

881.215

2  
2.º

**U N I V E R S I D A D                      A N A H U A C**

**E S C U E L A                      D E                      I N G E N I E R I A**

Con Estudios Incorporados a la Universidad Nacional Autónoma de México



**CLASIFICACION Y ESTUDIO DE CIMENTACIONES  
EN ARCILLAS EXPANSIVAS**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

**T E S I S                      P R O F E S I O N A L**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
I N G E N I E R O                      C I V I L  
P R E S E N T A

**JULIO                      ANGEL                      ESTRADA                      CERVANTES**

México, D. F.

1988



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.

INDICE.

Pág.

CAPITULO I.- Generalidades.

I.1.- Introducción.	1
I.2.- Origen de los suelos expansivos.	3
I.3.- Distribución de los suelos expansivos.	4
I.4.- Distribución de arcillas expansivas en la República Mexicana.	5
I.5.- Arcillas.	7

CAPITULO II.- Identificación y clasificación de los suelos.

II.1.- Introducción.	12
II.2.- Obtención de muestras de suelos.	15
II.3.- Clasificación de campo.	15
II.4.- Fases del suelo.	18
II.5.- Límites de Atterberg.	19
II.6.- Clasificación de suelos en laboratorio.	20
II.7.- Granulometría.	21
II.8.- Suelos estudiados.	
A).- Cuernavaca, Morelos.	23
1.- Medio natural.	23
2.- Estudio del subsuelo.	23
2.1. Localización.	
2.2. Procedimiento de trabajo.	
3.- Soluciones a algunos problemas de expansión.	24

	Pág.
B).- Jurica, Querétaro.	33
1.- Medio natural.	33
2.- Estudio del subsuelo.	34
2.1. Localización.	
2.2. Procedimiento de trabajo.	
C).- San Miguel de Allende, Guanajuato.	41
1.- Medio natural.	41
2.- Exploración.	42
D).- Zamora, Michoacán.	50
1.- Medio natural.	50
2.- Estudio del subsuelo.	51
2.1. Localización.	
2.2. Procedimiento de trabajo.	
E).- Zumpango, Estado de México.	61
1.- Medio natural.	61
2.- Estudio del subsuelo.	62
2.1. Localización.	
2.2. Procedimiento de trabajo.	

CAPITULO III.- Clasificación y obtención de las propiedades y características expansivas.

III.1.- Ensayos de laboratorio.	74
---------------------------------	----

	Pág.
III.1.1.- Ensayo de identificación de los minerales constituyentes.	74
III.1.2.- Ensayos de identificación basados en las propiedades Indi ce y los límites de consistencia.	74
- Criterio de Bureau of Reclamations.	75
- Criterio de Vijayvergiya y Ghazzaly.	77
- Criterio de USBR.	79
III.1.3.- Esfuerzos producidos por la expansión.	81
1.3.1. Criterio J.E. Bowles.	81
1.3.2. Pruebas directas sobre suelos expansivos.	84
1.3.3. Comparación de los criterios J.E. Bowles-Koltz y Gibbs.	88
III.1.4.- Cálculo de esfuerzos producidos por la expansión de las ar cillas sobre las cimentaciones de estructuras livianas.	100
-Ejemplo.	105
CAPITULO IV.- Consideraciones y diseño de cimentaciones.	
IV.1.- Introducción.	110
IV.2.- Consideraciones sobre la expansión.	111
IV.3.- Cimentaciones.	112
IV.3.1.- Zapatas continuas.	112
- cimentación de pared.	113
- cimentación de cajón.	114
IV.3.2.- Pilas de cimentación.	116
-Proyecto: pila sobre arcilla expansiva.	120
RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES.	125
BIBLIOGRAFIA	130

## Capítulo I

### Generalidades.

El ingeniero no solo se enfrenta con problemas referentes a asentamientos sino también en casos de movimiento ascensional (levantamiento) de estructuras. Los problemas de levantamiento se producen cuando el terreno se expande, al disminuir la presión de las tierras que la confinan superiormente y/o cuando aumenta la humedad del suelo. Algunos suelos, denominados expansivos, poseen propiedades de hinchamiento en grado relativamente elevado.

Los problemas de levantamiento son bastante generales y de importancia económica en aquellos países que tienen regiones áridas. En tales zonas, los suelos se secan y contraen con el clima árido, hinchándose al existir humedad. El agua necesaria puede proceder de la lluvia o drenaje o por efecto de capilaridad, cuando una capa impermeable se coloca sobre la superficie del terreno, evitando así la evaporación evidentemente, cuando más ligera sea una estructura más la levantará el terreno expansivo. Así pues, los problemas de hinchamiento suelen estar asociados con estructuras ligeras, como pequeños edificios (especialmente viviendas, vertederos de presas y pavimentos de carreteras).

El problema de los suelos expansivos no fue reconocido por la Ingeniería Civil hasta principios de los años treinta.

Anteriormente, las construcciones ligeras en los Estados Unidos consistían de armazones de madera. Dichas estructuras podían tolerar considerables movimientos sin presentar notables agrietamientos.

En la década de los años treinta, comenzaron a utilizarse extensivamente residencias construidas a base de ladrillos. Fue entonces que los propietarios encontraron agrietamientos bastante avanzados en el curso de los ladrillos. Los daños fueron atribuidos a la construcción o al asentamiento de la cimentación en una de las esquinas, sin reconocer la presencia de suelos expansivos.

El U.S. Bureau of Reclamation fue el primero en reconocer el problema de la expansión de los suelos en 1938, en relación con una cimentación para un sifón de acero en uno de sus proyectos en Oregon. A partir de entonces, los ingenieros comprendieron que la causa del daño fue algunas veces otra y no el asentamiento.

El uso considerable de losas de concreto después de 1940, tuvo un adicional incremento al daño causado a las estructuras por los suelos expansivos.

Hoy en día, hay un interés mundial en las arcillas expansivas. Ingenieros de Canadá, Australia, Sudáfrica, Israel y los Estados Unidos han contribuido inmensamente al reconocimiento y el adecuado diseño de estructuras sobre suelos expansivos.

En México, ha cobrado importancia el estudio del comportamiento de las arcillas expansivas en vista del creciente número de obras en las que es necesario trabajar con ellas.

Este estudio presenta algunas ideas principales en que se basan los procedimientos empleados para resolver el problema de las cimentaciones sobre suelos expansivos.

Prácticamente, cada caso particular requiere una solución propia que depende del tipo de estructura, de la importancia de la obra, del

criterio del ingeniero y de las condiciones del suelo mismo. No pueden hacerse, por ello, procedimientos ni recomendaciones "estándar" sino más bien tendencias generales para tratar el problema.

#### Origen de los suelos expansivos.

G.W. Donaldson clasificó los principales materiales que pueden estar asociados con los suelos expansivos en dos grupos.

El primer grupo comprende las rocas ígneas básicas, tal como los basaltos de la antiplanicie Deccan en la India, las mesetas y canchales de dolerita en la región central de Sudáfrica y los gabros en Transvaal. En esos suelos los feldspatos y minerales piroxena de las principales rocas se descompusieron para formar la montmorilonita y otros minerales secundarios.

El segundo grupo comprende las rocas sedimentarias que contienen montmorilonita como elemento, las cuales se rompen para formar suelos expansivos. En Norte América, los lechos de roca lutita encontrados en las formaciones Pierre y más recientemente en las formaciones de Laramie y Denver son ejemplos de este tipo de roca. En Israel, -- existen las margas y piedras calizas y en Sudáfrica, la lutita.



## Distribución de los suelos expansivos

U.W. Donaldson resumió la distribución de los casos reportados de la existencia de suelos expansivos del mundo.

Los países en los cuales suelos expansivos han sido reportados -- son los siguientes:

Argentina	Irán
Australia	México.
Birmania	Morocco
Canadá	Rodesia
Cuba	Sudáfrica
Etiopía	España
Ghana	Turquía.
India	U.S.A.
Israel	Venezuela.

La figura 1 indica que los suelos potencialmente expansivos se en encuentran confinados en regiones semiáridas.

Los suelos expansivos se encuentran en abundancia donde la evapotranspiración anual excede a la precipitación. Esto sigue la teoría - que en zonas semiáridas la falta de lixiviación hubo de ayudar a la -- formación de montomorillonita.

En las regiones subdesarrolladas, muchas de los problemas de los suelos expansivos pueden no haber sido reconocidos a la fecha.

Esto es lo que hace suponer que en muchas regiones de suelos ex - pansivos serán descubiertas cada año.

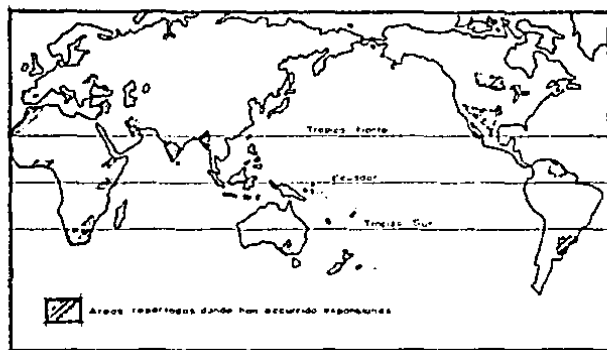


Fig. 1 Distribución de casos reportados de presencia de suelos expansivos.

#### Distribución de arcillas expansivas en la República Mexicana.

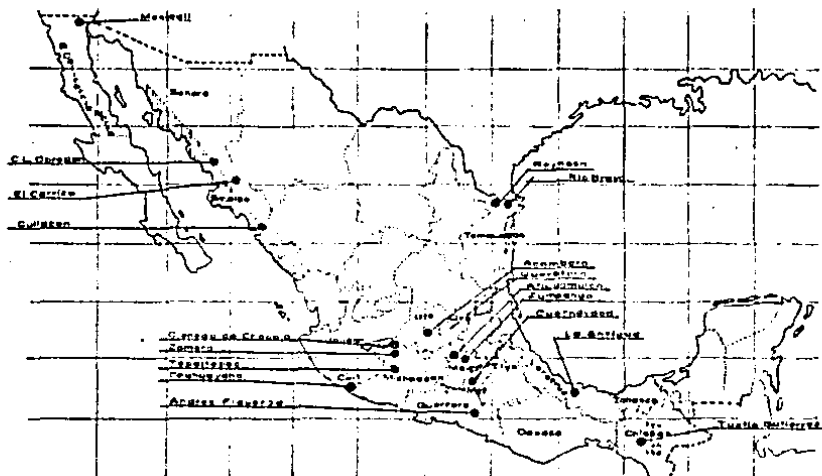
En México este tipo de suelos todavía no es considerado como un problema grave. Hasta ahora, solamente han sido localizados en ciudades de tamaño medio, pero el problema es potencialmente más serio debido a que pequeños pueblos comienzan a expandirse y la cantidad de construcciones se incrementan.

Las localidades y zonas donde se han identificado este tipo de suelos son:

Mexicali en el estado de Baja California; la llanura costera de Sonora y Sinaloa; el área formada por el Sur de Tamaulipas, Norte de Veracruz y Este de San Luis Potosí.

Los estados de Guanajuato, Querétaro y Michoacán; la zona Iguala-Chilpancingo en el estado de Guerrero. Existe también información de

este tipo de suelos en el Occidente (Jalisco y Colima), en el Sureste (Chiapas), en el norte (Chihuahua y Durango) y en el centro de la República Mexicana (Morelos y Estado de México).



## Arcillas.

Muchos de los sistemas de clasificación de suelos arbitrariamente definen como partículas de arcilla a las que tienen un diámetro efectivo de dos micras (0,002 m.m.) o menos. No solo el tamaño de la partícula determina al mineral de arcilla.

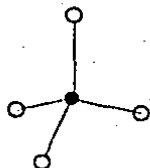
Probablemente la más importante propiedad de los suelos de granos finos es la composición mineral. Para partículas pequeñas las fuerzas eléctricas actuando sobre la superficie de la partícula son mucho mayores que la fuerza gravitacional.

Estas partículas se dice que se encuentran en estado coloidal. -- La partícula coloidal consiste primariamente de minerales de arcilla - que fueron derivados de rocas por interperismo.

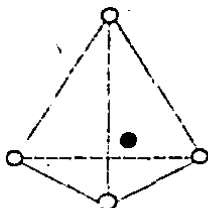
Químicamente, la arcilla es un silicato de alúmina hidratado, -- aunque en no pocas ocasiones contiene también silicatos de hierro o de magnesio hidratados. La estructura de estos minerales es, generalmente, cristalina, con sus átomos dispuestos en forma laminar.

De hecho se puede decir, que hay dos tipos clásicos de tales láminas, uno de ellos del tipo silíceo y el otro del tipo aluminico.

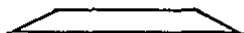
Una lámina del tipo silíceo se encuentra formada por un átomo de silicio rodeado de cuatro átomos de oxígeno (fig. 2) arrojándose el conjunto en forma de tetraedro (fig. 3). Estos tetraedros se agrupan entre sí formando una unidad hexagonal la cual se repite indefinidamente constituyendo una redícula laminar (fig. 4). La unión entre cada dos tetraedros se lleva a cabo mediante un mismo átomo de oxígeno.



(Figura 2)



(Figura 3)

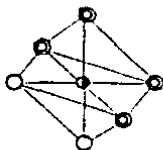


(Figura 4)

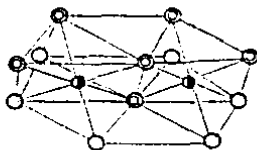
● Silicio

○ Oxígeno

Una lámina del tipo aluminica está formada por un átomo de aluminio rodeado de seis átomos de oxígeno e hidrógeno (fig. 5) arreglándose el conjunto en forma de octaedro (fig. 6), los cuales se agrupan -- entre sí mediante un átomo común de oxígeno, repitiéndose la formación indefinidamente y dando como resultado una redicula laminar aluminica (fig. 7).



(Figura 5)



(Figura 6)

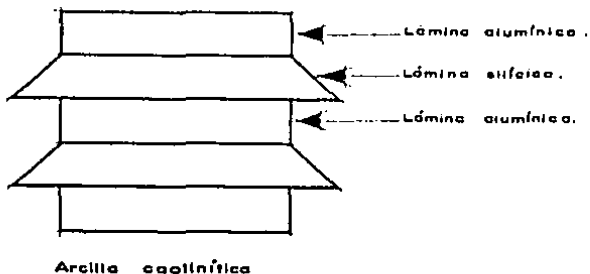


(Figura 7)

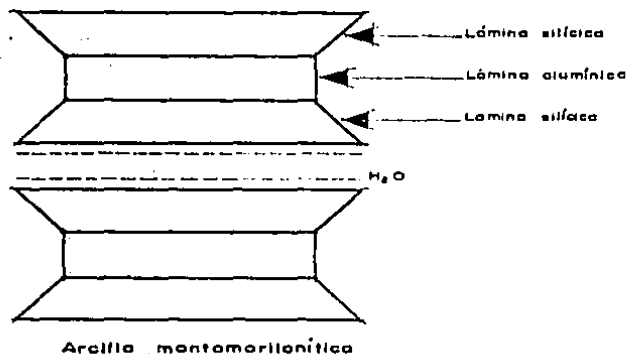
● Aluminio; ○ Oxígeno; ● Hidrógeno; ⊗ Atomo común de oxígeno.

Ahora bién, de acuerdo con su arreglo reticular los grupos minerales de arcilla se pueden clasificar en tres grupos básicos que son:

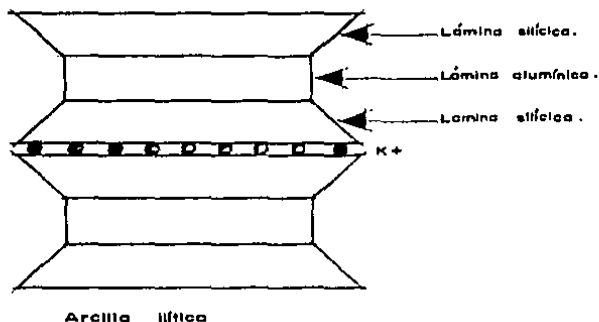
- a) El caolínítico (del nombre chino Kau-ling) que procede de la carbonatación de la ortoclasa (feldespato potásico). Las arcillas caolíníticas están formadas por una lámina silícica y una lámina aluminica superpuestas indefinidamente y con una unión tal entre sus retículas que no permiten la penetración de moléculas de agua entre ellas, pues producen una capa electrónicamente neutral, lo que induce, desde luego, a que estas arcillas sean bastante estables en presencia del agua.



b) El montmorillonítico (que debe su nombre a Montmorillon, Francia), al cual pertenecen las bentonitas, se forman por la superposición indefinida de una lámina aluminica entre dos láminas silíceas, pero con una unión débil entre sus retículas lo que hace que el agua pueda penetrar en su estructura con facilidad. Estas arcillas en contacto con el agua sufren fuerte expansión provocando inestabilidad en ellas.



c) El iltico (que debe su nombre a Illinois, U.S.A.) que son el producto de la hidratación de las micas y que presentan un arreglo reticular similar al de las montmorilonfticas, pero con la tendencia a formar grumos, por la presencia de iones de potasio, lo que reduce el área expuesta al agua y por lo mismo no son tan expansivas como las arcillas montmorilonfticas.



La montmorilonita es el mineral de arcilla que presenta más problemas expansivos. La absorción de agua por parte de las arcillas es la causa principal de expansión.

Desde el punto de vista mineralógico, la magnitud de la expansión depende del tipo y cantidad de los minerales de arcilla presentes, sus cambios de iones, al contenido electrolito de la fase líquida, y la estructura interna.



## Capítulo 2

### CONCEPTOS BASICOS DE MECANICA DE SUELOS.

#### II.- Identificación y clasificación de los suelos.

##### II.1.- Introducción.

La mayoría de los suelos son una acumulación heterogénea de granos minerales no cementados. Sin embargo, el término "suelo" como lo usan los ingenieros, incluyen prácticamente, todos los tipos de materiales inorgánicos y orgánicos, cementados o no, que se encuentran en la Tierra. Se excluye solamente la roca dura que permanece firme después de expuesta al intemperismo.

Para el ingeniero interesado en diseño y construcción de cimentaciones y obras de terracería, las propiedades físicas de los suelos, tales como contenido natural de agua, resistencia al esfuerzo cortante, son de primordial importancia.

Con objeto de que los ingenieros tanto en el campo como en la oficina estén en condiciones de entenderse con respecto a suelos, es necesario disponer de un método estándar de identificación y clasificación de los mismos. Un sistema que describe a los suelos y los coloca en categorías o grupos que tienen distintas propiedades, capacita a los ingenieros para intercambiar información y obtener provecho de la experiencia de los demás.

Para el diseño final de estructuras importantes, la clasificación debe ser complementada por pruebas de laboratorio que determinen las características de comportamiento del suelo.

## II.2.- Obtención de muestras de suelos.

Para determinar las propiedades de un suelo en el laboratorio, es preciso contar con muestras representativas de dicho suelo. Un muestreo adecuado, es de primordial importancia, pues tiene el mismo valor que el de los ensayos en sí. A menos que la muestra obtenida sea verdaderamente representativa de los materiales que se pretenden usar, cualquier análisis de la muestra solo será aplicable a la propia muestra y no al material del cual procede. Las muestras pueden ser de dos tipos: alteradas o inalteradas. Se dice que una muestra es alterada cuando no guarda las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno de donde procede e inalterada en caso contrario.

Existen varios métodos de muestreo inalterado, nos enfocaremos únicamente en el utilizado en este trabajo.

Por medio de un pozo a cielo abierto se obtiene el acceso a la zona de la que interesa extraer la muestra y que además permite observar la estratigrafía y material del sitio. Se limpia y enrasa una superficie horizontal de 50 cm. de diámetro en cuyo centro se marca un cuadro de 30 cm. de lado; se le coloca encima manta de cielo que se impregna de parafina con breá caliente, aplicándola con una brocha; en seguida se labran dos de los lados verticales y se protegen con manta y parafina con breá; se continúa con los otros dos lados y se protegen también; después se corta la superficie base de la muestra; si el suelo es muy blando, conviene antes de hacer este corte, colocar una caja protectora; después de cortar la muestra se volteá y se protege. Los vértices de la muestra se refuerzan con cintas de manta impregnadas de parafina.

La obtención manual de muestras inalteradas, permite obtener las muestras con la menor alteración posible, conservando el acomodo de sus partículas, su contenido de agua natural, sin sufrir cambios químicos, puede aplicarse en los suelos finos; en los granulares se puede sólo en aquellos que tengan un contenido de finos que les impongan una pequeña cohesión.



Foto 1.- Obtención de una muestra inalterada

### II.3.- Clasificación de campo.

La utilidad de la identificación de los suelos es muy importante en la ingeniería, ya que de esa manera se pueden conocer, cualitativamente, las propiedades mecánicas e hidráulicas de los mismos según el grupo en que se sitúan. Sin embargo, hay siempre que tener presente que la experiencia que se tenga en el manejo de los suelos y de su comportamiento juega un papel muy importante en la utilidad que pueda prestar cualquier clasificación.

En el campo, un ingeniero con cierto conocimiento de los suelos puede efectuar pruebas sencillas que lleven a poder identificar a un suelo de una manera aproximada cuando carezca del equipo de laboratorio para identificación más estricta. El conjunto de pruebas citadas se efectúan en una muestra de suelo previamente cribado por la malla No. 40  $\phi$ , en ausencia de ella, previamente sometido a un proceso manual equivalente.

Las mencionadas pruebas se explican a continuación:

#### BILACTANCIA.

Un limo inorgánico no plástico sometido a una carga dinámica, reacciona cambiando de consistencia y permitiendo el flujo de agua. Una arcilla no reacciona ante este tratamiento; siendo ambos los casos extremos de suelo no cohesivo (friccionante) y de suelo cohesivo (no friccionante) respectivamente.

La prueba consiste en hacer una masilla blanda pero no pegajosa en la palma de la mano. Se aprieta con los dedos y se golpea contra

la palma de la otra mano. Se observa la velocidad de reacción al agitado (flujo de agua).

La reacción al agitado puede ser:

NULA en el caso de arcilla plástica.

MY LENTA.

LENTA

RAPIDA en el caso de limo inorgánico ó arena.

#### TENACIDAD.

Si se tiene un suelo plástico con una consistencia al límite plástico su comportamiento ante una deformación es parecida al de un queso que se desmorona o se agrieta. A esto se le conoce como tenacidad.

La prueba consiste en rodar una barrita de suelo de 3 mm. de diámetro en la palma de la mano y después hacer una bolita y jugarla con los dedos. La tenacidad se mide si al rodar la barrita es necesario aplicar cierta presión, también si al jugarla se agrieta o desmorona.

La tenacidad puede ser:

NULA en el caso de arena.

LIGERA

MEDIA

ALTA en el caso de arcilla.

### RESISTENCIA EN ESTADO SECO (cohesión)

Este ensayo se basa en la diferencia de cohesión entre un suelo friccionante y otro no friccionante. Para evitar la cohesión aparente que se presenta por tensión superficial, éste se realiza en estado seco.

El ensayo consiste en fabricar un cubito de 1.5 cm. de lado, secarlo y tratar de romperlo con los dedos índice y pulgar únicamente.

La resistencia en estado seco será:

NULA A LIGERA (arena)

LIGERA A MEDIA

MEDIA A ALTA

ALTA A MUY ALTA (arcilla)

### 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, cuando se posea experiencia local. En general, existen también algunos criterios relativos al color; por ejemplo, el color negro y otros tonos oscuros, suelen ser indicativos de la presencia de materia orgánica coloidal. Los colores claros y brillantes son propios, más bien de suelos inorgánicos.

#### 11.4.- Fases del suelo.

Un elemento de suelo constituye intrínsecamente un sistema de varias fases. Un elemento típico de suelo contiene tres fases diferenciables: sólida (partículas minerales) gaseosa y líquida (agua generalmente).

Las fases líquidas y gaseosas del suelo se encuentran comprendidas en el volumen de vacíos, mientras que la fase sólida constituye el volumen de los sólidos.

Existen tres importantes relaciones de volumen: porosidad, relación de vacíos y grado de saturación. La porosidad es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total, mientras que la relación de vacíos es el cociente entre el volumen de vacíos y el de partículas sólidas. La porosidad se suele multiplicar generalmente por 100, dándole así los valores en porcentaje. La relación de vacíos se expresa en forma decimal y puede alcanzar valores superiores a la unidad.

Tanto la porosidad como la relación de vacíos indican el porcentaje relativo del volumen de poros en una muestra de suelo.

El grado de saturación indica el porcentaje de volumen de huecos que está lleno de agua. Así, un valor de  $S = 0$ , indica un suelo seco,  $S = 100\%$  corresponde a un suelo saturado.

La relación entre pesos de fases más empleada es el contenido de agua, que es el peso de agua dividido por el peso de partículas sólidas en un elemento de suelo. La humedad de una muestra de suelo se obtiene directamente por el siguiente método: se pesa el suelo natural se seca en un horno; se pesa el suelo seco y por último se calcula la

humedad como diferencia entre los pesos inicial y seco, dividida por el peso seco. Este método supone que el agua es el único producto evaporable del suelo lo cual es razonable excepto cuando se trabaja con suelos orgánicos donde la temperatura de secado deberá ser reducida.

#### II.5. Límites de ATTERBERG.

Los límites se basan en el concepto de que un suelo de grano fino solamente puede existir en cinco estados de consistencia según su humedad. Así un suelo se encuentra en estado sólido cuando está seco, pasando al añadir agua a los estados semisólido, plástico, semilíquido y finalmente líquido. La frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico fue llamada por Atterberg límite líquido, entre los estados plástico y semisólido, límite plástico y límite de contracción, la frontera entre los estados semisólido y sólido.

El límite líquido se obtiene midiendo la humedad y el número de golpes necesarios para cerrar 1.27 cm. ( $1/2''$ ), una ranura de un determinado ancho mediante un aparato normalizado. El límite plástico se obtiene midiendo el contenido de humedad del suelo cuando comienzan a desmoronarse pequeños cilindros de suelo de 5 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 seca.



## II. 6. Clasificación de suelos en laboratorio.

La clasificación de suelos consiste, en incluir un suelo en un grupo que representa un comportamiento semejante. Permite además 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 profunda.

La distribución granulométrica y los límites de Atterberg son pruebas muy útiles para la clasificación de suelos.

Para poder clasificar a los suelos por medio de los límites de Atterberg, se utiliza una gráfica en la cual el índice plástico, obtenido de la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico, forma el eje de las ordenadas y el límite líquido el eje de las abscisas, esta gráfica tiene el nombre de Carta de Plasticidad.

Los suelos se dividen en tres grupos: limos inorgánicos de símbolo genérico M (del sueco mo y mjalu); arcillas inorgánicas de símbolo genérico C (del inglés clay) y los limos y arcillas orgánicas de símbolo genérico O (organic).

Cada uno de ellos se subdivide a su vez en los que tienen límites líquidos menores de 50% (I) ó mayores de 50% (II) que corresponden también a la alta (High compressibility) ó baja compresibilidad (Low compressibility) como lo indican las letras con que se identifican.

El principal uso de la Carta de Plasticidad está en situar en ella un suelo desconocido, por medio del cálculo de los dos parámetros que definen su plasticidad; la colocación del suelo en uno de los grupos definidos indicará que participa del conjunto de propiedades mecánicas

cas e hidráulicas características de ese grupo; así, y más si se cuenta con cierta experiencia, se tiene un modo simple, rápido y económico de adquirir valiosa información básica sobre el suelo en cuestión.

## II. 7. Granulometría.

La distribución de las partículas por tamaño en una muestra de suelo se expresa mediante una gráfica que relaciona el porcentaje de partículas de tamaño inferior en peso, con cada diámetro en m.m.

Existen varios métodos para la separación de un suelo en diferentes fracciones. De tales métodos existen dos que merecen atención especial: el cribado por mallas y el análisis de una suspensión del suelo con hidrómetro.

El primero se usa para obtener las fracciones correspondientes a los tamaños mayores del suelo; generalmente se llega así hasta el tamaño correspondiente a la malla N° 200 (0,075 mm.). La muestra de suelo se hace pasar sucesivamente a través de un juego de tamices de aberturas descendentes, hasta la malla N° 200; los retenidos 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 a 100% de esta cantidad da el porcentaje de suelo que es menor que el tamaño representado por la malla en cuestión.

Los tamaños menores del suelo exigen una investigación fundada en otros principios. El método del hidrómetro es hoy, quizá el de uso más extendido. El método se basa en el hecho de que la velocidad de sedimentación de partículas en un líquido es función de su tamaño.

La ley fundamental de que se hace en el procedimiento del hidrómetro es debida a Stokes y proporciona una relación entre la velocidad de sedimentación de las partículas del suelo en el fluido y el tamaño de esas partículas. Esta ley es válida solamente en tamaños menores de 0.2 mm., pero mayores que 0.2 micras.

## A.- CUERNAVACA, MORELOS

### 1.- Medio natural

El centro de la Ciudad de Cuernavaca se encuentra ubicado sobre los abanicos aluviales entrelazados pliocénicos compuestos principalmente por material clástico antiguo y yeso, en cambio la zona de expansión principal del área urbana e industrial, se está desarrollando sobre la unidad estratigráfica de corrientes lávicas y material volcanoclástico incluyendo materiales clásticos depositados por agua, de composición andesítica y basáltica. Ambas formaciones corresponden al sistema cuaternario la primera formación se le llama Cuernavaca y la segunda Grupo Chichinautzin.

Este estudio se realizó en la formación del Grupo Chichinautzin, debido al desarrollo urbano e industrial que se está presentando en esa zona y dadas sus características geológicas que nos llevan a suponer la presencia de suelos expansivos.

### 2.- Estudio del subsuelo.

#### 2.1.- Localización.-

El predio en estudio se encuentra ubicado dentro del fraccionamiento industrial denominado Civac. En los terrenos de la planta de Rafia.

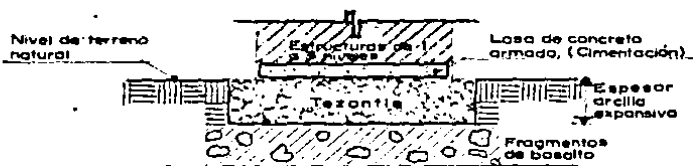
#### 2.2.- Procedimiento de trabajo.

La exploración fué del tipo de pozo a cielo abierto. La profundidad máxima alcanzada fué de 1.00 m., medida a par-

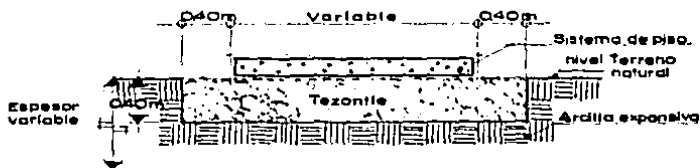
tir del nivel de terreno natural. Se presentó subyaciendo al espesor del suelo arcilloso, la brecha o manto rocoso. No se observó la presencia del nivel de aguas freáticas.

### 3.- Soluciones a algunos problemas de expansión.-

Donde ha aparecido arcilla gris oscura expansiva, recientemente se han empleado losas de cimentación y/o se ha sustituido parcial o totalmente dicho material por uno inerte (tezontle que abunda en la región); también se ha colocado entre la losa de cimentación y la arcilla expansiva una capa de tezontle de 0.40 m. de espesor; este último proceso se ha empleado en las obras complementarias - como andadores, banquetas y sistemas de piso, estos últimos han quedado desligados de los elementos de cimentación. Cuando el estrato de arcilla gris expansiva es pequeño, la cimentación se ha apoyado directamente sobre el estrato subyacente (brecha o manto rocoso de basalto).



Una de las soluciones empleadas en cimentaciones donde existen suelos expansivos.



Solución empleada a obras complementarias en suelos expansivos.



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS  
UNIVERSIDAD ANAHUAC

PERFIL Y CLASIFICACION DEL SONDEO.  
MUESTREO SUPERFICIAL.

LOCALIZACION Cuernavaca, Mor. TOTAL EXCAVACION 0.00 m.  
DESCRIPCION DEL SUELO CH FECHA \_\_\_\_\_  
OPERADOR Julio A. Estrada

PROFUNDIDAD EN METROS	PERFIL	CLASIFICACION DEL MATERIAL	OBSERVACIONES
	● ● ● ● ● ● ● ●	<b>CH</b>	Basalto color gris obs.
1	● ● ● ● ● ● ● ●		Arilla color cafe obs.
2	● ●		Basalto color gris obs. profundidad no definida
3			
4			
5			
6			



INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS SUPERIORES, A. C.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

VINCE IN DOMO MALUM UNIVERSIDAD ANAHUAC

LIMITES DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG.

OBRA \_\_\_\_\_ TRABAJO N. \_\_\_\_\_  
 LOCALIZACION Ciudad Vieja, M. P. SONDEO N. \_\_\_\_\_ MUESTRA N. \_\_\_\_\_  
 DESCRIPCION DEL SUELO CH PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA 0.30 m.  
 OPERADOR Julio A. Estrada FECHA \_\_\_\_\_

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO (LL)

PRUEBA N°	CAPSULA		PESO CAP. H. HUMEDO	PESO CAP. H. SECO	PESO AGUA	PESO SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA W <sub>L</sub> %	NUMERO DE GOLPES N
12	7.71	11.88	9.85	2.03	2.14	97.86	40	
8	8.10	15.44	11.95	3.79	3.85	98.44	26	
87	8.00	14.30	11.15	3.15	3.15	100.00	21	
93	7.78	15.50	11.55	3.95	3.77	104.78	14	
72	7.96	14.89	11.17	3.72	3.21	115.89	4	

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO (LP)

31	7.47	8.70	8.38	0.32	0.91	35.17
37	7.74	8.80	8.34	0.27	0.77	35.07

$$LL = W_L \left( \frac{N}{25} \right)^{0.121}$$

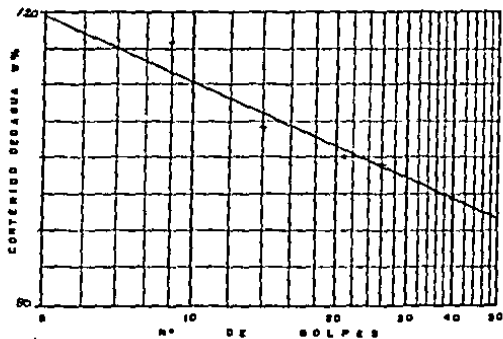
W<sub>L</sub> = contenido de agua en por ciento correspondiente a N golpes.

N = número de golpes.

Límite líquido, LL = 98.91%  
 Límite plástico, LP = 35.12%  
 Índice de fluidez, Fw = 39.00  
 Índice de tenacidad, TW = 2.20  
 Índice de plasticidad IP = 63.79

Clasificación S. U. C. S. CH

OBSERVACIONES: MUESTRA INALTERADA





INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS SUPERIORES. A. C.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

VINCE IN BOND MALUM UNIVERSIDAD A N A H U A C

LIMITE DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG.

OBRA \_\_\_\_\_ TRABAJO N. \_\_\_\_\_  
 LOCALIZACION Cuerpo de Agua, M. H. SONDEO N. \_\_\_\_\_ MUESTRA N. \_\_\_\_\_  
 DESCRIPCION DEL SUELO N. H. PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA 1.00  
 OPERADOR Julio A. Estrada FECHA \_\_\_\_\_

## DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO (LL)

PRUEBA N°	C A P S U L A N°	PESO	PESO CAP. S. HUMEDO	PESO CAP. S. SECO	PESO AGUA	PESO SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA % W	NUMERO DE GOLPES N
17	7.88	13.80	11.56	2.44	3.48	70.12	40	
36	8.55	14.43	11.93	2.50	3.38	78.97	30	
28	8.54	13.64	12.55	3.09	4.01	77.06	26	
31	7.48	14.80	11.48	3.32	4.00	83.00	15	
45	7.07	14.05	10.76	3.29	3.69	89.16	9	

## DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO (LP)

37	7.77	8.90	8.70	0.20	0.97	21.51
12	7.71	8.85	8.66	0.19	0.95	20.00

$$LL = W_n \left( \frac{N}{25} \right)^{0.121}$$

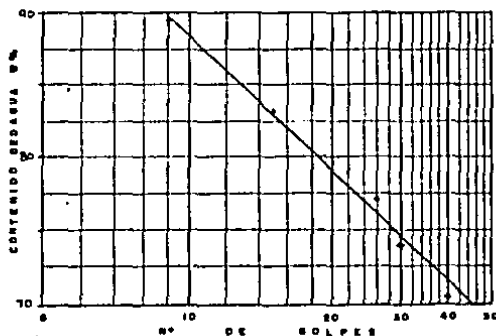
$W_n$  = Contenido de agua en Porcentaje correspondiente a N golpes.

N = número de golpes.

Límite líquido, LL: 77.00%  
 Límite plástico, LP: 20.76%  
 Índice de fluidez, Fw: 20.00  
 Índice de tenacidad, Tw: 1.875  
 Índice de plasticidad IP: 36.24

Clasificación S. U. C. S. M. H.

OBSERVACIONES: MUESTRA ALTERADA







LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS  
UNIVERSIDAD ANAHUAC

ANALISIS GRANULOMETRICO - METODO DEL HIDROMETRO

LOCALIZACION Cuernavaca, Mor. PROFUNDIDAD 0.70 m.  
 DESCRIPCION DEL SUELO CL HIDROMETRO No. 151 G. 131  
 OPERADOR Julio A. Estrada DENSIDADE SOLIDOS 2.72  
 AGENTE DISPERSANTE \_\_\_\_\_ PESO DEL SUELO Ws 50.10 gr.

HORA	TIEMPO	Lectura Hidrom.	Lectura Corregida	TEMP. °C	Wd	W% ACUMULATIVO Paso 200 Paso 4 TOTAL	Altura de solido cm	DIAM mm
	20 "	33.0	32.20	15.9	33.20	45.60	42.97	6.00
	40 "	33.0	32.20	15.9	33.20	45.60	42.97	6.00
	1,2 '	32.5	31.70	15.9	23.00	45.20	42.60	7.00
	2,5 '	32.0	31.00	15.9	29.70	44.85	42.26	7.20
	5,0 '	31.0	30.20	16.0	24.50	43.04	40.55	7.40
	10 '	30.0	29.00	16.0	27.00	40.77	38.2	7.70
	15 '	29.5	28.60	16.0	26.50	40.60	37.71	7.80
	20 '	28.5	27.50	16.0	25.50	38.50	36.25	8.15
	25 '	28.0	27.00	16.0	24.00	37.60	35.43	8.25
	30 '	28.0	27.00	16.0	24.00	37.60	35.43	8.25
	?	26.5	25.30	16.0	21.30	35.74	33.86	8.70
	3,5	25.5	24.40	16.1	22.50	33.98	32.93	8.90
	?	25.0	23.60	16.2	21.00	33.07	31.16	9.00
	21	12.0	10.30	16.7	9.00	13.50	12.51	12.50
	42	0.5	7.7	16.6	6.20	0.76	5.22	17.20
	43	0.0	7.20	16.3	5.50	3.31	7.23	17.30
	60	3.0	6.10	16.2	4.00	7.40	6.67	17.50
	73	7.0	5.10	16.0	4.00	6.64	5.60	17.50
	95	6.0	4.00	16.6	3.00	4.53	4.77	17.50
	96	6.0	4.00	17.0	2.00	4.20	4.13	17.50



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS  
UNIVERSIDAD ANAHUAC

CONTRACCION VOLUMETRICA  
CONTRACCION LINEAL

LOCALIZACION Excmv. C. Car. TOTAL EXCAVACION 0.00 m.  
DESCRIPCION DEL SUELO C H FECHA \_\_\_\_\_  
OPERADOR Julio A. Estrada

---

Wcap. 16.00 gr.

Vsh 14.61 cm<sup>3</sup>

Wcap+sh 61.40 gr.

Wsh 46.41 gr.

Wcap+ss 33.29 gr.

Wss 21.30 gr.

Whg+rec 2330.20 gr.

Whg derramado 147 gr.

Whg+rec-ss 2153.20 gr.

$\gamma_{hg}$  13.6 gr/cm<sup>3</sup>

$V_2 = \frac{Whg\ derr.}{\gamma_{hg}} = \frac{147}{13.6} = 10.81$  cm<sup>3</sup>

LC(%) =  $100 \frac{W_1 - W_2 - (V_1 - V_2) \gamma_w}{W_2} = 6$

---

L<sub>o</sub> = 10.00 cm.

CL(%) =  $\frac{L_o - L_f}{L_f} (100) = 22.30$

L<sub>f</sub> = 7.77 cm.

Observaciones: \_\_\_\_\_



INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS SUPERIORES, A. C.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

VICEMINISTRO MALUM UNIVERSIDAD

A N A H U A C

COMPRESION NO CONFINADA.

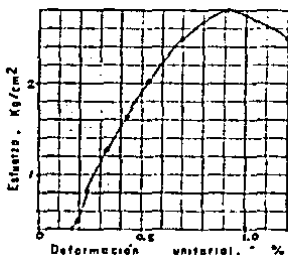
OBRA \_\_\_\_\_ TRABAJO No. 1  
 LOCALIZACION Guernavaca, Mor. SONDEO N. \_\_\_\_\_ MUESTRA No. \_\_\_\_\_  
 DESCRIPCION DEL SUELO C U PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA 0.10 m.  
 OPERADOR Julio A. Estrada FECHA \_\_\_\_\_

TIEMPO TRANSCURRIDO, SECS	LEVE DE PRESION, TON	DESPLAZAMIENTO, MM	ESFUERZO, KG/CM <sup>2</sup>	LEVE DE PRESION, TON	DESPLAZAMIENTO, MM	ESFUERZO, KG/CM <sup>2</sup>	AREA DE SECCION, CM <sup>2</sup>	ESFUERZO, KG/CM <sup>2</sup>
0.00	0.00	0.000	7.375	0.000	0.000			
0.05	0.05	0.409	7.310	0.025	0.025	0.624	0.025	
0.10	0.10	1.643	7.360	0.025	0.107	0.881	0.107	
0.15	0.15	3.290	7.400	0.125	0.157	0.825	0.157	
0.20	0.20	4.824	7.420	0.155	0.195	0.829	0.195	
1.00	1.00	8.219	7.460	0.185	0.253	0.842	0.253	
1.30	1.30	12.523	7.500	0.263	0.324	0.831	0.324	
2.05	2.05	19.458	7.610	0.359	0.422	0.822	0.422	
3.30	3.30	20.548	7.700	0.415	0.555	0.872	0.555	
3.00	3.00	24.698	7.830	0.532	0.700	0.890	0.700	
3.41	3.41	28.027	8.000	0.725	0.913	0.910	0.913	
3.00	3.00	24.698	8.230	0.875	1.222	0.942	1.222	

ANGULO No. \_\_\_\_\_  
 FACTOR DE CALIBRACION \_\_\_\_\_  
 DATOS DE LA PRUEBA  
 DIAMETRO SUPERIOR 3.58 CM  
 DIAMETRO CENTRAL 3.33 CM  
 DIAMETRO INFERIOR 3.21 CM  
 AREA SUPERIOR, A1 10.07 CM<sup>2</sup>  
 AREA CENTRAL, A2 9.77 CM<sup>2</sup>  
 AREA INFERIOR, A3 9.68 CM<sup>2</sup>  
 AREA MEDIA, AM 9.63 CM<sup>2</sup>  
 ALTURA MEDIA, P 7.92 CM  
 PESO INICIAL, W1 150.71 GR  
 VOLUMEN INICIAL, V1 77.97 CM<sup>3</sup>  
 PESO ESPECIFICO, 1.77 GR/CM<sup>3</sup>  
 AREA CORREGIDA:  
 $A_2 = \frac{A_1 + A_3}{1 + 100}$   
 DENSIDAD DE SOLIDOS, Ss 2.72  
 CROQUIS DE LA MUESTRA FALLADA:



ANGULO DE FALLA 46°



	CAPSULA No.	P. CAR. S. NUM.	R. CAP. S. SECC.	PESO AGUA	PESO S. SECC.	w %
INICIAL	17	7.85	43.18	33.17	25.32	10.01
FINAL	4	7.80	62.70	40.04	32.24	39.27

Vol. Sólidos,  $V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma_w} = \frac{35.305}{2.72 \cdot 1} = 35.305 \text{ cm}^3$   
 Rel. Vacíos,  $e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{1.208}{35.305} = 1.208$   
 Ser. Inicial,  $G_w = \frac{W_1}{V_1} = \frac{88.42}{77.97} = 88.42 \%$   
 Peso esp. húmedo,  $\gamma_t = \frac{W_t}{V_t} =$   
 Peso esp. seco,  $\gamma_d = \frac{W_s}{V_s} =$

OBSERVACIONES:



INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS SUPERIORES, A. C.  
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

VINCE IN BOND MALUM UNIVERSIDAD ANAHUAC

COMPRESION NC CONFINADA.

OBRA \_\_\_\_\_ TRABAJO N. 2  
LOCALIZACION Ciudad de México, D.F. SONDEO N. \_\_\_\_\_ MUESTRA N. \_\_\_\_\_  
DESCRIPCION DEL SUELO G II PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA 0.90 m  
OPERADOR Julio A. Estrada FECHA \_\_\_\_\_

TIEMPO VACUO SUELO	LECT. DE PRESION TIP CORRECTO	DEFORMACION TIP CORRECTO	CARGA EN KG	LECT. DE DEFORMACION TIP CORRECTO	DEFORMACION EN MM	DEFORMACION UNITARIA EN %	CARGA EN KG	DEFORMACION TIP CORRECTO
0.00	0.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	0.10	0.822	0.05	0.05	0.091	11.087	0.074	0.148
0.20	0.20	1.145	0.10	0.10	0.149	11.087	0.148	0.296
0.30	0.30	1.330	0.20	0.20	0.220	11.087	0.296	0.492
0.40	0.40	1.424	0.28	0.28	0.321	11.087	0.492	0.688
1.00	1.00	5.219	0.37	0.37	0.474	11.117	0.759	1.417
1.50	1.50	12.329	0.37	0.37	0.394	11.152	1.107	2.524
2.00	2.00	16.458	0.62	0.62	0.742	11.152	1.474	4.000
2.50	2.50	20.548	0.81	0.81	0.925	11.154	1.824	5.824

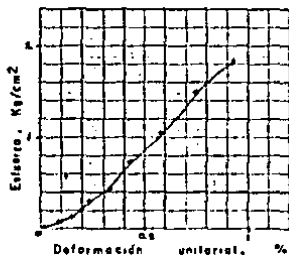
ANGULO N. \_\_\_\_\_  
FACTOR DE CALIBRACION \_\_\_\_\_  
DATOS DE LA PROBETA  
DIAMETRO SUPERIOR 3.63 CM  
DIAMETRO CENTRAL 3.80 CM  
DIAMETRO INFERIOR 3.69 CM  
AREA SUPERIOR, AS 10.55 CM<sup>2</sup>  
AREA CENTRAL, AC 11.34 CM<sup>2</sup>  
AREA INFERIOR, AI 10.69 CM<sup>2</sup>  
AREA MEDIA, AM 11.5 CM<sup>2</sup>  
ALTURA MEDIA, H 8.75 CM  
PESO INICIAL, WI 157.64 GR  
VOLUMEN INICIAL, VI 99.64 CM<sup>3</sup>  
PESO ESPECIFICO 1.62 GR/CM<sup>3</sup>  
AREA CORRECTADA:  
 $A = \frac{A_m}{1 - \frac{e}{100}}$

DENSIDAD DE SOLIDOS, Ss 2.72

CROQUIS DE LA MUESTRA FALLADA:



ANGULO DE FALLA  
45°



	CAPSA N. PESO INICIAL	P. CAP. N. PESO FINAL	P. CAP. S. SECO 40.08	P. SECO A. AGUA 12.32	P. SECO S. SECO 32.05	W % 34.53
INICIAL	7.85	43.18	33.17	25.32	10.01	34.53
FINAL	6.05	52.40	40.08	12.32	32.05	34.53

Vol Sólidos,  $V_s = \frac{W_s}{S_s} = \frac{41.877}{2.72} = 15.39$  cm<sup>3</sup>

Rel. Vacíos,  $e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{1.308}{15.39} = 0.085$

St. Inicial,  $C_u = \frac{W_i S_u}{S_s} = \frac{79.94}{2.72} = 29.39$  %

Peso esp. húmedo,  $\gamma = \frac{W_i}{V_i} = \frac{43.18}{10.01} = 4.31$  g/cm<sup>3</sup>

Peso esp. seco,  $\gamma_d = \frac{W_s}{V_i} = \frac{25.32}{10.01} = 2.53$  g/cm<sup>3</sup>

OBSERVACIONES:



INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS SUPERIORES A.C.

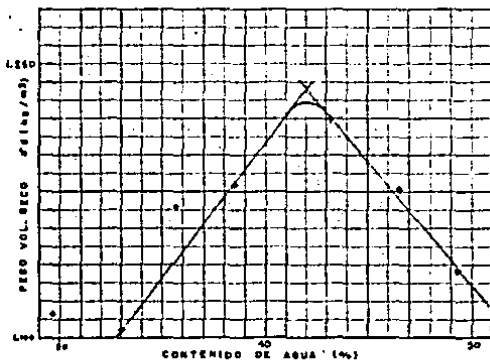
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

VINCE IN BOND MALUM UNIVERSIDAD ANAHUAC  
 COMPACTACION.

OBRA \_\_\_\_\_ TRABAJO N. \_\_\_\_\_  
 LOCALIZACION Guerravaca, Mor. SONDEO N. \_\_\_\_\_ MUESTRA N. \_\_\_\_\_  
 DESCRIPCION DEL SUELO C.H. PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA 0.90 m.  
 OPERADOR Julio A. Estrada FECHA \_\_\_\_\_

TIPO DE PRUEBA Proctor Standard  
 MOLDE N. \_\_\_\_\_ VOLUMEN 971.10 cc PESO 3342 gr  
 PESO MOLDE 3342 gr ALTURA DE CAIDA 20.5 cm  
 ENERGIA DE COMPACTACION 6.08 kg em/cc  
 NUMERO DE CAPAS 3 NUMERO GOLPES POR CAPA 25

PRUEBA N.	1	2	3	4	5	6	7
PESO MOLDE + SUELO HUMEDO	4699	4737	4840	4855	4964	4969	4929
PESO MOLDE (GR)	3342	3342	3342	3342	3342	3342	3342
PESO SUELO HUMEDO (GR)	1357	1395	1498	1513	1622	1627	1587
PESO VOL. HUMEDO, % (100/m <sup>3</sup> )	1.42	1.47	1.59	1.60	1.74	1.74	1.69
CAPSULA N.	1	2	3	4	5	6	7
PESO CAPSULA (GR)	369.6	357.8	379.4	364.3	425.2	407.7	398.6
PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO	468.6	456.8	470.7	458.9	523.3	507.7	498.2
PESO CAPSULA + SUELO SECO	472.8	465.8	476.2	467.7	527.7	475.0	468.6
PESO DEL AGUA (GR)	24.8	25.0	24.1	24.8	50.1	27.1	25.0
PESO SUELO SECO (GR)	77.2	75.0	77.2	75.2	69.9	65.3	67.0
CONTENIDO DE AGUA, W %	29.59	33.33	30.82	33.50	48.02	46.71	42.25
PESO VOL. SECO, % (100/m <sup>3</sup> )	1.113	1.104	1.112	1.114	1.220	1.181	1.137
RELACION DE VACIOS, (e)							



$$W = \frac{P_h}{1 + \frac{W \cdot \gamma_s}{100}}$$

$\gamma_s$  máxima 1.328 g/cm<sup>3</sup>  
 W óptimo 42 %  
 S<sub>u</sub> 2.72

OBSERVACIONES: \_\_\_\_\_

B.- JURICA, QRO.

1.- Medio natural.

La ciudad de Querétaro está enclavada en la zona central de la República Mexicana, a 100°23' de longitud Este, 20°55' de latitud Norte y 1,834 m. de altitud.

El clima está definido como subtropical de altura; lluvias durante el verano y temperatura media anual de 18°C.

Esta zona se caracteriza por la presencia de derrames basálticos, volcanes y lagos cuya morfología sugiere la idea de estar situados en fosas tectónicas. Las riolitas, andesitas y traquitas cubiertas por basalto, forman las montañas; mientras que los valles en un principio fueron cuencas lacustres profundas que se llenaron de material fluvial derivado de las montañas y cenizas volcánicas más recientes.

En este sitio predominan los suelos de origen aluvial, depósitos recientes del río Querétaro, rodeados por tobas y rocas extrusivas basálticas.

Debido a información recabada por SOLUN, S.A. (ref.12) en base a resultados de sondeos y las cartas geológicas y topográficas del lugar, la ciudad ha sido dividida arbitrariamente en dos zonas:

- a) Zonas altas cuya altitud es superior a la cota 1 820, y se caracterizan por la presencia de limos, arenas y tobas superficiales.

b) Zonas bajas, corresponden a terrenos situados por debajo de la elevación 1 820, y que están constituidos básicamente -- por suelos arcillosos expansivos que van desde la superficie del terreno a profundidades comprendidas entre 0.5 y - 6 m.

## 2.- Estudio del subsuelo.

### 2.1.- Localización.

El sitio en estudio es un lote ubicado en el fraccionamiento Jurica el cual se encuentra en la calle Jurica.

### 2.2.- Procedimiento de trabajo.-

Se obtuvieron muestras alteradas a las cuales se les realizó la prueba de expansión. También se obtuvo la resistencia al corte de ese estrato a una profundidad de - 0.40 m. determinada en torcómetro. No se observó la presencia del N.A.F. a profundidades menores de 3.50 m.



INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS SUPERIORES, A. C.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

VINCE IN DOMO MALUM UNIVERSIDAD

A N A H U A C

LIMITE DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG.

OBRA \_\_\_\_\_ TRABAJO N. \_\_\_\_\_  
 LOCALIZACION Juricón, Oro. SONDEO N. \_\_\_\_\_ MUESTRA N. \_\_\_\_\_  
 DESCRIPCION DEL SUELO CH PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA 0.40 m.  
 OPERADOR Julio A. Estrada FECHA \_\_\_\_\_

## DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO (LL)

PRUEBA N°	C A P O U L A N°	PESO CAP. SECO	PESO CAP. H. HUMEDO	PESO CAP. H. SECO	PESO AGUA	PESO SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA %	NUMERO DE GOLPES
	9	7.93	15.15	12.52	2.63	4.69	56.08	42
	31	7.46	14.85	12.12	2.73	4.66	58.58	25
	87	8.00	14.40	12.00	2.40	4.00	60.00	29
	73	7.96	15.31	12.46	2.85	4.50	63.33	17
	78	7.50	13.37	10.85	2.52	3.55	70.99	7

## DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO (LP)

	85	8.18	8.88	8.79	0.09	0.61	14.75
	97	7.57	8.54	8.41	0.13	0.84	13.48

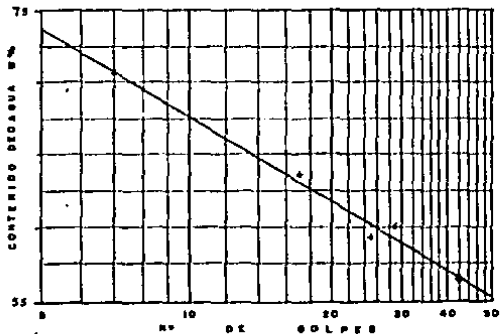
$$LL = W_h \left( \frac{N}{25} \right)^{0.121}$$

$W_h$  = contenido de agua en porcentaje correspondiente a N golpes.

N = número de golpes.

Límite Líquido, LL: 58.58%  
 Límite plástico, LP: 15.13%  
 Índice de fluidez, FW: 19.50  
 Índice de tenacidad, TW: 3.23  
 Índice de plasticidad IP: 43.46%

Clasificación S. U. C. S. CH



OBSERVACIONES: MUESTRA INALTERADA





INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS SUPERIORES. A. C.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

VINCE IN BOND MALUM UNIVERSIDAD

ANAHUAC

LIMITES DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG.

OBRA \_\_\_\_\_ TRABAJO N. \_\_\_\_\_  
 LOCALIZACION JUPICH, ZPO. SONDEO N. \_\_\_\_\_ MUESTRA N. \_\_\_\_\_  
 DESCRIPCION DEL SUELO CL PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA 0.70 =  
 OPERADOR Julio A. Estrada FECHA \_\_\_\_\_

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO (LL)

PRUEBA N°	CAP SUELO N°	PESO CAP. SECO	PESO CAP. + S. HUMEDO	PESO AGUA	PESO SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA W%	NUMERO DE GOLPES N
	45	7.04	14.45	12.65	1.80	5.61	32.09
	78	7.28	14.78	12.88	1.90	5.60	39.93
	73	7.98	15.18	13.28	1.90	5.30	35.85
	85	8.16	15.85	13.68	2.17	5.52	39.31
	31	7.48	16.51	13.91	2.60	6.52	39.85

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO (LP)

	87	8.00	8.94	8.78	0.16	0.78	20.51
	37	7.77	8.91	8.71	0.20	0.94	31.38

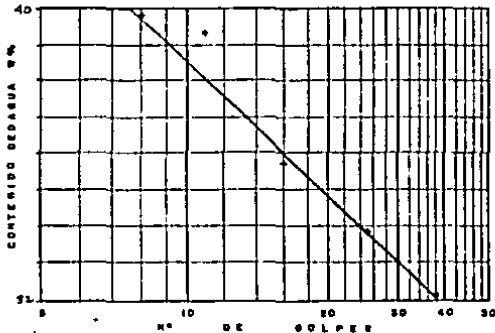
$$LL = W_w \left( \frac{N}{25} \right)^{0.121}$$

$W_w$  = contenido de agua en por ciento correspondiente a N golpes.

N = número de golpes.

Límite líquido, LL: 33.93%  
 Límite plástico, LP: 20.90%  
 Índice de fluidez, Fw: 12.00  
 Índice de tenacidad, TW: 1.09  
 Índice de plasticidad IP: 13.03%

Clasificación S. U. C. S. C.L.



OBSERVACIONES: MUESTRA ALTERADA





LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS  
UNIVERSIDAD ANAHUAC

CONTRACCION VOLUMETRICA  
CONTRACCION LINEAL

LOCALIZACION Jurion, Oriz. TOTAL EXCAVACION 0.40 m.  
DESCRIPCION DEL SUELO CH FECHA \_\_\_\_\_  
OPERADOR Julio A. Estrada

---

Wcap. 16.90 gr.

Vsh 34.64 cm<sup>3</sup>

Wcap+sh 71.81 gr.

Wsh 54.82 gr.

Wcap+ss 51.93 gr.

Wss 34.29 gr.

Whg+rec 2110.20 gr.

Whg derramado 241.10 gr.

Whg+rec-ss 2069.10 gr.

$\gamma_{hg}$  13.6 gr/cm<sup>3</sup>

$V_2 = \frac{Whg\ derr.}{\gamma_{hg}} = \frac{241.10}{13.6} = 17.72$  cm<sup>3</sup>

$LC(\%) = 100 \frac{W_1 - W_2 - (V_1 - V_2) \gamma_w}{W_2} = 5.35$

---

L<sub>o</sub> = 10.00 cm.

$CL(\%) = \frac{L_o - L_f}{L_f} (100) = 17.70$

L<sub>f</sub> = 8.23 cm.

Observaciones: \_\_\_\_\_

Prueba TORCOMETRO ( foto 2 )

Lectura = 0.525

Lectura  $5.25 \times 2.5 = 13.12 \text{ Kg/cm}^2$ .

$q_{ad} = 5.7c = 5.7 (13.12) = 74.8 \text{ Kg/cm}^2$ .

$$FS = 3 \quad q_{adm} = \frac{q_v}{FS} = 24.93 \text{ Kg/cm}^2$$

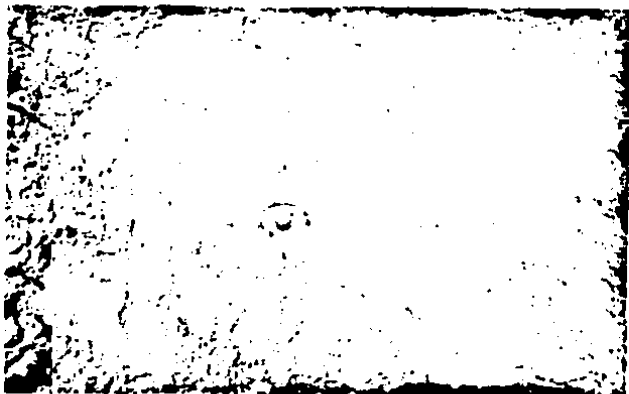


FOTO 2. PRUEBA DEL TORCOMETRO.

NaCop.	wc	wc+SH	wc+se	wω	wse	w%
31	7.45	21.21	18.66	2.25	11.21	22.75



INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS SUPERIORES A.C.

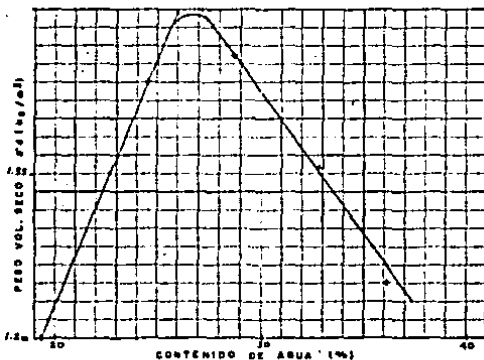
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

VINCE IN BOND MALUM UNIVERSIDAD ANAHUAC  
C O M P A C T A C I O N .

OBRA \_\_\_\_\_ TRABAJO N. \_\_\_\_\_  
LOCALIZACION Juquila, Gro. SONDEO N. 1 MUESTRA N. 1  
DESCRIPCION DEL SUELO U.I. PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA 0.47 m.  
OPERADOR Julio A. Estrada FECHA \_\_\_\_\_

TIPO DE PRUEBA Proctor Standard  
MOLDE N. \_\_\_\_\_ VOLUMEN 931.10 cc PESO 3342.00 gr.  
PESO MARTILLO 2500.00 gr. ALTURA DE CAIDA 30.50 cm  
ENERGIA DE COMPACTACION 6.08 kg cm/cc  
NUMERO DE CAPAS 3 NUMERO GOLPES POR CAPA 25

PRUEBA N.	1	2	3	4	5
PESO MOLDE + SUELO HUMEDO	1754	1753	3056	3023	2927
PESO MOLDE (BR)	3342	3342	3342	3342	3342
PESO SUELO HUMEDO (BR)	1412	1411	1714	1681	1585
PESO VOL. HUMEDO, W (BR/M <sup>3</sup> )	1524	1514	1821	1797	1702
CAPSULA N.	1	2	3	4	5
PESO CAPSULA (BR)	368.60	362.50	357.80	371.20	399.30
PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO	168.60	162.50	157.80	172.40	168.30
PESO CAPSULA + SUELO SECO	152.40	142.80	145.30	154.70	147.90
PESO DEL AGUA (BR)	16.20	19.70	22.30	24.70	26.50
PESO SUELO SECO (BR)	83.80	82.30	77.70	72.30	73.50
CONTENIDO DE AGUA, w %	19.33	24.53	28.70	33.80	36.03
PESO VOL. SECO, W (BR/M <sup>3</sup> )	1240	1400	1415	1353	1290
RELACION DE VACIOS, e					



$$Y_d = \frac{F_h}{1 + \frac{w}{100}}$$

W<sub>d</sub> máx. 1.44 g/cm<sup>3</sup>

W<sub>óptimo</sub> 26.90 %

S<sub>s</sub> 2.55 %

OBSERVACIONES: \_\_\_\_\_

## C.-SAN MIGUEL DE ALLENDE, GUANAJUATO

### 1.- Medio natural.

El municipio de Allende, Gro. se localiza en la parte Norte del estado, entre las coordenadas  $21^{\circ}06'$ ,  $20^{\circ}41'$  N y  $100^{\circ}29'$ ,  $101^{\circ}07'$  W. Colinda al Sur con los municipios de Comonfort y Juventino Rosas y al Oeste con los municipios de Dolores Hidalgo y Guanajuato, al Norte con los municipios de San Luis de la Paz y Dolores Hidalgo y al Este con el municipio de San José de Iturbide y el Estado de Querétaro. Su área aproximada es de  $1,496.50 \text{ km}^2$  que representa el 5.12 por ciento de la superficie estatal. Se encuentra en la subregión Mesa del Centro en su extremo Norte, y también en su porción Sur con la subregión Eje Neovolcánico. En este territorio se encuentran zonas con pendientes pronunciadas y su elevación promedio es de 2 000 m.s.n.m.

El clima predominante es semiseco y en algunas partes templado subhúmedo, con lluvias en verano. Las precipitaciones máximas se registran en junio-agosto con un promedio de 560 mm. Las temperaturas oscilan entre los  $12^{\circ}\text{C}$  en invierno y  $19^{\circ}\text{C}$  en primavera en el mes de mayo; con una media anual de  $17^{\circ}\text{C}$ .

Al municipio lo atraviesan los ríos de La Laja, San Joaquín, San Marcos y San Juan, además de un arroyo con caudal permanente denominado Dachinches, en el municipios existen una gran cantidad de represas y algunos arroyos que solamente contienen agua durante la época de lluvias. Se encuentran también la Presa de La India, Los Limones, El Refugio, El Salto, Los Lobos, Rancho Nuevo,

El Meco, Guanajuatillo, El Turbante, Peña Blanca, Manantiales y -  
finalmente la Presa Ignacio Allende cuya capacidad total es de --  
251,000.000 m<sup>3</sup>

## 2. Exploración.

Se obtuvo una muestra inalterada, por medio de un pozo de cielo abierto donde se localizaron suelos potencialmente expansivos. La profundidad del pozo fue de 2.50 mts.

También se obtuvo una muestra alterada por medio de una postea dora para poder clasificar al suelo a una mayor profundidad sin - que se llegara a observar la presencia del N.A.F.



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS  
UNIVERSIDAD ANAHUAC

PERFIL Y CLASIFICACION DEL SONDEO.  
MUESTREO SUPERFICIAL.

LOCALIZACION San M. de Allende, Gto. TOTAL EXCAVACION 2.50 m.  
DESCRIPCION DEL SUELO CH FECHA \_\_\_\_\_  
OPERADOR Julio A. Estrada

PROFUNDIDAD EN METROS	PERFIL	CLASIFICACION DEL MATERIAL	OBSERVACIONES
1 2		<b>CH</b>	Arilla color gris obs.
3 4 5 6			





INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS SUPERIORES, A. C.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

VINCE IN BONO MALUM UNIVERSIDAD ANAHUAC

LIMITE DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG.

OBRA \_\_\_\_\_ TRABAJO N. \_\_\_\_\_  
 LOCALIZACION San J. de Allende, Gto. SONDEO N. \_\_\_\_\_ MUESTRA N. \_\_\_\_\_  
 DESCRIPCION DEL SUELO C II PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA 2.50  
 OPERADOR Julio A. Estrada FECHA \_\_\_\_\_

## DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO (LL)

PRUEBA N°	CAPSULA		PESO CAP. HÚMEDO	PESO CAP. SECO	PESO AGUA	PESO SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA W %	NUMERO DE GOLPES N
	N°	PESO						
9		7.85	15.36	13.03	2.33	5.18	45.00	31
78		7.25	14.32	13.08	3.24	4.83	46.38	26
26		8.57	20.81	16.78	4.03	8.31	49.09	22
85		8.18	17.38	14.35	3.03	6.17	49.11	15
92		7.32	19.32	15.16	4.16	7.89	52.06	9

## DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO (LP)

87	8.00	9.25	9.04	0.21	1.04	20.19
37	7.82	8.69	8.55	0.14	0.73	19.18

$$LL = W_u \left( \frac{N}{25} \right)^{0.121}$$

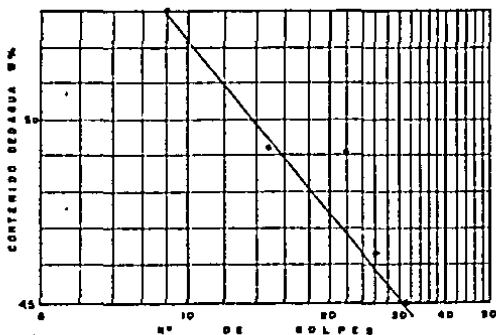
$W_u$  = contenido de agua en porcentaje correspondiente a N golpes.

N = número de golpes.

Límite líquido, LL: 46.40%  
 Límite plástico, LP: 19.69%  
 Índice de fluidez, FI: 15.00  
 Índice de tenacidad, TI: 1.78  
 Índice de plasticidad IP: 26.71%

Clasificación S. U. C. S.  
C H

OBSERVACIONES: INALTERADA; ALTO POTENCIAL DE EXPANSION





# LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS UNIVERSIDAD ANAHUAC

## ANALISIS GRANULOMETRICO - METODO DEL HIDROMETRO

LOCALIZACION San N. de Atlix, Gro. PROFUNDIDAD 2.00 m.  
 DESCRIPCION DEL SUELO CH HIDROMETRO No. 121 H - 53  
 OPERADOR Julio A. Barrada DENSIDAD DE SOLIDOS 2.57  
 AGENTE DISPERSANTE \_\_\_\_\_ PESO DEL SUELO 50.00 grs.

HORA	TIEMPO	Lectura Hidrom.	Lectura Corregida	TEMP. °C	Wd	W% ACUMULATIVO		Altura del tubo Cm	DIAM mm
						Paso 200	Paso 4		
	20 "	30.0	29.00	15.8	24.3	55.6	53.02	7.70	0.073
	40 "	30.0	29.00	15.8	22.7	56.6	53.02	7.70	0.073
	1.2 '	30.0	29.00	15.8	23.3	56.6	53.02	7.70	0.073
	2.5 '	29.5	28.60	15.8	23.0	56.0	52.35	7.35	0.065
	5.0 '	27.0	26.00	15.8	25.0	56.0	46.00	5.20	0.010
	10 '	25.0	24.00	15.5	22.3	57.6	44.55	5.75	0.013
	15 '	25.0	23.00	15.8	21.0	56.0	43.06	4.06	0.011
	20 "	21.5	22.30	15.0	22.2	44.6	41.50	4.15	0.007
	25 "	24.0	22.50	15.0	21.0	43.8	41.02	4.30	0.003
	30 "	23.5	22.30	16.0	21.5	43.0	40.27	3.40	0.003
	1 "	22.0	21.00	16.0	20.7	40.6	38.03	4.30	0.003
	1.5 "	21.0	19.70	16.0	19.0	36.0	35.50	10.15	0.004
	2 "	20.0	18.60	15.0	18.0	36.0	34.72	10.40	0.004
	24 "	13.0	11.30	14.7	11.5	13.0	31.50	12.30	0.001
	42 "	6.5	7.70	15.4	7.0	14.0	33.11	13.15	0.001
	48 "	6.0	4.00	14.7	2.0	6.0	5.52	14.10	0.001
	60 "	4.0	1.00	14.0	2.0	4.0	3.77	24.65	0.000
	72 "	3.5	1.20	15.0	1.0	2.0	1.57	24.70	0.000
	96 "	1.0	0.00	16.0	1.0	2.0	1.37	14.30	0.000



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS  
UNIVERSIDAD ANAHUAC

CONTRACCION VOLUMETRICA  
CONTRACCION LINEAL

LOCALIZACION San Y. de Allende, Gto. TOTAL EXCAVACION 2.50 m.  
DESCRIPCION DEL SUELO CH FECHA \_\_\_\_\_  
OPERADOR Julio A. Sotoca

---

Wcap. 16.02 gr.

Vsh 34.64 cm<sup>3</sup>

Wcap+sh 65.20 gr.

Wsh 48.21 gr.

Wcap+ss 43.91 gr.

Wss 26.02 gr.

Whg+rec 2110.20 gr.

Whg derramado 217.60 gr.

Whg+rec-ss 2110.30 gr.

$\gamma_{hg}$  13.6 gr/cm<sup>3</sup>

$V_2 = \frac{Whg\ derr.}{\gamma_{hg}} = \frac{16}{13.6} = 1.18$  cm<sup>3</sup>

---

$$LC(\%) = 100 \frac{W_1 - W_2 - (V_1 - V_2) \gamma_w}{W_2} = 13.54$$

---

L<sub>0</sub> = 10.00 cm.

$$CL(\%) = \frac{L_0 - L_f}{L_f} (100) = 21.70$$

L<sub>f</sub> = 7.83 cm.

Observaciones: \_\_\_\_\_



INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS SUPERIORES. A. C.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

VINCE IN BOND MALUM UNIVERSIDAD

ANA HUA C

COMPRESION NO CONFINADA.

OBRA \_\_\_\_\_ TRABAJO N.º \_\_\_\_\_  
 LOCALIZACION San V. de Allende, Qto. SONDEO N.º \_\_\_\_\_ MUESTRA N.º \_\_\_\_\_  
 DESCRIPCION DEL SUELO C II PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA 2.50 m.  
 OPERADOR Julio A. Sotomayor FECHA \_\_\_\_\_

TIEMPO TRANSICION	AREA DE FONDO DE FONDO	DEFORMACION	ESFERA	LECT. ML. COEFICIENTE	DEFORMACION	DEFORMACION	AREA DE FONDO	ESFERA
SECO	SECO	SECO	SECO	SECO	SECO	SECO	SECO	SECO
SECO	SECO	SECO	SECO	SECO	SECO	SECO	SECO	SECO
0.00	0.00		11.75					
0.10	0.10	0.817	11.80	0.075	0.079	10.69	0.076	
0.20	0.20	1.645	11.80	0.149	0.147	10.69	0.135	
0.30	0.30	2.544	11.80	0.223	0.218	10.69	0.231	
0.40	0.40	3.530	12.00	0.297	0.297	10.70	0.310	
0.60	0.60	4.954	12.10	0.371	0.371	10.71	0.381	
0.80	0.80	6.257	12.30	0.445	0.445	10.73	0.461	
1.00	1.00	8.219	14.00	0.720	0.720	10.72	0.762	

ANILLO N.º \_\_\_\_\_

FACTOR DE CALIBRACION \_\_\_\_\_

DATOS DE LA PROBEA

DIAMETRO SUPERIOR 3.70 CM

DIAMETRO CENTRAL 3.75 CM

DIAMETRO INFERIOR 3.40 CM

AREA SUPERIOR, AS 10.75 CM<sup>2</sup>

AREA CENTRAL, AC 11.25 CM<sup>2</sup>

AREA INFERIOR, AI 9.08 CM<sup>2</sup>

AREA MEDIA, AM 10.67 CM<sup>2</sup>

ALTURA MEDIA, h 10.81 CM

PESO INICIAL, W 191.86 GR

VOLUMEN INICIAL, V1 110.01 CM<sup>3</sup>

PESO ESPECIFICO,  $\gamma = 1.74$  GR/CM<sup>3</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = \frac{A_m}{1.05}$

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

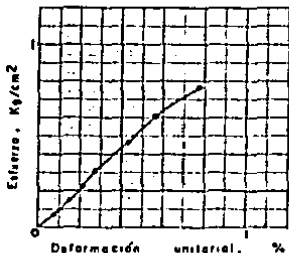
AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>

AREA CORREGIDA  $A_c = 10.18$  CM<sup>2</sup>



INICIAL	CAPSULA No	P. CAR. S. HUM.	P. CAP. S. SECCO	PESO AGUA	PESO S. SECCO	W %	
FINAL	37	7.91	36.34	30.49	5.96	22.67	25.25

Vol Sólidos,  $V_s = \frac{W_s}{\gamma_s} = 59.26 \text{ cm}^3$

Rel. Vacíos,  $e = \frac{V_v}{V_s} = 0.86$

Sat. Inicial,  $G_w = \frac{W_w}{W_s} = 77.25 \%$

Peso esp. húmedo,  $\gamma_t = \frac{W_t}{V_t}$

Peso esp. seco,  $\gamma_d = \frac{W_s}{V_t}$

OBSERVACIONES: \_\_\_\_\_



INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS SUPERIORES, A. C.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

VINCE IN BOND MALUM UNIVERSIDAD

A N A H U A C

COMPRESION NO CONFINADA.

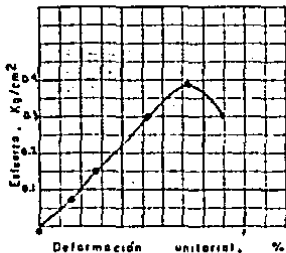
OBRA \_\_\_\_\_ TRABAJO No. 2  
 LOCALIZACION San M. de Alameda, Gto. SONDEO No. \_\_\_\_\_ MUESTRA No. \_\_\_\_\_  
 DESCRIPCION DEL SUELO J.H. PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA 2.50 m.  
 OPERADOR Julio A. Estrada FECHA \_\_\_\_\_

TIEMPO EXPOSICION SEGUNDO	LECT. DE PRESION, KG/CM <sup>2</sup>	DEFORMACION POR CENTENALES	SARDO EN MM	LECT. DI- RECTA DEL SUELO EN MM	DEFORMA- CION TOTAL EN MM	DEFORMA- CION EN %	AREA DE PRESION EN CM <sup>2</sup>	DEFORMA- CION EN %
0.00	0.00		2.370					
0.10	0.10	0.817	2.370	0.170	0.248	10.91	0.072	
0.10	0.10	1.645	2.370	0.370	0.384	16.91	0.120	
0.10	0.10	2.290	2.370	0.490	0.520	16.07	0.300	
0.22	0.22	2.274	2.000	0.690	0.722	11.031	0.490	
0.10	0.10	2.290	2.140	0.830	0.880	11.031	0.500	

ANILLO No. \_\_\_\_\_  
 FACTOR DE CALIBRACION \_\_\_\_\_  
 DATOS DE LA PRUEBA  
 DIAMETRO SUPERIOR 3.30 CM  
 DIAMETRO CENTRAL 3.21 CM  
 DIAMETRO INFERIOR 3.76 CM  
 AREA SUPERIOR, A<sub>1</sub> 8.97 CM<sup>2</sup>  
 AREA CENTRAL, A<sub>2</sub> 11.40 CM<sup>2</sup>  
 AREA INTERIOR, A<sub>3</sub> 14.10 CM<sup>2</sup>  
 AREA MEDIA, A<sub>m</sub> 16.45 CM<sup>2</sup>  
 ALTURA MEDIA, P 9.43 CM  
 PESO INICIAL, W<sub>i</sub> 103.10 GR  
 VOLUMEN INICIAL, V<sub>i</sub> 103.36 CM<sup>3</sup>  
 PESO ESPECIFICO, 1.83 GR/CM<sup>3</sup>  
 AREA CORREGIDA:  
 A<sub>1</sub> = \_\_\_\_\_  
 A<sub>2</sub> =  $\frac{A_2}{1-100\epsilon}$   
 DENSIDAD DE SOLIDOS, S<sub>s</sub> = 2.57  
 CROQUIS DE LA MUESTRA FALLADA:



ANGULO DE FALLA: 65°



	CAPSULA No	P. CAR. PESO S. NUM.	P. CAPY S. SECO	PESO AGUA	PESO S. SECO	W %	
INICIAL							
FINAL	87	8.03	22.42	19.27	3.15	11.24	28.02

Vol. Sólidos,  $V_s = \frac{W_s}{S_s \rho_w} = \underline{57.57 \text{ cm}^3}$   
 Rat. Vacíos,  $e = \frac{V_v}{V_s} = \underline{0.794}$   
 Sem. Inicial,  $G_w = \frac{W_w}{W_s} = \underline{90.70} \%$   
 Peso esp. húmedo,  $\gamma_t = \frac{W_t}{V_t} = \underline{\hspace{2cm}}$   
 Peso esp. seco,  $\gamma_d = \frac{W_s}{V_t} = \underline{\hspace{2cm}}$

OBSERVACIONES: \_\_\_\_\_



INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS SUPERIORES A.C.

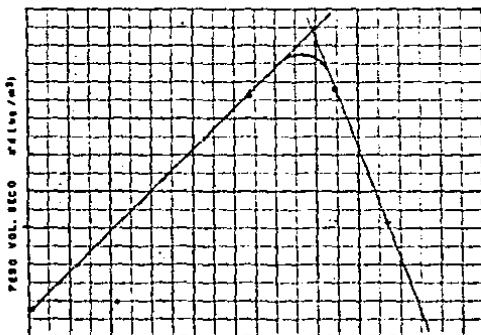
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

VINCE IN BOND MALUM UNIVERSIDAD ANAHUAC  
C O M P A C T A C I O N .

OBRA \_\_\_\_\_ TRABAJO N. \_\_\_\_\_  
LOCALIZACION San M. de Allende, Gto. SONDEO N. \_\_\_\_\_ MUESTRA N. \_\_\_\_\_  
DESCRIPCION DEL SUELO CH PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA 3.50 m.  
OPERADOR Julio A. Estrada FECHA \_\_\_\_\_

TIPO DE PRUEBA Proctor Standard  
MOLDE N. \_\_\_\_\_ VOLUMEN 941.10 cc PESO 3342 gr  
PESO MARTILLO 2500 gr ALTURA DE CAIDA 30.5 cm  
ENERGIA DE COMPACTACION 6.08 kgm/cc  
NUMERO DE CAPAS 3 NUMERO GOLPES POR CAPA 25

PRUEBA No.	1	2	3	4	5	6
PESO MOLDE + SUELO HUMEDO	4741.50	4787.50	4781.50	4785.00	4761.50	4755.00
PESO MOLDE (gr)	3342.00	3342.00	3342.00	3342.00	3342.00	3342.00
PESO SUELO HUMEDO (gr)	1399.50	1445.50	1439.50	1443.00	1419.50	1413.00
PESO VOL. HUMEDO, $\gamma_h$ (kg/m <sup>3</sup> )	1.487	1.536	1.529	1.544	1.511	1.490
CAPSULA No.	1	2	3	4	5	6
PESO CAPSULA (gr)	368.40	407.70	372.40	397.40	364.40	425.40
PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO	468.60	387.70	419.50	418.50	364.40	342.40
PESO CAPSULA + SUELO SECO	447.20	404.20	422.40	422.50	422.40	422.70
PESO DEL AGUA (gr)	21.40	23.50	27.10	26.00	42.00	21.60
PESO SUELO SECO (gr)	72.35	76.80	72.20	71.00	69.80	68.35
CONTENIDO DE AGUA, w %	24.02	30.12	36.61	36.80	48.27	31.47
PESO VOL SECO, $\gamma_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	1.178	1.180	1.234	1.238	1.201	1.192
RELACION DE VACIOS, ei						



$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1 + \frac{w \cdot \gamma_s}{100}}$$

$\gamma_s$  máximo 1.247 kg/m<sup>3</sup>

$w$  óptimo 39.70 %

$S_u$  2.57

OBSERVACIONES: \_\_\_\_\_

## D.- ZAMORA, MICHOACAN

### 1.- Medio natural.

El municipio de Zamora se encuentra ubicado en la región ciénega del Estado de Michoacán, localizándose entre los paralelos --- 102°07' y 102°24' de longitud Oeste y los Meridianos 19°54' y --- 20°08', de latitud Norte del Meridiano de Greenwich limitando con los siguientes municipios al Norte Ecuandureo e Ixtlán, al Sur Jacona y Tangancuaro, al Este Tlazamalca y Chirintzio, al Oeste Chavinda y Tangarankupio, con una extensión territorial de - - 369.011 Km<sup>2</sup>

Las formaciones geológicas que se han detectado pertenecen al período cretácico al Norte del Eje Volcánico transversal, encontrándose unidades litológicas de aluvión en el valle, brechas y rocas basálticas en los cerros que circundan el valle, el municipio forma parte de la zona sísmica del Estado, de ocurrencia poco frecuente.

La fisiografía del municipio contiene un valle que se abre hacia el Noreste a una altitud de 1.567 metros sobre el nivel del mar; rodeado por cerros que alcanzan alturas hasta de 2.500 metros sobre el nivel del mar entre los que se destacan los cerros La Beta, El Encinal, Tecari y C. Grande.

La topografía, el clima, los suelos, la precipitación pluvial, la hidrología, los vientos dominantes, conforman un medio natural con características propicias para el desarrollo de la agricultura, por lo que el crecimiento urbano en este municipio este empe-

zando a incrementarse, cubriendo actualmente 806 hectáreas.

Dada la presencia de rocas ígneas (Basaltos) en el valle de Zamora, se ha podido desarrollar en este un suelo de características expansivas.

De acuerdo a un estudio realizado por la empresa Técnicas Modernas de Ingeniería, S.A. se han presentado casos de suelos altamente expansivos, los cuales han sido sustituidos por materiales inertes, con el fin de evitar daños en revestimientos de algunos canales de la S.A.R.H. que se encuentran construidos dentro de la zona de estudio, y, debido al incremento de construcciones que se ha venido presentando en el lugar, se realizó un estudio del suelo, tomándose muestras inalteradas para realizar pruebas de expansión y obtener así las presiones que este tipo de suelo llega a presentar.

## 2. Estudio del subsuelo.-

### 2.1.- Localización

El lugar donde se han localizado suelos potencialmente expansivos es el sitio denominado La Saucedá, en el cual se han llegado a presentar problemas de expansión en los canales de riego y drenaje parcelario del Distrito de Riego No. 01.

### 2.2.- Procedimiento de trabajo.

Sobre el trazo del canal principal "La Saucedá" en el kilómetro 2+388 se excavó un pozo a cielo abierto, la profundidad de este pozo fue de 2.30 m. Obteniéndose --



también por medio de una posteadora muestras alteradas para su ensaye en el laboratorio, se observó la presencia del nivel de aguas freáticas y de suelos muy compactos a 3.00 m. de profundidad.



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS  
UNIVERSIDAD ANAHUAC

PERFIL Y CLASIFICACION DEL SONDEO.  
MUESTREO SUPERFICIAL.

LOCALIZACION Zamora, Mich. TOTAL EXCAVACION 2.70 m.  
DESCRIPCION DEL SUELO CH FECHA \_\_\_\_\_  
OPERADOR Julio A. Estrada

PROFUNDIDAD EN METROS	PERFIL	CLASIFICACION DEL MATERIAL	OBSERVACIONES
1		CH	Arena de alta plasticidad color gris oscuro. Presencia del N.A.F. a los 3 mts.
2			
3			
4			
5			
6			



INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS SUPERIORES. A. C.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

VIMCE IN BOND MALUM UNIVERSIDAD

A N A H U A C

LIMITES DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG.

OBRA \_\_\_\_\_ TRABAJO N. \_\_\_\_\_  
 LOCALIZACION Zamora, Mich. SONDEO N. \_\_\_\_\_ MUESTRA N. \_\_\_\_\_  
 DESCRIPCION DEL SUELO CH PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA 2.70 m.  
 OPERADOR Julio A. Estrada FECHA \_\_\_\_\_

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO (LL)

PRUEBA N°	E A P S U L A N°	PESO	PESO CAP. OB. NUMERO	PESO CAP. OB. SECO	PESO AGUA	PESO SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA W %	NUMERO DE GOLPES N
	67	7.85	17.96	13.52	4.44	5.67	78.31	45
	203	7.95	17.38	13.17	4.21	5.22	80.65	32
	8	8.06	16.95	12.90	4.05	4.84	83.68	27
	86	8.33	16.08	12.50	3.58	4.17	82.85	12
	47	7.58	18.55	13.29	5.26	3.71	92.17	9

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO (LP)

	16	7.76	8.65	8.53	0.12	0.77	15.58
--	----	------	------	------	------	------	-------

$$LL = W_n \left(\frac{N}{25}\right)^{0.121}$$

$W_n$  = contenido de agua en porcentaje correspondiente a N golpes.

N = número de golpes.

Límite líquido, LL = 82.60%

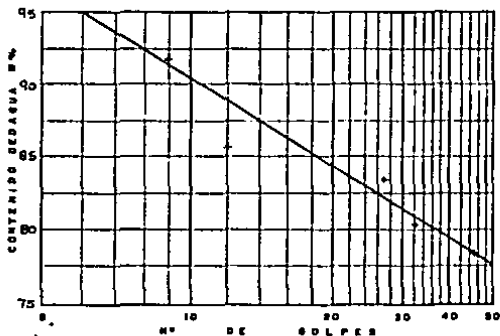
Límite plástico, LP = 15.58%

Índice de fluidez, F.W. = 19.50

Índice de tenacidad, T.W. = 3.44

Índice de plasticidad IP = 67.02%

Clasificación S. U. C. S. CH



OBSERVACIONES: MUESTRA INALTERADA



INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS SUPERIORES. A. C.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

VINCE IN DOMO MALUM UNIVERSIDAD ANAHUAC

LIMITES DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG.

OBRA \_\_\_\_\_ TRABAJO N° \_\_\_\_\_  
 LOCALIZACION Zamora, Mich. SONDEO N° \_\_\_\_\_ MUESTRA N° \_\_\_\_\_  
 DESCRIPCION DEL SUELO M.H. PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA 1.20 m.  
 OPERADOR Julio A. Estrada FECHA \_\_\_\_\_

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO (LL)

PRUEBA N°	C A P S U L A N°	PESO	PESO CAP. S. NUMERO	PESO CAP. S. SECO	PESO AGUA	PESO SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA W <sub>n</sub> %	NUMERO DE GOLPES N
	8	8.12	23.88	16.68	7.20	8.56	84.11	47
	41	7.83	22.37	15.65	6.72	7.82	85.93	34
	102	8.03	23.49	16.20	7.29	8.17	89.23	27
	94	7.80	22.31	15.15	7.16	7.35	97.41	14
	50	7.80	24.70	16.18	8.52	8.38	101.67	7

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO (LP)

	50	7.96	8.98	8.70	0.28	0.74	37.84
--	----	------	------	------	------	------	-------

$$LL = W_n \left( \frac{N}{25} \right)^{0.111}$$

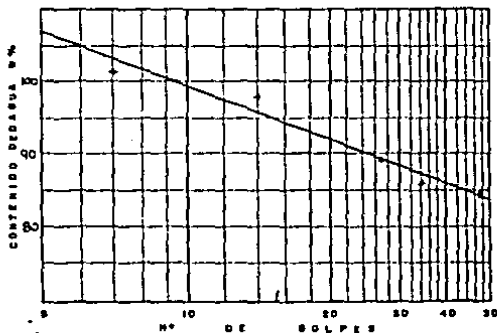
W<sub>n</sub> = contenido de agua en por ciento correspondiente a N golpes.

N = número de golpes.

Límite líquido, LL: 90.00%  
 Límite plástico, LP: 37.84%  
 Índice de fluidez, FI: 24.50  
 Índice de tenacidad, TI: 3.13  
 Índice de plasticidad, IP: 53.16%

Clasificación S. U. C. S. MH

OBSERVACIONES: MUESTRA ALTERADA





LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS  
UNIVERSIDAD ANAHUAC

ANALISIS GRANULOMETRICO - METODO DEL HIDROMETRO

LOCALIZACION Zurom, Mich. PROFUNDIDAD 2.70 m.  
DESCRIPCION DEL SUELO CH HIDROMETRO No. 157 H - 67  
OPERADOR Julio A. Entrada DENSIDAD DE SOLIDOS 2.63  
AGENTE DISPERSANTE \_\_\_\_\_ PESO DEL SUELO Ws 78.10 gr.

HORA	TIEMPO	Lectura Hidrome.	Lectura Corregida	TEMP. °C	Wd	W% ACUMULATIVO Paso 200	Paso 4	TOTAL	Altura de caldo Cm	DIAM mm
	20 "	34.0	37.20	15.7	37.00	47.38	46.76		5.60	0.053
	40 "	35.0	37.20	15.7	37.00	47.38	46.76		5.60	0.045
	1.2 '	35.0	37.20	15.7	37.00	47.38	46.76		5.60	0.033
	2.5 '	37.5	36.70	15.7	36.20	45.25	45.74		5.70	0.022
	5.0 '	36.0	35.20	15.7	34.30	44.56	42.93		6.10	0.0165
	10 '	35.0	34.20	15.7	34.00	43.53	42.06		6.40	0.012
	15 '	34.0	33.20	15.9	32.80	42.00	41.45		6.60	0.0099
	20 '	33.5	32.70	15.9	32.00	40.87	40.44		6.80	0.0085
	25 '	32.0	32.20	16.0	31.70	40.53	40.05		6.90	0.0075
	30 '	32.5	31.70	16.0	31.50	39.67	39.17		7.00	0.0070
	1	31.0	30.20	16.0	29.80	38.16	37.65		7.40	0.0053
	1.5	30.0	29.00	16.0	28.50	36.49	36.01		7.70	0.0043
	2	28.0	23.00	16.2	27.70	35.47	35.00		8.00	0.0035
	24	22.0	21.00	16.7	20.50	26.75	25.20		9.80	0.0013
	42	18.5	17.10	16.6	16.00	20.49	20.22		10.80	0.00095
	63	15.0	13.50	16.3	12.30	16.29	15.18		11.70	0.0005
	66	13.0	11.20	16.0	10.50	13.44	12.27		12.30	0.00045
	73	10.0	8.20	16.0	7.10	9.09	8.27		12.00	0.00035
	73	9.0	7.20	16.6	6.50	8.33	7.21		11.10	0.00037
	96	8.5	6.50	17.0	6.20	7.27	7.26		11.40	0.00037



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS  
UNIVERSIDAD ANAHUAC

CONTRACCION VOLUMETRICA  
CONTRACCION LINEAL

LOCALIZACION Zapopan, Mich. TOTAL EXCAVACION 2.70 c.  
DESCRIPCION DEL SUELO CH FECHA \_\_\_\_\_  
OPERADOR Julio A. Estrada

---

Wcap. 16.90 gr.

Vsh 34.54 cm<sup>3</sup>

Wcap+sh 66.00 gr.

Wcap+ss 44.80 gr.

Wsh 50 gr.

Wss 27.81 gr.

Whg+rec 432.20 gr.

Whg+rec-ss 272.00 gr.

Whg derramado 210.20 gr.

$\gamma_{hg}$  13.6 gr/cm<sup>3</sup>

$V_2 = \frac{Whg\ derr.}{\gamma_{hg}} = \frac{15.50}{13.6}$  cm<sup>3</sup>

---

LC(%) =  $100 \frac{W_1 - W_2 - (V_1 - V_2) \gamma_w}{W_2} = 10.27$

---

L<sub>0</sub> = 10.00 cm.

L<sub>f</sub> = 7.02 cm.

CL(%) =  $\frac{L_0 - L_f}{L_f} (100) = 20.40$

Observaciones: \_\_\_\_\_



INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS SUPERIORES, A. C.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

VINCE IN BOND MALUM UNIVERSIDAD

ANAHUAC

COMPRESION NO CONFINADA.

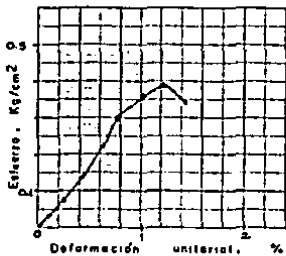
OBRA \_\_\_\_\_ TRABAJO No. 1  
 LOCALIZACION Zimora, Mich. SONDEO No. \_\_\_\_\_ MUESTRA No. \_\_\_\_\_  
 DESCRIPCION DEL SUELO CH PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA 2.70  
 OPERADOR Julio A. Estrada FECHA \_\_\_\_\_

TIPO DE TRABAJOS	LISTA DE FORMAS Y COEFICIENTES	FORMA DEFORMADA S	FORMA S	ALT. H. PROYECTADA S	DEFORMACION PROYECTADA S	FORMA S	AREA EN PROYECTADA CM <sup>2</sup>	DEFORMACION PROYECTADA S
	0.00	0.00	0.00	13.87	0.00	0.000		
	0.05	0.05	0.509	13.97	0.11	0.130	11.06	0.037
	0.10	0.10	0.817	14.07	0.22	0.237	11.08	0.074
	0.20	0.20	1.643	14.19	0.32	0.379	11.99	0.148
	0.30	0.30	2.467	14.40	0.53	0.527	11.12	0.232
	0.40	0.40	3.290	14.54	0.67	0.793	11.14	0.300
	0.50	0.50	4.112	14.72	0.85	1.006	11.16	0.367
	0.52	0.52	4.355	14.90	1.09	1.319	11.19	0.400
	0.47	0.47	3.865	16.10	1.23	1.456	11.21	0.343

ANILLO No. \_\_\_\_\_  
 FACTOR DE CALIBRACION \_\_\_\_\_  
 DATOS DE LA PRUEBA  
 DIAMETRO SUPERIOR 3.70 CM  
 DIAMETRO CENTRAL 3.77 CM  
 DIAMETRO INFERIOR 3.73 CM  
 AREA SUPERIOR, A<sub>1</sub> 10.75 CM<sup>2</sup>  
 AREA CENTRAL, A<sub>2</sub> 11.16 CM<sup>2</sup>  
 AREA INFERIOR, A<sub>3</sub> 10.93 CM<sup>2</sup>  
 AREA MEDIA, A<sub>m</sub> 11.05 CM<sup>2</sup>  
 ALTURA MEDIA, h 3.52 CM  
 PESO INICIAL, W<sub>1</sub> 176.96 GR  
 VOLUMEN INICIAL, V<sub>1</sub> 93.37 CM<sup>3</sup>  
 PESO ESPECIFICO, 1.57 GR/CM<sup>3</sup>  
 AREA CORREGIDA:  
 A<sub>1</sub> 10.75  
 1 - T<sub>1</sub>  
 DENSIDAD DE SOLIDOS, S<sub>1</sub> 2.53  
 CROQUIS DE LA MUESTRA FALLADA



ANGULO DE FALLA:  
60°



	CAPSULA No.	P. CAP. PESO S. NUM.	R. CAP. S. SECO	PESO AGUA	PESO S. SECO	W %
INICIAL	17	7.91	37.46	27.52	19.65	90.4
FINAL	50	8.05	164.76	104.29	50.47	93.24

Vol. Sólidos, V<sub>s</sub> =  $\frac{W_s}{S_s \rho_s}$  = 38.105 cm<sup>3</sup>  
 Rel. Vacíos, e =  $\frac{V_v}{V_s}$  = 1.45  
 Sat. Inicial, G<sub>s</sub> =  $\frac{W_w S_s}{V_s}$  = 91.478 %  
 Peso esp. húmedo, γ<sub>1</sub> =  $\frac{W_1}{V_1}$  = \_\_\_\_\_  
 Peso esp. seco, γ<sub>d</sub> =  $\frac{W_s}{V_s}$  = \_\_\_\_\_

OBSERVACIONES: \_\_\_\_\_



INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS SUPERIORES, A. C.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

VINCE IN BOND MALIW UNIVERSIDAD

ANAHUAC

COMPRESION NO CONFINADA.

OBRA \_\_\_\_\_ TRABAJO No. 2  
 LOCALIZACION Zamora, Mich. SONDEO No. \_\_\_\_\_ MUESTRA No. \_\_\_\_\_  
 DESCRIPCION DEL SUELO C.H PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA 2.70 m.  
 OPERADOR Julio A. Estrada FECHA \_\_\_\_\_

SECCION TRANSV. SOLIDO	SECC. EL. FORJIDA, TOP SOLIDO	SECCION EMBAJOS, TOP SOLIDO	SECC. EL. FORJIDA, SECCION SECCION	SECCION INDUSTRIAL SECCION SECCION	SECCION INDUSTRIAL SECCION SECCION	SECCION INDUSTRIAL SECCION SECCION	SECCION INDUSTRIAL SECCION SECCION
0.00	0.00	0.000	12.32	0.00	0.000	---	---
0.10	0.10	0.817	13.20	0.38	0.889	11.207	0.073
0.20	0.20	1.649	13.23	0.51	0.982	11.220	0.157
0.30	0.30	2.467	13.22	0.50	0.988	11.228	0.252
0.40	0.40	3.290	13.21	0.69	0.984	11.248	0.295
0.50	0.60	4.125	13.21	0.69	0.813	11.247	0.365
0.60	0.80	4.958	13.22	0.75	0.938	11.273	0.422
0.70	0.70	5.785	13.23	1.07	1.118	11.273	0.502
0.72	0.72	5.918	13.00	1.08	1.371	11.274	0.525
0.80	0.60	7.229	13.22	1.28	1.500	11.281	0.537

ANGULO No. \_\_\_\_\_  
 FACTOR DE CALIBRACION \_\_\_\_\_  
 DATOS DE LA PROBEA  
 DIAMETRO SUPERIOR 3.76 CM  
 DIAMETRO CENTRAL 3.78 CM  
 DIAMETRO INFERIOR 3.70 CM  
 AREA SUPERIOR,  $A_s$  11.10 CM<sup>2</sup>  
 AREA CENTRAL,  $A_c$  11.22 CM<sup>2</sup>  
 AREA INFERIOR,  $A_i$  11.02 CM<sup>2</sup>  
 AREA MEDIA,  $A_m$  11.17 CM<sup>2</sup>  
 ALTURA MEDIA,  $h$  4.50 CM  
 PESO INICIAL,  $W_i$  148.63 GR  
 VOLUMEN INICIAL,  $V_i$  99.90 CM<sup>3</sup>  
 PESO ESPECIFICO,  $\rho$  1.57 GR/CM<sup>3</sup>

AREA CORREGIDA  
 $A_c = \frac{A_s}{1.000}$

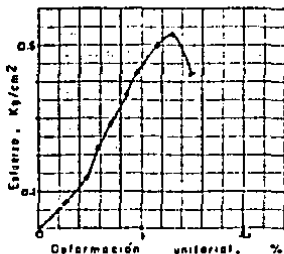
DENSIDAD DE SOLIDOS,  $S_s$  2.58

COEFICIENTE DE LA MUESTRA FALLADA:



ANGULO DE FALLA:

63°



	CAPSULA No	P. CAR. PESO S. HUM.	P. CAR. S. SECO	PESO AGUA	PESO S. SECO	% W
INICIAL	17	7.87	37.46	27.52	19.65	90.20
FINAL	18	7.67	66.48	47.08	19.40	39.41

Vol Sólidos,  $V_s = \frac{W_s}{S_s \rho} = \frac{39.37}{2.58 \times 1} = 15.12$  cm<sup>3</sup>

Rel. Vacíos,  $e = \frac{V_v}{V_s} = 1.12$

Sat. Inicial,  $G_w = \frac{W_w}{V_s} = 88.23$  %

Peso esp. húmedo,  $\gamma_t = \frac{W_t}{V_t} =$

Peso esp. seco,  $\gamma_d = \frac{W_s}{V_t} =$

OBSERVACIONES:





INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS SUPERIORES A.C.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

VINCE IN BOND MALUM UNIVERSIDAD

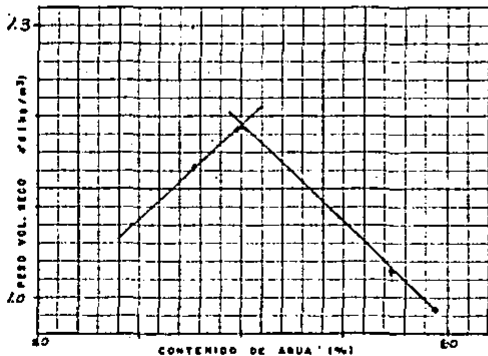
ANAHUAC

COMPACTACION.

OBRA \_\_\_\_\_ TRABAJO N. \_\_\_\_\_  
 LOCALIZACION Zapora, Mich. SONDEO N. \_\_\_\_\_ MUESTRA N. \_\_\_\_\_  
 DESCRIPCION DEL SUELO CH PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA 1.77  
 OPERADOR Julio A. Estrada FECHA \_\_\_\_\_

TIPO DE PRUEBA Proctor Standard  
 MOLDE N. \_\_\_\_\_ VOLUMEN 991.10 cc PESO 3342 gr.  
 PESO MARTILLO 2500 gr ALTURA DE CAIDA 30.5 cm.  
 ENERGIA DE COMPACTACION 6.08 kg cm/cc  
 NUMERO DE CAPAS 3 NUMERO GOLPES POR CAPA 25

PRUEBA N.	1	2	3	4	5
PESO MOLDE (gr)	4791	4900	4628	4875	
PESO MOLDE (gr)	3342	3342	3342	3342	
PESO SUELO HUMEDO (gr)	1449	1558	1800	1773	
PESO VOL. HUMEDO, W (gr/m <sup>3</sup> )	1439	1438	1600	1542	
CAPSULA N.	4	4	5	5	
PESO CAPSULA (gr)	327.9	379.3	398.0	425.4	
PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO	407.9	479.3	498.0	425.4	
PESO CAPSULA + SUELO SECO	422.7	451.0	448.2	448.2	
PESO DEL AGUA (gr)	35.8	28.3	35.3	32.1	
PESO SUELO SECO (gr)	74.2	71.5	64.7	62.9	
CONTENIDO DE AGUA, W %	24.77	27.58	54.56	51.98	
PESO VOL. SECO, W (gr/m <sup>3</sup> )	1444	1412	1606	1685	
RELACION DE VACIOS, (e)					



$$Y_d = \frac{F_h}{1 + \frac{W}{100}}$$

W óptimo 1.19 gr/cm<sup>3</sup>

W óptimo 40.00 %

S<sub>u</sub> 2.53

OBSERVACIONES: \_\_\_\_\_

## E.- ZUMPANGO, ESTADO DE MEXICO

### 1.- Medio natural.

El Municipio de Zumpango se encuentra situado entre los  $19^{\circ}43'33''$  y  $19^{\circ}47'40''$  de latitud Norte y los  $98^{\circ}57'28''$  y los  $99^{\circ}11'55''$  de longitud Oeste.

Se localiza al Noreste del Estado de México, limita al Norte con los municipios de Tequesquiac y Hueyoxtila; al Sur con los municipios de Tecamac, Nextlalpan, Cuautitlán, Teoloyucan y Jaltengo; al Este con el Estado de Hidalgo y con el municipio de Tecamac, y al Oeste con los municipios de Huehuetoca y Coyotepec. Tiene una superficie de 208.65 Km.<sup>2</sup>

En el lugar estudiado se distinguen dos zonas. La primera está formada por depósitos de arcilla blanda de alta plasticidad, con fósiles y contenidos naturales de agua que varían entre 100 y 300%, límite líquido entre 190 y 270% e índice plástico entre 120 y 170%.

Estos depósitos en algunas partes, se encuentran cubiertos superficialmente por una costra dura cuyo espesor varía entre 1 y 5 m., formada por arenas limosas y limos arenosos compactos y en algunas ocasiones conteniendo arcillas con un contenido natural de agua que, en promedio, es de 30%; en este caso el espesor del estrato de arcilla blanda varía entre 2 y 3 m.

Llega a presentarse que la arcilla blanda se encuentra desde la parte superficial y tiene un espesor de 3 m.; este estrato llega a alcanzar espesores de 4.5 m. Todos estos estratos descansan

sobre depósitos forrados por tobas de diferente compactidad.

La segunda zona está formada, en el primer metro, por tierra vegetal constituida por limos, arenas y arcillas cuyo contenido natural de agua varía entre 10 y 30%, poco resistentes. Le continúan tobas con distinto grado de compactidad, formadas por arenas-limosas, limos arenosos y limos arcillo-arenosos, con un contenido natural de agua que, en promedio, es de 40%; en este caso los limos arenosos presentan un límite líquido de 40% e índice plástico de 9.3% y son de baja comprensibilidad. A partir de 9.00 m., en algunas partes, se han descubierto también interestratificaciones de arcilla y arcilla arenosa muy compactadas, con un contenido natural de agua que varía entre 30 y 60%.

Se pudo observar que ciertas arcillas llegan a presentar un límite líquido así como un índice de plasticidad con valores que dan al suelo ciertas propiedades de expansividad. Las cuales se estudiarán posteriormente.

## 2.- Estudio del Subsuelo.

### 2.1.- Localización.

La zona en estudio se encuentra ubicada sobre el trazo del canal denominado "La Catedral" el cual según estudios anteriores (ref.11) ha presentado suelos potencialmente expansivos.

### 2.2.- Procedimiento de trabajo.

Se obtuvo una muestra inalterada a una profundidad de ---

0.90 m. por medio de un pozo a cielo abierto.

Se tomó una muestra alterada por medio de una posteadora a una profundidad de 1.70 m. sin llegar a observar la presencia del nivel de aguas freáticas.



# LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS UNIVERSIDAD ANAHUAC

PERFIL Y CLASIFICACION DEL SONDEO.  
MUESTREO SUPERFICIAL.

LOCALIZACION Zumpango, Edo. de Méx. TOTAL EXCAVACION 0.00 m.  
DESCRIPCION DEL SUELO CH FECHA \_\_\_\_\_  
OPERADOR Julio A. Estrada

PROFUNDIDAD EN METROS	PERFIL	CLASIFICACION DEL MATERIAL	OBSERVACIONES
1		CH	Arilla color gris oscuro. No se determina la profundidad del manto
2			
3			
4			
5			
6			



INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS SUPERIORES, A. C.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

VINCE IN BONO MALUM

UNIVERSIDAD

ANÁHUAC

## LIMITE DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG.

OBRA \_\_\_\_\_ TRABAJO N. \_\_\_\_\_  
 LOCALIZACION Zumpango, Edo. de Méx. SONDEO N. \_\_\_\_\_ MUESTRA N. \_\_\_\_\_  
 DESCRIPCION DEL SUELO CH PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA 0.90 M.  
 OPERADOR Julio A. Retreán FECHA \_\_\_\_\_

## DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO (LL)

PRUEBA N°	C A P U L A N°	PESO	PESO CAP. HÚMEDO	PESO CAP. SECO	PESO AGUA	PESO SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA W <sub>e</sub> %	NUMERO DE GOLPES N
	31	7.50	13.25	10.51	1.74	3.01	57.81	37
	94	7.59	13.00	10.97	2.03	3.22	60.06	35
	45	7.09	13.13	10.80	2.32	3.71	62.80	31
	11	8.05	16.40	12.95	3.45	4.90	70.41	14
	73	7.99	16.00	12.62	3.38	4.63	73.00	10

## DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO (LP)

	11	8.05	8.93	8.81	0.12	0.76	15.79
	73	7.99	8.78	8.67	0.11	0.68	16.18

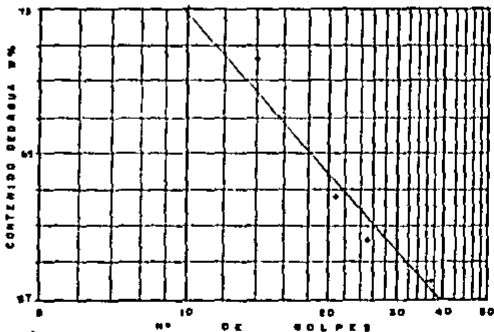
$$LL = W_n \left( \frac{N}{25} \right)^{0.121}$$

$W_n$  = contenido de agua en porcentaje correspondiente a N golpes

N = número de golpes.

Límite líquido, LL: 60.06%  
 Límite plástico, LP: 15.92%  
 Índice de fluidez, FI: 27.50  
 Índice de consistencia, TI: 1.614  
 Índice de plasticidad IP: 44.07%

Clasificación S. U. C. S. CH



OBSERVACIONES: MUESTRA INALTERADA



INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS SUPERIORES, A. C.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

VINCE IN BONO MALUM

UNIVERSIDAD

ANAHUAC

LIMITES DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG.

OBRA \_\_\_\_\_ TRABAJO N. \_\_\_\_\_  
 LOCALIZACION ZUMUTUNGO, Edo. de Méx. SONDEO N. \_\_\_\_\_ MUESTRA N. \_\_\_\_\_  
 DESCRIPCION DEL SUELO CH PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA 1.70 m.  
 OPERADOR Julio A. Estrada FECHA \_\_\_\_\_

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO (LL)

PROBETA N°	CAPSULA		PESO CAP	PESO CAP	PESO	PESO	CONTENIDO	NUMERO
	N°	PESEO	N. NUMERO	N. SECO	AGUA	SUELO SECO	DE AGUA %	DE GOLPES
78	7.26	13.99	11.03	2.96	3.77	78.52	36	
9	7.82	15.00	11.80	3.20	3.98	80.40	22	
31	7.47	13.51	10.79	2.75	3.32	81.93	17	
73	7.97	13.80	11.17	2.63	3.20	82.19	12	
82	8.19	14.24	11.47	2.77	3.28	84.43	8	

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO (LP)

97	7.55	8.20	8.10	0.10	0.55	18.18
87	8.00	8.69	8.57	0.12	0.57	21.03

$$LL = W_u \left( \frac{N}{25} \right)^{0.121}$$

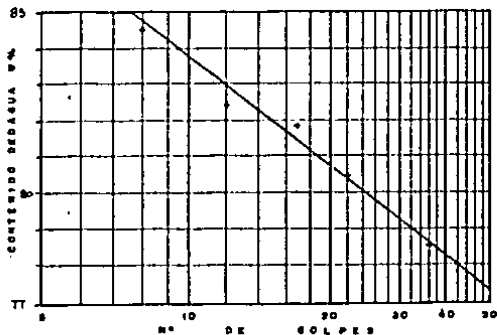
$W_u$  = contenido de agua en porcentaje correspondiente a  $N$  golpes.

$N$  = número de golpes.

Límite líquido, LL: 79.90 %  
 Límite plástico, LP: 19.63 %  
 Índice de fluidez, FI: 9.40  
 Índice de tenacidad, TI: 6.45  
 Índice de plasticidad IP: 60.28 %

Clasificación S. U. C. S. CH

OBSERVACIONES: MUESTRA ALTERADA









LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS  
UNIVERSIDAD ANAHUAC

CONTRACCION VOLUMETRICA  
CONTRACCION LINEAL

LOCALIZACION Zumpango, Edo. de Mex. TOTAL EXCAVACION 0.90 m.  
DESCRIPCION DEL SUELO CH FECHA \_\_\_\_\_  
OPERADOR Julio A. Estrada

---

Wcap. 11.80 gr.

Vsh 10.95 cm<sup>3</sup>

Wcap+sh 61.15 gr.

Wsh 47.35 gr.

Wcap+ss 41.35 gr.

Wss 23.09 gr.

Whg+rec 2310.20 gr.

Whg derramado 217.80 gr.

Whg+rec-ss 2092.40 gr.

$\gamma_{hg}$  13.6 gr/cm<sup>3</sup>

$V_2 = \frac{Whg\ derr.}{\gamma_{hg}} = \frac{217.80}{13.6} = 16.02$  cm<sup>3</sup>

LC(%) =  $100 \frac{W_1 - W_2 - (V_1 - V_2) \gamma_w}{W_2} = 15.42$

---

Lo = 10.00 cm.

CL(%) =  $\frac{Lo - Lf}{Lf} (100) = 17.40$

Lf = 8.25 cm.

Observaciones: \_\_\_\_\_



INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS SUPERIORES. A. C.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

VINCE IN GODD NALUM UNIVERSIDAD

ANAHUAC

COMPRESION NO CONFINADA.

OBRA \_\_\_\_\_ TRABAJO N. 3  
 LOCALIZACION Zimapan, Est. de Méx. SONDEO N. \_\_\_\_\_ MUESTRA N. \_\_\_\_\_  
 DESCRIPCION DEL SUELO C II PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA 0.70 m  
 OPERADOR Julio A. Estrada FECHA \_\_\_\_\_

TIEMPO TRANSUR. SEGUN	LECT. DE FUNDIM. Y/O OPRESION	DEFORM. EN EJEMPLO	GRASA %	LECT. DI. SOMEROS	DEFORM. EN EJEMPLO	DEFORM. EN EJEMPLO	ANCHO DE SOMERO	DEFORM. EN EJEMPLO
SECCION	SECCION	SECCION	SECCION	SECCION	SECCION	SECCION	SECCION	SECCION
0.00	0.00			17.33				
0.10	0.10	0.817	17.49	0.16	0.894	7.04	0.116	
0.20	0.20	1.242	17.67	0.24	0.912	7.66	0.232	
0.30	0.30	1.539	18.04	0.21	0.832	7.69	0.269	
0.40	0.40	1.933	18.91	0.28	1.550	7.19	0.301	
0.55	0.55	2.115	18.90	0.27	1.822	7.17	0.374	

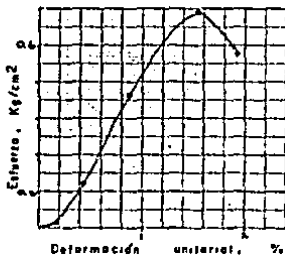
ANILLO N. \_\_\_\_\_  
 FACTOR DE CALIBRACION \_\_\_\_\_  
 DATOS DE LA PROBEA  
 DIAMETRO SUPERIOR 3.16 CM  
 DIAMETRO CENTRAL 2.93 CM  
 DIAMETRO INFERIOR 2.89 CM  
 AREA SUPERIOR, A<sub>1</sub> 7.83 CM<sup>2</sup>  
 AREA CENTRAL, A<sub>2</sub> 6.82 CM<sup>2</sup>  
 AREA INFERIOR, A<sub>3</sub> 7.02 CM<sup>2</sup>  
 AREA MEDIA, A<sub>m</sub> 6.92 CM<sup>2</sup>  
 ALTURA MEDIA, P 8.50 CM  
 PESO INICIAL, W<sub>1</sub> 92.11 GR  
 VOLUMEN INICIAL, V<sub>1</sub> 28.35 CM<sup>3</sup>  
 PESO ESPECIFICO, 1.54 GR/CM<sup>3</sup>  
 AREA CORRESPONDIENTE:  
 $A = \frac{A_1 + A_2 + A_3}{3}$

DENSIDAD DE SOLIDOS, S<sub>s</sub> 2.58

CROQUIS DE LA MUESTRA FALLADA:



ANGULO DE FALLA:  
40°



	CAPSULA N. PERD.	P. CAP. S. NUM.	P. CAP. S. SECC.	PESO AGUA	PESO S. SECC.	W %
INICIAL						
FINAL	917.57	34.62	38.42	6.20	20.85	29.74

Vol. Sólidos,  $V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma_w} = \frac{26.92}{2.58} = 10.43 \text{ cm}^3$

Rel. Vacíos,  $e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{1.168}{10.43} = 0.112$

Sol. Inicial,  $G_w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{65.719}{26.92} = 2.44$

Peso esp. húmedo,  $\gamma_t = \frac{W_t}{V_t} = \frac{128.57}{11.59} = 11.08$

Peso esp. seco,  $\gamma_d = \frac{W_s}{V_t} = \frac{26.92}{11.59} = 2.32$

OBSERVACIONES:



INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS SUPERIORES. A. C.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

VINCE IN BOND MALUM UNIVERSIDAD

A N A H U A C

COMPRESION NO CONFINADA.

OBRA \_\_\_\_\_ TRABAJO No. 2  
 LOCALIZACION Zimatlán, Edo. de Méx. SONDEO No. \_\_\_\_\_ MUESTRA No. \_\_\_\_\_  
 DESCRIPCION DEL SUELO CH PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA 0.90 m.  
 OPERADOR Julio A. Estrada FECHA \_\_\_\_\_

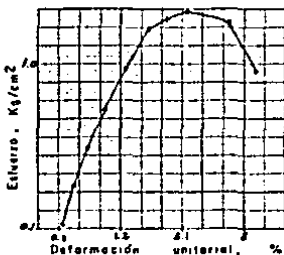
TIEMPO TRABAJADO	LECT. DE PRESION. EN SUELO	DEFORM. LINEAL. EN SUELO	CARGA EN KG	LECT. V. EN METRO	DEFORM. CIRCULAR EN %	DEFORM. VERTICAL EN %	AREA DE DEFORMACION	DEFORMACION EN %
0.00	0.00			11.76				
0.10	0.10	0.817	11.07	0.13	1.121	7.515	0.108	
0.20	0.20	1.634	11.07	0.23	0.839	7.538	0.219	
0.30	0.30	2.451	11.13	0.37	0.512	7.539	0.330	
0.40	0.40	3.268	11.27	0.51	0.206	7.553	0.442	
0.50	0.50	4.085	11.37	0.68	0.066	7.571	0.553	
0.60	0.60	4.902	11.46	0.93	1.391	7.581	0.665	
0.70	0.70	5.719	11.46	1.20	1.661	7.601	0.776	
0.80	0.80	6.536	11.49	1.58	1.891	7.621	0.888	
0.90	0.90	7.353	11.55	1.99	2.121	7.641	1.000	
1.00	1.00	8.170	11.72	2.38	2.351	7.741	1.112	

ANILLO No. \_\_\_\_\_  
 FACTOR DE CALIBRACION \_\_\_\_\_  
 DATOS DE LA PRUEBA  
 DIAMETRO SUPERIOR 2.87 CM  
 DIAMETRO CENTRAL 3.14 CM  
 DIAMETRO INFERIOR 3.40 CM  
 AREA SUPERIOR, AS 6.57 CM<sup>2</sup>  
 AREA CENTRAL, AC 7.74 CM<sup>2</sup>  
 AREA INFERIOR, AI 7.55 CM<sup>2</sup>  
 AREA MEDIA, AM 7.50 CM<sup>2</sup>  
 ALTURA MEDIA, H 7.20 CM  
 PESO INICIAL, W 85.51 GR  
 VOLUMEN INICIAL, V 34.15 CM<sup>3</sup>  
 PESO ESPECIFICO,  $\gamma_s$  1.58 GR/CM<sup>3</sup>  
 AREA CORREGIDA:  
 A =  $\frac{AM}{H}$   
 A =  $\frac{7.50}{7.20}$   
 A = 1.042

DENSIDAD DE SÓLIDOS,  $\rho_s$  2.58  
 CROQUIS DE LA MUESTRA FALLADA:



ANGULO DE FALLA 80°



	CAPSULA No. P. CAR. P. SUELO	P. CAR. No. P. SUELO	P. CAP. S. SECC.	P. PESO A. AGUA	P. PESO S. SECC.	W %
INICIAL						
FINAL	9	7.83	46.27	87.68	3.69	29.85

Vol. Sólidos,  $V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma_s} = \frac{25.736}{1.58} = 16.29$  cm<sup>3</sup>

Rel. Vacíos,  $e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{1.104}{16.29} = 0.067$

Sat. Inicial,  $G_w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{67.254}{25.736} = 2.61$

Peso esp. húmedo,  $\gamma_1 = \frac{W_1}{V_1} = \frac{87.68}{16.29} = 5.38$

Peso esp. seco,  $\gamma_d = \frac{W_s}{V_1} = \frac{25.736}{16.29} = 1.58$

OBSERVACIONES: \_\_\_\_\_



INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS SUPERIORES A.C.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

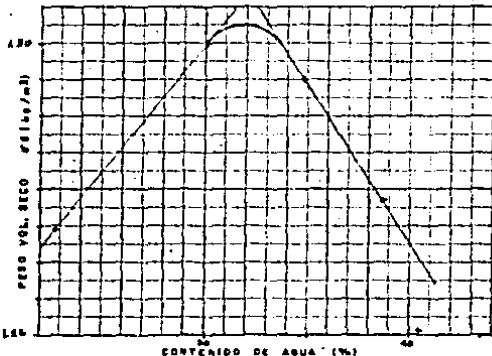
VINCE IN BONO MALUM  
UNIVERSIDAD  
C O M P A C T A C I O N .

A N A H U A C

OBRA \_\_\_\_\_ TRABAJO N° \_\_\_\_\_  
 LOCALIZACION Zumango, Edo. de Mex. SONDEO N° 1 MUESTRA N° 1  
 DESCRIPCION DEL SUELO CH PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA 0, 20, 30  
 OPERADOR Julio A. Estrella FECHA \_\_\_\_\_

TIPO DE PRUEBA Proctor Standard  
 MOLDE N° \_\_\_\_\_ VOLUMEN 941.0 cc PESO 3222 gr.  
 PESO MARTILLO 2500 gr ALTURA DE CAIDA 30.50 cm  
 ENERGIA DE COMPACTACION 6.08 kg cm/cc  
 NUMERO DE CAPAS 3 NUMERO GOLPES POR CAPA 25

PRUEBA N°	1	2	3	4	5	6	7
PESO MOLDE (gr)	478.7	523.2	477.8	541.2	495.4	492.7	
PESO SUELO (gr)	3222	3342	3242	3242	3272	3342	
PESO SUELO HUMEDO (gr)	1422	1392	1388	1248	1672	1522	
PESO VOL. HUMEDO: $\Sigma$ (kg/m <sup>3</sup> )	1.532	1.692	1.478	1.342	1.712	1.622	
CAPSLA N°	1	2	3	4	5	6	7
PESO CAPSLA (gr)	328.8	327.8	327.4	298.4	322.4	325.3	
PESO CAPSLA + SUELO HUMEDO	508.2	457.2	472.4	418.2	462.4	455.3	
PESO CAPSLA + SUELO SECO	458.1	424.7	423.6	410.5	422.4	422.1	
PESO DEL AGUA (gr)	18.50	22.10	25.80	27.80	23.70	30.30	
PESO SUELO SECO (gr)	81.50	72.30	74.20	72.10	71.30	69.70	
CONTENIDO DE AGUA, w %	22.70	30.60	34.77	38.70	33.35	43.47	
PESO VOL. SECO, $\Sigma$ (kg/m <sup>3</sup> )	1.249	1.380	1.290	1.227	1.221	1.174	
RELACION DE VACIOS, $e$							



$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1 + \frac{w}{100}}$$

$\gamma_d$  máxima 1.305 kg/m<sup>3</sup>

$w$  óptima 32.00 %

$S_u$  2.58

OBSERVACIONES:



INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS SUPERIORES, S. A. C.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

VINCE IN BOND MALUM UNIVERSIDAD

A N A H U A C

PESO ESPECIFICO RELATIVO (DENSIDAD DE SOLIDOS).

OPERADOR Julio A. Estrada

TRABAJO N.° \_\_\_\_\_

MATRAZ N.° P

FECHA \_\_\_\_\_

PESO MATRAZ LIMPIO Y SECO 193.30 gr.

PROCEDIMIENTO ANALITICO.

$W_w = W_u + V_w (1 + AT + E) (3w - d^2)$

$W_w$  = Peso matraz aforado (gr).

$W_u$  = Peso matraz limpio y seco.

$V_w$  = Volumen del matraz aforado (500 cc.).

$AT = T - T_c$

$T$  = Temperatura de prueba.

$T_c$  = Temperatura de calibración (10° C).

$E$  = Coeficiente térmico de expansión del vidrio.

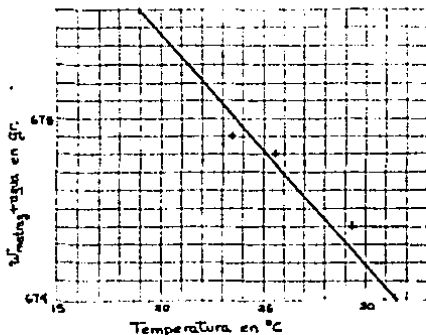
$3w$  = Peso volumétrico del agua para  $T^\circ C$ .

$d^2$  = Peso volumétrico del aire (0.0012 gr/cm<sup>3</sup>)

TEMPERATURA	18.7°	31°	29.5°	25.6°	23.6°
PESO MATRAZ AFORADO (GR)	675.7	674.0	674.4	674.8	674.9

PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL.

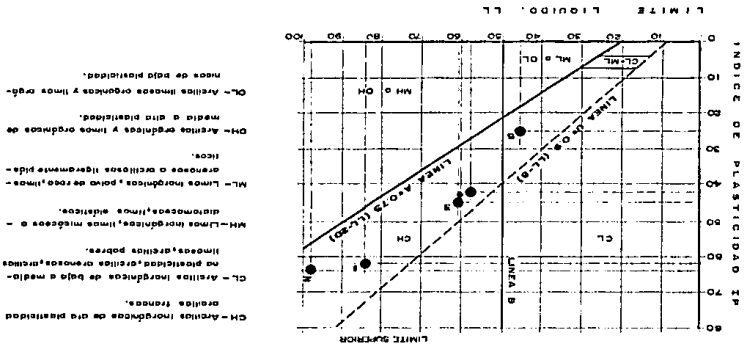
PRUEBA N.°	1	2	3	4	5	
TEMPERATURA (°C)	SUPERIOR	17.2	19.9	18.9	18.9	16.3
	MEDIA	17.6	19.5	19.5	19.3	17.1
	INFERIOR	17.9	18.8	19.7	19.1	17.5
	PROMEDIO	17.57	19.4	19.35	19.1	16.96
PESO MATRAZ AFORADO (GR)	699.3	713.9	710.75	712.4	712.5	



OBSERVACIONES \_\_\_\_\_



CARTA DE PLASTICIDAD



### **Capítulo 3.**

#### **CLASIFICACION Y OBTENCION DE LAS PROPIEDADES Y CARACTERISTICAS EXPANSIVAS.**

##### **III.1.- Ensayos de laboratorio.**

Durante muchos años han sido desarrolladas diversas técnicas y -- dispositivos de laboratorio para determinar los efectos de la expansión de las arcillas, esta gran variedad de técnicas han llevado a agruparlas de acuerdo al objeto que persiguen. de esta manera tenemos:

##### **III.1.1.- Ensayo de identificación de los minerales constituyentes.**

Estos ensayos se efectúan con el fin de determinar la presencia de minerales de arcilla que puedan causar expansión, ya que sabemos -- que las montmorillonitas se expanden considerablemente cuando son húmedas, mientras que las illitas y coallinitas prácticamente no se hinchan.

Existen distintas técnicas para lograr esa identificación:

- Difracción de rayos X
- Examen microscópico.
- Análisis termo-diferencial.
- Absorción de colorantes.

##### **III.1.2.- Ensayos de identificación basados en las propiedades índice y los límites de consistencia**

Las propiedades índice de los suelos son muy útiles para clasificarlos de acuerdo a sus características de expansividad o bien para -- evaluar por medio de ellas, algunas constantes importantes y necesas --

rias para determinar las características de hinchamiento que poseen, lo que nos permite, en algunos casos predecir cualitativamente las expansiones. Existen bastantes criterios, algunos mejores que otros, pero en general confiables y de fácil interpretación.

Para evaluar este trabajo se han comparado diversos criterios, para así clasificar de una manera más confiable los suelos estudiados.

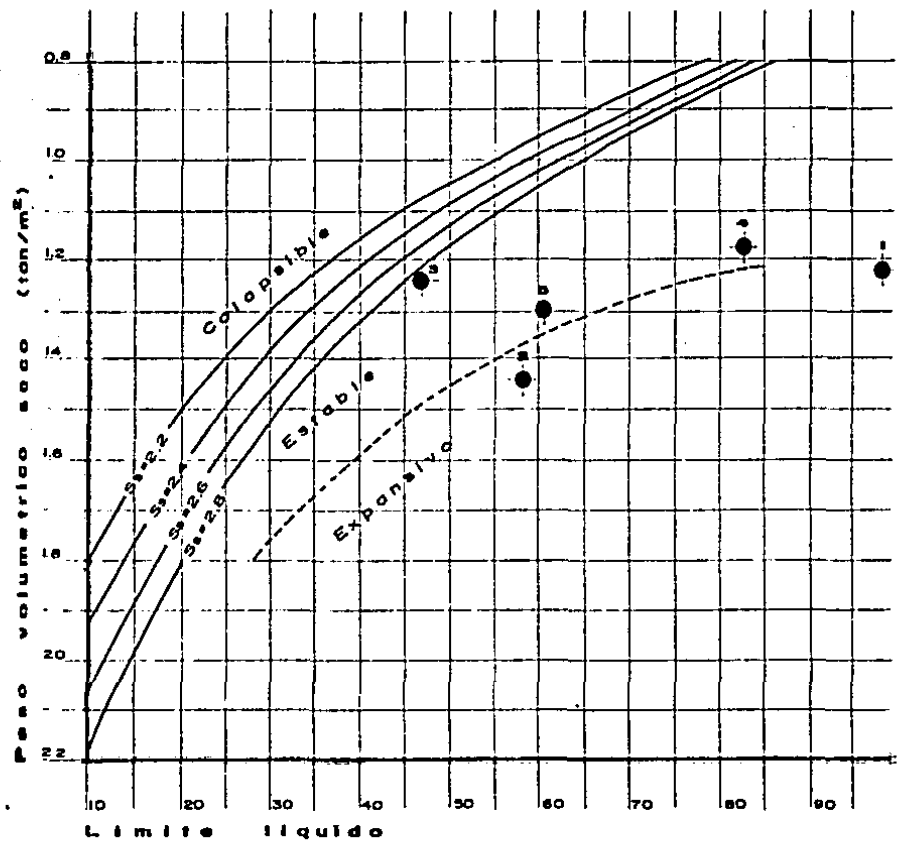
Para aplicar esos criterios se requiere contar con los siguientes datos: Ip, LL, LC,  $\bar{w}_l$ , Ss, Índice coloidal, Wi.

No	Localización	IP	LL	CL	$\bar{w}_l$	Ss	Índice coloidal	Wi
1	Cuernavaca	63.79	98.91	22.30	1.224	272	9.38	38.53
2	Jurica	43.46	88.58	17.7	1.440	255	13	22.75
3	San Miguel de A.	26.71	48.40	21.70	1.247	257	7	17.70
4	Zamora	62.21	82.60	20.6	1.19	253	23	50.56
5	Zumpango	44.07	60.06	17.40	1.305	258	9	26.19

#### Criterio del Bureau of Reclamations

En este criterio la expansividad del suelo se determina relacionando el límite líquido, la densidad de sólidos y el peso volumétrico seco.

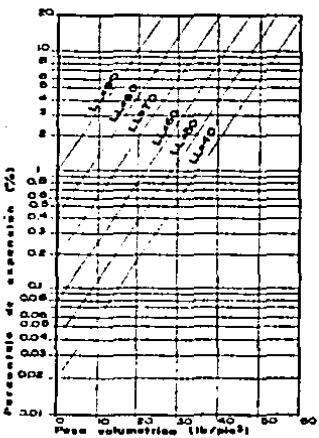
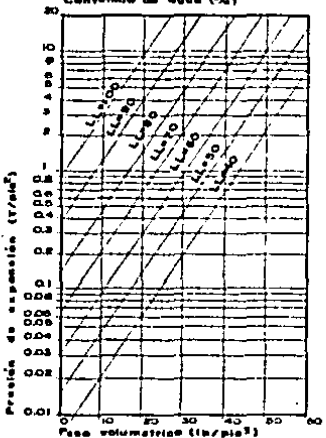
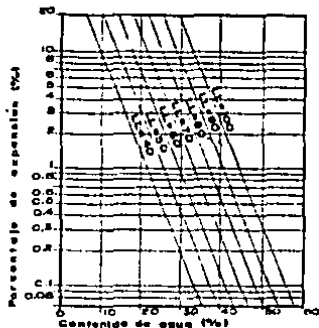
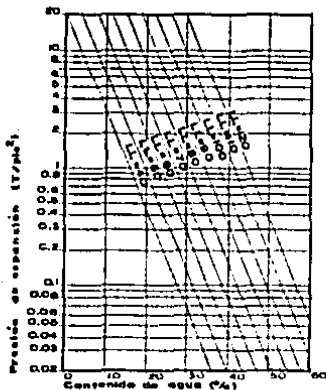




### Criterio de Vijayvergiya y Ghazzaly.

Se encuentra basado en resultados de pruebas realizadas sobre ---  
270 muestras inalteradas de una amplia región de los Estados Unidos.

Vijayvergiya y Ghazzaly relacionaron el porcentaje de expansión y la presión de expansión con el límite líquido, el peso volumétrico seco y el contenido de humedad inicial.



El criterio de Vihayvergiya y Ghazzaly toma como principal parámetro el contenido de humedad inicial, mientras menor sea mayor es la capacidad expansiva que puede desarrollar la arcilla porque el aumento potencial de contenido de humedad es más grande.

Los resultados obtenidos de acuerdo a este criterio nos a llevado a realizar la siguiente tabla:

No	Localización	Wl (%)	Presión de expansión t/ft <sup>2</sup> Kg/cm <sup>2</sup>		Porcentaje de expansión (%)
1	Cuernavaca	39.53	0.65	0.635	2.30
2	Jurico	22.75	0.80	0.781	2.80
3	Sn. Miguel de A.	17.70	0.87	0.849	2.80
4	Zamora	50.68	0.027	0.026	0.085
5	Zumpango	26.18	0.62	0.605	1.90

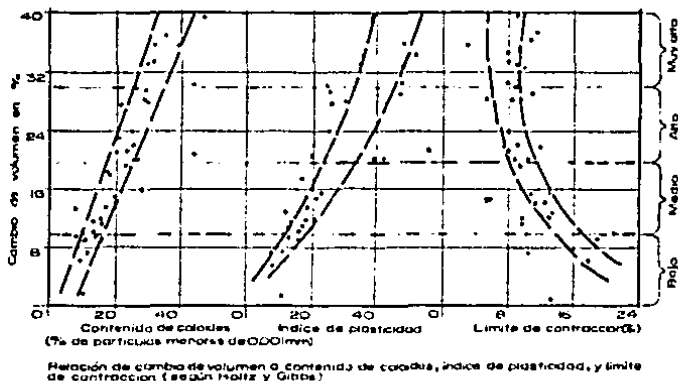
No	Localización	Ya Seco Lb / ft <sup>2</sup>	Presión de expansión t/ft <sup>2</sup> Kg/cm <sup>2</sup>		Porcentaje de expansión (%)
1	Cuernavaca	75.33	1.800	1.758	2.60
2	Jurico	88.34	0.250	0.244	0.53
3	Sn. Miguel de A.	78.50	0.022	0.021	0.05
4	Zamora	75.00	0.300	0.293	1.00
5	Zumpango	80.06	0.100	0.098	0.29

### Criterio de USBR

Basado en el método de Holtz y Gibbs, el cual considera simultáneamente diversas propiedades de los suelos.

La relación entre estas propiedades y el grado de expansión se muestra en la figura 8.

Figura 8



Basada en las curvas presentadas por la figura 8, Holtz propuso el criterio de identificación de las arcillas expansivas como se muestra en la tabla 3.1.

Contenido arcillas porcentaje menor de 0.0075 mm	Índice de plasticidad	Límite de succión	Expansión probable porcentaje total del cambio de volumen	Grado de expansión
> 28	> 35	< 11	> 30	Muy alta
20-28	25-41	7-12	20-30	Alta
13-23	15-28	10-16	10-20	Medio
> 15	< 15	> 15	< 10	Baja

Basado sobre una carga vertical de 1.0 psi.

Tabla 3.1.

De acuerdo a los datos proporcionados por la tabla 3.1 clasificamos a los suelos estudiados.

No	Localización	Contenido coloidal	Índice de plasticidad	Límite de contracción	Expansión probable %	Grado de expansión
1	Cuernavaca	9.36	83.79	8	30	Muy alto
2	Jurica.	13	43.46	8.35	20-30	Alto
3	Sn. Miguel de A.	7	28.71	13.64	10-30	Medio
4	Zamora	23	62.21	10.97	20-30	Alto
5	Zumpango	9	44.07	15.42	10	Bajo

Una vez que hemos clasificado a los suelos en estudio de acuerdo a los métodos anteriormente descritos, se llega a la siguiente conclusión.-

No	Criterio. Sondeo	Bureau of reclamations.	Vijayvergiya Ghazzaly.		Holtz Gibbs.
			W %	U <sub>d</sub>	
1	Cuernavaca	Expansivo	Exp.	Exp.	Expansivo
2	Jurica	Expansivo	Exp.	Exp.	Expansivo
3	Sn Miguel de A.	Estable	Exp.	Est.	Estable
4	Zamora	Estable	Est.	Exp.	Expansivo
5	Zumpango	Estable	Exp.	Exp.	Estable

### 11.1.3. - Esfuerzos producidos por la expansión.

#### 1.3.1. - Criterio J.E. Bowles.

Este criterio (ref. 6) presenta una serie de relaciones utilizando las propiedades índice, las cuales pueden darnos una estimación de los cambios de volumen. El cálculo de la presión de sobre carga necesaria,  $P_{s1}$ , para restringir la expansión a una cantidad tolerable puede ser obtenida de la ecuación dada por Komornik y David (1969) basada en análisis estadísticos de cerca de 200 muestras. Esta ecuación es:

$$\log. P_s = 2.132 + 2.08 LL + 0.665 V_d - 2.69 w \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \text{ ec. 3.1}$$

Donde LL, w son el límite líquido y el contenido natural de humedad en decimales respectivamente y  $V_d$  es el peso volumétrico seco en  $\text{gr/cm}^3$ . El porcentaje de expansión es frecuentemente de gran importancia para determinar probables asentamientos diferenciales. Una ecuación utilizada por Johnson y Sneath (1979) que compara razonablemente la medida de la expansión es:

$$\log. S_p = 0.0367 LL - 0.0833 w + 0.458 \text{ (\%)} \text{ ec. 3.2}$$

Otra ecuación es la presentada por O'Neill y Ghazzaly (1977):

$$S_p = 2.27 + 0.131 LL - 0.27 w \text{ (\%)} \text{ ec. 3.3}$$

Ambas ecuaciones están basadas en estadísticas.

La libre expansión obtenida de estas ecuaciones puede ser reducida por la presión  $\sigma_v$  evaluada por una ecuación obtenida por J.E. Bowles, basada en las interpretaciones del porcentaje de expansión con las --

curvas de presión de confinamiento de Gogoll (1970). Esta ecuación --  
es:

$$S'p = Sp (1 - A\sqrt{V_v}) \quad \text{ec. 3.4}$$

donde A = 0.0735 para el SI (Kpa.) y 0.52 lb-ft.

De esta ecuación puede obtenerse una expansión del orden de un  $\pm$  50 por ciento de error, el cual no difiere grandemente de utilizar las --- pruebas de consolidación.

En base a las fórmulas anteriormente mencionadas, se obtendrán los esfuerzos que se pudieran presentar en los suelos que han quedado clasificados con un alto grado de expansión.

Estudio 1.- Cuernavaca, Mbr.

$$LL = 98.91\%$$

$$W = 39.53\%$$

$$\gamma_d = 1.228 \text{ gr/cm}^3.$$

Espesor estrato activo - 0.80 m.

Paso 1.- La presión de confinamiento es estimada de la Ec. 3.1.

$$\log Ps = \Sigma.132 + 2.08 (0.981) + 0.665 (1.228) - 2.69 (0.3953)$$

$$= \Sigma.132 + 1.811 - \Sigma.943$$

$$Ps = 0.8770 \text{ Kg/cm}^2 = 85.98 \text{ KPa.}$$

Paso 2.- Cálculo de la libre expansión utilizando las ecuaciones 3.2 y 3.3

Ec. 3.2.

$$\log Sp = 0.0367 (98.91) - 0.0933 (39.53) + 0.458 \\ = 0.795$$

$$Sp = 6.237 (\%)$$

Ec. 3.3,

$$Sp = 2,27 + 0.131 (98.91) - 0.27 (39.53) = 4.55 (\%)$$

$$\text{Tomamos } Sp = \frac{6.237 + 4.55}{2} = 5.396 (\%)$$

Paso 3.- Calculamos la expansión para la presión de confinamiento de 86 kPa.

Ec. 3.4,

$$S'p = 5.396 (1 - 0.0735 \sqrt{86}) = 1.718 \approx 2\%$$

La expansión estimada sería = (800 mm) (0.02) = 16 mm

De igual manera para:

Estudio 2.- Jurica, Qro.

$$Ps = 0.4966 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Sp = 4.4966 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Sp = 4.483\%$$

$$S'p = 2.15 \approx 2\%$$



Expansión Estimada = 16 mm.

Estudio 3.- San Miguel de Allende, Gto.

$$P_s = 0.2818 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S_p = 4.2\%$$

$$S'p = 2.56 = 2.6\%$$

Expansión estimada = 21 mm.

Estudio 4.- Zamora, Mich.

$$P_s = 0.191 \text{ Kg/cm}^2$$

Debido a que el contenido de humedad natural es muy alto para considerar una probable expansión, los resultados de las ecuaciones 3.2 y 3.3 se encuentran muy por debajo de un valor aceptable.

Estudio 5.- Zumpango, Edo. de Méx.

$$P_s = 0.3598 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S_p = 3.05\%$$

$$S'p = 1.72\%$$

Expansión estimada = 14 mm.

### 1.3.2.- Pruebas directas sobre Suelos Expansivos.

Las pruebas realizadas en este trabajo se basaron en el criterio de Holtz y Gibbs, que fue desarrollado a partir de los resultados obtenidos en pruebas realizadas por estos investigadores en 1956 para el USBR.

Debido a que esta investigación ha tenido una considerable influencia en trabajos realizados en México, se optó por seguir este procedimiento.

Para comprender el objetivo de esta prueba son necesarios tres conceptos.

#### Porcentaje de expansión.-

Es la expansión vertical medida como un porcentaje de espesor inicial de una muestra de suelo confinada lateralmente y sometida a una pequeña sobre carga, a la que se inunda y permite absorber agua libremente.

#### Presión de expansión.-

Es la presión necesaria para mantener a volumen constante una muestra de suelo, a la que se permite absorber agua libremente.

#### Potencial de expansión.-

Es la energía intrínseca que posee un material expansivo, en el que manteniendo invariable su estado de esfuerzos, dicha energía se libera a medida que se inicia la saturación del suelo.

El término "Potencial de expansión", se utiliza frecuentemente en sustitución del de "Porcentaje de expansión", y aunque no significan lo mismo, deben tomarse como equivalente en muchas ocasiones.

Existen dos tipos de prueba para definir la expansión de un suelo. En la primera de ellas, a la muestra de suelo la sometemos a una sobre -

carga base de 1 psi. Luego se satura sin que se le permita un cambio de volumen, logrando esto mediante incrementos de presión. El esfuerzo para el que cesa la tendencia a la expansión del suelo es la presión de expansión. En una segunda etapa se va descargando el suelo a  $3/4$ ,  $1/2$ ,  $1/4$  y  $1/8$  de la carga máxima y finalmente a la condición inicial carga 1 psi, permitiendo y midiendo la expansión del suelo correspondiente a cada uno de esos puntos.

En el segundo tipo de prueba, el suelo, sometido a la carga base, se satura permitiendo la expansión de la muestra. Una vez que ha cesado ésta, es consolidado aplicandole incrementos de carga que corresponden a  $1/8$ ,  $1/4$ ,  $1/2$ ,  $3/4$  y 1 de la presión de expansión. La diferencia entre la altura inicial y la altura alcanzada antes de empezar a aplicar los incrementos de carga, reportada como un porcentaje de la primera es el porcentaje de expansión del suelo.

En una gráfica de expansión - presión aplicada se dibuja la curva de descarga de la primera prueba, y la curva de comprensibilidad de la segunda prueba.

El punto que define la presión de expansión (cero expansión y máximo esfuerzo aplicado) y el punto que define el porcentaje de expansión (máxima expansión y mínimo esfuerzo) que representan las condiciones extremas del suelo, se unen con una tercera curva delimitada por las otras dos.

Esta tercera curva describe la expansión del suelo para los distintos estados de esfuerzos desde la presión inicial hasta la presión de expansión. Se puede afinar esta curva realizando pruebas permitien

do la expansión de muestras sometidas a condiciones intermedias de es  
fuerzo.

### Consideraciones principales.

Durante la ejecución de una prueba de expansión se involucran los siguientes factores que tienen relación directa con los resultados de ésta:

#### 1.- Estado de la muestra.

Para una muestra inalterada influye mucho la condición de la mues -  
tra, el método de muestreo y la historia de esfuerzos de la misma.

#### 2.- Contenido de humedad.

Mientras más bajo sea el contenido de humedad inicial mayores se -  
rán las expansiones. El contenido de humedad es afectado por:

- a) El tiempo que se deja la muestra en el anillo antes de ---  
humedecerla.
- b) El grado de evaporación que se permite mientras la muestra  
está en el anillo.
- c) La temperatura y humedad del laboratorio.

#### 3.- Presión de Sobrecarga.

Incrementando la carga inicial aplicada se reduce la magnitud de  
la expansión. La presión de sobre carga empleada en la mayoría de los  
laboratorios es aproximadamente 1 psi. (0.0705 kg/cm<sup>2</sup>)

Cuando se desea reproducir las condiciones del terreno se aplica

la presión que resulta de multiplicar la profundidad a que fue obtenida la muestra por el peso volumétrico del material encima de ella.

1.3.3.- Comparación de los criterios J.E. Bowles - Holtz, Gibbs

No	Localización	J.E. Bowles Presión de expansión Kg/cm <sup>2</sup>	(%) expansión	Holtz-Gibbs Presión de expansión Kg/cm <sup>2</sup>	(%) expansión
1	Cuernavaca.	0.8770	5.396	0.605	12.160
2	Jurica.	0.4966	4.183	0.220	3.820
3	SN. Miguel de A.	0.2818	4.200	0.365	5.57
4	Zamora.	—	—	0.054	1.55
5	Zumpango.	0.3508	3.050	0.139	3.17

Tabla 3.2

En base a la tabla 3.2, podemos establecer que ambos criterios no difieren grandemente entre sí. Se puede considerar que para poder tener una idea de los esfuerzos producidos de una manera rápida y económica, el criterio de J.E. Bowles, el cual utilizado con un factor de seguridad aceptable, nos dará los puntos necesarios para poder realizar todos los cálculos estructurales necesarios.

Basándonos en la tabla 3.2 podemos clasificar a los suelos estudiados de la siguiente manera:

Grado de expansión	
1.- Cuemavaca.	Muy Alto.
2.- Juríca.	Alto.
3.- Sn. Miguel de A.	Alto .
4.- Zamora.	Bajo.
5.- Zumpango.	Alto.

Con lo cual y teniendo en cuenta la comparación realizada de los - criterios de ensayos de clasificación (III.1.2), podemos considerar que el criterio de Vijayvergiya-Ghazzaly, basado en  $w\%$ , fue el más confiable de todos los que fueron estudiados.



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS  
UNIVERSIDAD ANAHUAC

EXPANSION  
PRUEBA DE HOLTZ Y GIBBS

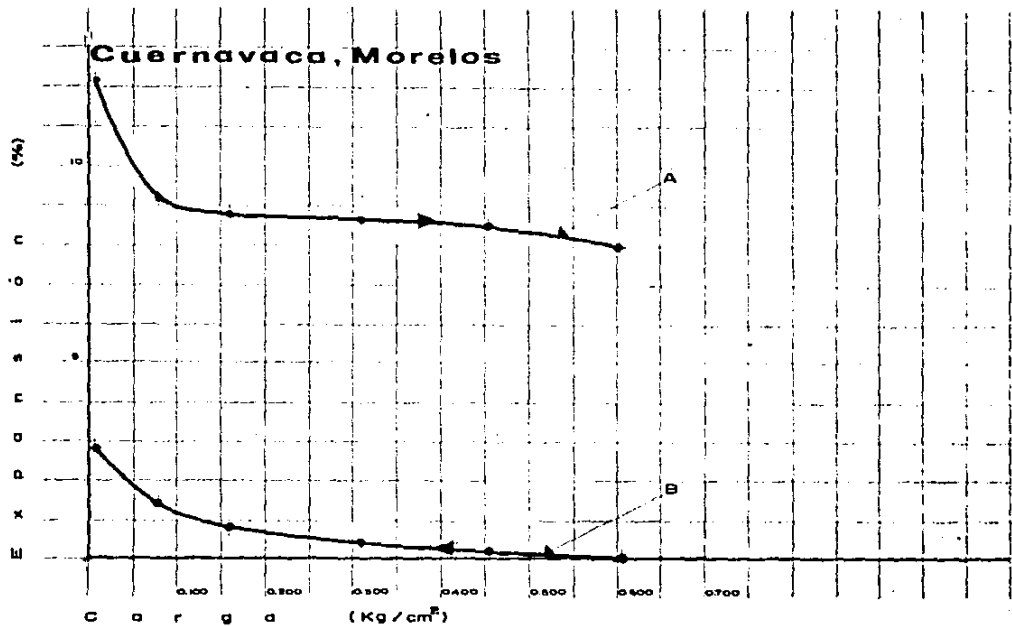
LOCALIZACION Guernavaca, Mor. TOTAL EXCAVACION 0.20 m.  
DESCRIPCION DEL SUELO C.H. FECHA \_\_\_\_\_  
OPERADOR Julio A. Estrada A anillo 31.17 cm<sup>2</sup>  
H anillo 29.50 cm.

EXPANSION A VOLUMEN CONSTANTE

LECTURA Cilindrometro 0.02mm	LECTURA Cilindrometro 0.02mm	CARGA Dinamometro	CARGA MUESTRA KG	Lectura Micrometro 0.01mm	EXPANSION TOTAL mm	EXPANSION (%)	ESFUERZO KG/Cm <sup>2</sup>
0.0300	0.0000	---	0.213	13.591	---	---	---
2.2550	2.2550	13.616	13.854	13.521	---	---	0.505
1.6310	1.6310	13.975	14.193	13.460	0.022	0.256	0.455
1.1275	1.1275	0.313	0.536	13.503	0.025	0.342	0.306
0.5537	0.5537	4.635	4.854	13.544	0.203	0.705	0.156
0.2310	0.2310	2.323	2.543	13.570	0.323	1.250	0.032
---	---	---	0.234	13.147	0.704	2.750	0.007

EXPANSION A CARGA CONSTANTE

LECTURA Deformimetro 0.02mm	LECTURA Cilindrometro 0.02mm	CARGA Dinamometro	CARGA MUESTRA KG	Lectura Micrometro 0.01mm	Deformacion TOTAL mm	Deformacion (%)	ESFUERZO kg/Cm <sup>2</sup>
0.0200	0.0000	0.000	0.213	14.211	---	---	---
0.0000	0.0000	0.000	0.213	11.325	1.026	12.102	0.007
0.2310	0.2310	2.323	2.543	13.502	2.329	0.025	0.032
0.5537	0.5537	4.635	4.854	12.603	2.369	2.463	0.156
1.1275	1.1275	0.313	0.536	12.691	2.229	1.705	0.306
1.6310	1.6310	13.975	14.193	12.742	2.162	0.206	0.455
2.2550	2.2550	13.616	13.854	12.555	2.063	4.020	0.505







LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS  
UNIVERSIDAD ANAHUAC

EXPANSION  
PRUEBA DE HOLTZ Y GIBBS

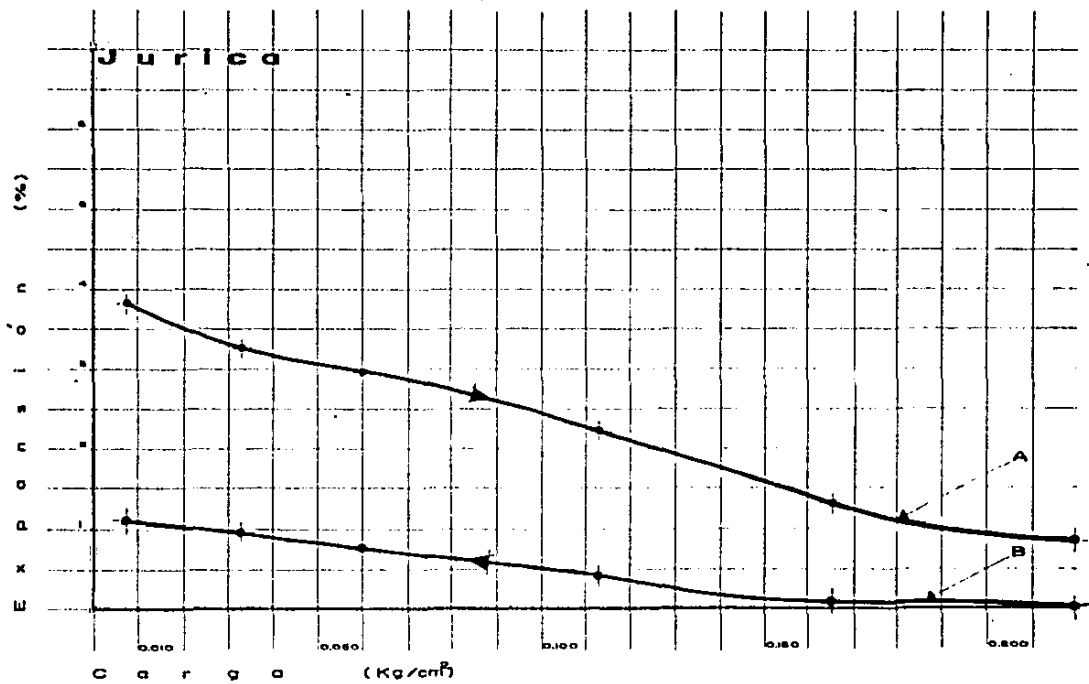
LOCALIZACION Jurica, Gro. TOTAL EXCAVACION 0.40 m.  
DESCRIPCION DEL SUELO CH FECHA \_\_\_\_\_  
OPERADOR Julio A. Entrada A anillo 31.17 cm<sup>2</sup>  
H anillo 22.20 cm.

EXPANSION A VOLUMEN CONSTANTE

LECTURA Dilatometro 0.02mm	LECTURA Cinometro 0.02mm	CARGA Dinometro	CARGA MUESTRA KG	Lectura Micrometro 0.01mm	EXPANSION TOTAL mm	EXPANSION (%)	ESFUERZO KG/Cmf
0.000	0.000	----	0.218	12.740	----	----	----
0.800	0.800	6.612	6.310	12.740	----	----	0.220
0.600	0.600	4.214	5.152	12.718	0.022	0.0363	0.165
0.400	0.400	1.289	1.507	12.610	0.110	0.431	0.113
0.200	0.200	1.653	1.871	12.555	0.135	0.725	0.060
0.100	0.100	0.817	1.035	12.490	0.250	0.980	0.033
----	----	----	0.218	12.455	0.284	1.114	0.007

EXPANSION A CARGA CONSTANTE

LECTURA Dilatometro 0.02mm	LECTURA Cinometro 0.02mm	CARGA Dinometro	CARGA MUESTRA KG	LECTURA Micrometro 0.01mm	Deformacion TOTAL mm	Deformacion (%)	ESFUERZO Kg/Cmf
0.000	0.000	0.000	0.218	13.143	----	----	----
0.000	0.000	0.000	0.218	12.704	0.475	1.424	0.007
0.100	0.100	0.817	1.035	12.351	0.812	1.263	0.033
0.200	0.200	1.653	1.871	12.420	0.763	2.002	0.060
0.400	0.400	1.289	1.507	12.614	0.560	2.211	0.113
0.600	0.600	4.214	5.152	12.814	0.330	1.329	0.165
0.800	0.800	6.612	6.310	12.963	0.220	0.863	0.220





LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS  
UNIVERSIDAD ANAHUAC

EXPANSION  
PRUEBA DE HOLTZ Y GIBBS

LOCALIZACION San N. de Allende, Tlax. TOTAL EXCAVACION 2.50 m  
DESCRIPCION DEL SUELO C.H. FECHA \_\_\_\_\_  
OPERADOR Julio A. Estrada Anillo 11.17 cm<sup>2</sup>  
H anillo 25.50 cm.

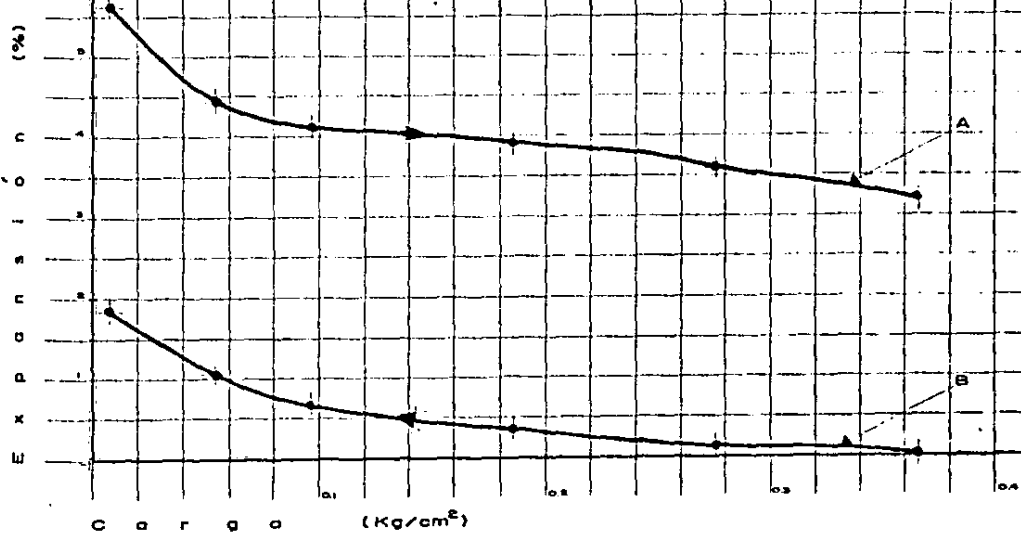
EXPANSION A VOLUMEN CONSTANTE

LECTURA Deformimetro 0.02mm	LECTURA Dinometro 0.02 mm	CARGA Dinometro	CARGA MUESTRA KG	Lectura Micrometro 0.01mm	EXPANSION TOTAL mm	EXPANSION (%)	ESFUERZO Kg/Cm <sup>2</sup>
0.000	0.000	----	0.218	11.124	----	----	----
1.350	1.350	11.157	11.375	11.125	----	----	0.365
1.013	1.013	8.372	8.500	11.103	0.022	0.0263	0.276
0.675	0.675	5.570	5.707	11.031	0.024	0.1670	0.186
0.338	0.338	2.778	2.995	12.019	0.146	0.7200	0.096
0.169	0.169	1.400	1.615	12.415	0.270	1.6986	0.050
----	----	----	0.218	12.644	0.470	1.878	0.007

EXPANSION A CARGA CONSTANTE

LECTURA Deformimetro 0.02 mm	LECTURA Dinometro 0.02 mm	CARGA Dinometro	CARGA MUESTRA KG	Lectura Micrometro 0.01mm	Deformacion TOTAL mm	Deformacion (%)	ESFUERZO Kg/Cm <sup>2</sup>
0.000	0.000	0.000	0.218	14.513	----	----	----
0.000	0.000	0.000	0.218	11.070	1.443	5.614	0.007
0.169	0.169	1.400	1.615	11.177	1.116	4.455	0.052
0.338	0.338	2.778	2.995	11.447	1.066	4.140	0.096
0.675	0.675	5.570	5.707	11.511	0.005	1.002	0.126
1.013	1.013	8.372	8.500	11.607	0.006	3.553	0.276
1.350	1.350	11.157	11.375	11.634	0.917	1.204	0.155

# Sn. Miguel de Allende





# LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS UNIVERSIDAD ANAHUAC

## EXPANSION PRUEBA DE HOLTZ Y GIBBS

LOCALIZACION Zuapara, Mich. TOTAL EXCAVACION 2.70 m.  
 DESCRIPCION DEL SUELO G H FECHA \_\_\_\_\_  
 OPERADOR Julio A. Estrada A anillo 31.17 cm<sup>2</sup>  
 H anillo 25.50 cm.

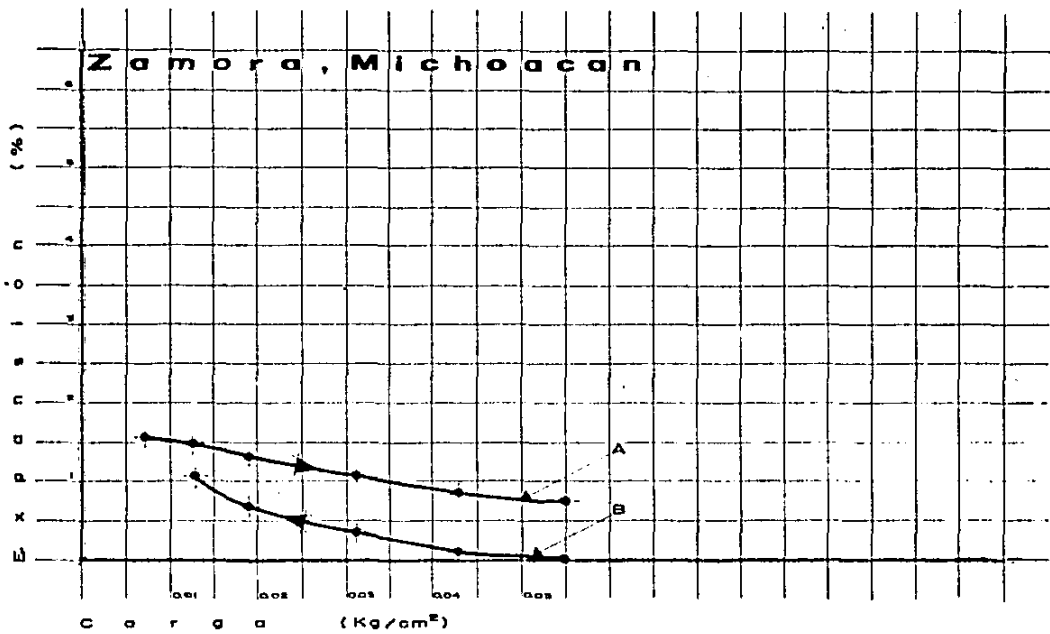
### EXPANSION A VOLUMEN CONSTANTE

LECTURA Deformimetro 0.02mm	LECTURA Dinamometro 0.02mm	CARGA Dinamometro	CARGA MUESTRA KG	LECTURA Micrometro 0.01mm	EXPANSION TOTAL mm	EXPANSION (%)	ESFUERZO KG/Cm <sup>2</sup>
0.000	0.000	---	0.218	12.458	---	---	---
0.182	0.182	1.504	1.722	12.450	---	---	0.055
0.137	0.137	1.132	1.350	12.429	0.022	0.082	0.043
0.091	0.091	0.743	0.961	12.356	0.074	0.369	0.031
0.046	0.046	0.373	0.506	12.264	0.106	0.776	0.019
0.023	0.023	0.195	0.403	12.191	0.259	1.055	0.013
---	---	---	0.218	11.971	0.478	1.672	0.007

### EXPANSION A CARGA CONSTANTE

LECTURA Deformimetro 0.02mm	LECTURA Dinamometro 0.02mm	CARGA Dinamometro	CARGA MUESTRA KG	LECTURA Micrometro 0.01mm	Deformacion TOTAL mm	Deformacion (%)	ESFUERZO Kg/Cm <sup>2</sup>
0.000	0.000	0.000	0.218	12.515	---	---	---
0.000	0.000	0.000	0.213	12.120	0.395	1.582	0.007
0.023	0.023	0.190	0.403	12.140	0.375	1.471	0.013
0.046	0.046	0.373	0.506	12.073	0.312	1.305	0.019
0.091	0.091	0.743	0.961	12.230	0.276	1.052	0.031
0.137	0.137	1.132	1.350	12.301	0.214	0.830	0.043
0.182	0.182	1.504	1.722	12.322	0.182	0.718	0.055

# Zamora, Michoacan





LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS  
UNIVERSIDAD ANAHUAC

EXPANSION  
PRUEBA DE HOLTZ Y GIBBS

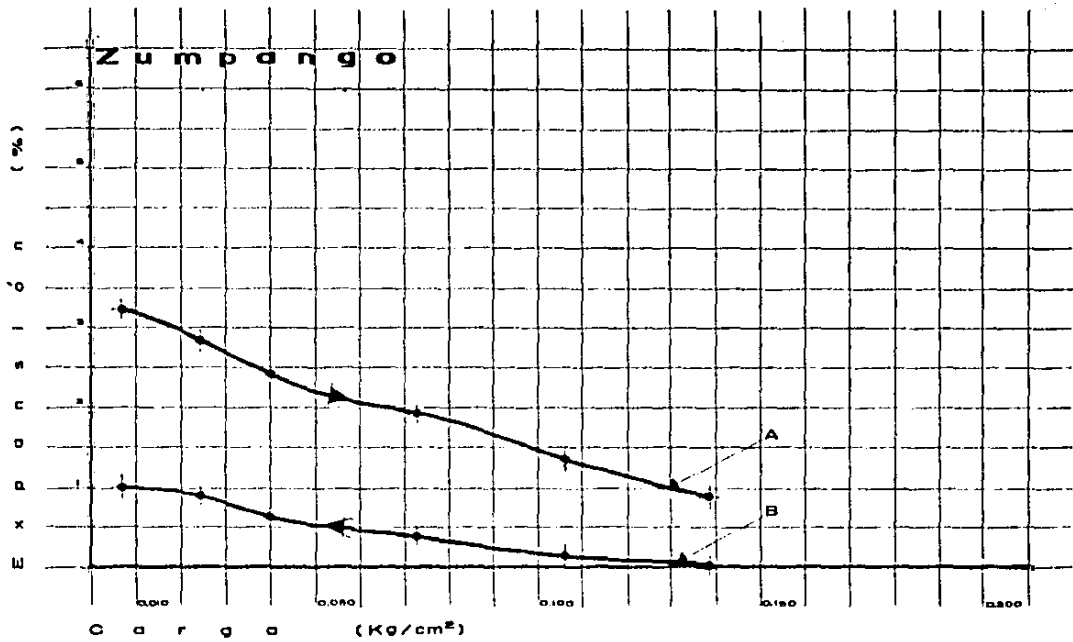
LOCALIZACION                      Edif.                      TOTAL EXCAVACION                       
 DESCRIPCION DEL SUELO                      FECHA                       
 OPERADOR                      A anillo                      cm<sup>2</sup>  
 H anillo                      cm.

EXPANSION A VOLUMEN CONSTANTE

LECTURA Dilatimetro 0.02mm	LECTURA Dinamometro 0.02 mm	CARGA Dinamometro	CARGA MUESTRA KG	LECTURA Micrometro 0.01mm	EXPANSION TOTAL mm	EXPANSION (%)	ESFUERZO KG/Cm <sup>2</sup>
0.600	0.000	---	0.212	14.100	---	---	---
0.510	0.500	4.112	4.330	14.100	---	---	0.312
0.375	0.375	1.042	1.302	14.100	0.030	0.2124	0.106
0.250	0.250	2.054	2.271	14.031	0.103	0.212	0.073
0.125	0.125	1.027	1.045	14.031	0.170	0.6667	0.040
0.063	0.063	0.515	0.716	13.071	0.210	0.4524	0.024
---	---	---	0.212	13.076	0.254	0.5061	0.007

EXPANSION A CARGA CONSTANTE

LECTURA Dilatimetro 0.02mm	LECTURA Dinamometro 0.02 mm	CARGA Dinamometro	CARGA MUESTRA KG	LECTURA Micrometro 0.01mm	Deformacion TOTAL mm	Deformacion (%)	ESFUERZO Kg/Cm <sup>2</sup>
0.600	0.000	0.000	0.212	12.725	---	---	---
0.510	0.000	0.000	0.212	11.044	0.500	1.212	0.000
0.063	0.063	0.515	0.716	12.022	0.700	0.342	0.021
0.125	0.125	1.027	1.204	12.022	0.604	0.100	0.04
0.250	0.250	2.054	0.272	12.022	0.320	1.322	0.072
0.375	0.375	1.042	1.302	12.000	0.331	1.311	0.104
0.500	0.500	4.112	1.331	12.000	0.281	0.401	0.330





### III. 1.4. Cálculo de esfuerzos producidos por la expansión de las arcillas sobre las cimentaciones de estructuras livianas.

La construcción de casas de tipo económico en suelos expansivos, será un problema al cual tendremos que enfrentarnos en un futuro no muy lejano, ya que en nuestro país al tratar de solucionar el problema de la vivienda, se construyen casas de estructura liviana en antiguos terrenos de cultivo ubicados en las orillas de las ciudades, los cuales poseen características altamente expansivas; o bien cuando por razones de planteamiento rural o agrícola dentro de estas áreas de cultivo deben construirse viviendas de costo muy reducido, edificaciones que son seriamente afectadas por este fenómeno. Dentro de esta parte del trabajo aplicaremos un método ( ref. 3 ) que ha sido elaborado bajo un determinado número de hipótesis, el cual no pretende dar una solución definitiva al problema sino una manera sencilla de estimar los efectos que la expansión de las arcillas produce en las estructuras de este tipo.

El método al cual nos referimos ha sido deducido en base a los siguientes criterios:

- a.-) El proceso de expansión de las arcillas produce un levantamiento del suelo en forma de cúpula cuyo máximo se encuentra en el centro del elemento estructural afectado, correspondiendo este estado de deformación al tipo de hinchamiento que ya causa probable sea la modificación del equilibrio de humedad de la arcilla por termósmosis debido a la construcción de una estructura encima de ella, o bien por cualquier causa

to definido de humedad que determine mayores hinchamientos en el centro que en los extremos del cimiento.

b.-) Se supone que el hinchamiento es pequeño y no se extiende -- más allá de los límites de la edificación, y su geometría se puede tomar sin mayor error, variando linealmente con -- respecto a la longitud del elemento cargado (fig. 1.a), es -- estas suposiciones no están muy alejadas de la realidad de -- bido a que los levantamientos son pequeños en comparación a la longitud del muro, y además el desequilibrio de humedad en los extremos del cimiento puede considerarse nulo por la cercanía a la zona no cubierta, lo que determina mayor evaporación y por consiguiente expansión nula.

c.-) El proceso de hinchamiento del suelo se considera en dos et -- pas, la primera que consiste en la expansión libre de las -- arcillas bajo la acción de una estructura hipotética similar a la real pero de peso nulo, y la segunda bajo la acción de la estructura con su peso real, el mismo que produce un - - aplastamiento elástico de la cúpula de magnitud (  $\delta$  ) y de longitud  $m$ . Induciendo en esta parte del suelo presiones - de contacto ( $P_c$ ), cuya distribución se supone uniforme, que dando la estructura en voladizo por sus extremos y apoyada en su región central.

d.-) La evaluación de las características expansivas del suelo se hacen bajo la suposición de un proceso puramente elástico, - lo cual nos indica que la expansión es un proceso reversible

en la rama de recompresión de la curva carga - deformación - del suelo.

Para la determinación de la distribución de las presiones de contacto producidas por la expansión del suelo (fig. 1.) suponemos que:

W = Carga total por unidad de longitud del cimiento sobre el suelo (peso del cimiento + muro + techo + piso suspendido).

L = Longitud total del elemento portante.

B = Ancho del cimiento.

$K_e$  = Coeficiente de reacción del terreno después de la expansión ( $\text{Kg/cm}^3$ ).

Tenemos que:

$$K_e = \frac{W}{m \delta} \quad \text{ec. 3.5}$$

Por semejanza:

$$m = \frac{L \delta}{A H} \quad \text{ec. 3.6}$$

La presión unitaria de contacto debida al hinchamiento será  $i$  - gual a:

$$P_c = \frac{W L}{m B} \quad \text{ec. 3.7}$$

Con estos valores es posible determinar los momentos flexionantes y fuerzas cortantes que se producirán en cualquier sección del elemento estructural considerando, así en la fig 1.c., suponemos que las partes extremas trabajan en voladizo, cuyo momento flexionante en la sección 1-1 será igual a:

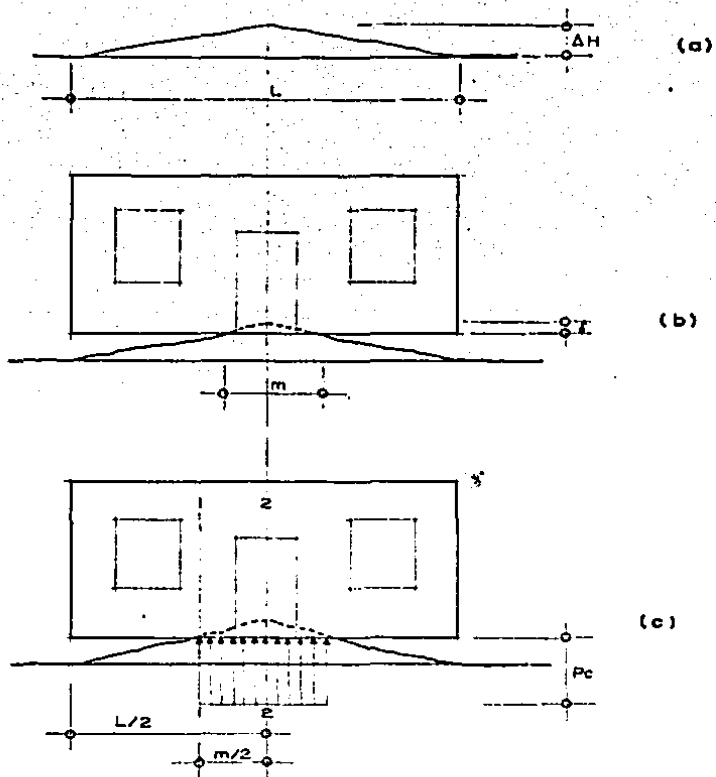


Fig. I. Proceso de hinchamiento de arcillas expansivas.

a). Hinchamiento libre del suelo.

b). Distribución de presiones de contacto.

c). Cálculo de momentos flexionantes y fuerzas cortantes que actúan en el elemento estructural.

$$M_{1-1} = 1/2 W l^2 = 1/8 W (L-m)^2$$

$$M_{1-1} = 1/8 W \left[ L - \sqrt{\frac{W L}{Kc \Delta H}} \right]^2 \quad \text{ec. 5.8}$$

Para la parte central del elemento portante se producirá el máximo momento flexible, obteniéndose para la sección 2-2:

$$M_{2-2} = \frac{W}{2} \left( \frac{L}{2} \right)^2 - PcB \left( \frac{m}{2} \right) \left( \frac{m}{4} \right)$$

$$\text{Sustituyendo } W = \frac{Pc mB}{L}$$

Nos quedá:

$$M_{2-2} = 1/8 W L^2 \left[ 1 - \sqrt{\frac{W}{L Kc \Delta H}} \right] \quad \text{ec. 5.9}$$

También se podrán evaluar la magnitud de las fuerzas cortantes en cualquier sección del elemento, prestándose dos secciones de interés para su cálculo:

$$V'_{1-1} = W \left( \frac{L-m}{2} \right)$$

$$V_{1-1} = \frac{W}{2} \left[ L - \sqrt{\frac{W L}{Kc \Delta H}} \right] \quad \text{ec. 5.10}$$

$$V_{2-2} = 0 \quad \text{Correspondiente a la sección de momento máximo.}$$

Al analizar los posibles valores de la presión unitaria (Pc) -- que pueden hallarse al calcular los esfuerzos producidos por la expansión de las arcillas. En primer lugar si la capacidad última de carga

del suelo es menor o alcanza a ser igual a la presión de contacto -- (Pc) se substituye el parámetro  $K_0$  por el valor de la compresión simple ( $q_u$ ).

En segundo lugar cuando la carga unitaria transmitida por la superestructura ( $w$ ), es mayor o igual a la presión (Pc), se tendrá que el peso de la estructura es capaz de absorber íntegramente la presión del levantamiento total a producirse. Por último, el caso frecuente en el diseño de cimentaciones para estructuras livianas, en el cual la carga unitaria transmitida por la estructura ( $w$ ) es menor que la presión de contacto (Pc) producida por el hinchamiento. Esto genera un estado de deformaciones elásticas pero un aplastamiento incompleto de la cúpula central, produciéndose un levantamiento remanente de la estructura, que si es pequeño y menor que ciertos límites, no causará daños apreciables en ella.

Tomando en cuenta estas consideraciones, procederemos a evaluar los esfuerzos que se producirían en una estructura liviana desplantada en un tipo de suelo con altas características expansivas.

Ejemplo: Cuernavaca, Mor.

$$W = 4 \text{ tn/ml.} = 40 \text{ kg/cm.l.}$$

$$L = 650 \text{ cm.}$$

$$B = 60 \text{ cm.}$$

$$\text{Profundidad activa} = 90 \text{ cm.}$$

$$\Delta H = 90 \frac{12,102}{100} = 10.89 \text{ cm} \approx 11 \text{ cm.}$$

$$\delta = \Delta H - \epsilon \Delta H$$

$$\text{Obteniendo la presión } \frac{(40 \text{ Kg/cm}) (650 \text{ cm})}{(650 \text{ cm}) (60 \text{ cm})} = 0.667 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{De la gráfica 3.1 obtenemos } \epsilon = 0.044$$

$$\delta = 11 \text{ cm} - (0.044) (90 \text{ cm.}) = 7.067 \text{ cm.}$$

De la ecuación 3.6

$$m = \frac{(650) (7.067)}{11} = 417.60 \text{ cm.}$$

Sustituyendo en la ecuación 3.5

$$K_e = \frac{40}{(417.60) (7.067)} = 0.014$$

De la ecuación 3.8 se obtiene el momento flexionante en la sección

1-1 ( ver fig. 1.c.).

$$M_{1-1} = 1/8 (40) \left[ 650 - \sqrt{\frac{(40) (650)}{(0.014) (11)}} \right]^2 = 270,054 \text{ Kg.-cm.}$$

De la ecuación obtenemos el momento máximo.

$$M_{2-2} = 1/8 (40) (650)^2 \left[ 1 - \sqrt{\frac{40}{(650) (0.014) (11)}} \right] = 777,105 \text{ Kg.-cm.}$$

Evaluando la magnitud de las fuerzas cortantes. De la ec. 3.10

tenemos:

$$V_{1-1} = \frac{40}{2} \left[ 650 - \sqrt{\frac{40 (650)}{(0.014) (11)}} \right]$$

$$V_{1-1} = 4,781 \text{ Kg} = 4.78 \text{ Tn.}$$

Calculados los elementos mecánicos producidos por la expansión de las arcillas, ya es posible evaluar los refuerzos necesarios en el conjunto muro-cimiento a fin de que no se produzcan agrietamientos o deformaciones que puedan dañarlos definitivamente.

Estos refuerzos pueden ser colocados en las partes superior e inferior del muro, conectados por medio de riostras diagonales dispuestas normalmente al sentido del posible agrietamiento del elemento estructural.



Datos para la curva deformación unitaria (%) -- presión. (figura 3.1)

**Sn. Miguel de Allende.**

Deformación total mm	Deformación (%)	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.298	1.169	0.052
0.368	1.443	0.096
0.439	1.722	0.186
0.528	2.071	0.276
0.617	2.420	0.365

**Jurica.**

Deformación total mm	Deformación (%)	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.143	0.561	0.033
0.212	0.831	0.060
0.406	1.592	0.113
0.636	2.494	0.165
0.755	2.961	0.220

**Cuernavaca.**

Deformación total mm	Deformación (%)	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.777	3.047	0.082
0.826	3.239	0.156
0.866	3.396	0.306
0.917	3.596	0.455
1.023	4.012	0.605

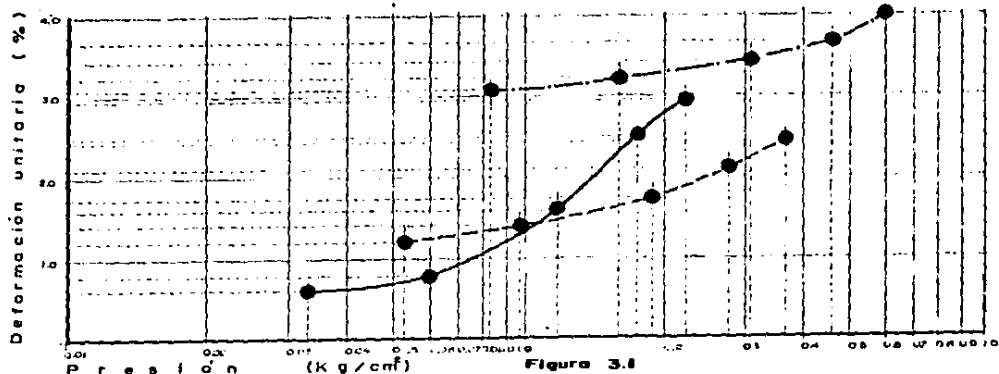


Figura 3.1

----- Sn. Miguel de Allende  
 ————— Jurica  
 - · - · - Cuernavaca

## Capítulo 4.

### CONSIDERACIONES Y DISEÑO DE CIMENTACIONES.

#### IV.1. Introducción.

La estabilidad de una estructura cimentada sobre arcillas expansivas depende de las condiciones del subsuelo, topografía de la zona, -- tipo de construcción y adn de la posibilidad de variaciones meteorológicas.

Las condiciones del subsuelo pueden ser exploradas por sondeos, reconocimientos geofísicos y estudiando los antecedentes existentes. - La topografía de la superficie será controlada por la geología y la -- fisiografía.

Un estudio de las estructuras existentes en la vecindad del sitio puede ser de gran importancia en la determinación del tipo de construcción en un área de arcilla expansiva.

En muchos sitios con condiciones favorables, elaborar una investigación "in situ" no garantiza si el área es susceptible a presentar problemas de expansión.

Generalmente, son los edificios pequeños con cimentaciones inadecuadas, planeamientos insuficientes, y un mal contratista quien imprudentemente economiza en la construcción del edificio, los que presentan mayor número de problemas. Un ingeniero no debe aceptar trabajos en un área de suelo que presente características expansivas, mientras no se haya realizado una completa investigación del subsuelo.

#### IV.2.- Consideraciones sobre la expansión.

El hecho de que un suelo con elevado potencial de expansión, se expanda en la realidad depende de varios factores que debemos tener presentes a la hora de definir el o los procedimientos de construcción y la humedad de equilibrio que se alcanzará finalmente con la estructura terminada.

Si la humedad de equilibrio es considerablemente mayor que la humedad de campo y si el suelo es altamente expansible, puede ocurrir la expansión en alto grado, evidenciado por el levantamiento de la estructura o del suelo o por el desarrollo de grandes presiones de expansión. Si es a la inversa, el suelo se contraerá. Otro factor es el grado de compactación (grado de pre consolidación si se trata de material natural inalterado). Una compactación relativamente elevada o una presión previa por sobrecarga favorecen la expansión cuando puede aumentar el contenido de agua. Un tercer factor es el esfuerzo al que el material quedará sujeto, después de que la construcción termine; cuanto menor sea la carga aplicada, mayor será la expansión.

La influencia principalmente de estos factores y otros como la cantidad y tipo del mineral arcilloso, densidad, estructura del suelo, tiempo, etc. son los que afectan y condicionan el que una estructura funcione adecuadamente. Por consiguiente, la cimentación sobre suelos expansivos involucra la necesidad de controlar los movimientos diferenciales por expansión del suelo, teniendo presente que la capa superficial es la más susceptible de sufrir cambios volumétricos importantes debido a las variaciones de su grado de saturación, los que a su vez se

deben a la evaporación y a la presencia de agua de lluvias (cambios estacionales) o de riego.

De lo anterior, y en el caso de trabajar con casas de tipo ligero, lo más seguro es que de no construirse adecuadamente se verán afectadas grandemente por este tipo de suelo (expansivo), por la baja presión aplicada, que no logra en algunas ocasiones equilibrar la presión de expansión, lo mismo que si no controlamos la presencia de agua.

#### IV.3. Cimentaciones.

Las cimentaciones a base de zapatas pueden colocarse sobre suelos expansivos a condición de que sean satisfechos uno o más de los siguientes criterios.

- 1.- La carga muerta ejerce suficiente presión sobre la cimentación.
- 2.- La estructura deberá ser lo suficientemente rígida para que el levantamiento diferencial no produzca agrietamientos.
- 3.- La expansión potencial del suelo pueda ser eliminada o reducida.

##### IV.3.1.- Zapatas continuas.

El tipo más común de cimentación para estructuras ligeramente cargadas es la zapata continua. Los códigos de construcción especifican el ancho mínimo de zapatas como 60 cm., el cual no es aplicable para zapatas que se vayan a encontrar colocadas sobre suelos expansivos. -- Para una presión concentrada de carga muerta sobre suelos expansivos, el ancho de la zapata deberá ser lo más estrecho posible.

Debe notarse que de una zapata continua ancha, no podrá esperarse una buena función en áreas altamente expansivas.

El uso de este sistema deberá ser limitado a suelos con bajo grado de expansión; aquellos que tengan una expansión potencial de menos del 1% y una presión de expansión de menos que  $1.5 \text{ Kg/cm}^2$  (ref. 1).

Para asegurar que la presión de la carga muerta mínima es ejercida sobre el suelo, será necesario utilizar cimentaciones muy estrechas, en suelos de los casos menores de 50 cm. de ancho.

#### **Cimentación de pared.**

Los ingenieros frecuentemente especifican la erección de cimentaciones de pared directamente sobre el suelo sin el uso de zapatas. Esto reduce el ancho de carga e incrementa considerablemente la presión unitaria de la carga muerta ejercida sobre el suelo. Dicho concepto es bueno desde el punto de vista de los suelos expansivos. De cualquier modo, se deberá asegurar la rigidez del sistema revisando las siguientes condiciones antes de empezar a construir:

- 1.- Determinar si existen lentes blandas en la excavación que puedan producir asentamientos.
- 2.- Asegurar que existe el suficiente refuerzo continuo en la pared para proporcionar rigidez.
- 3.- Asegurar que las paredes se encuentran propiamente restringidas por la presión del suelo.

### **Cimentación de cajón.**

El uso de concreto armado en las paredes de cimentación puede proteger a la estructura de agrietamientos debidos a levantamientos diferenciales. La altura promedio de una cimentación de pared de concreto es de 2.00 m. tales paredes pueden prolongarse aproximadamente una longitud de 3.00 m. sin la necesidad de un apoyo y pueden tolerar movimientos diferenciales sin exhibir agrietamientos. Los puntos débiles que se presentan en este tipo de cimentación son puertas, ventanas de la altura de la pared y cambios de elevación.

La cimentación de cajón está basada bajo el principio de que no existan discontinuidades en la estructura; por lo tanto no existirán secciones débiles. La cimentación de cajón es económica para estructuras de simple configuración. Se deben considerar juntas para separar la estructura en dos o más unidades. Cada unidad actuará independientemente y los movimientos diferenciales serán confinados por las juntas.

En Israel se ha reportado el uso de este tipo de cimentación, donde la estructura consiste de dos cajas de concreto reforzadas de 7 x 10 m. La estructura no exhibió daño después de 17 años a pesar de los considerables movimientos diferenciales de cerca de 15 cm. entre las esquinas de las cajas individuales. Se concluyó que los cajones pueden estructuralmente soportar movimientos y tensiones sin presentar agrietamientos.

En Sudáfrica se han utilizado extensivamente este tipo de cimentación, pero con paredes de tabique que presentan refuerzo en los paneles externos de las paredes entre las juntas para resistir los esfuer-

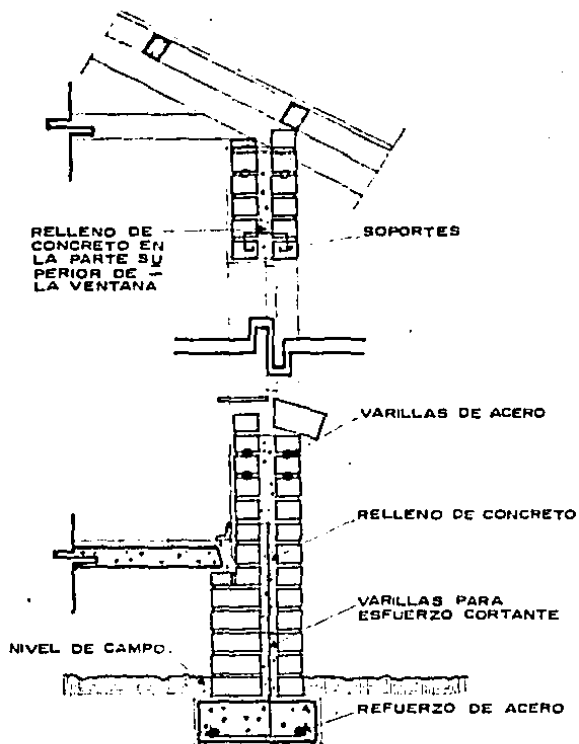


Figura. 9. Sección de una pared de ladrillo con refuerzo continuo.



zos de flexión y cortante resultantes de los movimientos de la cimentación. El arreglo es presentado en la figura 9.

#### IV.3.2 Pilas de cimentación.

Las cimentaciones más profundas, que apoyan la estructura por -- abajo de la zona de variaciones estacionales de humedad, pueden permanecer estables. Sin embargo, si las contratrabes en las cuales se apoyan tabiques o muros entre las pilas, se dejan en contacto con el suelo, éste por fin las empuja hacia arriba y se agrietan, como se muestra en la fig. 10. Las instalaciones que permanecen sepultadas en el suelo -- participan de los desalojamientos verticales y laterales, y son vulnerables a los movimientos diferenciales. Especialmente expuestas a romperse están las tuberías y albañales, que luego contribuyen a inyectar agua en el suelo con lo cual aumenta su expansión.

Como los suelos expansivos son usualmente firmes y no contienen agua libre, frecuentemente son un excelente terreno en el que pueden -- hacerse perforaciones para desplantar pilas a profundidades abajo de la zona de cambios estacionales. Donde los problemas de expansión sean -- agudos, se ha venido haciendo costumbre, incluso para apoyar viviendas familiares, construir pilas coladas en el lugar, mismas que terminan en campanas y funcionan como anclas, en materiales que no están sujetos a movimientos estacionales importantes. El concreto con el que se llenan las perforaciones se refuerza en toda su longitud, incluyendo el -- tramo de la campana, debido a que el suelo situado arriba, probablemente produzca una subpresión y cree fuerzas de tensión en las pilas. -- Las pilas se unen a contratrabes de concreto reforzado que, a su vez,

soportan toda la estructura, incluyendo los pisos. Como la presión del suelo expansivo contra el lecho inferior de las contratraves, o contra los pisos en contacto con él, finalmente produce grandes fuerzas hacia arriba, deberán dejarse dispositivos para evitar el contacto o para eli

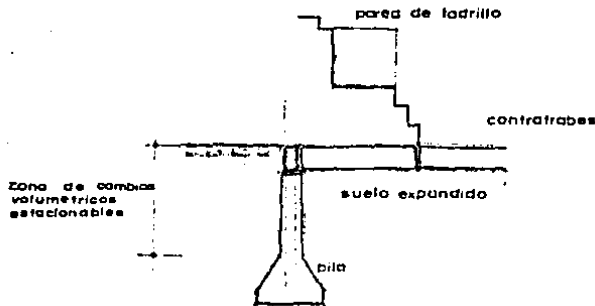


Figura 10. Estructura típica apoyada en pilas con contratraves en contacto con el suelo expansivo.

minar la transmisión de fuerzas de compresión cuando se produzca la expansión. Este requisito, usualmente se satisface empleando moldes de cartón o de otro material quebradizo, pero que se rompe a cargas solamente un poco mayores que el peso del concreto fresco. Los detalles de estos proyectos se muestran en la fig. 11.

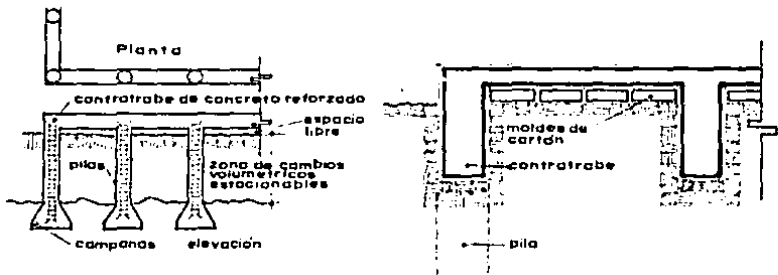


Figura 11. Detalles de construcción proyectados para evitar que los suelos expansivos obren directamente en las contratraves y pisos.

En algunos casos, la zona de variaciones estacionales de humedad se extiende a una profundidad mayor que la zona donde pueden perforarse los agujeros para las pilas económicamente; y las pilas se desplantan a un nivel más alto. Como la arcilla que se encuentra en la zona de los cambios de humedad probablemente tenga muchas superficies de resbalamiento, los intentos para formar las campanas en estas pilas puede ser que no tengan éxito, debido a que los bloques comprendidos entre superficies de resbalamiento se caen. Los retrasos en formar las campanas y colar el concreto, o la presencia hasta de una pequeña humedad que se filtre a lo largo de las juntas, agrava la dificultad.

Aun cuando las contrarabes y pisos de una estructura no estén sujetos a fuerzas de subpresión, el suelo expansivo tiende a sujetar los fustes de las pilas y a levantarlos. La fuerza en la unión del fuste y la campana puede alcanzar un valor de:

$$Q_{\text{subpresión}} = \pi d L C_a \quad 4.1 \text{ (ref. 9).}$$

donde  $d$  y  $L$  son, respectivamente, el diámetro y la longitud del fuste, y  $C_a$  es la adherencia entre el suelo y el fuste. Si las paredes del agujero son ásperas, puede considerarse que la adherencia es igual a la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla. El diámetro de la campana, necesario para anclar la pila puede calcularse -- igualando la fuerza hacia arriba, con la capacidad de carga del suelo que queda directamente arriba de la campana o, aproximadamente:

$$Q_{\text{subpresión}} - Q_{\text{muerta}} = \frac{qd}{F} \frac{\pi}{4} (d_b^2 - d^2) \quad 4.2 \text{ (ref. 9).}$$

donde  $q_d$  es la capacidad de carga neta,  $d_b$  es el diámetro de la campana, y  $F$  es el factor de seguridad deseado. Al calcular la resistencia a la supresión,  $U_F$  se toma conservadoramente como cero y el peso muerto de la pila se desprecia. Para mantener la subpresión en un mínimo, se le da al cuerpo de la pila el menor diámetro que sea práctico, pero no menos de un tercio del diámetro de la campana.

La cimentación deberá distribuirse de manera que cada pila soporte la carga muerta máxima posible; y las presiones en el suelo para las cargas en la base de la pila, deberán aplicarse solo con el factor de seguridad mínimo aceptable; de esta manera, las presiones en la base se utilizan en todo lo posible para contrarrestar la tendencia a la expansión. Si existe la probabilidad de que ocurra la expansión antes de que se aplique la carga muerta de la superestructura, deberá utilizarse un factor de seguridad de cuando menos 1.0, para calcular el riesgo de que se levante la pila que no se ha cargado.

La adherencia ente el suelo y la pila puede reducirse, haciendo las perforaciones de un diámetro 10 cm. mayor que el del cuerpo, excavando y colando la campana y finalmente ademandando dicho cuerpo con molde de cartón. El espacio entre el molde y la perforación puede llenarse con vermiculita o con otros materiales que no tengan resistencia al esfuerzo cortante apreciable.

**Proyecto: Pila sobre arcilla expansiva.**

Una pila colada en lugar para un edificio, va a soportar una carga muerta de 106 toneladas y una carga viva de 142 toneladas. -- Los 6 mts. superiores se consideran que están en la zona de cambio volumétrico estacional; el material es arcilla con elevado potencial de expansión y una resistencia a la compresión simple de  $27.25 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$ , con su contenido de agua actual.

Debido al potencial de expansión del suelo, las cimentaciones de zapatas se consideran inadecuadas para el apoyo del edificio. Probablemente ocurran grandes desajustes en las zapatas interiores, conforme el suelo adquiere su humedad de equilibrio debajo de la estructura terminada. Además, puede perjudicarse el comportamiento de las zapatas exteriores por los cambios de volumen producidos por las fluctuaciones estacionales de humedad. Los extremos superiores de las campanas de las pilas, se sitúan 4.5 m. más abajo, con objeto de disponer de un margen de seguridad contra derrumbes de la arcilla con superficies de deslizamiento dentro de la campana durante la construcción.

El procedimiento de proyecto es, en su mayor parte, un procedimiento de tanteos para la determinación de las dimensiones de la pila. Por ejemplo, el diámetro de la campana debe satisfacer ciertos criterios con respecto a las cargas, así como con respecto a las fuerzas de supresión producidas por la expansión del suelo.

Los coeficientes de seguridad usados para comprobar las diferentes condiciones que se presentan en las diversas etapas de la construcción y

de carga de la pila, son razonamientos que el proyectista debe realizar. En la memoria de cálculo se ha ignorado el peso de la pila al calcular los coeficientes de seguridad. El error es pequeño en la mayor parte de los casos y, con respecto a la fuerza de expansión, la omisión queda del lado de la seguridad. Antes de la aplicación de las cargas del edificio, puede evitarse el levantamiento de las pilas garantizando que el factor de seguridad sea cuando menos de 1.0. En este cálculo se han dado a la campana de la pila las dimensiones necesarias para obtener un coeficiente de seguridad de 1.2 para esta condición.

Otra de las cosas que se deben decidir en el proyecto de la pila es el tamaño de su cuerpo, el diámetro de 76 cm. es aproximadamente el menor que permite a un inspector entrar a la perforación durante la construcción.

Se ha determinado el área de las varillas de refuerzo en el fuste en la unión con la campana, sobre la base de un factor de seguridad de aproximadamente 1.2, contra un límite de cedencia del acero igual a 4 200 Kg/cm.<sup>2</sup>

**Procedimiento de cálculo.**

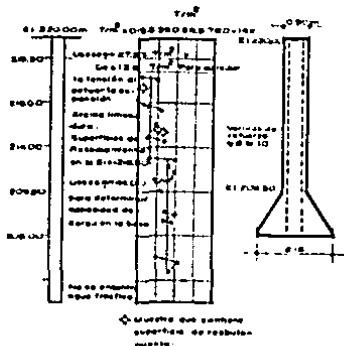
**Cargas de la Superestructura.**

$$C_1 = 106T; C_2 = 142 T; C \text{ Total} = 248 T$$

Levantamiento producido por la expansión.

Se darán las dimensiones necesarias a la campana para que el coeficiente de seguridad contra levantamiento  $F_s$ , sea igual a 1.2 en la pila sola, y  $F_s$  igual a 2 bajo la carga muerta de la superestructura.

Fuste: Se prueba un diámetro de 0.90 m;



Longitud total = 10.5 m.

Longitud levantamiento = 6 m.

$$C_u = \frac{Q_u}{2} = \frac{27.23 \text{ tn/m}^2}{2} = 13.6 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$Q_d = C_u \cdot L = 13.6 \frac{\text{tn}}{\text{m}} (0.2) = 2.72 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$\text{Ec. 4.1. } Q_{\text{subpresión}} = \pi (0.90\text{m}) (0\text{m}) (13.6 \frac{\text{tn}}{\text{m}})$$

$$Q_{\text{subpresión}} = 231.0 \text{ T}$$

$$\text{Ec. 4.2: } 231.0 \text{ T} = \frac{61.32 \text{ t/m}^2}{1.2} \cdot \frac{\pi}{4} [d_b^2 - (0.90\text{m})^2]$$

$$231.0 \text{ T} = 55.19 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} [d_b^2 - 0.81\text{m}^2]$$

Campana:  $d_b = 2.10 \text{ m}$

$$A = 3.66 \text{ m}^2$$

Considerando la resistencia del concreto a la tensión nula.

$$\text{Varillas de refuerzo : } A_s = \frac{Q_{\text{sub}}}{f_y} \quad F_s = \frac{231000 \text{ Kg}}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \quad 1.2 = 66 \text{ cm}^2$$

Utilizando 9 varillas del No. 10  $A_s = 71 \text{ cm}^2$ .

Por recomendación del reglamento de construcción del Distrito Federal (art. 4.2.2. ) todas las barras deben restringirse contra el pandeo con estribos con separación no mayor que  $\frac{850}{f_y}$  veces el diámetro de la barra más delgada.

Por lo que tenemos:

$$S \leq \frac{850}{\sqrt{F_s}} \text{ cm}$$

$$S = 42 \text{ cm.}$$

Se recomienda usar estribos # 5 @ 40 cm.

Revisando  $F_s$  bajo la carga muerta de la Superestructura.

$$\text{Tensión (por expansión) neta} = 231 \text{ T} - 106 \text{ T} = 125 \text{ T}$$

$$F = \frac{231 \text{ T}}{125 \text{ T}} = 1.84 \approx 2$$

Revisando el área de la campana para la carga total hacia abajo.

$$\text{Suponiendo que no hay expansión en la pila: } \frac{248 \text{ T}}{3.66 \text{ m}^2} = 67.76 \text{ T/m}^2$$



Considerando que  $q_u = 1.5 q_{tu}$

En la arcilla firme donde se va a desplantar la pila tenemos una resistencia a la compresión simple de  $49 \text{ tn/m}^2$

nos queda  $q_u = 1.5 (49 \text{ tn/m}^2) = 73.5 \text{ tn/m}^2$

## RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES.

### Recomendaciones.

Las expansiones y compresiones del suelo en los ciclos de humedecimiento y secado pueden causar daños apreciables en las estructuras que se construyan sobre aquél; en especial las zapatas y las losas poco profundas son susceptibles a esos cambios. La magnitud de las expansiones depende de las cargas actuantes sobre el suelo y es obvio que aquéllas serán mayores cuanto menores sean éstas.

Por lo general, los levantamientos debidos a expansiones son causa de problemas más serios que los asentamientos convencionales, debido a que son más difíciles de corregir una vez que han ocurrido.

En la práctica cuando se sospecha un problema de arcillas expansivas lo recomendable es clasificar los suelos en base a los criterios presentados en el cap. III., cualquiera de ellos nos puede dar una idea del tipo de suelo con el cual se va a trabajar. Una vez que se sabe existirá un problema importante de expansibilidad, deberán hacerse pruebas de laboratorio específicas para este tipo de material; el criterio de J.E. Bowles nos ofrece un cálculo de esfuerzos de una manera económica con aceptable margen de error, por otra parte tenemos las pruebas de expansión de Holtz y Gibbs, las cuales nos presentan de una manera más acertada, aunque a un periodo más largo, los esfuerzos que ocurren en este tipo de suelos. 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; en estas últimas pruebas podrán usarse muestras inalteradas, en las que se conserve el contenido de agua original, pues el secado puede producir cambios irreversibles en la estructura del material.

Al preparar los consolidómetros ( Prueba Holtz y Gibbs ) con los especificaciones 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 proyecto. Se obtienen diferencias fuertes en las características de expansibilidad de una arcilla según que, durante la prueba, 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 cargada 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.

En una obra pueden 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 se

rá 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 tiene 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, etcétera.

En el capítulo IV se ha presentado una serie de soluciones al problema de los suelos expansivos, en esos casos la cimentación podía de una u otra manera soportar la presión de expansión ( subpresión ), debido al hinchamiento del material, también en el capítulo III se presentan dos métodos para obtener los esfuerzos debidos a la expansión, - en todos estos casos se proponen cimentaciones, que permiten el comportamiento natural del suelo, pero sin que dañe la estructura, también - existen soluciones cuya tendencia es la de disminuir o nulificar las - características expansivas del suelo. A continuación resumiremos las más utilizadas en la construcción.

La disminución del poder expansivo del suelo se logra :

-Estabilizándolo; es decir que la estructura podrá cimentarse cuan-

do al suelo se le hayan cambiado sus propiedades, lo cual se logra a través de mezclas adecuadas en productos manufacturados como cal, limo, cemento, etc., o bien con materiales inertes naturales, el espesor de la capa del suelo por estabilizar, dependerá de sus características expansivas.

La nulificación o eliminación de la expansión, puede efectuarse:

- Humedeciendo el terreno previamente hasta que la humedad tenga un valor igual al que de equilibrio.
- Tratando que las cargas hacia abajo sean iguales o excedan las presiones producidas por la expansión.
- Retiro parcial o total del suelo expansivo, sustituyéndolo con material granular. La profundidad de la excavación dependerá del espesor del suelo indeseable y de la presión de expansión.

### Conclusiones.

Debemos tener presente que el problema de los suelos expansivos será a corto plazo un tema común en nuestro país, debido a la existencia de ciudades con un potencial de crecimiento elevado.

Aunque un estudio de mecánica de suelos implica elevar el costo en cualquier tipo de obra. No lo podemos pasar por alto cuando se sospeche de la presencia de un suelo con características expansivas, ya que el daño que se produce debido al hinchamiento de este material muchas veces implica realizar una inversión mayor, la cual, en muchos casos no significa que se pueda solucionar el problema en su totalidad.

Las consideraciones expuestas en este trabajo, nos dan una idea más clara de la forma en que un ingeniero civil, puede en un caso determinado solucionar un problema en el cual se tenga la presencia de un suelo expansivo. Se debe también considerar el costo en cada solución ya que este es un factor que influye grandemente en cualquiera de los procedimientos que se lleguen a proponer, por lo cual sería conveniente presentar dos o tres soluciones, las cuales nos den opción de escoger la más adecuada para un problema dado.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

- 1.- F.H. Chen.  
"Foundations on expansive soils"  
Elsevier scientific publishing company.  
Nueva York 1975.
- 2.- Guerrero Palma Alejandro.  
"Arcillas Expansivas".  
Tesis. Universidad Anahuac.  
México.
- 3.- Sainz - Lozada, Navarro, Asociados.  
"Comportamiento de las arcillas expansivas de la región  
norte del Perú".  
U.N.A.N.  
México.
- 4.- Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A.  
"Mecánica de Suelos" (Tomos I, II y III)  
Editorial Limusa.  
México 1981.
- 5.- Crespo Villalaz C.  
"Mecánica de Suelos y Cimentaciones".  
Editorial Limusa.  
México-1981.
- 6.- Bowles Joseph.  
"Foundation Analysis and Design"  
Editorial Mc. Graw Hill.  
Nueva York 1982.
- 7.- Secretaría de Recursos Hidráulicos.  
"Mecánica de Suelos, instructivo para ensaye de suelos"  
Editado por la Dirección de Información.  
México 1967.

- 8.- Bowle Joseph.  
"Manual de laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil".  
Editorial Mc. Graw Hill.  
México 1981.
- 9.- Peck Ralph B., Hanson Walter E. y Thornburn T.H.  
"Foundation Engineering".  
Editorial John Wiley and Sons.  
Nueva York 1974.
- 10.- Sánchez Naveda Freddy E.  
"Estudio de un suelo expansivo de Coro, Venezuela".  
Tesis para obtener el grado de maestro de Ingeniería.  
U.K.A.H.  
México 1979.
- 11.- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.  
"IX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos".  
Editado por la Soc. Mexicana de Mecánica de Suelos.  
México 1978.
- 12.- Expansive Soils Research Council of the American Society  
of Civil Engineers.  
"Proceedings of the Fourth International Conference on  
Expansive Soils".  
Editado por Sneath Donald.  
Denver 1980.
- 13.- Lambe William T. y Whitman Robert V.  
"Mecánica de Suelos".  
Editorial Limusa.  
México 1981.