



Universidad Autónoma de Querétaro  
 Facultad de Ingeniería  
 Maestría en Ciencias (Geotecnia)

SOLUCIÓN ECOLÓGICA Y SUSTENTABLE PARA LA DISMINUCIÓN DE EXPANSIÓN EN  
 ARCILLAS MEDIANTE PERFORACIONES.

**TESIS**

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de  
 Maestro en Ciencias (Geotecnia)

**Presenta:**  
 Christian Alberto Bimbela Osuna

**Dirigido por:**  
 Dra. Teresa López Lara

SINODALES

Dra. Teresa López Lara  
 Presidente

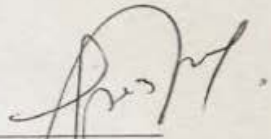
Dr. Juan Bosco Hernández Zaragoza  
 Secretario

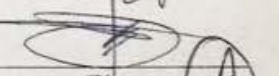
Dr. Jaime Moisés Horta Rangel  
 Vocal

Dr. Eduardo Rojas González  
 Suplente

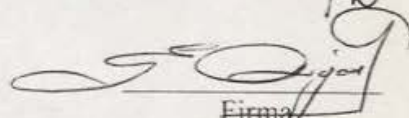
Dr. Alfredo Pérez García  
 Suplente

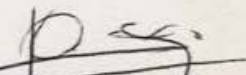
Dr. Aurelio Domínguez González  
 Director de la Facultad de Ingeniería

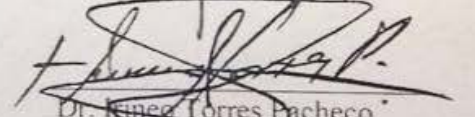
  
 Firma

  
 Firma

  
 Firma

  
 Firma

  
 Firma

  
 Dr. Aurelio Domínguez González  
 Director de Investigación y Posgrado

Centro Universitario  
 Querétaro, Qro.  
 Noviembre del 2014  
 México

## RESUMEN

Los problemas en la construcción debido a los suelos expansivos son evidentes. Desde tiempo atrás se ha prestado una atención importante al comportamiento de las arcillas, esto debido a los problemas provocados por ellas y que han representado una fuente de graves daños a las estructuras cimentadas en estas formaciones presentando desde pequeñas grietas ya sea en exteriores o interiores hasta desplazamientos irreparables de zapatas y elementos de la superestructura, ocasionando grandes pérdidas económicas, así mismo, poniendo en riesgo a la población. Por lo tanto, después de haber identificado una formación de suelo expansivo, una estimación fiable de su potencial de expansión es esencial para la selección de una técnica de tratamiento para minimizar el cambio de volumen o del diseño de un sistema de cimentación para dar cabida al esperado movimiento vertical del suelo. En el presente trabajo se plantea un nuevo método de disminución de la expansión en un suelo arcilloso mediante perforaciones, en el cual se pretende llegar a la máxima disminución posible de expansión en la muestra de suelo y que sea capaz de mantener una capacidad de carga suficiente para el fin propuesto. El suelo en estudio presentó un porcentaje expansión en estado remoldeado de 27.5% con estas perforaciones se logró disminuirla hasta un 40.72 % respecto a la expansión inicial, retirando en volumen de material un 5.4%. Del mismo modo se realizó una prueba de corte con y sin perforaciones mostrando resultados de capacidad de carga con una diferencia de 5.6 ton/m<sup>2</sup>. Con esto se logra demostrar que dicho método puede llegar a ser un nuevo sistema de cimentación mediante losa, sin necesidad de desechar el suelo existente, solo ajustando algunas mejoras.

**(Palabras clave:** suelo expansivo, perforaciones, disminución, arcilla, cimentación)

## SUMMARY

The construction problems due to expansive soils are evident. For some time has been given significant attention to the behavior of clays, this due to the problems caused by them and have been a source of serious damage to structures cemented in these formations show since small cracks either indoors or outdoors up irreparable displacement of footings and superstructure elements, causing great economic losses, also, endangering the population. Therefore, after identifying expansive soil formation, a reliable estimate of the potential for expansion is essential for selecting a processing technique to minimize the volume change of the design or system to accommodate the foundation expected vertical movement of the floor. In this paper a new method for decreasing the expansion arises in a clay soil by drilling, which is to reach the maximum possible reduction in expansion in the soil sample and is able to maintain a sufficient load capacity for the purpose intended. The soil in the study presented an expansion remolded percentage of 27.5% with these perforations it is achieved to a 40.72% decrease over the initial expansion in volume of material by removing 5.4%. Similarly a cutting test was performed with and without perforations showing results of load capacity with a difference of 5.6 ton / m<sup>2</sup>. With this it can be shown that this method can be a new foundation system through slabs without discarding the existing floor, just adjusting some improvements.

**(Key words:** expansive soil, perforations, decrease, clay, foundation)

*Este trabajo es dedicado a mis padres que han confiado en mí  
y me han dado todo su apoyo y amor para seguir adelante.*

Gracias.

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a la vida por darme salud y la oportunidad de seguirme preparando día a día

A mis padres Patricia y Roberto, por darme todo su apoyo, amor y confianza a lo largo de mi vida, de igual manera a mis hermanos Roberto y familia y Bianca por estar ahí cuando los necesito.

A mi novia Jessica y familia por compartir su vida conmigo y aguantar estos años que no han sido fáciles.

A mis tíos, en especial a mi tío Cervando por darme su apoyo y hospitalidad estos años que sin duda los hicieron más fáciles.

A mis amigos del posgrado, David por darme la mano cuando lo necesité, Christopher, Beto, Elda, Yaneth, Diego, José Luis, Godoy, Gilberto y todos los que me han dado en estos años su amistad.

A la Doctora Teresa López Lara por darme su apoyo y confianza para culminar este proyecto y al personal académico de la Facultad de Ingeniería por sus comentarios y enseñanzas que me ayudan a crecer profesionalmente día a día.

Al personal del Laboratorio de Mecánica de suelos y resistencia de materiales por facilitarme los instrumentos para llevar a cabo mis pruebas.

Y por último al Consejo Nacional de Ciencias y Tecnología por otorgarme durante este periodo del posgrado la beca de manutención que fue pieza importante para culminar este proyecto.

# INDICE

RESUMEN .....	I
SUMMARY .....	II
AGRADECIMIENTOS .....	IV
INDICE.....	V
INDICE DE CUADROS .....	VIII
ÍNDICE DE FIGURA.....	IX
<b>1. INTRODUCCIÓN. ....</b>	<b>1</b>
HIPÓTESIS .....	1
OBJETIVO GENERAL .....	2
OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	2
JUSTIFICACIÓN .....	2
<b>2. ANTECEDENTES.....</b>	<b>3</b>
2.1. DAÑOS EN CIMENTACIONES. ....	3
2.2. CONSTRUCCIÓN DE LOSAS. ....	5
2.3. MOVIMIENTO EN LOSAS OCASIONADO POR SUELO EXPANSIVO. ....	5
2.4. TIPOS DE CIMENTACIÓN CON LOSAS PARA CONTRARRESTAR LA EXPANSIÓN EN SUELOS. ....	6
2.4.1. <i>Losas estructurales de cimentación</i> .....	6
2.4.2. <i>Losas de cimentación rígidas</i> .....	7
2.4.3. <i>Losa de piso estructural</i> .....	7
2.4.4. <i>Grava bajo la losa</i> .....	7
2.5. OTROS SISTEMAS DE CIMENTACIÓN MEDIANTE LOSAS. ....	8
2.5.1. <i>Cimentaciones con pilotes</i> .....	10
2.5.2. <i>Estabilizaciones</i> .....	11
2.5.3. <i>Pre humectación</i> .....	11
2.5.4. <i>Reemplazo</i> .....	12
2.5.5. <i>Precarga/Precomprensión</i> .....	12
2.6. ASENTAMIENTOS.....	12
<b>3. FUNDAMENTACIÓN TEORICA.....</b>	<b>14</b>

3.1. MINERALOGÍA.....	14
3.2. IDENTIFICACIÓN, PRUEBAS Y EVALUACIÓN DE LAS ARCILLAS EXPANSIVAS.....	15
3.3. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA EXPANSIÓN Y CONTRACCIÓN DEL SUELO.....	16
3.4. POTENCIAL DE EXPANSIÓN.....	17
3.5. MÉTODOS ASTM D-4546.....	18
3.6. PRUEBAS DE EXPANSIÓN EN MUESTRAS REMOLDEADAS.....	20
3.7. SISTEMA DE PISO ELEVADO.....	20
3.8. CÁLCULO DE EXPANSIONES.....	22
<b>4. METODOLOGÍA.....</b>	<b>25</b>
4.1. LOCALIZACIÓN DE LA EXTRACCIÓN DE MUESTRAS DE SUELO.....	26
4.2. EXTRACCIÓN E IDENTIFICACIÓN DEL SUELO POR ESTUDIAR.....	26
4.3. CARACTERIZACIÓN DEL SUELO.....	26
4.3.1 <i>Análisis Granulométrico</i> .....	26
4.3.2 <i>Límites de plasticidad</i> .....	27
4.3.3 <i>Determinación del contenido de agua</i> .....	28
4.3.4 <i>Peso específico de la muestra por inmersión en agua</i> .....	29
4.3.5 <i>Peso específico relativo de sólidos</i> .....	29
4.4. PRUEBA DE EXPANSIÓN UNIDIMENSIONAL PARA SUELOS COHESIVOS.....	29
4.5. REALIZACIÓN DE PERFORACIONES.....	30
4.6. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN NO CONFINADA DE SUELO COHESIVO.....	31
4.7. CORTE DIRECTO.....	31
4.8. CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA.....	32
<b>5. RESULTADOS.....</b>	<b>33</b>
5.1. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA.....	33
5.2. PRUEBA DE EXPANSIÓN UNIDIMENSIONAL PARA SUELOS COHESIVOS.....	34
5.3. PARÁMETROS DE RESISTENCIA Y CAPACIDAD DE CARGA.....	45
5.3.1 <i>Resistencia a la compresión simple</i> .....	45
5.3.2 <i>Pruebas de corte directo</i> .....	48
5.3.3 <i>Pruebas de corte directo (incremento en contenido de agua)</i> .....	52
<b>6. APLICACIÓN PRÁCTICA.....</b>	<b>54</b>
6.1. ANÁLISIS TEÓRICO DEL MÉTODO PROPUESTO.....	54
<b>7. CONCLUSIONES.....</b>	<b>58</b>
<b>8. REFERENCIAS.....</b>	<b>60</b>

<b>9. ANEXOS.</b> .....	<b>63</b>
9.1. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO.....	63
9.2. CURVAS DE EXPANSIÓN.....	67



## INDICE DE CUADROS

<b>Tabla</b>	<b>Página</b>
2.2 (b) Asentamientos diferenciales	13
2.2 (b) Asentamientos totales	13
3.1 Correlaciones con pruebas de suelo común.	16
5.1 Caracterización geotécnica del suelo de Jurica.	33
5.2 (a) Resumen de expansión con diferentes cantidades de volúmenes.	34
5.2 (b) Resumen de Asentamiento con diferentes cantidades de volúmenes.	35
5.3 Resumen prueba de expansión/consolidación para una muestra natural con sobrecarga.	36
5.4 Resumen prueba de expansión/consolidación para una muestra remoldeada con sobrecarga.	37
5.5 Resumen prueba de expansión/consolidación para una muestra con 6.6% de volumen retirado.	38
5.6 Resumen prueba de expansión/consolidación para una muestra con 13.8% de volumen retirado.	39
5.7 Resumen prueba de expansión/consolidación para una muestra con 14.56% de volumen retirado.	40
5.8 Resumen de parámetros obtenidos para calcular la capacidad de carga.	46
5.9 (a) Resumen de parámetros obtenidos para calcular la capacidad de carga.	49
5.9(b) Resumen de parámetros obtenidos para calcular la capacidad de carga con teoría de Terzaghi.	49
5.9(c) Parámetros obtenidos para calcular la capacidad de carga en estado saturado según Skempton.	49
5.10 Resumen de parámetros obtenidos para calcular la capacidad de carga con 23% contenido de agua.	52
6.1 Cálculo teórico de perforaciones necesarias para abatir la expansión.	54
6.2 Expansión abatida vs volumen extraído	56
6.3 Cantidad de perforaciones para abatir la expansión en función de la profundidad.	57
9.1 Granulometría vía mallas.	63
9.2 Granulometría vía Hidrómetro.	64
9.3 Peso específico de la muestra por inmersión de agua.	65
9.4 Contenido de agua.	65
9.5 Límites de consistencia (Atterberg).	65
9.6 Contracción Lineal y límite de contracción.	66
9.7 Datos prueba expansión remoldeada con sobrecarga (0.9 % volumen retirado).	67
9.8 Datos prueba expansión remoldeada con sobrecarga (1.16 % volumen retirado).	68
9.9 Datos prueba expansión remoldeada con sobrecarga (1.4 % volumen retirado).	69
9.10 Datos prueba expansión remoldeada con sobrecarga (1.6 % volumen retirado).	70
9.11 Datos prueba expansión remoldeada con sobrecarga (4.4 % volumen retirado).	71
9.12 Datos prueba expansión remoldeada con sobrecarga (4.63 % volumen retirado).	72
9.13 Datos prueba expansión remoldeada con sobrecarga (5.4 % volumen retirado).	73

## ÍNDICE DE FIGURA.

Figura		Página
2.1	Una losa rectangular, cargado uniformemente, tenderá a levantar en las esquinas porque hay menos confinamiento	4
2.2	Planta típica y sección transversal de una losa elevada	8
2.3	Viga con vacíos en parte inferior.	9
2.4 A	Esquema cajas de cartón bajo la losa.	9
2.4 B	Esquema cilindros de cartón bajo la losa.	10
3.1	Minerales constitutivos de la Montmorilonita	14
3.2	Gráfica método A norma ASTM D-4546.	19
3.3	Gráfica método B norma ASTM D-4546.	19
3.4	Gráfica método C norma ASTM D-4546.	20
3.5	Planta típica y sección transversal de una losa elevada	21
3.6	Losa de cimentación tipo waffle	22
3.7	Esquema del flujo de agua hacia una excavación de extensión finita	23
3.8	Valores de $N_c$ según Skempton, para suelos puramente cohesivos.	24
5.1	Extracción de muestras alteradas e inalteradas Tendencia de expansión contra volumen retirado en perforaciones.	33
5.2		35
5.3	Curva de compresibilidad muestra natural.	36
5.4	Curva de compresibilidad muestra remoldeada. Curva de compresibilidad con 6.6% volumen retirado	37
5.5		38
5.6	Curva de compresibilidad con 13.8% volumen retirado	39
5.7	Curva de compresibilidad para 14.56% de volumen retirado.	40
5.8	Curvas de deformación.	41
5.9	Método de realización de perforaciones.	41
5.10 (a)	Muestra con 0.9% de volumen retirado sin saturar.	42
5.10 (b)	Parte superior de muestra saturada con 0.9% de volumen retirado.	42
5.10 (c)	Parte inferior de muestra saturada con 0.9% de volumen retirado.	43
5.11 (a)	Parte superior de muestra con 6.6% de volumen retirado sin saturar.	43
5.11 (b)	Parte superior de muestra saturada con 6.6% de volumen retirado.	44
5.12 (a)	Muestra con 13,8% de volumen retirado sin saturar.	44
5.12 (b)	Parte superior de muestra saturada con 13.8% de volumen retirado.	45
5.12 (c)	Parte inferior de muestra saturada con 13.8% de volumen retirado.	45
5.13 (a)	Prueba de compresión no confinada.	46
5.13 (b)	Prueba de compresión no confinada.	46
5.14	Circulo de Mohr, esfuerzo normal vs esfuerzo cortante.	47
5.15	Curvas esfuerzo-deformación.	47
5.16	Distribución de perforaciones en la prueba de corte directo.	48
5.17	Gráfica prueba de corte directo a muestra con un extracción de volumen del 1.6%.	50
5.18	Gráfica prueba de corte directo a muestra con un extracción de volumen del 2.2%.	50

5.19	Gráfica prueba de corte directo a muestra con un extracción de volumen del 4.4%.	51
5.20	Gráfica prueba de corte directo a muestra con un extracción de volumen del 5.4%.	51
5.21	Gráfica prueba de corte directo a muestra con un extracción de volumen del 6.6%.	51
5.22	Gráfica prueba de corte directo a muestra con un extracción de volumen del 14.6 %	52
5.23	Gráfica prueba de corte directo a muestra con un extracción de volumen del 6.6%.	53
5.24	Gráfica prueba de corte directo a muestra con un extracción de volumen del 7.32%.	53
5.25	Gráfica prueba de corte directo a muestra con un extracción de volumen del 13.8%.	53
6.1	Expansión abatida(%) vs volumen retirado (%).	55
6.2	Distribución de perforaciones en vivienda de estudio después de realizar el análisis experimental.	57
9.1	Curva Granulométrica.	64
9.2	Curva de fluidez del suelo natural	66
9.3	Clasificación de suelo en la carta de plasticidad (SUCS).	66
9.4	Curva de deformación de prueba remoldeada con sobrecarga (0.9 % volumen retirado).	67
9.5	Curva de deformación de prueba remoldeada con sobrecarga (1.16 % volumen retirado).	68
9.6	Curva de deformación de prueba remoldeada con sobrecarga (1.4 % volumen retirado).	69
9.7	Curva de deformación de prueba remoldeada con sobrecarga (1.6 % volumen retirado).	70
9.8	Curva de deformación de prueba remoldeada con sobrecarga (4.4% volumen retirado).	71
9.9	Curva de deformación de prueba remoldeada con sobrecarga (4.63% volumen retirado).	72
9.1	Curva de deformación de prueba remoldeada con sobrecarga (5.4% volumen retirado).	73

# 1. INTRODUCCIÓN.

Los suelos potencialmente expansivos se pueden encontrar en cualquier parte del mundo como lo han reportado algunos países como: Angola, Argelia, Argentina, Australia, Brasil, Canadá, Colombia, Cuba, Ecuador, España, Etiopía, EUA, Ghana, India, Israel, Irak Irán, Kenia, Malaba, México, Marruecos, Mozambique, Myanmar, Perú, Rusia, Sudáfrica, Turquía, Venezuela (López et al, 2012).

En México los estados que han presentado problemas asociados con suelos expansivos son: Querétaro, Guanajuato, Michoacán, Tamaulipas, Morelos, Baja California Norte, Veracruz, Chiapas, Campeche, Sonora y Sinaloa (Zepeda y Pérez, 2012).

Estos suelos cada año causan miles de millones de dólares en daños por lo que edificar sobre un suelo expansivo siempre ha representado un problema para el hombre. En la actualidad el crecimiento desmedido de la población ha ocasionado que la mancha urbana se extienda hasta zonas donde existen suelos de cultivo, ocasionando graves daños a construcciones debido al constante cambio volumétrico de estos suelos. Muchas pequeñas obras civiles, como casas habitacionales, gasolineras, etc., cimentadas sobre arcillas expansivas han sufrido daños de consideración en climas de largo periodos de sequía en intermitentes periodos de humedad debido a los cambios de volumen con los cambios de humedad. Pequeñas zapatas soportando livianas cargas son más fácilmente levantadas o movidas por la arcilla expansiva que las grandes zapatas soportando cargas pesadas, aun estado ambas calculadas bajo la misma presión de contacto.

Actualmente existen diversas técnicas para la estabilizar y/o contrarrestar la expansión en este tipo de suelos, el problema que se pretende resolver es el diseño de un método en el cual no sea necesario tener que desechar este suelo sobre el que se desea construir lo que resulta muy costoso en especial para obras de pequeña envergadura como una casa habitación, ni agregarle algún compuesto químico que eleve el costo de igual manera. De esta forma se pretende disminuir la expansión en arcillas conservando el suelo de origen y el costo.

## **HIPÓTESIS**

Realizar un método mediante el cual se extraiga una cantidad de volumen de suelo similar a la expansión producida por una arcilla y distribuirla adecuadamente en perforaciones minimiza la expansión producida bajo la estructura. Las perforaciones concentraran en forma horizontal la expansión vertical producida logrando disminuirla, sin necesidad de desechar el suelo sobre el que se desea construir.

## **OBJETIVO GENERAL**

Demostrar el método propuesto basado en la realización de perforaciones en el suelo a nivel del laboratorio para disminuir la expansión en arcillas mediante prueba de expansión en el odómetro.

## **OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

-Localizar un suelo con características de expansividad alta para poder llevar a cabo el método propuesto.

-Aplicar el método en el suelo en diferentes cantidades de perforaciones y por lo tanto de volumen para comprobar la disminución de la expansión del suelo.

- Conocer la resistencia al corte del material inalterado como al suelo con perforaciones.

## **JUSTIFICACIÓN**

Los suelos expansivos están confinados potencialmente en las regiones semiáridas de las zonas de clima tropical y templado, donde la evapotranspiración excede la precipitación. Pudiéndose obtener este tipo de suelo en casi cualquier parte del mundo como por ejemplo: México, Canadá, Colombia, Estados Unidos, Venezuela, Colombia, Costa Rica, Ecuador, Perú, Argentina, Brasil, Cuba, Angola, Mozambique, Kenia, Argelia, Marruecos, Ghana, Israel, Turquía, Irak, India, Australia, España, entre otros.

En México una de los estados que presenta este tipo de suelos es la Ciudad de Querétaro, lugar donde se sitúa el estudio, lográndose encontrar grandes espesores de estratos con este tipo de arcilla.

Actualmente hay una gran variedad de técnicas para disminuir o estabilizar la expansión en las arcillas. De todas estas técnicas existentes, el método que se propone basado en la realización de orificios en el suelo tendrá muchas ventajas tales como, ser sustentable, económico, rápido y sencillo logrando conservar en su lugar el suelo expansivo sin necesidad de que sea removido por suelo “muerto” o agregarle algún químico para abatir la expansión afectando al medio. Del mismo modo el costo de la cimentación se verá reducido y acorde a la magnitud del proyecto, ya que teniendo una obra pequeña los métodos para estabilizaciones de este tipo de suelo resultan costosos actualmente.

## 2. ANTECEDENTES

Los suelos son el producto del intemperismo mecánico y químico de las rocas, pudiéndose encontrar en un amplio rango de tamaños, formas y constituyentes mineralógicos. En general, los suelos han sido divididos en dos grandes grupos, dependiendo del comportamiento que presentan:

a) Los suelos no arcillosos tales como gravas, arenas y limos, que consisten esencialmente de partículas relativamente pesadas e inertes, en las que sus propiedades ingenieriles dependen principalmente de las fuerzas gravitacionales de masa, manifestadas a través del tamaño, forma y textura de sus partículas.

b) Los suelos arcillosos, se caracterizan por tener un tamaño de partícula muy pequeño, un gran superficie específica y una alta Capacidad de Intercambio Catiónico (CEC) (Fityus y Buzzi, 2009; Nalbantoglu, 2004; Nalbantoglu y Gucbilmez, 2001).

Los suelos expansivos son ampliamente distribuidos por todo el mundo, aunque son especialmente abundantes en las zonas áridas, donde las condiciones son adecuadas para la formación de minerales arcillosos del grupo esmectita tal como montmorillonita o algunos tipos de illitas (Avsar et al., 2009).

Los ingenieros geotécnicos han reconocido desde hace tiempo que la hinchazón de suelos expansivos causados por variación de la humedad puede dar lugar a un peligro considerable y, en consecuencia a graves daños a las estructuras suprayacentes (Yilmaz y Civelekoglu, 2009). El 10% de las 250 000 nuevas viviendas construidas en suelos expansivos cada año en los Estados Unidos significan un daño significativo, más allá de algunas reparaciones (Nalbantoglu, 2004). Cada año en este país, los suelos expansivos causan daños a edificios, caminos, aeropuertos, tuberías, entre otras estructuras, por alrededor de 9 mil millones de dólares; más del doble de los daños debidos a desastres naturales.

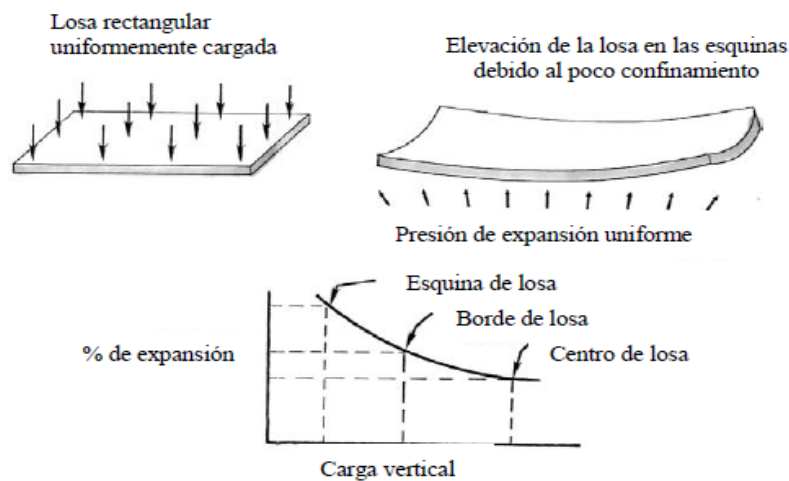
Cuando las condiciones del suelo son pobres, se hace muy costoso de construir y de forma segura algunos métodos de mejora se necesitan.

Un gran número de factores, y no todos técnicos, influyen en los tipos de cimentación, en el método de diseño y en las prácticas de tratamiento. El proyecto de ingeniería debe considerar el tipo de cimentación o método a implementar, mucho en función del costo. Y es en este contexto que se han llevado a cabo a través del tiempo distintos tipos de mecanismos para eliminar la expansión.

### 2.1. Daños en cimentaciones.

La manera más obvia en que los suelos expansivos pueden dañar las bases es de elevación, se hinchan con el aumento de humedad. La hinchazón de los suelos levanta y quiebran zapatas corridas ligeramente cargadas, y con frecuencia causan peligro en las losas de piso.

Debido a las diferentes cargas de construcción en diferentes partes de los cimientos de una estructura, la elevación resultante variará en diferentes áreas. Como se muestra en la figura 2.1., las esquinas exteriores de una losa de cimentación rectangular uniformemente-cargada sólo ejercen alrededor de un cuarto de la presión normal en un suelo de expansión que ejerce en la porción central de la losa. Como resultado, las esquinas tienden a ser levantadas con relación a la porción central. Este fenómeno puede ser exacerbado por las diferencias de humedad dentro de los suelos en el borde de la losa. Tal movimiento diferencial de la cimentación también puede causar problemas a la elaboración de una estructura (Rogers et al., 1993).



**Figura 2.1.** Una losa rectangular, cargado uniformemente, tenderá a levantar en las esquinas porque hay menos confinamiento (Rogers et al., 1993).

En los proyectos que implican la colocación de los cimientos en suelos expansivos, algunas medidas se deben tomar con el fin de prevenir o reducir los efectos de la expansión o retracción del suelo. Clásicamente, estas medidas han supuesto evitar o estabilizar estos suelos, la prevención de la transferencia de agua y / o el refuerzo de la estructura de modo resista la deformación del suelo (Yenes et al., 2012).

En suelos altamente expansivos, generalmente es aconsejable diseño de cimentaciones profundas empleando pilas que transmitirán la presión por debajo de la capa activa (la zona de la superficie del terreno en el que se pueden producir cambios en el volumen de suelo como resultado de cambios en el contenido de agua). Hay varias formulaciones que permiten la capacidad de carga para cada pila o grupo de pilotes que se calcula (por ejemplo Peck et al 1973; Das 2006). Sin embargo, existen muchas ocasiones en que las cimentaciones superficiales se establecen en suelos expansivos. En estos casos, el tratamiento habitual es para

determinar la presión de hinchamiento del suelo y el diseño de la cimentación de tal manera que se transmita una presión mayor que la de la expansión y amortiguar el movimiento (Yenes et al., 2012).

## **2.2. Construcción de losas.**

La construcción de losa en el suelo, cuando son suelos expansivos, es un aspecto muy difícil de controlar. En general, las losas del piso no soportan ninguna carga viva apreciable, y la carga muerta de hecho ejercida sobre las placas es pequeña. En consecuencia, se espera el movimiento de la losa cuando el contenido de humedad bajo losa aumenta y en consecuencia ello debería ser diseñado. El movimiento de las losas no sólo presenta grietas antiestéticas, sino, en la mayoría de los casos, también afecta directamente a la estabilidad de la estructura.

Las losas de concreto, colocadas directamente sobre el suelo, son mucho menos caras que las losas de pisos estructurales o las de tipo “espacio interior”. Esto es especialmente cierto cuando la construcción del sótano está involucrada. Desde 1940, la mayoría de las casas residenciales, edificios escolares, industriales y estructuras para almacenamiento llaman del uso de construcción de la losa sobre el suelo. No fue sino hasta el descubrimiento de los problemas expansivos del suelo que los ingenieros comenzaron a cuestionar la conveniencia de utilizar en la construcción la losa del suelo (Chen, 1988).

Losa en el suelo, a veces se denomina solera, son losas de concreto colocados directamente en el suelo con poca consideración dada a sus exigencias estructurales. Estas losas se construyen tanto con o sin refuerzo.

Las losas sin refuerzo se construyen generalmente en casas residenciales o donde se espera carga de piso ligera. Los límites de la longitud de la losa no reforzada se basan en la cantidad de control de la contracción de agrietamiento deseada. Normalmente, las grietas por contracción son controladas por juntas planas.

La opción entre una losa sin refuerzo y la losa ligeramente reforzada depende de las condiciones del subsuelo así como las condiciones de carga. Refuerzo en la losa reducirá la apertura de grietas por temperatura, pero no prevendrá agrietamiento por de la losa causado por el empuje del suelo bajo la losa (Chen, 1988).

## **2.3. Movimiento en losas ocasionado por suelo expansivo.**

En las zonas de suelo expansivo, el movimiento de la losa se asocia invariablemente con el contenido de humedad del suelo bajo la losa. La fuente de agua que entra en los suelos bajo la losa generalmente puede estar asociada con lo siguiente:



- Aumento de las aguas subterráneas, puede causar hinchamiento excesivo. Levantamiento de losas, superior a 6 pulgadas.

- Las roturas de líneas de servicio público a menudo contribuyen agua a los suelos bajo las losas. Líneas de agua y drenaje enterrados en suelos expansivos están sujetos a esfuerzos. El levantamiento diferencial puede romper tuberías y provocar una fuga puede continuar durante un largo periodo de tiempo sin ser detectado.

- La fuente más común de humedad que entra en los suelos bajo las losa es la irrigación, riego del césped y bajantes del techo, el agua superficial entra en el relleno suelto y causa una condición de mojado (Chen, 1988).

## **2.4. Tipos de cimentación con losas para contrarrestar la expansión en suelos.**

### *2.4.1. Losas estructurales de cimentación*

Con el paso del tiempo se ha ido evolucionando en el empleo de losas de cimentación debido a los problemas que han presentado de levantamiento por los suelos expansivos, hasta llegar al empleo de losas estructurales. Las losas de concreto reforzadas con contratraves entrecruzadas en la parte inferior han sido usadas exitosamente como cimentaciones en suelos expansivos de estructuras relativamente pesadas. Las losas de cimentación son un excelente sistema de cimentación en áreas donde los basamentos son muy profundos o donde las condiciones de los suelos se extienden a gran profundidad, lo que hace que el empleo de pilotes sea extremadamente costoso. (Nelson et al., 2006)

Los procedimientos de diseño, básicamente consisten en la determinación del momento flexionante, el cortante y la deflexión, debidos a las cargas de la estructura y a los patrones de expansión del suelo. Los parámetros del suelo incluyen la cantidad de expansión libre del terreno, la distancia máxima de expansión, y el módulo de la deformabilidad del suelo (Nelson y Miller, 1992).

El diseño de losas de cimentación se basa en la interacción suelo estructura. El procedimiento de diseño consiste en predecir la forma de deformación, el peso y la rigidez del suelo así como también de la losa. Considerando que la interacción suelo-estructura permite determinar el cortante y los momentos flexionantes a los cuales estarán sometidos los elementos.

La forma de la superficie del suelo que se desarrollará bajo la losa depende de la expansión, la rigidez del suelo, de las condiciones iniciales de humedad, de la distribución de la humedad, el clima, el tiempo de la construcción, las cargas estructurales, rigidez de la losa y de muchas otras variables (Méndez et al., 2012).

#### *2.4.2. Losas de cimentación rígidas.*

Losas de concreto armado con una rejilla de vigas transversales subyacentes, se han utilizado con éxito como bases para las estructuras sobre suelos expansivos. Las cimentaciones de losa rígida son excelentes sistema de cimentación en las zonas donde no se utilicen basamentos, o cuando las condiciones del suelo expansivo se extienden a profundidades que hacen que el costo de construcción de pilas sea prohibitivo.

La losa sobre el suelo no se puede utilizar en una zona donde el subsuelo posee alto potencial hinchamiento. Durante muchos años, ambos ingenieros estructurales y de suelo intentaron derivar un sistema de piso económico para combatir el problema de la expansión del suelo. Desafortunadamente, un sistema de este tipo no ha sido derivado hasta la fecha.

#### *2.4.3. Losa de piso estructural.*

El mejor método para evitar el movimiento piso es construir una losa estructural apoyada en cada lado por vigas de grado y proporcionar un vacío debajo de la losa para evitar el contacto entre el suelo y la losa. Las deficiencias de este sistema se encuentran no sólo en el costo de la construcción, que es mucho más caro que el método convencional de losa sobre el suelo, sino también de la técnica de construcción.

El método de construcción más conveniente es proporcionar un espacio de arrastre por debajo de la losa. Esto se puede proporcionar fácilmente en grandes estructuras, como escuelas y edificios de oficinas. El espacio de rastreo proporciona acceso para la inspección, se puede ventilar, y también puede servir como un área conveniente para las tuberías de servicios públicos y conductos.

Frecuentemente, no es posible construir un espacio de rastrea, y el piso estructural entonces debe ser construido con sólo unos pocos centímetros de espacio entre la losa y el suelo. Esto es típico en una losa estructural es que se construirá en un área de sótano. El problema con este tipo de construcción es la provisión de un material formador que permita la colocación de concreto. Los materiales formadores son costosos y no hay garantía de que el material se deteriora por completo debajo de la losa, lo que permite la acumulación de una presión elevada. Una posible alternativa es el uso de globos como un material de formación que puede ser desinflado después de que el concreto ha alcanzado su fraguado inicial. Pretensado comerciales, núcleo hueco, las losas planas están disponibles en longitud suficiente para cubrir 20 pies, eliminando así la necesidad de la formación de material hueco. El uso de losas pretensadas en grandes cantidades puede llegar a ser rentable.

#### *2.4.4. Grava bajo la losa.*

La construcción de losa convencional utiliza 4 pulgadas de grava debajo de los pisos de concreto. Una teoría ampliamente aceptada referente a la construcción de losa en área de suelo expansivo es que el agua es de una sola fuente, como por ejemplo de una tubería rota o de una bajada de agua inadecuadamente

ubicada, viajará sin resistencia a lo largo del lecho de grava y saturará toda la zona por debajo de la losa. Por lo tanto, el daño más extenso al piso tendrá lugar cuando la grava es usada.

El uso de la grava debajo de la losa permite la distribución uniforme de carga de piso y el curado uniforme de concreto, esta reduce las grietas de contracción y, a veces el rizado de concreto. La principal ventaja de utilizar la grava debajo de la losa de suelo, sin embargo, es para proteger el edificio de la subida del agua subterránea. Si una condición de agua se desarrolla debajo de un sótano, que no tiene ni un sistema de sub drenaje ni un lecho de grava debajo de la losa, no existe ningún método fácil de eliminar el agua. La instalación de un sistema de subdrenaje dentro o fuera de un edificio terminado es una empresa importante. Si, la grava de drenaje libre ha sido previamente instalada debajo de la losa, sólo puede ser necesario instalar una bomba de sumidero en el sótano como el agua fluirá a través de la grava hacia el sumidero. En cualquier caso, la ventaja de proporcionar la grava debajo de la losa es muy superior a los posibles inconvenientes.

### 2.5. Otros sistemas de cimentación mediante losas.

Cuando se colocan viga de cimentación sobre arcillas desecadas, dichas vigas pueden ser reventadas debido a la presión que sobre ellas provoca la arcilla al sufrir expansión. Aun cuando las vigas hayan sido reforzadas para resistir alta presión, el levantamiento o movimiento de los soportes de las vigas pueden causar tanto daño como si las mismas vigas se reventaran. Por lo tanto, es necesario tomar las precauciones debidas ara proveer cierto vacío bajo las vigas a efecto de que la arcilla pueda sufrir expansión sin ejercer presión de levantamiento sobre las vigas.

La forma simple de proveer dicho vacío bajo las vigas consiste en excavar unos 50 cm debajo de éstas y luego colocar el materia en estado suelto a fin de que la arcilla tenga espacio para sus movimiento. En muchos casos, poner paja o hierba empacada en el fondo de las zanjas para las vigas ha dado muy buenos resultados, ya que cuando la arcilla comienza a hincharse ella comprime a la paja, evitando así que presione fuertemente sobre las vigas. En la figura 2.3 se observa un esquema del funcionamiento de esta técnica.



FIGURA 2.2. Viga con vacíos en parte inferior (Crespo, 2004).

Cuando se quiera colocar un piso a nivel del suelo y sobre arcilla desecada, la única manera de evitar que se levante y dañe es haciéndolo de concreto armado soportado sobre un marco estructural y dejando un espacio en su parte inferior para que la arcilla pueda sufrir cualquier hinchazón sin estar en contacto con la parte inferior de la losa.

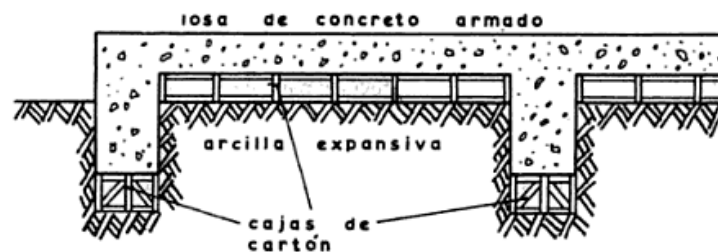
Un método que se puede usar ocasionalmente, ya que no es completamente seguro, es aflojar la arcilla unos 30 cm y colar sobre ella el piso armado, como puede verse en la figura 2.4.



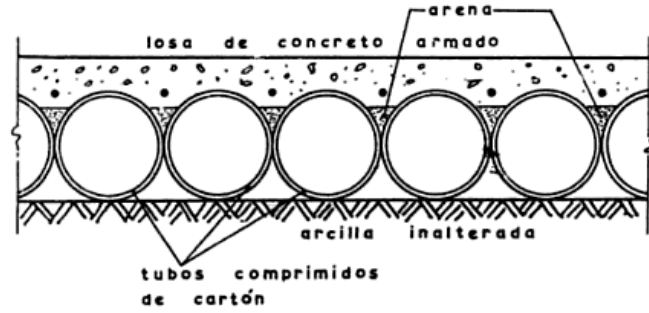
**FIGURA 2.3.** Sistema de losa armada sobre arcilla floja (Crespo, 2004).

Si la arcilla desecada es del tipo poco expansiva, el método anterior puede resultar satisfactorio y evitar así daños al piso y a la construcción. Sin embargo, es necesario adaptar la profundidad  $h$  a las circunstancias y condiciones existentes, o sea que el volumen que debe comprimirse la arcilla floja debe ser mayor, o por lo menos igual, al volumen que se hinchará la arcilla inalterada bajo la capa aflojada.

Otro método a utilizar es emplear cilindro de paja comprimida, los cuales se rocían con una solución de nitrato de amonio con el fin de acelerar su desintegración. Los elementos de cartón bajo la losa también pueden rociarse con la solución de nitrato de amonio para acelerar su desintegración.



(A)



(B)

**FIGURA 2.4.** (A) Esquema cajas de cartón bajo la losa. (B) Esquema cilindros de cartón bajo la losa (Villalaz, 2005).

Se han mostrado diferentes formas para cimentar sobre un suelo expansivo mediante la utilización de losas, algunas más económicas y probadas en funcionamiento que otras, sin embargo, actualmente también existen otras formas de llevar a cabo dicha cimentación en suelos expansivos mediante otros métodos, ya sea para evitar el estrato de suelo como son los pilotes o abatir la expansión por estabilizaciones, reemplazo, entre otros. A continuación se da una breve explicación de estos procedimientos antes mencionados.

### 2.5.1. Cimentaciones con pilotes.

Cimentaciones de pilotes perforados se han utilizado en algunos estados de los Estados Unidos desde finales de 1950 para reducir los daños que el suelo expansivo ocasiona.

Se usa en combinación con traveses las cuales se diseñan para soportar la carga estructural y transferir el esfuerzo distribuido a los pilotes. Se puede dejar un espacio vacío debajo de las vigas entre los pilotes, donde, este espacio aislará la estructura del suelo y prevendrá que la presión de expansión afecte las traveses, además de que ayuda a concentrar la carga sobre los pilotes para contrarrestar las presiones de expansión (Nelson et al., 2006).

Los pilotes pueden ser de concreto reforzado, acampanados en el fondo o no. La función principal de los pilotes es transmitir la carga estructural a la zona de contacto o a la de anclaje. Se tiene los siguientes métodos:

Pilotes acampanados en la parte inferior en un estrato estable para poder soportar una columna medianamente anclaje por fricción.

Pilotes largos, perforado en zona estable sin ninguna afectación por parte de los cambios de humedad en áreas de suelos expansivos.

Sin embargo, este tipo de cimentaciones pueden verse afectados negativamente por el comportamiento del suelo expansivo, al expandir y contraer el suelo ocasiona que exista pérdida de rozamiento disminuyendo la capacidad de las pilas para soportar cargas de construcción. Este esfuerzo puede ser bastante grande que las pilas pueden fallar. Para evitar este tipo de daños, los pilotes deben ser perforados muy por debajo de la zona activa, y deben ser diseñados con la suposición de que las porciones del pilote perderán contacto con el suelo adyacente (Rogers et al., 1993).

Deben de considerarse dos criterios de diseño de pilotes en suelos expansivos: el movimiento hacia arriba de la parte superior y las fuerzas de tensión desarrolladas en el mismo (Méndez et al., 2012).

### *2.5.2. Estabilizaciones.*

La estabilización de suelos mediante el uso de aditivos químicos implica el tratamiento de las estructuras y tejidos de la tierra. La reacción química que se produce en el suelo se traduce en cambios en el contenido de humedad, resistencia al corte, la compresibilidad, valores de pH y otras propiedades físicas, químicas y de ingeniería del suelo. El estabilizador químico acelera la unión en el suelo, pero esta unión depende del tipo de estabilizador utilizado (Kolai y Pui, 2010). Varios aditivos son comúnmente usados para el tratamiento de arcillas expansivas que incluye sal, polímeros, cemento, cal, cenizas volantes y mezclas de algunos de estos aditivos que se han concentrado en la eliminación de la fuerza expansiva del suelo modificando sus propiedades químicas. Estas técnicas resultan en general de alto costo, tanto por el costo del elemento químico a utilizar, así como de la técnica empleada para su aplicación (Patrone et al., 2005).

### *2.5.3. Pre humectación.*

La técnica consiste en humedecer previamente el suelo hasta obtener la expansión del suelo antes de construir la obra de ingeniería. Debido a que el suelo arcilloso tiene una baja permeabilidad el tiempo destinado para lograr la humectación requerida es excesivo. Así, la capacidad de carga del suelo al ser humedecido disminuye. Las fisuras presentes pueden favorecer a la humectación del suelo, sin embargo a profundidades mayores no se logra suministrar agua necesaria al suelo para que alcance un estado deseado (Coduto, 2001).

El tiempo requerido para lograr una adecuada humectación del suelo, aunque no sea necesario llegar a la saturación, es de al menos uno o dos meses, lo que puede ser considerado como demasiado largo.

Además es muy cuestionable el hecho de que se obtenga una variación uniforme en el contenido de humedad del suelo en las áreas “prehumectadas” (Patrone et al., 2005).

#### 2.5.4. Reemplazo.

En este método consiste en reemplazar el suelo expansivo o sustituirlo por otro no expansivo. Los factores que se necesitan considerar son: la profundidad de remoción y la extensión, así como la localización y el costo del llenado.

La profundidad se puede determinar por medio de pruebas de laboratorio, a través de la identificación de la zona activa. La remoción y sustitución es un concepto es una de las opciones consideradas cuando los suelos de cimentación propuestos son propensos a la consolidación excesiva (Anand *et al*, 2009).

#### 2.5.5. Precarga/Precomprensión.

La técnica de pre-compresión en la construcción es un proceso en el cual el peso de la estructura puede considerarse como una carga inducida para la solución de consolidación y completar el proceso antes del comienzo de construcción. En este método, la construcción se retrasa, incluso hasta un año en la mayoría de la misma (Anand *et al*, 2009).

Se puede decir que actualmente existen métodos que hacen posible la solución al problema de expansión del suelo, sin embargo, el costo de llevar a cabo alguno de ellos representa entre el 21% y 25% del costo inicial de una vivienda e incluso en ocasiones el uso de un solo método no soluciona el problema, por lo que es necesario realizar la combinación de dos o más métodos, incrementando aún más el costo de la solución (López-Lara *et al*, 2014).

### **2.6. Asentamientos.**

Durante la construcción de edificios, a medida que las cargas de columnas se sitúan sobre las cimentaciones, éstas se asientan.

Se dice que las arcillas son normalmente consolidadas cuando nunca han estado sometidas a una presión mayor que la que corresponde a la que soportan por el efecto de las capas de suelo sobre las mismas. Si sobre este tipo de arcilla se coloca una estructura, es posible que sufra un fuerte asentamiento debido a la carga que se le agrega y debido a la expulsión del agua contenida en sus poros. Mas como este tipo de suelos presenta un coeficiente de permeabilidad muy bajo el asentamiento ocurre muy lentamente.

Gran parte del asentamiento puede producirse durante la construcción. En otros casos, los asentamientos se producen muy lentamente y prosiguen durante varios años, después de concluida la construcción (Villalaz, 2005).

La carga de servicio es aquella que gravita sobre la estructura e tiempo suficiente para producir asentamiento por consolidación del suelo (ver tabla 2.1). En los suelos finos arcillosos las cargas de poca

duración se pueden considerar como que no producen asentamientos, por lo que la carga de servicio será nada más la carga muerta más un porcentaje de carga viva. Para los suelos granulares la carga de servicio debe ser aquella que se espere se presente en cualquier tiempo de la vida de la estructura (ver tabla 2.2), ya que estos suelos se asientan casi inmediatamente después que reciben la carga (Villalaz, 2005).

**Tabla 2.1 (a)** Asentamientos diferenciales.

<i>Asentamientos diferenciales máximos permisibles según el tipo de estructura</i>		
<i>Tipo de estructura</i>	<i>Para arenas y para arcillas duras</i>	<i>Para arcillas suaves</i>
Cimentaciones de columnas para:		
a) Estructuras de acero y de concreto reforzado	0.002 L	0.002 L
b) Para columnas recubiertas de ladrillo	0.007 L	0.001 L

L = distancia entre ejes de columna, en cm.

**Tabla 2.1 (b)** Asentamientos totales.

<i>Asentamientos máximos totales permisibles</i>	
<i>Edificios comerciales</i> .....	<i>2.5 cm</i>
<i>Edificios industriales</i> .....	<i>3.5 cm</i>
<i>Almacenes</i> .....	<i>5.0 cm</i>
<i>Cimentación de máquinas</i> .....	<i>0.05 cm</i>



### 3. FUNDAMENTACIÓN TEORICA.

Un gran porcentaje de suelo superficial se encuentra formado por suelos finos saturados, como son principalmente depósitos de suelos residuales y sedimentos eólicos y aluviales, constituidos por arcillas, limos y arenas finas.

Dentro de los suelos clasificados como problemáticos se encuentran las arcillas expansivas, que bajo condiciones ambientales que provocan variaciones en el contenido de humedad, dan origen cambios volumétricos del suelo, lo que genera movimientos a las estructuras construidas sobre estos y por ende modificando los estados de esfuerzos en estas mismas.

Este fenómeno afecta a estructuras ligeras como son edificios pequeños, casas habitación, infraestructuras deportivas, banquetas, vías de comunicación (pavimentos y carreteras).

En muchas ciudades del mundo, particularmente en la ciudad de Querétaro, México presenta un crecimiento poblacional acelerado y tal motivo ha provocado la necesidad de construir espacios habitacionales sobre suelos inestables volumétricamente (Galaviz, 2013).

#### 3.1. Mineralogía.

Los minerales de las arcillas se clasifican en caolinitas, montmorilonitas e ílitas. Las montmorilonitas están formadas por una lámina alumínica entre dos silicatos cuyos enlaces son débiles, pudiendo así presentarse la penetración de las moléculas del agua en su estructura reticular, debido sobre todo a la naturaleza dipolar de dichas moléculas. En estas condiciones los cristales de arcillas se hinchan.

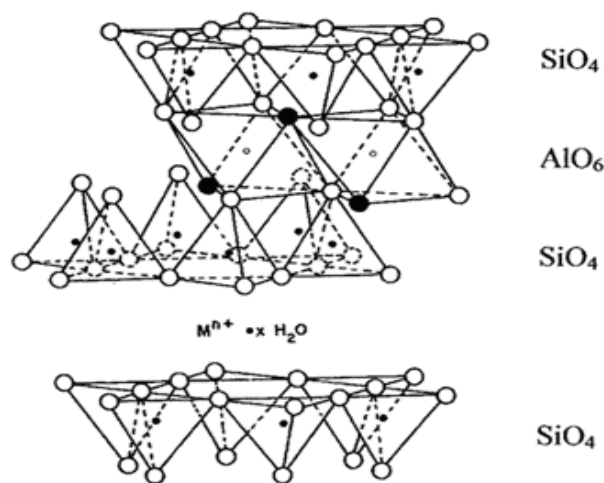


FIGURA 3.1. Minerales constitutivos de la Montmorilonita (Pérez et al, 2003).

Los suelos expansivos son un fenómeno que se origina por la presencia de un suelo arcilloso con mineral montmorilonita y un clima semiárido, donde la evapotranspiración potencial media anual es mayor que la precipitación media anual.

Estos suelos presentan variaciones de volumen según el contenido de humedad como se ha mencionado con anterioridad, correlativas con las variaciones de la presión de poro y con los esfuerzos efectivos, presentando a causa de dichas variaciones de agua contracciones y expansiones. Así las variaciones de volumen no dependen únicamente de cambios en los esfuerzos externos aplicados.

Por lo tanto las arcillas expansivas son en otra concepción un fenómeno que se origina en la conjunción de un terreno arcilloso con ciertas condiciones ambientales que provoquen cambios apreciables de humedad.

### **3.2. Identificación, pruebas y evaluación de las arcillas expansivas.**

Cuando se trabaja en un área donde los suelos expansivos pueden causar problemas, los ingenieros geotécnicos deben tener un método sistemático para identificar, probar y evaluar el potencial de hinchamiento de los suelos problemáticos. El objetivo final es determinar que medidas preventivas son necesarias adoptar para completar un diseño de proyecto propuesto con éxito.

Un ingeniero geotécnico con experiencia suele ser capaz de identificar visualmente los suelos potencialmente expansivos. Para ser expansiva, un suelo debe tener un contenido significativo de arcilla, probablemente se sitúe en los símbolos unificados CL o CH (aunque algunos ML, MH y suelos SC también puede ser expansiva). Un suelo expansivo cuando se seca a menudo tiene fisuras, caras de fricción o rotura, todos los cuales son señales de expansión y contracción. Una vez seco, estos suelos tienen grietas en la superficie del suelo. Sin embargo, este tipo de identificación visual es sólo un primer paso; debemos obtener más información antes de que podamos desarrollar recomendación de diseño específico (Coduto,2001).

La siguiente etapa del proceso de determinación del grado de expansividad es más difícil. Se ha propuesto una amplia variedad de métodos de prueba y evaluación, pero ninguna de ellas es universalmente o incluso ampliamente aceptada. Ingenieros que trabajan en ciertas áreas geográficas a menudo utilizan técnicas similares, que pueden ser muy diferentes de los utilizados en otros lugares. Esta falta de coherencia sigue siendo un escollo.

Podemos clasificar estos métodos en tres grupos. El primer grupo está formado por métodos puramente cualitativos que clasifican a la carestía del suelo con términos como "bajo", "medio" o "alto" y forman la base de las medidas preventivas de base empírica. El segundo

grupo incluye métodos semicuantitativos. El último grupo incluye métodos que proporcionan resultados cuantitativos que son mediciones de las propiedades físicas fundamentales.

**TABLA 3.1.** Correlaciones con pruebas de suelo común (Coduto,2001).

<b>Porcentaje de coloides</b>	<b>Índice de Plasticidad</b>	<b>Límite de Contracción</b>	<b>Límite Líquido</b>	<b>Potencial de Expansión</b>
< 15	< 18	< 15	< 39	Bajo
13 – 23	15 - 28	10 - 16	39 - 50	Medio
20 – 31	25 - 41	7 - 12	50 - 63	Alto
> 28	> 35	> 11	> 63	Muy alto

### **3.3. Factores que influyen en la expansión y contracción del suelo.**

Los cambios de humedad originan las expansiones y contracciones en un suelo expansivo, estos pueden ser inducidos por cambios climáticos, por la influencia de la temperatura y la vegetación, por la topografía, el tipo de estructuras, la cimentación y por la infraestructura actual de la zona, inclusive por fugas en la tuberías de agua y drenaje que son una fuente de humedad para la masa de suelo.

Dentro de los factores que influyen en el mecanismo de expansión y contracción del suelo se han considerado:

a) Las características como tal; las propiedades mineralógicas y químicas del suelo, que determinan la capacidad de contener agua adsorbida en su estructura, así como también las propiedades de plasticidad y densidad que son un reflejo de los factores a microescala que definen su comportamiento.

b) Los cambios de humedad afectan su cambio de volumen y estas a su vez son correlativas a la variación en la tensión capilar y a los esfuerzos efectivos del suelo.

El fenómeno de la succión que se presenta en los suelos es causa de un aumento en los esfuerzos ítergranulares de las partículas; cuando en un suelo como las arcillas se pierde el agua por un proceso de desecación, se genera la tensión capilar, incrementando la succión y provocando la contracción del mismo. En caso contrario, en época de lluvias, el suelo tiene un incremento en la humedad de su estructura, el espaciamiento entre sus partículas es mayor y se dan incrementos en su volumen. En estas condiciones el potencial de expansión disminuye, baja la capacidad de adsorción de agua y disminuye la succión hasta llegar a ser prácticamente nula.

La succión del suelo es un factor importante en el control de las propiedades mecánicas de los suelos parcialmente saturados. Los métodos más recientes y con mayor rango de aproximación en la estimación del potencial y magnitud de la expansión están basados en el parámetro de la succión del suelo. Ya que el cambio volumétrico del suelo está relacionado con el cambio de succión del mismo. Este parámetro es una propiedad intrínseca del suelo.

c) El tipo de vegetación del terreno, que da cierta protección a este para conservar la humedad, y que al modificarla, se ven afectadas las condiciones del suelo.

d) La topografía del terreno es un punto importante a considerar en estructuras cimentadas sobre suelos parcialmente saturados con altos contenidos de material montmorilonítico. Es importante proporcionar un buen drenaje al terreno para impedir encharcamientos y acumulaciones de agua que den origen a expansiones volumétricas.

e) El estado de esfuerzos es un factor decisivo en la expansión o contracción del suelo (asentamiento). La historia geológica de esfuerzos a las que el suelo ha estado sometido representa un factor más en la magnitud del cambio de volumen que ocurrirá para una humedad y densidad dadas (Galaviz, 2013).

### **3.4. Potencial de expansión.**

Las arcillas expansivas se caracterizan a menudo por su alto límite líquido y un alto índice de plasticidad como consecuencia de un alto contenido de minerales activos. Cuando se encuentran estos tipos de arcilla es necesario efectuarles pruebas de expansión libre, de presión de expansión y límite de contracción en estado natural. La expansión libre se determina humedeciendo una muestra inalterada y midiendo el incremento de volumen de la misma. Generalmente la prueba se hace sobre una muestra inalterada sujeta lateralmente y sometida a una presión normal de  $0.007 \text{ kg/cm}^2$  ( $1.0 \text{ lb/plg}^2$ ). Si se aplica una presión normal para evitar la expansión del suelo, esta presión es conocida como presión de expansión. Algunas arcillas presiones de expansión hasta de  $10 \text{ kg/cm}^2$ .

En realidad el potencial de expansión se define en términos de varias otras características de la arcilla, además del grado de expansión, de las que las más importante son el límite de contracción, el índice de plasticidad, el porcentaje de partículas menores que una micra y la expansión libre. Esta última se realiza mediante una prueba la cual consiste en formar una muestra de  $10 \text{ cm}^3$  de suelo secado al aire, formada con la parte del material que pase la malla N° 40 y posteriormente introducirla a una probeta graduada de  $100 \text{ cm}^3$  llena de agua, midiendo el nuevo volumen de la muestra cuando llega al fondo de la probeta.

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

Dónde:

E.L.= expansión libre, en porcentaje.

V = volumen de la muestra después de la expansión, en  $\text{cm}^3$ .

$V_0$  = volumen de la muestra antes de la expansión, igual a  $10 \text{ cm}^3$ .

En México los reportes por fallas debido a suelos expansivos son cada vez más numerosos y alarmante, lo que deja entrever la poca consideración que, en ocasiones, hay respecto al suelo por parte de los constructores (Guerrero, 2005).

Es importante conocer la magnitud del cambio de volumétrico en este tipo de suelo, de esta forma estaremos en condiciones de determinar, la fuerza que podrá desarrollar en la superficie las estructuras construidas sobre estos suelos.

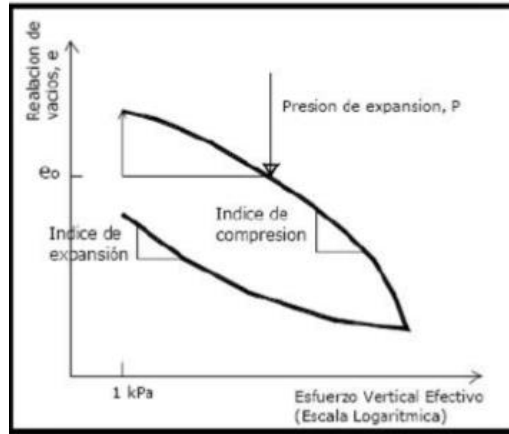
En la determinación de la presión de expansión de un suelo, el ingeniero se enfrenta con el dilema de la elección del método adecuado, que simule en laboratorio lo más fidedigno posible las condiciones a las que el suelo será sometido en la obra que se trate. La confiabilidad de los resultados que arroje el método seleccionado, dependerá de los factores que hayan sido considerados, y de la cuidadosa elaboración de la prueba.

### **3.5. Métodos ASTM D-4546.**

Existen tres métodos directos para evaluar la presión de expansión en este tipo de suelo de acuerdo a las normas ASTM.

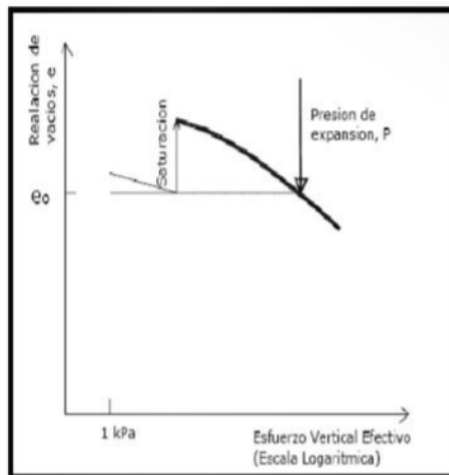
En dicha norma se describen tres métodos (A, B y C) para determinar el potencial de expansión unidimensional de un suelo expansivo; una vez montada la muestra en el consolidómetro, se aplica una presión de 1 kPa durante cinco minutos y una vez transcurrido ese tiempo de ajusta el extensómetro a la lectura inicial de cero. Este proceso se aplica para los tres métodos A, B y C.

Método A, el espécimen se inunda y se somete a una carga fija (de 1 kPa), que es el peso de la piedra porosa y el cabezal de carga, hasta que la expansión primaria se complete. El espécimen posteriormente se somete a cargas hasta obtener la relación de vacíos inicial



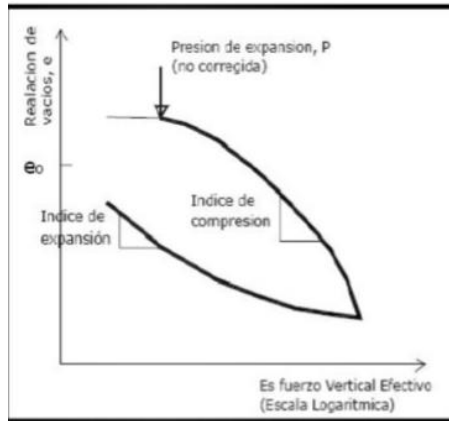
**FIGURA 3.2.** Gráfica método A norma ASTM D-4546 (López, 2008).

Método B, se aplica una presión vertical mayor a la fija, antes de que el espécimen sea inundado dentro del consolidómetro. La magnitud de esta carga, generalmente corresponde a la presión que tiene el suelo en sitio o a la carga estructural a la que será sometido el suelo, o ambas, pudiendo variar dependiendo de la aplicación de los resultados que la prueba arroja. Posteriormente el espécimen es inundado. Los resultados que se obtienen pueden ser, expansión y después contracción o contracción y expansión. El valor de expansión o asentamiento se mide por la presión total aplicada, el movimiento posterior es irrelevante.



**FIGURA 3.3.** Gráfica método B norma ASTM D-4546 (López, 2008).

Método C, el espécimen es mantenido a una altura constante mediante el ajuste en la aplicación de presión vertical, posteriormente el consolidómetro es inundado, para obtener la presión de expansión. A continuación se efectúa una prueba de consolidación de acuerdo con la norma D-2425.



**FIGURA 3.4.** Gráfica método C norma ASTM D-4546 (López, 2008).

Estos tres métodos pueden ser aplicados tanto para muestras inalteradas como remoldeadas.

### 3.6. Pruebas de expansión en muestras remoldeadas.

(López, 2008) presenta un estudio realizado para la evaluación de la expansión por el método B de la norma ASTM D-4546 para muestras inalteradas, se indicó que el valor de la presión de expansión en muestras remoldeadas es aproximadamente, la mitad del valor obtenido en el espécimen inalterado, para un mismo tipo de suelo y mismo grado de saturación. Por lo tanto recomiendo utilizar muestras inalteradas, de lo contrario, se debe considerar que al tratar con suelos remoldeados es posible sobreestimar o subestimar el valor de la presión de expansión calculado.

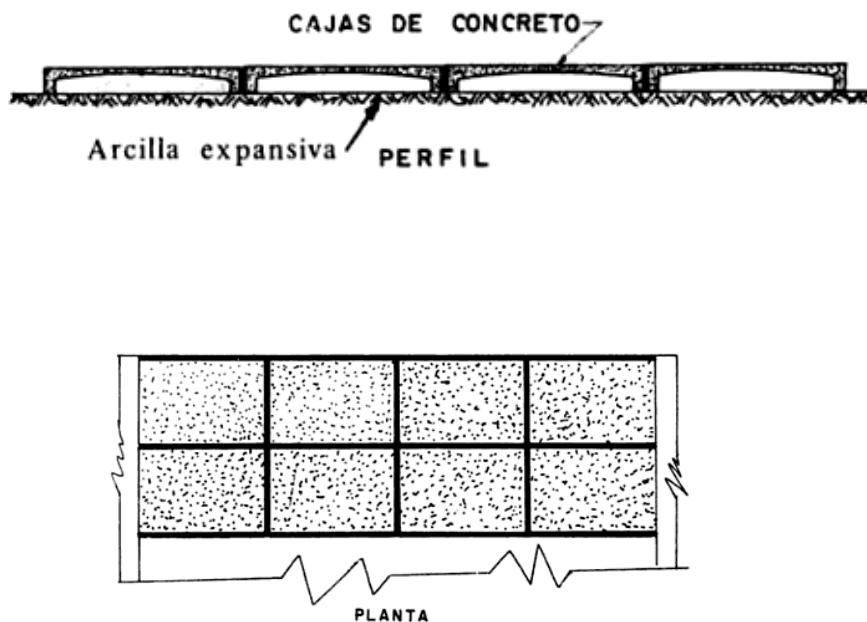
También menciona que para obtener un valor representativo de la presión de expansión de un suelo tipo CH, se sugiere realizar mínimo tres pruebas, para obtener un valor representativo de la presión de expansión para un  $G_w \leq 85\%$  ya que si se hace un solo ensayo se sobreestimará y subestimará la presión expansiva del suelo en un 30% aproximadamente. Para  $G_w \geq 85\%$  es factible la obtención de la presión de expansión mediante un solo ensayo, puesto que el margen de error es del 10% aproximadamente. Además la presión de expansión disminuye considerablemente y tiende a cero cuando el grado de saturación se aproxima a 0%.

Y por último se observó que el porcentaje de expansión calculado para muestras remoldeadas es ligeramente mayor al obtenido en muestras alteradas, para el grado de saturación comprado.

### 3.7. Sistema de piso elevado.

La Asociación de cemento Portland tiene abordar el problema de la construcción de losa de piso estructural en suelos expansivos mediante la utilización de un piso de concreto levantado por encima del nivel por la intersección de nervaduras de concreto formadas en un patrón de panal.

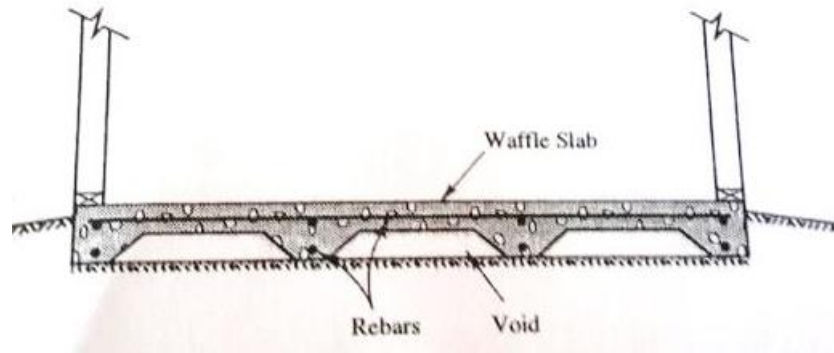
El sistema de piso elevado se construye mediante la colocación cajas de cartón enceradas sobre un nivel subrasante. Los espacios entre las cajas contienen refuerzo y las nervaduras de concreto forman soporte. Las losas de pisos actuales, que contienen tejido de alambre, se coloca sobre las nervaduras de apoyo y cajas de cartón en una colocación de concreto monolítico.



**FIGURA 3.5.** Planta típica y sección transversal de una losa elevada (Crespo, 2004).

La separación de las nervaduras y el espesor de la losa dependen del potencial de hinchamiento de los suelos de la superficie y la carga muerta impuesta a la estructura de waffle. La ventaja de este sistema es que ofrece un enfoque claro y racional para los ingenieros estructurales, y los huecos formados proporcionan un medio de aliviar la presión de hinchamiento hacia arriba. El sistema también puede incorporar rutas de servicios públicos, tales como la calefacción y la refrigeración, a través del piso. Las desventajas de este sistema se encuentran en la imposibilidad de ejercer la suficiente presión de carga muerta sobre las nervaduras para contrarrestar la presión de expansión. (Chen, 1988).



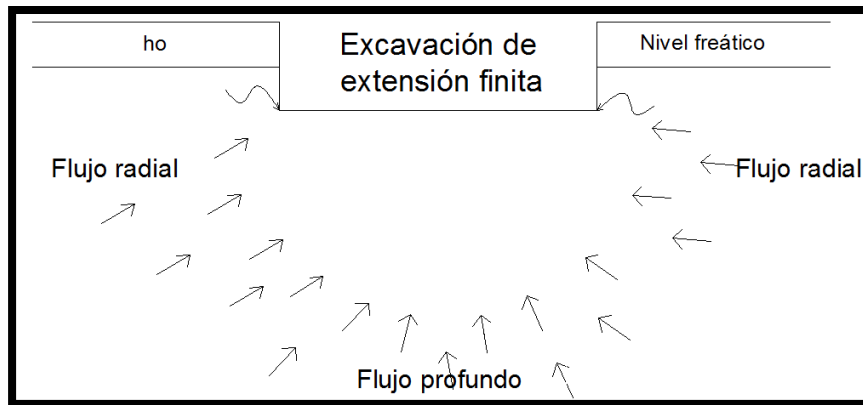


**FIGURA 3.6.** Losa de cimentación tipo waffle (Coduto, 2001).

### 3.8. Cálculo de expansiones.

Se muestra el caso de una excavación finita realizada en un medio arcilloso homogéneo; el nivel freático se considera a una profundidad  $h_0$  a partir de la superficie. En este caso, el efecto de la excavación no será uniforme en todo el manto en lo que a disminución de presiones totales se refiere, sino que esta disminución habrá de ser estimada en los diferentes puntos usando la teoría de Boussinesq, por ejemplo. En una primer aproximación podrá afirmarse que lo que disminuye la presión neutral en cada punto de la masa será lo que disminuya la presión total; por ello, la presión neutral disminuirá más en las zonas centrales de la excavación y en los niveles próximos al fondo y estas disminuciones serán cada vez menores según alcancen los bordes de la excavación (o fuera de ella) y según se profundice en la masa de arcilla homogénea. Esta da origen a un flujo de agua del exterior hacia el centro de las zonas profundas hacia el fondo de la excavación.

La masa de suelo bajo la excavación expandirá, por lo tanto, más en el centro del fondo de ésta y la expansión irá disminuyendo hacia la periferia. La permeabilidad es mayor en la dirección horizontal que en la vertical en depósitos naturales de arcilla, por lo que el flujo de agua radial hacia la excavación influye más en la expansión que el vertical, proveniente de zonas profundas (Juárez y Rico., 2009).



**FIGURA 3.7.** Esquema del flujo de agua hacia una excavación de extensión finita (Juárez et al., 2009).

### 3.9. Capacidad de carga del suelo, teoría de Skempton.

Skempton encontró que el valor de  $N_c$  no es independiente de la profundidad de desplante, también encontró que  $N_c$  crece al aumentar la profundidad de desplante del cimiento, si bien este crecimiento no es ilimitado, de manera que  $N_c$  permanece constante a una profundidad de desplante.

Skempton propone adoptar para la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos una expresión de forma totalmente análoga a la teoría de Terzaghi, según la cual

$$q_c = c N_c + \gamma D_f$$

$\gamma D_f$ : Sobrecarga por encima de la cota de cimentación.

C: Valor de Cohesión.

$N_c$ : Factor de capacidad de carga, toma en cuenta la resistencia al corte que aporta la prolongación de la superficie de falla por encima de la cota de la cimentación.

La diferencia estriba en que el valor de  $N_c$  no es 5.7 como propone Terzaghi para suelos puramente cohesivos, sino que varía con la relación  $D/B$ , en que  $D$  es la profundidad de entrada del cimiento en el suelo resistente y  $B$  es el ancho del mismo elemento.

En los casos de suelos heterogéneos estratificados debe manejarse con cuidado el término  $\gamma D_f$ , que representa la presión del suelo al nivel de desplante y que, por lo tanto deberá calcularse tomando en cuenta los diferentes espesores de los estratos con sus respectivos pesos específicos, en la condición de suelo de que se trate, más cualquier sobrecarga distribuida en la superficie del suelo (Juárez y Rico., 2009).

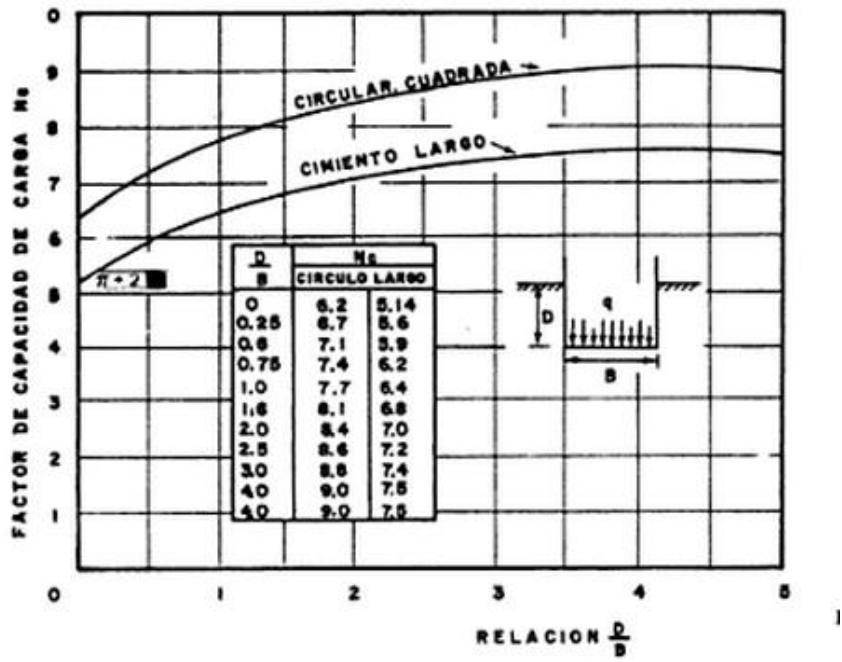
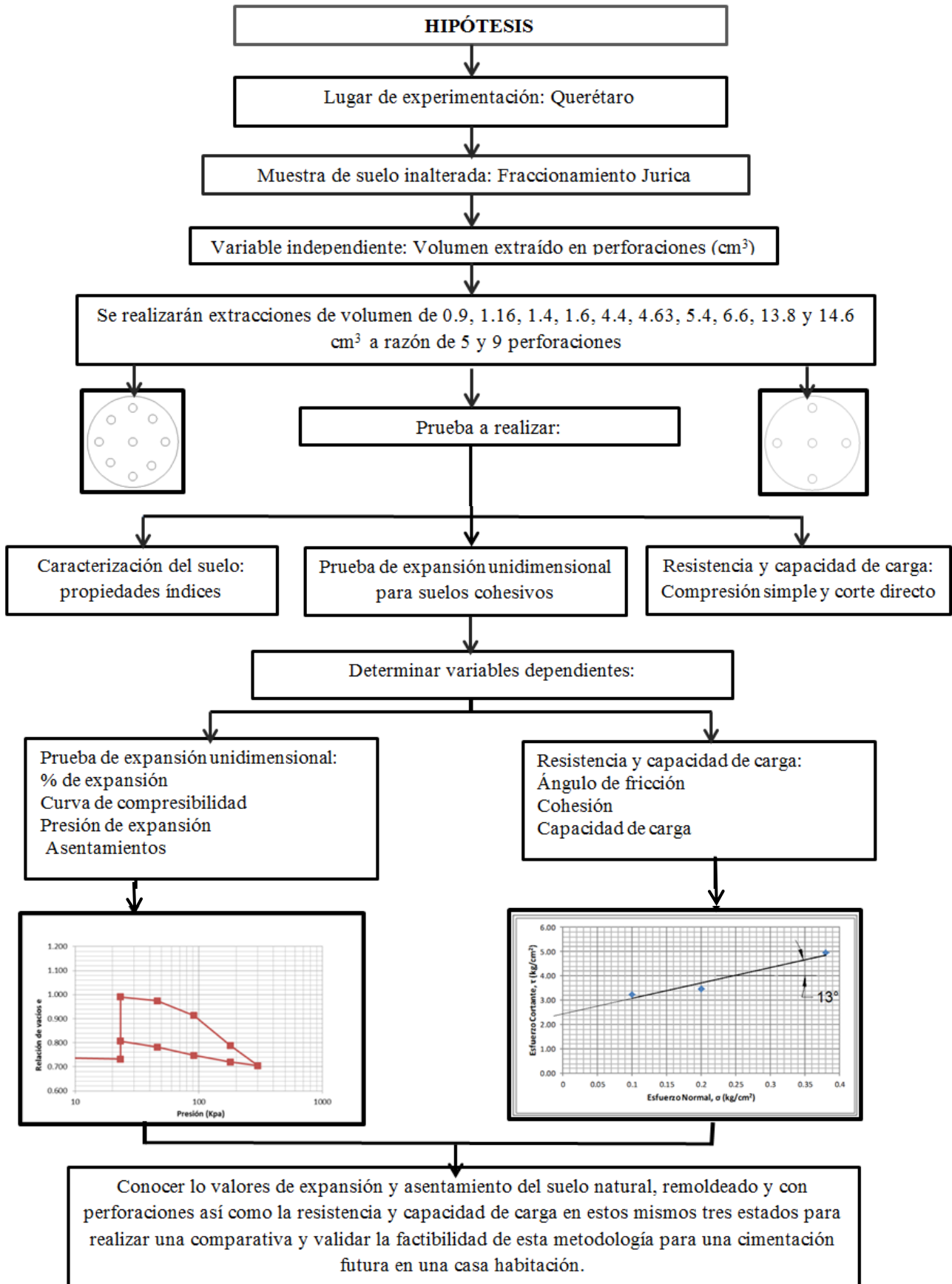


FIGURA 3.8. Valores de  $N_c$  según Skempton, para suelos puramente cohesivos (Juárez y Rico., 2009).

#### 4. METODOLOGÍA.



#### **4.1. Localización de la extracción de muestras de suelo.**

El suelo estudiado fue extraído de la zona de Jurica, Querétaro, Mexico. El Fraccionamiento Jurica, se encuentra ubicado a 20°40.6' de latitud y 100°27.3' de longitud. En la zona predominan los suelos de origen aluvial constituidos por arcillas, limos, arena y gravas de reciente conformación.

El estado de Querétaro se encuentra ubicado en el centro del país, entre los 20°01'16" y 21°35'38" de latitud norte y los 99°00'46" y 100°35'46" de longitud oeste. Tiene una superficie aproximada de 11,269.7 km<sup>2</sup>.

Querétaro está delimitado al noreste por San Luis Potosí, al este por Hidalgo, al sur con Michoacán y el Estado de México, al oeste con Guanajuato.

#### **4.2. Extracción e identificación del suelo por estudiar**

El suelo que se estudiará deberá ser una arcilla, es decir, un suelo, del cual ya es conocido posee propiedades de cambios volumétricos (expansivo y contracción) al tener variaciones de humedad. El Fraccionamiento de Jurica es un lugar propicio para la obtención de este tipo de suelo debido a sus orígenes volcánicos, se han reportado diversos estudios tomando como muestra el suelo de este lugar debido a lo problemático que ha resultado el poder construir sobre él, por lo cual se decidió trabajar con este suelo.

El suelo se extrajo a una profundidad de 80 centímetros basándonos en la norma mexicana NMX-C-431-ONNCCE-2002 la cual nos proporciona el método para realizar sondeos de pozos a cielo abierto (PCA), se obtuvieron muestras alteradas como inalteradas las cuales fueron transportadas al Laboratorio de Geotecnia y Materiales de la Universidad Autónoma de Querétaro.

#### **4.3. Caracterización del suelo.**

Para la caracterización del suelo se llevarán a cabo distintas pruebas basándonos en las normas vigentes para obtener las propiedades índices y mecánicas del suelo, como análisis granulométrico del suelo a través de las mallas y la fracción fina por hidrómetro, límites de consistencia, contenido de agua, determinación del peso específico de la masa del suelo, pesos específico relativo de los sólidos del suelo. A continuación se describen dichas pruebas.

##### *4.3.1 Análisis Granulométrico.*

El análisis granulométrico es la distribución de tamaños de un suelo y normalmente se representa a través de la curva granulométrica. La curva granulométrica se dibuja con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren a porcentaje, en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La

representación en escala semilogarítmica en el eje de las abscisas resulta preferible a la simple representación natural, pues en la primera se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos, que en escala natural resultan muy comprimidos, usando un módulo práctico de escalas (Bowles, 1978).

La distribución de tamaños de un suelo se divide en dos etapas, para suelos gruesos el análisis por mallas (ASTM D 2487) y a través del hidrómetro (ASTM D 422). El análisis por mallas consiste en pasar la muestra de suelo a través de mallas cuyas aberturas progresivamente son más pequeñas. Existen mallas básicas las cuales nos permiten diferenciar gravas, arenas y finos, dentro de las cuales están la malla de 3 pulgadas, la malla número 4 (4.76 mm) y la número 200 (0.075 mm). Aquel material retenido en la malla no. 4 se considera grava, el material que pasa la malla no. 200 se consideran finos y el material ubicado entre las dos mallas anteriores se consideran como arenas (Juárez y Rico, 2009).

#### *4.3.2. Límites de plasticidad.*

Los límites de Plasticidad o de Atterberg serán determinados de acuerdo con la norma ASTM D4318. La plasticidad es una propiedad útil para clasificar suelos y tiene relación con las propiedades fisicoquímicas determinantes del comportamiento mecánico de las arcillas (Juárez y Rico, 2009).

Para la mecánica de suelos, la plasticidad es la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse (Juárez y Rico, 2009).

La plasticidad no es una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua. Una arcilla muy seca puede tener la consistencia de un ladrillo, con una plasticidad nula, y esa misma, con gran contenido de agua, puede presentar las propiedades de un lodo semilíquido o, inclusive, las de una suspensión líquida. Entre ambos extremos existe un intervalo del contenido de agua en que la arcilla se comporta plásticamente (Juárez y Rico, 2009).

Dependiendo de la cantidad de agua se pueden distinguir los siguientes estados de consistencia para un suelo (Juárez y Rico, 2009):

Estado líquido. Cuenta con la apariencia y propiedades de una suspensión, se comporta como un fluido.

Estado semilíquido. Cuenta con la apariencia de un gel que se adhiere fácilmente a otras superficies, no es moldeable y no toma la forma del recipiente que lo contiene.

Estado plástico. El suelo se comporta plásticamente de acuerdo a la definición de plasticidad.

Estado semisólido. El suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.

Estado sólido. El volumen del suelo no varía con el secado.

Existen además las siguientes fronteras convencionales entre los estados de consistencia anteriormente mencionados:

Límite líquido. Es la frontera entre el estado semilíquido y plástico, corresponde a una resistencia al corte de  $25 \text{ gr/cm}^2$ .

Límite plástico. Frontera entre el estado plástico y semisólido.

Al límite líquido y el límite plástico, de manera conjunta se les denomina límites de plasticidad. Otro parámetro que es muy importante para la clasificación de suelos es el Índice de plasticidad, el cual se define como la diferencia del límite líquido y el límite plástico. Es muy importante la determinación de los límites de consistencia ya que nos permite inferir el comportamiento mecánico e hidráulico de los suelos finos como son las arcillas, ello debido a que la plasticidad del suelo es un reflejo de la presencia de la fracción coloidal del suelo.

Límite de contracción: el límite de contracción es la frontera entre el estado semisólido y sólido, se define como el contenido de agua a partir del cual a través de un proceso de secado ya no sufre cambio alguno de volumen. Para límites de contracción con valores menores a 10 el suelo es peligrosamente expansivo, para valores mayores de 15 el grado de expansión es bajo, de 20 a 25 es un suelo muy estable volumétricamente.

Contracción lineal: la contracción lineal, cuyo concepto se apoya en el decrecimiento de la longitud del suelo a medida que disminuye el contenido de agua desde un contenido de agua inicial hasta el límite de contracción. La contracción lineal se obtiene moldeando una barra de suelo en un molde rectangular. Este parámetro ha ganado popularidad porque se puede ver inmediatamente que cuando un suelo tiene grandes deformaciones es muy susceptible a cambios volumétricos. De manera cotidiana en los laboratorios de vías terrestres es común la determinación de la contracción lineal que a diferencia de los límites líquido y plástico no es un contenido de agua, sino la deformación lineal que experimenta un suelo a partir de un proceso de secado.

#### *4.3.3. Determinación del contenido de agua.*

Este proceso se realiza tan pronto como sea posible después del muestreo. Consiste en tomar una muestra representativa ( $W_m$ ) (si no se toma el total) para que sea colocada en un recipiente resistente al calor, dicho recipiente con la muestra se introduce a un horno durante 24 horas a una temperatura constante de  $110^\circ \pm 5^\circ$ . Después de 24 horas se extrae del horno y se

determina su peso nuevamente ( $W_s$ ). La diferencia entre  $W_m$  y  $W_s$  es el peso del agua ( $W_w$ ), por lo tanto, la relación entre el  $W_s$  y  $W_w$  es el contenido de agua ( $\omega$ ) expresado en porcentaje (%) (ASTM D 2216, 2010).

#### *4.3.4. Peso específico de la muestra por inmersión en agua.*

Es la relación entre el peso del suelo y su volumen. También se denomina peso volumétrico; es decir peso de dicho suelo contenido en la unidad de volumen. Para esta prueba nos basaremos en la norma ASTM D 4531.

#### *4.3.5. Peso específico relativo de sólidos.*

También llamada gravedad específica, se define como la relación entre el peso específico de una sustancia y el peso específico del agua, esta prueba se llevará a cabo conforme lo marca la norma ASTM D 854. Esta prueba se detalla en el punto A.4 del apéndice.

### **4.4. Prueba de expansión unidimensional para suelos cohesivos.**

Esta prueba se realizó de acuerdo a la norma ASTM D 4546-08 realizando el ensayo mediante el método B para determinar el porcentaje de expansión y la presión de expansión mencionada en el capítulo 3 de este documento .

Se inició este procedimiento tomando las medidas de nuestro anillo que contendrá la muestra, tomando el diámetro, la altura y su peso.

El material utilizado fue remoldeado tamizado por la malla N °40, conociendo el volumen de cada anillo se partió de una cantidad de suelo, se calculó la cantidad de agua necesaria para alcanzar el contenido de agua que presentó el suelo en condición natural.

Con el material calculado para el volumen del anillo utilizado, se compactó el suelo dentro de éstos utilizando una prensa hidráulica con el que se logró el confinamiento del suelo con la humedad deseada.

Una vez que se tiene el suelo dentro del anillo y está debidamente enrasado el material a la altura de este, se colocan las extensiones del anillo en los extremos y dos papeles filtro del mismo diámetro, uno en cara superior y otro en la inferior. Seguido a este paso se procede a colocar dos piedras porosas, una en cada cara de la muestra.

Ya que se tuvo el anillo armado con la muestra de suelo en su interior, se colocó en la cazuela, se montó en el consolidómetro y se niveló el brazo de palanca para realizar la prueba.



Par iniciar con esta prueba se colocó el micrómetro en cero y se le monto un peso inicial el cual representará la carga de sitio que se obtendrá multiplicando el peso específico del suelo ( $\gamma_m$ ) por la profundidad ( $z$ ) a la que se obtuvo la muestra, y una carga estructural de 1 ton/m<sup>2</sup>. Esta presión se multiplica por el área en este caso del anillo y se divide entre la relación del brazo de palanca del consolidómetro. Y de esta forma se obtiene el peso o carga inicial que se colocará a la muestra de suelo.

Una vez que se aplica la carga se deja actuar por 5 minutos de acuerdo a la norma ASTM D 4546-08. Después de haber cumplido con este tiempo el micrómetro de deformación registrará una lectura mayor a cero, esto debido a que consideramos que puede haber movimientos de expansión o contracción en la muestra de suelo.

Paso seguido se comienza a saturar la muestra por ascenso capilar y se comienza a tomar lecturas del micrómetro en periodos de tiempo (2, 5, 10, 15, 30 segundos, 1, 2, 5, 10, 15, 30 minutos, 1, 2, 3, 4 y 24 horas) hasta que al trazar la curva de consolidación o en su defecto de expansión tienda a ser asintótica y la consolidación primaria haya terminado y comenzado la secundaria.

Ya que se ha culminado este paso se comienzan a incrementar los esfuerzos sobre la muestra hasta llegar al deseado, de igual manera se tomarán lecturas y se observará el comportamiento de las curvas como se describió anteriormente.

Cuando se haya realizado todos los incrementos deseados se comienza por realizar la descarga, esta se realiza quitando las cargas de forma inversa como fueron puestas en la etapa de carga y de igual manera se tomaran lecturas en periodos de tiempo.

Una vez obtenidas todas la lecturas se dibuja la curva de compresibilidad ( $\log(P)$  contra relación de vacíos ( $e$ )) y se realizan los cálculos requeridos.

#### **4.5. Realización de perforaciones.**

Las perforaciones que se proponen se realizan de la siguiente manera.

La prueba de expansión unidimensional para suelos cohesivos arroja un valor de expansión de la muestra, este valor de expansión en porcentaje le será retirado a la muestra de suelo, es decir, se supone que la cantidad de material retirado calculada por expansión presentada abatirá la expansión del suelo.

Las perforaciones que se proponen para la muestra son de 0.35 cm de diámetro, la altura será la total del anillo.

Se comenzó con 4 orificios y se fueron incrementando hasta llegar a 9 como máximo, para lo que se incrementaron los diámetros de las perforaciones para aumentar la cantidad de volumen de suelo extraído.

Para estas muestras que contengan orificios solo se le realizarán pruebas de expansión, es decir, no se seguirá con las cargas como se menciona en el apartado “Prueba de expansión unidimensional para suelos cohesivos”, solo se pretende observar que la expansión vaya disminuyendo.

Cuando se haya logrado una expansión considerable, se procederá a realizar la prueba de consolidación con aumento de cargas y posteriormente se trazará la curva de compresibilidad, para realizar el análisis correspondiente y observar el efecto que esto conlleva.

#### **4.6. Resistencia a la compresión no confinada de suelo cohesivo.**

Después de haber realizado las pruebas de expansión y su correspondiente curva de compresibilidad para cada muestra se le realizará prueba de compresión simple y corte directo.

La prueba de compresión simple se realizará solamente a la muestra remoldeada sin perforaciones debido a la condiciones naturales que presenta no es factible llevarla a cabo en el aparato de corte directo.

De acuerdo a la norma ASTM Standard D1266 este método cubre la determinación de la resistencia a la compresión no confinada de suelo cohesivo inalterado, remoldeado o compactado utilizando la aplicación de la deformación controlada de la carga axial.

Se realizarán tres ensayos para cumplir con lo que establece la norma a una misma velocidad de deformación.

Por último se grafican los círculos de Mohr y se calculan los parámetros correspondientes.

#### **4.7. Corte directo.**

Una vez obtenido los valores de resistencia de la muestra remoldeada se procede a obtener los valores de resistencia de las muestras con perforaciones. Debido a lo poco factible que resulta realizar las pruebas con perforaciones en compresión simple se optó por realizarlas en corte directo.

De acuerdo a la norma ASTM Standard D3080 este método describe y regula el método de ensayo para la determinación de la resistencia al corte de una muestra de suelo, sometida previamente a un proceso de consolidación, cuando se le aplica un esfuerzo de cizalladura o corte directo. El ensayo se lleva a cabo deformando una muestra a velocidad controlada, cerca de un plano de corte determinado por la configuración del aparato de corte. Generalmente se ensayan tres o más especímenes, cada uno bajo una carga normal diferente

para determinar su efecto sobre la resistencia al corte y al desplazamiento y las propiedades de resistencia a partir de las envolventes de resistencia de Mohr.

Las condiciones del ensayo, incluyendo los esfuerzos normales y la humedad, son seleccionadas para representar las condiciones de campo que se investigan. La velocidad de deformación debe ser lo suficientemente lenta para asegurar las condiciones de drenaje equivalentes a una presión intersticial nula.

Esta prueba se puede llevar a cabo al suelo en estado inalterado o remoldeado, en este caso se utilizó en estado remoldeado conservando los parámetros que se obtuvieron al momento de extraer nuestra muestra de suelo. Para cada porcentaje de extracción de suelo se realizaron tres pruebas con perforaciones, los porcentajes son los siguientes: 1.16%, 2.2%, 4.4%, 5.4%, 6.6%, y 14.6%. Se colocó la muestra en el dispositivo para corte y se le añadió un incremento de carga representando un esfuerzo de  $0.1 \text{ kg/cm}^2$ , con la segunda muestra se realizó el mismo procedimiento pero el esfuerzo reproducido fue de  $0.2 \text{ kg/cm}^2$  y la tercera muestra se le colocó un esfuerzo de  $0.38 \text{ kg/cm}^2$ , esto con el fin de obtener tres puntos como un mínimo para cumplir con lo que establece la norma y poder trazar nuestra línea de corte.

Se realizó la cantidad de perforaciones equivalentes que se hicieron a las pruebas de consolidación, que representaban una disminución importante de expansión, se compararon los resultados obtenidos y su factibilidad de capacidad de carga con este procedimiento.

#### **4.8. Cálculo de capacidad de carga**

Una vez obtenidos los valores en la prueba de corte directo como son la cohesión y ángulo de fricción se realizó el cálculo de capacidad de carga de la muestra, utilizando la teoría de Skempton para suelos puramente cohesivos. Este cálculo se realizó para la muestra base sin perforaciones y para muestras con perforaciones a partir de una extracción de 5.4 % de volumen, se consideró este volumen debido a que hasta este valor se mostró significativa y viable.

Las pruebas se realizaron en estado saturado y con contenido de agua natural que presentó el suelo (11.2%).

## 5. RESULTADOS.

### 5.1. Caracterización Geotécnica.

El suelo se extrajo en la zona de Jurica, de la ciudad de Querétaro, México, a una profundidad de 0.80 m. mediante la realización de un pozo a cielo abierto del cual se obtuvieron muestras alteradas como inalteradas (Figura 5.1). Posteriormente se realizaron las pruebas para determinar las propiedades índices del suelo (ver tabla 5.1) en el Laboratorio de Geotecnia y Materiales de la Universidad Autónoma de Querétaro.



FIGURA 5.1.Extraccion de muestras alteradas e inalteradas.

TABLA 5.1. Caracterización geotécnica del suelo de Jurica.

Propiedades del suelo	
Límite líquido (LL) =	72%
Límite plástico (LP) =	30.6%
Índice plástico (IP) =	41.4%
Contracción lineal (CL) =	16%
Límite de contracción (LC) =	9.80%
Peso específico, ( $\gamma_m$ ) =	1.62 (gr/cm <sup>3</sup> )
Contenido de agua (w) =	11.20%
Gravedad específica, (Ss) =	2.55
Contenido de Grava, (G)	0%
Contenido de Arena, (S)	1.45%
Contenido de suelo Fino, (F)	98.55%
del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)	CH

## 5.2. Prueba de expansión unidimensional para suelos cohesivos

Las pruebas se realizaron a un suelo expansivo remoldeado tomando en cuenta los parámetros que presentaba en estado natural. De las pruebas de expansión unidimensional realizadas a las muestras de suelos de Jurica con distinta cantidad de perforaciones se obtuvieron valores que son importantes para el desarrollo de esta investigación.

Se consideró la carga de sitio y una carga estructural de  $1 \text{ ton/m}^2$ , cabe mencionar que se trató de reproducir exactamente la humedad natural con la que contaba el suelo en estudio, habiendo algunas variaciones en las muestras.

En la siguiente tabla 5.2 (a) se muestran los resultados de la expansión obtenida en suelo inalterado, suelo remoldeado sin y con distintas cantidades de perforaciones que se traduce en una cantidad de volumen extraída al material. Posteriormente se muestran las gráficas de compresibilidad así como gráficas de deformación de las muestras de suelo a partir de 5.4 % de volumen retirado debido a que se consideró que hasta este volumen retirado se obtuvo una disminución de expansión considerable con respecto a la muestra base ya que mayores volúmenes retirados no mostraron disminución de expansión considerable y en la tabla 2.2 (b) se observan los asentamientos producidos por dos diferentes valores de carga en el suelo para estos mismos porcentajes de extracción en volumen. Se consideraron tres diferentes tipos de alturas en las muestras debido a las dimensiones que se tenían en los dispositivos, estas fueron 1.92 cm <sup>(1)</sup>, 2 cm <sup>(2)</sup>, 1.958 cm <sup>(3)</sup>. En el apartado de anexos se muestran las tablas y gráficas de deformación de las muestras complementarias de la tabla 5.2 (a).

**TABLA 5.2 (a).** Resultados de parámetros de expansión con diferentes volúmenes extraídos

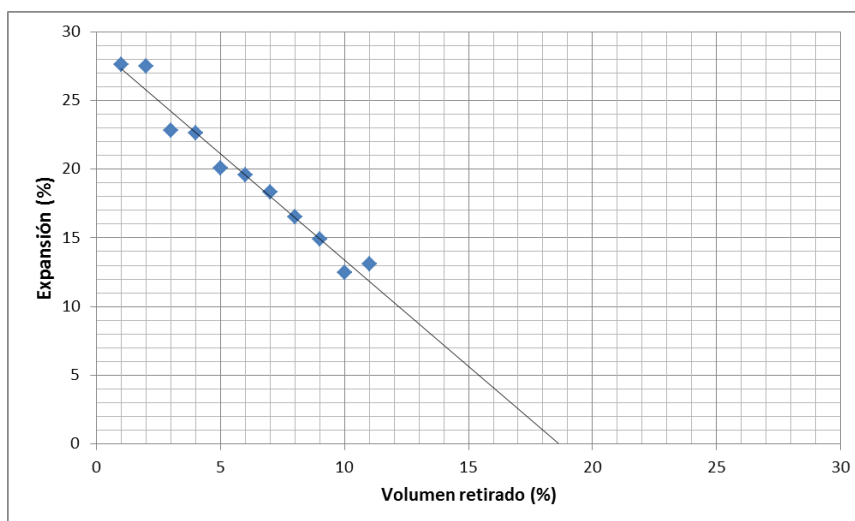
Diámetro (cm)	# Orificios	Volumen retirado (%)	Expansión	Humedad inicial (%)	Grado de saturación final (%)	Presión de expansión (kPa)	Índice de compresión Cc	Índice de Hinchamiento Cs
-		Suelo natural <sup>(1)</sup>	17.2	11.2	96	350	0.47	0.12
-		Suelo remoldeado <sup>(2)</sup>	27.6	11.2	90	550	0.47	0.1
0.35	4	0.9 <sup>(3)</sup>	27.5	11.2	98			
0.36	5	1.16 <sup>(3)</sup>	22.8	11.2	89			
0.44	4	1.4 <sup>(3)</sup>	22.6	11.1	94.5			
0.454	4	1.6 <sup>(3)</sup>	20.1	11	86.2			
0.7	5	4.4 <sup>(3)</sup>	19.6	11.3	96			
0.72	5	4.63 <sup>(2)</sup>	18.3	11.5	94			
0.828	5	5.4 <sup>(2)</sup>	16.5	11.3	96			
0.857	5	6.6 <sup>(3)</sup>	14.9	11.25	97	250	0.38	0.072
0.925	9	13.8 <sup>(2)</sup>	12.5	11.25	96	160	0.44	0.06
0.95	9	14.6 <sup>(3)</sup>	13.1	11.3	98	175	0.42	0.08

En la tabla 5.2 (b) se muestran los resultados de asentamientos con distintas cargas estructurales, dichos resultados fueron corroborados con los valores de asentamientos permisibles mostrados en la tabla 2.1 (a) en el capítulo 2 de este documento con el objetivo de revisar la factibilidad de este proyecto. Se consideró un asentamiento diferencial permisible con respecto al resultado en la tabla de 3.5 cm considerando un  $L = 500$  cm.

**TABLA 5.2 (b).** Resumen de Asentamiento con diferentes cantidades de volúmenes.

Volumen retirado (%)	23.8 Kpa		37 Kpa	
	$\Delta H$ (mm)	$\Delta H$ (%)	$\Delta H$ (mm)	$\Delta H$ (%)
Suelo natural <sup>(1)</sup>	0.27	1.2	0.43	2.0
Suelo remoldeado <sup>(2)</sup>	0.60	2.4	0.939	3.7
6.6 <sup>(3)</sup>	0.28	1.3	0.45	2
13.8 <sup>(2)</sup>	0.34	1.5	0.69	3.1

En la Figura 5.2 se muestra un grafica con valores obtenidos en la Tabla 5.2 (a) en la cual se puede observar una tendencia teórica en relación al volumen que se debe retirar para obtener una expansión nula. El resultado indica que extrayendo un 19 % teóricamente de volumen de material la expansión vertical correspondiente al 27% es nula.

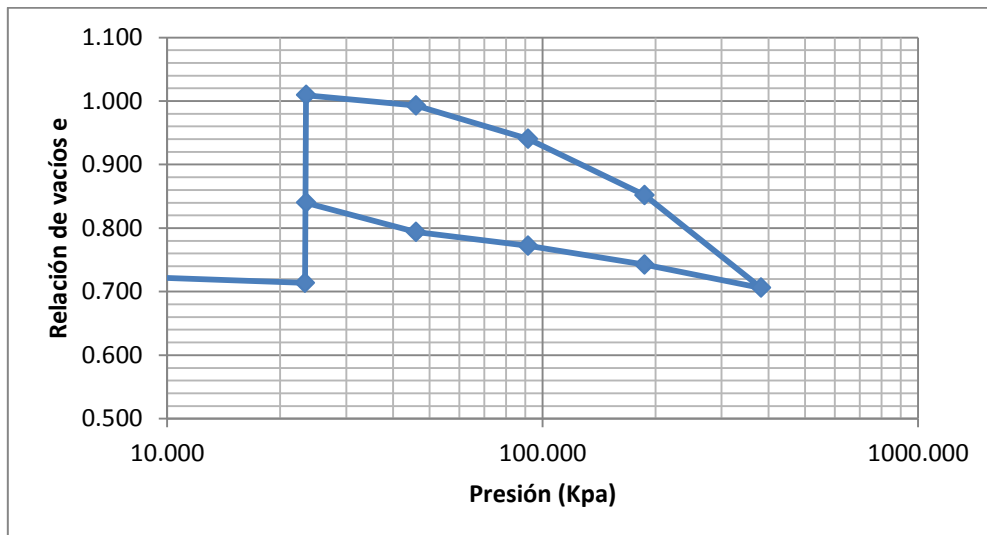


**FIGURA 5.2.** Tendencia de expansión contra volumen retirado en perforaciones.

En la Figura 5.3 y 5.4 se muestran las curvas de compresibilidad del suelo en estado natural y remoldeado, respectivamente y las figuras 5.5, 5.6 y 5.7 muestran las correspondientes a 6.6, 13.8 y 14.56% de volumen retirado, respectivamente.

**TABLA 5.3.** Resumen prueba de expansión/consolidación para una muestra natural con sobrecarga.

Datos Anillo		NORMAS DE REFERENCIA				
<b>Diámetro =</b>	7.456 cms	ASTM D 2435-96				
<b>Altura =</b>	1.92 cms	<b>Precarga =</b>	0.004 kg/cm <sup>2</sup>			
<b>Área=</b>	43.66 cm <sup>2</sup>	<b>Cte de consolidometro =</b>	10			
<b>Volumen=</b>	83.83 cm <sup>3</sup>	<b>Deformación =</b>	0.01 mm			
<b>Wanillo =</b>	267.08 grs	<b>w% =</b>	11.20%			
<b>Wanillo + material=</b>	402.8 grs	<b>Gw =</b>	90.00%			
<b>Waterial=</b>	135.72 grs	<b>Ws =</b>	122.050			
<b><math>\gamma_m</math>=</b>	1.62 gr/cm <sup>3</sup>	<b>Ss =</b>	2.55			
		<b>2Ho =</b>	10.96			
Expansión natural con sobrecarga						
Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Incrementos de presión (KPa)	lectura de micrometro	Deformacion lineal (mm)	ESPEJOR (mm)	2H-2Ho	Relación de vacios
0.000	0.00	14	0	19.2	8.24	0.751
0.234	23.45	13.585	-0.415	18.785	7.82	0.714
Saturación	Saturación	16.825	3.24	22.025	11.06	1.009
0.46	46.00	16.645	-0.18	21.845	10.88	0.993
0.914	91.40	16.07	-0.575	21.27	10.31	0.940
1.87	187.00	15.1	-0.97	20.3	9.34	0.852
3.82	382.00	13.5	-1.6	18.7	7.74	0.706
1.87	187.00	13.9	0.4	19.1	8.14	0.742
0.914	91.40	14.225	0.325	19.425	8.46	0.772
0.46	46.00	14.465	0.24	19.665	8.70	0.794
0.234	23.45	14.97	0.505	20.17	9.21	0.840



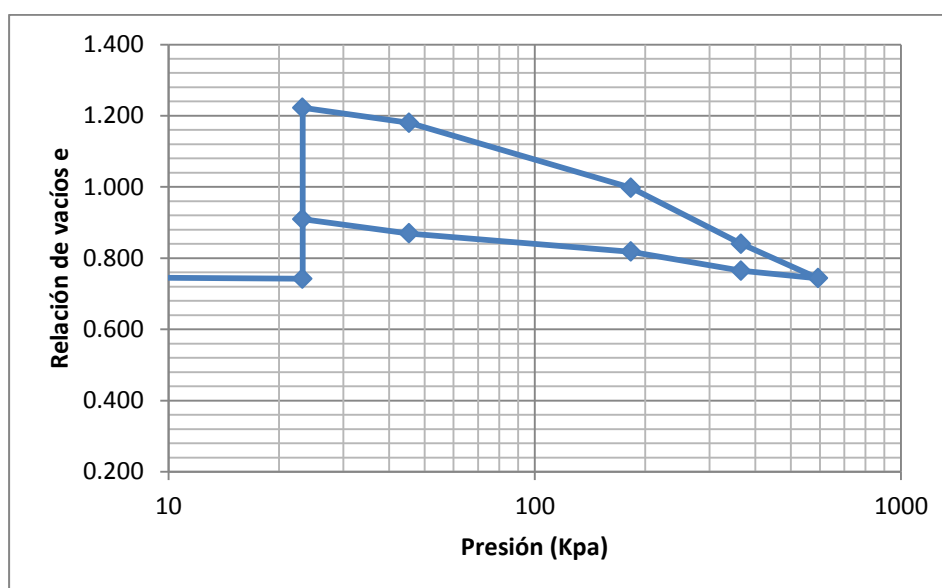
**FIGURA 5.3.** Curva de compresibilidad muestra natural.

**TABLA 5.4.** Resumen prueba de expansión/consolidación para una muestra remoldeada con sobrecarga.

Datos Anillo		NORMAS DE REFERENCIA	
Diametro =	7.464 cms	ASTM D 2435-96	
Altura =	2 cms	Pre carga =	0.004 kg/cm <sup>2</sup>
Área=	43.76 cm <sup>2</sup>	Cte de consolidometro =	10
Volumen=	87.51 cm <sup>3</sup>	Deformación =	0.001 pulg
Wanillo =	63.86 grs	w% =	11.20%
Wanillo + material=	205.3 grs	Gw =	98.00%
Waterial=	141.44 grs	Ws =	127.194
$\gamma_m$ =	1.62 gr/cm <sup>3</sup>	Ss =	2.55
		2Ho =	11.40
<b>Remoldeada con sobrecarga</b>			
<b>%Expansión</b>			
<b>27.6</b>			

Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Incrementos de presión (KPa)	lectura de micrometro	Deformacion lineal (mm)	ESPESOR (mm)	2H-2Ho	Relación de vacíos
0.000	0.00	500	0	20	8.60	0.754
0.232	23.22	494.5	-0.1397	19.8603	8.46	0.742
Saturación	Saturación	710	5.4737	25.334	13.93	1.222
0.454	45.40	691	-0.4826	24.8514	13.45	1.180
0.91	91.00	662	-0.7366	24.1148	12.72	1.115
1.83	183.00	609	-1.3462	22.7686	11.37	0.997
3.66	366.00	538.5	-1.7907	20.9779	9.58	0.840
5.94	594.00	495	-1.1049	19.6698	8.27	0.725
3.660	366.00	510	0.381	19.9111	8.51	0.747
1.83	183.00	534	0.6096	20.5207	9.12	0.800
0.91	91.00	545	0.2794	20.8001	9.40	0.825
0.454	45.40	557	0.3048	21.1049	9.71	0.851
0.232	23.22	575	0.4572	21.5621	10.16	0.891



**FIGURA 5.4.** Curva de compresibilidad muestra remoldeada.

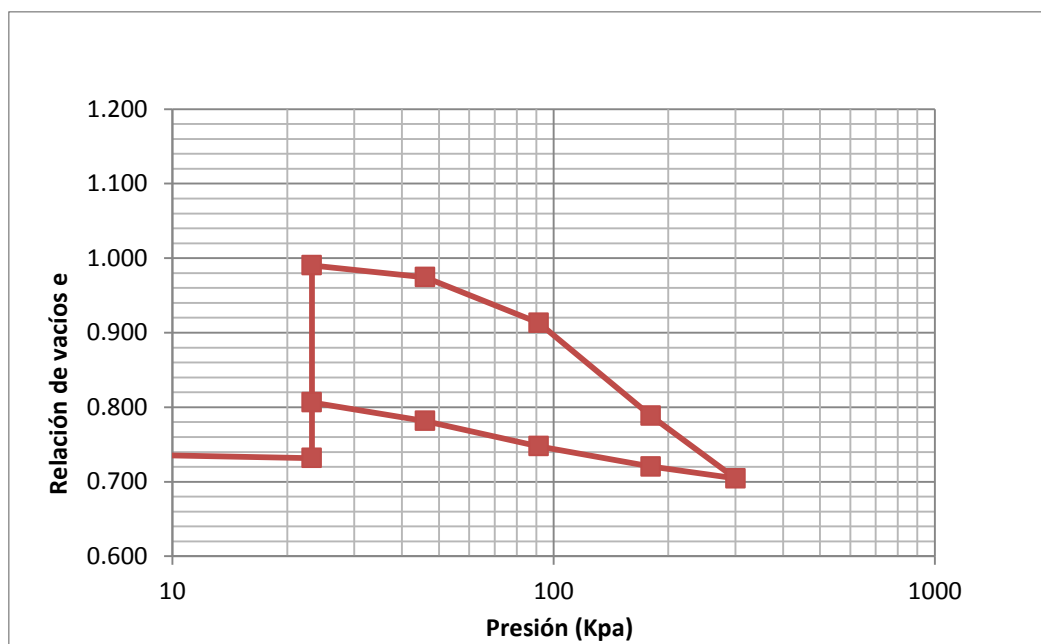


**TABLA 5.5.** Resumen prueba de expansión/consolidación para una muestra con 6.6% de volumen retirado.

Datos Anillo			NORMAS DE REFERENCIA	
<b>Diametro =</b>	7.464	cms	ASTM D 2435-96	
<b>Altura =</b>	1.958	cms	<b>Precarga =</b>	0.004 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Área=</b>	43.76	cm <sup>2</sup>	<b>Cte de consolidometro =</b>	10
<b>Volumen=</b>	85.67	cm <sup>3</sup>	<b>Deformación =</b>	0.001 pulg
<b>Wanillo =</b>	64.64	grs	<b>w% =</b>	11.30%
<b>Wanillo + material=</b>	203.6	grs	<b>Gw =</b>	96.00%
<b>Waterial=</b>	138.96	grs	<b>Ws =</b>	124.852
<b><math>\gamma_m</math> =</b>	1.62	gr/cm <sup>3</sup>	<b>Ss =</b>	2.55
<b><math>\gamma_{mf}</math> =</b>	1.52	gr/cm <sup>3</sup>	<b>2Ho =</b>	11.19
<b>Volumen extraído=</b>	6.60	%	<b>%Expansión</b> 14.9	

Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Incrementos de presión (kPa)	lectura de micrometro	lectura deformacion lineal (mm)	ESPESOR (mm)	2H-2Ho	Relación de vacíos
0.000	0.00	500.000	0.000	19.580	8.390	0.750
0.232	23.22	492.000	-0.203	19.377	8.187	0.732
Saturación	Saturación	606.000	2.896	22.272	11.083	0.990
0.460	46.00	599.000	-0.178	22.095	10.905	0.975
0.914	91.40	572.000	-0.686	21.409	10.219	0.913
1.800	180.00	517.000	-1.397	20.012	8.822	0.788
3.000	300.00	480.000	-0.940	19.072	7.882	0.704
1.800	180.00	487.000	0.178	19.250	8.060	0.720
0.914	91.40	499.000	0.305	19.555	8.365	0.748
0.460	46.00	514.000	0.381	19.936	8.746	0.782
0.232	23.22	525.000	0.279	20.215	9.025	0.807



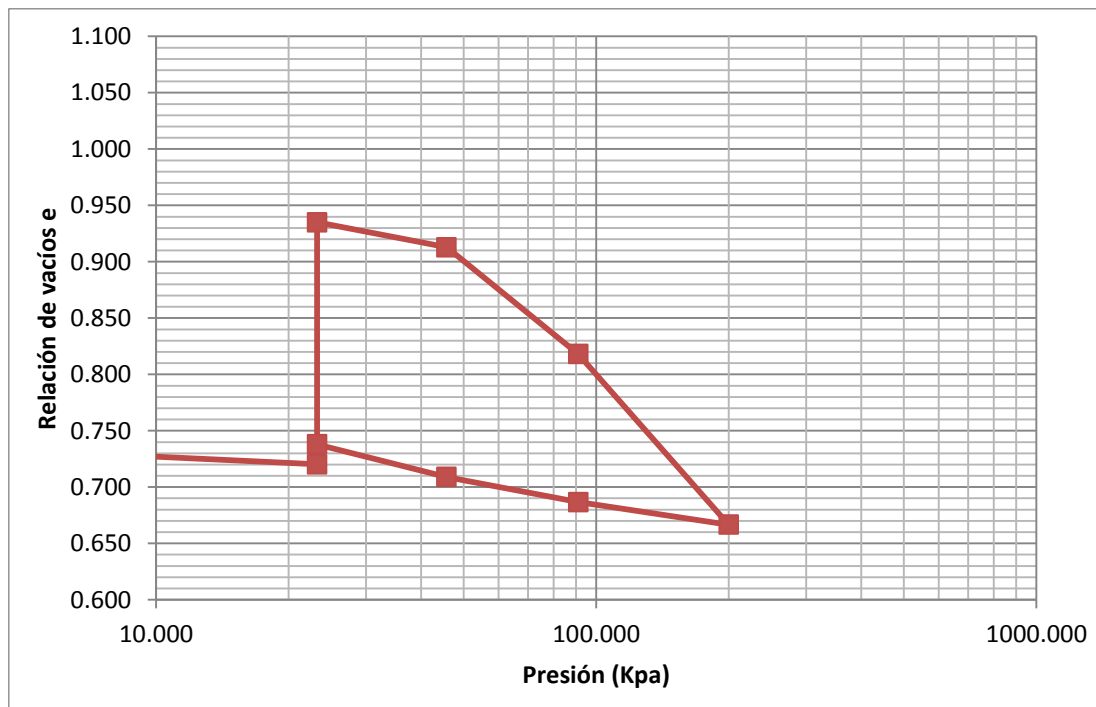
**FIGURA 5.5.** Curva de compresibilidad para 6.6% de volumen retirado.

**TABLA 5.6.** Resumen prueba de expansión/consolidación para una muestra con 13.8% de volumen retirado.

Datos Anillo			NORMAS DE REFERENCIA	
<b>Diametro =</b>	7.464	cms	ASTM D 2435-96	
<b>Altura =</b>	2	cms	<b>Precarga =</b>	0.004 $kg/cm^2$
<b>Área=</b>	43.76	$cm^2$	<b>Cte de consolidometro =</b>	10
<b>Volumen=</b>	87.51	$cm^3$	<b>Deformación =</b>	0.001 <i>pulg</i>
<b>Wanillo =</b>	63.86	grs	<b>w% =</b>	11.30%
<b>Wanillo + material=</b>	205.5	grs	<b>Gw =</b>	96.00%
<b>Waterial=</b>	141.64	grs	<b>Ws =</b>	127.260
<b><math>\gamma_m</math>=</b>	1.62	$gr/cm^3$	<b>Ss =</b>	2.55
<b><math>\gamma_{mf}</math>=</b>	1.39	$gr/cm^3$	<b>2Ho =</b>	11.41
<b>Volumen extraído=</b>	13.80	%	<b>%Expansión</b> 12.5	

Incrementos de presión (kg/cm2)	Incrementos de presión (kPa)	lectura de micrometro	Deformacion lineal (mm)	ESPESOR (mm)	2H-2Ho	Relación de vacíos
0.00	0.00	500.00	0.000	20.000	8.594	0.754
0.232	23.22	485.00	-0.381	19.619	8.213	0.720
saturación	saturación	581.50	2.451	22.070	10.665	0.935
0.457	45.70	571.50	-0.254	21.816	10.411	0.913
0.91	91.00	529.00	-1.080	20.737	9.331	0.818
2	200.00	461.00	-1.727	19.009	7.604	0.667
0.91	91.00	470.00	0.229	19.238	7.832	0.687
0.457	45.70	480.00	0.254	19.492	8.086	0.709
0.232	23.22	493.00	0.330	19.822	8.417	0.738



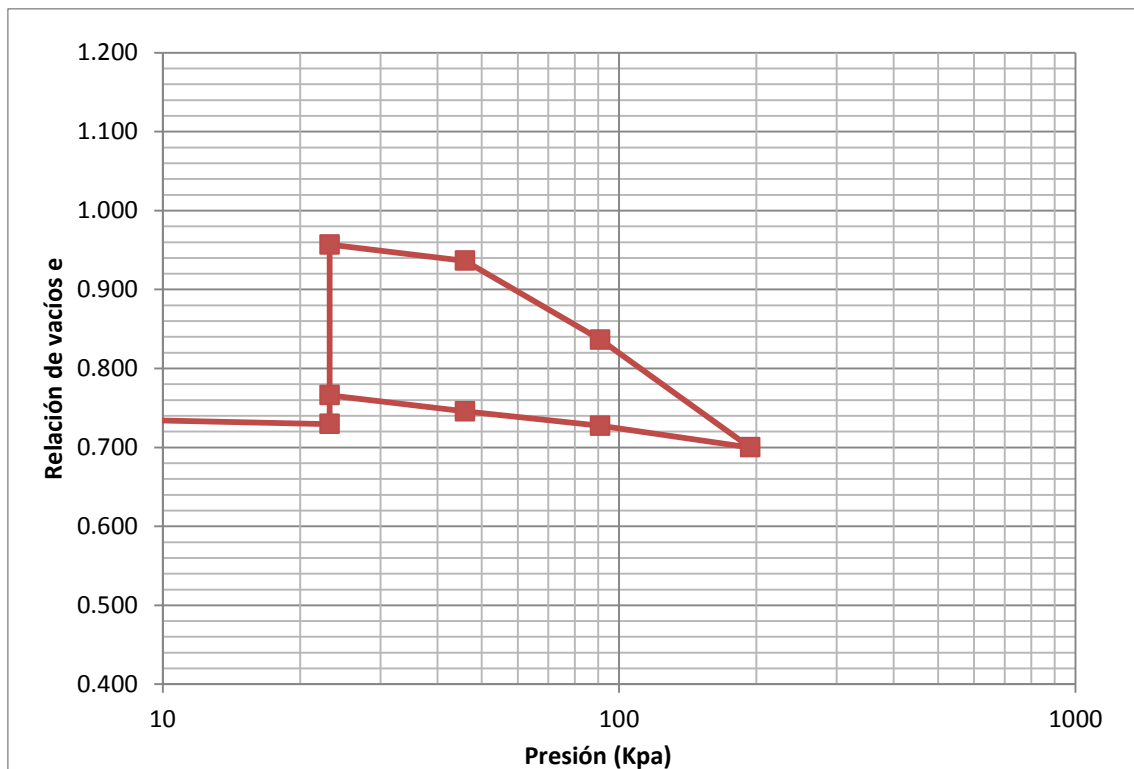
**FIGURA 5.6.** Curva de compresibilidad para 13.8% de volumen retirado.

**TABLA 5.7.** Resumen prueba de expansión/consolidación para una muestra con 14.56% de volumen retirado.

Datos Anillo		NORMAS DE REFERENCIA	
<b>Diametro =</b>	7.464 cms	ASTM D 2435-96	
<b>Altura =</b>	1.958 cms	<b>Precarga =</b>	0.004 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Área=</b>	43.76 cm <sup>2</sup>	<b>Cte de consolidometro =</b>	10
<b>Volumen=</b>	85.67 cm <sup>3</sup>	<b>Deformación =</b>	0.001 pulg
<b>Wanillo =</b>	64.64 grs	<b>w% =</b>	11.30%
<b>Wanillo + material=</b>	203.4 grs	<b>Gw =</b>	96.00%
<b>Material=</b>	138.76 grs	<b>Ws =</b>	124.672
<b>γ<sub>m</sub>=</b>	1.62 gr/cm <sup>3</sup>	<b>Ss =</b>	2.55
<b>γ<sub>mf</sub>=</b>	1.38 gr/cm <sup>3</sup>	<b>2Ho =</b>	11.17
<b>Volumen extraído=</b>	14.56 %	<b>%Expansión</b> 13.1	

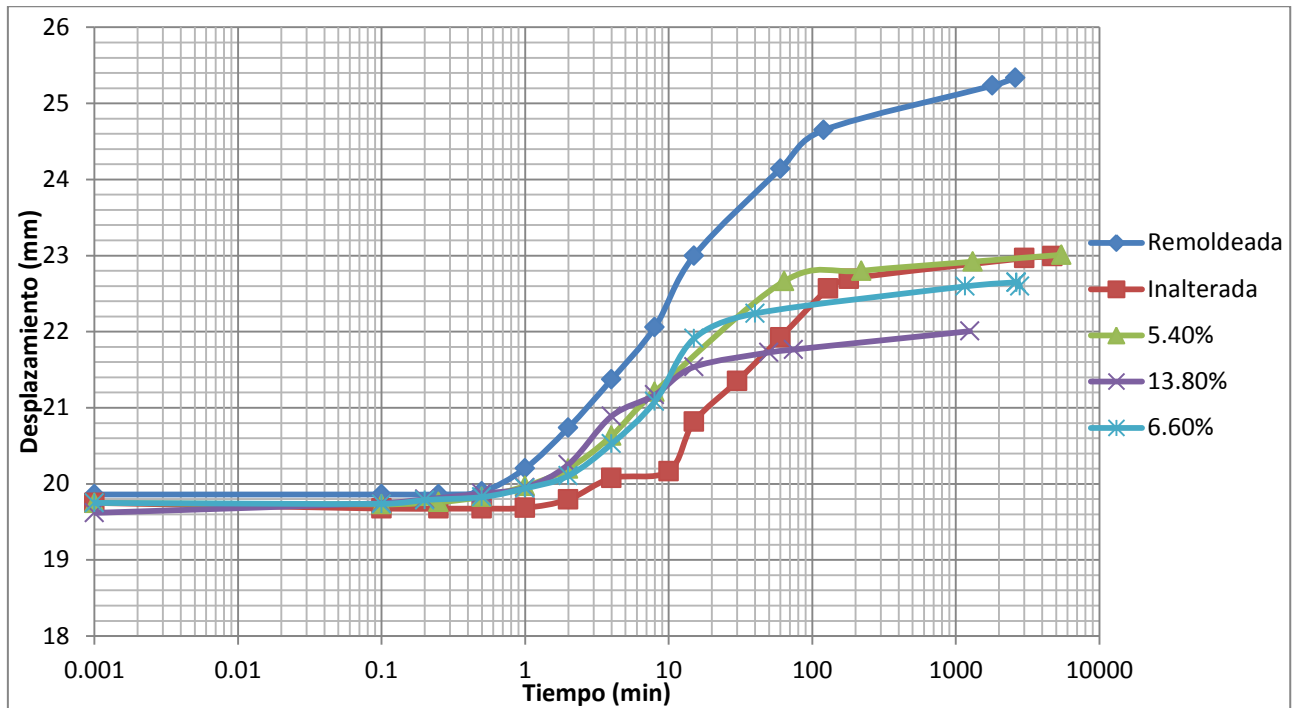
  

Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Incrementos de presión (kPa)	lectura de micrometro	Deformacion lineal (mm)	ESPESOR (mm)	2H-2Ho	Relación de vacíos
0.00	0.00	500.00	0.00	19.58	8.41	0.75
0.232	23.22	490	-0.25	19.33	8.15	0.73
Saturación	Saturación	590	2.54	21.87	10.69	0.96
0.46	46.00	580	-0.25	21.64	10.46	0.94
0.91	91.00	543	-0.94	20.70	9.52	0.85
1.94	194.00	470	-1.85	19.00	7.82	0.70
0.91	91.00	482	0.30	19.30	8.13	0.73
0.46	46.00	490	0.20	19.50	8.33	0.75
0.232	23.22	499	0.23	19.73	8.56	0.77



**FIGURA 5.7.** Curva de compresibilidad para 14.56% de volumen retirado.

En la Figura 5.8 se muestra una comparativa de las curvas de deformación de la muestra inalterada, remoldeada y con diferentes % de volúmenes de extracción de suelo.



**FIGURA 5.8.** Curvas de deformación para suelo sin y con perforaciones

En la Figura 5.9 se muestra como las perforaciones se realizaron utilizando un taladro de 0.35 mm de diámetro, dependiendo el número de perforaciones se distribuyeron por la muestra de suelo. Se optó por incrementar el diámetro de las perforaciones igualando el volumen de suelo retirado para facilitar la distribución de las perforaciones. En las siguientes ilustraciones se muestra el resultado de las pruebas antes y después de terminar la prueba.



**FIGURA 5.9.** Método de realización de perforaciones.

Las siguientes figuras muestran la distribución de las perforaciones realizadas a muestras de suelo representando distintos porcentajes de extracción de volumen.

En la figura 5.9 (a), (b) y (c) se observa una muestra con 4 perforaciones en la cual se extrajo 0.9% de volumen de suelo, estas figuras son antes y después de saturar (parte superior e inferior), respectivamente. En la figura 5.9(c) se observa que las perforaciones, por la parte de abajo, fueron completamente llenadas por el suelo, mientras que en su parte superior, figura 5.9(b) aun cuando mostró poco espacio hueco, se observa que a poca profundidad, las perforaciones fueron ocupadas por el suelo.



**FIGURA 5.10 (a).** Muestra con 0.9% de volumen retirado sin saturar.



**FIGURA 5.10 (b).** Parte superior de muestra saturada con 0.9% de volumen retirado.



**FIGURA 5.10 (c).** Parte inferior de muestra saturada con 0.9% de volumen retirado.

En la figura 5.11 (a) y (b) se observa una muestra de suelo antes y después de saturar, respectivamente, en la cual se realizaron 5 perforaciones para obtener una extracción de material del 6.6%, los diámetros de las perforaciones se incrementaron aproximadamente a 1 cm.

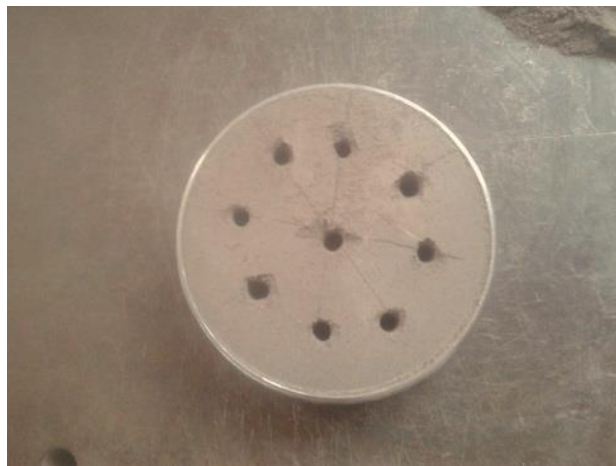


**FIGURA 5.11. (a)** Parte superior de muestra con 6.6% de volumen retirado sin saturar.



**FIGURA 5.11. (b)** Parte superior de muestra saturada con 6.6% de volumen retirado.

De la misma manera para representar una extracción de volumen de suelo del 13.8 % se realizaron nueve perforaciones incrementando el diámetro a 0.925 cm como lo muestra la figura 5.12 (a) disminuyendo al 12.1 % de expansión. Las figuras 5.12(b) y 5.12(c) muestran el suelo con perforaciones antes y después de saturar, respectivamente. Aquí se puede observar que por la parte inferior de las perforaciones (junto a la piedra porosa) muestra que el suelo lleno nuevamente los huecos y en la parte superior se nota que a poca profundidad de la superficie el suelo ocupa completamente las perforaciones.



**FIGURA 5.12 (a).** Muestra con 13,8% de volumen retirado sin saturar.



**FIGURA 5.12. (b)** Parte superior de muestra saturada con 13.8% de volumen retirado.



**FIGURA 5.12. (c)** Parte inferior de muestra saturada con 13.8% de volumen retirado.

Es importante señalar que las pruebas se realizan en condiciones saturadas logrando hasta un 98% de grado de saturación, fenómeno que es muy difícil que se presente en la realidad.

### **5.3. Parámetros de resistencia y capacidad de carga.**

#### *5.3.1 Resistencia a la compresión simple.*

Debido a la complejidad que resulta realizar la prueba de corte directo para el material remoldeado sin perforaciones dado su bajo contenido de agua, se procedió a realizar la prueba de compresión simple obteniendo los siguientes resultados mostrados en la tabla 5.8.



En las figuras 5.13 (a) y (b) se muestran imágenes de la muestra de suelo con un contenido de agua del 11.2% a la cual se le llevo a cabo la prueba de compresión no confinada, dando como resultado un gráfico una falla de tipo frágil en línea recta a la aplicación de la carga.



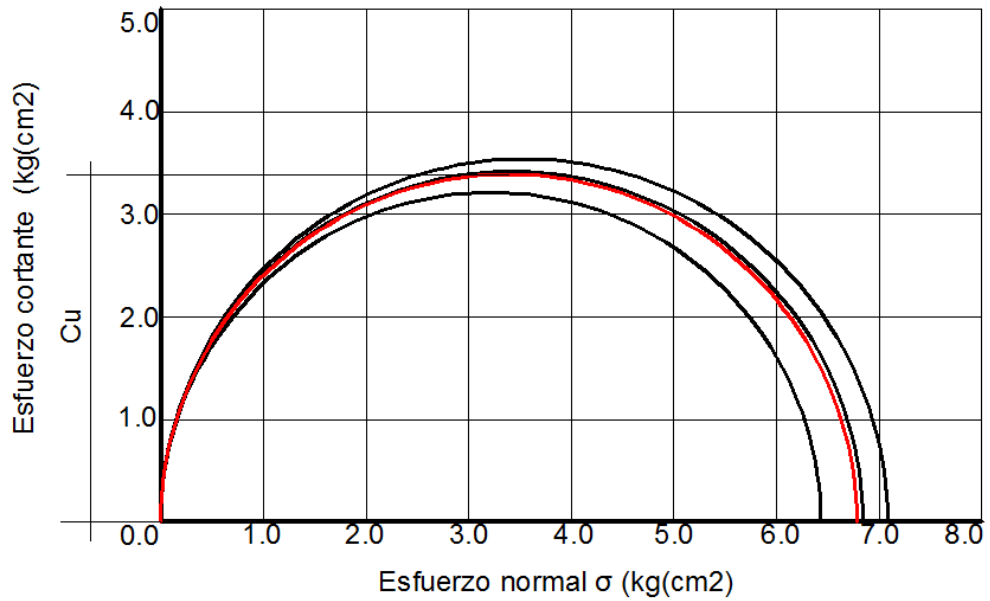
**FIGURA 5.13 (a).** Prueba de compresión no confinada.



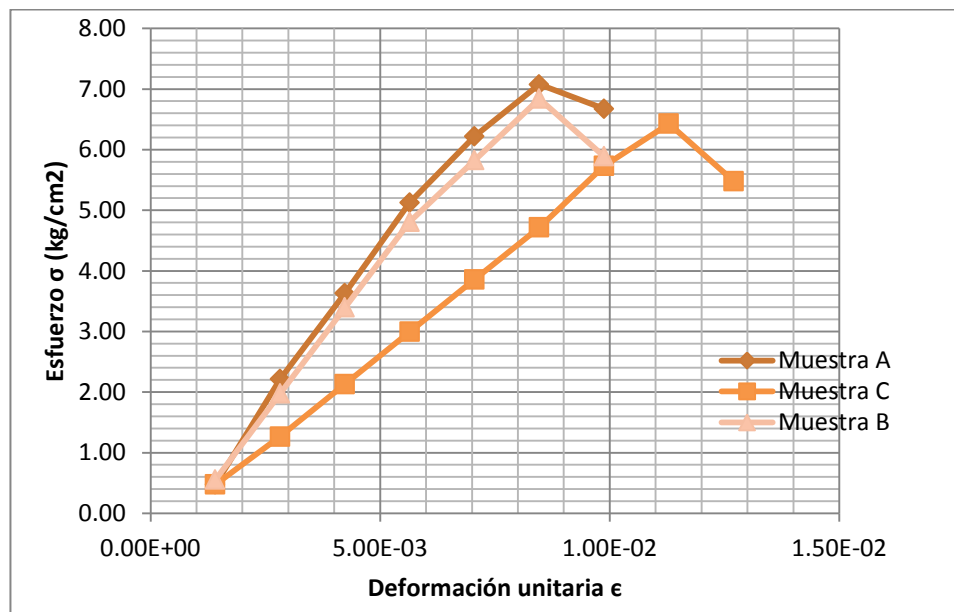
**FIGURA 5.13 (b).** Prueba de compresión no confinada.

**Tabla 5.8.** Resultados prueba de compresión en tres especímenes de suelo remoldeado.

	$\sigma_{\max}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	C (kg/cm <sup>2</sup> )
Muestra A	7.08	3.540
Muestra B	6.43	3.215
Muestra C	6.84	3.420
Promedio	6.78	3.392



**FIGURA 5.14.** Círculo de Mohr, esfuerzo normal vs esfuerzo cortante.



**FIGURA 5.15.** Curvas esfuerzo-deformación.

### 5.3.2. Pruebas de corte directo.

Se realizaron pruebas de corte directo a las muestras con perforaciones. Se optó por llevar a cabo prueba de corte donde se presentó disminución de expansión considerables, es decir, 1.16%, 2.2%, 4.4%, 5.4%, 6.6% y 14.6% de volumen retirado.

Con los parámetros obtenidos se calculó su capacidad de carga del suelo considerando una cimentación de longitud infinita.

Para llevar a cabo esta prueba se realizó un cuadrícula en la muestra compuesta de nueve perforaciones con una profundidad de 2 centímetros como se muestra en la figura 5.15. El porcentaje de volumen que se extrajo del espécimen fue el mismo porcentaje que se extrajo en la prueba de expansión unidimensional para suelos cohesivos antes mencionada.



**FIGURA 5.16.** Distribución de perforaciones en la prueba de corte directo.

En las tablas 5.9 se muestran los resultados de capacidad de carga del suelo en estado remoldeado, también se obtuvieron valores de capacidad de carga para muestra con un volumen retirado del 1.6%, 2.2%, 4.4 %, 5.4%, 6.6% y 13.8%, se tomaron estos porcentajes de volumen debido a que fue donde se presentaron disminución considerable de expansión. Estas pruebas se llevaron a cabo en contenido de agua natural (11.2%) y fue calculado con la teoría para suelos puramente cohesivos de Skempton tomando un  $N_c=5.14$  y la profundidad de 0.8m para todos los casos. El valor del peso específico del suelo fue de  $1.62 \text{ g/cm}^3$ .

**TABLA 5.9 (a).** Resumen de parámetros obtenidos para calcular la capacidad de carga según Skempton.

Cohesión (tn/m <sup>2</sup> )	Ángulo de fricción	$\gamma_m$ Material	qc (tn/m <sup>2</sup> )	Diámetro (cm)	Volumen extraído (%)
3.39	Compresión inconfiada	1.62	18.7206		Suelo remoldeado sin perforaciones
2.75	15°	1.62	15.431	0.3	Suelo con <b>1.6%</b> de volumen extraído
2.45	15°	1.62	13.889	0.37	Suelo con <b>2.2%</b> de volumen extraído
2.45	13°	1.62	13.889	0.52	Suelo con <b>4.4%</b> de volumen extraído
2.3	14°	1.62	13.118	0.617	Suelo con <b>5.4%</b> de volumen extraído
2.2	14°	1.62	12.604	0.632	Suelo con <b>6.6%</b> de volumen extraído
1.5	17°	1.62	9.006	0.925	Suelo con <b>13.8%</b> de volumen extraído

**TABLA 5.9 (b).** Resumen de parámetros obtenidos para calcular la capacidad de carga según Terzaghi.

Cohesión (tn/m <sup>2</sup> )	Ángulo de fricción	Nc	Nq	N $\gamma$	$\gamma_m$ Material	Df Profundidad (m)	qc (tn/m <sup>2</sup> )	Volumen extraído (%)
2.75	15°	13	5	1	1.62	0.8	43.85	Suelo con <b>1.6%</b> de volumen extraído
2.45	15°	13	5	1	1.62	0.8	39.95	Suelo con <b>2.2%</b> de volumen extraído
2.45	13°	12	4	0.5	1.62	0.8	35.39	Suelo con <b>4.4%</b> de volumen extraído
2.3	14°	12.5	4.5	0.75	1.62	0.8	35.80	Suelo con <b>5.4%</b> de volumen extraído
2.2	14°	12.5	4.5	0.75	1.62	0.8	34.55	Suelo con <b>6.6%</b> de volumen extraído
1.5	17°	15	6	1.5	1.62	0.8	32.71	Suelo con <b>13.8%</b> de volumen extraído

**TABLA 5.9 (c).** Resumen de parámetros obtenidos para calcular la capacidad de carga del suelo en estado saturado según Skempton.

Gw <sub>final</sub>	Cohesión (tn/m <sup>2</sup> )	Nc	$\gamma$ Material	Df Profundidad (m)	q <sub>c</sub> (tn/m <sup>2</sup> )	Volumen extraído
97%	0.95	<b>5.14</b>	<b>1.62</b>	<b>0.8</b>	6.179	Suelo Remoldeado 0%
97%	1	<b>5.14</b>	<b>1.62</b>	<b>0.8</b>	6.436	Suelo 5.4%

De acuerdo con las pruebas realizadas para capacidad de carga se considera que los resultados son factibles al estar considerando el peso de  $4 \text{ ton/m}^2$  para una vivienda promedio de dos niveles.

En las figuras 5.17 a 5.22 se muestran las gráficas de las pruebas de corte directo para las distintas condiciones en las cuales fueron realizadas, también se observan los ángulos de fricción del suelo así como su cohesión.

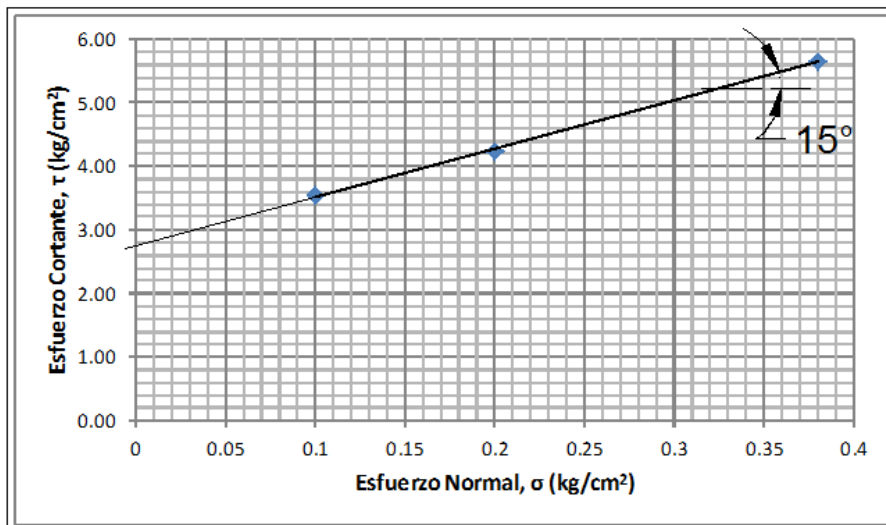


FIGURA 5.17. Gráfica prueba de corte directo a muestra con un extracción de volumen del 1.6%.

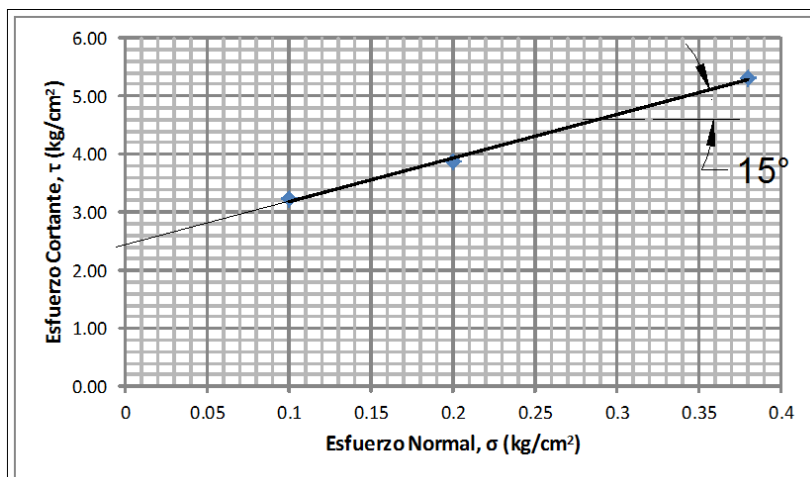


FIGURA 5.18. Gráfica prueba de corte directo a muestra con un extracción de volumen del 2.2%.

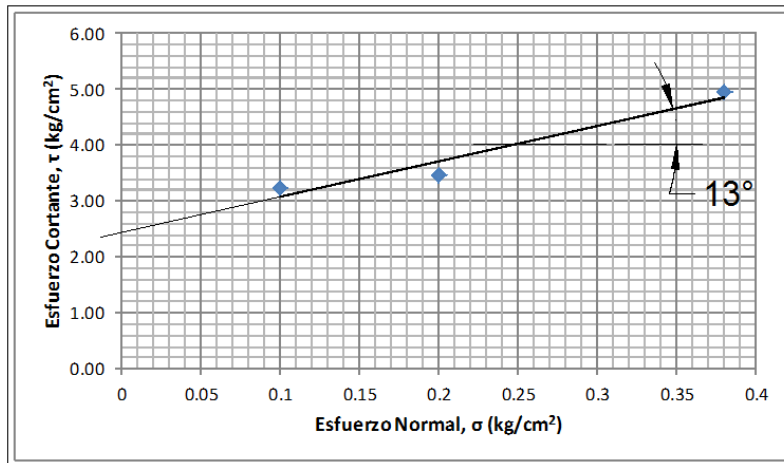


FIGURA 5.19. Gráfica prueba de corte directo a muestra con un extracción de volumen del 4.4%.

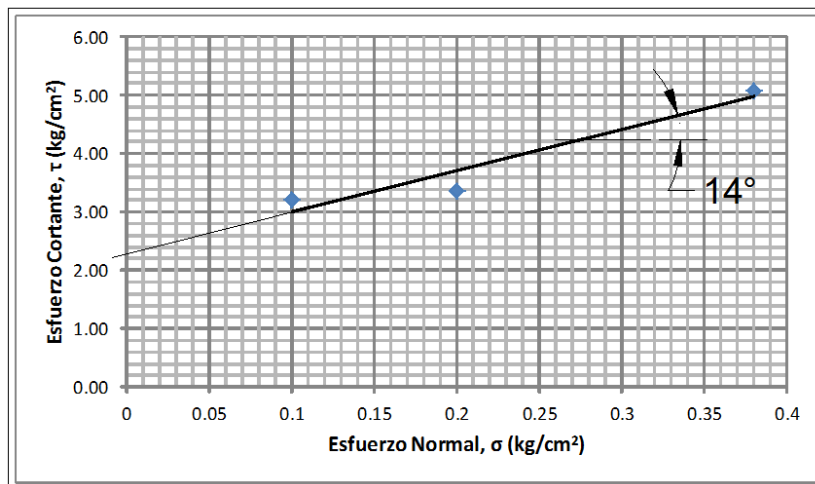


FIGURA 5.20. Gráfica prueba de corte directo a muestra con un extracción de volumen del 5.4%.

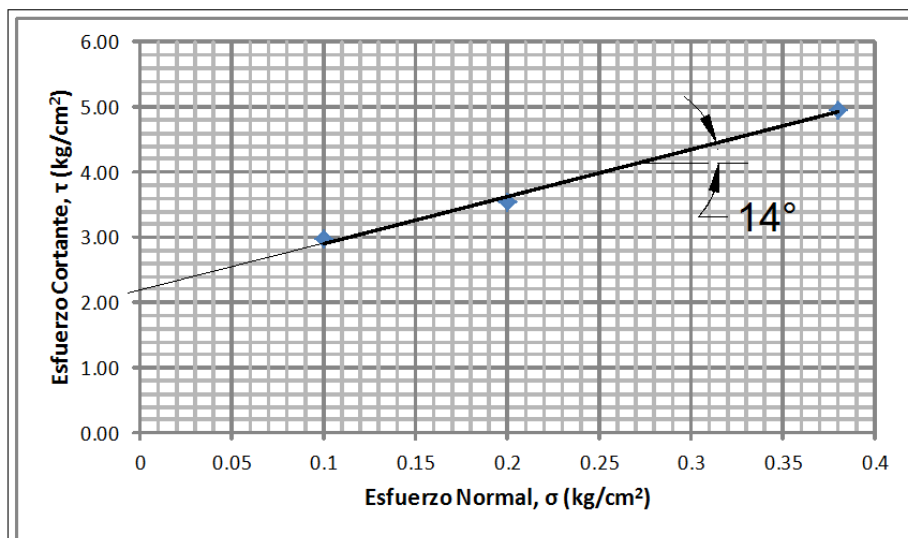
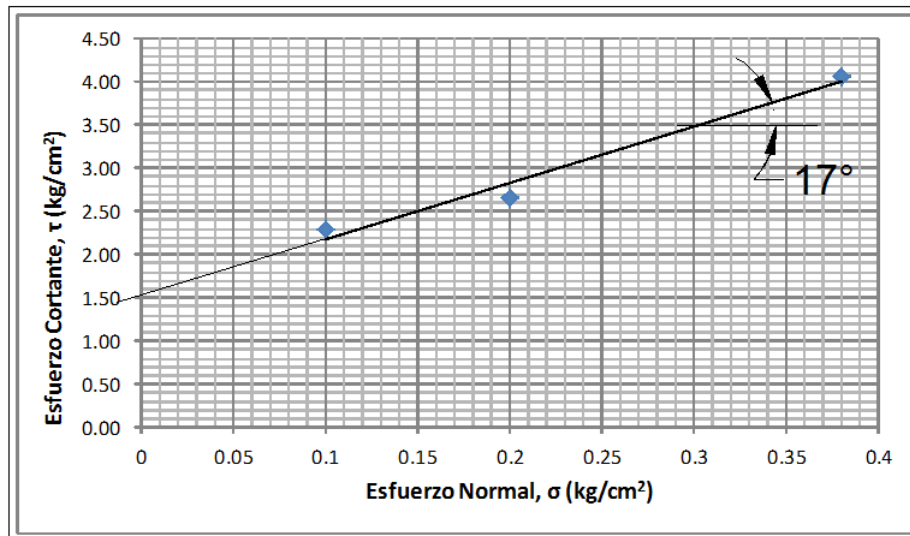


FIGURA 5.21. Gráfica prueba de corte directo a muestra con un extracción de volumen del 6.6%.



**FIGURA 5.22.** Gráfica prueba de corte directo a muestra con un extracción de volumen del 14.6 %

### 5.3.3. Pruebas de corte directo (incremento en contenido de agua).

Como un método de comprobación y verificación de afectación a la capacidad de carga, en la tabla 5.10 se muestran los resultados de capacidad de carga del suelo incrementando el contenido de agua con un 23%, de igual manera las pruebas se llevaron a cabo en estado remoldeado y se obtuvieron valores de capacidad de carga para muestra con un volumen retirado del 6.6% y 13.8 %. La capacidad de carga también se calculó con la teoría para suelos puramente cohesivos de Skempton.

**TABLA 5.10.** Resumen de parámetros obtenidos para calcular la capacidad de carga con 23% contenido de agua.

Cohesión (tn/m <sup>2</sup> )	Ángulo de fricción	Nc	$\gamma_m$ Material	Df Profundidad (m)	qc (tn/m <sup>2</sup> )	Tipo de suelo
2.73	15°	5.14	1.62	0.8	15.328	Suelo remoldeado sin perforaciones
2.1	14°	5.14	1.75	0.8	12.194	Suelo con 6.6% de volumen extraído
1.4	21°	5.14	1.75	0.8	8.596	Suelo con 13.8% de volumen extraído

En las siguientes figuras 5.23 y 5.24 se muestran las gráficas de las pruebas de corte directo para las distintas condiciones en las cuales fueron ejecutadas.

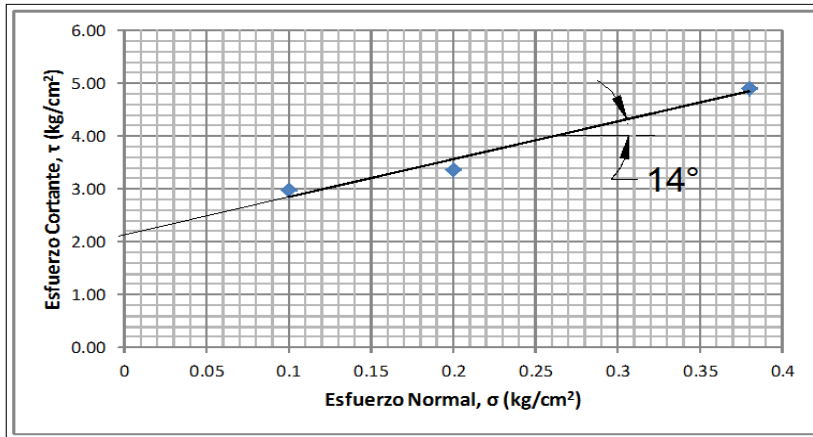


FIGURA 5.23. Gráfica prueba de corte directo a muestra con un extracción de volumen del 6.6%.

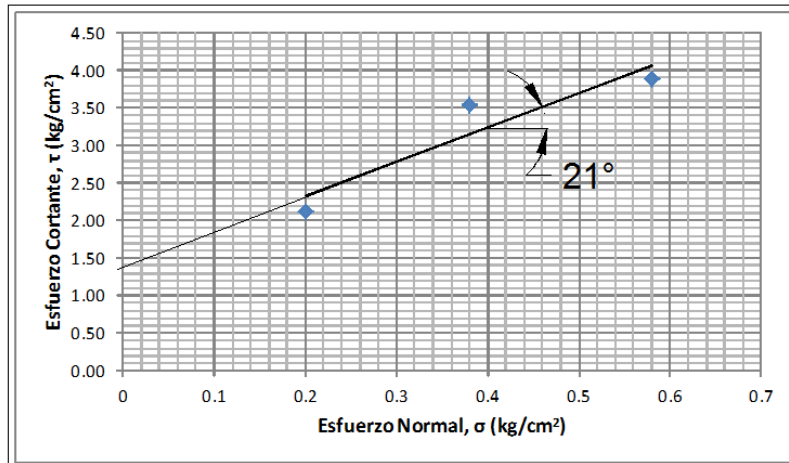


FIGURA 5.24. Gráfica prueba de corte directo a muestra con un extracción de volumen del 13.8%.



## 6. APLICACIÓN PRÁCTICA.

Para la zona de estudio (Jurica, Querétaro, Qro; México) se ha reportado una profundidad de capa activa de 2.5-3m (López-Lara y Zepeda Garrido, 1996). En este análisis se utilizara un espesor de estudio de  $h = 1$  m, debido a que se considera que es el espesor donde se observan los mayores cambios de humedad.

Para el estudio se propone una vivienda promedio de estudio ya reportada, la cual es una construcción de tipo unifamiliar de una sola planta, se obtiene que para el terreno de estudio cuya área (A) es de  $62.7 \text{ m}^2$  y espesor (h) de 1 m resulta un volumen (V) de suelo de estudio de  $62.7 \text{ m}^3$  (López-Lara et al, 2014).

Suponiendo un aumento de expansión del 5% en ese volumen de suelo, se tiene que el incremento volumétrico ( $\Delta V$ ) que sufrirá el terreno es la diferencia del volumen expandido ( $V'$ ) calculado con una altura expandida ( $h'$ ) menos el volumen inicial (V):

$$\Delta V = V' - V$$

$$V' = Axh'$$

$$h' = 1\text{m} \times 1.05 = 1.05\text{m}$$

$$V' = 62.7\text{m}^2 \times 1.05\text{m} = 65.835\text{m}^3$$

$$\Delta V = 65.835 - 62.7 = 3.135 \text{ m}^3$$

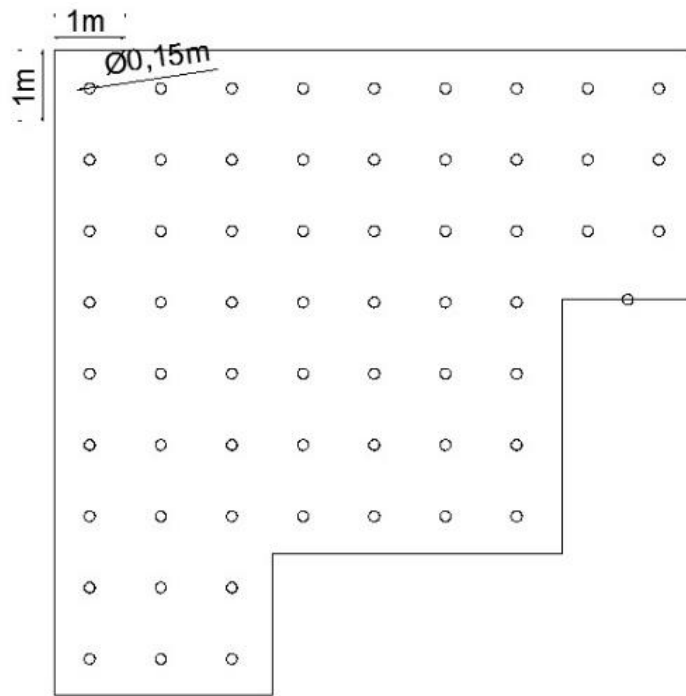
### 6.1. Análisis teórico del método propuesto

Siguiendo el análisis en estricta teoría, en el método propuesto se tendrían que retirar  $3.135 \text{ m}^3$  de volumen del terreno, esto mediante perforaciones colocadas en toda el área de estudio. Los resultados del análisis teórico bajo estas condiciones se muestran en la Tabla 6.1.

**Tabla 6.1.** Cálculo teórico de perforaciones necesarias para abatir la expansión.

No. De perforaciones	Diametro (m)	Área de perforación ( $\text{m}^2$ )	Profundidad de perforaciones (m)	Volumen de perforaciones ( $\text{m}^3$ )	Volumen abatido total
10	0.15	0.01767	3	0.0530	0.53
20	0.15	0.01767	3	0.0530	1.06
30	0.15	0.01767	3	0.0530	1.59
40	0.15	0.01767	3	0.0530	2.12
50	0.15	0.01767	3	0.0530	2.65
62	0.15	0.01767	3	0.0530	3.29

La Tabla 6.1 muestra que para abatir el 5% de expansión es necesario realizar 62 perforaciones con las dimensiones de 0.15 m de diámetro y 3 m de profundidad distribuidas bajo la vivienda de estudio. La Figura 6.1 muestra una propuesta de la ubicación de las perforaciones en la planta de estudio que absorberían, teóricamente la expansión propuesta (López-Lara et al, 2014).



**Figura 1.1.** Expansión abatida(%) vs volumen retirado (%).

Sin embargo, basándonos en el análisis experimental realizado en varias muestras de suelo remoldeado, y en los resultados obtenidos de expansión mostrados en la Tabla 6.2, se puede identificar como se va abatiendo la expansión en relación al volumen (%) que ha sido retirado. En este análisis en especial se observa el comportamiento del valor del 5% de expansión para en análisis que se está llevando a cabo.

**Tabla 6.2.** Expansión abatida vs volumen extraído

<b>% Expansión abatido</b>	<b>% Volumen retirado</b>
0	0
0.4	0.9
4.9	1.16
5	1.4
5.4	1.75
7.3	4.4
9.4	4.63
11.2	5.4
12.7	6.6
15.2	13.8

Con base a lo anterior, se puede observar que para abatir un 5% de expansión del terreno no es necesario retirar el 5% del volumen de éste (como el análisis teórico lo determina), ya que, como se muestra en la Tabla 6.2, el porcentaje de volumen necesario a retirar es el 1.4%; por lo tanto, tomando este último valor, se encuentra un menor volumen por extraer en la planta de la vivienda, quedando como:

$$V' = Axh'$$

$$h' = 1m \times 1.014 = 1.014m$$

$$V' = 62.7m^2 * 1.014m = 63.5778m^3$$

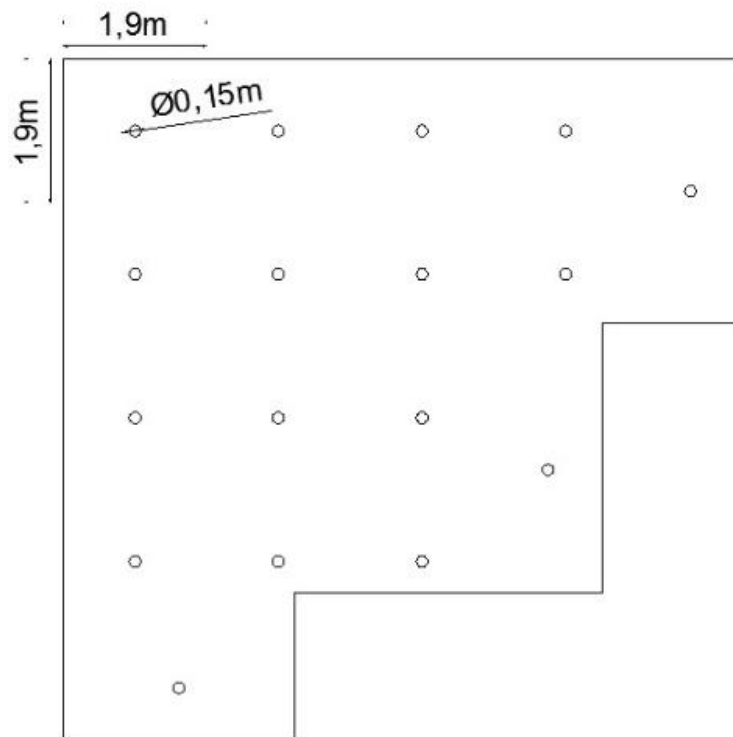
$$\Delta V = 63.5778 - 62.7 = 0.8778 m^3$$

De esta forma, el número de perforaciones necesarias para abatir la expansión del suelo disminuye significativamente. En la Tabla 6.3 se muestran diferentes opciones de solución, todas retirando el nuevo volumen (1.4% que equivale a 0.8778 m<sup>3</sup> del análisis de la planta de vivienda) pero variando la cantidad de perforaciones necesarias respecto a su profundidad. Una de las ventajas que se tiene es el poder distribuir el volumen en la profundidad deseada para que los diámetros que se manejen sean reducidos.

**Tabla 6.3.** Cantidad de perforaciones para abatir la expansión en función de la profundidad.

No. De perforaciones	Diametro (m)	Área de perforación (m <sup>2</sup> )	Profundidad de perforaciones (m)	Volumen de perforaciones (m <sup>3</sup> )	Volumen abatido total
17	0.15	0.01767	3	0.0530	0.90
20	0.15	0.01767	2.5	0.0442	0.88
25	0.15	0.01767	2	0.0353	0.88
34	0.15	0.01767	1.5	0.0265	0.90
50	0.15	0.01767	1	0.0177	0.88

Con el objeto de comparar ambos análisis, se toma la solución que consta de perforaciones de la misma profundidad que en el análisis teórico, es decir, perforaciones de 3m, en la que ahora son necesarias únicamente 17 perforaciones de 15 cm de diámetro. La distribución propuesta de éstas se muestra en la Figura 6.2, en la que se puede observar que ahora en vez de colocarse una perforación por cada m<sup>2</sup> (como quedaba en la figura 6.1), se coloca una cada 3.6 m<sup>2</sup>, proporcionando así más confiabilidad al método, simplemente por el número de perforaciones por realizar (pasa de 62 a 17).



**Figura 6.2.** Distribución de perforaciones en vivienda de estudio después de realizar el análisis experimental.

## 7. CONCLUSIONES.

El realizar perforaciones en el suelo disminuye significativamente el porcentaje de expansión del mismo, así también se ve disminuida la presión de expansión que puede ejercer. La máxima disminución de expansión que se alcanzó en este estudio, bajo condiciones de seguridad en capacidad de carga y asentamientos permisibles, fue de aproximadamente 11% y de 14% con una extracción de volumen del 5.4% y 6.6%, respectivamente (distribuido en 5 perforaciones) respecto a la masa de la muestra. Luego, aun cuando la disminución de la expansión se siguió presentando para los volúmenes de extracción mayores (distribuido en 9 perforaciones) en este trabajo, el suelo presentó mayores asentamientos acompañados de una disminución considerable en la capacidad de carga.

Si se toma la tendencia del comportamiento de los volúmenes de extracción del suelo hasta los valores límites mencionados arriba, se observa que en teoría, extrayendo aproximadamente un 19% de volumen de material la expansión vertical del 27% disminuye a su totalidad; esto significa muy probablemente que parte de la presión de expansión se dirige de forma horizontal con gran fuerza hacia las perforaciones cuya forma favorece la introducción del suelo alrededor de todo el perímetro y el resto lo hace de forma vertical con relativamente menos fuerza, lo que hace que sea menor el volumen extraído final que la expansión vertical del suelo.

El asentamiento y valores de capacidad de carga presentados en los volúmenes de extracción de 5.4 y 6.6% están dentro de los rangos permisibles para el tipo de construcción sugerida para esta alternativa (edificación de 1 o dos niveles que transmita aproximadamente 2-3 T/m<sup>2</sup>). De hecho, los asentamientos presentados en el suelo con perforaciones hasta los volúmenes de extracción mencionados son menores que para el mismo suelo sin perforaciones. Esto se debe muy probablemente a que la presión de expansión del suelo se orienta de forma horizontal y radial en la perforación originando la colocación del suelo bajo presión y por ende, dando origen probablemente a zonas de mayor densidad por la misma presión que introdujo al suelo. De hecho, se debe hacer notar que las perforaciones en el suelo fueron llenadas desde la parte inferior hacia arriba casi en su totalidad. Esto se puede observar en las relaciones de vacíos que se obtienen para las mismas cargas en el suelo sin y con perforaciones, existe mayor diferencia en la primera que en la segunda, respectivamente. Por otro lado, los valores de capacidad de carga para los valores de extracción elegidos como óptimos fueron ligeramente mayores a los determinados en el suelo sin perforaciones, esto también se debe probablemente a la explicación anterior.

Se concluye que con esta técnica se está abatiendo, hasta el volumen extraído de 5.4 y 6.6%, hasta un 12.7% de la expansión inicial del suelo en estado remoldeado, lo que significa

que tomando en cuenta la expansión vertical natural inalterada del suelo del 17.2%, esta técnica estaría abatiendo un 74%. Si se considera que los suelos de la ciudad de Querétaro, Qro; México son de los reportados como más expansivos, el resto tendría que tener menor expansión; por lo tanto, la técnica cubre al 100% varios suelos expansivos que presenten valores iguales o menores a los abatidos (12.7%).

## 8. REFERENCIAS.

ASTM Standard D422, 1963 (2007), "Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils", ASTM International, West Conshohocken, PA, 2007, DOI: 10.1520/D0422-63R07, [www.astm.org](http://www.astm.org).

ASTM Standard D854, (2005), "Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil solids by Water Pycnometer", ASTM International, West Conshohocken, PA, 2005, DOI: 10.1520/D0854-05, [www.astm.org](http://www.astm.org).

ASTM Standard D4318, (2010), "Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils", ASTM International, West Conshohocken, PA, 2010, DOI: 10.1520/D4318-10, [www.astm.org](http://www.astm.org).

ASTM Standard D4546, (2008), "Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Settlement Potential of Cohesive Soils", ASTM International, West Conshohocken, PA, 2003, DOI: 10.1520/D4546-08, [www.astm.org](http://www.astm.org).

ASTM Standard D3080 / D3080M, (2011), "Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions", ASTM International, West Conshohocken, PA, 2011, DOI: 10.1520/D3080\_D3080M-11, [www.astm.org](http://www.astm.org).

**Anand, J. Puppala, Sireesh Saride, Ekarut, Aacheewa, Laureano, R. Hoyos, and Soheil Nazarian;** (2009), "Recommendations for design, construction and maintenance of bridge approach slabs: synthesis report", Department of Civil Engineering, The University of Texas at Arlington, Arlington, Texas.

**Avsar, E., Ulusay, R., Sonmez, H.,** (2009), "Assessments of swelling anisotropy of Ankara clay", *Engineering Geology* 105 (1–2), 24–31.

**Bowles, Joseph E.,** (1978), "Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil", Editorial McGraw Hill Latinoamericana, S.A., Estados Unidos de América, 1978.

**Braja, M. Das.** (2006), "Principios de ingeniería de cimentaciones", editorial Thomson, quinta edición.

**Chen, F. H.,** (1988), "Foundations on expansive soils", Elsevier, Amsterdam.

**Coduto, D. P.,** (2001), "Foundation design", Prentice Hall.

**Fityus, S., Buzzi, O.,** (2009), "The place of expansive clays in the framework of unsaturated soil mechanics", *Applied Clay Science* 43 (2), 150–155.

**Galviz, G. R. J.,** (2013), "Predicción de asentamientos de cimentaciones superficiales mediante análisis de interacción suelo expansivo-estructura de cimentación", Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UAQ, Querétaro, Querétaro.

**Guerrero, Escamilla, T. de J.,** (2005), "Efecto de las condiciones iniciales de compactación en estabilización suelo-cal", Tesis de maestría, Octubre, 2005.

**Juárez, Badillo, E. y Rico Rodríguez A.,** (2009), "Mecánica de Suelos Tomo 1, Fundamentos de Mecánica de suelos", Editorial Limusa, Grupo Noriega Editores, Distrito Federal México.

**Juárez, Badillo, E. y Rico Rodríguez A.**, (2009), “Mecánica de Suelos Tomo 2, Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos”, Editorial Limusa, Grupo Noriega Editores, Distrito Federal México.

**Kolay, P. K.; Pui, M. P.**, (2010), “Peat Stabilization using Gypsum and Fly Ash”, Pag 1-5.

**López-Lara T. y Zepeda Garrido J.A.** (1996). “Resistencia al esfuerzo cortante en arcillas expansivas de Jurica Querétaro” *Tesis de Maestría*, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Querétaro, Querétaro, Qro; México.

**López-Lara T., Zepeda, Garrido, A. J., Horta, Rangel, J., Hernández, Zaragoza, J. B. y Salazar, Vallejo, J.**, (2008), “Evaluación de la presión de expansión por el método B de la norma ASTM D-4546 para muestras remoldeadas”, XXIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Aguascalientes, Aguascalientes.

**López-Lara T., Hernández, Z. J., Horta, R. J. y Rojas, G. E.** (2012), “Ordenamiento espacial microestructural de minerales en arcillas expansivas”, XVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, Cancún, Quintana Roo, México.

**López-Lara, T., Hernández, Z. J., Horta, R. J., Rodríguez M. N. y Bimbela O. C.** (2014), “Análisis de estructuras huecas invertidas colocadas sobre suelos expansivo”, XVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, Puerto Vallarta, Jalisco, México.

**Méndez Salas, A., & Pineda Núñez, V. M.**, (2012), “Comportamiento de cimentaciones en suelos expansivos”.

**Nalbantoğlu, Z.**, (2004), “Effectiveness of Class C fly ash as an expansive soil stabilizer”, *Construction and Building Materials* 18 (6), 377–381.

**Nalbantoğlu, Z. and Güçbilmez, E.**, (2001), “Improvement of calcareous expansive soils in semi-arid environments”, *Journal of Arid Environments* 47 (4), 453–463.

**Nelson, J. D., Overton, D. D., & Chao, K. C.**, (2006), “Evolution of foundation design for expansive soils”, ASCE.

**Nelson, J. D. y Miller, D. J.** (1992), “Expansive Soils, Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering”, Edit. John Wiley & Sons, Inc.

**Patrone, J., & Prefumo, J. E.** (2005), “La acción de los suelos expansivos sobre las cimentaciones: métodos de prevención y control”, *Memoria de Trabajos de Difusión Científica y Técnica*, (4), 51-74.

**Peck, R.B., Hanson, W. E., Thornburn, T. H.**, (1973), “Foundation engineering”, 2nd edn. John Wiley & Sons, New York.

**Perez-Rea, M. L. Rojas, F. y Castaño, V. M.** (2003), “Nitrogen adsorption method for determining the mesopore slit-like size distribution of expansive soils”, Springer-verlag Mat. Res. Innovat 7:341-352.

**Rogers, J. D., Olshansky, R., & Rogers, R. B.** (1993), “Damage to foundations from expansive soils”, *Claims People*, 3(4), 1-4.



**Villalaz, C. C.**, (2005), "Mecánica de suelos y cimentaciones", Editorial Limusa SA De CV. México.

**Yenes, M., Nespereira, J., Blanco, J. A., Suárez, M., Monterrubio, S., & Iglesias, C.** (2012), "Shallow foundations on expansive soils: a case study of the El Viso Geotechnical Unit, Salamanca, Spain", Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 71(1), 51-59.

**Yilmaz, Işık; Civelekoglu, Berrin.**, (2009), "Gypsum: An additive for stabilization of swelling clay soils", Applied Clay Science, vol. 44, no 1, p. 166-172.

**Zepeda, G. J. A. y Perez, R. M. L.** (2012), "Expansive soil properties in the Queretaro Valley", en Prensa 2012.

## 9. ANEXOS.

### 9.1. Caracterización geotécnica del suelo.

TABLA 9.1. Granulometría vía mallas.

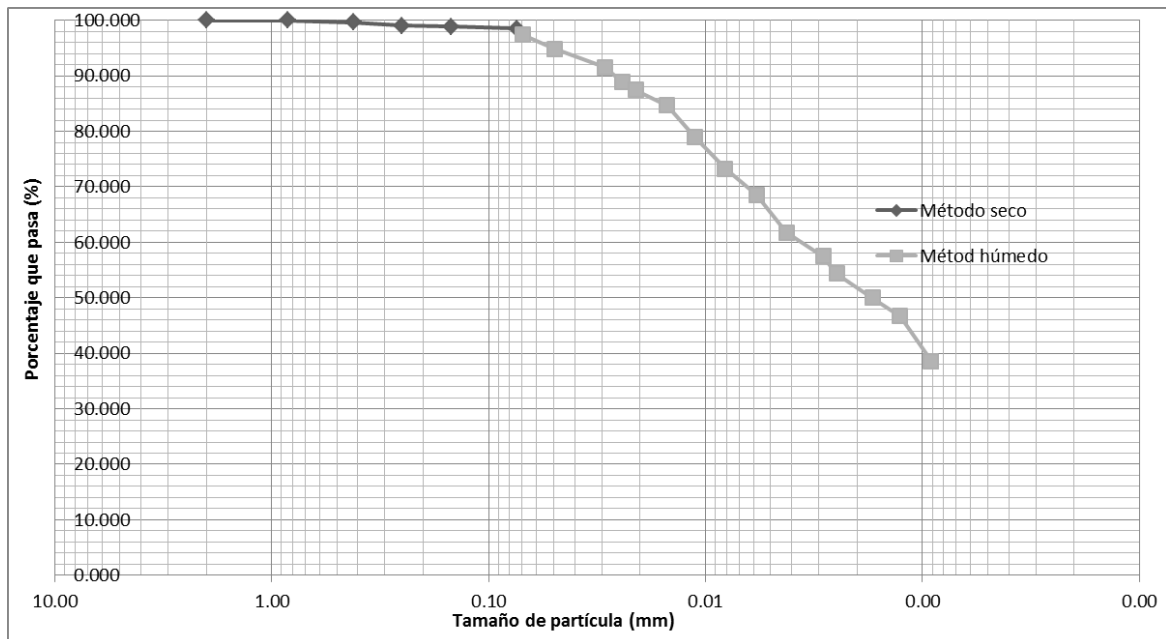
<b>%ω=</b>	11.2%
<b>Wretenido #4</b>	0
<b>Wque pasa#4</b>	300.00
<b>Wtotal (g)=</b>	269.78
<b>Corrected (g)=</b>	269.78

# Malla	Tamaño de partícula (mm)	Peso de suelo retenido (g)	%Retenido	%Acumulado	% Que pasa
2"	-	-	-	-	-
1"	-	-	-	-	-
3/4"	-	-	-	-	-
1/2"	-	-	-	-	-
3/8"	-	-	-	-	-
1/4"	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-
10	2.00		0		100.00
20	0.84	0.04	0.01	0.01	99.99
40	0.42	0.87	0.32	0.34	99.66
60	0.25	1.70	0.63	0.97	99.03
100	0.149	0.57	0.21	1.18	98.82
200	0.074	0.72	0.27	1.45	98.55
<	0.074	265.88			
	$\Sigma$ =	269.78			

<b>%Gravas=</b>	0.00
<b>%Arenas=</b>	1.45
<b>%Finos=</b>	98.55

**TABLA 9.2.** Granulometría vía Hidrómetro.

Malla	Milímetros	% Que pasa
10	2.00	100.000
20	0.84	99.986
40	0.42	99.664
60	0.25	99.033
100	0.149	98.822
200	0.074	98.554
Vía húmeda	0.06924	97.344
	0.04960	94.877
	0.02918	91.587
	0.02412	88.855
	0.02095	87.437
	0.01503	84.639
	0.01123	78.998
	0.00812	73.236
	0.00583	68.545
	0.00423	61.739
	0.00286	57.500
	0.00248	54.379
	0.00170	50.011
	0.00127	46.712
0.00091	38.565	
0.0008	36.778	



**FIGURA 9.1.** Curva Granulométrica.

**TABLA 9.3.** Peso específico de la muestra por inmersión de agua.

Wm (g)	Wmp al aire (g)	Wmp' Sumergida (g)	Wp=Wmp- Wm (g)	Vp=Wp/γp (cm <sup>3</sup> )	Vm=(Wmp- wmp')/γ0 - Vp (cm <sup>3</sup> )	γm=Wm/Vm (g/cm <sup>3</sup> )
81.5	93.18	30.69	11.68	12.166667	50.323333	1.62

Wp= Peso parafina, γp= 0.96  
g/cm<sup>3</sup>

**TABLA 9.4.** Contenido de agua.

Flanera No.	Wf (g)	Wf+Wm (g)	Wf+Ws (g)	Wm (g)	Ws (g)	ω(%)=(Wm- Ws)/Wsx100 (%)
1	129.85	193.3	186.89	63.45	57.04	11.2

**TABLA 9.5.** Límites de consistencia (Atterberg).

Límite líquido (LL)							
Flanera No.	Wf (g)	Wf+Wm (g)	Wf+Ws (g)	Wm (g)	Ws (g)	ω	Golpes No.
2	121.38	133.8	128.74	12.42	7.36	68.7	32
3	119.59	134.7	128.21	15.11	8.62	75.3	20
4	125.09	137.4	132.22	12.31	7.13	72.7	26
5	120.82	130.6	126.27	9.78	5.45	79.4	12
6	119.59	132.7	126.64	13.11	7.05	86.0	8

Límite Plástico (LP)						
Flanera No.	Wf (g)	Wf+Wm (g)	Wf+Ws (g)	Wm (g)	Ws (g)	ω (%)
1	121.38	125.48	124.52	4.1	3.14	30.57

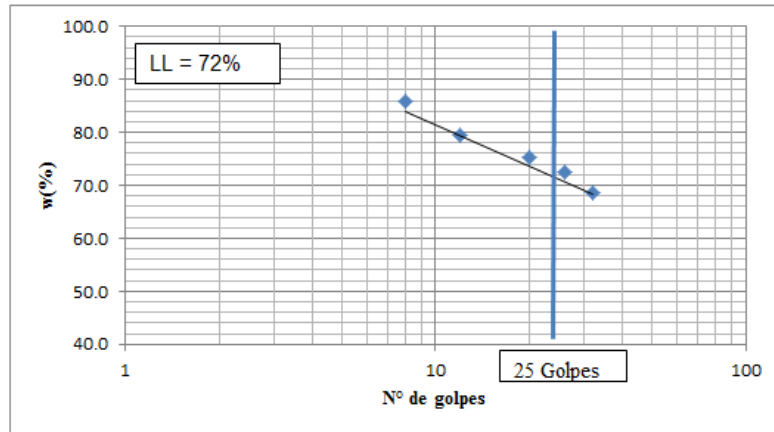


FIGURA 9.2. Curva de fluidez del suelo natural

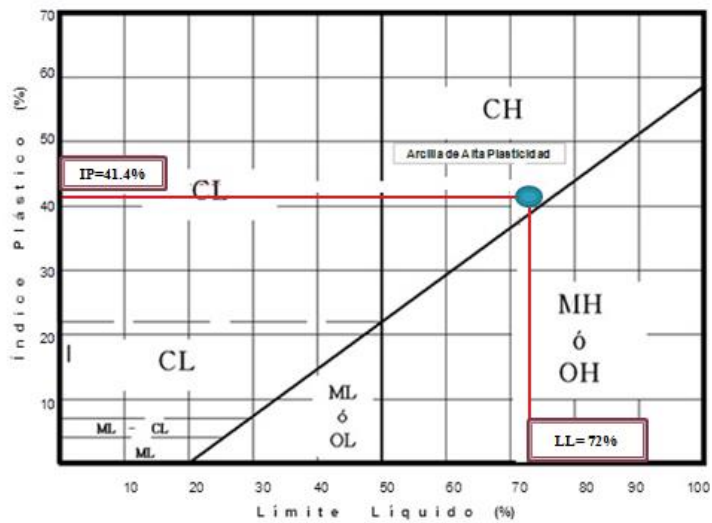


FIGURA 9.3. Clasificación de suelo en la carta de plasticidad (SUCS).

TABLA 9.6. Contracción Lineal y límite de contracción.

Contracción Lineal				Índice Plástico (IP)	
Prueba	Longitud inicial (cm)	Longitud Final (cm)	$\Delta L$ (cm)	LL =	72%
1	10	8.2	1.8	LP =	30.57%
		CL (%)	18	IP =	41.4%
Límite de Contracción					
Prueba	Volumen inicial (cm <sup>3</sup> )	Volumen final (cm <sup>3</sup> )	Suelo Húmedo (gr)	Suelo seco (gr)	Límite de contracción (%)
1	37.33	17.6	56.46	33.38	10

## 9.2. Curvas de expansión.

TABLA 9.7. Datos prueba expansión remodelada con sobrecarga (0.9 % volumen retirado).

Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )		Hora	Tiempo transcurrido (min)	lectura de micrometro	lectura deformacion lineal (mm)	ESPESOR (mm)	2H-2Ho	Relación de vacíos
0.232			0	500	0	19.58	8.38	0.747
			5	482	-0.4572	19.1228	7.92	0.707
Saturación			0.001	482	-0.4572	19.1228	7.92	0.707
0.232			0.1	489	0.1778	19.3006	8.10	0.723
			0.25	492	0.0762	19.3768	8.17	0.729
			0.5	496	0.1016	19.4784	8.27	0.738
			1	507	0.2794	19.7578	8.55	0.763
			2	523	0.4064	20.1642	8.96	0.800
			5	551	0.7112	20.8754	9.67	0.863
			9	577	0.6604	21.5358	10.33	0.922
			15	606	0.7366	22.2724	11.07	0.988
			23	635	0.7366	23.009	11.80	1.054
			30	654	0.4826	23.4916	12.29	1.097
			1009	686	0.8128	24.3044	13.10	1.169
			1078	687	0.0254	24.3298	13.13	1.171
			3825	688	0.0254	24.3552	13.15	1.174
			4119	689	0.0254	24.3806	13.18	1.176
			5321	689	0	24.3806	13.18	1.176

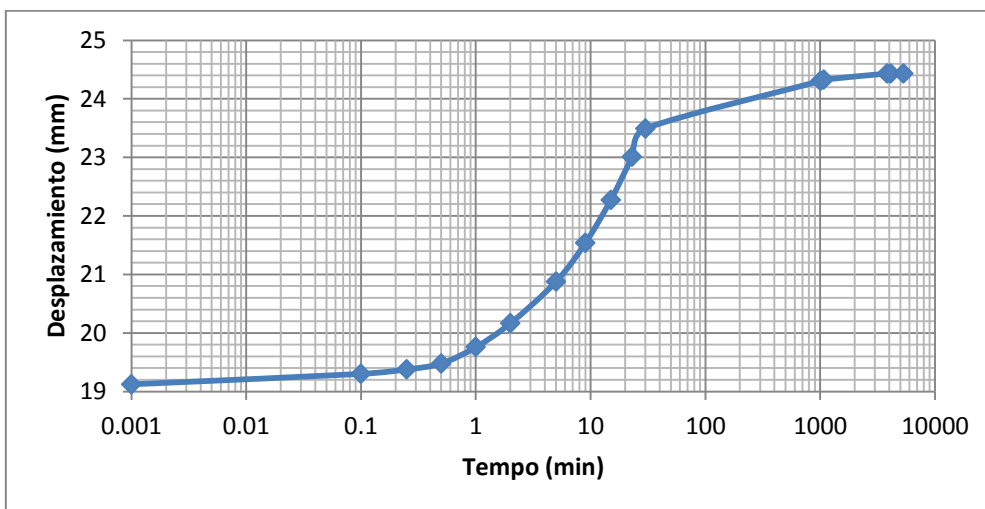


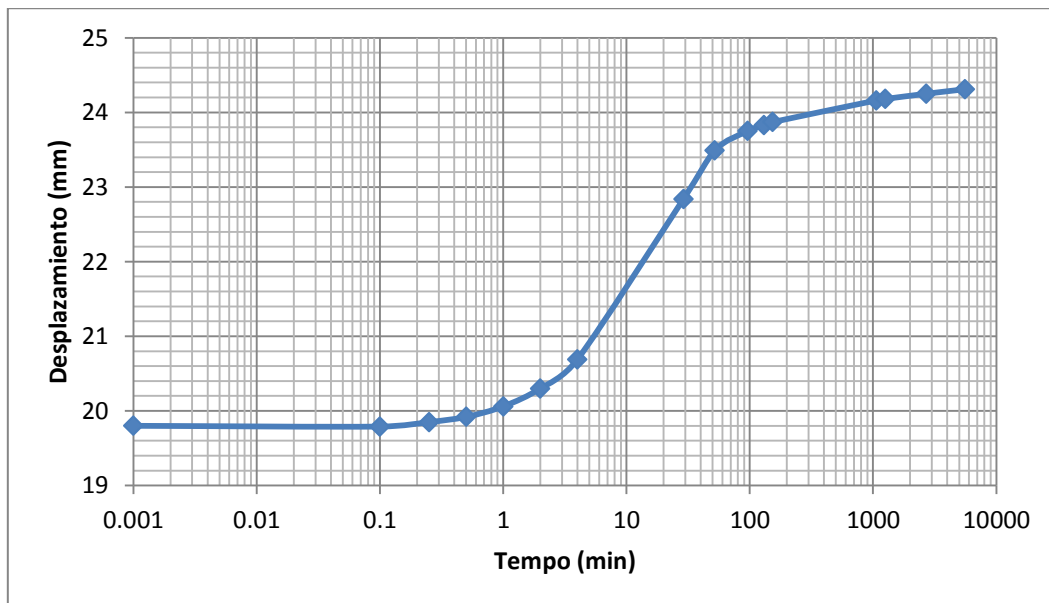
FIGURA 9.4. Curva de deformación de prueba remodelada con sobrecarga (0.9 % volumen retirado).

**TABLA 9.8.** Datos prueba expansión remodelada con sobrecarga (1.16 % volumen retirado).

Datos Anillo			NORMAS DE REFERENCIA	
			ASTM D 2435-96	
<b>Diametro =</b>	7.464	cms	<b>Precarga =</b>	0.006 <b>kg/cm<sup>2</sup></b>
<b>Altura =</b>	2	cms	<b>Cte de consolidometro =</b>	10
<b>Área=</b>	43.76	cm <sup>2</sup>	<b>Deformación =</b>	0.01 <b>mm</b>
<b>Volumen=</b>	87.51	cm <sup>3</sup>	<b>w% =</b>	10.91%
<b>Wanillo =</b>	63.86	grs	<b>Gw =</b>	89.00%
<b>Wanillo + material=</b>	205.59	grs	<b>Ws =</b>	127.788
<b>Waterial=</b>	141.73	grs	<b>Ss =</b>	2.55
<b>γ<sub>m</sub>=</b>	1.62	gr/cm3	<b>2Ho =</b>	11.45
<b>γ<sub>mf</sub>=</b>	1.60	gr/cm3		
<b>Volumen extraído =</b>	1.16	%		
			<b>%Expansión</b>	
			<b>22.8</b>	

Incrementos de presión (kg/cm2)	Hora	Tiempo transcurrido (min)	lectura de micrometro	lectura deformacion lineal (mm)	ESPESOR (mm)	2H-2Ho	Relación de vacíos
0.234		0	14	0	20	8.55	0.746
		5	13.8	-0.2	19.8	8.35	0.729
Saturación		0.001	13.8	-0.2	19.8	8.35	0.729
0.234		0.1	13.79	-0.01	19.79	8.34	0.728
		0.25	13.85	0.06	19.85	8.40	0.733
		0.5	13.92	0.07	19.92	8.47	0.739
		1	14.06	0.14	20.06	8.61	0.752
		2	14.3	0.24	20.3	8.85	0.772
		4	14.69	0.39	20.69	9.24	0.807
		29	16.84	2.15	22.84	11.39	0.994
		52	17.49	0.65	23.49	12.04	1.051
		96	17.75	0.26	23.75	12.30	1.074
		130	17.83	0.08	23.83	12.38	1.081
		153	17.87	0.04	23.87	12.42	1.084
		1061	18.16	0.29	24.16	12.71	1.109
		1255	18.18	0.02	24.18	12.73	1.111
		2707	18.25	0.07	24.25	12.80	1.117
5552	18.31	0.06	24.31	12.86	1.123		



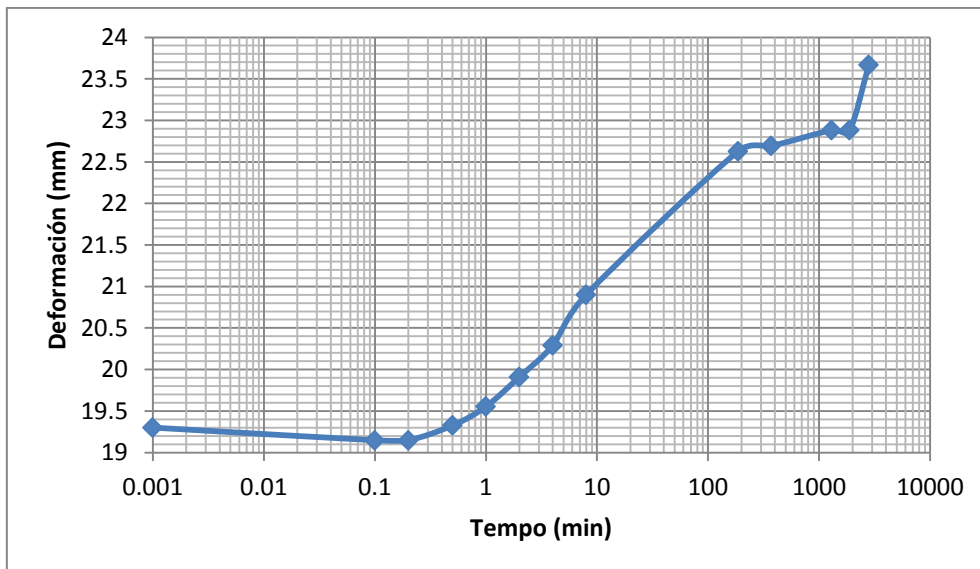
**FIGURA 9.5.** Curva de deformación de prueba remodelada con sobrecarga (1.16 % volumen retirado).

**TABLA 9.9.** Datos prueba expansión remodelada con sobrecarga (1.4 % volumen retirado).

Datos Anillo		NORMAS DE REFERENCIA	
<b>Diametro =</b>	7.464 cms	ASTM D 2435-96	
<b>Altura =</b>	1.958 cms	<b>Precarga =</b>	0.004 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Área=</b>	43.76 cm <sup>2</sup>	<b>Cte de consolidometro =</b>	10
<b>Volumen=</b>	85.67 cm <sup>3</sup>	<b>Deformación =</b>	0.001 pulg
<b>Wanillo =</b>	64.64 grs	<b>w% =</b>	11.10%
<b>Wanillo + material=</b>	203.23 grs	<b>Gw =</b>	94.50%
<b>Waterial=</b>	138.59 grs	<b>Ws =</b>	124.743
<b>γ<sub>m</sub>=</b>	1.62 gr/cm <sup>3</sup>	<b>Ss =</b>	2.55
<b>γ<sub>mf</sub>=</b>	1.60 gr/cm <sup>3</sup>	<b>2Ho =</b>	11.18
<b>Volumen extraído =</b>	1.40 %	<b>%Expansión</b> 22.6	

Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Hora	Tiempo transcurrido (min)	lectura de micrometro	lectura deformacion lineal (mm)	ESPESOR (mm)	2H-2Ho	Relación de vacíos
0.232		0	600	0	19.58	8.40	0.751
		5	589	-0.2794	19.3006	8.12	0.726
Saturación		0.001	589	-0.2794	19.3006	8.12	0.726
0.232		0.1	583	-0.1524	19.1482	7.97	0.713
		0.2	583	0	19.1482	7.97	0.713
		0.5	590	0.1778	19.326	8.15	0.729
		1	599	0.2286	19.5546	8.37	0.749
		2	613	0.3556	19.9102	8.73	0.781
		4	628	0.381	20.2912	9.11	0.815
		8	652	0.6096	20.9008	9.72	0.869
		187	720	1.7272	22.628	11.45	1.024
		371	722.5	0.0635	22.6915	11.51	1.030
		1298	730	0.1905	22.882	11.70	1.047
		1887	730	0	22.882	11.70	1.047
		2813	761	0.7874	23.6694	12.49	1.117



**TABLA 9.6.** Datos prueba expansión remodelada con sobrecarga (1.4 % volumen retirado).

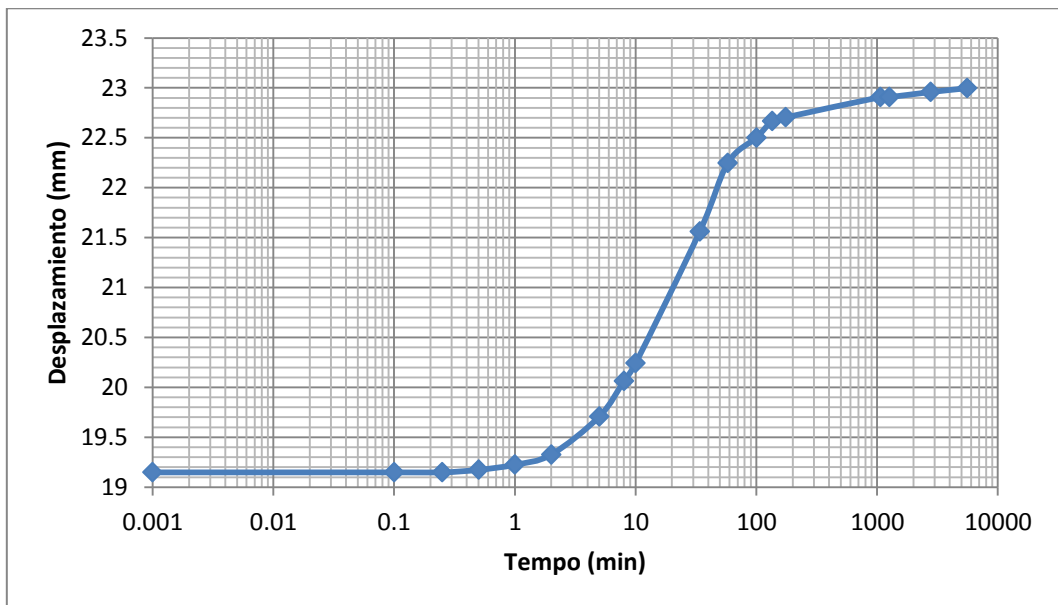


**TABLA 910.** Datos prueba expansión remoldeada con sobrecarga (1.6 % volumen retirado).

Datos Anillo		NORMAS DE REFERENCIA	
		ASTM D 2435-96	
<b>Diametro =</b>	7.464 cms	<b>Precarga =</b>	0.004 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Altura =</b>	1.958 cms	<b>Cte de consolidometro =</b>	10
<b>Área=</b>	43.76 cm <sup>2</sup>	<b>Deformación =</b>	0.001 pulg
<b>Volumen=</b>	85.67 cm <sup>3</sup>	<b>w% =</b>	10.91%
<b>Wanillo =</b>	64.64 grs	<b>Gw =</b>	86.20%
<b>Wanillo + material=</b>	203.23 grs	<b>Ws =</b>	124.957
<b>Waterial=</b>	138.59 grs	<b>Ss =</b>	2.55
<b>γ<sub>m</sub> =</b>	1.62 gr/cm <sup>3</sup>	<b>2Ho =</b>	11.20
<b>γ<sub>mf</sub> =</b>	1.59 gr/cm <sup>3</sup>		
<b>Volumen extraído =</b>	1.60 %		

Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Hora	Tiempo transcurrido (min)	lectura de micrometro	lectura deformacion lineal (mm)	ESPESOR (mm)	2H-2Ho	Relación de vacíos
0.232		0	500	0	19.58	8.38	0.748
		5	483	-0.4318	19.1482	7.95	0.710
Saturación		0.001	483	-0.4318	19.1482	7.95	0.710
0.232		0.1	483	0	19.1482	7.95	0.710
		0.25	483	0	19.1482	7.95	0.710
		0.5	484	0.0254	19.1736	7.97	0.712
		1	486	0.0508	19.2244	8.03	0.717
		2	490	0.1016	19.326	8.13	0.726
		5	505	0.381	19.707	8.51	0.760
		8	519	0.3556	20.0626	8.86	0.791
		10	526	0.1778	20.2404	9.04	0.807
		34	578	1.3208	21.5612	10.36	0.925
		58	605	0.6858	22.247	11.05	0.986
		100	615	0.254	22.501	11.30	1.009
		135	621.5	0.1651	22.6661	11.47	1.024
		175	623	0.0381	22.7042	11.50	1.027
		1066	631	0.2032	22.9074	11.71	1.045
		1260	631	0	22.9074	11.71	1.045
		2772	633	0.0508	22.9582	11.76	1.050
		5557	634.5	0.0381	22.9963	11.80	1.053



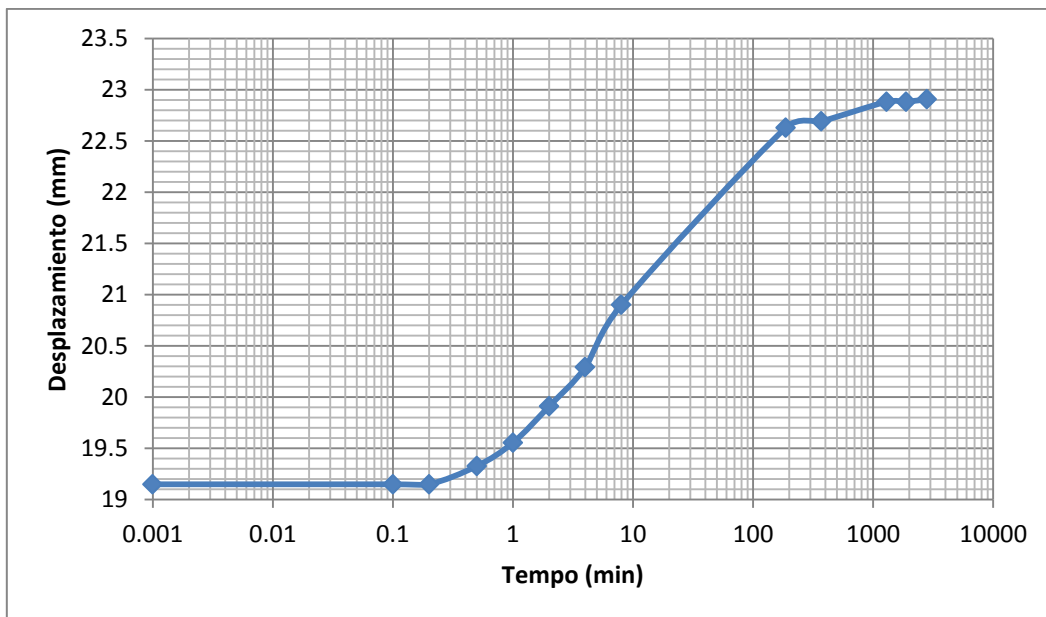
**FIGURA 9.7.** Curva de deformación de prueba remoldeada con sobrecarga (1.6 % volumen retirado).

**TABLA 9.11.** Datos prueba expansión remodelada con sobrecarga (4.4 % volumen retirado).

Datos Anillo		NORMAS DE REFERENCIA	
<b>Diametro =</b>	7.464 cms	ASTM D 2435-96	
<b>Altura =</b>	1.958 cms	<b>Precarga =</b>	0.004 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Área=</b>	43.76 cm <sup>2</sup>	<b>Cte de consolidometro =</b>	10
<b>Volumen=</b>	85.67 cm <sup>3</sup>	<b>Deformación =</b>	0.001 pulg
<b>Wanillo =</b>	64.64 grs	<b>w% =</b>	11.30%
<b>Wanillo + material=</b>	203.23 grs	<b>Gw =</b>	96.00%
<b>Waterial=</b>	138.59 grs	<b>Ws =</b>	124.519
<b>γ<sub>m</sub>=</b>	1.62 gr/cm <sup>3</sup>	<b>Ss =</b>	2.55
<b>γ<sub>mf</sub>=</b>	1.55 gr/cm <sup>3</sup>	<b>2Ho =</b>	11.16
<b>Volumen extraído =</b>	4.40 %	<b>%Expansión</b> 19.6	

Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Hora	Tiempo transcurrido (min)	lectura de micrometro	lectura deformacion lineal (mm)	ESPESOR (mm)	2H-2Ho	Relación de vacíos
0.232		0	600	0	19.58	8.42	0.754
		5	583	-0.4318	19.1482	7.99	0.716
Saturación		0.001	583	-0.4318	19.1482	7.99	0.716
0.232		0.1	583	0	19.1482	7.99	0.716
		0.2	583	0	19.1482	7.99	0.716
		0.5	590	0.1778	19.326	8.17	0.732
		1	599	0.2286	19.5546	8.39	0.752
		2	613	0.3556	19.9102	8.75	0.784
		4	628	0.381	20.2912	9.13	0.818
		8	652	0.6096	20.9008	9.74	0.873
		187	720	1.7272	22.628	11.47	1.028
		371	722.5	0.0635	22.6915	11.53	1.033
		1298	730	0.1905	22.882	11.72	1.050
		1887	730	0	22.882	11.72	1.050
		2813	731	0.0254	22.9074	11.75	1.053



**FIGURA 9.8.** Curva de deformación de prueba remodelada con sobrecarga (4.4% volumen retirado).

TABLA 9.12. Datos prueba expansión remodelada con sobrecarga (4.63 % volumen retirado).

Datos Anillo		NORMAS DE REFERENCIA	
		ASTM D 2435-96	
Diametro =	7.464 cms	Precarga =	0.006 kg/cm <sup>2</sup>
Altura =	2 cms	Cte de consolidometro =	10
Área=	43.76 cm <sup>2</sup>	Deformación =	0.01 mm
Volumen=	87.51 cm <sup>3</sup>	w% =	11.76%
Wanillo =	63.86 grs	Gw =	94.00%
Wanillo + material=	205.59 grs	Ws =	126.816 %Expansión
Waterial=	141.73 grs	Ss =	2.55 18.3
$\gamma_m$ =	1.62 gr/cm <sup>3</sup>	2Ho =	11.37
$\gamma_m$ =	1.54 gr/cm <sup>3</sup>		
Volumen extraído =	4.63 %		

Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Hora	Tiempo transcurrido (min)	lectura de micrometro	lectura deformacion lineal (mm)	ESPESOR (mm)	2H-2Ho	Relación de vacios
0.234		0	11	0	20	8.63	0.760
		5	10.82	-0.18	19.82	8.45	0.744
Saturación		0.001	10.82	-0.18	19.82	8.45	0.744
0.234		0.1	11.81	0.99	20.81	9.44	0.831
		0.25	11.81	0	20.81	9.44	0.831
		0.5	11.88	0.07	20.88	9.51	0.837
		1	12.02	0.14	21.02	9.65	0.849
		2	12.23	0.21	21.23	9.86	0.868
		4	12.58	0.35	21.58	10.21	0.899
		10	13.33	0.75	22.33	10.96	0.965
		15	13.72	0.39	22.72	11.35	0.999
		106	14.14	0.42	23.14	11.77	1.036
		210	14.225	0.085	23.225	11.86	1.043
		1205	14.37	0.145	23.37	12.00	1.056
		1408	14.385	0.015	23.385	12.02	1.057
	2160	14.42	0.035	23.42	12.05	1.061	
	5414	14.44	0.02	23.44	12.07	1.062	

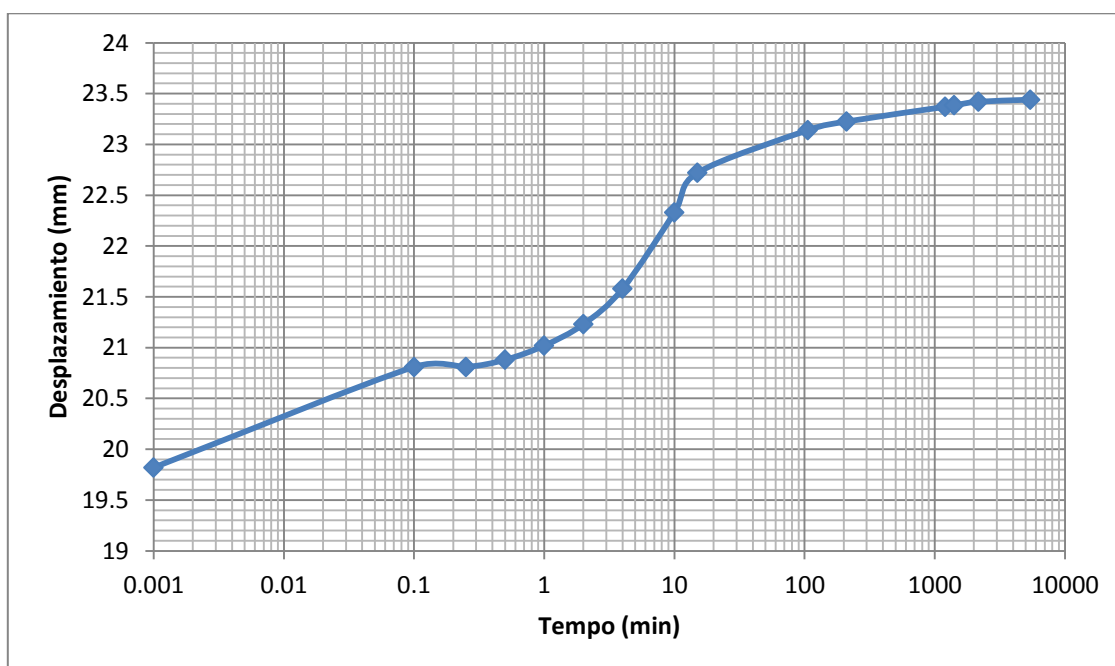


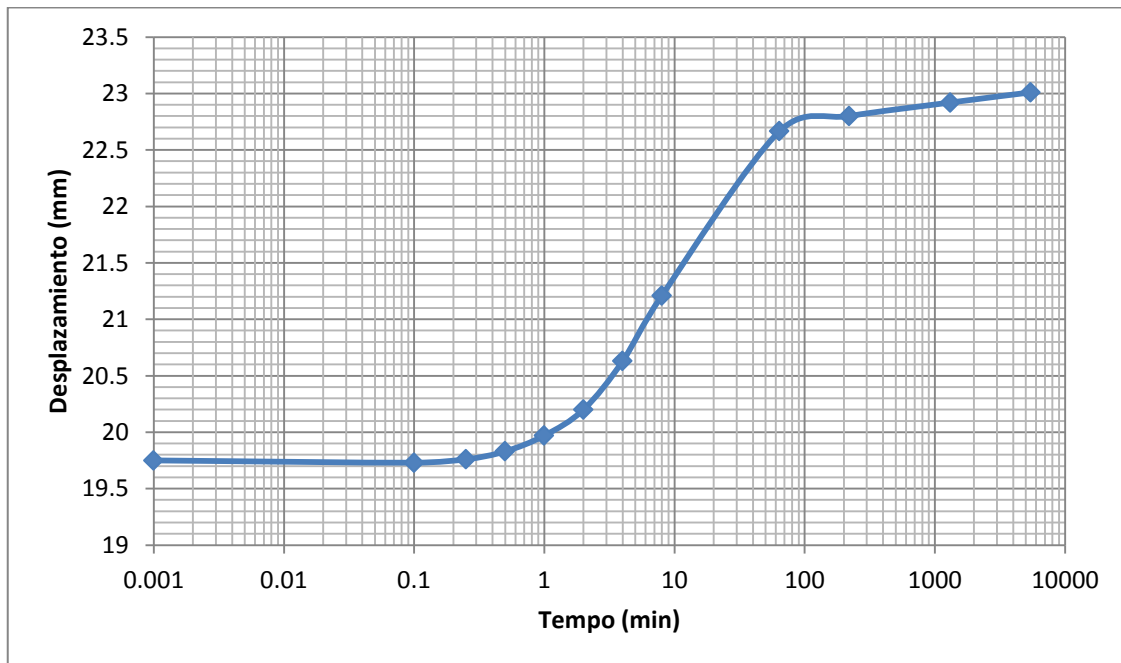
FIGURA 9.9. Curva de deformación de prueba remodelada con sobrecarga (4.63% volumen retirado).

**TABLA 9.13.** Datos prueba expansión remodelada con sobrecarga (5.4 % volumen retirado).

Datos Anillo		NORMAS DE REFERENCIA	
<b>Diametro =</b>	7.464 cms	ASTM D 2435-96	
<b>Altura =</b>	2 cms	<b>Precarga =</b>	0.006 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Área=</b>	43.76 cm <sup>2</sup>	<b>Cte de consolidometro =</b>	10
<b>Volumen=</b>	87.51 cm <sup>3</sup>	<b>Deformación =</b>	0.01 mm
<b>Wanillo =</b>	63.86 grs	<b>w% =</b>	11.76%
<b>Wanillo + material=</b>	205.7 grs	<b>Gw =</b>	96.00%
<b>Waterial=</b>	141.84 grs	<b>Ws =</b>	126.915
<b>γ<sub>m</sub>=</b>	1.62 gr/cm <sup>3</sup>	<b>Ss =</b>	2.55
<b>γ<sub>mf</sub>=</b>	1.53 gr/cm <sup>3</sup>	<b>2Ho =</b>	11.37
<b>Volumen extraído =</b>	5.38 %	<b>%Expansión</b> 16.5	

Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Hora	Tiempo transcurrido (min)	lectura de micrometro	lectura deformacion lineal (mm)	ESPESOR (mm)	2H-2Ho	Relación de vacíos
0.234		0	14	0	20	8.63	0.758
		5	13.75	-0.25	19.75	8.38	0.736
Saturación		0.001	13.75	-0.25	19.75	8.38	0.736
		0.234	0.1	13.73	-0.02	19.73	8.36
0.234		0.25	13.76	0.03	19.76	8.39	0.737
		0.5	13.83	0.07	19.83	8.46	0.743
		1	13.97	0.14	19.97	8.60	0.756
		2	14.2	0.23	20.2	8.83	0.776
		4	14.63	0.43	20.63	9.26	0.814
		8	15.21	0.58	21.21	9.84	0.865
		64	16.665	1.455	22.665	11.29	0.993
		220	16.8	0.135	22.8	11.43	1.004
		1313	16.92	0.12	22.92	11.55	1.015
		5460	17.01	0.09	23.01	11.64	1.023



**FIGURA 9.10.** Curva de desplazamiento de prueba remodelada con sobrecarga (5.4% volumen retirado).