor de los estratos de suelo expansivo; la profundidad y las fluctuaciones del nivel freático; la naturaleza y el grado de desecación de los suelos y las características del suelo en cuanto a fisuras y grietas que afectan el comportamiento del mismo durante los ciclos de humedecimiento y secado.

La variación con la profundidad de los siguientes parámetros:

La relación Humedad ( $w$ ) / Límite plástico ( $L_p$ ) en diferentes épocas del año. La frontera inferior de la zona (capa) activa corresponde a la profundidad en que la relación  $w/L_p$  tiende a la unidad, según observaciones de campo.

Esta capa es afectada por la precipitación pluvial; la intensidad de los cambios climáticos; la duración de las estaciones; la plasticidad y la permeabilidad de los suelos; la magnitud de la primera lluvia y el tamaño y espaciamiento de las grietas superficiales.

La presión de poro negativa (succión) para diferentes condiciones probables, tanto iniciales como finales. Cualquier cambio en la succión del suelo conduce al movimiento del agua de regiones con baja succión a aquellas en que ésta es alta; la humedad se redistribuye hasta que un nuevo estado de equilibrio se establece. Por lo tanto, los cambios en la succión provocan los cambios en la humedad, que a su vez controlan los cambios volumétricos, ya que, en general, manteniendo

otros factores constantes, a menor humedad inicial mayores cambios volumétricos ocurrirán al aumentar ésta. Muchos factores afectan la succión, como son: el tipo y textura del suelo; su intensidad y temperatura; las presiones barométricas y de confinamiento; y los efectos de la histéresis por los ciclos de humedecimiento y secado.

La relación e intensidad de la presiones verticales ( $\sigma_v$ ) y horizontales ( $\sigma_h$ ) en la masa de suelo.

Los esfuerzos horizontales ( $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ) y verticales ( $\sigma_z$ ) aplicados por la estructura que se cimiente sobre el suelo

Las características esfuerzo-deformación-permeabilidad-tiempo del suelo, obtenidas en el laboratorio para diferentes condiciones iniciales de sobre carga o confinamiento, bajo ciclos de humedecimiento y secado, tratando de simular las condiciones reales de funcionamiento del conjunto estructura- suelo de cimentación.

#### Método de Holtz.

El método propuesto por Holtz y Gibbs, considera el índice de plasticidad, el Límite de contracción y el contenido de partículas menores que 0.001mm De acuerdo con éste método el suelo se clasifica en la tabla 2.4.

Datos de las propiedades índice			Expansión probable, cambio volumétrico en % (seca o saturado)	Grado de expansión
Contenido de coloides (% menor que 0.001mm)	Ip	Lc		
> 28	> 35	< 11	> 30	Muy alto
20 – 31	25 – 41	7 – 12	20 – 30	Alto
13 – 23	15 – 28	10 – 16	10 – 20	Mediano
< 15	< 18	> 15	< 10	Bajo

Tabla 2.4 Clasificación del suelo expansivo según Holtz. (ref. 2)

Como se observa, se da un valor de la expansión probable que es el porcentaje del volumen total bajo una carga de 0.07 Kg/cm<sup>2</sup>. El método es rápido y práctico, sin embargo la identificación es incierta así que debe emplearse con atención.

## Método de Bureau of Reclamation.

El Bureau of Reclamation de los E.U.A. realizó un estudio para clasificar a las arcillas desde el punto de vista de la intensidad de su potencial de expansión. Se toma en cuenta para definir este último el llamado grado de expansión, que es un porcentaje de expansión de una muestra de suelo secada al aire y colocada después en un consolidómetro, sumergida en agua y bajo una presión vertical de 0.07 Kg/cm<sup>2</sup>. El potencial de expansión se define en términos de otras características de la arcilla, además del grado de expansión, de las más importantes son el límite de contracción, el índice de plasticidad, el porcentaje de partículas menores a una micra y la expansión libre.

La expansión libre se define por medio de la siguiente ecuación:

$$E.L. = \frac{V - V_0}{V_0} \times 100$$

Realizando una prueba que consiste en formar una muestra de 10 cm<sup>3</sup> de suelo secado al aire, formada con la parte de material que pase la malla No. 40 e introducirla en una probeta graduada de 100 cm<sup>3</sup> llena de agua, midiendo el nuevo volumen de la muestra cuando llega al fondo de la probeta.

E.L. = expansión libre del suelo, en porcentaje.

V = volumen de la muestra después de la expansión, en cm<sup>3</sup>

V<sub>0</sub> = volumen de la muestra antes de la expansión, igual a 10 cm<sup>3</sup>

Un suelo con potencial de expansión alto puede tener una expansión libre mayor que 100%, por lo tanto el Bureau of Reclamation clasifica los suelos en la tabla 2.5

Potencial de expansión	Expansión en consolidómetro, % bajo presión vertical de 0.07 kg/cm <sup>2</sup>	Límite de contracción, %	Índice de plasticidad, %	Porcentaje de partículas menores que una micra.	Expansión libre, %
Muy alto	> 30	<10	> 32	> 37	> 100
Alto	20-30	6-12	23-45	18-37	> 100
Medio	10-20	8-18	12-34	12-27	50-100
Bajo	< 10	> 13	> 20	< 17	< 50

Tabla 2.5 Clasificación del suelo expansivo. (ref. 17)

La figura 2.5 es una representación gráfica de los datos contenidos en la tabla anterior y zonifica los suelos expansivos en un plano Índice de plasticidad - Porcentaje de partículas menores que una micra.

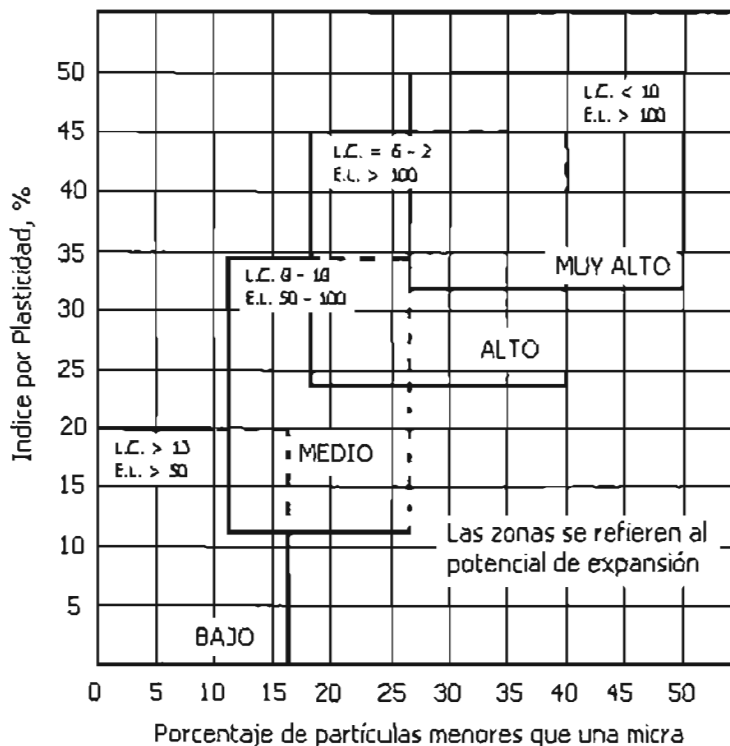


Figura 2.5 Clasificación de suelos expansivos. (ref. 17)

Las correlaciones del índice plasticidad, Límite de contracción y el contenido de partículas menores que una micra con el cambio volumétrico sufrido por un espécimen en consolidómetro, cuando se mantiene sumergida en agua bajo una presión vertical de  $0.07 \text{ Kg/cm}^2$ .

### **Método del Cuerpo de Ingenieros de Australia.**

El método se basa en observaciones directas y logra tener una información preliminar muy importante del suelo en el campo sin necesidad de efectuar pruebas de laboratorio de ésta manera se puede programar un muestreo racional y elegir las pruebas más adecuadas con fines de ingeniería. El método se expone en los siguientes tres puntos.

- 1) Observaciones generales del lugar y del perfil del suelo. Para llevar a cabo esto es necesario efectuar, de preferencia, pozos a cielo abierto o bien extraer muestras inalteradas. Se podría también aprovechar la existencia de cortes en la región o bien realizar la extracción de muestras alteradas estructuralmente.

<b>Deducciones de la observación visual</b>	
<i>Observaciones</i>	<i>Componente arcilloso dominante</i>
Agua turbias de coloraciones amarillo - café a rojo café.	Montmorilonitas, illitas y salinidad del suelo
Agua claras	Calcio, magnesio o suelo rico en hierro, suelo altamente ácido, arenas
Aguas claras con tonos azules	Caolines no salinos
Zanjas de erosión o tubificaciones en el suelo natural	Arcillas salinas, usualmente montmorilonitas
Ligeras erosiones o tubificaciones en el suelo natural	Caolinitas
Desprendimiento del suelo	Caolinitas y cloritas
Microrelieves superficiales	Montmorilonitas
Formaciones rocosas graníticas	Caolinitas, micas
Formaciones rocosas basálticas topografía con drenaje pobre	Montmorilonitas
Formaciones rocosas basálticas topografía con buen drenaje	Caolinitas
Formaciones rocosas de areniscas	Caolinitas
Formaciones rocosas de lutitas y pizarras	Montmorilonitas o illitas, usualmente con salinidad de suelos
Formaciones rocosas calizas	Montmorilonitas alcalinas y cloritas con propiedades muy variables
Formaciones recientes de piroclásticos	Alófanos
Formaciones recientes de piroclásticos	Alófanos

Tabla 2.6 Deducciones de la observación Visual. (ref. 1)

Deberá tomarse nota de los colores del suelo y del agua en los encharcamientos cercanos. De acuerdo con las observaciones hechas podría inferirse lo indicado en las siguientes tablas, respecto a los minerales en las arcillas.

Deducciones de la observación del perfil del suelo	
Arcillas moteadas o jaspeadas, con coloraciones rojo, naranja y blanco	Caolinitas
Arcillas moteadas o jaspeadas, con coloraciones amarillo, naranja y gris	Montmorilonitas
Arcillas gris oscuro y negras	Montmorilonitas
Arcillas café o café rojizo	lilitas con algo de montmorilonita
Arcillas gris claro o blancas	Caolinitas y bauxitas
Partículas pequeñas de alta refracción (micas)	Suelo micáceo
Cristales pequeños, fácilmente disgregables	Suelo rico en yeso o zeolitas
Nódulos duros, café rojizo	Hierro, lateritas
Agrietamiento intenso, con grietas amplias, profundas y con una separación de 5 a 6 cm.	lilitas ricas en calcio y montmorilonitas
Igual al anterior pero con separación de las grietas de 30 cm. o más	lilitas
Suelo disgregable de textura abierta con cantidades apreciables de arcillas	Suelo usualmente asociados con carbonatos, alófanos o caolín, pero nunca montmorilonita y rara vez lilita
Suelo disgregable de textura abierta con cantidades apreciables de arcilla de color negro	Suelo orgánico, turba
Suelo disgregable de textura abierta con bajo contenido de arcilla	Carbonatos, limos y arenas
Suelos que presentan una apariencia rugosa en la superficie expuesta al intemperismo	Montmorilonita con salinidad del suelo
Horizontes de suelos blancuzcos de espesores relativamente pequeños y cerca de la superficie (hasta a 60 cm. de la superficie)	Arriba del horizonte blancuzco se tienen limos finos y abajo arcilla dispersa. (en Australia)

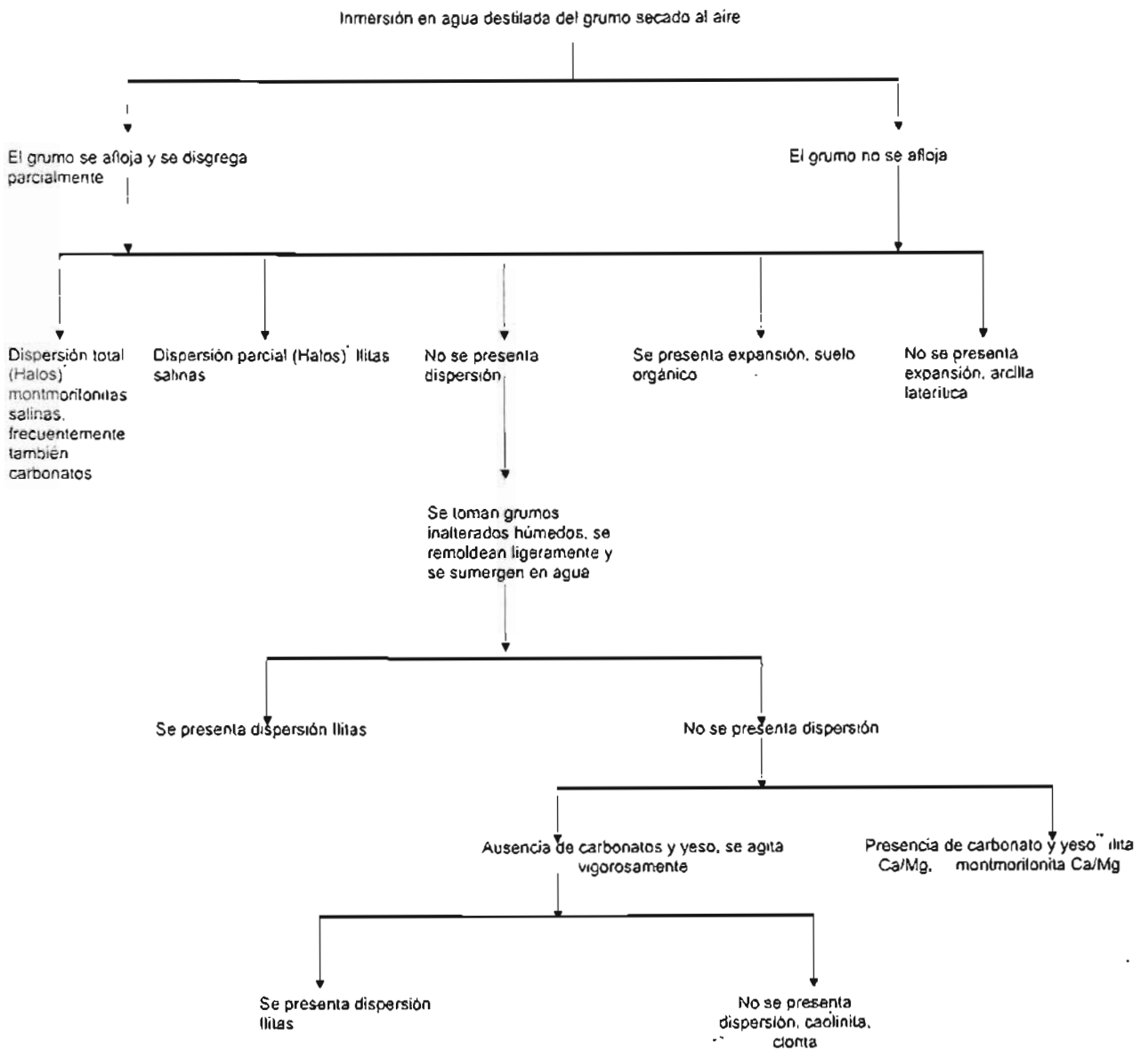
Tabla 2.7 Deducciones de la observación del perfil del suelo. (ref. 1)

2) Apreciación de la textura del suelo. La textura del suelo se deberá estimar con la ayuda de agua de lluvia o destilada. Con un poco de experiencia se pueden estimar las relativas proporciones de arenas, limos o arcillas existentes en una muestra. Una textura arenosa en el suelo amasado con agua, indicaría la presencia de arena, una textura pastosa la presencia de arcilla y la ausencia de ambas indicaría limos. No se permite que el suelo se seque en los dedos, el suelo arenoso no va a adherirse a ellos, el limo se desprenderá fácilmente y la arcilla se adherirá fuertemente a ellos.

3) Inmersión del espécimen del suelo, completamente en agua de lluvia o destilada. El procedimiento recomendable se ha designado como "Prueba de grumo". Es necesario que ésta prueba se utilice agua destilada o de lluvia de buena calidad. No deberán agregarse agentes dispersantes, ni humedecedores. El procedimiento consiste en colocar un pequeño grumo de suelo secado al aire (aproximadamente del tamaño de un fríjol), dentro de un vaso de vidrio claro lleno de agua destilada o de lluvia. Es muy importante que no se altere el grumo en ninguna forma, salvo el secado, antes de su inmersión de agua. Se observa el comportamiento del grumo, después de la inmersión, durante un lapso de hasta 10 minutos, tomando en cuenta el esquema siguiente:



## Esquema de la prueba de inmersión del grumo en agua.



\*La dispersión se detecta mediante la formación de halos nebulosos finos alrededor de cada grumo, fácilmente visibles contra un fondo oscuro, mientras más pronunciado sean los halos, más alta será la dispersión. El asentamiento del suelo en el líquido que permanece claro durante menos de 10 minutos será un signo de la ausencia de dispersión.

\*\*Si no se conoce fácilmente la presencia de carbonatos, esta se puede verificar mediante la efervescencia del suelo al colocar una gota de ácido en éste. (El ácido de una batería puede ser suficiente).

Todas las observaciones de campo deben anotarse en forma apropiada registrando además los datos como los siguientes:

1. Profundidad a partir de la superficie.
2. Color. Cuando se presenten motas, anotar sus coloraciones.
3. Inclusiones. Indicar si se trata de carbonatos, hierro, raíces, materia orgánica, etc.
4. Textura y consistencia.
5. Dispersión en agua.
6. Tipo de perfil.
7. Geología. Tipo de rocas o formaciones en la región
8. Aguas superficiales. Coloración, turbidez, etc.
9. Tipo de erosión.
10. Presencia de deslizamientos.
11. Micro relieve en el suelo
12. Mineral inferido

Para que la identificación del suelo sea más efectiva con el método antes descrito, debe de complementarse con la tabla 2.8 ya que indica las propiedades ingenieriles que tiene cada tipo de suelo; hay que tener en consideración que ésta tabla como las anteriores son de forma general y que se pueden presentar excepciones.

La aplicación adecuada de las tablas nos indicaría una estimación preliminar del suelo que se está analizando.

Para proyectos, la certeza de esta estimación preliminar puede ser suficiente, si se presentan todos los signos de diagnóstico, si se muestran notas no muy claras deberán efectuarse pruebas detalladas en el laboratorio.

Para proyectos grandes, la estimación preliminar se puede utilizar para tomar decisiones correspondientes al tipo de estabilizante más adecuado.

Suelo →	Arena	Limo	Mica	Carbonato	Sulfato	Caolinita	Ilita	Montmorilonita	Clorita	Atofano	Materia orgánica
Permeabilidad											
Seco	++	-	*	*	*	-	--	--	-	*	++
Húmedo	++	+	+	*	*	-	--	--	-	++	++
Estabilidad volumétrica	++	++	++	++	++	+	-	--	-	*	+
Plasticidad	+-	--	-	-	-	*	+	++	*	++	*
Cohesión											
Resistencia											
Seco		+	+	+	+	*	+	++	*	*	-
Húmedo		--	*	+	*	-	*	--	-	-	--
Compactación con la humedad óptima	+	*	--	++	+	-	*	--	*	++	--
Estabilidad al Intemperismo	++	+	--	++	-	+	*	+	*	-	--
Abrasividad	++	*	-	-	*	-	--	--	-	-	-
	Problemas cuando el material es uniforme		La biotita causa más problemas que la muscovita	Soluble en ácidos	Ataca a los cementos portland		Tomar en cuenta la salinidad	Tomar en cuenta la salinidad			

\* moderado

- bajo

+ alto

-- muy bajo

++ muy alto

Los efectos de la salinidad en el suelo pueden ser críticos para ciertas estructuras de ingeniería y deberán evaluarse por separado con la inspección preliminar del suelo.

Tabla 2.8 Propiedades ingenieriles de los componentes del suelo. (ref. 1)

A continuación se presenta un ejemplo del uso de las tablas anteriormente referidas.

1. Espesor 2.00m
2. Color Gris oscuro a negro (Montmorilonita de la tabla 2.7)
3. Textura Arcilloso
4. Consistencia Muy dura en estado seco a muy firme húmeda Montmorilonita de la tabla 2.8)
5. Porcentaje estimado 95%  
de finos
6. Agrietamiento Intenso y profundo con separaciones entre grietas del orden de 5 a 6 cm. (Ilita o Montmorilonita de la tabla 2.7)
7. Grumo en agua El grumo no se aflojo al introducirlo en agua, ni se presento dispersión (Montmorilonita o Ilita del esquema)
8. Afloramiento rocoso Formaciones basálticas (Montmorilonita tabla 2.6)
9. Drenaje Pobre (Montmorilonita tabla 2.6)
10. Aguas superficiales Turbias, amarillo-café (Montmorilonita tabla 2.6)
11. Ataque del agua Zanjas y tubificaciones (Montmorilonita tabla 2.6)
12. Observaciones Contiene carbonato
13. Mineral inferido Montmorilonita

### **Método de Skempton.**

Skempton propuso un método que se fundamenta en la actividad que se define por el cociente del índice de plasticidad entre el porcentaje de partículas menores que 0.002 mm y clasifica al suelo de la siguiente manera.

<b>Actividad</b>	<b>Clasificación</b>
Menor a 0.75	Suelo Inactivo
0.75 - 1.25	Suelo Normal
Mayor a 1.5	Suelo Activo

El método no ha resultado muy confiable en México así que es conveniente corroborar la clasificación con otros métodos.

### **Método de Altweyer.**

El método se basa preferentemente en el Límite de contracción del suelo y lo representa de la siguiente forma.

<b>Límite contracción %</b>	<b>Clasificación</b>
Mayor de 12	No críticas
10 – 12	Marginales
Menor de 10	Críticas

Como el método sólo considera el Lc sin considerar otros parámetros, tiende a tener un alto grado de error, entonces es recomendable complementarlo con otro método.

### **Método de Hveem**

Hveem y Carman han desarrollado en el Departamento de Carreteras de California un método de diseño que se fundamenta en el conjunto de pruebas de laboratorio que le sirve de base.

El método ha sido únicamente desarrollado para carreteras; el método de diseño es de requerimiento múltiple, en el sentido de que existe que el pavimento finalmente aceptado cumpla condiciones en relación a presión de expansión, presión de exudación, valor de estabilidad, obtenido en estabilómetro y resistencia a la tensión por flexión, medida en las capas superiores del pavimento, por medio del cohesiómetro.

El espesor del pavimento que neutraliza la presión de expansión de la subrasante obtenida en el laboratorio.

$$e_R = p_e / \gamma_m$$

Donde:

$e_R$  = espesor requerido para neutralizar la presión de expansión en la subrasante por el peso de las capas superiores del pavimento, en cm.

$p_e$  = presión de expansión, en  $\text{Kg/cm}^2$

$\gamma_m$  = peso volumétrico medio de la estructura del pavimento, en  $\text{Kg/cm}^2$

En virtud de que la presión de expansión en la subrasante depende del contenido de agua de ésta y de cómo varíe con el tiempo y de que dicho contenido de agua es, a su vez, función de la humedad de compactación. En lo que se refiere al valor de estabilidad obtenida en el estabilómetro de Hveem, el espesor de pavimento correspondiente resulta de la fórmula:

$$e_R = 0.098 \times IT (100 - R)$$

Donde:

$e_R$  = espesor de pavimento necesario de acuerdo con la resistencia del suelo, según la prueba del estabilómetro, en cm.

IT = índice de tránsito.

R = es el número de estabilidad de Hveem

Para asegurar que no se transmitan al suelo presiones que le hagan generar presiones de poro inconvenientes, el método exige que no se utilice en el diseño del espesor del pavimento por estabilidad, un valor de R mayor que el que corresponda a una presión de exudación de  $21 \text{ kg/cm}^2$ . Es claro que la presión de exudación crece con R, de manera que a medida que diversos especímenes compactados con distintos contenidos de agua van dando en el estabilómetro valores de R cada vez mayores, las presiones de exudación de esos especímenes irán siendo también cada vez mayores; se ve así claramente el sentido del límite especificado.

## 2.3 PRUEBAS DE LABORATORIO

Los métodos de identificación basados en las propiedades índice de los suelos, dan resultados cualitativos, así que lo que interesa conocer, es la magnitud de la expansión o la presión ejercida por el suelo al expandirse y para determinar estas características existen varias pruebas que se llevan a cabo en el laboratorio. Las pruebas son las siguientes:

### **Presión de expansión.**

La prueba se lleva a cabo con el anillo de consolidación, aquí se impide la expansión vertical al humedecer la muestra, la fuerza que se necesita para impedir la expansión se determina en función del tiempo, la presión de expansión que se obtenga al final es el resultado de la fuerza máxima por unidad de área que pueda producir el suelo en las condiciones de expansión extrema.

Se puede obtener información cualitativa útil de la variación de la presión de expansión que tenga lugar en una prueba en la que la muestra se sujete a presión vertical elegida con arbitrariedad y se deje llegar al equilibrio antes de permitir el acceso de agua en la muestra.

La presión que se toma usualmente es el doble de la presión que se supone actuado en la probeta antes de extraerla del terreno, pero si se cree grandes tendencias a la expansión, es conveniente usar una presión inicial más elevada, después se introduce agua y se observa el aumento de altura de la muestra hasta que se alcance el equilibrio, enseguida se reduce la presión vertical hasta la mitad y se observa nuevamente la expansión.

El procedimiento se repite una vez más hasta una reducción de presión vertical a cero, se hace una gráfica con los resultados obtenidos, expansión contra presión de expansión, como se muestra en la figura 2.6

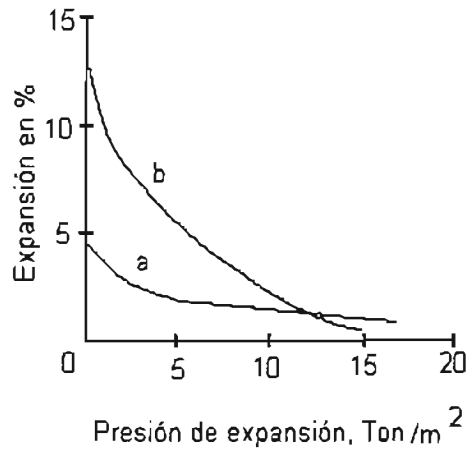


Figura 2.6 Resultados típicos de la prueba de presión modificada. (ref. 5)

La curva a representa un suelo que produce una elevada presión de expansión a expansiones pequeñas, pero el aumento de volumen es mínimo, además ejerce sólo una ligera presión después de una expansión moderada.

La curva b representa a un suelo más indeseable, el cual aunque produce solamente una presión de expansión moderada después de una expansión también moderada se expande mucho cuando se reduce la presión.

Los resultados obtenidos con estas pruebas pueden usarse para estimar la magnitud de la sobre carga o recubrimiento necesario para evitar que el suelo que está a cierta profundidad se expanda o para limitar la expansión a una cantidad aceptable; también estos resultados se pueden usar para estimar la elevación final de la superficie correspondiente a una profundidad dada de excavación o relleno.

### Expansión libre.

Se coloca una muestra en el anillo de consolidación tan apretado como sea posible con el contenido de agua previsto para el suelo en el momento de la construcción, esa muestra se retiene a una presión vertical de 70 gr/cm<sup>2</sup>, las piedras porosas se colocan arriba y debajo de la muestra, se tienen que secar con el aire al comenzar la prueba, después se deja pasar el agua a través de las piedras a la muestra y se mide su expansión vertical como función del tiempo hasta que prácticamente finalice.



Al aumentar el espesor de la muestra, se nombra como expansión, que es la medida del máximo porcentaje de aumento de volumen que experimenta la muestra o el material en consecuencia del aumento del contenido de agua.

### **Expansión tipo CBR.**

La prueba se realiza con muestras compactadas o inalteradas dentro de un molde cilíndrico, el molde con la muestra se sumerge en agua midiendo periódicamente el incremento de la altura del espécimen entre la altura inicial, es la expansión que se expresa en porcentaje.

El molde cilíndrico se carga con placas metálicas para aplicar una presión de 0.01 a 0.02 Kg/cm<sup>2</sup>.

La prueba indica aproximadamente la magnitud de la expansión que presentará el suelo, pero debe tomarse en cuenta que entre la muestra y la pared del molde se genera fricción que puede afectar el resultado obtenido.

### **Grado de expansión USBR.**

Una muestra inalterada colocada en un consolidómetro aplicando una presión vertical de 0.07Kg/cm<sup>2</sup>, como el anillo empleado en el consolidómetro es de longitud reducida contribuye a disminuir el efecto de fricción, se definió como potencial de expansión al grado de expansión que presenta una muestra compactada con su humedad óptima y su peso volumétrico seco máximo según el procedimiento AASHTO estándar y se relaciona directamente éste valor con el índice de plasticidad.

Mediante el potencial de expansión se clasificó a los suelos expansivos como se indica a continuación:

<b>Potencial de expansión, %</b>	<b>Características de expansión.</b>
0 – 1.5	Baja
1.5 – 5.0	Media
5.0 – 25.0	Alta
> 25	Muy alta

Succión controlada.

El potencial total que tiene el agua sobre el suelo depende de tres factores:

1. Potencial gravitacional.

Es la elevación sobre el nivel freático.

2. Potencial osmótico.

Se refiere a la libre concentración de iones en el agua del suelo.

3. Succión.

La succión se define como disminución de potencial (presión negativa) como un resultado de interacciones entre el fluido y el suelo o como el resultado de la fuerza de capilaridad.

El suelo saturado abajo del nivel freático se da por el potencial gravitacional, un incremento lineal en la presión del agua obtenido con fuerza, figura 2.7

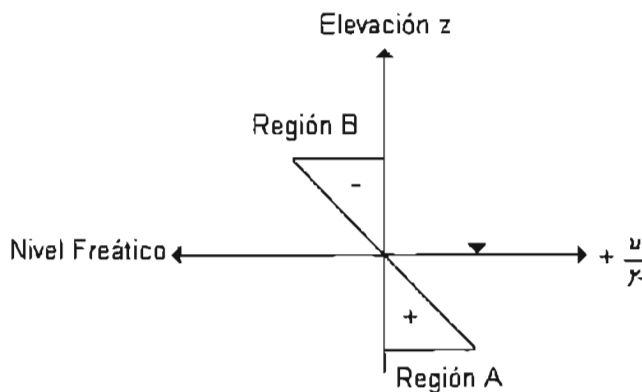


Figura 2.7 Presión del agua en el suelo. (ref. 18)

El suelo situado arriba del nivel freático, el potencial osmótico y la succión actúan en ésta fase, aunque el potencial osmótico generalmente es ignorado por que la concentración de iones es baja. La succión resulta de una disminución en la presión con un incremento en la elevación del nivel freático.

El suelo con condiciones de humedad en equilibrio muestra una disminución lineal en la presión de poro, figura 2.7 Región B, el potencial en cada punto es igual:

$$\psi = \frac{u}{\gamma_w} + Z = \text{constante}$$

$u$  = presión en el agua

$\gamma_w$  = peso volumétrico

$Z$  = punto de elevación

El agua que se encuentra entre los poros del suelo es a causa por la tensión superficial y las fuerzas de absorción, en la superficie de las partículas de arcilla existe carga negativa, las fuerzas de absorción tienden a la tensión superficial y éstas son afectadas por los iones del suelo.

El potencial total de la humedad del suelo, en la práctica se considera el tratamiento de la succión para el pavimento la siguiente fórmula.

$$\psi = z - s$$

$$\psi = z - h_m + h_s$$

Donde :

$z$  = potencial gravitacional, cm

$s$  = succión total

$$s = h_m + h_s$$

$h_m$  = succión matricia, cm

$h_s$  = succión osmótica, cm

La disminución en la presión arriba del nivel freático también se conoce como succión, éste término en ocasiones es cambiado por el término potencial de capilaridad asumiendo el suelo un comportamiento a un sistema de capilaridad. En el caso de la succión puede ser calculado por la tensión superficial y el radio de curvatura de la relación agua – aire. La presión en el suelo saturado es baja en comparación al suelo no saturado por una cantidad de  $2\sigma/r$ , donde:  $\sigma$  = tensión superficial del agua y  $r$  = promedio del radio de curvatura de la relación agua – aire.

Este cuestionamiento toma a  $r$  como el radio del poro, el método de capilaridad es aplicable solamente por un número de un sistema ideal y por succiones bajas, por eso en la ausencia de iones,  $h_s = 0$  o por una uniforme concentración,  $h_s$  puede ser ignorado y  $\Psi = z - h_m$

En las arcillas, cuando la absorción es un factor importante, éste método no basta y necesario utilizar un método más general, así que comprenda el potencial osmótico.

Una presión reducida, succión en el suelo, es la distinción particular del agua retenida en los suelos, el agua en equilibrio en el suelo arriba del nivel freático la reducción de la presión podría ser suficiente para vencer el efecto de la gravedad y balancear el nivel, pues el agua retenida 10 ft por encima del nivel freático 10 ft, una presión aproximadamente de 624 psf y que el valor de la succión del suelo es 624 psf. En la analogía de un tubo de capilaridad, ésta cantidad de succión podría ser impartida al suelo por capilaridad con los meniscos del agua de un radio menor que 0.0002 in. La manera de que esto suceda cerca de la partícula al punto de contacto y en un fino poro es ilustrado en la figura 2.8

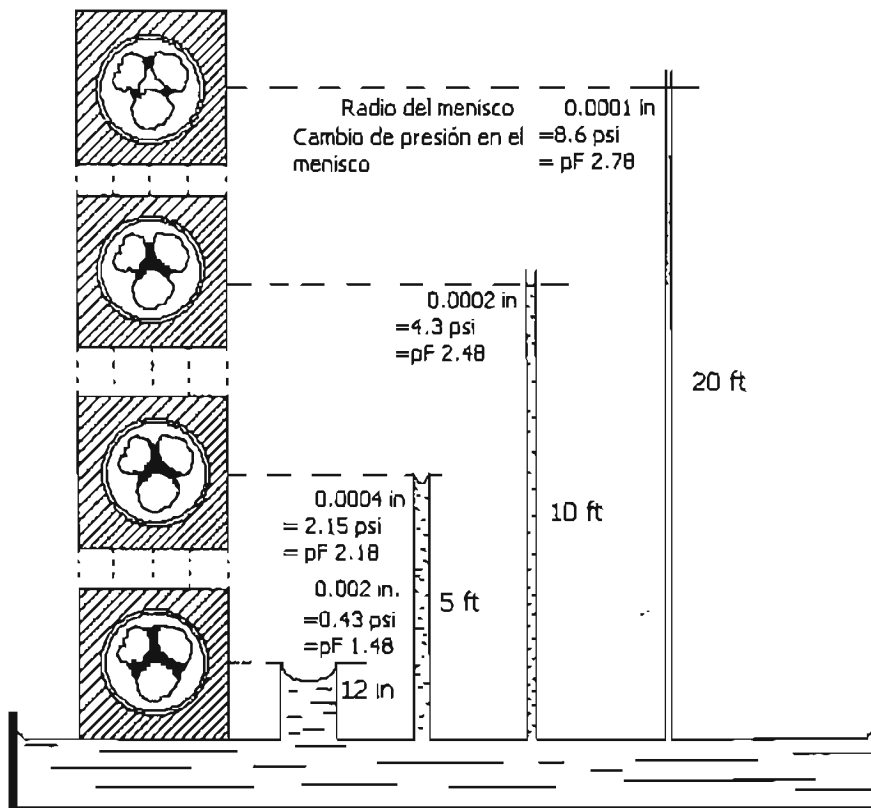


Figura 2.8 Diagrama mostrando la configuración del interfase agua-aire a diferentes alturas en la columna de suelo no saturado en equilibrio con el nivel freático. (ref. 19)

El suelo saturado a la misma elevación del nivel freático no tiene succión. La succión en el suelo se desarrolla de acuerdo a los principios de la hidrostática y capilaridad, sin embargo la zona de capilaridad saturada es limitada por el tamaño del poro. La altura de la capilaridad se levanta a través de los poros, hay solamente agua asociada con los meniscos para generar la suficiente succión del suelo por el agua retenida, consecuentemente la elevación y la succión del suelo incrementa, correspondiendo una disminución del contenido de agua en el suelo. Se ha encontrado experimentalmente que la disminución del contenido de agua con un incremento en la succión del suelo está continuando por completo de un suelo saturado al seco. El nivel freático no es requerido para la succión del suelo, un ejemplo de suelo saturado en el laboratorio, la succión estaría estabilizada por lo meniscos desarrollado por el poro, se continua secando, el radio del menisco aumenta poco, la succión continua creciendo resultando un esfuerzo de tensión y la compresión del suelo. Finalmente el radio del menisco se extiende hasta llegar al límite, el radio del poro en el suelo y secamiento más lejano resulta en poros desocupados con un incremento en la succión o contracción.

La succión del suelo puede ser convenientemente expresado en términos de pF. pF es el logaritmo natural de  $\text{gr/cm}^2$  pues la succión de  $1000 \text{ gr/cm}^2$  también psi o 1 atm, da un pF de 3. La arcilla de la gráfica en la figura 2.9 retiene 4% de humedad a una succión de 1000 atm con un pF de 6, ésta cantidad de succión puede ser inducida por evaporación bajo un clima árido.

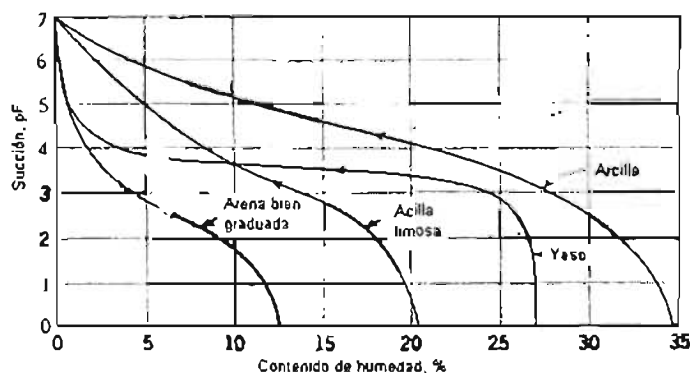


Figura 2.9 Relación entre la succión y el contenido de humedad de varios minerales porosos. (ref.

La curva succión–contenido de humedad de la figura 2.9 podría estar desarrollada por algún método de laboratorio. La mayoría de los métodos consiste de aplicar una cierta fuerza para el suelo con agua midiendo el cambio de humedad. Esto puede ser dado colocando la muestra húmeda sobre una membrana en una cámara de presión como se muestra en la figura 2.10

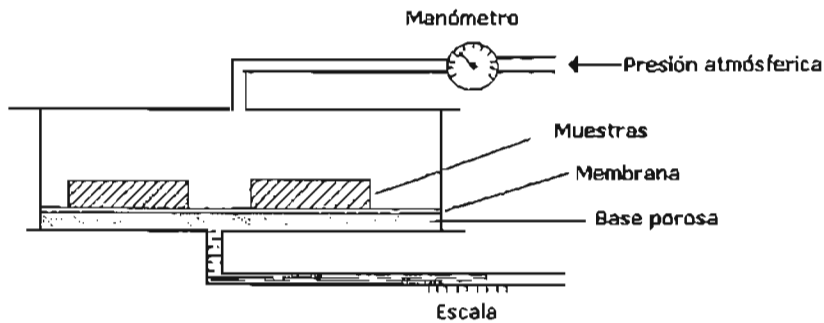


Figura 2.10 Aparato que mide la succión del suelo vs el contenido de agua. (ref. 19)

El agua que continúa dentro de la muestra a través de la membrana y una placa porosa a la columna en l escala del tubo, la membrana es permeable y puede resistir una presión aproximadamente de 100 atm. El agua va lentamente por la muestra para medir el incremento en la presión del aire, el equilibrio en el contenido del agua puede ser calculado por cada incremento de presión. Después de que el agua va a través del tubo, la membrana se encuentra a presión atmosférica.

La potencia de la cámara usualmente limita la capacidad a un pF de 4.3; para medir una succión alta podría ser obtenida por el contenido de humedad del suelo permitiendo un equilibrio con la presión de vapor en un desalojo de la cámara donde la presión de vapor es controlada por una sustancia química como el ácido sulfúrico.

La manipulación del suelo causa cambios en la relación succión-contenido de humedad, un particular contenido de agua, un remoldeo en la arcilla ha sido encontrado para un valor alto en la succión que en una simple muestra, también se ha encontrado valores altos en los resultados de la succión determinados durante la remoción del agua incrementando el contenido de humedad,

claramente el valor de la succión y la permeabilidad perciben los cambios menores en la composición y estructura del suelo así como en la técnica de medición.

### Consolidación por duplicado.

Jennings propone un método para predecir la expansión probable de una capa de suelo activo con base en una prueba de consolidación por duplicado, el método se aplica obteniendo muestras inalteradas, con las que se forman dos especímenes de prueba para ser probados en el consolidómetro uno con su contenido de agua natural y el otro con el contenido de agua a que llegue después de permitirse su expansión sumergido en agua y sujeto a una pequeña contra presión, en ambos casos, los especímenes se prueban aplicando la carga por etapas como es usual. Las dos curvas de compresibilidad que se obtienen en las pruebas se sobreponen de manera que coincidan sus partes vírgenes, figura 2.11

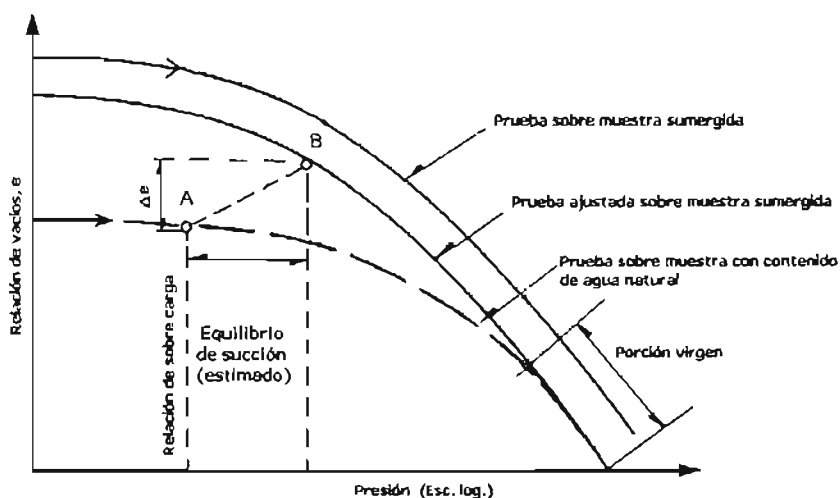


Figura 2.11 Predicción del levantamiento de la superficie. (ref. 17)

Conociendo la sobre carga que actuará sobre el suelo al nivel al que fue obtenido la muestra, puede encontrarse en la curva correspondiente al contenido de agua natural, la relación de vacíos correspondiente al suelo consolidado bajo dicha sobrecarga (punto A). A continuación ha de estimarse la succión de equilibrio en la curva del suelo sumergido, sumando este valor a la presión de sobrecarga; de esta manera podrá obtenerse el punto B sobre la curva de compresibilidad de la

muestra previamente sumergida. Jennings utiliza el valor de  $D_e$  o variación de la relación de vacíos en ambos casos, para predecir la expansión.

### El Estabilómetro de Hveem

El estabilómetro de Hveem es un dispositivo triaxial que sirve de fundamento a un método específico de diseño de pavimentos flexibles. El aparato permite realizar una prueba que mide el comportamiento mecánico de los materiales bajo combinaciones de esfuerzos en niveles inferiores a los de falla. Para la preparación y compactación de los especímenes por probar en el estabilómetro, Hveem desarrolló el compactador mecánico por amasado y el método de compactación.

El estabilómetro es básicamente una cámara triaxial figura 2.12, formado por un cilindro metálico dentro del cual hay una membrana de hule; entre el cilindro metálico y la membrana de hule queda un espacio anular que se llena de aceite para transmitir la presión lateral sobre el espécimen.

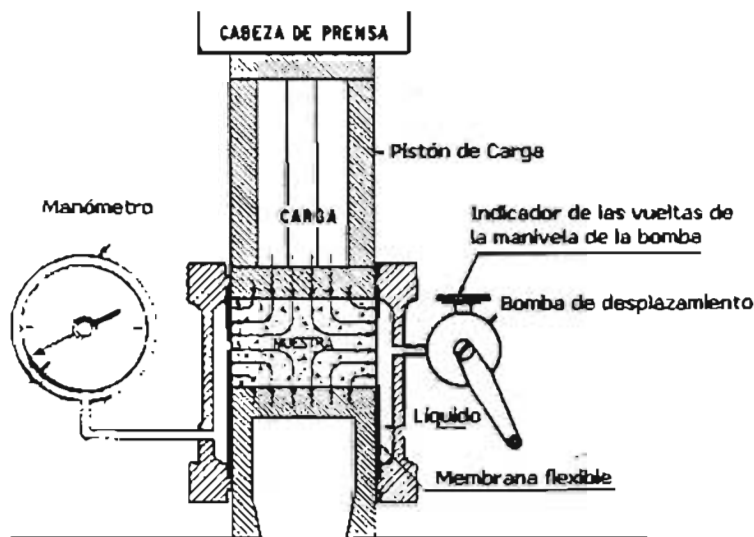


Figura 2.12 Esquema del Estabilómetro de Hveem. (ref. 17)

Al aplicar la carga vertical al espécimen, se transmite una presión horizontal, que puede leerse en el manómetro. Las presiones verticales que se aplican son de 5.6



y 11.0 Kg/cm<sup>2</sup>. Los resultados de la prueba se interpretan a través de un valor llamado de Estabilidad, también propuesto por Hveem según la fórmula:

$$R = 100 - \frac{100}{2.5 \left( \frac{P_h}{P_v} - 1 \right) + 1} D$$

Donde

R = número de Estabilidad de Hveem, adimensional

P<sub>v</sub> = presión vertical aplicada. El valor de R se mide generalmente para 11.2 kg/cm<sup>2</sup>

P<sub>h</sub> = presión horizontal en las paredes del espécimen medida en el manómetro.

D = desplazamiento horizontal del espécimen correspondiente a una presión horizontal de 7 kg/cm<sup>2</sup>. El desplazamiento se mide por el número de vueltas que registra el indicador de la manivela de la bomba y que han sido necesarias para hacer variar la presión lateral medida en el manómetro desde el valor que se haya registrado en la prueba al aplicar la presión vertical, hasta el valor señalado de 7 kg/cm<sup>2</sup>

### **Presión de exudación.**

Tras compactar a los especímenes, utilizando el método que para ello preconiza el Departamento de Carreteras del Estado de California, deberá de efectuarse la prueba de exudación para determinar la presión de exudación, que consiste en medir el esfuerzo de compresión necesario para que el espécimen compactado con una cierta humedad expulse el agua de molde. Para tal fin existe un dispositivo que consta de una base con siete celdas fotoeléctricas y un registrador. El espécimen dentro del molde se coloca sobre la base y se le aplica una carga continuamente incrementada, registrándose como presión de exudación la que hace que el agua expulsada cierre el circuito de por lo menos cinco de las celdas perimetrales. La celda central indica el contacto entre el espécimen y la base del aparato, por lo que deberá registrar continuamente. El Departamento de Carreteras de California especifica que el valor de estabilidad obtenido en el estabilómetro de Hveem que se utilice para el cálculo del espesor necesario del

pavimento corresponda a un contenido de agua tal espécimen que de a éste una presión de exudación de  $21 \text{ kg/cm}^2$  por este motivo es común medir la presión de exudación en especímenes preparados con contenidos de agua tales que hagan variar este concepto entre  $7$  y  $56 \text{ kg/cm}^2$ .

### Presión de expansión.

Esta prueba mide la presión que desarrolla, bajo ciertas condiciones, un espécimen de suelo al que se permite absorber agua libre; la prueba se efectúa de tal manera que no permiten cambios importantes durante ella en el peso específico del suelo. El dispositivo correspondiente se muestra en la figura 2.13

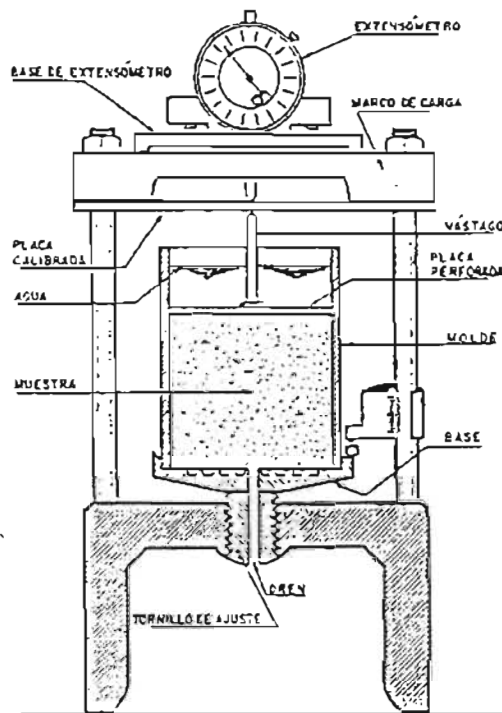


Figura 2.13 Esquema del expansiómetro de Hveem. (ref. 18)

Consiste en un puente metálico calibrado de tal manera que es conocida para cada flecha del puente, la presión que se ejerce desde una placa circular de  $10.1 \text{ cm}$ . de diámetro ( $4''$ ), apoyada sobre el espécimen, la cual presión se transmite al puente por medio de un vástago.

La presión de expansión se mide saturando al espécimen, tal como se muestra en la figura. En el procedimiento de diseño en vigor en el Estado de California, E.U., constituye una condición de diseño que el peso del pavimento ha de ser suficiente para neutralizar la presión de expansión medida.

### Valor de cohesiómetro

El cohesiómetro mide la resistencia a la tensión por flexión de un espécimen de suelo figura 2.14; se supone que dicho valor está relacionado con la resistencia al esfuerzo cortante que desarrolle el espécimen bajo un confinamiento representativo del que tendrá en el pavimento. La prueba se aplica sobre todo a los materiales que formarán las capas superiores de la estructura.

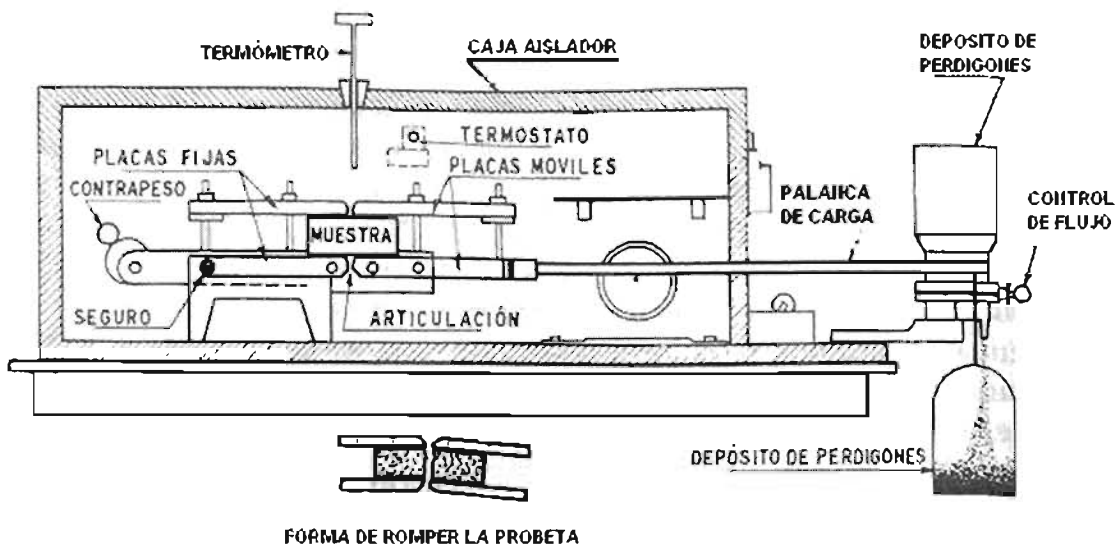


Figura 2.14 Esquema del cohesiómetro. (ref. 18)

El espécimen se coloca dentro de dos mordazas articuladas, una móvil y otra fija; la primera está ligada a una barra (palanca de carga), en cuyo extremo se va ejerciendo una fuerza creciente, hasta la falla de la muestra.

El valor del cohesiómetro está dado por la fórmula

$$C = W / D (0.20 H + 0.044 H^2)$$

Donde, utilizando las dimensiones que propone el Departamento de Carreteras de California.

C = valor de cohesiómetro, en  $\text{gr/in}^2$

W = peso de los perdigones en el depósito extremo, en gr.

D = diámetro o ancho del espécimen, en in.

H = altura del espécimen, en in.

### **Saturación bajo presión.**

En tres o cuatro consolidómetros se montan pastillas procedentes de una misma muestra de suelo a las que se les aplica una presión diferente en cada consolidómetro, después de consolidadas las pastillas se les determina la deformación unitaria que hayan presentado, sin retirar la presión se agrega agua y se mide la deformación unitaria que cada pastilla presenta una vez saturada.

Las deformaciones unitarias se llevan a la gráfica con respecto a la presión aplicada en cada pastilla, obteniendo una curva para el estado natural y una para el saturado, la diferencia de ordenadas entre las dos curvas permite conocer con buena aproximación, la magnitud en porcentaje de las expansiones que ocurrirán bajo la presión a la que estará sujeto el suelo.

**CAPÍTULO 3**  
**EFFECTO QUE PRODUCEN LOS SUELOS**  
**EXPANSIVOS EN LAS CIMENTACIONES**

## INTRODUCCIÓN

Las consecuencias más dañinas de la expansión son más evidentes en las zonas áridas y semiáridas debido a que la humedad de los suelos cerca de la superficie es normalmente baja a causa de la evaporación pero, aún en estas zonas, usualmente hay estaciones lluviosas, durante las cuales la precipitación supera a la evaporación. En consecuencia, en una zona cuya profundidad varíe de algunos centímetros a posiblemente 6.00 m. según la zona, el suelo se expande y se contrae de acuerdo con el ciclo anual. Donde no hay interferencia con los procesos naturales, la superficie del terreno sube y baja, pero los movimientos no producen dificultades y frecuentemente pasan inadvertidos. Por otra parte un pavimento relativamente impermeable que reduce la evaporación o una estructura que se protege del sol y del calor, permiten que la humedad se acumule y que el suelo se expanda. Entonces los movimientos diferenciales se hacen notorios.

Los asentamientos diferenciales, casi inversos a los encontrados en las regiones semiáridas están asociados a la presencia de suelos de elevada capacidad de expansión en regiones más húmedas. Probablemente la humedad natural de los suelos sea elevada al realizar la construcción. Después de complementarla, la presencia de los edificios favorece el secado de los suelos, en los que ocurre contracción y permite que los pisos apoyados en los suelos y algunas veces las cimentaciones se asienten.

Las raíces de los árboles pueden extraer una cantidad considerablemente grande de agua durante la estación de su crecimiento y pueden llegar a producir asentamientos locales y agrietamiento de las estructuras cercanas.

La influencia de los árboles puede no ser importante o aparente en los años de precipitación normal o caso normal pero, en los periodos de sequía puede adquirir mayor importancia. En realidad, las sequías prolongadas de dos o tres años, aún en regiones de suelos moderadamente expansivos, pueden producir una contracción severa en el suelo y asentamientos diferenciales de las estructuras que no habían tenido daños en un periodo anterior.

Asociado al asentamiento y a la contracción puede haber intenso agrietamiento correspondiente de los edificios. Las grietas del terreno permiten una profunda

penetración del agua, si llueve y aumentan todavía más los asentamientos diferenciales. Además, las grietas de los edificios debidas a la contracción lateral, no tienden a cerrarse y en las siguientes estaciones secas se agravan la situación.

### 3.1 LEVANTAMIENTO Y ASENTAMIENTO DE ESTRUCTURAS

En una obra puede distinguirse las etapas de construcción y de vida útil de la estructura. En la primera, dependiendo sobre todo del clima, puede producirse secado o humedecimiento del suelo sobre el que se apoyará la estructura. Durante la vida útil el contenido de agua del suelo bajo la obra suele, por lo general, aumentar. Para precisar mejor la magnitud de las expansiones que puedan llegar a producirse será preciso anticipar estas condiciones reales de secado o humedecimiento, a fin de reproducirlas en los especímenes de prueba, antes de cargarlos y de permitir su expansión. Resulta obvio que los mayores problemas de expansión ocurren cuando durante la construcción da a lugar un secado del suelo de apoyo, en tanto que si éste se satura antes de terminar la obra, las expansiones serán menores y aún podrán llegar a convertirse en compresiones que dan lugar a asentamientos. Los problemas más graves de expansión se producen en estructuras extensas que comunican cargas pequeñas al suelo y en las que éste esté sujeto a condiciones que impliquen su saturación con el tiempo; por ejemplo, las zapatas ligeras, recubrimientos de concreto para canales, paredes o pisos de piscinas etc.

Si se toma se considera que las estructuras de tierra que constituyen las obras viales son relativamente ligeras, debido a la magnitud de las presiones que por peso propio transmiten al suelo, se puede decir que su comportamiento depende de forma importante al cambio volumétrico del suelo de apoyo, la manifestación del fenómeno es provocado por el incremento del contenido de agua o el severo agrietamiento debido al secado, esto permite tener una idea cualitativa del problema. Al disminuir la resistencia, como resultado del fenómeno, un efecto consecuente que afecta de manera importante el comportamiento del pavimento.

Las superficies onduladas de gran radio de curvatura sin agrietamiento o daño visible aparente, pueden modificar sustancialmente el índice de servicio de la vía, las grietas longitudinales, figura. 3.1,





Figura 3.1 Grietas longitudinales y distorsiones generales. (ref. 4)

Las deformaciones locales o distorsiones sobre todo en las cercanías de las obras de drenaje figura 3.2,



Figura 3.2 Distorsiones locales. (ref. 4)

las fallas estructurales localizadas figura 3.3, son las secuelas más comunes de expansión y que se aprecian en la carpeta del pavimento.



Figura 3.3 Falla estructural generalizada. (ref. 4)

La presencia de los suelos expansivos en los pavimentos se hace cada día más notoria, por el aumento natural que año con año se tiene en el volumen de tránsito y en las exigencias de servicio.

Los efectos principales que un suelo expansivo puede provocar en el pavimento.

1. Contracción por secado.
2. Expansión por humedecimiento.
3. Desarrollo de presiones de expansión en los suelos confinados en que se restringe la expansión.
4. Disminución de la resistencia al esfuerzo cortante y de la capacidad de carga como consecuencia de la expansión.

Varios de estos efectos se presentan simultáneamente, los daños típicos en un pavimento flexible son generalmente de uno o más de los siguientes cuatro tipos:

1. Elevaciones o descensos de la superficie de rodamiento en una longitud considerable, que se traducen en desigualdades e irregularidades, aunque no produzcan agrietamiento u otros daños visibles
2. Agrietamiento longitudinal.
3. Deformaciones significativas localizadas, por ejemplo, en torno a las alcantarillas, generalmente acompañadas de agrietamiento.
4. Agrietamiento generalizado (piel de cocodrilo) en la carpeta, con tendencia a desintegración.

De los daños anteriores, el primero es el más frecuente, el agrietamiento longitudinal acompaña usualmente al ascenso o descenso de la carpeta. En la figura 3.4 se aprecia el daño típico a una estructura apoyada en zapatas. El piso interior apoyado en el suelo gradualmente se eleva, toma forma de un domo irregular y se agrieta. La expansión del suelo bajo el piso ejerce presión tanto lateral como verticalmente. Por lo tanto, inclina los muros de las zapatas hacia fuera, lo que produce el agrietamiento de los muros exteriores de la estructura, especialmente de las esquinas, en ocasiones aparecen daños en las conexiones entre los muros y las losas donde se restringe el movimiento, ya que para acumular suficiente humedad, como para producir grandes levantamientos, es necesario bastante tiempo, los efectos perjudiciales pueden no aparecer inmediatamente después de la construcción, sino al cabo de varios años.

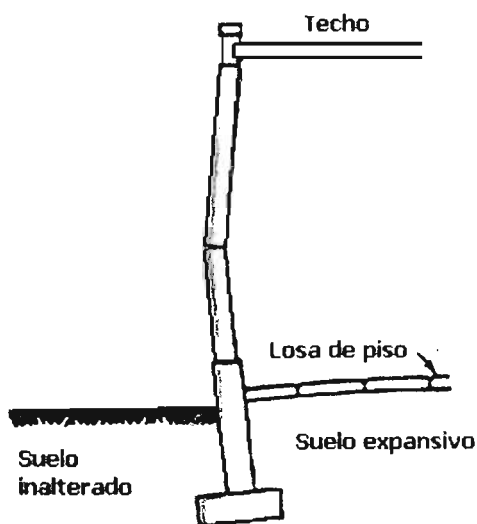


Figura 3.4 Estructura típica apoyada en zapatas con losa de piso. (ref. 5)

Las cimentaciones más profundas en donde se apoya la estructura por debajo de la zona activa pueden permanecer estables pero, si las contratraves en las cuales se apoyan los muros entre las pilas o pilotes, se dejan en contacto con el suelo el cual sufre un cambio volumétrico ocasionando levantamiento y grietas como se muestra en la figura 3.5

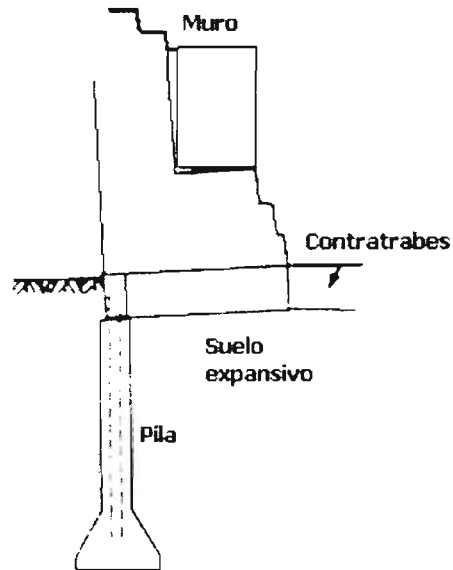


Figura 3.5 Estructura típica apoyada en pilas con contratraveses en contacto con el suelo expansivo. (ref. 5)

Las instalaciones que están ocultas en el suelo participan en el levantamiento porque son especialmente vulnerables a los movimientos diferenciales, especialmente expuestas a romperse están las tuberías y albañales que luego contribuyen a hidratar el suelo con lo cual aumenta la expansión.

### 3.2 DAÑOS EN LA EDIFICACION

Los daños producidos por el fenómeno de expansión son muy variados, afectando en muchos casos a la funcionalidad y estética de las estructuras llegando en algunos casos a situaciones de ruina. En estructuras ligeras tales como las casas habitación se espera un comportamiento estructural adecuado sin deterioro, ni defecto y lo que se observa al cabo de un tiempo son desplazamientos indeseables y algunas deformaciones inexplicables que se manifiestan en la estructura mediante la aparición de grietas y desplomes en los muros, levantamiento de pisos y en ocasiones daños en elementos estructurales, figura 3.6

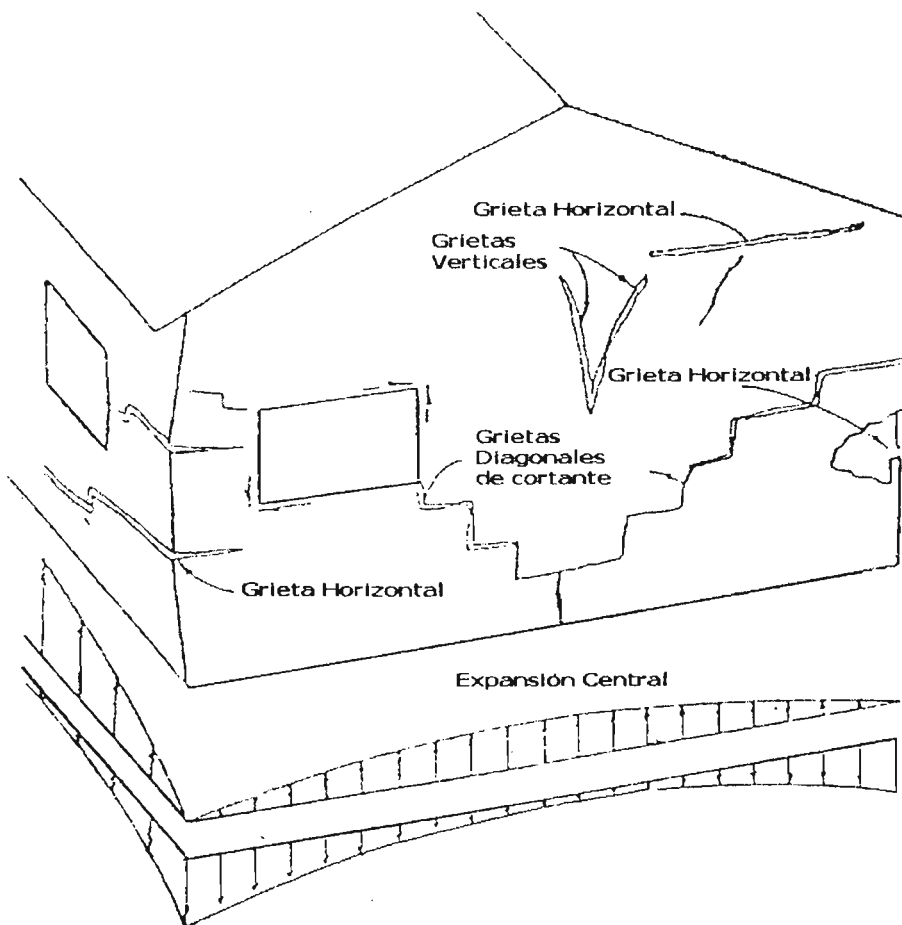


Figura 3.6 Ejemplos de las fracturas en paredes debidas a la expansión del suelo de cimentación.  
(ref. 10)

El tiempo que tardan los daños en aparecer dependen de la expansión del suelo, la magnitud y extensión de los daños tardan en aparecer dependiendo de la

expansión del suelo y de la rigidez de la estructura, la forma y extensión del edificio, las distribución de las cargas, las condiciones de entorno. Esta erraticidad en la aparición de los daños hacen que los costos las repercusiones sociales y profesionales sean más importantes que cuando las fallas se puedan reparar durante la construcción.

Las causas que producen los daños en las edificaciones son las siguientes:

1. Expansión del suelo bajo la edificación por aumento de humedad al impedirse la evaporación.
2. La cimentación desplantada a poca profundidad en el suelo con potencial expansivo.
3. Diseño estructural deficiente para amortiguar movimientos y distorsiones.
4. Combinar elementos flexibles con elementos rígidos.
5. Contracción del suelo por secado debido a la absorción de agua por parte de las raíces de los árboles y por la evaporación.
6. Rotura de tuberías y drenajes.

En la tabla 3.1 se muestra los daños que se producen por cambio de volumen en la edificación:

ELEMENTO	CLASE DE DAÑO
Global	Movimiento diferencial entre fachadas. Inclinaciones Separación de zonas y bloques.
Losas	Bufamientos. Grietas en contacto con columnas y muros. Despegue y distorsión de aceras.
<b>SUPERESTRUCTURA</b>	
Muros de carga	Grietas diagonales. Grietas verticales. Grietas horizontales.
Estructura	Fisuras de cortante en nodos. Trabajo en ménsula con grietas horizontales ó inclinadas.

Albañilería	Grietas diagonales. Apertura de esquinas y uniones techo-muro. Descuadre de puertas y ventanas.
<b>CIMENTACIONES</b>	
Superficial	Despegue de zapatas corridas de muros y/o del terreno. Grietas horizontales por empuje. Grietas diagonales por asentamientos diferenciales.
Losa	Grietas de flexión. Distorsiones.
Muros de sótano	Grietas de empuje.

Tabla 3.1 Daños en edificaciones a causa de los suelos expansivos. (ref. 10)

En los estados del noroeste son frecuentes los silos para el almacenamiento de productos agrícolas, figura 3.7, en estas estructuras la presión media transmitida la subestructura es muy importante, comprendida entre 30 y 40 Ton/m<sup>2</sup>

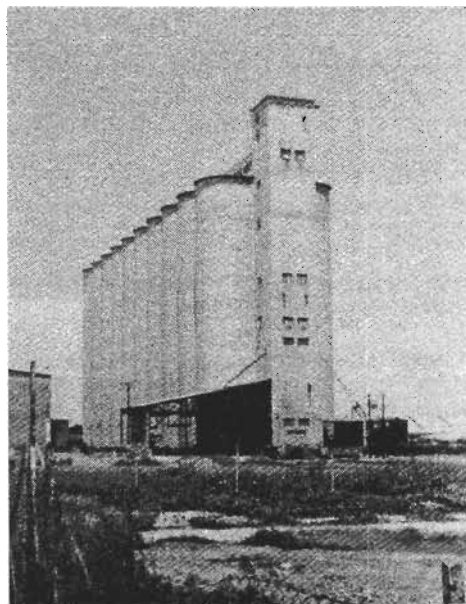


Figura 3.7 Batería de silos. (ref. 4)

Para la estratigrafía típica, figura 3.8, de las áreas con suelos expansivos y en particular para Cd. Obregón, la solución de cimentación más adecuada consiste en una losa

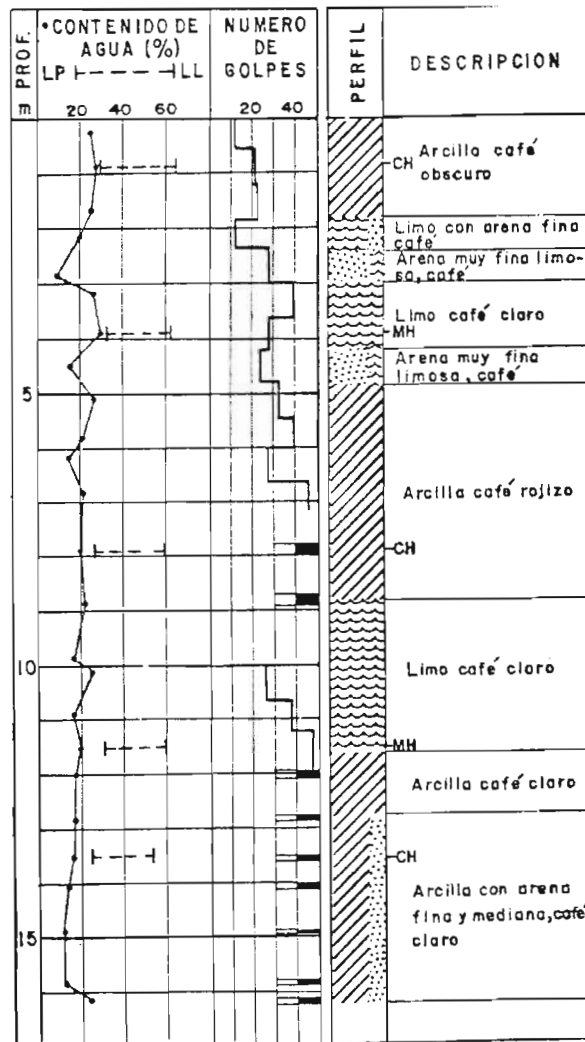


Figura 3.8 Estratigrafía típica de suelos expansivos. (ref. 4)

En un silo así cimentado se registran deformaciones de 0.1 a 2.5 cm. entre columnas contiguas y de 2.9 cm. la máxima, hasta la actualidad su estado es satisfactorio, figura 3.9



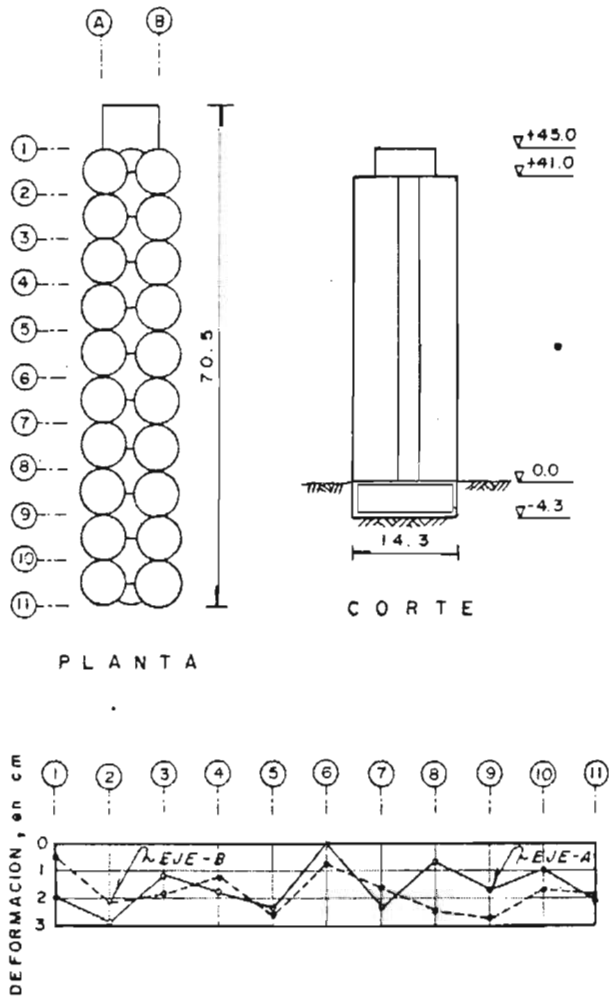


Figura 3.9 Planta, corte y deformaciones diferenciales de una batería de silos cimentada con losa.  
(ref. 4)

En otra batería de silos localizada a menos de 1Km de la anterior, se empleó una cimentación profunda a partir de pilas apoyadas a 18.3 m. de 90 cm. de diámetro en el fuste y 2.0 m. en la base y diseñado para transmitir presiones de  $160 \text{ ton/m}^2$ . Durante la construcción el periodo de construcción y con posterioridad al mismo, se generó fisuras en algunos silos, las deformaciones diferenciales de 0.8 a 3.6 cm. en el eje A, el más dañado y de 0.1 a 1.4 cm. en el eje C, figura 3.10, aunadas al hecho de que el periodo de construcción fue muy reducido de sólo tres semanas, sugieren que el fisuramiento se originó por deformación elástica del manto de apoyo, aunque no pueden descartarse los posibles efectos de remoldeo y/o azolve bajo las pilas.

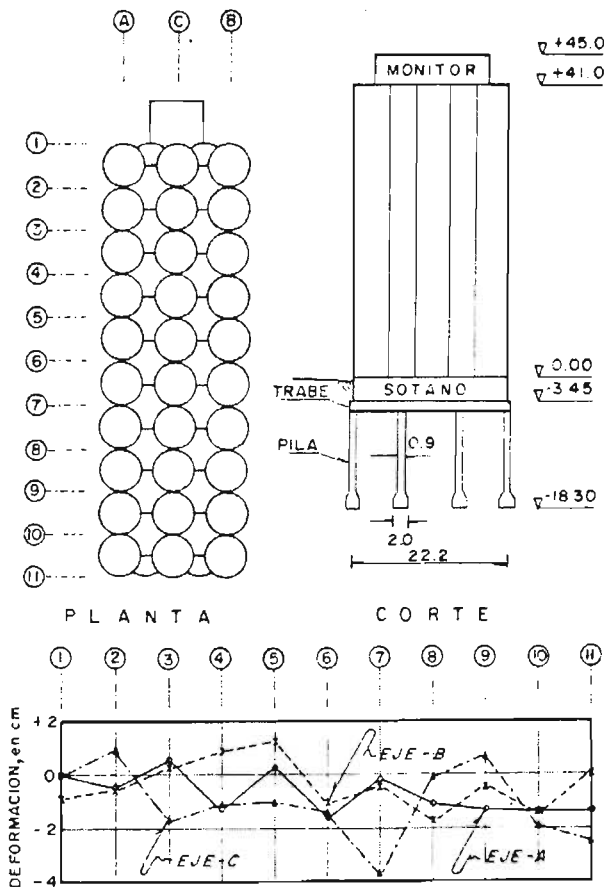


Figura 3.10 Planta, corte y deformaciones diferenciales de una batería de silos cimentada con pilas. (ref. 4)

En estructuras con presión media no mayor de 1.0 a 1.5 Ton/m<sup>2</sup> las cimentaciones se han resuelto con zapatas continuas bajo los muros de carga y transmitiendo presiones de contactó de 7 a 10 ton/m<sup>2</sup>.

En edificaciones ligeras estructuradas con marcos continuos se han empleado zapatas aisladas apoyadas entre 1.0 y 1.5 m de profundidad e igualmente diseñadas para transmitir presiones de 7 Ton/m<sup>2</sup> a 10 Ton/m<sup>2</sup> en uno de los casos verificados, las deformaciones diferenciales de 2.2 cm. entre columnas cercanas y de 5.9 cm. la máxima ha ocasionado daños en muros y acabados, figura 3.11

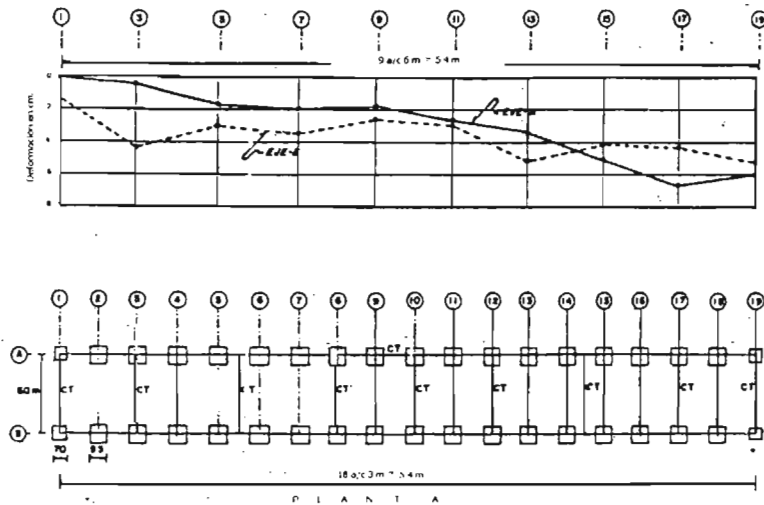


Figura 3.11 Planta y deformaciones diferenciales de una estructura ligera cimentada con zapatas aisladas. (ref.4)

En el Ejido La Jahuara en Sinaloa, se construyeron unas viviendas, meses después aparecieron grietas en los muros y pisos así como fallas en los sistemas de drenaje y abastecimiento de agua.

Con el objeto de realizar un estudio lo mejor posible de los daños y sus probables causas se efectuó lo siguiente:

Se zonificó al predio según la intensidad de los daños observados en las diferentes viviendas; en dicha zonificación se identificaron dos zonas, una fuertemente dañada y la otra con daños de menor intensidad.

La presión de expansión promedio es de  $10 \text{ Ton/m}^2$  y si la presión de descarga es menor, los movimientos serían verticales ascendentes al aumentar el contenido de agua en el suelo expansivo.

Hay peligro de que ocurran los levantamiento dado que las presiones exceden a las descargas, la posición de castillos rotos, los pisos agrietados y la frecuencia relativa con que se presentaron los diferentes tipos de grietas que quedaron a niveles más altos que el resto del piso de la vivienda, es muestra de expansión, en el resto de la vivienda se produjeron asentamientos; por la ubicación de tuberías de drenaje, alimentación de agua, lavadero y jardines que pudieron ser rotas, otra posibilidad que podría considerarse como causante de los movimientos diferenciales, podría haber sido la contracción del suelo debido al secado.

**CAPÍTULO 4**  
**MÉTODOS Y PROCEDIMIENTOS PARA CIMENTAR**  
**EN SUELOS EXPANSIVOS**

## INTRODUCCIÓN

Sería muy deseable tener a disposición del ingeniero, métodos sencillos para analizar y diseñar las diversas obras que realiza sobre suelos expansivos o con suelos expansivos. La ambición, consistiría en poder cuantificar las expansiones y las contracciones, así como la resistencia al esfuerzo cortante disponible en el suelo, conociendo en su justa medida, la influencia de las condiciones ambientales asociadas, así como la de las accidentales.

Sin embargo, el problema está revestido de gran complejidad, existen muchas variables y su consideración nos conduce a fenómenos transitorios y al trato de la mecánica de medios discontinuos.

Otro aspecto importante que puede señalarse, es el conjunto de teorías que utilizamos en geotécnica, las que tratan del movimiento del agua en el suelo no saturado.

La problemática que generan los suelos arcillosos que contienen minerales como la montmorilonita, en regiones de clima semiárido, se caracteriza por la inestabilidad volumétrica debida a los cambios de humedad. En tiempo de lluvias, el suelo se hidrata y en consecuencia se expande; en tiempo de estiaje, la arcilla sufre contracciones.

El fenómeno de la expansión de los suelos expansivos se presenta en muchas regiones del mundo; en México casi el 15% de su superficie tiene suelos expansivos y muchas ciudades, como Querétaro, padecen el problema que tanto daño provoca en las obras de ingeniería civil, en viviendas, pavimentos, instalaciones y diversas estructuras.

Considerando el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, de acuerdo a la carta de plasticidad, la mayoría de los suelos que se han reportado como expansivos en el país, se localizan por encima de la línea A, se clasifican como arcillas de alta compresibilidad, CH, aunque un número significativo pertenece al grupo CL, de manera que la variación de las propiedades índice: límite líquido e índice plástico, es bastante amplio.

Para el caso de la ciudad de Querétaro, un número considerable de suelos ensayados quedan ubicados en el grupo MH,

Una forma muy sencilla de identificar en campo la existencia de suelos expansivos, es observando sus grietas y fisuras, agregados estructurales en forma de cuñas o paralelepípedos, originados por las fuertes contracciones de la temporada de sequía. Cerca de la superficie la estructura es de cuñas pequeñas, pero con la profundidad las cuñas se vuelven progresivamente de mayor tamaño, con superficies que se muestran pulidas como consecuencia de la frotación de los prismas, terrones o fragmentos arcillosos, por la expansión generada al hidratarse el suelo.

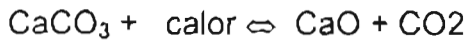
El color de las arcillas expansivas es frecuentemente oscuro con textura uniforme, fina a muy fina y un contenido bajo de materia orgánica, por lo general menor del 2%, aunque puede llegar a ser hasta de un 5% en la superficie. La capacidad de intercambio catiónico es elevada y varía entre 325 y 80 mili equivalencias por ciento. El PH se tiene en un rango entre 6 y 8.5 aumentan a medida que el complejo de intercambio se vuelve más saturado de sodio.

Los cambios de volumen, por expansión o contracción, pueden ser del 25 al 50% y el peso específico de 1.7 a 2 Ton/m<sup>3</sup> y por tanto, son más densos que la mayoría de los suelos, como resultado de las repetidas expansiones y contracciones.

Es conveniente señalar que en un depósito arcilloso no todo su espesor es expansivo, es decir, los cambios de humedad no necesariamente afectan a toda la capa arcillosa. La porción que esta sujeta a variaciones de humedad se denomina capa activa, y no tiene el mismo espesor en un suelo en donde se ha construido a uno en el cual no se ha construido. No debe omitirse señalar que los cambios de humedad en el suelo pueden tener diversos orígenes, por ejemplo, las oscilaciones del nivel de aguas freáticas, los efectos de lluvias y sequías, la temperatura, fugas de en instalaciones hidráulicas y drenajes, causas que no necesariamente son independientes,

## 4.1 ESTABILIZACION A BASE DE CAL

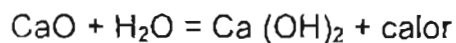
Al someter a una caliza pura a la acción de una temperatura comprendida entre 880° C y 900° C con un procedimiento adecuado se provoca la siguiente reacción endotérmica:



Este proceso recibe el nombre de calcinación y comprende las tres operaciones siguientes:

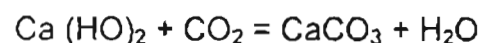
- 1) La roca caliza pierde su contenido de agua.
- 2) Se provoca en la caliza su disociación en óxido de calcio (CaO) y bióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) a una temperatura comprendida entre 880 °C y 900 °C
- 3) El bióxido de carbono en forma de gas, se pierde en la atmósfera, quedando como producto aprovechable el óxido de calcio.

El óxido de calcio así obtenido se conoce como cal viva, es sólida, blanca, con peso específico comprendido entre 3.08 y 3.30 muy inestable por su gran afección de agua con la que reacciona exotérmicamente produciendo el hidróxido de calcio o cal apagada, en forma siguiente:



Esta reacción toma lugar no solo mediante el contacto directo de CaO con el agua, sino también en forma espontánea, absorbiendo el vapor de agua de la atmósfera y de las sustancias vegetales y orgánicas que estén en contacto con el óxido de calcio. Durante la hidratación, la temperatura se eleva hasta 160 °C y el producto resultante es un polvo amorfo, blanco, de efectos cáusticos y parcialmente solubles en agua.

Para producir morteros generalmente se humedece la cal, ésta al endurecerse obtiene propiedades ligantes entre los materiales pétreos. El endurecimiento es muy lento, pues provocado primero por desecación del agua y posteriormente por una carbonatación por absorción del bióxido de carbono del aire, es decir:



Restituyéndose de esta forma, la roca caliza de que se partió. Esta lentísima reacción sólo puede verificarse en un ambiente seco, en un ambiente húmedo

podría tomar lugar pero con muchísima dificultad y es imposible de conseguir dentro o en contacto directo con el agua.

Las rocas calizas naturales y químicamente puras son raras, generalmente las acompañan otros materiales como el carbonato de magnesio, arcilla, hierro, azufre, álcalis y materias orgánicas, éstas materias que al calcinar la roca caliza de no volatizarse comunican a la cal propiedades que dependen de la proporción en que entran como constituyentes de la roca caliza.

Los principales tipos de cales que se conocen son:

#### Cal hidráulica

Cuando la roca caliza que se somete a la calcinación contiene o está mezclada artificialmente con una cierta cantidad de arcilla mayor que el 5% la reacción de disociación descrita anteriormente se hace más complicada porque a una temperatura inferior a 900 °C en que tiene lugar la descomposición del  $\text{CaCO}_3$ , se descomponen los silicatos que constituyen a la arcilla. A temperaturas más altas reaccionan los productos de la descomposición de la arcilla ( $\text{SiO}_2$ ) y ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) con el  $\text{CaO}$ , dando origen a silicatos y aluminatos de calcio que ligados con el  $\text{CaO}$  que queda en libertad dan como producto resultante a lo que se conoce como cal hidráulica. Al someter al proceso de hidratación a la cal hidráulica, el óxido de calcio libre en ella reacciona en la misma forma que las cales aéreas, produciéndose el hidróxido de calcio. Los silicatos y los aluminatos permanecen insensibles hasta que el óxido de calcio se haya saturado, cuando esto sucede, los silicatos y aluminatos son atacados, para obtener un producto aglutinante adecuado. Una vez hidratada una cal hidráulica adquiere como la cal ordinaria la propiedad de amasarse con agua, fraguando posteriormente la pasta. Esto se puede verificar lo mismo en el aire que en agua, teniendo mayor resistencia mecánica, requiriendo menor tiempo de fraguado y menor contracción al endurecer, que las cales ordinarias. Estas ventajas son mayores a medida que la caliza original contenga más arcilla. La proporción de arcilla y de temperatura alcanzada durante la calcinación dan lugar a cales hidráulicas con propiedades diferentes.



Cal grasa.

Si la caliza original contiene hasta un 5% de arcilla y menos del 3% de carbonato de magnesio ( $MgCO_3$ ), la cal que se obtiene al calcinarse se denomina cal grasa, la cual al hidratarse forma una pasta fina untuosa, que aumenta de volumen, pudiendo conservarse indefinidamente blanda en sitios húmedos, pero resguardados del aire.

Cal magra.

Si la caliza original contiene impurezas tales como arenas y otras sustancias extrañas e inertes, que no produzcan acción química con el producto resultante sino que actúen como simples adulterantes y si la cal obtenida contiene solamente de 50% a 80% de  $CaO$ , entonces ésta recibe el nombre de cal magra, ésta cal se hidrata más lentamente que la grasa, desprendiendo menos calor, su pasta es menos untuosa y su uso debe en lo posible evitarse en la construcción.

Cal de magnesio.

Si la caliza primitiva contiene más del 5% de carbonato de magnesio ( $MgCO_3$ ) además del carbonato de calcio, se producirán las llamadas cales de magnesio. Cuando al calcinar una caliza se produce entre el 10% y el 25% de óxido de magnesio, se obtendrá cal de magnesio, pero si el contenido de óxido es mayor del 25% se obtendrá lo que se conoce como cal dolomítica. El endurecimiento de estas cales se produce mediante la absorción del bióxido de carbono del aire para formar la roca original ( $CaCO_3$ ) y ( $MgCO_3$ )

Una parte importante del suelo con el que tiene que trabajar el ingeniero corresponde a las arcillas, las cuales frecuentemente requieren de su estabilización con objeto de incrementar sus resistencias y disminuir su sensibilidad a cambios volumétricos debido a cambios en el contenido de agua.

El tratamiento del suelo arcilloso mediante la cal puede lograr los objetivos anteriores obteniéndose alguno o varios de los efectos siguientes:

- Se reduce el índice plástico en forma considerable, esto se debe generalmente a un pequeño incremento en el límite plástico y una considerable reducción en el límite líquido.
- El agua y la cal colaboran para acelerar la disgregación de los grumos de la arcilla durante la operación de pulverización, lo cual facilita su manejabilidad.

- $\xi$  reducen los efectos aglomerantes.
  - En áreas pantanosas o en donde los suelos tienen una humedad superior a la óptima la aplicación de la cal facilita el disgregado del suelo lo que a su vez propicia un secado más rápido.
  - Las contracciones y expansiones debidas a cambios de humedad se reducen considerablemente.
  - La resistencia a la compresión simple del suelo, se incrementa.
  - El Valor Relativo de Soporte también aumenta en forma considerable.
  - La capa estabilizada proporciona una excelente plataforma de trabajo para la construcción de las capas superiores de la sección estructural de un camino.
- El conocimiento de los mecanismos responsables de las modificaciones que se llevan a cabo durante la estabilización de una arcilla con cal es muy importante. Es indispensable, por otro lado la previa determinación de los tipos de minerales arcillosos que se encuentran presentes en el suelo que se pretende estabilizar, ya que esto permite adaptar el tratamiento a efectuar y prever el mejoramiento que se pueda esperar con la estabilización, así como su duración en el tiempo.

#### Mecanismo de la estabilización.

Se ha encontrado que los mecanismos de acción de la cal no son los mismos para todas las arcillas, sino que varían como a continuación se describe:

Las montmorilonitas se presentan como fuertemente reactivas con la cal, sufriendo profundas modificaciones al quedar en contacto con ella. Al sustituir un ion trivalente por un ion divalente, sustitución isoforma, se provoca una compensación mediante la entrada de iones positivos entre las láminas, produciéndose, entre éstas, ligas relativamente débiles. La circulación de la solución  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , entre las láminas de arcilla, se lleva a cabo en una forma rápida, de tal manera que la superficie en contacto con la solución agresiva sufre cambios prácticamente inmediatos, del tipo de intercambio catiónico y una lenta acción puzolánica.

La unión entre las láminas de caoliníta es del tipo hidrógeno. El ion sufre la atracción de los oxígenos de dos láminas. Este tipo de unión es notablemente más fuerte, la solución de ataque no puede circular libremente entre las láminas; el mineral arcilloso es entonces atacado progresivamente por los bordes y caras

expuestas. Hay que tomar en cuenta que si la arcilla contiene carbonatos en exceso, se puede tener que éstos presenten un comportamiento diluyente y protector, es decir, que el hidróxido de calcio no puede reaccionar inmediatamente con los minerales arcillosos debido a la presencia de dichos carbonatos; sin embargo, se tiene que este suelo tiene también un alto contenido de CO<sub>2</sub> el cual reacciona con el hidróxido de calcio para formar más carbonatos (CO<sub>3</sub> Ca), es decir se tiene que:



los estudios de difracción de rayos x, mostraron que se presento en este suelo un aumento en cristales de calcita, mientras que se noto una ausencia prácticamente de nuevas especies minerales.

La illita muestra una cierta pasividad en contacto con la cal, ha demostrado que es necesario esperar 60 semanas y aún más, para poder observar un aumento sensible en las resistencias a la compresión, lo que indica el ataque al mineral arcilloso y la aparición de un cemento de silicatos y aluminatos de calcio hidratados. En este caso, además de la estructura muy cerrada de la illita es posible que la presencia de azufre, movilice una parte de la cal para formar sulfatos, lo que contribuye aún más a disminuir las posibilidades de reacción del mineral arcilloso con la cal

Los silicatos mal cristalizados constituyen para las partículas de la caolinita un cementante excelente. Los aluminatos no forman puntos sólidos entre las partículas de montmorilonita.

Toda arcilla que se pretenda estabilizar a base de cal debe ser tratada como un caso particular en el cual es necesario efectuar un estudio previo de laboratorio para determinar los minerales que contenga e identificar a la arcilla para poder prever el beneficio que se logrará mediante la estabilización.

Por otra parte, se han dado numerosas explicaciones a los mecanismos responsables de las modificaciones que se tienen en un suelo tratado con cal. Entre los más populares se encuentran: el intercambio catiónico, la floculación, la carbonatación y la formación de un cemento. Se ha encontrado que todos estos mecanismos juegan un cierto papel quedando reservado el más importante a la

formación de un cemento, compuesto principalmente de aluminato de calcio hidratado.

Se han efectuado estudios mineralógicos en Francia sobre las arcillas estabilizadas con cal hidratada y de esta manera se ha podido identificar a los productos resultantes del tratamiento de arcilla con cal, precisándose el mecanismo seguido, según se expone a continuación:

Un suelo al que se pretenda estabilizar con cal, es necesario que contenga arcilla ya que la cal hidratada sólo puede reaccionar en forma eficaz sobre los minerales arcillosos.

La acción sobre las arcillas se efectúa en dos etapas; en una primera etapa se presenta una reacción iónica; en una segunda etapa, las arcillas sufren una transformación química más o menos vigorosa, de acuerdo con la naturaleza de los minerales que contenga.

La caolinita es un mineral poco sensible a la cal necesitando de tiempos largos para producir cambios permanentes; la montmorillonita resultó ser un mineral arcilloso sumamente sensible a la cal y la illita demostró ser el mineral arcilloso más difícil de ser atacado por la cal.

La cal al modificar la composición mineralógica del suelo arcilloso, modifica sus respuestas a la acción del agua.

La elevación de la temperatura acelera mucho la acción de la cal y permite una cristalización más rápida de las nuevas especies de cristales formadas.

Es necesaria la permanencia del agua para tener éxito en el tratamiento.

La presencia de carbonatos y de materias orgánicas en cantidades importantes inhibe la acción de la cal.

Es indispensable la utilización de una cal de buena calidad, es decir, que contenga un alto porcentaje de hidróxido de calcio, por otro lado es esencial utilizar a la cal como polvo muy fino, para lograr una mezcla de lo más perfecto posible entre la cal y la arcilla, ya que si la cal se encuentra carbonatada o mal pulverizada dará un bajo rendimiento y de que los resultados obtenidos serán mediocres.

## 4.2 SUSTITUCION EN SUELOS EXPANSIVOS

Indiscutiblemente en el caso de cimentaciones de terraplenes o pavimentos en suelo expansible, la sustitución total del suelo de éste tipo es la solución óptima. En un suelo con un espesor considerable prácticamente consiste en sustituir el suelo por lo menos en una profundidad igual al espesor de la zona activa y en el sentido lateral, proteger las estructuras sustituyendo también los acotamientos en un ancho igual a la mencionada zona activa.

En algunas ocasiones, la sustitución puede llevarse a cabo mediante el mejoramiento del suelo escarificado, con aditivos tales como la cal y esporádicamente, cemento.

Cuando se trata de construir terraplenes, una práctica muy común consiste en construir bermas o tender taludes, simplemente para alejar la generación de las grietas longitudinales de la superficie de rodamiento, además generalmente los terraplenes se pueden estructurar colocando materiales de buena calidad en la capa subrasante sobre el suelo expansible

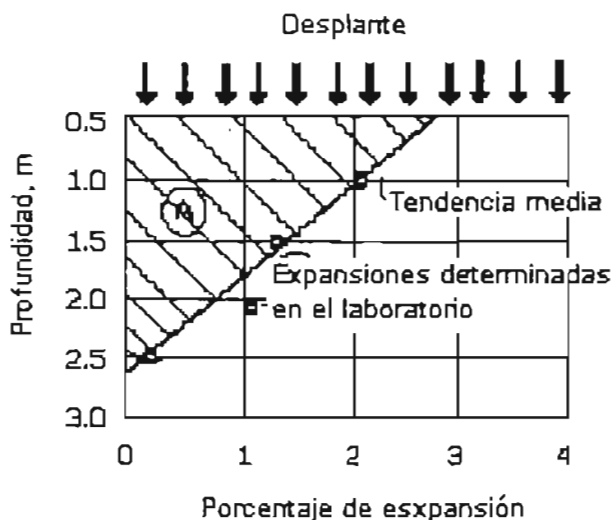
El criterio recomendado por el Departamento de Carreteras de California, que utiliza el expansiómetro, permite diseñar el espesor necesario de capa subrasante y pavimento para neutralizar la expansión, que deberán construirse con los suelos no susceptibles a los cambios volumétricos.

En virtud de que los cambios en el contenido de agua natural o de compactación de este tipo de suelo es la causa directa de la expansibilidad, es frecuente que se recomiende minimizar estos cambios mediante el humedecimiento constante del suelo al efectuar las excavaciones correspondientes o al ir colocando las diversas capas para su compactación. Dentro de estos procedimientos, también puede citarse los que se han experimentado construyendo membranas de protección a fin de mantener invariante el contenido de agua de colocación en los terraplenes. Si se opta por sustituir el material expansivo superficial por un material adecuado, el espesor del suelo a remover podrá definirse como sigue.

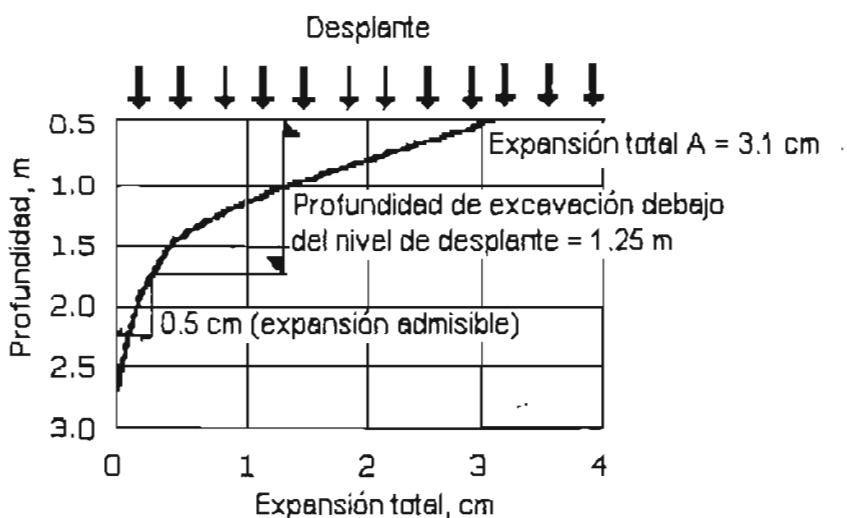
A partir de la curva porcentaje de expansión contra profundidad, se dibujará la expansión total contra la profundidad; la expansión total a cualquier nivel es igual al área

A bajo la curva, abajo del nivel considerado, figura 4.1a

Para el valor de expansión total considerado aceptable, se leerá la profundidad de excavación de la figura 4.1b; a la izquierda de la curva de expansión total contra profundidad. El material removido se sustituirá por una capa del mismo espesor de material volumétricamente estable.



4.1 a



4.1 b

Figura 4.1 Estimación de la expansión total bajo la carga estructural. (ref. 17)

Cabe mencionar que es conveniente una sustitución total cuando el espesor del suelo expansivo es menor a un 1.00 m

### 4.3 PROTECCION EN SUELOS EXPANSIVOS

En estructuras afectadas se ha empleado favorablemente un sistema de banquetas y dentellones perimetrales adecuadamente sellados y junteados, con el que se minimizan e incluso se evitan daños adicionales; dado su bajo costo y reducido mantenimiento, ésta solución es muy útil respecto a las recimentaciones o a las protecciones con subdrenajes figura 4.2

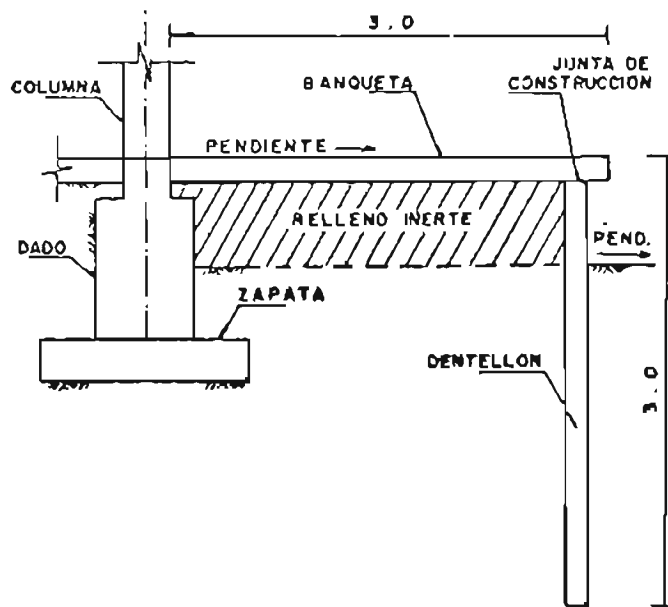


Figura 4.2 Protección de estructuras afectadas por suelos expansivos. (ref. 4)

El cimentar adecuadamente sobre suelos expansivos significa controlar los efectos de movimientos diferenciales por expansión sobre la superestructura, los que se presentan cuando el suelo se ve afectado por variaciones en su grado de saturación.

Hay que considerar que en los suelos expansivos la costra superficial es la más susceptible de cambios volumétricos importantes por las correspondientes variaciones en su grado de saturación, las que a su vez se deben a la evaporación y a la presencia de agua de lluvia o de riego. Lo anterior indica que las estructuras del tipo ligero (casas habitación, bodegas, etc.) serían las más afectadas al cimentarlas sobre este tipo de suelos, tanto por que sus cimientos son

superficiales como por la baja presión aplicada, la que no logra en algunas ocasiones equilibrar la presión de expansión.

Hay soluciones que permiten el comportamiento natural del suelo, pero sin que afecte a la estructura, se puede mencionar el de apoyar los cimientos de la estructura hasta profundidades donde las variaciones del grado de saturación sean mínimas y por tanto se presenten los mínimos movimientos, en la figura 4.3 se presenta este tipo de solución.

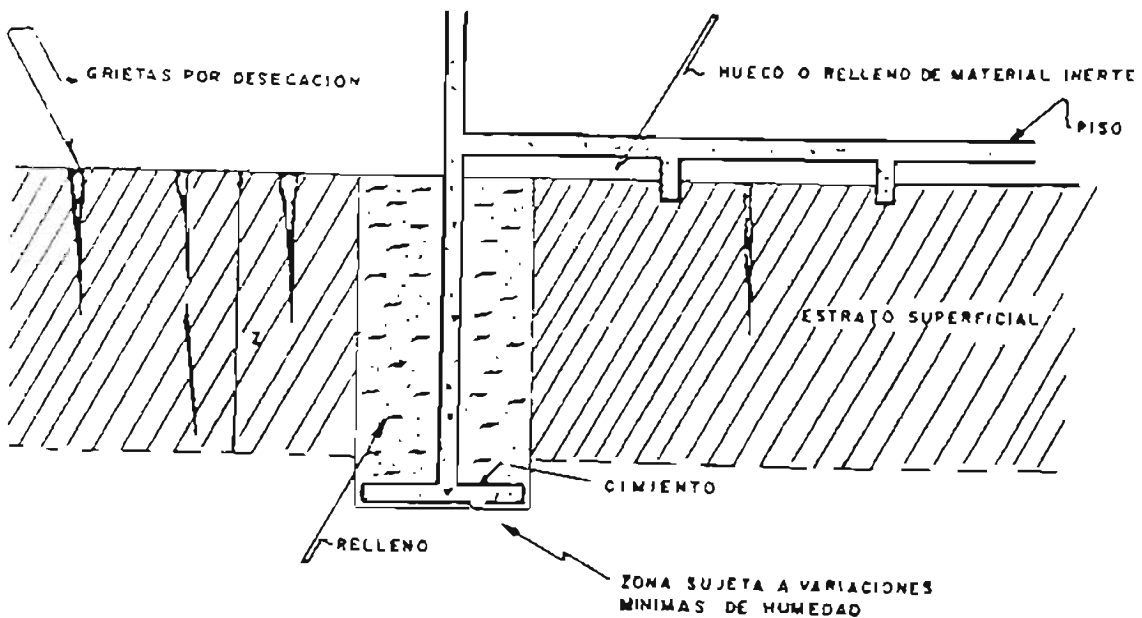


Figura 4.3 Cimiento desplantado por debajo de la costra superficial. (ref. 4)

Otra solución puede ser la de aislar la cimentación de aportaciones superficiales de agua, ya sea de riego o de lluvia mediante pantallas impermeables que confinen el área construida, figura 4.3, así como una cimentación lo suficientemente rígida que permita un comportamiento monolítico de la estructura, figura 4.4. Para aplicar las ideas aquí expuestas, es conveniente evaluar los aspectos económicos que cada caso particular implique y para ello es necesario un estudio completo de todos los factores que intervienen en la estabilidad de las estructuras cimentadas sobre suelos expansivos.



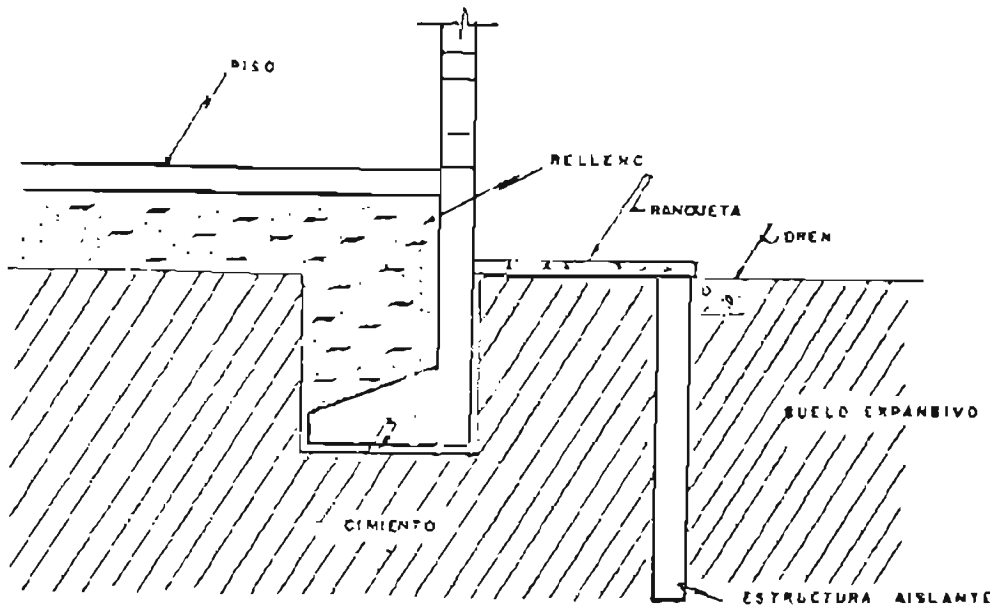


Figura 4.3 Aislamiento del área construida por dentellones. (ref. 4)

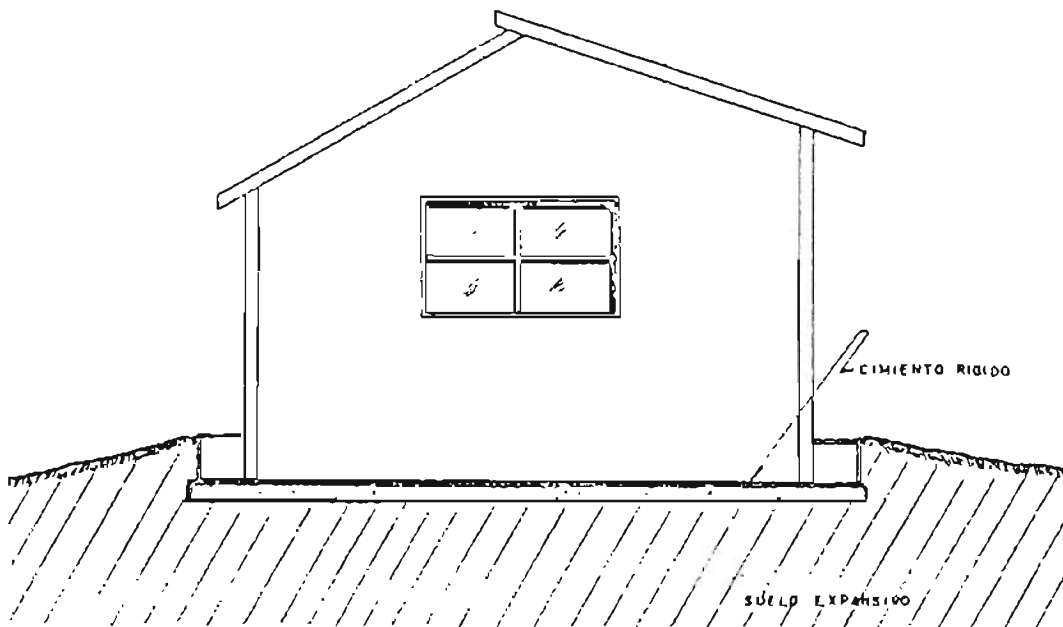


Figura 4.4 Cimentación rígida sobre suelos expansivos para eliminar movimientos diferenciales. (ref. 4)

En la figura, 4.5 muestra una estructura ligera construida en Coro, Venezuela, se utilizó un sistema que evita los daños por expansión del suelo, pero que resulta mucho más caro que una simple placa superficial, en primer lugar, se perforaría al suelo, donde se colocaban revestimientos de acero para formar a continuación tapones y pilotes de concreto. Bajo el edificio y en torno a los pilotes quedaba un hueco que servía para reducir la expansión al permitir la evaporación y a la vez dejaba espacio para que tal expansión se produjera sin perturbación para el edificio. El problema principal consistió en seleccionar el tamaño, capacidad, longitud y separación de los pilotes. Los pilotes tenían suficiente longitud para llegar por debajo de la capa del suelo susceptible a la expansión por la presencia de humedad. La profundidad elegida era tal, que la presión de confinamiento, debida a la sobre carga de tierras más la carga mínima del edificio, era suficiente para impedir la expansión. El proyecto consistía en seleccionar el tamaño, capacidad, longitud y separación de los pilotes. Los pilotes tenían suficiente longitud para llegar por debajo de la capa del suelo expansivo. La profundidad calculada era tal que la presión de confinamiento, debida a la sobre carga de tierras más la carga mínima del edificio, era suficiente para impedir la expansión.

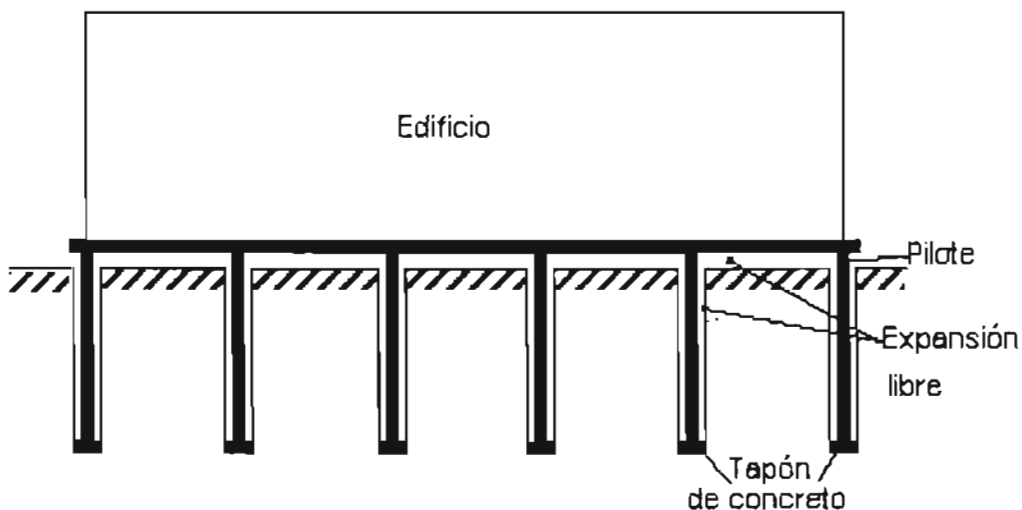


Figura 4.5 Edificio cimentado en un suelo expansivo. (ref. 13)

#### 4.4 USO DE CARGA MAYORES A LA PRESIÓN DE EXPANSIÓN

Contrarrestar las presiones de expansión con presión debajo de las unidades de la cimentación; en parte, debido a la relativa falta de seguridad de los métodos para evaluar y predecir las presiones de expansión. En las estructuras ligeramente cargadas puede suceder que no sea posible obtener cargas suficientemente grandes, que produzcan las presiones necesarias debajo de apoyos que tengan un tamaño razonable. La expansión puede evitarse en una zona localizada debajo de la zapata o pila, donde el esfuerzo inducido por la cimentación se concentra. A una profundidad relativamente pequeña, abajo de la cimentación, la intensidad del aumento de esfuerzo es pequeña y la expansión puede ocurrir debajo de este nivel, aunque arriba se impida completamente. En las áreas entre las zapatas, la expansión no disminuye.

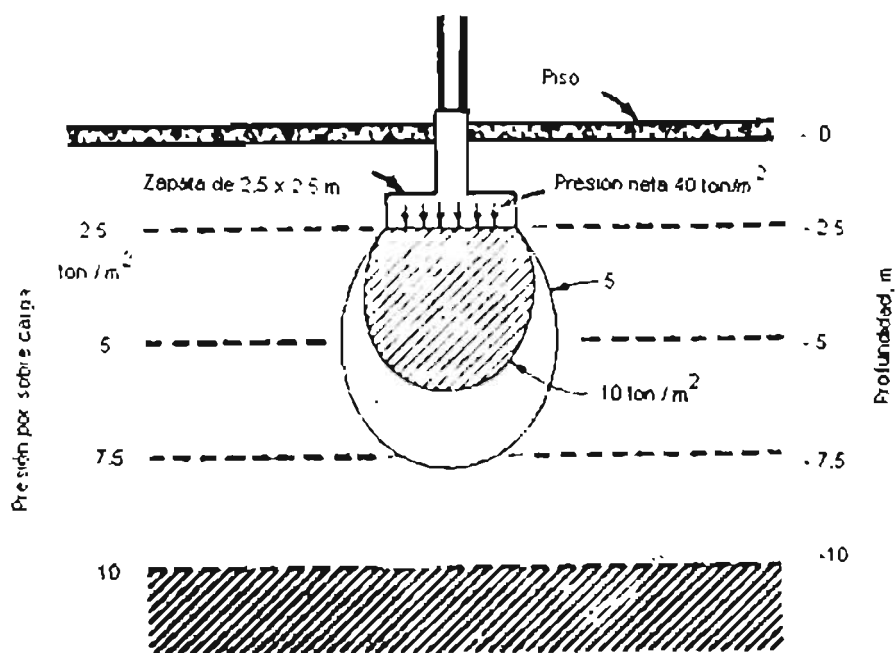


Figura 4.6 Diagrama que ilustra la influencia de una elevada presión de expansión debajo de una zapata. Si la presión neta en la base de la zapata es de 40 ton/m<sup>2</sup> y la presión de expansión a volumen constante es de 10 ton/m<sup>2</sup> la expansión se evitará solamente dentro de las áreas sombreadas. (ref. 5)

Para tener un valor numérico que cuantifique la presión de expansión, se hace uso del método de las medidas directas, el cual es el procedimiento más satisfactorio y conveniente para determinar el potencial de expansión y la presión de expansión de una arcilla expansiva.

El método de las medidas directas de suelos expansivos se puede realizar con el uso del consolidómetro unidimensional del tipo convencional. El consolidómetro puede ser tipo plataforma, tipo escala o de otros tipos. Las cargas se pueden aplicar con aire como en el caso del consolidómetro Conbel o por peso directo como en el caso del consolidómetro de Cantiliver. La muestra de suelo se coloca entre dos placas porosas y se confina en un anillo metálico. El diámetro del anillo varía de 5.08 cm. a 10.16 cm. dependiendo del tipo de dispositivo que se utilice en el muestreo. Los espesores de la muestra varían de 1.27 cm. a 2.54 cm. La muestra del suelo puede ser inundada desde la base hasta la parte superior, la expansión vertical medida se reporta como porcentaje del espesor inicial de la muestra y es lo que se conoce como porcentaje de expansión.

Un procedimiento como el anterior permite una evaluación fácil y precisa del potencial de expansión en una arcilla bajo diversas condiciones. Después de que el suelo ha alcanzado su máximo incremento de volumen, de nuevo se carga la muestra y se determina la presión de expansión, de otra manera la prueba de expansión se puede evaluar fácilmente sin recurrir a aparatos que mantengan constante el volumen del suelo.

Ahora bien, en la ejecución de una prueba de expansión las condiciones más importantes que se involucran son las siguientes:

Estado de la muestra.

Para una muestra inalterada se incluyen las condiciones de la muestra, el método de muestreo y la historia de esfuerzos de la muestra, para muestras remoldeadas se incluyen el método de compactación, además el tiempo de curado antes y después de la compactación y el peso volumétrico máximo.

Contenido de humedad.

A más bajo contenido de humedad inicial se tendrán mayores expansiones, el contenido inicial de humedad es afectado por:

El tiempo que se deja la muestra en el anillo antes de humedecerla.

El grado de evaporación que se permite mientras la muestra está en el anillo.

La temperatura y humedad del laboratorio.

Tiempo requerido.

El tiempo requerido para completar totalmente el proceso de expansión puede variar considerablemente y depende de la permeabilidad de la arcilla, del contenido de agua de la muestra, el peso volumétrico seco máximo y del espesor de la muestra. Para una muestra inalterada que tiene un espesor de 2.54 cm. pueden requerirse de varios días para completar la expansión total.

El Expansiómetro de Hveem es un aparato que mide la presión que desarrolla, bajo ciertas condiciones un espécimen de suelo al que se le permite absorber agua, la prueba se efectúa de tal manera que no se permiten cambios importantes durante ella y afecte el peso específico del suelo.

El Expansiómetro de Hveem consiste en un puente metálico calibrado de tal manera que es conocida para cada flecha del puente, la presión que se ejerce desde una placa circular de 10.1 cm. apoyada por medio de un vástago. La presión de expansión se mide saturando al espécimen.

Prueba de expansión.

- 1.- Se deja en reposo el espécimen cuando menos media hora después de terminar la prueba de exudación.
- 2.- Se coloca el extensómetro sobre la barra superior del dispositivo de presión de expansión.
- 3.- Se pone el vástago y el disco perforado sobre la cara del espécimen compactado en el molde, después se coloca el molde dentro del aparato de presión de expansión.

- 4.- Se le dan vueltas a la placa giratoria hasta que se genere en el espécimen una deformación de sobrecarga de 0.002 cm.
- 5.- Se ponen aproximadamente 200 cm<sup>3</sup> de agua en el molde sobre el espécimen y se deja que se desarrolle la presión de expansión durante 16 horas.
- 6.- Al final del tiempo de saturación, debe leerse la deformación de la barra de acero con una aproximación de 0.00025 cm. Cuando la deformación es mayor de 0.025 cm., el aparato de presión deberá de ser recalibrado.
  
- 7.- Se determina la presión de expansión usando la siguiente expresión:

$$P_e = K d$$

Donde:

$P_e$  = presión de expansión mostrada por el suelo en Kg/cm<sup>2</sup>

$K$  = constante de calibración de la barra de acero kg/cm<sup>2</sup> por 0.00025 cm.

$D$  = deformación en 0.00025 cm. leída en el extensómetro.

En este caso se supone que el material tiene un comportamiento elástico lineal, pues se hace válida la ley de Hooke.

**CAPÍTULO 5**  
**TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION EN SUELOS**  
**EXPANSIVOS**

## 5.1 ANALISIS Y DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA LIGERA (Diseño de un pavimento sobre un suelo expansivo)

El diseño del pavimento se realiza en la carretera con el nombre de Calle 20, que se encuentra ubicado en el Estado de Sinaloa entre Culiacán y Mazatlán.

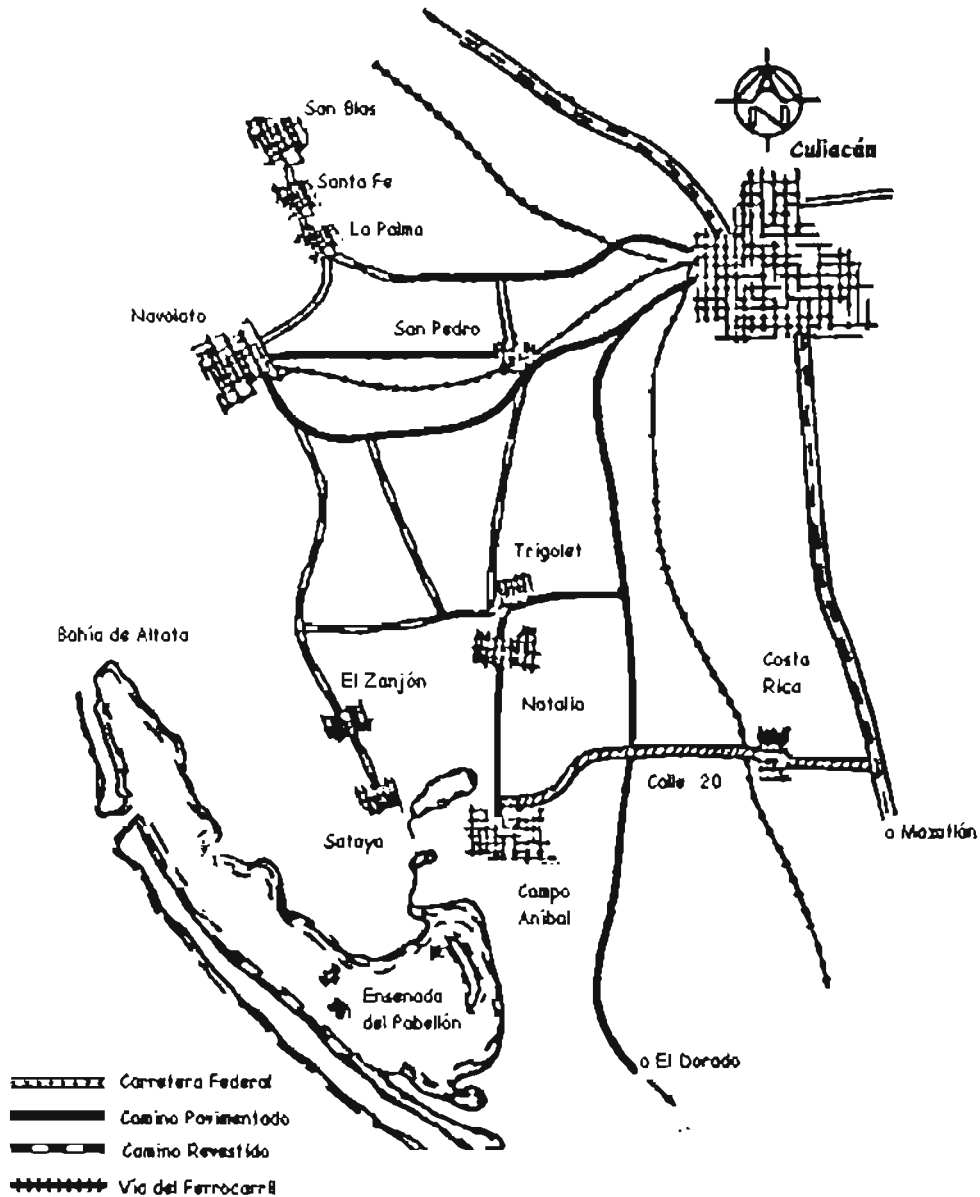


Figura 5.1 Croquis de ubicación de la Calle 20 (Ref. 4)

La topografía de la zona es plana, lo cual provoca que el drenaje no sea bueno. El sistema de riego en esta zona se ha construido de tal forma que dificulta el drenaje longitudinal del pavimento, porque algunos de los canales que lo atraviesan tienen bordos con alturas superiores al fondo de las cunetas y canalizaciones laterales del pavimento.



Geológicamente prevalecen los depósitos continentales constituidos por aglomerados de grava, cantos, arenas, limos y arcillas; sobre estos depósitos existen derrames de riolitas y de tobas riolíticas con afloramiento de basalto muy presente. El suelo superficial que se encuentra en la parte en donde se aloja el pavimento está constituido predominantemente por arcillas de alta compresibilidad y alta plasticidad; el clima de la región es semicálido y la precipitación anual es de 600 mm siendo la temperatura anual de 25° C.

#### Estudio de Campo y Laboratorio.

El pavimento presenta asentamientos, baches, hombros caídos, acanalamiento en las zonas de rodada, agrietamiento longitudinal en piel de cocodrilo, en un tramo del pavimento el drenaje longitudinal no tiene salida debido a que es cruzado por canales de riego y sus bordes obstruyen las cunetas.

El pavimento está constituido por una carpeta asfáltica de mezcla en el lugar, en la que se observó exceso de finos y falta de afinidad entre el producto asfáltico y el agregado pétreo, la base es de 20 cm. y está constituida por una grava arena de río con tamaño máximo de 4" (10 cm.). El material de subrasante está constituido por arcilla expansiva de alta compresibilidad tomada de los lados, los terraplenes están constituidos por éste mismo material.

A lo largo del pavimento hay unos postes que se encuentran sumamente inclinados debido al movimiento del suelo, provocado por cambios volumétricos en las arcillas al variar la humedad. Los taludes presentan agrietamiento longitudinal a lo largo de todo del pavimento, debido a las contracciones de las arcillas expansivas utilizadas tanto en el cuerpo del terraplén como en la subrasante, éstas arcillas se consideraron como inadecuadas para el uso que se les destinó, lo cual se hizo aparentemente, debido a razones económicas.

Con el objeto de efectuar la clasificación de la arcilla que se tiene en la región, así como de estudiar su posible mejoramiento para emplearla como material de subrasante, se tomaron unas muestras alteradas para su estudio en el laboratorio, se efectuaron los siguientes tipos de pruebas a las muestras obtenidas.

- Límites de consistencia
- Contracción lineal
- Granulometría
- Pesos volumétricos
- Pesos específicos relativos
- Límites de contracción
- Estabilidad de Hveem
- Presión de expansión
- Cohesión de Hveem

Estas pruebas se efectuaron sólo para el material arcilloso y para el material estabilizado con diferentes proporciones de cal, posteriormente se efectuaron pruebas de calidad en una muestra del material propuesto para la base en la reconstrucción del pavimento.

En la figura 5.2 se muestra el desarrollo de la presión de expansión contra el tiempo y en la figura 5.3 se muestran las gráficas obtenidas en las pruebas del método de Hveem. Los resultados corresponden a las arcillas en estado natural.

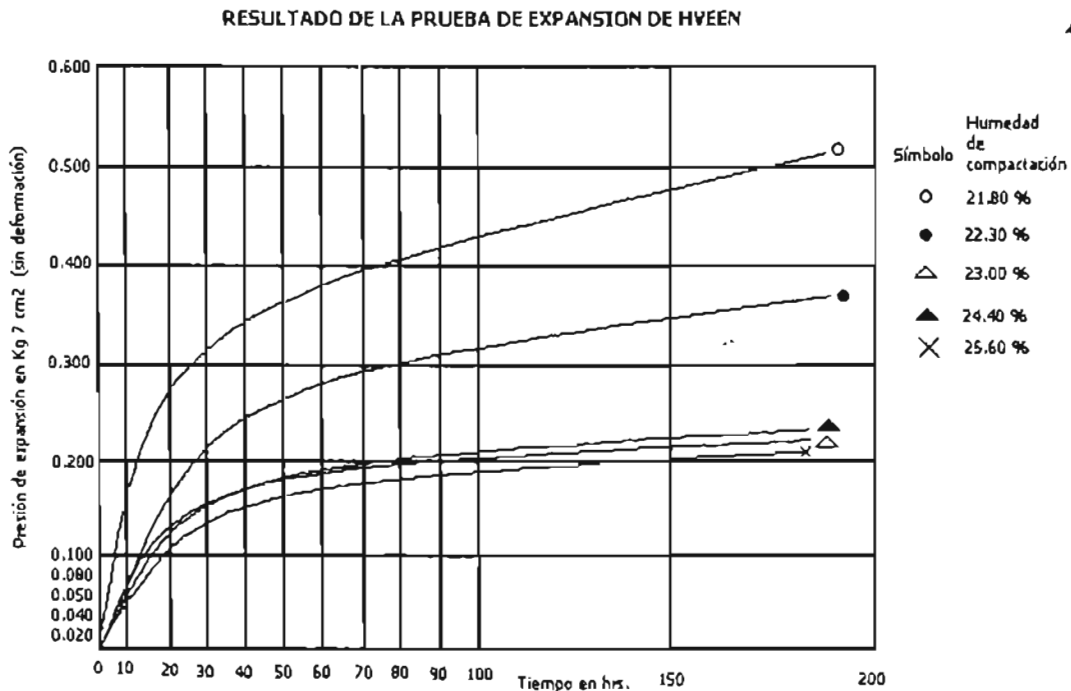


Figura 5.2 Gráfica de la prueba de expansión de Hveem. (ref. 4)

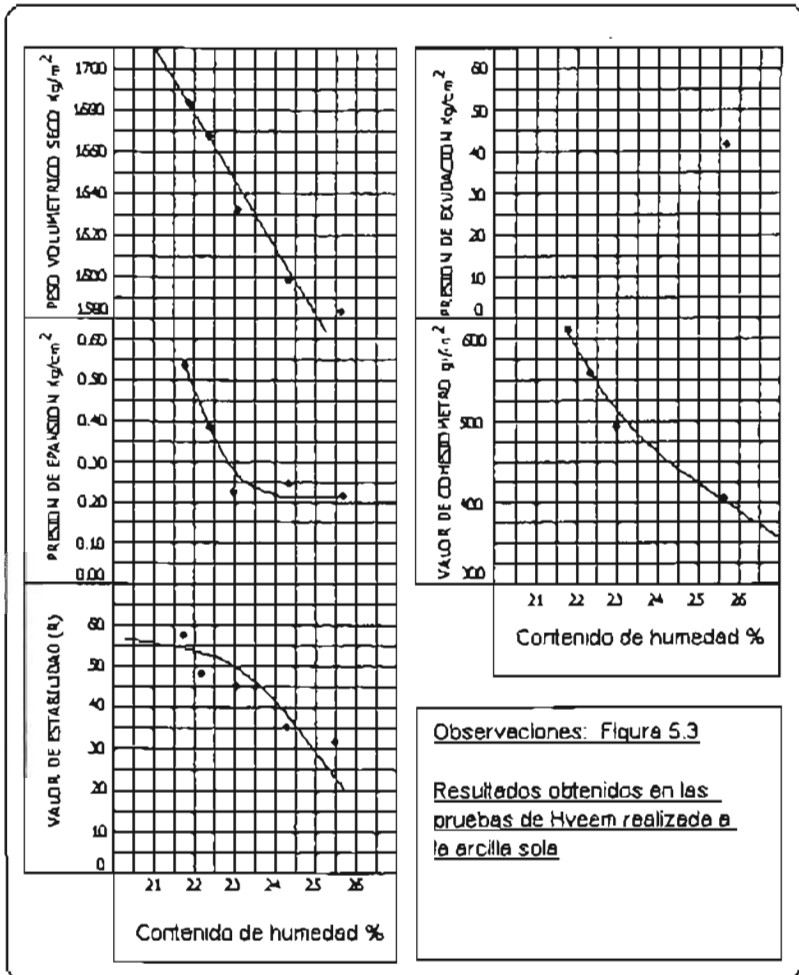


Figura 5.3 Resultados obtenidos en las pruebas de Hveem realizadas a la arcilla. (ref. 4)

Con el objeto de estudiar la estabilización de la arcilla con cal, se elaboraron en el laboratorio mezclas de suelo-cal de acuerdo con el siguiente procedimiento:

- 1) Se amasó la arcilla hasta un tamaño máximo de 3".
- 2) Se adicionó la mitad del total de cal propuesta.
- 3) Se mezcló perfectamente al suelo con la cal, agregando simultáneamente agua para obtener una humedad superior a la óptima Proctor en 5%.
- 4) Se compactó ligeramente a la mezcla mediante el estabilómetro de Hveem para formar especímenes que se dejaron en reposo y tapados durante un lapso de 5 a 7 días.

- 5) Se disgregaron los especímenes para que todo el material pasará por la malla de 1" y el 60% pasara por la malla No. 4.
- 6) Se adicionó la otra mitad de cal, se agregó agua y se compactaron los especímenes de acuerdo con el método de Hveem. En esta etapa se notó que el material resultó más manejable que en el caso de la arcilla sola.
- 7) Se efectuaron pruebas de expansión, cohesión y estabilómetro con el método de Hveem, así como pruebas de clasificación. Estas pruebas se efectuaron después de transcurrido un periodo de curado de 7 días. En la figura 5.4 se muestran los resultados obtenidos en las pruebas del método de Hveem, realizadas a la arcilla estabilizada con 4% de cal.

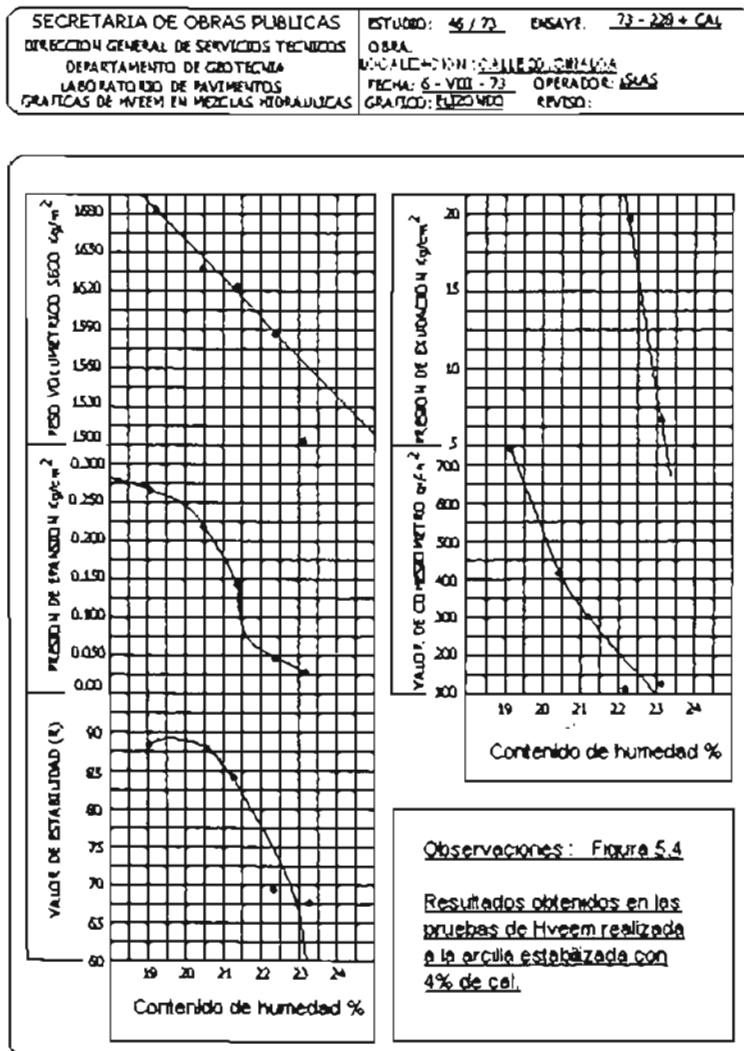


Figura 5.4 Resultados obtenidos en las pruebas de Hveem realizadas a la arcilla con 4% de cal. (ref. 4)

En la figura 5.5 se muestra en la Carta de Plasticidad la variación en la clasificación de la arcilla para diferentes contenidos de cal y en la figura 5.6 se muestra la variación del límite líquido, límite plástico, índice plástico y Contracción Lineal para diferentes contenidos de cal.

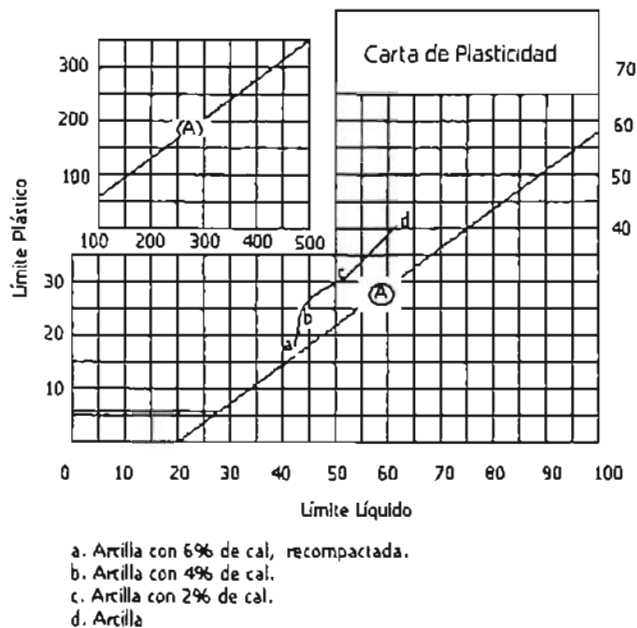


Figura 5.5 Clasificación de la arcilla para diferentes contenidos de cal. (ref. 4)

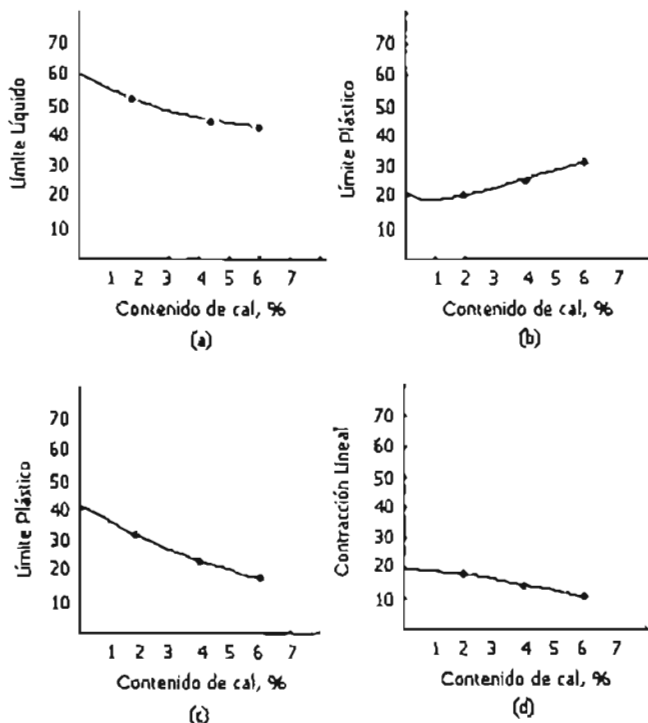


Figura 5.6 Variación de los Límites de consistencia y contracción lineal para diferentes contenidos de cal. (ref. 4)

## Resultados

De acuerdo con los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio, efectuadas a los materiales con la adición de cal y en estado natural se menciona lo siguiente: Analizando la figura 5.2 se aprecia que la arcilla en estado natural desarrolla su presión de expansión máxima en aproximadamente 8 días, asimismo se puede notar que la presión de expansión para la humedad de compactación 21.80%, aproximadamente resulto ser de  $0.52 \text{ Kg/cm}^2$ , mientras que para un rango de humedad de compactación de 23% a 26% corresponde un rango en la presión de expansión de  $0.21 \text{ Kg/cm}^2$  a  $0.24 \text{ Kg/cm}^2$  respectivamente, es decir que compactando el material con humedad baja se pueden desarrollar presiones de expansión del doble o aún mayores que las que se desarrollan compactando con una humedad ligeramente excedida de la óptima. Lo anterior se puede apreciar en una forma más objetiva en el diagrama correspondiente a la presión de expansión de la figura 5.3, en donde se considera que a medida que se incrementa la humedad de compactación se reduce la presión de expansión, esto es más pronunciado en humedades superiores a 24% y la expansión tiende a ser constante.

Ahora bien estabilizando la arcilla con cal se reduce considerablemente las presiones de expansión, llegando a ser prácticamente nula para la humedad de compactación superior a 23%, como se muestra en la figura 5.7

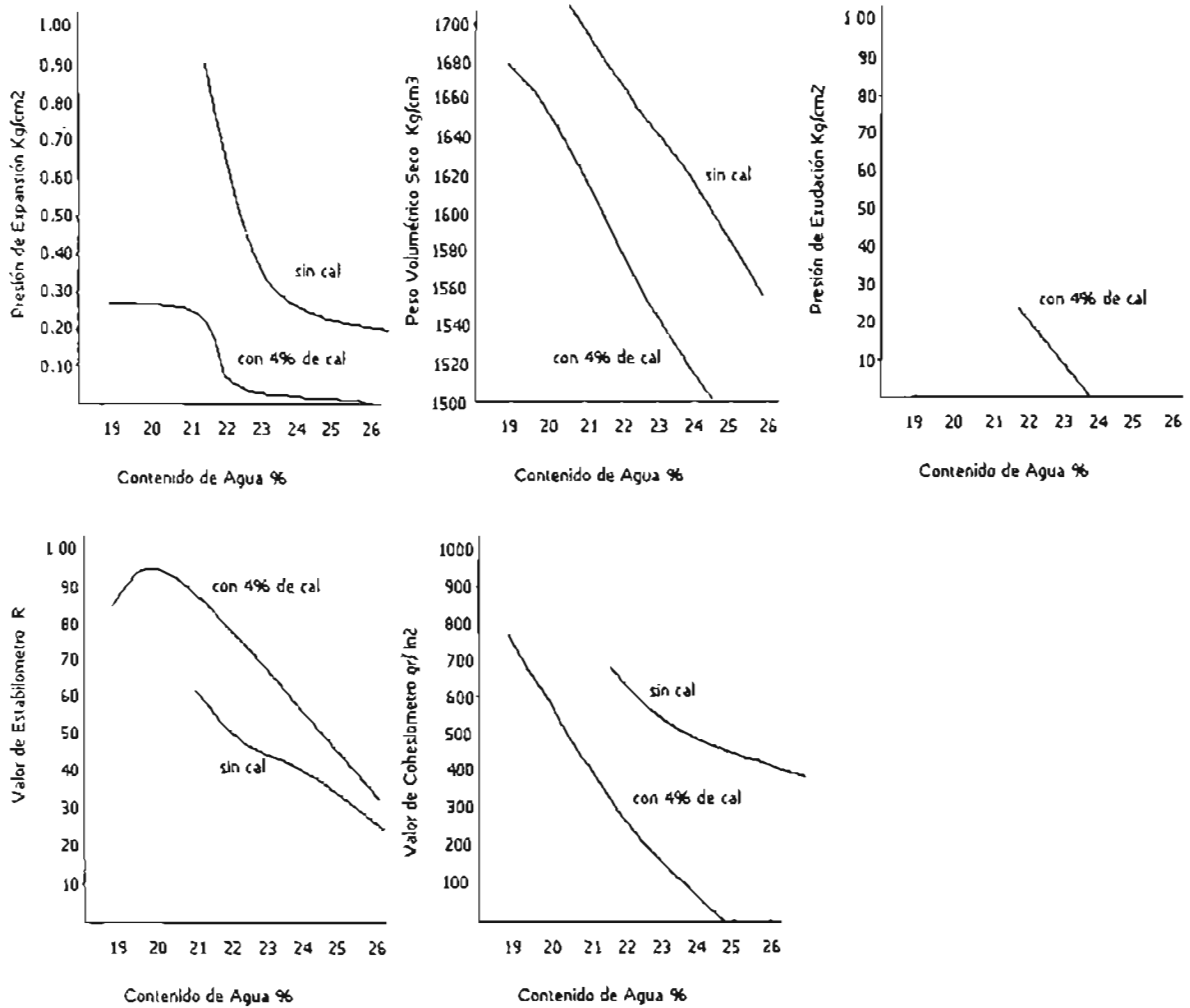


Figura 5.7 Comparación de los resultados obtenidos en las pruebas del método de Hveem para la arcilla en estado natural y estabilizada con cal. (ref. 4)

En la carta de plasticidad de la figura 5.5 se han ubicado los puntos correspondientes al suelo natural y estabilizado con diferentes porcentajes de cal, el suelo sufre un cambio en su clasificación, lo cual es bastante considerable para el incremento en el contenido de cal de 0 a 4% y menos notable para el incremento de 4% a 6%, lo que puede indicar que un contenido adecuado de cal podría ser de 4%.

En la figura 5.6 se observa que el límite líquido disminuye a medida que se incrementa el contenido de cal y que por otro lado el límite plástico incrementa, lo anterior da lugar a que el índice plástico sufra una reducción, figura 5.5, provocando que el suelo pase a ser un CH a ser CL.

La contracción lineal también se reduce considerablemente al efectuar la estabilización con cal de un 20% en estado natural hasta 10% para el 6% de cal y se nota un cambio de color por el material al adicionar los diferentes porcentajes de cal. La ventaja que se logra al adicionar cal, en lo que respecta a la contracción es que los especímenes de arcilla natural se encuentran sumamente agrietados, los especímenes con el 2% de cal muestran un menor fisuramiento y con 4% de cal o más prácticamente no se tiene fisuramiento.

Con la adición de cal el material se vuelve mucho más manejable, al disgregar el material hasta un cierto tamaño máximo el suelo en estado natural presentó partículas angulosas y muy duras, mientras que el suelo estabilizado presentó una cohesión mucho menor y es fácilmente de disgregarse y existe nuevamente el cambio considerable en el color de los materiales. En la figura 5.7 se puede comprobar en lo que respecta al valor de la cohesión al observar la gráfica pertinente al cohesiómetro el valor se reduce considerablemente al adicionar 4% de cal, llegando a ser prácticamente nula para una humedad de compactación de 25%.

Con respecto a la estabilidad (Hveem) - Deformación lateral bajo cargas verticales- se tiene, de acuerdo con la figura 5.7, que la estabilidad se incrementa considerablemente con la adición del 4% de cal, lo que se traduce en menores espesores de pavimento sobre la arcilla en cuestión.

#### Diseño del pavimento.

Para el diseño del espesor necesario del pavimento, se utilizó el método de Hveem, del cual se proporciona enseguida una breve descripción:

Este método de diseño de pavimentos se basa en el principio de una carga aplicada en la capa superficial transmitiéndose a las capas inferiores. Lo que se supone en éste método es que las partículas de cualquier capa pueden desplazarse siguiendo una trayectoria curva y ascendente, produciendo empujes en las zonas superiores.

En el análisis teórico se establece que el espesor necesario del pavimento depende de varios factores como son: tipos de carga y sus repeticiones, presión de inflado, radio del área cargada y resistencia de los materiales.



Para tener datos para el diseño es relevante contar con los resultados de varias pruebas efectuadas a todos los materiales que intervienen en la estructura del pavimento, es decir del suelo de cimentación, de la subrasante, subbase, base y carpeta. Las pruebas que se efectúan a estos materiales son, en el caso de suelos: de estabilidad, cohesión, presión de exudación, presión de expansión y peso volumétrico. En el caso de mezclas asfálticas es necesario efectuar adicionalmente un análisis de volumen de vacíos.

La prueba de estabilidad consiste en introducir un espécimen preparado dentro de una cámara y mediante un procedimiento estandarizado, figura 2.12, se determina la presión dentro de la cámara correspondiente a una presión vertical aplicada al espécimen, posteriormente se utilizan los datos obtenidos para determinar el valor del estabilómetro mediante la siguiente fórmula, aplicable al caso de suelos:

$$R = 100 - \frac{100}{\frac{2.5}{D} \left( \frac{P_h}{P_v} - 1 \right) + 1}$$

En donde:

R = número de Estabilidad de Hveem, adimensional

P<sub>v</sub> = presión vertical aplicada. El valor de R se mide generalmente para 11.2 kg/cm<sup>2</sup>

P<sub>h</sub> = presión horizontal en las paredes del espécimen medida en el manómetro.

D = desplazamiento horizontal del espécimen correspondiente a una presión horizontal de 7 kg/cm<sup>2</sup>. El desplazamiento se mide por el número de vueltas que registra el indicador de la manivela de la bomba y que han sido necesarias para hacer variar la presión lateral medida en el manómetro desde el valor que se haya registrado en la prueba al aplicar la presión vertical, hasta el valor señalado de 7 kg/cm<sup>2</sup>

La prueba de cohesión consiste en introducir dentro de un dispositivo al espécimen, figura 2.14, se fija en medio de dos pares de placas, uno de estos juegos de placas está fijo, el otro juego está ligado a una placa móvil en el extremo de la cual se tiene un recipiente para munición, una vez sujetado el espécimen entre los juegos de placas, se permite el flujo de la munición el cual se suspende

automáticamente al fallar el espécimen a la tensión. El peso de la munición atrapada en el recipiente se utiliza para determinar el valor de cohesiómetro.

La prueba de expansión consiste en introducir dentro de un dispositivo a un espécimen compactado al cual se somete a un proceso de saturación, figura 2.13 al saturarse el espécimen tiende a aumentar el volumen, pero debido a que se encuentra perfectamente confinado lateralmente por las paredes del molde y verticalmente por una base rígida y una placa con vástago en la parte superior, el espécimen desarrolla presiones de expansión, dicha presión se transmite verticalmente al vástago de la placa superior, el cual se apoya sobre una placa calibrada que indica la presión desarrollada mediante la ayuda del extensómetro apoyado en la parte superior de la placa.

La prueba de exudación sirve para determinar bajo que presión exuda agua del suelo.

En la compactación de los especímenes se utiliza un aparato de compactación por amasado.

Para poder calcular los espesores del pavimento es importante contar también con aforos del tránsito y con base en ellos determinar lo que se conoce como índice de tránsito y es igual a:

$$IT = 6.7 \left[ \text{EWL total} / 10^6 \right]^{0.119}$$

En donde:

IT = Índice de tránsito.

EWL = al número total de cargas por rueda equivalente (Equivalent Wheel Load) de 5000 lb aplicadas en un sentido durante el periodo considerado en el diseño.

Para calcular el valor de la carga equivalente por rueda (EWL) es necesario desglosar el tránsito de acuerdo con las diferentes configuraciones de ejes y posteriormente multiplicar el número de vehículos de cada configuración de eje estimado para el periodo considerado en el diseñado por las constantes de carga siguientes:

Números de ejes	Carreteras Estatales	Calles y caminos secundarios
2	280	200
3	930	690
4	1320	1070
5	3190	1700
6	1950	1050

Una vez conocido el índice de tránsito y determinados los datos de laboratorio mencionados se utiliza la gráfica de la figura 5.8 para determinar el espesor por estabilidad para los diferentes valores de R obtenidos para los especímenes compactados con diferente humedad, después se calcula el espesor del pavimento necesario para equilibrar a la presión de expansión determinada para los diferentes especímenes compactados con diferente humedad.

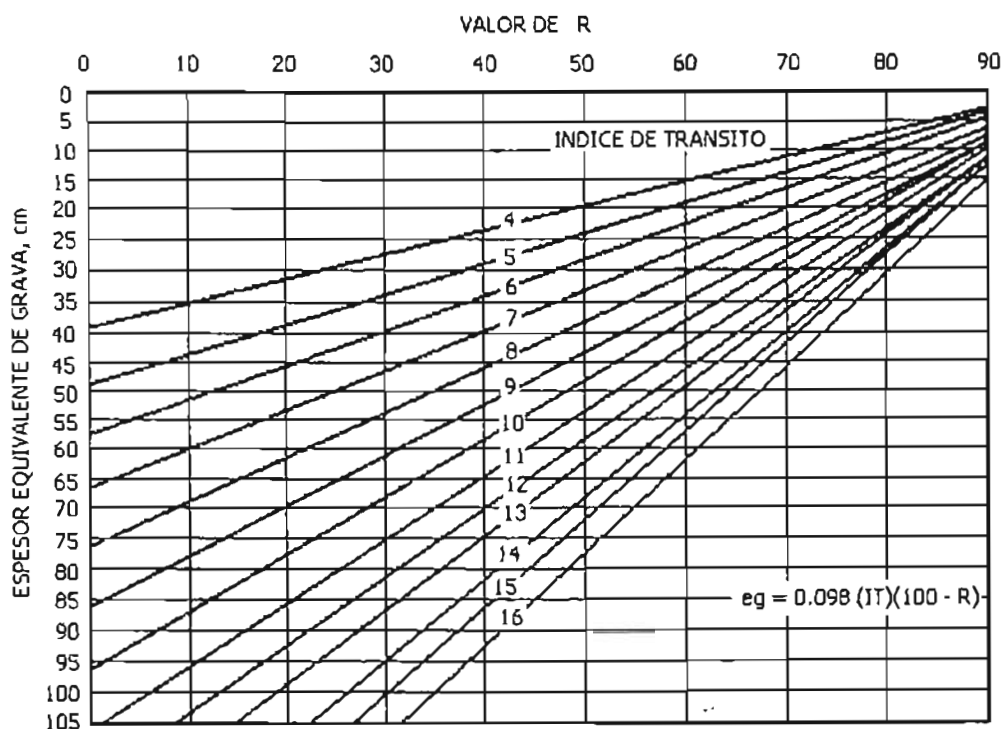
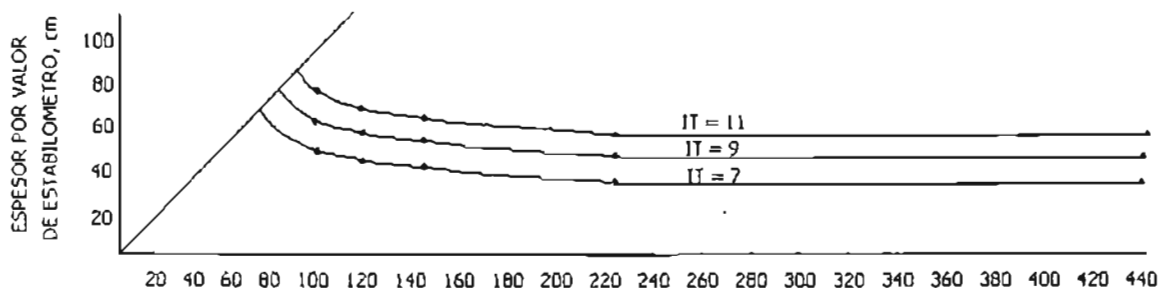
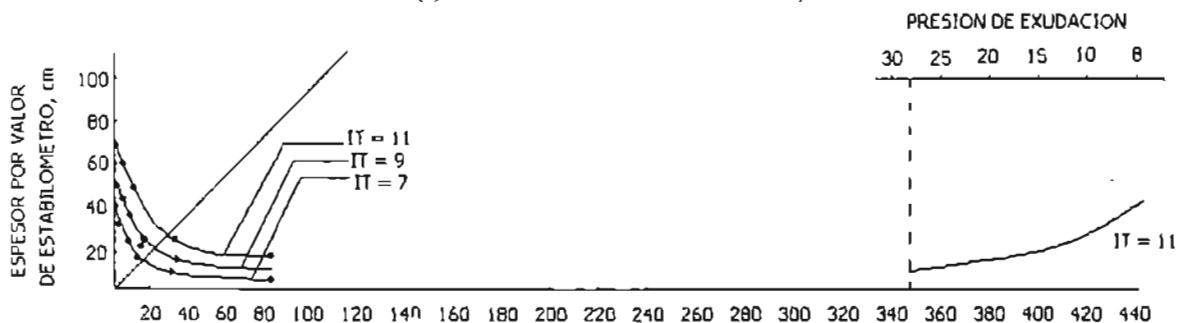


Figura 5.8 Gráfica para el diseño estructural de pavimentos flexibles, Método de California. (ref. 17)

Por cada humedad de compactación se comparan los espesores necesarios por estabilidad y expansión, como se muestra en la gráfica de la figura 5.9 en donde se traza una línea a 45° y el punto en el cual coinciden ambos espesores se adopta como espesor del diseño,



(a) ESPESOR POR PRESION DE EXPANSION, cm



(b) ESPESOR POR PRESION DE EXPANSION, cm

Figura 5.9 Determinación de los espesores de grava equivalente con el método de Hveem. (ref. 17)

se toma en cuenta en el diseño del pavimento a la presión bajo la cual el suelo exuda agua, se hace una gráfica con los valores de presión de exudación contra los espesores por estabilómetro para las diferentes humedades de compactación y posteriormente se elige como espesor de diseño al mayor espesor obtenido de las gráficas de espesor por estabilómetro contra espesor por expansión y la de espesor por estabilómetro contra la presión de exudación mencionadas.

Para el diseño del pavimento en cuestión la información que se tiene del tránsito es que sólo en ciertas temporadas del año se tiene un tránsito relativamente pesado, pues consiste en camiones de 4 ejes o más que se utilizan para el transporte de los productos de las cosechas en la región, no obstante se efectuó el análisis suponiendo un peso específico promedio del material del pavimento de  $2000 \text{ Kg/m}^3$ , con los datos del laboratorio, los índices supuestos y la gráfica del índice de tránsito contra los datos del laboratorio, se determinaron los espesores por valor de estabilómetro necesarios para los especímenes estabilizados con cal y sin estabilizar, tomando en cuenta a las diferentes humedades de compactación. Suponiendo que el pavimento pesa en promedio de  $2000 \text{ Kg/m}^3$  se determinaron

los espesores necesarios por presión de expansión los cuales se indican a continuación:

Arcilla sin estabilizar		Arcilla estabilizada con 4% de cal	
Índice de tránsito	Espesor requerido de grava equivalente (cm.)	Índice de tránsito	Espesor requerido de grava equivalente (cm.)
7	7	7	20
9	80	9	24
11	88	11	27
Estos datos corresponden a un peso volumétrico de aproximadamente 1550 Kg/m <sup>3</sup> y una humedad de 26%		Estos datos corresponden a un peso volumétrico de aproximadamente 1640 Kg/m <sup>3</sup> a 1580 Kg/m <sup>3</sup> y la humedad es de 23% a 25%	

Por lo que se refiere a la presión de exudación, la arcilla sola no exudó agua bajo las presiones normales de prueba, mientras que la arcilla estabilizada requirió de un espesor muy pequeño para la presión de 28 Kg/cm<sup>2</sup> por consiguiente se adoptan los espesores listados anteriormente.

Los espesores obtenidos deben ser de una grava con una calidad tal que su valor R sea mayor a 50 lo cual se estima que se tiene para el material disponible en el lugar para subbase la cual es una grava arena de río redondeada y con la adición de finos proveniente del banco San Pedro, se estima que éste material cumple las especificaciones para subbase pero difícilmente para base.

#### Recomendaciones Generales.

De acuerdo con el análisis realizado se considera conveniente proporcionar las siguientes recomendaciones.

La estructura deberá consistir de los siguientes elementos:

- Una carpeta asfáltica de 5 cm. de mezcla en el lugar
- Base de grava arena de río con 10% de finos del banco de San Pedro y con un espesor de 30 cm.

- Subrasante de arcilla estabilizada con 4% de cal con un espesor de 50 cm., compactada al 100% de su peso volumétrico seco máximo y con una humedad mayor a la óptima
- Escarificar y re-compactar 15 cm. del terreno que quede bajo la subrasante, éste material al 100% de su peso volumétrico seco máximo y con una humedad mayor a la óptima en aproximadamente de 2% a 3%

Con ésta recomendación se tendría un espesor sobre el material estabilizado aproximadamente igual al obtenido aplicando el método de Hveem, pero se considera oportuno hacer notar que sobre el terreno de cimentación se necesita un espesor de 75 cm. a 90 cm. de grava equivalente y se ha supuesto que la equivalencia de la arcilla estabilizada es de 1, lo cual es aceptable, sin embargo se ha tomado esta equivalencia debido al valor relativamente alto de R que varía de 70 a 90 para este material estabilizado. Es de vital importancia solucionar el drenaje longitudinal, ya sea elevando la rasante o construyendo sifones en los cruces del camino con los canales de riego.

#### Procedimiento de construcción.

De acuerdo con la "National Lime Association" de Estados Unidos, el procedimiento de construcción recomendable debe sujetarse a lo siguiente:

- a) Se deberá utilizar cal hidratada de buena calidad y que cumpla con las especificaciones respectivas – en este caso las de la Secretaría de Obras Públicas -.
- b) En general la estabilización deberá realizarse por capas, teniendo estas un espesor igual o menor de 15 cm.
- c) Para obtener una completa estabilización es esencial una pulverización adecuada de la fracción arcillosa, consecuentemente en donde se tengan arcillas francas, es conveniente efectuar el mezclado en dos etapas permitiendo entre ambas etapas un cierto periodo de curado y empleando en cada etapa la mitad del porcentaje de cal de proyecto, durante el periodo inicial de curado la arcilla forma grumos pequeños lo que facilita la pulverización en la etapa final.

- d) Escarificación y pulverización. Una vez que se ha descubierto el suelo hasta el nivel superior de la capa que se desea estabilizar, se conforma a dicha superficie y se escarifica hasta la profundidad deseada y posteriormente se pulveriza en forma parcial, se deberá remover las raíces, turba, materia orgánica o agregados mayores de 7.5 cm. El escarificado inicial podrá efectuarse con una motoconformadora y posteriormente se pulverizará con arado de disco o mezcladoras portátiles rotatorias.
- e) Adición de cal hidratada. Se adiciona cal que cumpla con las especificaciones mencionadas, proporcionándola con respecto al peso seco del suelo y se extiende en forma uniforme ya sea en seco o en forma de lechada, si el extendido se lleva acabo en seco se pueden colocar las bolsas de cal sobre el camino o bien se puede colocar por medio de camiones de volteo debidamente equipados, la utilización de un rociador sería lo más adecuado para lograr una distribución uniforme. Si se emplea cal seca, se le deberá rociar un poco de agua para evitar que el aire remueva parte de la cal, si la cal se coloca en bolsas, deberá nivelarse y depositarla con rastras antes de iniciar el mezclado, nunca deberá utilizarse motoconformadora para distribuir la cal, no se deberá colocar la cal cuando se tenga viento excesivo así para evitar la remoción, en tales casos o en áreas populares se recomienda utilizar el procedimiento de lechada, sólo se colocará la cal que pueda ser mezclada con el suelo en el mismo día de su aplicación, deberá mezclarse la cal con el suelo antes de que transcurran 6 horas de su aplicación.

Si se utiliza el procedimiento de lechada, el equipo de preparación deberá ser revisado por el ingeniero residente, tiene que contar con un agitador adecuado al camión de distribución para evitar el asentamiento de la cal. El equipo necesario para la aplicación de la cal en seco puede ser el siguiente: para la distribución con camiones-tanque auto descargables son los más eficientes para el transporte y colocación de la cal, la descarga puede efectuarse en forma neumática, el rociado se lleva acabo mediante rociadores mecánicos colocados en la parte posterior del camión, si se utilizan camiones de volteo deberá cubrirse la cal durante el transporte a la obra y durante el rociado minimizar la formación de polvo, el rociador mecánico también va en la parte posterior del camión, no se recomienda

la utilización de compuertas que se regulan o el uso de motoconformadoras, si la aplicación se realiza con cal en bolsas éstas deberán colocarse a mano en los puntos que se seleccionan para obtener una distribución uniforme y tomando en cuenta que una vez aplicada la cal que deberá estar en la proporción indicada respecto al peso del suelo compactado, se rasgan las bolsas y se vacían formando pilas que posteriormente se nivelan o se distribuyen con dispositivos manuales, en el caso de que se aplique la cal en forma de lechada deberá prepararse en un tanque central de mezclado provisto con sistema de agitación a base de paletas integrales, aire comprimido y/o bombas de recirculación, un segundo método involucra la adición de agua y cal al camión-tanque de tal manera que el mezclado se efectúe con bombas de recirculación durante el traslado o bien premezclado con aire comprimido antes del traslado, para tener la proporción deberá controlarse el peso de la cal y volúmenes de agua que se utilicen, para la distribución de la lechada se pueden utilizar camiones de pipa normales o camiones tanque distribuidores de asfalto con o sin distribuidores de presión desde luego se prefiere que se tengan distribuidores de presión para lograr una distribución más uniforme debido a que la cal aplicada en forma de lechada corresponde a aplicaciones menos concentradas que en el caso de cal seca, usualmente son necesarias dos o más pasadas para proveer la cantidad requerida de sólidos de cal.

f) Mezclado y humedecimiento iniciales. Es conveniente efectuar un mezclado preliminar para poder distribuir la cal en forma uniforme y completa en la arcilla así como para poder pulverizar el suelo hasta tamaños menores de 5 cm. Durante ésta etapa deberá agregarse agua para elevar la humedad de la mezcla de suelo cal hasta un 5% arriba de la humedad óptima, también resulta deseable efectuar el mezclado mediante máquinas rotatorias; después del mezclado inicial deberá conformarse a la capa tratada con cal hasta tener aproximadamente la sección deseada y deberá asimismo efectuarse una ligera compactación antes del curado inicial con el objeto de minimizar las pérdidas por evaporación y la carbonatación de la cal o bien prevenir un humedecimiento excesivo debido a probables lluvias. El equipo necesario para



la operación puede consistir en mezcladoras rotatorias o arados de disco un camión-tanque y un rodillo neumático ligero.

- g) Curado inicial. Para permitir que el agua y la cal rompan los grumos de arcilla es necesario permitir un tiempo de curado de 1 a 48 horas, pero éste tiempo puede ser hasta de más de 7 días en el caso de un suelo muy arcilloso
- h) Mezclado final y pulverización. Deberá nuevamente efectuarse el mezclado y la pulverización hasta que todos los grumos pasen por la malla de 1" y cuando menos el 60% pase la malla No. 4 (excepto las partículas sólidas de suelo). Puede requerirse la adición de agua para alcanzar la humedad óptima de compactación antes de compactar, es conveniente utilizar mezcladoras rotatorias.
- i) Compactación. Deberá compactarse la mezcla suelo-cal cuando menos un 100% del peso volumétrico seco máximo proctor. La compactación podría iniciarse inmediatamente después del mezclado final y en ningún caso deberá permitirse un retraso mayor de una semana, la compactación se hará en capas con un espesor máximo de 15 cm. utilizando el rodillo pata de cabra y rodillos ligeros, en ningún caso deberá permitirse la compactación con rodillo neumático ligero de capas iguales o mayores de 15 cm. en caso de que el equipo disponible consista del rodillo neumático ligero el espesor de las capas deberá ser de 3.5 cm.
- j) Curado final. Se efectuará un curado de alrededor de 3 a 7 días para permitir un endurecimiento antes de colocar las capas superiores, el ingeniero residente deberá decidir el lapso necesario. El curado puede llevarse a cabo de dos modos diferentes:
  - Curado con adición de agua que consiste en mantener húmeda la superficie mediante ligeros rociados y posteriormente compactar cuando sea necesario.
  - Impermeabilizando la superficie con la aplicación de un riego de impregnación.

Detalles importantes.

Si el suelo se encuentra sumamente seco puede ser necesaria la aplicación de agua para facilitar el disgregado inicial, no obstante que la práctica general indica la escarificación antes de la colocación de la cal, puede recomendarse el

procedimiento inverso con objeto de facilitar la pulverización inicial así como la más fácil circulación de los vehículos que se utilicen para la aplicación de la cal, la principal desventaja de éste procedimiento se refiere al medio ambiente, porque si se tiene viento o lluvia existe la facilidad de perder cal ya que ésta se encontrará colocada sobre una superficie prácticamente lisa, a menos que se efectúe la escarificación tan pronto se extienda la cal. Para eliminar pérdidas laterales se pueden construir camellones en los hombros empleando el mismo material.

Para evitar la formación de polvo es aconsejable rociar la superficie antes de colocar la cal; en el caso de que se tengan arcillas con límites plásticos del orden del 50% puede resultar ventajoso aplicar la cal en dos partes iguales, la primera parte facilitará la adecuada pulverización y la segunda ya serviría para la estabilización, por consiguiente para el caso particular se puede aplicar primero un 2% se mezcla, se aplica una ligera compactación y se permite un tiempo de curado hasta de una semana, se agrega el otro 2% de cal se disgrega y pulveriza, se adiciona el agua de compactación y se compacta.

No deberá llevarse a cabo la estabilización en tiempo de frío, durante la compactación puede requerirse de un ligero rociado para compensar por las pérdidas por evaporación.

Si por alguna razón se tiene un retraso de 2 semanas o más entre la aplicación de la cal y la compactación, resulta conveniente adicionar 0.5% más para compensar por pérdidas debidas a la carbonatación y erosión.

## 5.2 ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA PESADA

En el municipio de Ahome, Estado de Sinaloa se encuentra ubicado el ejido La Jahuara a 10 Km. de la carretera Mochis-Navojoa kilómetro 54+000. El clima de la región es tropical con variaciones térmicas y presenta una topografía plana con ligeras pendientes.

En el ejido antes mencionado se construyeron ochenta casas para los ejidatarios quienes aportarían una tercera parte del costo total de las casas, tiempo después de haberse terminado la construcción resaltaron grietas en los muros, pisos, sistema de drenaje y abastecimiento de agua; se resanaron algunos muros y se colocaron testigos de yeso en las grietas, los cuales se rompieron en el transcurso de 30 días. En la figura 5.10 se muestra la ubicación del fraccionamiento.

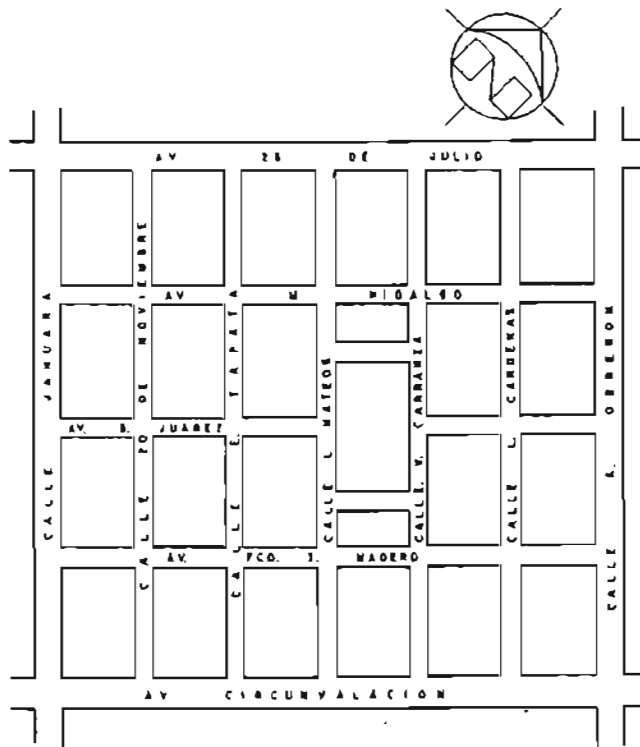


Figura 5.10 Ubicación del fraccionamiento La Jahuara. (ref. 17)

En la figura 5.11 muestra un croquis con la distribución de los muros en una casa tipo identificándolos del 1 al 17.

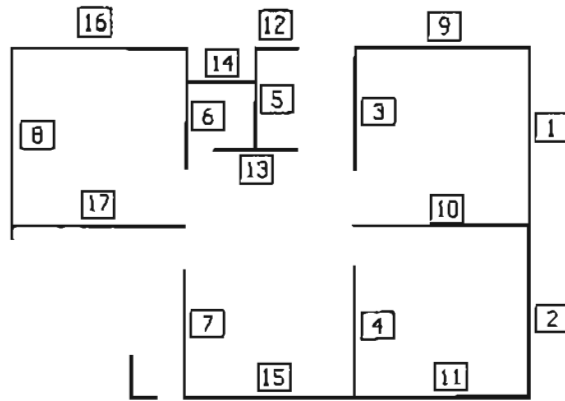


Figura 5.11 Distribución de los muros. (ref. 17)

Las casas están proyectadas de la siguiente manera:

Cada casa consta de un nivel y una superficie construida de  $65 \text{ m}^2$ . La cimentación está conformada por zapatas aisladas de concreto ciclópeo de  $0.40 \times 0.90 \text{ m}$  desplantada a  $0.60 \text{ m}$  de profundidad, los muros se encuentran sostenidos por dalas de concreto armado de  $0.20 \times 0.30 \text{ m}$  que a su vez se apoyan sobre las zapatas sin que exista ningún elemento de liga entre ambas.

Los castillos que rigidizan a los muros no se encuentran ligados a la cimentación, el firme es de concreto de  $8 \text{ cm}$  de espesor apoyado sobre un material producto de la misma excavación previamente secado al aire; el sistema de drenaje está construido por tubos de concreto apoyados sobre la plantilla de la excavación y con recubrimiento en la parte superior no mayor de  $0.10$  a  $0.15 \text{ m}$  entre el tubo de concreto y la superficie del terreno.

Se realizó el estudio necesario para descubrir la causa que provocó el agrietamiento en los muros de las casas, el cual consistió en explorar el suelo con cuatro pozos a cielo abierto a una profundidad de  $1.40 \text{ m}$  asignados como S-1 a S-4, se tomaron muestras alteradas estructuralmente de cada pozo para su clasificación en el laboratorio.

Se realizó una segunda exploración al suelo ahora con ocho pozos a cielo abierto asignados como PCA-1 a PCA-7 bis a una profundidad de  $2.10 \text{ m}$ , se realizó la clasificación del suelo en cada uno de los estratos localizados y se recogieron muestras inalteradas a las profundidades que se consideraron importantes para su

estudio en el laboratorio. La zonificación de la exploración del suelo se muestra en la figura 5.12

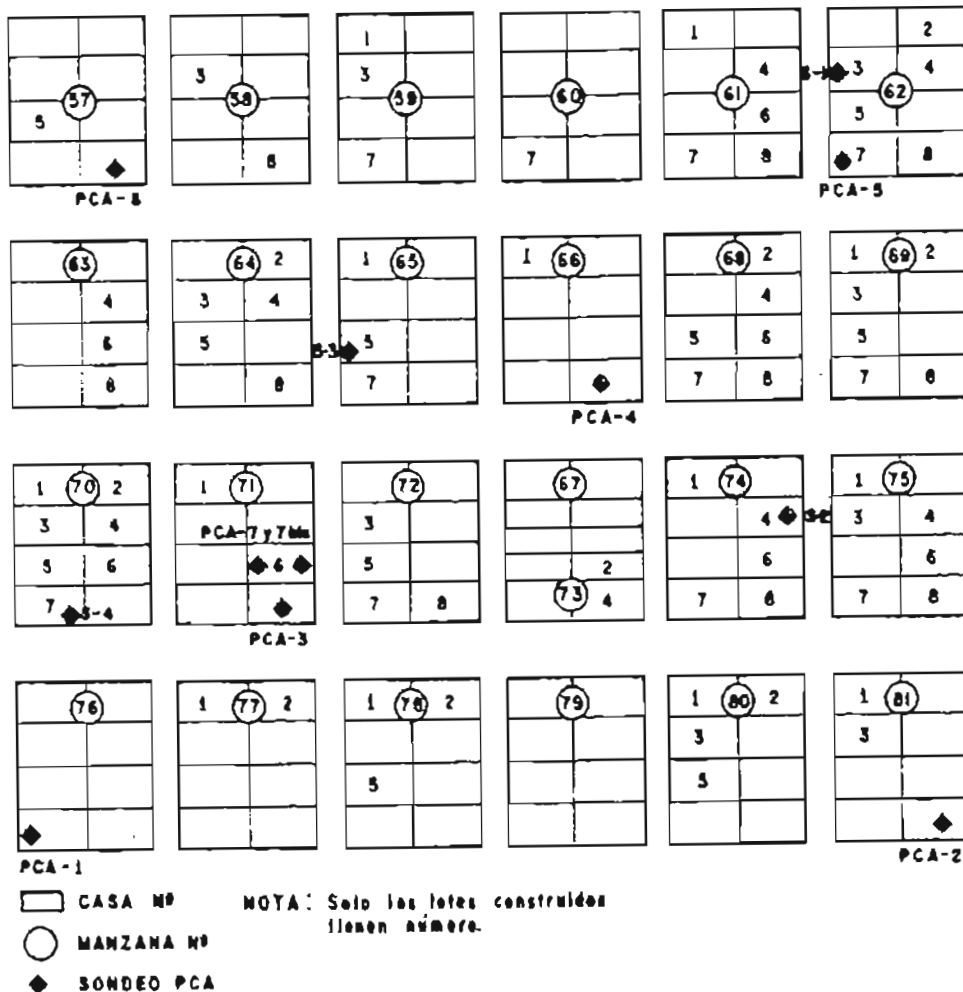


Figura 5.12 Zonificación de la exploración del suelo. (ref. 17)

En el laboratorio se aplicaron al primer sondeo las pruebas de clasificación a las muestras alteradas obtenidas, en las muestras inalteradas derivadas del segundo sondeo se efectuaron pruebas de clasificación, pruebas de contenido de agua, presión de expansión, porcentajes de expansión libre, límites de contracción, bajo diferentes presiones de confinamiento se efectuó la compresión simple, compresión triaxial.

En la carta de plasticidad de la figura 5.13 se muestran los resultados de las pruebas de clasificación efectuadas al primer sondeo.

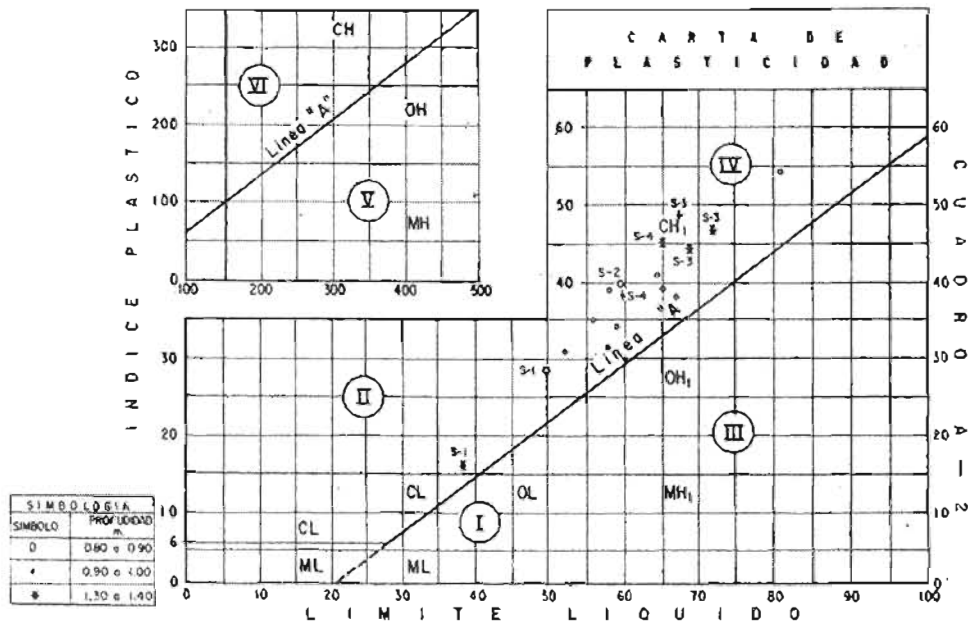


Figura 5.13 Ubicación del suelo en la carta de plasticidad. (ref. 17)

En las figuras 5.14 y 5.15 se indican gráficamente los resultados de expansión libre y presión de expansión respectivamente, en la obtención de los resultados se empleo el expansiómetro de Hveem.

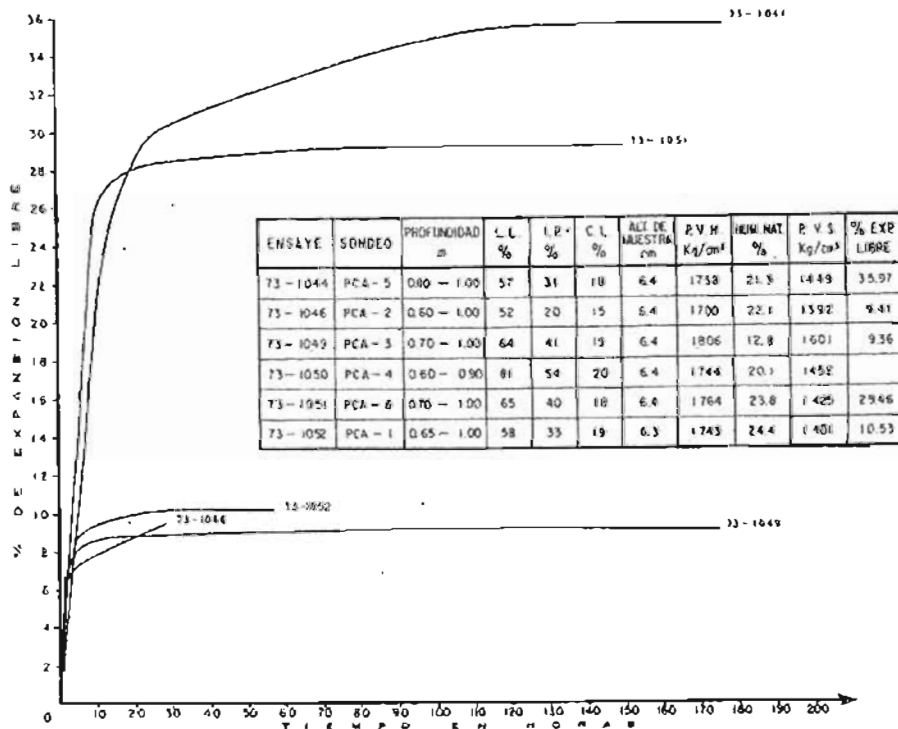


Figura 5.14 Gráficas de expansión libre - tiempo. (ref. 17)

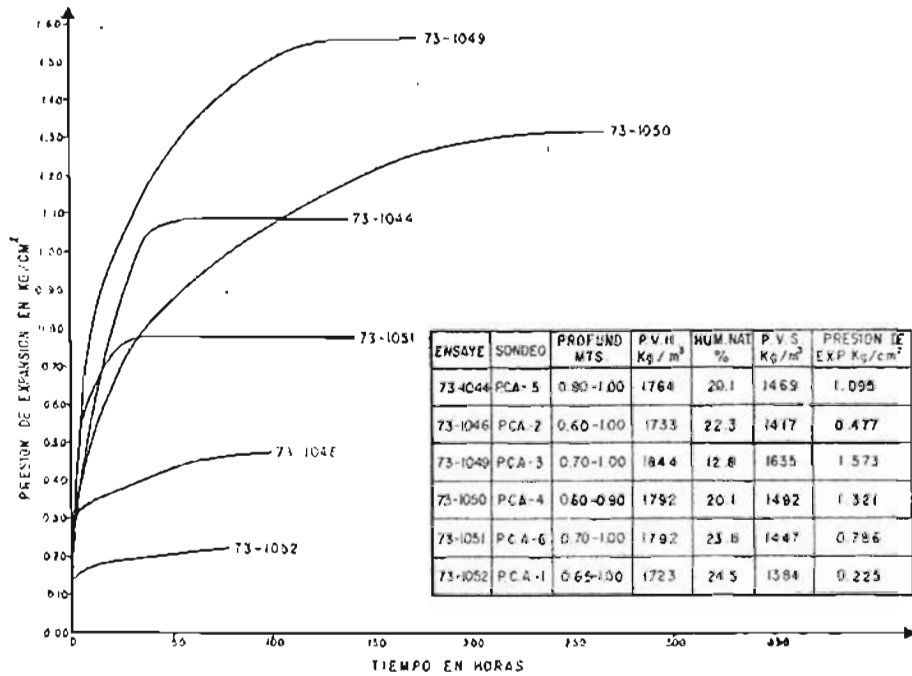


Figura 5.15 Gráficas de presión de expansión – tiempo. (ref. 17)

En las figuras 5.16 y 5.17 se indican similitudes encontradas en las muestras inalteradas.

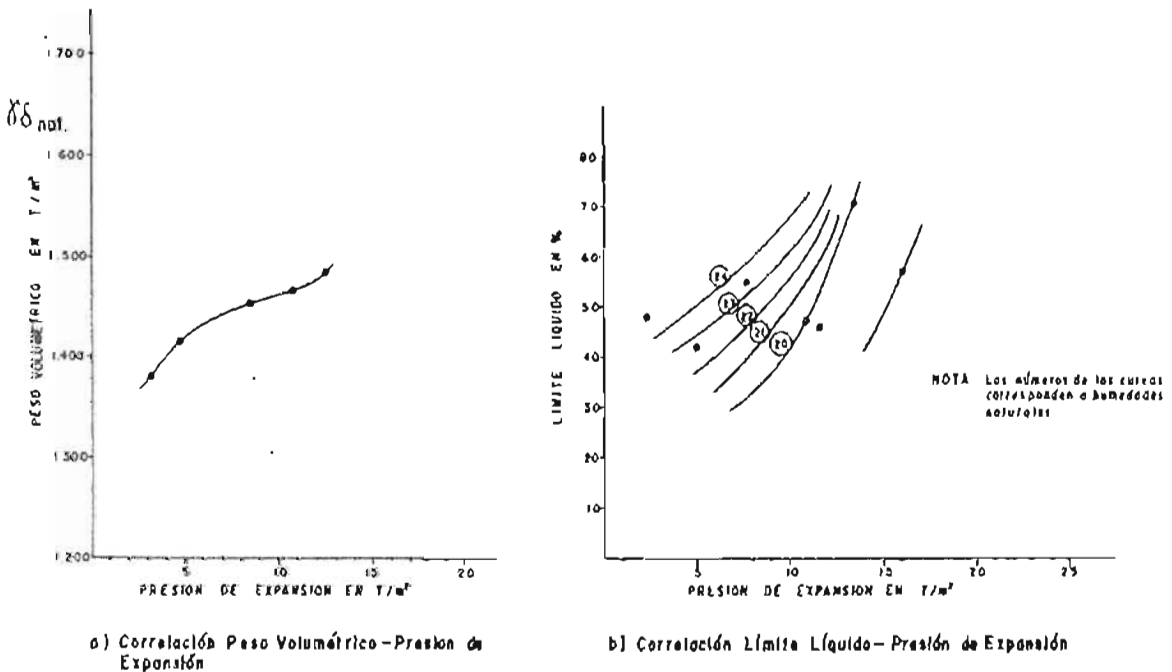


Figura 5.16 Correlaciones encontradas para los suelos inalterados. (ref. 17)

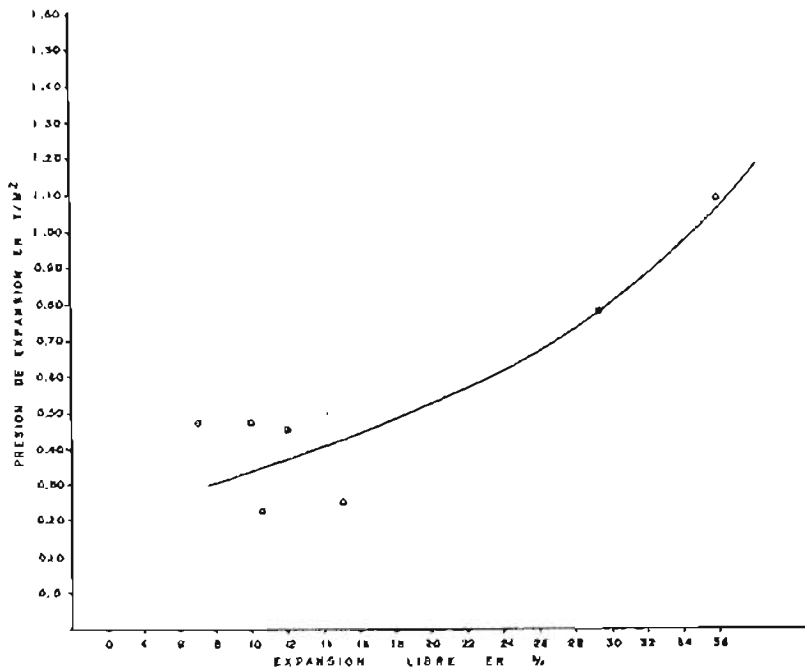


Figura 5.17 Correlación entre la presión de expansión y la expansión libre. (ref. 17)

En las figuras 5.18 y 5.19 se presenta gráficamente los resultados de las pruebas de expansión efectuadas en muestras inalteradas extraídas a diferentes profundidades de un mismo sondeo.

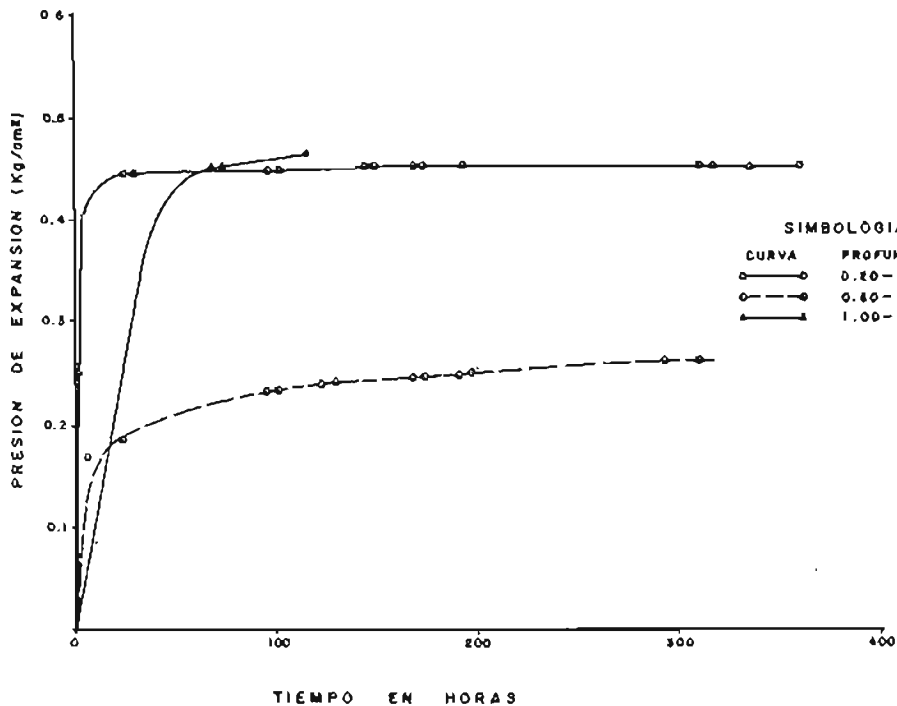


Figura 5.18 Curvas: Presión de expansión – Tiempo, sondeo PCA -7. (ref. 17)



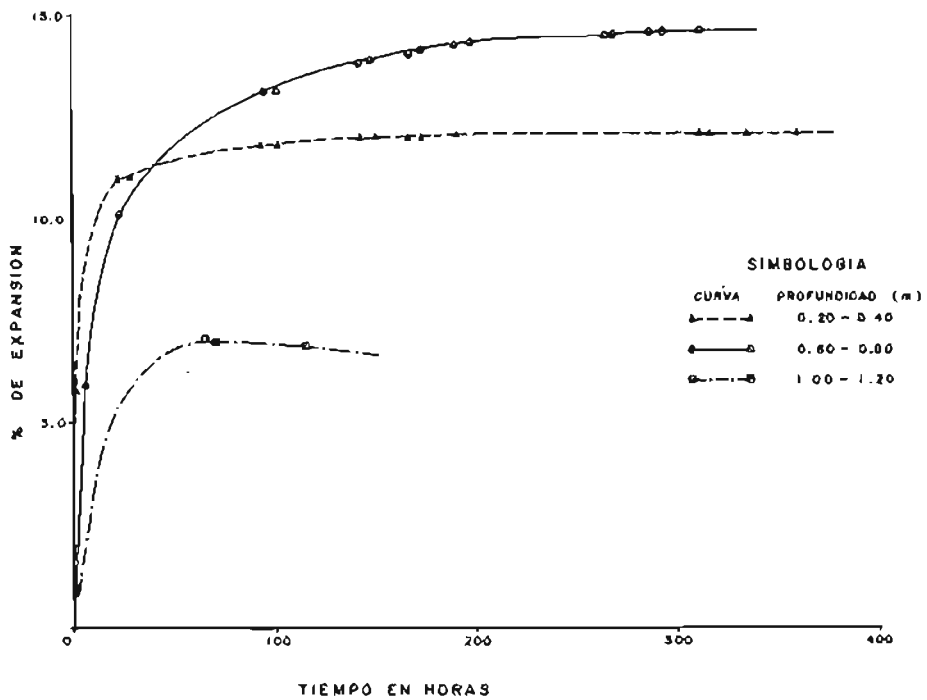


Figura 5.19 Curvas: Expansión libre – Tiempo, Sondeo – 7. (ref. 17)

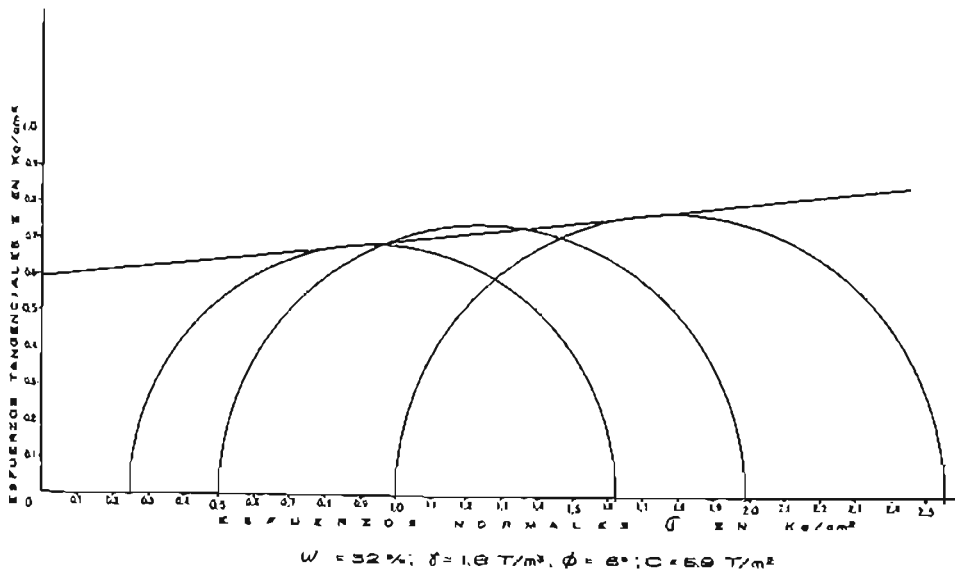
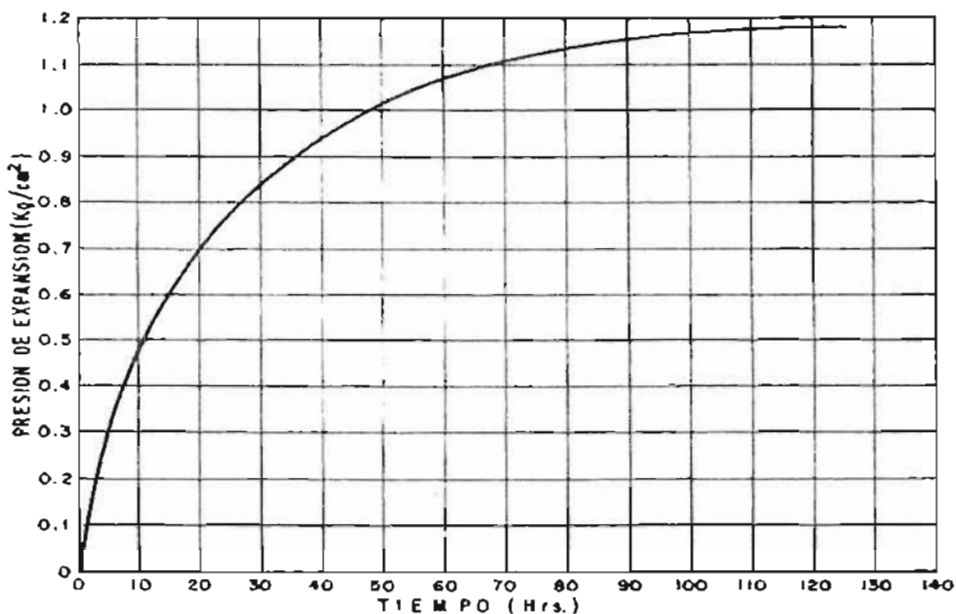


Figura 5.20 Envolvente de falla obtenida en prueba triaxial rápida de la muestra PCA – 1 Profundidad 0.65 a 1.00 m. (ref. 17)

En la figura 5.21 se muestra un resumen de los resultados de pruebas de expansión, contracción, compresión simple y clasificación efectuadas en muestras inalteradas provenientes del primer estrato.

CURVA PRESION DE EXPANSION—TIEMPO



DATOS		ADICIONALES	
LL	56 %	Expansión bajo carga en el Consolidómetro	
IP	32 %	Presión en $t/m^2$	% Expansión.
CL	17 %	2.50	5.03
LC Ramoldeado	16 %	5.00	4.00
LC Natural	21 %	7.50	1.54
W Natural	22 %	10.00	Nulo.
$f_m$	1.588 $t/m^3$		
Presión de Expansión (Método de Hveem)		11.8 $t/m^2$ .	
$q_u$	20 $t/m^2$		

Figura 5.21 Resumen del resultado de expansión, contracción, compresión Simple y clasificación en pruebas efectuadas a la muestra del primer estrato. (ref. 17)

Los resultados obtenidos de la clasificación del suelo realizada a las diferentes muestras extraídas se menciona que en general el suelo está constituido hasta la profundidad explorada por tres estratos como se indica a continuación:

- 1.- Superficialmente se tiene un estrato con un espesor comprendido entre 1.0 y 1.4 m. el estrato está formado por una arcilla dura color café claro de alta compresibilidad muy agrietada y con poca humedad.
- 2.- Se tiene un estrato cuyo espesor está comprendido entre 0.30 y 0.70 m. constituido por una arcilla café claro, poco arenosa, firme y húmeda.
- 3.- El estrato está conformado por arenas gruesas y arenas limosas compactas.

Analizando la figura 5.13 se puede apreciar que el suelo del primer estrato están formados en general por arcillas de alta compresibilidad con límites comprendidos entre 50% y 60%, índices plásticos entre 30% y 50% , estos suelos son altamente expansivos como se observa en las figuras 5.14 y 5.15 en donde se aprecia que llegan a tener presiones de expansión hasta de 16 Ton/m<sup>2</sup> y expansiones libres hasta el orden del 35%. Las presiones de expansión como las expansiones libres no resultaron uniformes en todo el predio.

De las figuras 5.14 y 5.15 se dibujo la figura 5.16 donde se puede observar que a medida que se tienen en el campo contenidos de agua natural mayores, las presiones de expansión resultan menores para un mismo límite líquido o para un mismo contenido de agua natural de agua la presión de expansión es mayor a medida que se tenga un límite líquido mayor.

Dado que en general se trata de un suelo de una misma formación y mismo estrato la estructuración del suelo se manifiesta como un importante factor en la expansión que podría representarse con el peso volumétrico seco, lo dicho con anterioridad se incorpora la curva "a" de la figura 5.16, encontrando que independientemente de los diferentes límites líquidos y contenidos de agua naturales, los puntos correspondientes a la comparación entre el peso volumétrico y la presión de expansión quedan alojados dentro de una línea continua, por lo que aparentemente podría esperarse una relación consistente entre el peso volumétrico seco y la presión de expansión. Es muy importante hacer notar que las gráficas se refieren a suelos inalterados.

En la figura 5.17 se manifiesta, como es de esperarse, que a mayor presión de expansión corresponde una mayor expansión libre sin embargo, no debe considerarse como una condición general, puesto que en el presente estudio se trata del suelo de una misma formación o depósito.

En las figuras 5.18 y 5.19 se observa que no se obtuvo una relación consistente entre la presión de expansión y la expansión libre en los materiales de este sondeo, por otro lado las expansiones no presentan ninguna relación con la profundidad, por lo que no cabe la posibilidad de tomar esto en cuenta para recomendar diferentes profundidades de desplante.

De acuerdo con los resultados de una prueba triaxial rápida efectuada al material del primer estrato y cuyos resultados se muestran en la figura 5.20, se tiene que los parámetros de resistencia resultaron ser:

$$\Phi = 6^\circ \text{ y } c = 5.9 \text{ Ton/m}^2$$

la resistencia a la compresión simple resultó de  $q_u = 20 \text{ Ton/m}^2$

Analizando los datos de la figura 5.21 se nota que el suelo del primer estrato presentó un límite de contracción, en la prueba efectuada a una muestra inalterada de 21% mientras que el correspondiente a una muestra remoldeada resultó ser de 16% lo que pone de manifiesto el grado de estructuración que tienen estos suelos en el estado natural. Por otro lado debido a que el contenido natural de agua resultó ser de 22% es de esperarse que el suelo no sufra contracciones al disminuir dicho contenido de agua, por el contrario, si en estos suelos se aplicarán presiones menores de  $5 \text{ Ton/m}^2$ , se tiene el riesgo de que se presenten expansiones superiores al 4% al saturarse éstos como se muestra en la figura 5.21 y para que no se registren expansiones, las descargas al suelo deberían ser mayores a  $10 \text{ Ton/m}^2$ .

Lo anterior no debe considerarse como concluyente para todo el predio ya que las condiciones más críticas presentaron presiones de expansión mayores a la de  $11.8 \text{ Ton/m}^2$  que es la correspondiente al suelo cuyos resultados se muestran en la figura 5.21

Además debido a que el nivel freático es profundo que los suelos del predio están constituidos por depósitos, existen capas drenantes bajo la capa superior de arcilla y que además dicha capa es de espesor relativamente pequeña, es de esperarse que las arcillas se encuentran preconsolidadas y por consiguiente poco susceptibles a sufrir asentamientos bajo la carga que se impondrían a ellas debido a la construcción de casas de un solo nivel.

Se considera que el segundo y tercer estrato presentan resistencias más altas que las del primer estrato y que además en dichos materiales el problema de expansión es mínimo razones por las cuales no se efectuó una investigación detallada de laboratorio en ellos.

Con el objeto de realizar un estudio lo más racional posible de los daños y sus probables causas se efectuó lo siguiente:

1.- Se zonificó el predio según la intensidad de los daños observados en las diferentes casas, dicha zonificación se muestra en la figura 5.22 en donde se han identificado dos zonas una fuertemente dañada y otra en la cual los daños fueron de menor intensidad.

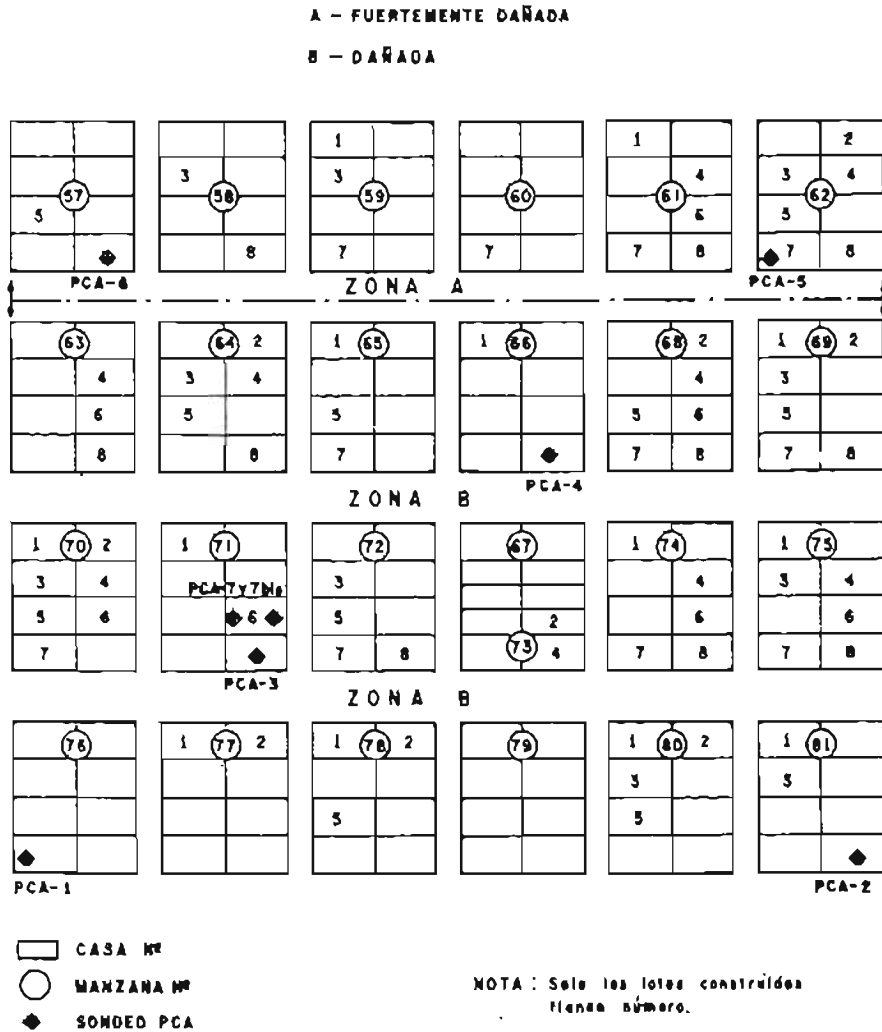


Figura 5.22 Zonificación por daños. (ref. 17)

2.- De acuerdo con las diferentes presiones de expansión registradas en los materiales procedentes de los diferentes sondeos se dividió el predio en tres zonas según figura 5.23 dichas zonas corresponden a presiones de expansión de 5, 10, y 15 Ton/m<sup>2</sup>. Se considera conveniente indicar que la limitación presentada no se debe tomar en una forma rígida por que la población de datos es pequeña.

Lo que si es importante es que la presión de expansión promedio es del orden de 10 Ton/m<sup>2</sup> por lo que es de esperarse que en aquellos casos en que la presión de descarga sea menor que la anteriormente dicha, se desarrollen movimientos verticales hacia arriba al aumentar el contenido de agua en el suelo expansivo.

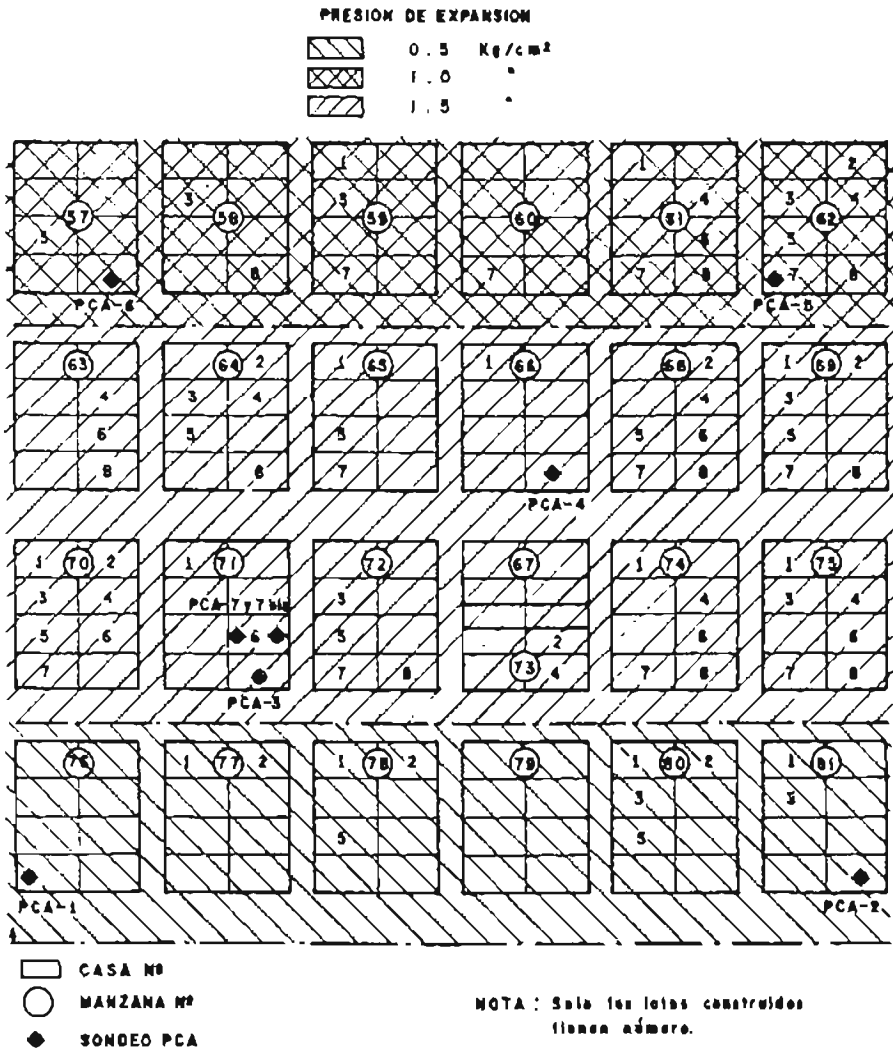


Figura 5.23 Zonificación por expansión. (ref. 17)

3.- Se estimaron las descargas a cada una de las zapatas de las casas tipo y se compararon con las presiones de expansión obtenidas para las diferentes zonas. Esta comparación se muestra en las figuras 5.24, 5.25 y 5.28 en donde se puede observar que para las presiones de expansión de 10 a 15 Ton/m<sup>2</sup> claramente existe el peligro de levantamiento dado que estas presiones

exceden, en la mayoría de las zapatas a las descargas. Es de hacerse notar que las presiones de expansión no se desarrollarían en forma uniforme en todos los apoyos dado a que las posibilidades de saturación de los suelos bajo las casas no son iguales en todos los puntos.

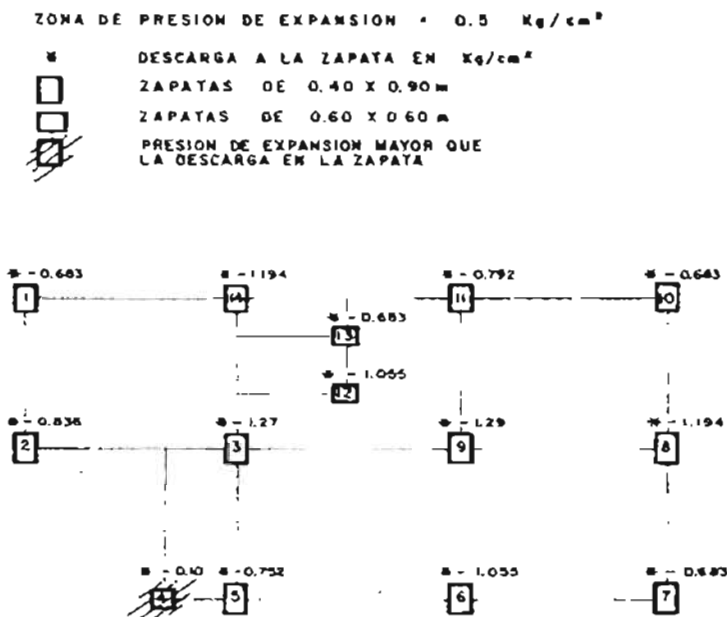


Figura 5.24 Comparación de las presiones de expansión contra las descargas. (ref. 17)

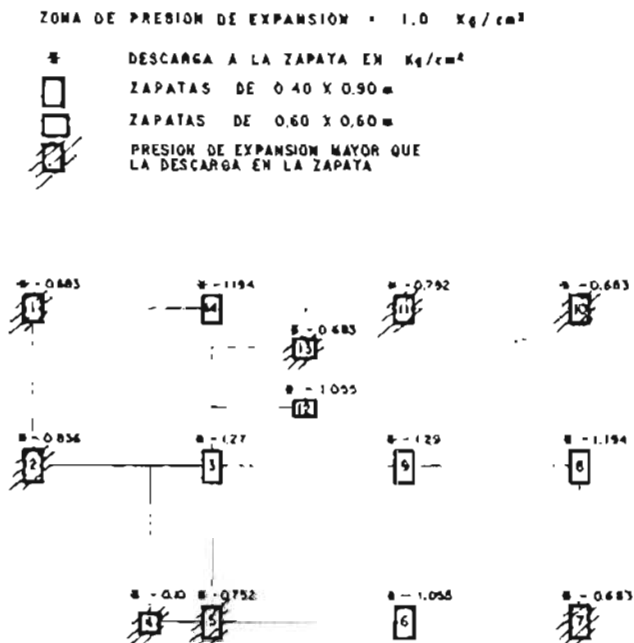
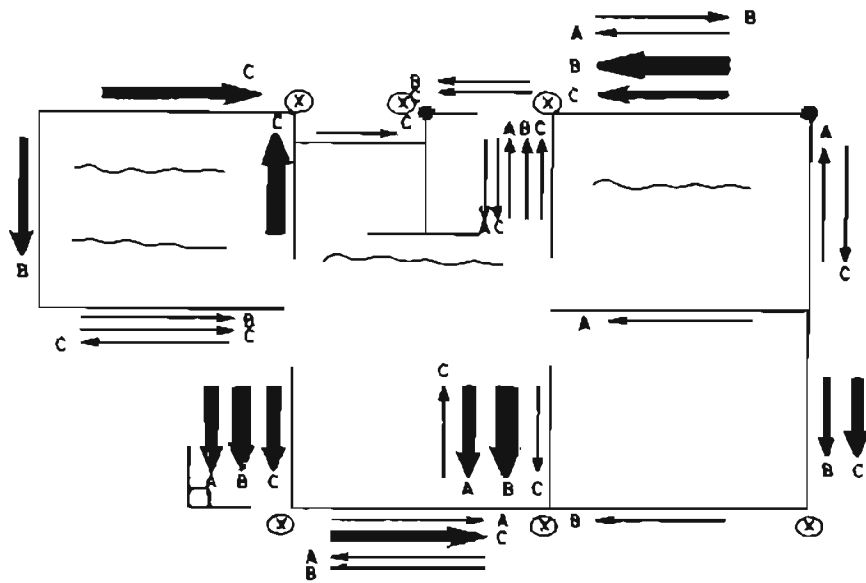


Figura 5.25 Comparación de las presiones de expansión contra las descargas. (ref. 17)

4.- En la figura 5.26 se presenta esquemáticamente una cuantificación de los daños, en dicha figura se indica la posición de castillos rotos, los pisos agrietados y la frecuencia relativa con que se presentaron los diferentes tipos de grietas, en dicha figura se puede apreciar que los puntos marcados con x quedaron a niveles más altos que el resto del piso de la casa, esto significa en los puntos x se desarrollaron expansiones o bien que en el resto de la casa se produjeron asentamientos. Se considera lo primero por que es lo más evidente debido a que en las zonas marcadas con x es precisamente en donde se tienen las mayores probabilidades de saturación debido a la ubicación de tuberías de drenaje, alimentación de agua, lavadero y jardines así como de la descarga de los techos inclinados que ocurre en ellas. Por otro lado es poco probable que en los suelos de las casas hayan ocurrido asentamientos dada la alta preconsolidación que se presume tienen las arcillas y a que las descargas son relativamente pequeñas de tal manera que se estima no sobre pasen a dichas presiones de preconsolidado y además para tener la consolidación propiamente dicha se hace necesario que el suelo se encuentre con un grado de saturación relativamente alto o bien con el nivel freático sobre el suelo en cuestión. Otra posibilidad que podría considerarse como causante de los movimientos diferenciales, podría haber sido la contracción del suelo debido al secado pero, esta acción se cree poco probable ya que la humedad natural está cercana al límite de contracción y por otro lado una vez cubierto el suelo, por la casa, las posibilidades de secado son bajas.





El símbolo (X) indica puntos levantados debido a la expansión.

- |       |                      |  |
|-------|----------------------|--|
| —     | A-Grieta muy abierta | } La anchura de la flecha representa la frecuencia relativa con que se presenta con los grietas. |
| —     | B-Grieta abierta     |  |
| →     | C-Fleura             |  |
| ↓     | Baja                 |  |
| ✱     | Castillo roto        |  |
| ~~~~~ | Piso agrietado       |  |

Figura 5.26 Cuantificación de daños. (ref. 17)

Para revisar la estabilidad estructural de las casas, se aplicó sobre una de las casas una sobrecarga de arena sobre la losa. La sobrecarga significó un incremento, en las presiones de descarga, de  $4.8 \text{ Ton/m}^2$ . Ahora bien, como puede observarse las presiones máximas de descarga a las zapatas es de  $13 \text{ Ton/m}^2$ , aproximadamente esto hace que se haya tenido un esfuerzo total de  $17.8 \text{ Ton/m}^2$  transmitido al suelo. De acuerdo con la teoría de Terzaghi y con los parámetros de resistencia anteriormente anotados se tiene que la capacidad de carga última es de aproximadamente de  $60 \text{ Ton/m}^2$ , siendo así la admisible del orden de  $2 \text{ Ton/m}^2$ , por lo que los efectos de la sobrecarga fueron mínimos en lo que a capacidad de carga se refiere.

Lo anterior también pone en evidencia la baja probabilidad de que los movimientos diferenciales registrados sean debido a la capacidad de carga insuficiente.

Los resultados indicados y con las observaciones hechas, puede concluirse lo siguiente:

1. Los movimientos diferenciales registrados se debieron al desarrollo no controlado y diferencial de expansión en las arcillas.
2. Las expansiones son mayores en donde se tienen mayores concentraciones de humedad.
3. Se considera que no se han presentado asentamientos debido a fenómenos de consolidación.
4. Las fallas registradas no corresponden a capacidad de carga insuficiente.
5. Es poco probable que los movimientos diferenciales hayan sido ocasionados por contracciones en el suelo.
6. En el presente análisis se consideró que la principal fuente de daños se debió a cambios volumétricos en el suelo de cimentación, sin considerar que también pudo haber deficiencias en el proyecto y en la construcción, como puede ser la falta de una estructuración adecuada para los diferentes elementos de las viviendas, la colocación de los tubos de drenaje sin la previa colocación de plantillas, la utilización de tuberías de alimentación de agua con uniones de mala calidad, razones que éstas colaboraron para la expansión de las arcillas.

Las recomendaciones que se decretan útiles son las siguientes:

1. Cuando se sospeche de la presencia de fugas de agua, tanto en el sistema de drenaje como en las tuberías de alimentación, se tienen que hacer las reparaciones pertinentes.
2. Construir banquetas perimetrales alrededor de las viviendas.
3. Para la construcción de nuevas viviendas en este predio, es necesario efectuar el desplante de las cimentaciones a profundidades mínimas de 1.20 m. considerando una capacidad de carga de 20 Ton/m<sup>2</sup>.
4. Para la construcción de los pisos, sustituir los 40 cm. superiores, por grava o pedacería de tabique compactada o apisonada.
5. En la construcción de nuevas viviendas, tomar todas las precauciones durante la construcción para evitar que se presenten fugas de agua una vez terminadas.

A las casas actuales se les deberán resanar las grietas y llevar a cabo una revisión periódica de las condiciones de estabilidad que presenten las estructuras, mediante el empleo de testigos de yeso.

## CONCLUSIONES

Por su gran heterogeneidad y variabilidad esencial, el suelo presenta muy serios problemas que no existen en los materiales de construcción, con la finalidad de minimizar estos problemas y obtener una economía adecuada en el diseño y su utilización del suelo, la presente tesis trató a cerca de un suelo con un fenómeno en particular, la expansión del mismo, éste problema ha sido de siempre por lo que es muy interesante e importante saber como se debe de cimentar en un suelo expansivo.

El suelo es una arcilla que tiene la susceptibilidad de incrementar su volumen, en lugares áridos y semiáridos la expansión es crítica debido a que la humedad del suelo es muy baja a causa de la evaporación.

Las arcillas son cualquier sedimento o depósito mineral que es plástico cuando se humedece están formadas por partículas cuyo tamaño es inferior a cuatro micras, la mayor parte de las arcillas se forman por reacciones químicas que por procesos físicos y éstas reacciones determinan la naturaleza de la arcilla final así como de su comportamiento, no todas las partículas minerales son plásticas al adicionarles cierta cantidad de agua, aquellas que lo son se nombran minerales arcillosos, dentro de los cuales existen varios grupos con diferentes composiciones químicas y de acuerdo a su arreglo cristalino se dividen en tres grupos generales que son: Caolinita, Montmorilonita, e Illita, así que para efectos de estabilización el interesado requiere de un amplio conocimiento de química orgánica, química inorgánica y físico-química para tener un mayor punto de vista.

Se debe de conocer los factores que indican la presencia de suelos expansivos que favorecen a la identificación de estos suelos, la actividad expansiva tiene una singular relación con las propiedades del mismo.

Los métodos de identificación basados en las propiedades índice del suelo expansivo son cualitativos, ya que solo advierte el orden de magnitud de la actividad expansiva del suelo.

Las pruebas de laboratorio que se le aplica al suelo expansivo, tal vez tengan algunos problemas técnicos pero proporcionan el orden de magnitud de las características expansivas, que pueden tomarse en cuenta y tener la certidumbre

para ser consideradas en el diseño de las cimentaciones de las estructuras sobre estos suelos.

Los métodos para identificar los más recomendables son el método de Holtz, Bureau Reclamation y el método del Cuerpo de Ingenieros de Australia. Las pruebas de Saturación Bajo Presión y de Consolidación por Duplicado, proporcionan resultados muy cercanos al comportamiento real del suelo y son más usados en el país.

Se propone la siguiente secuencia para poder predecir la magnitud de expansión del suelo.

- Con referencia a los criterios de identificación se debe determinar el potencial expansivo del suelo.
- Se define el espesor del suelo potencialmente activo.
- Se obtienen muestras inalteradas a intervalos fijos dentro de la zona activa.
- Estimar la presión de succión que deberá esperarse de la zona activa.
- Se realizan pruebas de saturación bajo presión o consolidación por duplicado con la presión de sobre carga más la de succión.
- Se debe integrar el porcentaje de expansión obtenido de las pruebas con respecto a la profundidad.

En una estructura ligera el suelo expansivo actúa con mayor rapidez ya que la presión que ejerce sobre el suelo no es suficiente porque la presión de expansión es mayor y los daños en la cimentación aparecen en poco tiempo.

En el caso de una estructura pesada la presión ejercida al suelo es mayor que la presión de expansión del mismo los daños tardan en aparecer o no aparecen.

Para lograr cimentar en un suelo expansivo con éxito hay cuatro soluciones:

1. Estabilizar al suelo con un agente aditivo como puede ser la cal para disminuir o eliminar las características expansivas.
2. Permitir el comportamiento natural del suelo pero sin que afecte a la estructura.
3. Sustituir el suelo expansivo por un suelo inerte.
4. El ejercer cargas mayores a la presión de expansión.

En el capítulo 5 se hizo referencia acerca de dos tipos de estructuras diferentes con su respectiva cimentación (un pavimento y unas viviendas) las dos estructuras

fueron cimentadas en suelos expansivos y como no se hicieron los estudios pertinentes el suelo cambio de volumen provocando daños, fue cuando se tuvo la necesidad de hacer estudios geotécnicos.

El pavimento por cuestiones económicas el cuerpo del terraplén y de la subrasante fueron formados con suelo expansivo y al tener el cambio de humedad el suelo tuvo su cambio de volumen. Para darle una solución a éste problema se estabilizó al suelo con cal realizando pruebas de laboratorio a varias muestras de suelo-cal con diferentes porcentajes de cal y la muestra óptima fue la mezcla suelo-cal con un 4% de cal por lo que el pavimento fue reconstruido con esa muestra óptima así que el suelo al tener nuevamente esos cambios de humedad el suelo ya no se expandirá.

En las viviendas que se construyeron las presiones ejercidas al suelo no fueron suficientes porque en el predio la humedad incrementó en diferentes puntos y así provocando daños a la estructura.

Para conocer estas causas se hicieron pozos a cielo abierto tomando muestras inalteradas para ser sometidas a las pruebas de laboratorio llegando a la certidumbre que se trataba de un suelo expansivo.

Se colocaron sacos de arena en la losa para ejercer mayor presión, pero fue mínimo el efecto, la idea de construir banquetas perimetrales para impedir las filtraciones que llevan a los cambios de humedades es buena, pero también influye haber participado la mala ejecución de los trabajos especialmente no hacer un estudio geotécnico antes, para saber con que tipo de suelo se está uno enfrentando.

## BIBLIOGRAFIA

1. Fernández Loaiza Carlos  
"Mejoramiento y Estabilización de Suelos"  
Ed. Limusa  
México 1982
2. Juárez Badillo, Rico Rodríguez  
"Fundamentos de Mecánica de Suelos"  
Tomo I, Tomo II y Tomo III  
Ed. Limusa
3. Zepeda Garrido, J. Alfredo  
"Comportamiento de Arcillas Expansivas"  
Conferencia "Ing. Fernando Espinoza Gutiérrez"  
Agosto 1992
4. VII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos  
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos  
SMMS Guadalajara, Jal. 1974  
Tomo II
5. Ralph B., Walter E., Thomas H.  
"Ingeniería de Cimentaciones"  
Ed. Limusa 1991
6. M. L. Pérez Rea, L. Moncayo Fernández  
"Factibilidad del uso del silicato como agente estabilizador de suelos expansivos"  
XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos  
SMMS Morelia 1996
7. Moreno Pecero Gabriel  
"Precarga"  
Mejoramiento Masivo de suelos  
SMMS Noviembre 1979
8. Zepeda Garrido, López Lara  
"Resistencia al esfuerzo cortante en arcillas expansivas de Jurica, Querétaro"  
XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos  
SMMS Morelia 1996
9. Karl Terzaghi, Ralph B.  
"Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica"  
Ed. El Ateneo 1975

10. Mesa Redonda sobre los Suelos Expansivos y su Problemática.  
"Problemas típicos de suelos expansivos"  
Ing. Angel Trejo Moedano  
"Identificación de suelos expansivos"  
Ing. Elizondo Ramírez  
"Expansión y Compresibilidad de arcillas parcialmente saturadas"  
Ing. Zepeda Garrido  
Querétaro, Qro.  
18 abril de 1989
11. Gordon A. Flecher y Vernon A. Smoots.  
"Estudio de suelos y cimentaciones en la industria de la construcción"  
Limusa
12. Clarence W. Dunham  
"Cimentaciones de Estructuras"  
Trillas
13. Lambe T. William y Whitman Robert V.  
"Mecánica de suelos"  
Limusa 2000
14. José Manuel Domínguez / Issac Schifter  
"Las arcillas: El barro noble"  
Fondo de Cultura Económica 1992
15. Normas de Diseño de Ingeniería  
Mecánica de Suelos  
IMSS 1990
16. Comisión Federal de Electricidad  
Manual de Obras Civiles  
Exploración y muestreo de suelos  
México 1979
17. Rico-Del Castillo  
"La ingeniería de suelos en las vías terrestres"  
Tomo II  
Limusa 2000
18. Pavements on expansive clays  
Faculty on Civil Engineering  
Israel Institute of Techology  
Jerusalem Academic Press 1969
19. Robert D. Krebs / Richard D. Walker  
"Highway Materials"  
Mc Graw Hill 1971