



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Maestría en Ciencias en Construcción

PERFORACIONES EN CAMPO: ALTERNATIVA PARA DISMINUIR LA EXPANSIÓN
DE SUELOS

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el Grado de
Maestría en Ciencias en Construcción

Presenta:

Ing. Guillermo Enrique Meza Tapia

Dirigido por:

Dra. Teresa López Lara

Dra. Teresa López Lara
Presidente

Dr. Juan Bosco Hernández Zaragoza
Secretario

Dr. Jaime Moisés Horta Rangel
Vocal

M.I. Rubén Ramírez Jiménez
Suplente

Dr. Saúl Antonio Obregón B.
Suplente

Dr. Aurelio Domínguez González
Director de la Facultad de Ingeniería

Firma
Firma
Firma
Firma
Firma

Dra. Ma. Guadalupe Flavia Loarca Piña
Directora de Investigación y Posgrado

RESUMEN

Los suelos expansivos son muy problemáticos para la ingeniería civil porque experimentan cambios de volumen debido a la variación en su contenido de humedad. Estos suelos pueden producir daños a estructuras ligeras y grandes pérdidas económicas. Los daños aparecen en las carreteras y pequeños edificios debido al potencial expansivo del suelo, el cual compromete el uso de este suelo en su estado natural en la construcción de sistemas de cimentación y elementos de la superestructura. En estado seco, los suelos expansivos son muy difíciles de compactar porque su consistencia varía de dura a muy dura. Y en estado húmedo, los suelos expansivos son muy pegajosos. La presente investigación consiste de una nueva técnica aplicada en campo para la solución del problema de suelos expansivos; este trabajo es continuación de un estudio realizado a nivel de laboratorio. Se utilizó un suelo expansivo de la región de Querétaro. La investigación se basa en la aplicación de la técnica en una capa elaborada con suelo expansivo. Se utilizó un terreno en donde se realizó una excavación cúbica para poder colocar el suelo expansivo en estado remoldeado en un área de 2 m x 2 m y a una profundidad de 1.20 m; simultáneamente se colocaron 8 tubos perforados de Policloruro de Vinilo (PCV) C80 como material de refuerzo de 0.10 m de diámetro a la profundidad de 1.2m a distancias de iguales separación; luego fue rellenado con suelo expansivo compactado. Debido a que el suelo fue remoldeado se compactó con una humedad natural de 11.06%, por lo tanto, se realizó la prueba de densidad in situ para conocer la densidad y recrear muestras de suelo bajo estas condiciones y realizar pruebas de expansión-consolidación a estas probetas. Una vez terminada la capa de suelo expansivo se procedió a cargarla con un peso de 3.24 ton/m², luego el suelo expansivo fue saturado por capilaridad dado que se dejaron 4 mangueras enterradas. La expansión presentada en campo se monitoreo a diferentes tiempos por medio de una nivelación topográfica. De esta manera por un periodo aproximado de 5 meses el suelo fue saturado y posterior se registró una nivelación con el nivel automático. Con los niveles obtenidos se calcula que se logra disminuir la expansión en un 78.64% y 83.48% respecto a su porcentaje de expansión inicial del suelo expansivo en estado remoldeado y en estado natural del suelo respectivamente.

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

SUMMARY

Expansive soils are very problematic for civil engineering because they experience changes in volume due to the variation in its moisture content. These soils can cause damage to structures and large economic losses. The damage appears in them roads and small buildings due to the potential expansive of the soil, which committed the use of this soil in their natural state in the construction of systems of foundation and elements of the superstructure.

At dry state, expansive soils are hard to compress because its consistency varies from hard to very hard. And in damp state, the expansive soils are very sticky. This research involves a new technique applied in field for the solution of the problem of expansive soils, this research continues a study carried out at level of laboratory. We used an expansive soil of the region of Querétaro. The research is based on the application of the technique in a layer made with expansive soil. We used a field where a cubic excavation was carried out to place the expansive soil in remolded state in one area of 2 m x 2 m and to a depth of 1.20 m, simultaneously we placed 8 perforated tubes of Polyvinyl chloride PVC C80 as a material faith reinforcement of 0.10 m diameter at a depth of a.20 m to equal separation distances, then the field was filled with compacted expansive soil. Because the soil was remolded, we compacted the soil with a natural moisture from 11.06%, therefore density in situ testing was conducted to know density and recreate under these conditions soil samples and test it of expansion- consolidation to these specimens. Once the layer of expansive soil is proceeded to load it with a weight of 3.24 ton/m², then the expansive soil was saturated by capillary action since 4 buried hoses were left. The expansion in field was monitoring at different times through topographic leveling. In this way for a period of approximately of 5 months the soil was saturated and subsequent record leveling with de automatic level. The levels obtained is calculated that it is achieved to reduce the expansion by 74% and 83% compared to their percentage of initial expansion of expansive soil in altered state and in altered state of soil respectively.

(Key words: expansive soil, drilling, expansion abatement, clays, foundation)

*A mi madre Laura Elena Tapia Valdivia
por su total apoyo en mi formación profesional.*

AGRADECIMIENTOS

Comienzo agradeciendo a Dios, por tener salud, fuerza, tranquilidad, desenvolvimiento y la oportunidad de superarme día a día.

A mi madre Laura Elena Tapia Valdivia por su incondicional apoyo tanto económico como moral, confianza y estar siempre ahí pendiente para culminar mis estudios en su totalidad., todo lo que soy se lo debo a ella.

A mi hermana y demás familia por su apoyo y consejos para seguir adelante.

Un especial agradecimiento a mi asesora, Dra. Teresa López Lara por su total confianza en mí para realizar está investigación, por su apoyo incondicional, tiempo dedicado, sus conocimientos y estar siempre pendiente de mí.

A mis sinodales, profesores-investigadores y mi coordinador de programa por sus consejos, correcciones y conocimientos para mi formación profesional y de investigación.

Para el Dr. Manuel Toledano Ayala, Dr. Moisés Guadalupe Arroyo Contreras, Dr. Juan Carlos Jáuregui Correa por su apoyo, confianza, consejos y tenderme la mano en todo momento.

Para el personal del Laboratorio de Mecánica de suelos y resistencia de materiales quienes colaboraron para la experimentación en el laboratorio.

A mi novia María José ya que su amor, ánimos, consejos, compañía y paciencia fueron muy importantes durante mis estudios de maestría y desarrollo de esta tesis.

A mis compañeros de posgrado por brindarme su apoyo cuando lo necesite.

Y por último al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por otorgarme la beca de manutención para realizar mis estudios de posgrado.

ÍNDICE

RESUMEN.....	II
SUMMARY	III
AGRADECIMIENTOS.....	V
ÍNDICE.....	VI
ÍNDICE DE FIGURAS.....	IX
ÍNDICE DE TABLAS	XI
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. HIPÓTESIS.....	2
1.2. OBJETIVO.	2
1.2.1 Objetivo General.....	2
1.2.2. Objetivos Particulares.	2
1.3. JUSTIFICACIÓN.....	2
2. SUELOS EXPANSIVOS.	4
2.1. DAÑOS A CIMENTACIONES DEBIDO A SUELOS EXPANSIVOS	7
2.2. TÉCNICAS PARA ESTABILIZAR SUELOS EXPANSIVOS.....	10
2.2.1. Estabilizaciones químicas	10
2.2.2. Estabilización con polímeros.	10
2.2.3. Estabilización con cemento.	11
2.2.4. Estabilización con cal.....	12
2.2.5. Estabilización mezclando cemento y cal.....	14
2.2.6. Estabilización con yeso.	15
2.2.7. Estabilización con cenizas volantes.....	16
2.2.8. Estabilización con cloruro de sodio.	16
2.2.9. Prehumectación del suelo.	17
2.2.10. Reducción en la densidad del suelo.	18
2.2.11. Sustitución del suelo expansivo.	19

2.2.12. Aislación del suelo de variaciones importantes en el contenido de humedad.....	19
2.3. LOSAS EN SUELOS EXPANSIVOS.....	20
2.4. MOVIMIENTO EN LOSAS OCASIONADO POR SUELO EXPANSIVO.	21
2.5. LOSAS ESTRUCTURALES PARA ABATIR LA EXPANSIÓN DE SUELOS.....	22
2.5.1. Losas estructurales para cimentación.....	22
2.5.2 Losas estructurales aligeradas.	23
2.5.3. Sistema de panal de abejas.....	24
2.5.4. Otros sistemas de cimentación mediante losas.	25
3. FUNDAMENTACIÓN TEORICA.....	29
3.1. NATURALEZA DE LOS SUELOS EXPANSIVOS.	29
3.1.1. Distribución de suelos expansivos.....	30
3.1.2. Vertisoles.....	31
3.1.3. Origen.....	31
3.1.4. Estructura.....	32
3.1.5. Identificación de los suelos expansivos.....	34
3.1.6. Identificación mineralógica.....	35
3.2. MÉTODOS INDIRECTOS.	36
3.2.1. Límites de Atterberg.....	36
3.2.2. Contracción lineal.....	37
3.2.3. Expansión libre.	37
3.3. MÉTODOS ASTM D-4546.....	38
3.4. PRUEBAS DE EXPANSIÓN EN MUESTRA REMOLDEADAS.....	41
4. METODOLOGÍA.....	42
4.1. MUESTREO DEL SUELO DE ESTUDIO.....	44
4.2. APLICACIÓN DE LA TÉCNICA EN CAMPO.....	45
4.2.1. Modelo de extrapolación a campo (Rodríguez Morales, 2015).	46
4.2.2. Excavación del suelo.....	47
4.2.3. Preparación del material de refuerzo.	48

4.2.4.	<i>Colocación de superficie impermeable, capa de grava y mangueras en sitio.....</i>	48
4.2.5.	<i>Compactación del suelo expansivo.....</i>	50
4.2.6.	<i>Colocación de la carga estructural.....</i>	50
4.2.7.	<i>Saturación del suelo expansivo.....</i>	51
4.2.8.	<i>Nivelación topográfica para medir expansión en campo.....</i>	52
4.3.	PRUEBAS DE LABORATORIO.....	54
4.3.1.	<i>Densidad in situ con el cono de arena.....</i>	54
4.3.2.	<i>Determinación del contenido de humedad.....</i>	58
4.3.3.	<i>Prueba de expansión unidimensional para suelos cohesivos.....</i>	58
5.	RESULTADOS.....	61
5.1.	PRUEBA DE DENSIDAD IN SITU CON EL CONO DE ARENA.....	61
5.3.	PRUEBA DE EXPANSIÓN UNIDIMENSIONAL PARA SUELOS COHESIVOS.....	64
5.4.	NIVELACIÓN TOPOGRÁFICA.....	68
5.5.	ANÁLISIS DE ABATIMIENTO DE EXPANSIÓN.....	70
5.6.	RESULTADOS DE EXPANSIÓN A NIVEL DE LABORATORIO (RODRÍGUEZ MORALES, 2015).....	71
5.7.	RESULTADOS DE EXPANSIÓN A NIVEL DE LABORATORIO (BIMBELA OSUNA, 2014).....	71
5.8.	CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO.....	72
6.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	73
7.	CONCLUSIONES.....	75
8.	REFERENCIAS.....	76
9.	ANEXOS.....	82
9.1.	PRUEBAS EN LABORATORIO.....	83
9.2.	NIVELACIÓN TOPOGRÁFICA.....	88
9.3.	REPORTE FOTOGRÁFICO.....	94

ÍNDICE DE FIGURAS

2-1 GRIETAS CON PATRONES POLIGONALES EN LA SUPERFICIE DEL SUELO EN TEMPORADA DE SEQUÍA. ESTAS GRIETAS TIENEN APROXIMADAMENTE DE 2 A 5 CM (ROGERS ET AL., 1993).....	5
2-2 ESTA GRIETA TIENE POR LO MENOS 80 CM DE PROFUNDIDAD (ROGERS ET AL., 1993).....	6
2-3 LOSA RECTANGULAR, UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA, TENDERÁ A LEVANTAR EN LAS ESQUINAS PORQUE HAY MENOS CONFINAMIENTO (ROGERS ET AL., 1993).....	8
2-4 DAÑOS A ESTRUCTURAS LIGERAS VIVIENDAS 2 NIVELES (KALANTRY, 2012).	9
2-5 PANDEO DE PAVIMENTOS (KALANTRY, 2012).	9
2-6 DAÑOS A MUROS PRODUCIDOS POR MOVIMIENTO DIFERENCIAL DEL TERRENO (KALANTRY, 2012).....	10
2-7 SISTEMA DE LOSA ESTRUCTURAL ALIGERADA (CHEN, 1988).	24
2-8 TÍPICO SISTEMA PANAL DE ABEJA (CHEN, 1988).	25
2-9 VIGA CON VACÍOS EN LA PARTE INFERIOR (CRESPO VILLALAZ, 2004).....	26
2-10 SISTEMA DE LOSA REFORZADA SOBRE ARCILLA SUELTA (CRESPO VILLALAZ, 2004).....	27
2-11 ESQUEMA DE CAJAS DE CARTÓN BAJO LOSA DE CONCRETO REFORZADO (CRESPO VILLALAZ, 2004).	27
2-12 TUBOS COMPRIMIDOS DE CARTÓN BAJO LA LOSA (CRESPO VILLALAZ, 2004).	28
2-13 PERFORACIONES EN LA MASA DEL SUELO PARA ABATIR LA EXPANSIÓN VERTICAL (LOPEZ LARA ET AL., 2014).....	28
3-1 DISPOSICIÓN EN LÁMINAS SILÍCICAS.....	33
3-2 ESTRUCTURA DE LÁMINA ALUMÍNICA.	33
3-3 GRAFICO CARACTERÍSTICO DEL MÉTODO A.....	39
3-4 GRAFICO CORRESPONDIENTE AL MÉTODO B.	40
3-5 GRAFICO CARACTERÍSTICO MÉTODO C.	41
4-1 ESQUEMA METODOLÓGICO DEL PROYECTO.	43
4-2 MICRO-LOCALIZACIÓN DEL TERRENO UTILIZADO PARA EL SONDEO.	44
4-3 VISTA DEL TERRENO DONDE SE REALIZÓ EL SONDEO.	45
4-4 CAMIÓN DE VOLTEO DE 7M ³ PARA EL TRANSPORTE DEL SUELO EXPANSIVO.	45
4-5 PARTE DEL CÓDIGO EN DONDE SE SOLICITAN LOS DATOS AL USUARIO (CAMPO) (RODRÍGUEZ MORALES, 2015).....	46
4-6 EXCAVACIÓN MANUAL DEL TERRENO PARA REEMPLAZAR EL SUELO EXPANSIVO.	47
4-7 TUBOS PVC C80 CON DIÁMETRO DE 10 CM.	48
4-8 SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TERRENO.....	49
4-9 VISTA EN PLANTA DE LA CAPA DE GRAVA Y MANGUERA.	49
4-10 COMPACTACIÓN CON APISONADOR WACKER NEUSON.....	50

4-11 LOSA ALIGERADA CARGADA POR UN MINI CARGADOR BOBCAT.	51
4-12 CARGA ESTRUCTURAL DE 3.24 TON/M ² COLOCADA EN SITIO.	51
4-13 CONEXIÓN DE MANGUERAS MEDIANTE UNA REDUCCIÓN TIPO ESPIGA.	52
4-14 EJEMPLO DEL PROCEDIMIENTO DE UNA NIVELACIÓN TOPOGRÁFICA.	53
4-15 EQUIPO DE DENSIDAD IN SITU (VALLE RODAS, 1982).	56
4-16 MUESTRA MONTADA EN EQUIPO CONSOLIDÓMETRO.	59
5-1 MATERIAL UTILIZADO PARA REALIZAR LA PRUEBA.	62
5-2 EXCAVACIÓN DEL AGUJERO PARA RELLENAR CON LA ARENA DEL FRASCO.	63
5-3 ARENA FLUYENDO DEL FRASCO HACIA EL AGUJERO EXCAVADO.	63
5-4 ARENA REMANENTE EN EL FRASCO.	64
5-5 DEL LADO IZQUIERDO SE APRECIA UNA MUESTRA EN EL HORNO DEL SUELO EXPANSIVO PARA DETERMINAR EL CONTENIDO DE HUMEDAD.	64
5-6 CURVA DE COMPRESIBILIDAD DE PROBETA SIN PERFORACIONES EN ESTADO REMOLDEADO (EXPANSIÓN BAJO CARGA ESTRUCTURAL).	65
5-7 CURVA DE COMPRESIBILIDAD DE PROBETA SIN PERFORACIONES EN ESTADO REMOLDEADO (EXPANSIÓN CARGA DE SITIO).	66
5-8 SUELO COMPACTADO EN EL ANILLO.	67
5-9 MUESTRA MONTADA EN EL CONSOLIDÓMETRO.	67
5-10 LECTURA TOMADA DEL MICRÓMETRO.	68
5-11 NIVELACIÓN TOPOGRÁFICA CON NIVEL AUTOMÁTICO.	69
5-12 ESTADAL PARA HACER NIVELACIÓN.	70

ÍNDICE DE TABLAS

3-I CARACTERÍSTICAS DE LOS MINERALES DE ARCILLAS EXPANSIVAS.....	30
3-II POTENCIAL DE EXPANSIÓN ESTIMADO A PARTIR DEL ÍNDICE PLÁSTICO (HOLTZ & GIBBS, 1956).....	37
3-III GRADO DE EXPANSIÓN (ALMEYER, 1955).....	37
4-I VALORES EXTRAPOLADOS DE DIÁMETROS DE PERFORACIÓN.....	46
TABLA 4-II COMBINACIONES PROPUESTAS PARA EL PROBLEMA PRESENTADO (RODRÍGUEZ MORALES, 2015).	47
5-I RESULTADO DE PRUEBA DENSIDAD IN SITU.....	62
5-II TABLA DE RESUMEN DE PRUEBA REMOLDEADA (EXPANSIÓN BAJO CARGA ESTRUCTURAL).....	65
5-III TABLA RESUMEN DE PRUEBA REMOLDEADA (EXPANSIÓN CARGA DE SITIO).....	66
5-IV RESUMEN DE NIVELES Y PORCENTAJE DE EXPANSIÓN DEL SUELO REMOLDEADO.	69
5-V CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA (RODRÍGUEZ MORALES, 2015).....	72
6-I TABLA COMPARATIVA DE RESULTADOS OBTENIDOS EN INVESTIGACIÓN A NIVEL DE CAMPO VS A NIVEL DE LABORATORIO.	74

1. INTRODUCCIÓN

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

Los suelos juegan un papel muy importante en los ecosistemas, además de ser el soporte para cualquier desarrollo de infraestructura y crecimiento urbano; el conocimiento de sus propiedades geomecánicas es de gran importancia para la construcción, ya que las áreas caracterizadas por materiales arcillosos pueden manifestar fenómenos de expansión o colapso debido a hidratación o deshidratación de los suelos expansivos, pudiendo causar fuertes problemas geotécnicos (Carrasco Nuñez, 2012).

Los suelos no saturados poseen ciertas estructuras mineralógicas, generalmente expanden en volumen cuando son expuestos a cambio de humedad. Dichos suelos tienen una alta afinidad por el agua, su volumen aumenta cuando absorben agua y disminuye cuando pierden agua. La fuente de agua puede venir de lluvia, inundación, filtraciones por tuberías rotas o por una reducción de evapotranspiración cuando un área es cubierta por edificios o pavimentos. La expansión puede ejercer suficiente presión para agrietar pavimentos, estructuras ligeras como viviendas, sótanos, losas de cimentaciones, tuberías de agua, causando grandes daños a estructuras si no son tratados adecuadamente (Cokca et l., 2009)

1.1. Hipótesis.

El volumen expandido de suelo arcilloso reduce hasta un 75% realizando perforaciones en campo de volumen no mayor al 25% del volumen expandido.

1.2. Objetivo.

1.2.1 Objetivo General.

Demostrar que realizando perforaciones verticales en campo sobre suelos expansivos abatirá el doble de su volumen vertical expandido bajo requerimientos mínimos suficientes de capacidad de carga.

1.2.2. Objetivos Particulares.

- Localizar un suelo con características de alta expansividad para llevar a cabo las perforaciones.
- Construir perfiles de suelo expansivo de forma remoldeada en un volumen conocido.
- Medir la expansión abatida mediante la prueba unidimensional para suelos cohesivos.
- Verificar que los parámetros para capacidad de carga del suelo estén dentro de lo permisible 2-3 ton/m² (edificaciones de 1 o 2 niveles) mediante la prueba de compresión simple.

1.3. Justificación.

Los suelos expansivos son pensados como la principal causa de problemas en estructuras ligeras, estos suelos expansivos están presentes en muchas partes del mundo, especialmente en regiones con climas áridos y semiáridos. El daño estructural causado por estos suelos puede ser reducido o prevenido determinando

las propiedades expansivas de los suelos y los factores que afectan estas propiedades en la construcción (Turkoz et al., 2014).

Muchos problemas preocupan a las cimentaciones están relacionadas con las capas de arcilla encontradas en diferentes casos de estudio en terraplenes deformados, estructuras ligeras y edificios de varios niveles. Estos casos demuestran que muchos problemas ocurren debido a la compresión de la capa de arcilla causando el colapso de la cimentación. Es por esto que muchos investigadores emplean técnicas para estabilizar suelos que mejoren las propiedades geotécnicas de suelos arcillosos para mantener caminos, prevenir el colapso de estructuras, controlar los asentamientos de cimentaciones y evitar cualquier falla asociada (Azzam, 2014).

En la actualidad existen muchas técnicas para estabilizar suelos expansivos como son prehumectación, grado de compactación para un estado remoldeado, métodos de control de humedad como barreras horizontales y verticales, estabilizaciones químicas como cal, cemento, ceniza volante, o estructuras huecas invertidas, losas aligeradas etc., dichas técnicas son muy costosas y a menudo la cimentación involucra más dinero que el construir la vivienda de dos niveles. La técnica de estudio en esta presente investigación se plantea que no se haga sustitución del suelo, ni agregar ningún producto químico para estabilizar el suelo y que cualquier trabajador de la industria de la construcción pueda realizarla sin ningún problema, la técnica se basa en crear vacíos de un volumen conocido de suelo para así retirar un porcentaje de la masa del suelo y que tenga una expansión hacia los huecos, controlando así su expansión volumétrica cuando el suelo presenta aumento en su contenido de agua.

2. SUELOS EXPANSIVOS.

Los suelos expansivos son aquellos que muestran cambios volumétricos en respuesta al cambio de su contenido de humedad. Los suelos expansivos son un problema mundial y ocurren en unas partes del mundo, pero particularmente en regiones áridas y semiáridas. Dichos suelos expanden cuando su contenido de humedad es alto y contraen cuando su contenido de humedad decrece, consecuentemente, los suelos expansivos causan desastres y daños a las estructuras cimentadas sobre los mismos (Al-Rawas, Hago, & Al-Sarmi, 2005). Los daños aparecen en infraestructura de caminos y en pequeños edificios debido a la expansión del suelo por lo tanto, varios métodos han sido desarrollados para abatir estos problemas incluyendo compactación mecánica, precargar el suelo, pre-humedecimiento, estabilización con cal, estabilización con cemento, estabilización con ceniza volante y tratamientos con compuestos orgánicos (Al-Mahidib, 2006; Chen, 1988; Miller and Nelson, 1992) los cuales comprometen el uso de suelo expansivo en su estado natural en la construcción de las capas base de pavimentos. En estado seco, los suelos expansivos son muy difícil de compactar ya que su consistencia varía de dura a muy dura. Y en estado húmedo, el suelo es muy pegajoso. Sin embargo, el uso de este suelo es posible basado en tratamientos específicos con cal y/o con aglutinantes hidráulicos (Khemissa & Mahamedi, 2014).

Los suelos expansivos deben sus características a la presencia los minerales de arcilla expansiva. Cuando se humedecen, los minerales de la arcilla absorben moléculas de agua, por el contrario, cuando se secan dejan grandes vacíos en el suelo. Los suelos potencialmente expansivos pueden reconocerse en laboratorio debido a sus propiedades plásticas, las arcillas inorgánicas de alta plasticidad, generalmente estas las cuales poseen un límite líquido que excede de 50% y un índice plástico arriba de 30%, usualmente tienen una gran capacidad de expansión.

En campo, los suelos expansivos pueden fácilmente reconocerse en las temporadas de sequías por las grietas profundas, con patrones poligonales en la superficie del suelo (Figura 2-1) la zona donde está el contenido de humedad varía de 0.90 hasta 12.00 m (Figura 2-2) esto produce un comportamiento de ciclos de expansión/contracción en la parte alta de la columna de suelo y las grietas pueden extenderse más profundo de los que se pueden imaginar los ingenieros (Rogers et al., 1993)



2-1 Grietas con patrones poligonales en la superficie del suelo en temporada de sequía. Estas grietas tienen aproximadamente de 2 a 5 cm (Rogers et al., 1993).



2-2 Esta grieta tiene por lo menos 80 cm de profundidad (Rogers et al., 1993).

Los problemas post-construcción de arcillas suaves, como asentamientos, expansión y erosión son algunas de las mayores dificultades geotécnicas asociadas con este tipo de suelos. Por definición las arcillas suaves tienen poca capacidad de carga, alta compresibilidad y son muy sensibles a los cambios de humedad (Ouhadi et al., 2014).

Los suelos expansivos se expanden y contraen regularmente cuando son sometidos a cambios de humedad anual. El término de suelo expansivo no solo implica la habilidad para aumentar su volumen o expande cuando permite el acceso libre de agua, pero también contraen su volumen cuando el agua se retira del suelo (Basma et al., 1996).

Las formas principales de identificación de un suelo potencialmente expansivo son:

1. Identificación mineralógica.
2. Determinación de ciertas propiedades básicas de los suelos.
3. Métodos indirectos de determinación del potencial expansivo del suelo.
4. Medidas directas de la expansión de suelo.

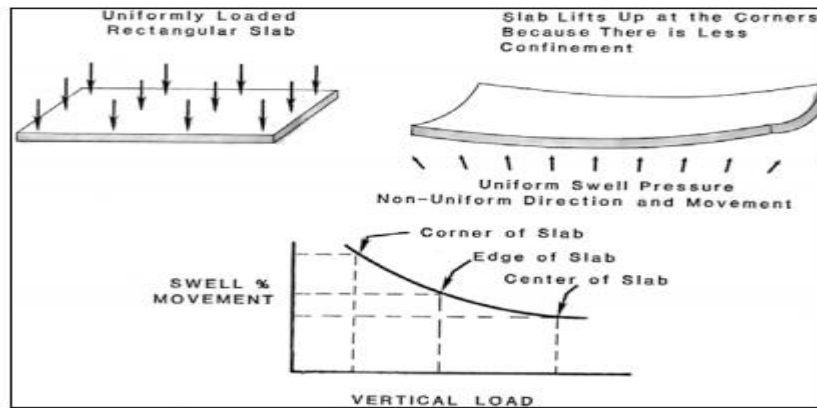
Identificación mineralógica

- ❖ Difracción por rayos X.
- ❖ Análisis térmico diferencial.
- ❖ Análisis de absorción de colorantes.
- ❖ Análisis químicos.
- ❖ Análisis por microscopio electrónico.

2.1. Daños a cimentaciones debido a suelos expansivos

La manera más obvia en la cual los suelos expansivos causan daños a las cimentaciones es al levantar cuando expanden con los aumentos de humedad. Los suelos expansivos levantan y agrietan estructuras ligeras, zapatas corridas y frecuentemente causan grandes daños a las losas de cimentación.

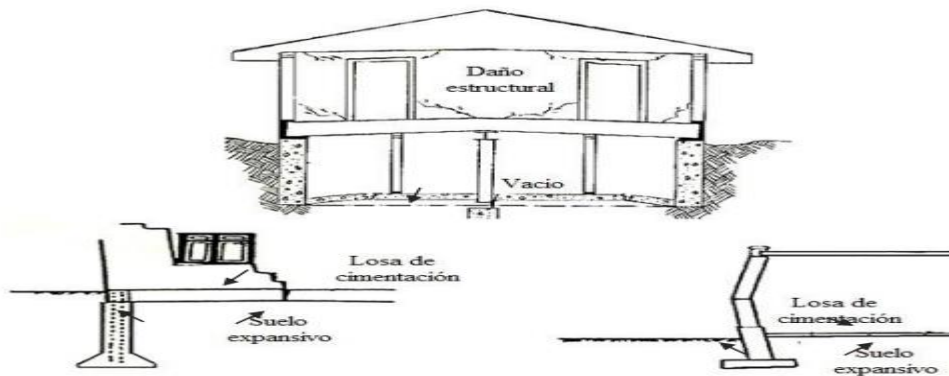
Debido a las diferentes cargas del edificio en diferentes partes de la cimentación, la elevación resultante variará en diferentes áreas de la losa. Como se muestra en la figura, las esquinas exteriores de una losa de cimentación rectangular con una carga uniformemente distribuida solo ejercen alrededor de un cuarto de la presión normal en la expansión de un suelo que ejerce en la porción central. Este fenómeno puede ser exacerbado por los cambios del contenido de agua del suelo en el borde de la losa. Dicho movimiento diferencial de la cimentación puede provocar daños en los marcos de la estructura.



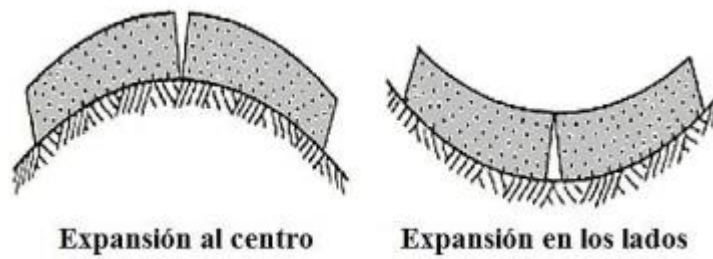
2-3 Losa rectangular, uniformemente distribuida, tenderá a levantar en las esquinas porque hay menos confinamiento (Rogers et al., 1993).

Dentro de los problemas más comunes asociados a suelos expansivos se encuentran (Kalantry, 2012):

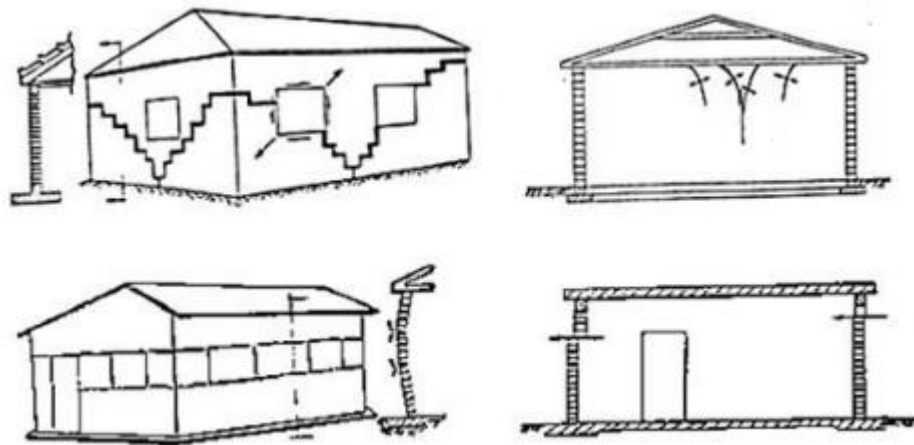
1. Agrietamiento en losas de cimentación, estos problemas secuenciales y generalmente resultan en una deformación en curva (figura 2-3).
2. Pandeo de pavimentos, estos daños suceden en las capas superiores de carreteras o autopistas. Este problema es causado por el potencial expansivo del sistema subsuelo (sub rasante, sub base y base). En la figura 2-5 se muestran las posibles deformaciones que puede sufrir un pavimento producto de la expansión del subsuelo.
3. Movimiento diferencial y agrietamiento lateral y vertical en los muros de basamentos y la estructura (figura 2-6).
4. Movimiento diferencial y agrietamiento en tuberías subterráneas; los suelos expansivos en muchas ocasiones pueden provocar que las tuberías subterráneas se rompan, especialmente cuando existe una fuente de agua cercana al suelo expansivo que rodea la tubería.
5. Agrietamiento en muros debido a presencia de suelo expansivo y filtraciones de agua.



2-4 Daños a estructuras ligeras viviendas 2 niveles (Kalantry, 2012).



2-5 Pandeo de pavimentos (Kalantry, 2012).



2-6 Daños a muros producidos por movimiento diferencial del terreno (Kalantry, 2012).

2.2. Técnicas para estabilizar suelos expansivos

2.2.1. Estabilizaciones químicas

La estabilización de suelos mediante aditivos químicos implica el tratamiento de las estructuras y tejidos del suelo. La reacción química que se produce en el suelo se traduce 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 (Kolay & Pui, 2010). Varios aditivos son comúnmente usados para el tratamiento de arcillas expansivas que incluyen cloruro de sodio (sal), polímeros, cal, cemento, ceniza volante, mezclas asfálticas 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 de alto costo, tanto por el aditivo químico a utilizar, así como la técnica empleada para su aplicación (Patrone & Prefumo, 1999).

2.2.2. Estabilización con polímeros.

En los últimos años, en la construcción se ha usado los productos llamados geosintéticos; fabricados usando polímeros que son geotextiles y geomembranas, productos que tienen cuatro funciones principales:

- ❖ Separación, para evitar o minimizar la mezcla de materiales de diferentes tamaños de partículas.
- ❖ La filtración y drenaje, para evitar la migración de partículas de suelo que permiten el libre flujo de agua y gases.
- ❖ Refuerzo, para soportar las tensiones, a estabilizar la masa del suelo y proteger las geomembranas.
- ❖ Sellado, para formar una barrera que impide el paso de partículas de fluido y del suelo.

El uso de los polímeros es para formar una estructura resistente al agua; algunas resinas sintéticas tales como el sistema de anilina de naturaleza orgánica aumentan la resistencia mecánica de la cohesión del suelo (Lopez Lara T. et al., 2014).

Los polímeros pueden ser reforzados con distintos materiales de relleno para mejorar las texturas de la superficie. Las cargas de tamaño nanométrico más comunes fueron nanotubos de carbono, nanopartículas y capas intercaladas. Debido a que las nanopartículas tienen superficie significativa al tamaño de los efectos cuánticos su incorporación en una matriz polimérica mejora varias propiedades del suelo. En general las microestructuras de nanocompuestos de arcilla/polímero se clasifican de acuerdo con el nivel de intercalación y exfoliación de cadenas poliméricas en las galerías de arcilla (Hussain et al., 2006; Kiliaris & Papaspyrides, 2010).

2.2.3. Estabilización con cemento.

La estabilización química de los suelos expansivos utilizando cal y cemento se ha probado hace algunos años (Abduljawwad, 1991) estabilizando con cemento es similar al uso de cal y produce resultados similares. A través de los vínculos entre el cemento de calcio, productos de hidratación de silicato y aluminato con las partículas del suelo (Al-Rawas et al., 2005). El cemento une las partículas entre sí, causando refuerzo del suelo y por lo tanto reduce los parámetros de expansión (Z. Nalbantoglu & Guçmilmez, 2001). Del mismo modo el uso de cemento para la estabilización de suelos reduce el límite líquido, índice de plástico y aumenta el límite de contracción y de cortante (Al-Rawas et al., 2005).

2.2.4. Estabilización con cal.

El aditivo cal reacciona con las partículas del suelo y disminuye el potencial de expansión al tiempo que aumenta la resistencia y durabilidad del suelo (Du et al., 1999; Guney et al., 2007).

Un número de materiales de desecho se han utilizado en la estabilización de suelos con el fin de reducir tanto los problemas de medio ambiente y el requisito para los aditivos tradicionales tales como cal y cemento. Ceniza de cáscara de arroz (RHA) es un residuo de la agricultura, que es uno de estos materiales de desecho obtenidos a partir de la cubierta externa de los granos de arroz durante el proceso de molienda. RHA incluye una gran cantidad de silicio con una alta superficie específica que es muy adecuado para activar la reacción del suelo y cal (Choobbasti et al., 2010). Algunos investigadores mostraron que la RHA era un material puzolánico prometedor para mejorar suelos estabilizados de cal o cemento (Basha et al., 2005; Muntobar, 2002, 2004).

muestra que la adición de 6,0% de cal en combinación con RHA tiene principalmente un efecto significativo en la reducción de la inflamación y la hinchazón de presión (PS) del suelo arcilloso. Alhassan (2008) demostró que la

resistencia a la compresión no confinada (UCS) de las muestras aumentó con la adición de cal-RHA en suelo arcilloso. Mientras que el uso de la cal mejora las propiedades de ingeniería de la mayoría de la arcilla.

La cal se utiliza en obras de ingeniería como la construcción de caminos, muros, cimentaciones y losas. Si la cal se añade a los suelos arcillosos en presencia de agua, se produce una serie de reacciones, lo que resulta en la mejora de las propiedades de los suelos. Tales reacciones contienen intercambios catiónicos, la floculación, la carbonatación y la reacción puzolánica (Al-Rawas et al., 2005). Esto implica fuertes fuerzas de atracción entre las capas y una pila de un gran número de capas (Al-Mukhtar et al., 2012). Estas reacciones cambian la textura de la arcilla proporcionando partículas más gruesas, disminuyendo la plasticidad y aumento de la resistencia del suelo. El intercambio catiónico se lleva a cabo entre los cationes de las superficies de las partículas de arcilla y cal. El efecto de este cambio hace que las partículas de arcilla se acercan a la otra.

La floculación es esencial para alterar las propiedades de ingeniería de los suelos arcillosos tratados con cal (Al-Rawas et al., 2005). La adhesión de las partículas de arcilla en flóculos se produce y da como resultado un suelo con propiedades mejoradas de ingeniería como la estructura más densa, baja plasticidad, mayor permeabilidad y baja expansión (Avsar et al., 2009).

En las regiones frías, el factor más importante que determina el comportamiento de ingeniería de suelo expansivo de grano fino son los ciclos de congelación-descongelación. Los suelos de grano fino influenciados por ciclos muestran cambios en el volumen, la fuerza y la compresibilidad, la densificación, contenido de agua no congelada, capacidad de carga y la microestructura (Hohmann-Porebska, 2002).

La técnica de la columna de cal consiste en agujeros en el suelo llenos de cal. Columnas de cal se construyen in situ mediante la mezcla de cal viva con los suelos naturales utilizando una gigante barrenadora. Para construir una columna de la se perfora en el suelo a la profundidad requerida, el sentido de giro está reservado, y la barrenadora se retira lentamente. A medida que se retira la barrenadora, la cal viva en polvo se bombea neumáticamente en el suelo (Tonoz et al., 2006) el proceso de estabilización proporcionada por las columnas de cal es controlada principalmente por la migración de cal. Para una estabilización eficiente, los iones de calcio e hidroxilo deben migrar a través de la arcilla, porque los iones hidroxilo causan condiciones altamente alcalinas en suelo arcilloso. Las condiciones altamente alcalinas dan lugar a la solución lenta de aluminosilicatos que luego se precipita en forma de productos de reacción de cemento hidratado (Diamond & Kinter, 1966).

2.2.5. Estabilización mezclando cemento y cal.

La mejora de suelos de grano fino y su estabilización es una técnica utilizada en la construcción de carreteras. El proceso hace que los suelos blandos compactados reduzcan su plasticidad y por lo tanto mejoran su capacidad para soportar principalmente cal (cal viva, cal apagada y lechada de cal) que son los productos más utilizados (Khemissa & Mahamedi, 2014). Algunos estudios de tratamiento afirman la acción de cemento y cal en su plasticidad y las características de expansión (Abdelkrim & Mohamed, 2013; Afès & Didier, 2000; Bahar et al., 2004; Bell, 1996; Zalihe Nalbantoglu, 2006; Stavridakis, 2006; Tonoz et al., 2006).

Sin embargo, el tratamiento de la mezcla permite:

- ❖ Para disminuir el índice de plasticidad, la arcilla se convierte en menos expansiva y mejor compactable.

- ❖ Incrementar los valores de CBR saturados y no saturados, permitiendo este hecho de aumentar la presión de apoyo de la arcilla y la reducción de su expansibilidad.
- ❖ Para aumentar la resistencia al corte de arcilla, por lo tanto, incrementar su capacidad de carga.

Sin embargo, los mejores rendimientos se obtienen de un tratamiento mixto correspondiente al 8% de cemento y 4% de cal (Khemissa & Mahamedi, 2014).

2.2.6. Estabilización con yeso.

La estabilización de suelos con yeso no es muy común en la práctica y la información acerca de su comportamiento es muy limitada, aunque con el tiempo se han realizado algunos estudios con este aditivo.

Bell (1996) informó sobre el efecto de estabilizar suelo estucado dispersivo (erosionable), especialmente en la construcción de diques y muros de tierra, e informó de que el reparto en forma de polvo finamente dividido puede ser utilizado como un material estabilizador debido a su relativamente razonable costo y la solubilidad en agua.

Estudio comparativo de diferentes aditivos para la estabilización concluyó que el yeso es ineficaz como un estabilizador de suelo, sin embargo, es posible utilizar de manera eficaz, siempre que haya una hidratación adecuada y el mejor contenido de yeso fue de 6.4% (Lopez Lara et al., 1999).

Yilmaz & Civelekoglu (2009) llevaron a cabo pruebas con diferentes contenidos de bentonita añadiendo yeso compactado a su contenido óptimo de agua. Después de un periodo de curado, se evaluaron los cambios en la plasticidad, parámetros en porcentaje de expansión y la resistencia, se llegó a la conclusión de

que el reparto también puede ser un buen estabilizador de suelos arcillosos expansivos al disminuir esto. Aunque las arcillas también pueden ser estabilizadas con cal, el costo del yeso es de aproximadamente 2-3 veces menos caro que el de cal. Además, los productos a base de yeso de desecho en la industria también se pueden utilizar en la estabilización de suelos arcillosos.

2.2.7. Estabilización con cenizas volantes.

El uso de ceniza volante producida por la combustión del carbón como agente para estabilizar un suelo es muy productivo para mejorar las propiedades mecánicas de este (Ferreira et al., 2003). El mejoramiento favorable de la ceniza volante reduce el potencial de expansión y las arcillas expansivas previenen las pequeñas presiones debajo de las cimentaciones (Nalbantoglu, 2004)

La ceniza volante es ampliamente usada en la industria de la construcción dado que es una puzolana, la cual es un material de silicio y aluminio silicato de silicio que posee pequeños valores cementantes, pero con la presencia de agua reacciona químicamente con el hidróxido de calcio en temperaturas ordinarias formando compuestos que poseen propiedades cementantes.

Nalbantoglu (2004) reportó estudios de arcillas con cenizas volantes en Cypre aumentaron la eficiencia en estos; mejorando la textura y plasticidad del suelo reduciendo el tamaño de las partículas de la arcilla y el índice de potencial expansivo debido a la capacidad de intercambio catiónico (CEC).

2.2.8. Estabilización con cloruro de sodio.

La sal es un estabilizador natural, que es aproximadamente el 98% de cloruro de sodio (NaCl) y 2% de arcilla y limo, cuyo fundamento es la propiedad higroscópica, que es absorber la humedad del aire y los materiales circundantes, reducir el punto de evaporización y mejorar la cohesión del suelo.

Garnica & Perez (2002) dice que el poder de coagulación que ha producido un menor esfuerzo mecánico para llevar la densificación deseada, esto ocurrió debido a que el intercambio de iones entre el sodio y componentes minerales finos de materiales de cemento causa una reacción. Hay algunos trabajos publicados que presentan un comportamiento de tensión-deformación de los suelos estabilizados con cloruro de sodio. Varios autores han estudiado el efecto de cloruro de sodio sobre las propiedades mecánicas de los suelos, principalmente en las propiedades físicas con puntos contradictorios en relación con el cambio en el peso volumétrico de una arcilla con la adición de la sal, debido a que algunos investigadores afirman que un pequeño incremento, otros no han encontrado tal cosa; pero parece haber un acuerdo común es que la adición de sal hace que la humedad óptima se disminuyó.

Estudios realizados evidenciaron que no todos los suelos responden adecuadamente a la adición de cloruro de sodio para mejorar sus propiedades físicas y mecánicas.

2.2.9. Prehumectación del suelo.

La teoría de prehumectar el suelo antes de la construcción está basada en el hecho de que si al suelo se le permite que expanda antes de la construcción y si luego la humedad del suelo es mantenida, no es de esperar cambios volumétricos y por lo tanto no es esperable daños en la estructura.

La experiencia indica que, en las áreas cubiertas por una losa, contrapiso, pavimento etc., el contenido de humedad del suelo rara vez decrece. Si uno “inunda el suelo”, una vez que el suelo se hinche hasta su máximo potencial, la migración del contenido de humedad hacia la parte subyacente que se encuentra menos húmeda induce nuevas expansiones del suelo diferidas en el tiempo. Este proceso puede continuar durante cerca de 10 años.

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

Además, es muy cuestionable el hecho de que se obtenga una variación uniforme en el contenido de humedad del suelo en las áreas prehumectadas.

Los suelos arcillosos, que son los potencialmente expansivos, son muy difíciles de prehumectar siendo lo más factible que el agua penetre a través de fisuras, etc., no lográndose una humectación pareja del suelo.

Este método de inundación previa puede resultar útil para la cimentación mediante losas, construcción de pavimentos, canales etc., pero no es adecuado para cimentaciones aisladas (Patrone & Prefumo, 1999).

2.2.10. Reducción en la densidad del suelo.

Este método es naturalmente válido cuando la cimentación se debe hacer sobre material un a terraplenar, o en aquellos casos en que se procede a la sustitución del suelo.

Se puede apreciar el hecho de que las arcillas expansivas expanden poco cuando son compactadas a densidades bajas y alto contenido de humedad, pero expanden mucho cuando son compactadas a densidades altas y bajos contenidos de humedad.

La razón principal de que el contenido de humedad es importante durante la compactación es que el contenido de humedad es un controlador del grado de densidad alcanzado, y no tanto por el hecho de que un alto contenido de humedad haga reducir sensiblemente la expansión. El elemento fundamental para controlar la expansión es el grado de densidad alcanzado.

La principal ventaja de controlar la densidad de compactación es que se puede reducir el potencial expansivo del suelo, sin necesidad de agregar agua por encima de la óptima, con las desventajas económicas que esto trae aparejado y los problemas analizados en la técnica anterior (Patrone & Prefumo, 1999).

2.2.11. Sustitución del suelo expansivo.

Una alternativa simple para cimentar una losa o un patín en un material expansivo es reemplazar el suelo expansivo por otro que no lo sea.

La experiencia indica que si el suelo natural sobre el que estamos apoyando nuestro cimiento consiste en más de 1.50 metros de suelo granular tipo (SC- SP), que a su vez apoya en un suelo altamente expansivo no existe riesgo de movimiento en la cimentación cuando apoyamos la misma sobre suelo granular (Patrone & Prefumo, 1999).

2.2.12. Aislación del suelo de variaciones importantes en el contenido de humedad.

Si pudiera lograr que el suelo no sufriera variaciones importantes en el contenido de humedad, entonces, por mayor que sea el potencial expansivo de la arcilla no habrá cambios volumétricos.

La variación del contenido de humedad puede provenir de dos fuentes básicamente:

- a) La infiltración al terreno de aguas superficiales.
- b) La variación de niveles de agua subterránea.

Si bien es relativamente sencillo sacar el agua libre que se ha introducido en la obra para la construcción de una cimentación, realizando los drenajes adecuados

ya sean superficiales o subterráneos a tales efectos, pero sin embargo no es tan sencillo el impedir la migración de la humedad desde el exterior de un local hacia el interior de un área cubierta.

Para impedir la infiltración de aguas superficiales se puede disponer de:

- ❖ Barreras horizontales contra la humectación del suelo alrededor de la construcción a través de: membranas, construcción de veredas perimetrales, pavimentos asfálticos, drenaje adecuado.
- ❖ Barreras verticales alrededor de la construcción para impedir las variaciones estacionales en el contenido de humedad del suelo también mediante el uso de membranas de hormigón, etc.

Las barreras verticales están usualmente unidas a una horizontal para prevenir la humectación del suelo entre la barrera vertical y la construcción, ya que las barreras verticales deben construirse al menos 70 a 100 cm alejadas del perímetro de la construcción.

Si bien las barreras verticales son más efectivas que las horizontales, las mismas resultan mucho más costosas.

2.3. Losas en suelos expansivos.

El comportamiento de las losas construidas sobre 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 la losa es pequeña. En consecuencia, se espera el movimiento de la losa sea cuando el contenido de humedad bajo losa aumenta y en consecuencia ello debería ser diseñado. El movimiento de las losas no solo 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. Esto es cierto, cuando la construcción del sótano está involucrada. Desde 1940, la mayoría de las casas residenciales, edificios escolares, industriales y estructuras para el almacenamiento utilizando la construcción de losas 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 la construcción de losas sobre el suelo.

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 una losa ligeramente reforzada depende de las condiciones del subsuelo, así como las condiciones de carga. El refuerzo en la losa reducirá las grietas por temperatura, pero no prevendrá las grietas por agrietamiento de la losa causado por los empujes del suelo bajo la losa (Chen, 1988).

2.4. Movimiento en losas ocasionado por suelo expansivo.

En suelos expansivos, el movimiento de la losa es asociado al contenido de humedad del suelo bajo losa. La fuente de agua que entra en los suelos bajo losa generalmente puede ser asociada con lo siguiente:

- Aumento de las aguas subterráneas, puede causar hinchamiento excesivo. Levantamiento de losas superior a 15 cm.
- Las roturas de líneas de servicio público a menudo contribuyen agua al suelo. Líneas de agua y drenaje enterrados en suelos expansivos están sujetos a esfuerzos. El levantamiento diferencial puede romper tuberías y provocar una fuga por largo tiempo sin ser detectado.
- La fuente más común de humedad que entra en el suelo es por irrigación, riego del césped, bajantes de agua pluvial, el agua superficial entra por el relleno suelto y causa de humedad.

2.5. Losas estructurales para abatir la expansión de suelos.

2.5.1. Losas estructurales para cimentación.

Las losas de concreto reforzado con contratraveses entrecruzados 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 sótanos son muy profundos o donde la condición del suelo se extiende a gran profundidad, lo que hace que el empleo de pilotes es extremadamente costoso (Nelson & Miller, 1993).

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 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 la distribución de humedad, el clima, el tiempo de construcción, las cargas estructurales, rigidez de la losa y muchas otras variables (Méndez Salas & Pineda Núñez, 2012).

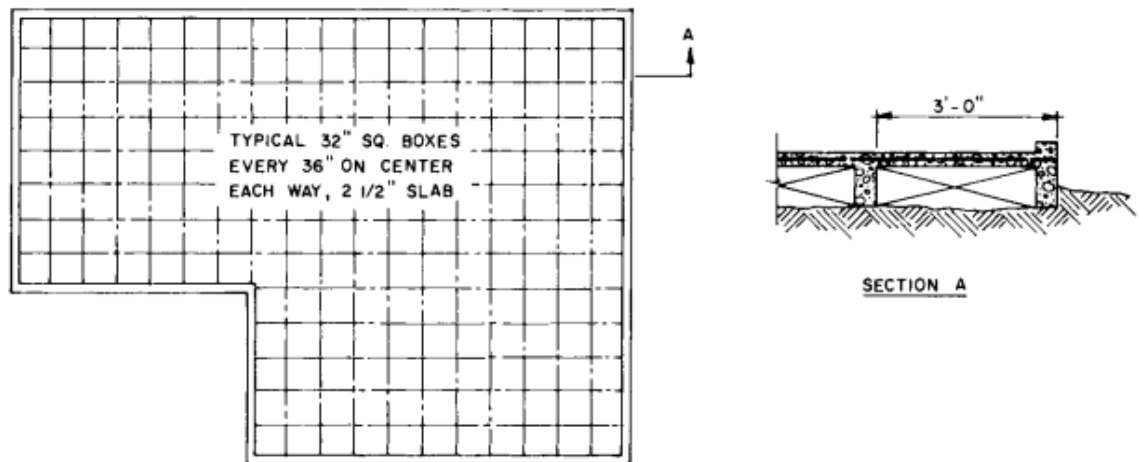
2.5.2 Losas estructurales aligeradas.

El mejor método para evitar el movimiento del piso es construir una losa estructural apoyada en cada lado por vigas 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 solo 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 debajo de la losa. Esto se puede proporcionar fácilmente en grandes estructuras, como escuelas y edificios de oficinas. El espacio vacío proporciona acceso para 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 vacío y el piso estructural entonces debe ser construido con solo unos pocos centímetros de espacio entre el suelo y la losa. El problema de este tipo de construcción es la manera de proveer un material formador que permita la colocación del concreto. Los materiales formadores son costosos y no hay garantía de que el material se deteriore 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. El pretensado comercial o las losas planas están disponibles en longitudes para cubrir claros de 6.0 metros, eliminando la necesidad de la formación de vacíos. El

uso de losas pretensadas en grandes cantidades puede llegar a ser rentable (Chen, 1988).

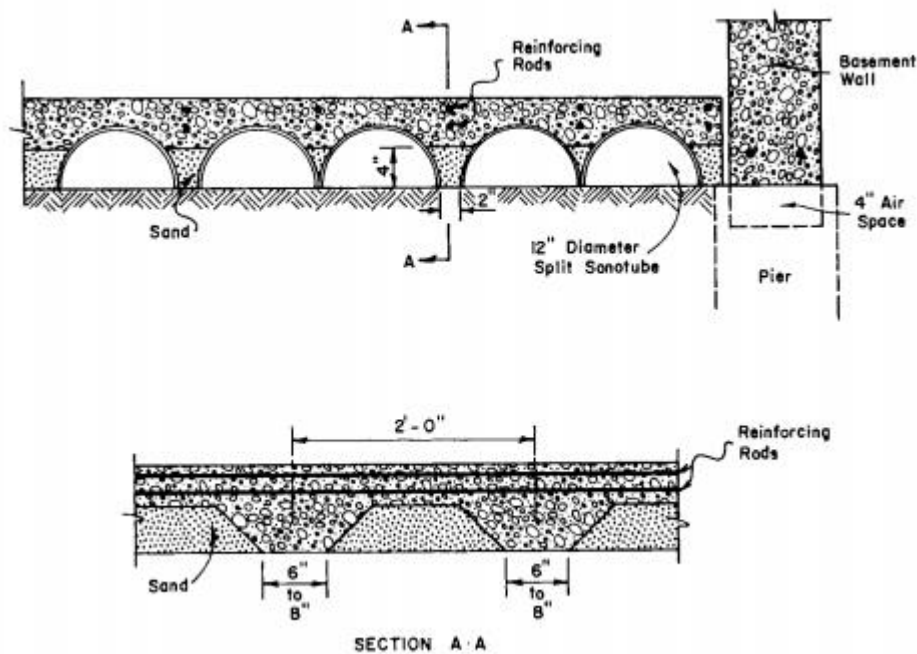


2-7 Sistema de losa estructural aligerada (Chen, 1988).

2.5.3. Sistema de panel de abejas.

El desarrollo del sistema panel de abejas fue basado en la suposición de los ligeros movimientos de arcillas expansivas reducen o liberan presión de expansión. La cimentación consiste de medios sonotubo longitudinales que son colocados con las aberturas hacia el suelo como se muestra en la figura, en la parte de abajo separadas a 2 pulgadas libres (5 cm) entre sonotubos, llenados de arena. El sonotubo resiste durante el colado de concreto y se desintegra al ser humedecido. Después de que el sonotubo es desintegrado la arena corre debajo de las viguetas.

La teoría es que mientras el suelo expanda, este mismo puede expandirse hacia los vacíos creados y reduce la presión de expansión. El sistema ha sido probado en algunos casos en el área de Denver, con resultados dudosos.



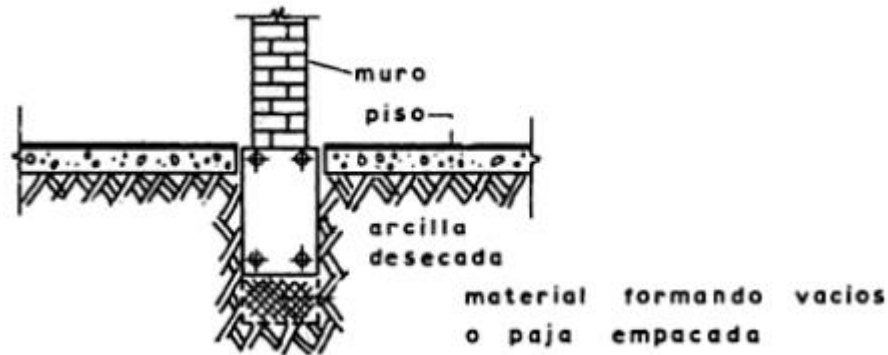
2-8 Típico sistema panel de abeja (Chen, 1988).

2.5.4. Otros sistemas de cimentación mediante losas.

Cuando se colocan vigas de cimentación sobre arcillas deseadas, dichas vigas pueden ser reventadas debido a la presión que sobre ellas provoca la arcilla al sufrir expansión. Aun cuando las vigas han 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 para proveer cierto vacío bajo las vigas a efecto de que la arcilla pueda sufrir expansión sin ejercer presión de levantamiento sobre la viga.

La forma simple de proveer vacíos bajo las vigas consiste en excavar unos 50 cm debajo de éstas y luego colocar el material en estado suelto a fin de que la arcilla tenga espacio para su expansión. 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 expandir ella comprime la paja, evitando así que presione fuertemente sobre las vigas. En la figura 2-9 se observa un esquema del funcionamiento de esta técnica.



2-9 Viga con vacíos en la parte inferior (Crespo Villalaz, 2004).

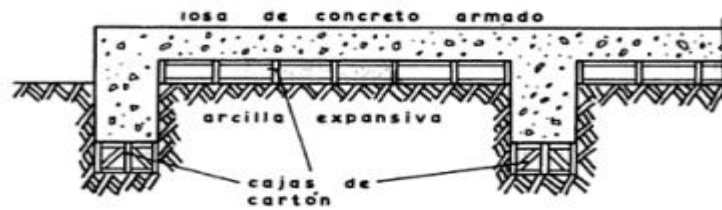
Cuando se quiera colocar un piso a nivel de suelo y sobre arcilla deseada, la única manera de evitar que se levante y dañe es haciéndola de concreto reforzado soportado sobre un marco estructural y dejando un espacio en su parte inferior para que la arcilla pueda sufrir cualquier expansión sin estar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

Un método que se puede utilizar ocasionalmente, ya que no es muy seguro es aflojar la arcilla unos 30 cm y colocar sobre ella la losa reforzada como se observa en la figura.

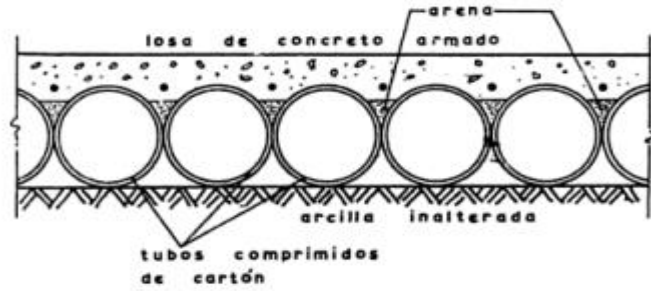


2-10 Sistema de losa reforzada sobre arcilla suelta (Crespo Villalaz, 2004).

Otro método a utilizar es emplear cilindros 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 son rociados con el nitrato de amonio para acelerar su desintegración.

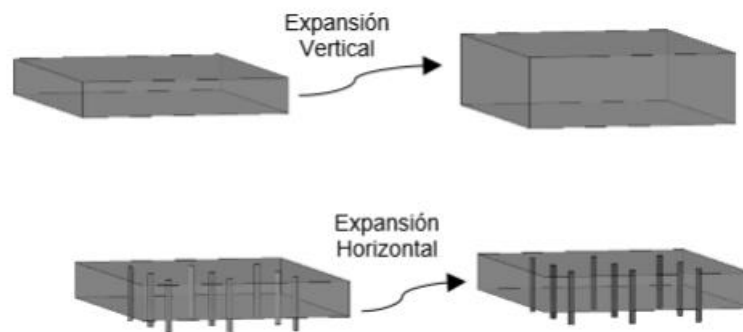


2-11 Esquema de cajas de cartón bajo losa de concreto reforzado (Crespo Villalaz, 2004).



2-12 Tubos comprimidos de cartón bajo la losa (Crespo Villalaz, 2004).

Basándose en el mismo principio de que la expansión puede ser abatida mediante la creación de vacíos en la masa del suelo, se presenta la propuesta para abatir la expansión mediante perforaciones en la masa del suelo, cuyas dimensiones son calculadas en función del volumen que requerirá ser abatido, permitiendo así una expansión en dirección horizontal y no de forma vertical como generalmente sucede ver figura (Lopez Lara et al., 2014).



2-13 Perforaciones en la masa del suelo para abatir la expansión vertical (Lopez Lara et al., 2014).

3. FUNDAMENTACIÓN TEORICA

3.1. Naturaleza de los suelos expansivos.

Los suelos expansivos absorben grandes cantidades de agua después de una lluvia o debidos a los cambios del sitio (como fugas en tuberías o drenaje), volviéndose el suelo pegajoso y pesado. Por el contrario, pueden volverse rígidos cuando se secan, resultando agrietamiento y contracción. Este endurecimiento y blando es conocido como el comportamiento expansión-contracción (Jones & Jefferson, 1998).

Cuando soportan estructuras ligeras, el cambio significativo de humedad del suelo de alto potencial expansivo puede resultar muy peligroso (Adem & Vanapalli, 2015).

Los asentamientos que sufren las estructuras debido a las deformaciones que provocan los elementos de carga sobre el suelo que soporta, fueron identificados como las causas de los daños en las estructuras. Sin embargo, las estructuras no solamente pueden presentar daños por asentamientos sino también por expansiones del suelo.

Los minerales que conforman las arcillas son de diferentes tipos y por lo tanto exhiben diferente potencial expansivo debido a la variación en el campo eléctrico asociado a cada mineral es diferente. Por lo tanto, la capacidad de expansión de una masa entera del suelo, en la disposición y área específica de la superficie de las partículas, la química del agua que rodean a dichas partículas. Los principales minerales de las arcillas son caolinita, illita y montmorilonita, siendo las montmorilonitas las que presentan mayores problemas de expansión. En la tabla 3-1 se muestran las características más importantes de las arcillas (Méndez Salas & Pineda Núñez, 2012).

Grupo Mineral	Espaciamiento Basal (Å)	Características de Partícula	Fuerzas Interparticulares	Área Específica (m ² /g)	Límites de Atterberg			Actividad	
					Li %	Lp %	SL %	Ip/ %	%arcillas
Caolinitas	14.4	Gruesa, rígida, cara de 6 lados 0.1 a 4 x 0.05 a 2 μm	Fuertes enlaces de hidrógeno	10-20	30-100	25-40	25-29	0.38	
Illitas	10	Delgada, placas apiladas 0.003 a 0.1 x 1.0 a 10 μm	Fuertes enlaces de potasio	65-100	60-120	35-60	15-17	0.9	
Montmorilonitas	9.6	Delgada, escamosa >10Åx1.0 a 10 μm	Fuerzas Van der Waals débiles	700-840	100-900	50-100	8.5-15	7.2	

3-1 Características de los minerales de arcillas expansivas.

En realidad, los suelos arcillosos experimentan cambios de volumen según el contenido de humedad, correlativas con las variaciones de presión de poro y con los esfuerzos efectivos. Estas variaciones serán tanto más importantes cuanto mayor sea la proporción de las partículas inferior a 2μ, y también en la medida en que sea más activa la especie mineralogía componente de esta fracción.

México no es el único país con este problema, sino que lo comparten países como son: Angola, Australia, Argelia, Argentina Brasil, Canadá, China, Colombia, Costa Rica, Cuba, Ecuador, Estados Unidos de Norteamérica, España, India, Irak, Irán, Israel, Kenia, Marruecos, Mozambique, Perú, Turquía y Venezuela por mencionar algunos.

3.1.1. Distribución de suelos expansivos.

Los suelos expansivos se presentan en abundancia donde la evapotranspiración anual exceda la precipitación. De lo anterior se tiene la teoría de que en las zonas semiáridas la escasa lixiviación ha favorecido la formación de montmorilonita.

Potencialmente los suelos expansivos pueden tenerse en cualquier lugar del mundo. En los países subdesarrollados, muchos de los problemas de suelos no han

sido reconocidos. Es de esperarse que se descubran más regiones de suelos expansivos con el aumento de la cantidad de construcciones cada año (López Lara & Zepeda Garrido, 1996).

3.1.2. Vertisoles.

La edafología señala que los vertisoles son el principal tipo de suelos expansivos, según la clasificación del sistema FAO-UNESCO 1970 modificado por la Dirección General de Geografía del Territorio Nacional. Esta clasificación utiliza las características morfológicas, físicas y químicas para separar los suelos en unidades que proporcionen información referente a su aplicación práctica con fines agropecuarios, forestales y de Ingeniería Civil principalmente.

La propiedad más importante de los vertisoles es su contenido mayoritario de montmorilonita, que les confiere su característica de suelos expansivos. Por ello pueden sufrir cambios de volumen del 25 al 50% tanto de expansión como de contracción. Estos suelos tienen un peso específico de 1.70 a 2.0 Ton/m³ y por tanto son más densos que la mayoría de los suelos, este hecho es subsecuente de las repetidas expansiones y contracciones que comprimen cada vez más el terreno.

La formación de los vertisoles requiere dos condiciones especiales: un periodo de saturación completa y luego una estación seca bien definida.

3.1.3. Origen.

Donaldson (1969) clasificó en dos grupos los materiales que pueden dar origen a los suelos expansivos:

- El primer grupo lo componen las rocas ígneas básicas, tales como basaltos y los gabros. En los suelos expansivos los minerales como el feldspato y el

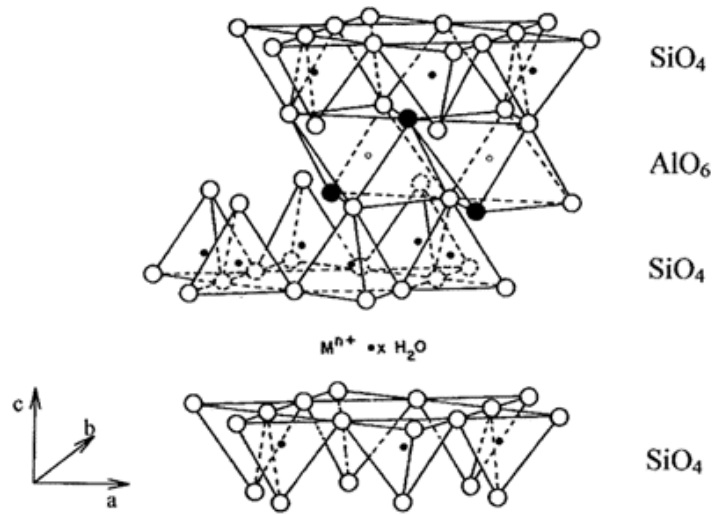
piroxeno de la roca madre, se descomponen para formar la montmorillonita y otros minerales secundarios.

- El segundo grupo comprende las rocas sedimentarias que contienen montmorillonita como constituyente, el cual se desintegra mecánicamente para formar suelos expansivos.

3.1.4. Estructura.

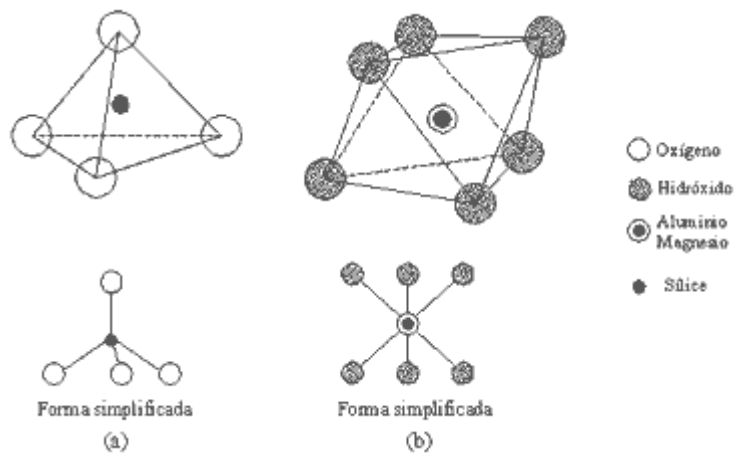
Las arcillas se producen debido a la descomposición química de minerales (principalmente silicatos), que se encuentran en las rocas ígneas y metamórficas. Están constituidas fundamentalmente por silicatos de aluminio hidratados, además de silicatos de magnesio, hierro y otros metales, también hidratados, cuya estructura cristalina está bien definida. Los átomos que constituyen las arcillas están dispuestos en forma de láminas. Existen dos variedades de dicha disposición: la silícica y la alumínica.

La disposición en lámina silícica está constituida por un átomo de silicio y cuatro de oxígeno ordenados en forma de tetraedro, como muestra la figura (a), que se agrupan en unidades hexagonales las cuales se repiten indefinidamente constituyendo una red laminar. La unión entre cada tetraedro se realiza por medio de un átomo de oxígeno, como ilustra la figura (b).



3-1 Disposición en láminas silícicas.

En la disposición en láminas aluminicas, un átomo de aluminio está rodeado por seis de oxígeno formando un octaedro. El enlace de unión que forma la retícula es un átomo de oxígeno (ver figura 3-2)



3-2 Estructura de lámina aluminica.

La forma de la estructura de las arcillas proporciona a las partículas un área superficial muy grande, la que será la responsable del grado de cohesión de estos suelos.

La estructura interna que presentan los suelos es un aspecto de gran importancia en el comportamiento mecánico de éstos. Así, por ejemplo, bajo mismas condiciones de carga, para un suelo con una estructura abierta se produce un colapso durante el mojado del suelo, sin embargo, para el mismo suelo y condiciones de carga, pero con una estructura más compacta se puede producir una expansión al mojarlo.

Inicialmente se trató de explicar el comportamiento de las arcillas con base a la consideración de que tuvieran una estructura floculada, o una estructura dispersa, aplicando la teoría de la capa doble difusa. Sin embargo, estos conceptos fueron desarrollados para dispersiones coloidales, y no pueden ser aplicados más que en casos muy particulares, como, por ejemplo, en arcillas marinas. La teoría de la capa doble difusa trata de explicar las fuerzas de los contactos en función del tipo de estructura floculada (del tipo abierta, con numerosos contactos cara-borde) o dispersa. Teniendo en cuenta esta teoría, las caras de las partículas de arcilla están cargadas negativamente, mientras que los bordes, positiva y negativamente; de este modo se generan los contactos cara-borde o borde-cara.

3.1.5. Identificación de los suelos expansivos.

Se tiene tres métodos para clasificar la potencialidad de la expansión de los suelos. El primero se refiere a la identificación mineralógica, lo cual puede utilizarse en la evaluación del material, pero no es suficiente en sí mismo cuando se trata de suelos naturales. Los diferentes métodos de identificación mineralógica son importantes en un laboratorio de investigación, en la exploración de las propiedades

básicas de las arcillas, pero son imprácticos y antieconómicos para los ingenieros prácticos.

Otro grupo incluye los métodos indirectos, como lo son las propiedades índice, método PVC, y método de la actividad, los cuales son útiles para evaluar las propiedades de expansión. La succión del suelo puede mostrar mucha utilidad con mayor aplicación general y técnicas de pruebas más apropiadas. Ninguno de los métodos indirectos debe ser usado independientemente, pues se debe incurrir en conclusiones erróneas, sin el beneficio de las pruebas directas.

El tercer método, con mediciones directas, ofrece la mayor información, utilizado por el ingeniero práctico. Las pruebas son simples de realizar y no requieren de equipo sofisticado y caro. Se debe tener la precaución de que se realicen las pruebas sobre un número de muestras o áreas pertinentes para evitar conclusiones erróneas.

3.1.6. Identificación mineralógica.

La composición mineral de los suelos expansivos tiene importante influencia sobre el potencial de expansión, debido a la estructura reticular que está compuesta por las láminas silícicas y alumínicas, según el tipo de arcilla, la firmeza entre las capas ligadas y la capacidad de intercambio catiónico influyen en el potencial de expansión de las arcillas, de esta forma, se supone que identificando los constituyentes mineralógicos de arcilla, se puede estimar el potencial de expansión (Juárez Badillo & Rico, 2005).

3.2. Métodos indirectos.

La evaluación del potencial de expansión puede realizarse por medio de pruebas sencillas y pueden ser cualquiera de estas:

- Límites de Atterberg.
- Contracción lineal.
- Expansión libre.
- Contenido de coloides.

3.2.1. Límites de Atterberg.

Holtz & Gibbs (1956) demostraron que el índice de plasticidad y el índice de líquido son índices de utilidad para determinar las características de expansión de la mayoría de las arcillas.

El potencial de expansión se define como el porcentaje de aumento de volumen en una muestra confinada lateralmente, la cual es saturada bajo una sobrecarga de 1lb/pulg², después de ser compactada a su peso específico máximo en la humedad óptima, de acuerdo de la prueba AASTHO. De donde se establece la siguiente relación:

$$S = 60.0 K Ip^{2.44}$$

Dónde:

S= Potencial de expansión (%).

K= 3.6×10^{-5} y es una constante.

Ip= Índice plástico (%).

La ecuación se aplica solamente a suelos con un porcentaje de arcilla de entre 8% y 65% y la aproximación de esta forma es 33% de diferencia respecto a la determinación de laboratorio del potencial de expansión. La relación de entre el potencial de expansión sobre arcillas y el índice de plasticidad puede establecerse como se indica en la tabla 3-2.

Potencial de Expansión	Índice de Plasticidad (%)
Bajo	0-15
Medio	10-35
Alto	20-25
Muy alto	35 o más

3-2 Potencial de expansión estimado a partir del índice plástico (Holtz & Gibbs, 1956).

3.2.2. Contracción lineal.

El potencial se supone que está relacionado con la propiedad opuesta de medición de la contracción lineal en una prueba bastante simple. Teóricamente parece ser que las características de contracción de la arcilla deben ser índices constantes y confiables del potencial de expansión.

Almeyer (1955) sugirió a manera de guía la siguiente tabla (ver tabla 3-3).

Límite de Contracción (%)	Contracción Lineal (%)	Grado de Expansión
>10	>8	Crítico
10-12	5-8	Marginal
<12	0-5	No crítico

3-3 Grado de expansión (Almeyer, 1955).

3.2.3. Expansión libre.

Cuando se encuentran estos tipos de arcilla es necesario efectuarles pruebas de expansión libre y de presión de expansión. La expansión libre se determina

humedeciendo una muestra inalterada y midiendo el incremento de volumen de la misma. La diferencia entre el volumen final e inicial, expresado como un porcentaje del volumen inicial es la expansión libre.

$$E.L. = \frac{V_f - V_o}{V_o} 100$$

Dónde:

E.L.= expansión libre (%).

Vf= volumen final (cm³).

Vo= volumen inicial (cm³).

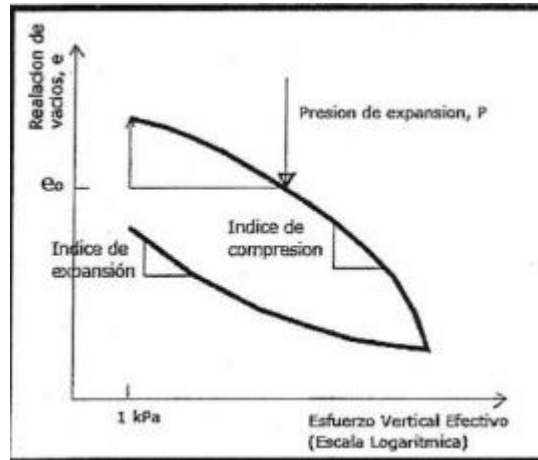
Generalmente la prueba se realiza con una muestra inalterada sujeta lateralmente y sometida a una presión normal de 0.007 kg/cm² (1.0 lb/pulg²). Si se aplica una presión normal para evitar la expansión del suelo, esta presión es conocida como presión de expansión. Algunas arcillas presentan presiones de expansión de hasta 10.0 kg/cm² (Crespo Villalaz, 2004).

3.3. 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. Los métodos A, B y C sirven también para determinar la presión de expansión unidimensional de un suelo expansivo; una vez montada la muestra en el consolidómetro, se aplica una presión de 1 Kpa durante 5 minutos y una vez transcurrido ese tiempo se ajusta el micrómetro a la lectura inicial de cero. Este proceso se aplica para los tres métodos.

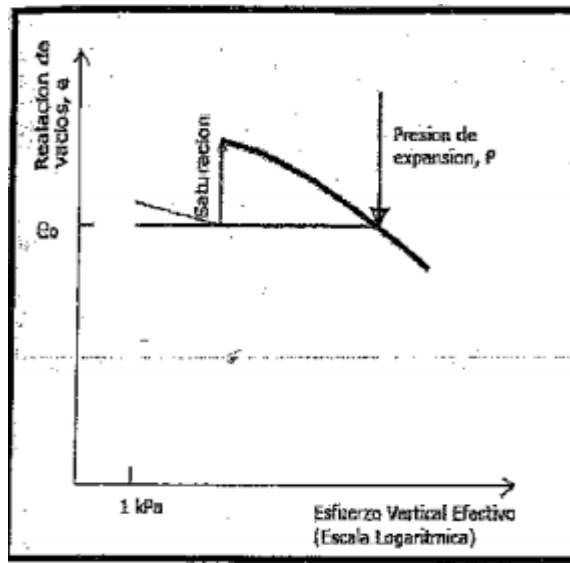
En el método A, el espécimen se inunda y se somete a una carga fija (1 Kpa), que es el peso de la piedra porosa y el cabezal de carga, hasta que la expansión

primaria se complete. El espécimen posteriormente se somete a cargas hasta obtener la relación de vacíos inicial (ver figura 3-3) (Lopez Lara et al., 2008).



3-3 Grafico característico del método A.

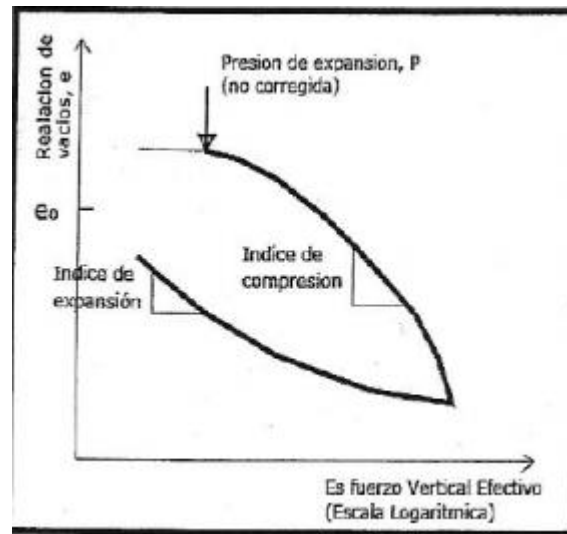
En el método B se aplica una presión vertical fija, antes de que el espécimen sea inundado dentro del consolidómetro. La magnitud de esta carga, generalmente corresponde a la presión que tiene el suelo en sitio o a la carga estructural a la que será sometido, o ambas, pudiendo variar dependiendo de la 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 (ver figura 3-4) (Lopez Lara et al., 2008)



3-4 Grafico correspondiente al método B.

En el método C, el espécimen es mantenido a una altura constante mediante el ajuste en la aplicación de la presión vertical, posteriormente el consolidómetro es inundado, para obtener la presión de expansión (ver figura 3-5) (Lopez Lara et al., 2008).

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



3-5 Grafico característico método C.

3.4. Pruebas de expansión en muestra remoldeadas.

Lopez Lara et al. (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 expansión en muestras inalteradas es aproximadamente, la mitad del valor obtenido en estado remoldeado, para un mismo tipo de suelo y mismo grado de saturación. Por lo tanto, recomienda utilizar muestras inalteradas, de lo contrario, se debe considerar que al tratar con suelos remoldeados es posible sobreestimar el valor de la presión de expansión calculado.

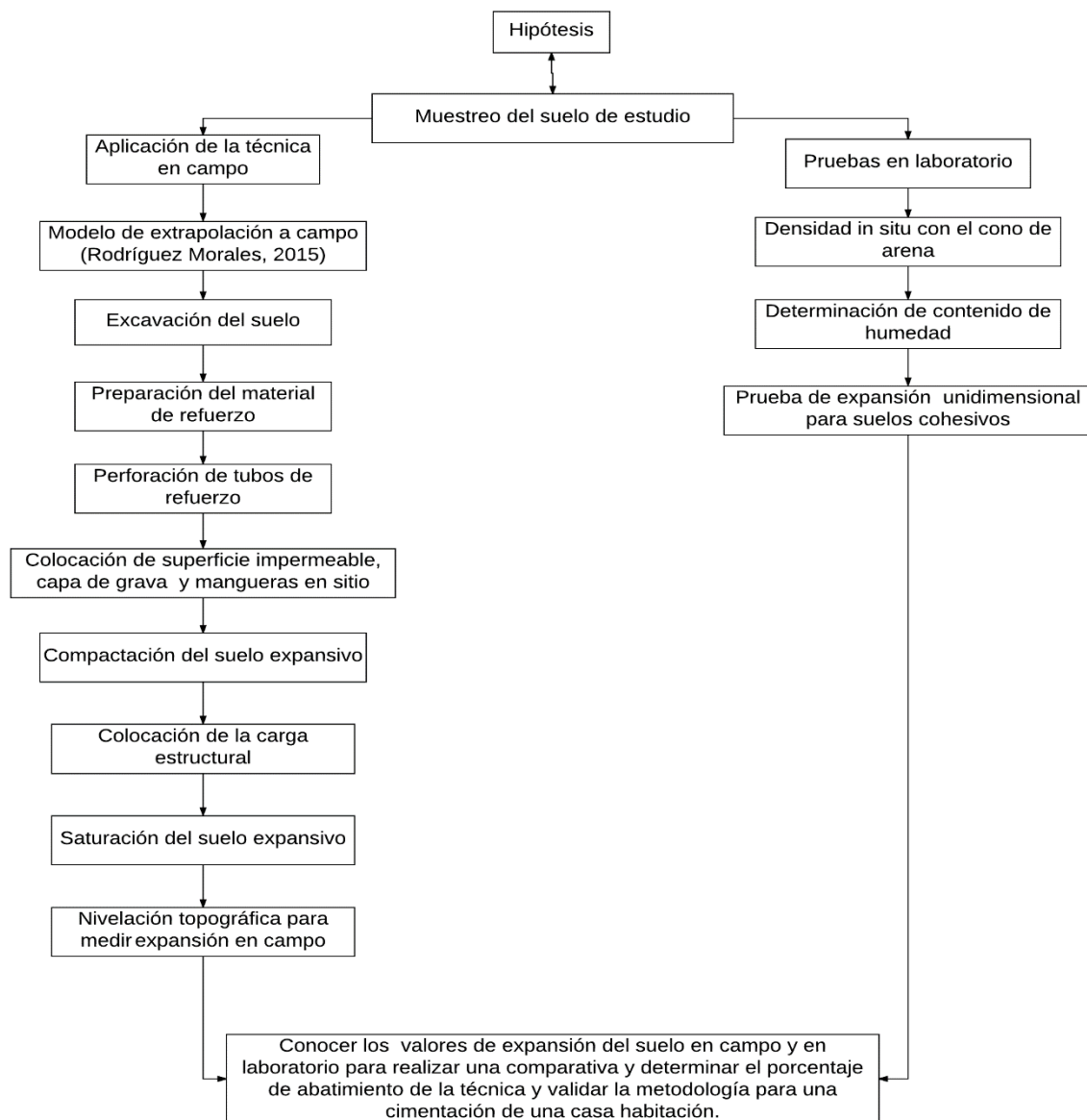
También menciona que, para obtener un valor representativo de la presión de expansión de un suelo tipo CH, se sugiere realizar mínimo tres pruebas, para obtener un valor representativo de la presión de expansión para un $G_w \leq 85\%$ ya que si se hace un solo ensaye se sobreestimaré y subestimaré la presión de expansión del suelo en un 30% aproximadamente. Para $G_w \geq 85\%$ es factible la obtención de presión de expansión mediante un solo ensaye 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 remodeladas es ligeramente mayor al obtenido en pruebas inalteradas, para el grado de saturación comparado.

4. METODOLOGÍA

El proyecto se lleva a cabo en dos áreas principalmente que son: Aplicación de la técnica en campo y Pruebas en laboratorio.



4-1 Esquema metodológico del proyecto.

4.1. Muestreo del suelo de estudio.

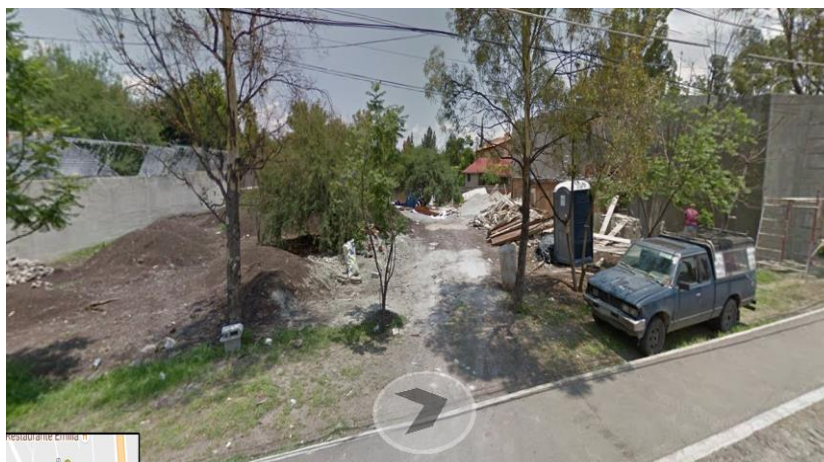
El suelo que se utilizó en la presente investigación es una arcilla expansiva, abundante de la región de Jurica, Querétaro, México. El fraccionamiento de Jurica se localiza a $20^{\circ} 40.6'$ de latitud y $100^{\circ} 27.3'$ de longitud. En la zona predominan suelos de origen aluvial constituidos por arcillas, limos, arenas y gravas de reciente formación.

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

El sondeo se hizo en un terreno de la calle Ciprés entre las calles Tabachines y Sabinos (ver figuras 4-2, 4-3 y 4-4).



4-2 Micro-localización del terreno utilizado para el sondeo.



4-3 Vista del terreno donde se realizó el sondeo.

Se transportaron 12m^3 a C.U. de la UAQ por medio de un camión de volteo con capacidad de 7m^3 proporcionado por el Departamento de Mantenimiento de la Universidad (ver figura).



4-4 Camión de volteo de 7m^3 para el transporte del suelo expansivo.

4.2. Aplicación de la técnica en campo.

Para la metodología en campo se parte del modelo de extrapolación a campo descrito a continuación.

4.2.1. Modelo de extrapolación a campo (Rodríguez Morales, 2015).

Dado un código implementado en Matlab con el fin de proponer combinaciones útiles para la investigación de campo y dar solución al problema de arcillas expansivas. Se realiza un análisis de esfuerzos mediante la teoría de Boussinesq para asegurar que la combinación brindada es viable. Se escalaron los diámetros utilizados en laboratorio como se muestran en la tabla 4-1.

Diámetro en laboratorio (cm)	Diámetro en campo (cm)
0.5	15
0.7	20
0.85	25
1	30

4-1 Valores extrapolados de diámetros de perforación.

A continuación, se muestra un ejemplo del funcionamiento del programa utilizando un terreno de 2m x 2m y un potencial de expansión del 14%. En la figura 4-5 se observa cómo se introducen los datos al programa.

```
%% Variables ( se piden al usuario)
Ancho=200; %cm
Largo=200; %cm
Pexp=14; %% porcentaje de expansión
```

4-5 Parte del código en donde se solicitan los datos al usuario (campo) (Rodríguez Morales, 2015).

En la tabla 4-2 se muestra la propuesta de combinación de 6 perforaciones de 15 cm de diámetro y 1.8 m de profundidad.

Diámetro de perforación (cm)	Cantidad de perforaciones	Profundidad necesaria (cm)
15	6	180
25	3	200
30	1	200

Tabla 4-2 Combinaciones propuestas para el problema presentado (Rodríguez Morales, 2015).

4.2.2. Excavación del suelo.

En la Universidad Autónoma de Querétaro C.U. se realizó una excavación junto al edificio CEDIT, con un área de 2m x 2m y 1.60m de profundidad. La excavación fue manual con la ayuda de una cuadrilla proporcionada por el Departamento de Mantenimiento de la UAQ utilizando como herramientas barras, pico y pala (ver figura 4-6).

A una profundidad de 0.80m aproximadamente se encontraron cantos de roca lo que hizo el procedimiento más lento, el cual tomo cerca de 3 a 4 semanas ya que la cuadrilla de mantenimiento trabajaba en la excavación 3 horas por 4 días a la semana.



4-6 Excavación manual del terreno para reemplazar el suelo expansivo.

4.2.3. Preparación del material de refuerzo.

Se seleccionó como material de refuerzo para las perforaciones el PVC C80 con diámetro de 10 cm. Los 8 tubos fueron perforados en su totalidad con un diámetro de 5 cm como se observa (ver figura 4-7).



4-7 Tubos PVC C80 con diámetro de 10 cm.

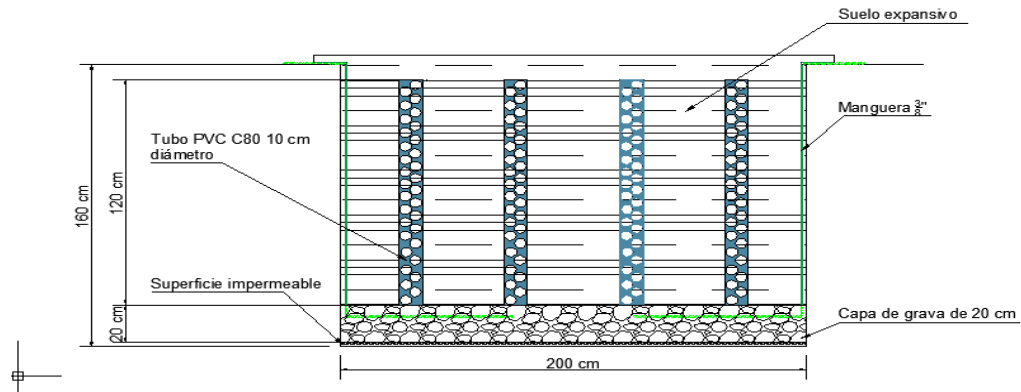
Una vez perforados los 8 tubos se envolvieron en papel periódico para evitar que entren sustancias u objetos una vez colocados en la excavación para la posterior compactación del suelo expansivo.

4.2.4. Colocación de superficie impermeable, capa de grava y mangueras en sitio.

Una vez finalizado la excavación, se realizaron las siguientes actividades:

1. Se colocó una superficie impermeable en el fondo de la misma para mejorar las condiciones cuando se haga la saturación por capilaridad.
2. Posterior se colocó encima una capa de grava de 20 cm de espesor para que funcione como filtro cuando se realice la saturación.

3. Se colocaron 4 mangueras de 3/8" de diámetro a centros de cada lado de la excavación que baja por el talud de la misma, quedando enterrada sobre la capa de grava (ver figura 4-8), y del otro extremo de la excavación se preparó una conexión para conectar la manguera de 1" de diámetro que se utiliza para regar el jardín de Posgrado (ver figura 4-9).



4-8 Sección transversal del terreno.



4-9 Vista en planta de la capa de grava y manguera.

4.2.5. Compactación del suelo expansivo.

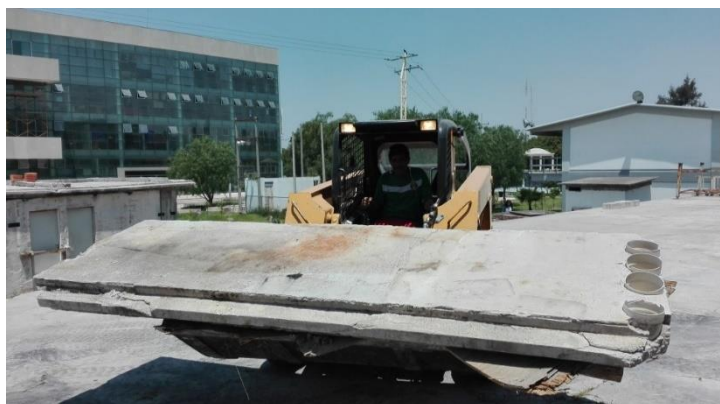
Una vez colocados la capa impermeable, la capa de grava, los 8 tubos de PVC, se compacto el suelo por medios mecánicos en capas de 20 cm con la humedad natural del suelo (11.06%). La maquinaria ligera fue un apisonador marca Wacker Neuson con un rendimiento de 133 m²/h.



4-10 Compactación con apisonador Wacker Neuson.

4.2.6. Colocación de la carga estructural.

Se colocó una cama de tabicón sobre la cual ayuda a distribuir la carga estructural hacia el terreno. La carga estructural se tomó de vigas de concreto, pedazos de losa dando aproximadamente 3.24 ton/m². La carga estructural se colocó mediante un mini cargador Bobcat apilando las vigas y losas (ver figuras 4-11 y 4-12).



4-11 Losa aligerada cargada por un mini cargador Bobcat.



4-12 Carga estructural de 3.24 ton/m² colocada en sitio.

4.2.7. Saturación del suelo expansivo.

Una vez colocada la carga estructural sobre nuestro perfil, se inició la saturación del suelo por capilaridad durante 5 meses, suministrando una cantidad de agua de 5.652 m³ por día.

Para realizar este procedimiento se conectó la manguera (1") de los jardineros a cada una de las mangueras (3/8") colocadas en el perfil del suelo, mediante una reducción tipo espiga (ver figura 4-13).



4-13 Conexión de mangueras mediante una reducción tipo espiga.

Posterior a la conexión con las mangueras, se prende la bomba hidráulica dejando fluir así un gasto aproximado de 0.7852 Lt/s por 45 min, posterior se cambia apaga la bomba, se cambia la conexión a la siguiente manguera y se repite el procedimiento sucesivamente hasta haber saturado el suelo por medio de las 4 mangueras colocadas.

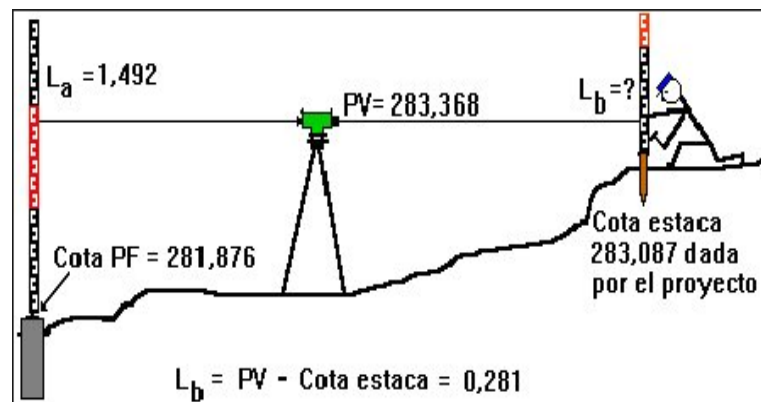
4.2.8. Nivelación topográfica para medir expansión en campo.

La nivelación topográfica se hizo tomando 9 puntos, ubicados sobre la carga estructural, en los cuales se hizo el monitoreo periódicamente.

Se empieza por situar el nivel, esto es, ponerlo en estación, sobre un punto desde donde pueda leerse la mira colocada en el punto de origen o en los demás puntos que se trata de nivelar. A continuación, se coloca la mira verticalmente sobre el punto de partida. El nivel, que se mueve solamente en el plano horizontal o acimutal, se dirige a la mira y se hace una lectura. Se suma esta lectura al número, conocido de antemano, que expresa la altura taquimétrica del punto de partida. El

número resultante ofrece la cota del plano, que llamamos plano de nivel, que es el plano horizontal (paralelo al plano XOY en una representación tridimensional en coordenadas cartesianas rectangulares) al cual se refieren todos los puntos que pueden nivelarse sin cambiar el nivel de su sitio; este plano pasa por el eje óptico del nivel.

Se comprende fácilmente que bastará entonces con restar todas las lecturas que se hagan sobre los distintos puntos en que se pone la mira, del número que indica la altura del plano del nivel, para tener todas las alturas o cotas taquimétricas buscadas. La sencillez de estos cálculos ofrece la ventaja de permitir al operador el cálculo de los diversos puntos a medida que avanza la operación, de tal modo que, si en el curso de la nivelación encuentra un punto de referencia conocido, puede realizar la comprobación inmediatamente, lo cual le evitará tener que volver sobre el terreno.



4-14 Ejemplo del procedimiento de una nivelación topográfica.

4.3. Pruebas de laboratorio.

4.3.1. Densidad in situ con el cono de arena.

Se realizó una prueba de densidad in situ para determinar el valor de γ del suelo al que fue compactado por medios mecánicos. Esta prueba se realizó bajo la norma (ASTM-D1556, 1982)

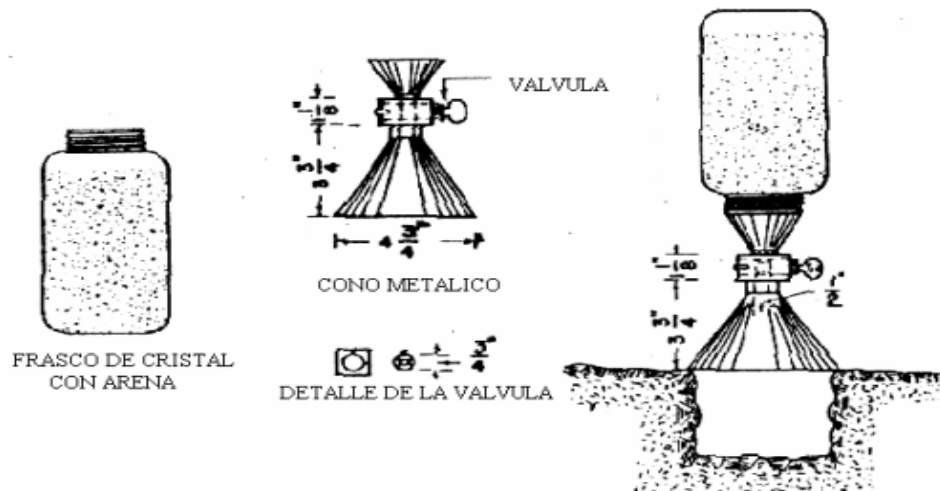
Procedimiento:

- Determinación de la densidad aparente suelta de la arena estandarizada. Se pesa el molde de compactación (W_1) con su base ajustada y se verifica su volumen (V_1).
 - Se coloca el molde sobre una superficie plana, firme y horizontal, montando en él la placa base y el aparato de densidad, procurando que la operación sea similar a la que se desarrollará en terreno.
 - Se abre la válvula y se deja escurrir la arena hasta llenar el molde, se cierra la válvula, se retiran el aparato de densidad y la placa base y se procede a enrasar cuidadosamente el molde, sin producir vibración, registrando el peso del molde más la arena que contiene. Esta operación se repetirá hasta obtener al menos tres pesadas que no difieran entre sí más de 1%.
 - Promediando los valores, se obtiene el peso del molde con arena (W_2) y se determina la densidad aparente suelta de la arena.
- Determinación del peso de arena necesario para llenar el cono y el espacio de la placa base. Se llena el aparato de densidad con arena registrando el peso de conjunto (W_3).
 - Luego se coloca la placa base sobre una superficie plana, firme y horizontal, montando en ella el aparato de densidad. Se abre la válvula y

se espera hasta notar que la arena ha parado de fluir, momento en el cual se cierra la válvula.

- Finalmente se registra el peso del aparato de densidad más la arena remanente (W_4). Esta operación se repetirá para obtener un segundo valor que se promediará con el anterior y por diferencia de pesos se obtendrá la masa de arena que llena el cono y el espacio de la placa base (W_5).
- Determinación del volumen del agujero. Nivelada la superficie a ensayar, se coloca la placa base y se procede a excavar un agujero dentro de la abertura de esta. El volumen de suelo más o menos a remover, será el indicado en función del tamaño máximo de las partículas del suelo. Este material extraído será depositado dentro de un recipiente hermético.
 - Se pesa el aparato de densidad con el total de arena (W_8), el que es puesto enseguida sobre la apertura de la placa base y se abre la válvula dejando escurrir la arena hasta que se detenga, momento en el cual se cierra la válvula y se determina el peso del aparato de densidad más la arena remanente (W_9).
 - Finalmente, se recupera la arena del ensayo desde dentro del agujero y se deja en un envase aparte, de modo de reacondicionarla para volver a utilizarla en otra toma de densidad.
- Determinación de la masa seca de material extraído. El material removido se deposita en un recipiente hermético al que previamente se determinó su peso (W_6). El conjunto se pesa para obtener el peso del material más el recipiente (W_7).
 - Dentro del recipiente se mezcla el material y se obtiene una muestra representativa (W_{10}), para determinar mediante secado a estufa en terreno, el peso de la muestra seca (W_{11}), y por ende su humedad (w).

- Finalmente, se extrae otra muestra representativa la que se deposita dentro de un envase sellado para obtener la humedad en laboratorio, la que se compara con la de terreno.



4-15 Equipo de densidad in situ (Valle Rodas, 1982).

- Calcular la densidad aparente suelta (DAS) o peso unitario suelto de la arena, mediante la siguiente expresión:

$$DAS = \frac{W_2 - W_1}{V_1} \left(\frac{gr}{cm^3} \right)$$

Dónde:

W_1 = peso del molde de compactación (gr).

W_2 = peso del molde más arena estandarizada (gr).

V_1 = volumen del molde de compactación (cm³).

- Calcular el peso de arena (W_5) para llenar el cono y el espacio de la placa base, mediante la siguiente expresión:

$$W_5 = W_3 - W_4 \text{ (gr)}$$

Dónde:

W_3 = peso aparato de densidad lleno con arena (gr).

W_4 = peso aparato de densidad con arena remanente (gr).

- Calcular el contenido de humedad (%w) del material removido.

$$w = \frac{W_{10} - W_{11}}{W_{11}} (\%)$$

Dónde:

W_{10} = peso de la muestra representativa húmeda (gr).

W_{11} = peso de la muestra representativa seca (gr).

- Calcular el peso del material seco extraído.

$$W_{12} = \frac{(W_7 - W_6)}{(w + 100)} * 100 (\%)$$

Dónde:

W_6 = peso del recipiente hermético (gr).

W_7 = peso del recipiente hermético más el suelo húmedo (gr).

- Calcular el volumen del material extraído.

$$V = \frac{(W_8 - W_9 - W_5)}{DAS} (cm^3)$$

Dónde:

W_8 = peso del aparato de densidad lleno de arena (gr).

W_9 = peso del aparato de densidad con arena remanente (gr).

- Calcular el peso unitario o densidad seca in situ (γ_d) del material extraído mediante la siguiente expresión:

$$\gamma_d = \frac{W_{12}}{V} \left(\frac{gr}{cm^3} \right)$$

4.3.2. Determinación del contenido de humedad.

Esta prueba se realiza tan pronto haya sido el muestreo. Consiste en tomar una muestra representativa del suelo (W_m) para que sea colocada en un recipiente resistente al calor, se coloca un recipiente de vidrio para después introducirlo al horno durante 24 horas a una temperatura constante de 105 a 110 °C. Al extraer la muestra del horno se pesa nuevamente y se registra el nuevo peso, denominado peso seco (W_s). La diferencia entre el peso inicial de la muestra y el peso seco ($W_m - W_s$) es denominado peso del agua (W_w); la relación entre el peso del agua y el peso del suelo seco (W_w/W_s) expresado en porcentaje es el contenido de humedad de la muestra (%w) (ASTM D-2216, 1992).

4.3.3. Prueba de expansión unidimensional para suelos cohesivos.

Se realizó cuatro pruebas de expansión-compresión unidimensional. El contenido de humedad inicial y su relación de vacíos será representativo de las condiciones de carga dadas en el suelo en campo durante la aplicación de la técnica de perforaciones.

La selección del método de prueba A, B o C de la norma (ASTM D-4546., 1990), cargas y secuencias de inundación deben ser lo más cercanas posibles al procedimiento constructivo de la técnica, así como efectos de humedecimiento, secado y los cambios en las condiciones de carga.

La prueba se ejecutó bajo el método B de la norma ASTM D4546, que se describe a continuación, considerando el diámetro, peso y altura.

El suelo a utilizar es cribado por la malla #40; conociendo el volumen del anillo se calcula la cantidad de suelo a utilizar para reproducir dicho peso volumétrico que tiene el suelo en campo, se calculó la cantidad de agua que presento el suelo en estado remoldeado. Con el material calculado para el volumen del anillo utilizado, se compacto el suelo dentro de este con la prensa manual, con el que se logró el confinamiento del suelo con la humedad deseada.

Una vez que se tiene el suelo compactado, debidamente enrasado, se colocan dos papeles filtro del mismo diámetro, uno en la cara superior y otro en la cara inferior. Después se colocan las piedras porosas, una en cada cara de la muestra. Se coloca el anillo con la probeta de suelo y sus dos piedras porosas en la cazuela y se coloca una placa encima del conjunto, se monta en el equipo consolidómetro nivelando el brazo de palanca (ver figura 4-16).



4-16 Anillo montado en equipo consolidómetro para la prueba de expansión-consolidación.

Para iniciar con esta prueba se coloca el micrómetro en cero y se agrega una carga inicial que represente la carga de sitio y una carga estructural de 3.24 ton/m^2 . Esta presión se multiplica por el área del anillo para y se divide entre la relación del brazo de palanca del consolidómetro. Así se obtiene el peso a utilizar que se colocará a la muestra de suelo.

Una vez aplicada la carga, se deja actuar por 5 minutos de acuerdo a la norma. Después de cumplir ese tiempo el micrómetro registra una lectura mayor a cero, esto debido a que puede haber movimientos de contracción y expansión en la muestra del suelo. Se registra la lectura y se comienza a saturar la muestra por ascenso capilar, tomando lecturas del micrómetro en tiempos (5, 10, 15, 30 segundos, 1, 2, 5, 10, 15, 30 minutos, 1, 2, 4, 8, y 24 horas) hasta que al trazar la curva de consolidación o en efecto de expansión tienda a ser asintótica y la consolidación primaria haya terminado y empezado la secundaria. Ya que se ha logrado este objetivo y se tiene registrada la expansión presentada, se comienza a incrementar cargas sobre la muestra ($0.50, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0 \text{ kg/cm}^2$) hasta llegar al punto en que la expansión se ve contrarrestada, es decir, hasta que el micrómetro vuelva a registrar la lectura inicial, obteniendo así la presión de expansión, durante este proceso se tomarán lecturas y se observará el comportamiento de las curvas.

Cuando se haya realizado todos los incrementos de carga mencionados se comienza a realizar la descarga, está se realiza retirando las cargas de forma inversa como fueron colocadas en la etapa de carga y de igual manera se tomarán lecturas en los mismos periodos de tiempo.

Una vez obtenidas todas las lecturas, se dibuja la curva de compresibilidad $\text{Log } P \text{ (Kpa) vs } e \text{ (relación de vacíos)}$. Finalmente se realizan los cálculos necesarios.

5. RESULTADOS.

5.1. Prueba de densidad in situ con el cono de arena.

El objetivo de la prueba fue determinar la densidad del suelo seco y el contenido de humedad del suelo compactado en campo, para luego reproducir estas condiciones en laboratorio al realizar la prueba de unidimensional para suelos cohesivos. La prueba se realizó en un suelo expansivo remoldeado compactado con un contenido de humedad natural en capas de 20 cm.

Esta prueba resultó muy interesante ya que podemos conocer la densidad del suelo, además es muy sencilla ya que no necesita mucho tiempo (a excepción del proceso de cálculo de contenido de humedad que ocupa un lapso de 24 horas en el horno).

Luego de realizar los cálculos, la densidad seca del suelo es:

Densidad seca del suelo es 1.82 gr/cm^3 y el contenido de humedad es de 11.06%, por lo tanto, la densidad humedad es de 2.02 gr/cm^3 .

P. Inicial arena + Frasco (Wo)	5180.00	gr.
P. Final arena + frasco (Wf)	3319.16	gr.
P. Unitario arena (γ_d)	1.16015	gr/cm ³
P. Arena en hueco (We)	1860.84	gr.
Volumen en hueco (V)	1603.96	cm ³
Recipiente N°	D	
P. Total humedo (Wth)	4020.00	gr.
P. Recipiente (t)	780.00	gr.
P. Suelo humedo (Wh)	3240.00	gr.
Volumen suelo humedo (Vh)	1603.96	cm ³
Densidad del suelo humedo (γ_h)	2.02	gr/cm ³
Recipiente (Capsula) N°	G	
P. Total humedo (Wth)	285.25	gr.
P. Total seco (Wts)	269.17	gr.
P. flanera (t) (Capsula)	123.76	gr.
P. Agua (Ww)	16.08	gr.
P. Suelo seco (Ws)	145.41	gr.
% contenido de humedad del suelo (%w)	11.06	%
Densidad del suelo seco (γ_d)	1.82	gr/cm ³

5-1 Resultado de prueba densidad in situ.

A continuación, se muestran las figuras del procedimiento de la prueba.



5-1 Material utilizado para realizar la prueba.



5-2 Excavación del agujero para rellenar con la arena del frasco.



5-3 Arena fluyendo del frasco hacia el agujero excavado.



5-4 Arena remanente en el frasco.



5-5 Del lado izquierdo se aprecia una muestra en el horno del suelo expansivo para determinar el contenido de humedad.

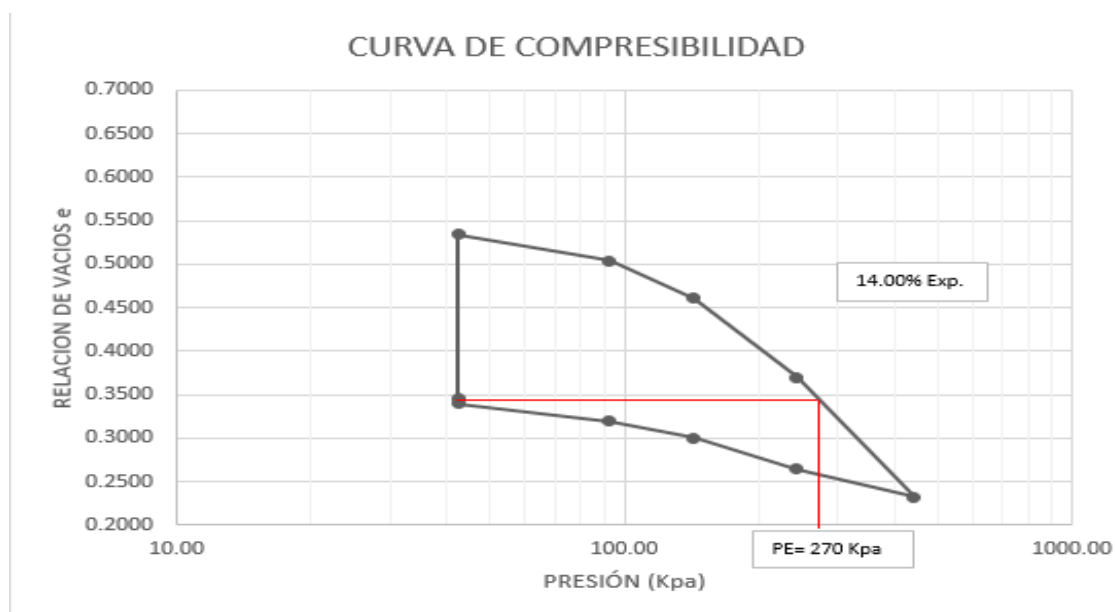
5.3. Prueba de expansión unidimensional para suelos cohesivos.

Las pruebas se realizaron a un suelo expansivo remoldeado tomando la muestra del suelo compactado en campo. Se consideró la carga de sitio y una carga estructural de 3.24 ton/m^2 , se reprodujo las condiciones del suelo en campo con la densidad de 2.02 gr/cm^3 y a una humedad de 11.06%. Un resumen de los

resultados obtenidos se muestra en la tabla. En las figuras 5-6 y 5-7 se muestran las curvas de compresibilidad obtenidas para el suelo en estudio.

Incrementos de presión (Kpa)	Espesor (mm)	Relación de vacíos e
0.00	18.00	0.4020
42.54	17.28	0.3456
42.54	19.63	0.5340
92.54	19.31	0.5043
142.54	18.75	0.4604
242.54	17.59	0.3702
442.54	15.83	0.2327
242.54	16.23	0.2639
142.54	16.69	0.3001
92.54	16.94	0.3195
42.54	17.20	0.3397
Expansión (%)	Presión de expansión (Kpa)	
14.00%	270.00	

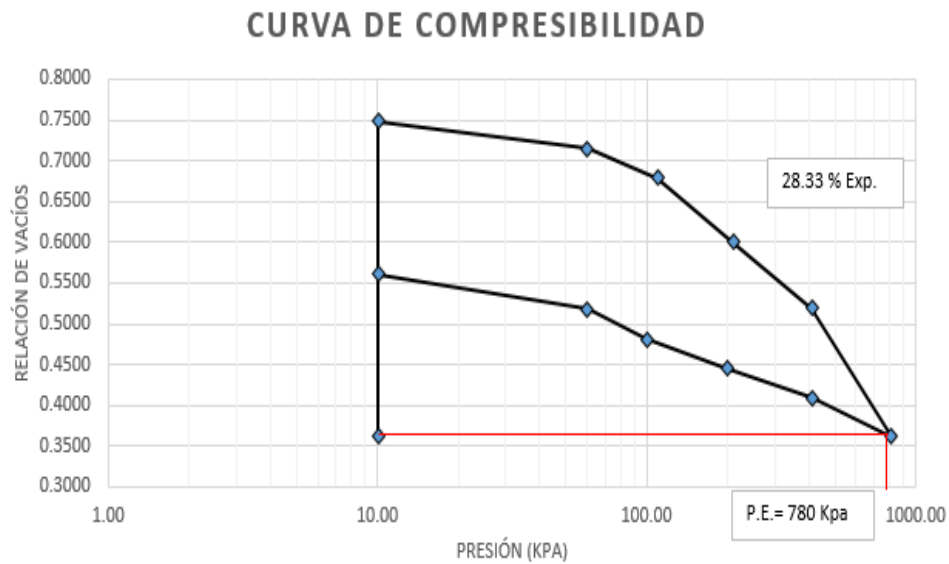
5-2 Tabla de resumen de prueba remoldeada (expansión bajo carga estructural).



5-6 Curva de compresibilidad de probeta sin perforaciones en estado remoldeado (expansión bajo carga estructural).

Incrementos de presión (Kpa)	Espesor (mm)	Relación de vacíos e
0.00	17.00	0.4020
10.10	16.52	0.3622
10.10	21.20	0.7482
60.10	20.80	0.7149
110.10	20.36	0.6787
210.10	19.43	0.6001
410.10	18.50	0.5197
810.10	16.62	0.3614
410.10	17.16	0.4096
210.10	17.60	0.4454
110.10	18.03	0.4812
60.10	18.47	0.5177
10.10	18.90	0.5604
Expansión (%)	Presión de expansión (Kpa)	
28.33%	780.00	

5-3 Tabla resumen de prueba remoldeada (expansión carga de sitio).

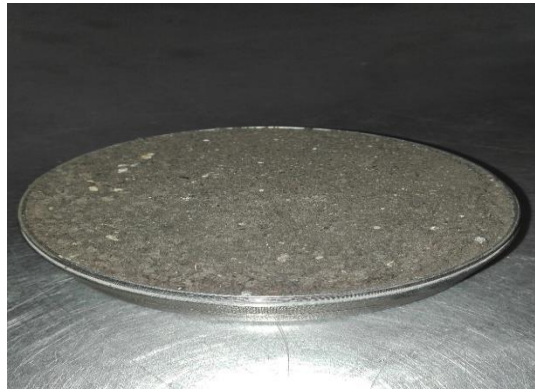


5-7 Curva de compresibilidad de probeta sin perforaciones en estado remoldeado (expansión carga de sitio).

Se puede observar que el para el suelo remoldeado su expansión bajo una carga estructural de 3.24 ton/m² fue de 28.33%, mientras que para un suelo

remoldeado su expansión natural se reduce aproximadamente a la mitad siendo esta de 14.00%. De igual manera sucede con la presión de expansión, que resultó de 780 Kpa en su expansión natural y de 270 Kpa con la carga estructural.

En las figuras 5-8, 5-9 y 5-10 se muestran parte del procedimiento realizado durante la prueba.



5-8 Suelo compactado en el anillo.



5-9 Muestra montada en el consolidómetro.



5-10 Lectura tomada del micrómetro.

5.4. Nivelación topográfica.

La nivelación topográfica se registró periódicamente durante los 5 meses con la ayuda de un compañero para sostener el estadal, en la figura se muestra el equipo topográfico. A continuación, se muestra una tabla el resumen de nivelación respecto a un B.N. (Banco de nivel o estación) en la cual aparecen la fecha inicial donde se empezó la saturación del suelo expansivo y la última fecha registrada.

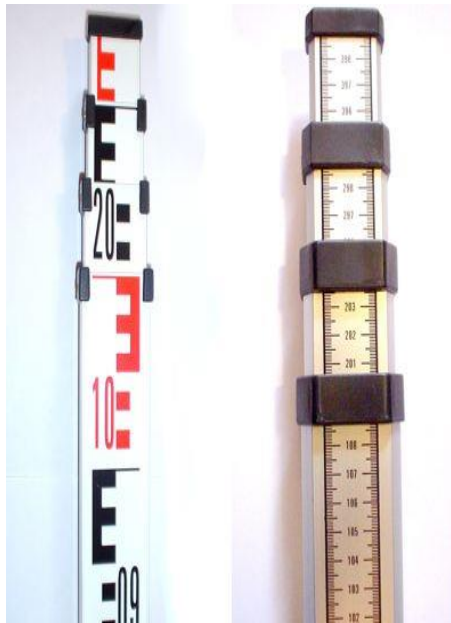
La expansión medida mediante la nivelación topográfica es de 2.99%.

Niveles		hf-ho	Expansión
17-oct-16	24-may-16		(hf-ho)/ho
0.6120	0.5880	0.0240	0.0408
0.6393	0.6175	0.0218	0.0353
0.6041	0.5845	0.0196	0.0335
0.8483	0.8220	0.0263	0.0320
0.8558	0.8370	0.0188	0.0225
0.9360	0.9220	0.0140	0.0152
0.3718	0.3530	0.0188	0.0533
0.6074	0.5925	0.0149	0.0251
0.9013	0.8915	0.0098	0.0110
			2.9855%

5-4 Tabla de resumen de niveles y porcentaje de expansión del suelo remoldeado.



5-11 Nivelación topográfica con nivel automático.



5-12 Estadal para hacer nivelación topográfica.

5.5. Análisis de abatimiento de expansión.

De los resultados obtenidos de la prueba de expansión unidimensional para suelos cohesivos se observa que se presentó una expansión del 14% del suelo en estado remoldeado sometido a una carga estructural de 3.24 ton/m^2 y mediante la nivelación topográfica se obtuvo una expansión de 2.99% del suelo en campo sometido a la misma carga estructural. Por lo que la técnica logra disminuir la expansión de un 14% a un 11.01% en un estado remoldeado sometido a la carga estructural.

La técnica esta abatiendo un 78% la expansión respecto a su valor inicial en estado remoldeado.

% de expansión del suelo en estado remoldeado = 14.00%

Volumen de suelo de estudio = $2 \text{ m} \times 2 \text{ m} \times 1.20 \text{ m} = 4.80 \text{ m}^3$

Volumen expandido del suelo de estudio = $4.80 \times 0.14 = 0.672 \text{ m}^3$

Al realizar 8 perforaciones de 0.10 m de diámetro a una profundidad de 1.20 m, se tiene un volumen extraído de:

$$\left[\frac{\pi * 0.10^2}{4} \right] [8][1.20] = 0.0754 \text{ m}^3$$

5.6. Resultados de expansión a nivel de laboratorio (Rodríguez Morales, 2015).

En la investigación a nivel de laboratorio se concluye mediante la experimentación que se puede disminuir la expansión hasta un 17.5% mediante perforaciones reforzadas extrayendo un 5.37% del volumen del suelo realizando 3 perforaciones de 10 mm. Tomando en cuenta que la expansión en estado natural del suelo es de 18.10% y en estado remoldeado es de 28.8%, se logró abatir la expansión en un 62% respecto a su valor inicial en muestra remoldeada, y un 93% respecto a su valor inicial en estado inalterado.

Estos resultados son a nivel de laboratorio, llevando las muestras del suelo a un grado de saturación de 100%, situación que no se da en campo cuando el suelo se encuentra confinado en la parte superior por una vivienda, por lo que tomando en cuenta estas condiciones, es muy probable que el método pudiera lograr un abatimiento del 100%.

5.7. Resultados de expansión a nivel de laboratorio (Bimbela Osuna, 2014).

Se concluye que con esta técnica se está disminuyendo un 12.07% la expansión inicial del suelo en estado remoldeado extrayendo un volumen de 6.60% mediante 5 perforaciones de 8.57 mm. Tomando en cuenta que la expansión en estado natural del suelo es de 12.70% y en estado remoldeado es de 27.60%, se

logró abatir la expansión en un 46% respecto a su valor inicial en muestra remoldeada, y un 74% respecto a su valor inicial en estado inalterado.

5.8. Capacidad de carga del suelo.

Rodríguez Morales (2015) calculó la capacidad de carga del suelo en estado remoldeado sin perforaciones y en suelo remoldeado con un 3.11% de volumen extraído mediante la Teoría de Terzaghi, en la tabla se muestran los resultados.

Probeta	w (%)	cohesión (T/m ²)	Angulo de fricción (°)	Nc	Nq	Ny	Fcs	Fqs	Fqd	Y _m suelo (T/m ³)	qc (T/m ²)	qadm (T/m ²)
Remoldeada	11.11	1.02	21	15.81	7.07	6.20	1.45	1.38	1.13	1.58	46.88	15.63
3.11%	11.11	0.9	20	14.83	6.40	5.39	1.43	1.36	1.13	1.58	39.70	13.23
3.11%	Saturada	0.72	21	15.81	7.07	6.20	1.45	1.38	1.13	1.58	38.92	12.97
Probeta	w (%)	cohesión (kPa)	Angulo de fricción (°)	Nc	Nq	Ny	Fcs	Fqs	Fqd	Y _m suelo (kN/m ³)	qc (kPa)	qadm (kPa)
Remoldeada	11.11	10	21	15.81	7.07	6.20	1.45	1.38	1.13	15.5	459.77	153.26
3.11%	11.11	8.823	20	14.83	6.40	5.39	1.43	1.36	1.13	15.5	389.29	129.76
3.11%	Saturada	7.06	21	15.81	7.07	6.20	1.45	1.38	1.13	15.5	381.72	127.24

5-5 Calculo de capacidad de carga (Rodríguez Morales, 2015).

Se observa que el estudio de capacidad de carga ya reportado esta sobrado respecto a la carga estructural que se colocó de 3.24 ton/m².

6. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

La prueba de densidad in situ se realizó para conocer las condiciones del suelo remoldeado que se tiene en campo, el cual dicho suelo al ser compactado presenta una densidad húmeda de 2.02 gr/cm^3 y una humedad de 11.06% lo cual es una densidad alta conociendo que se han reportado valores de entre 1.58 gr/cm^3 a 1.62 gr/cm^3 para suelos de la región de Jurica, Querétaro.

Dada la excavación de $2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$ con una profundidad 1.20 m , se tiene un volumen de suelo de 4.80 m^3 y de la prueba de expansión unidimensional para suelos cohesivos se tiene una expansión del suelo en estado remoldeado de 14.00% sometido a una carga estructural de 3.24 ton/m^2 , por lo tanto, se tiene un volumen expandido de 0.672 m^3 .

Al realizar 8 perforaciones con diámetros de 0.10 m a una profundidad de 1.20 m , se tiene un volumen extraído de 0.075 m^3 que representa el 11.25% del volumen expandido.

En la Tabla se muestra que el suelo expansivo de Jurica, Querétaro muestra expansiones en estado natural del 18.80% y 17.20%, del cual la técnica en campo estaría abatiendo el 83.48% retirando un volumen de suelo de 1.57%. Comparando estos resultados con la investigación a nivel de laboratorio de Bimbela Osuna (2014) y Rodríguez Morales (2015) en la cual muestran un 73.83% y 93.08% de expansión abatida respecto a la expansión natural del suelo, retirando un 6.6% y 5.37% de volumen del suelo respectivamente. Se ve que es un resultado muy satisfactorio ya que en la investigación de campo se retira un volumen de suelo 3 a 4 veces menor que en la investigación a nivel de laboratorio.

	Diámetro de perforaciones (cm)	Cantidad de perforaciones	Volumen extraído (%)	Expansión muestra inalterada (%)	Expansión muestra remoldeada (%)	Expansión presentada con perforaciones (%)	Expansión abatida (%)	Expansión abatida respecto a expansión remoldeada (%)	Expansión abatida respecto a expansión natural (%)
Investigación en campo	10.00	8.00	1.57		14.00	2.99	11.01	78.64	83.48
Rodríguez Morales 2015	0.10	6.00	5.37	18.80	28.10	10.60	17.50	62.27	93.08
Bimbela Osuna 2014	0.86	5.00	6.60	17.20	27.60	14.90	12.70	46.01	73.83

6-1 Tabla comparativa de resultados obtenidos en investigación a nivel de campo vs a nivel de laboratorio.

El volumen extraído de suelo con las 8 perforaciones de diámetros de 10 cm y profundidad de 1.20 m representa el 1.57% de volumen de suelo siendo que Rodríguez Morales (2015) con la combinación propuesta de 6 perforaciones con diámetros de 15 cm y una profundidad de 1.80 equivale a retirar un 2.65% de volumen de suelo, por lo que la técnica de la presente investigación obtiene resultados muy satisfactorios retirando muy poco volumen de suelo.

7. CONCLUSIONES

Se valida la hipótesis ya que mediante la experimentación se comprueba que es posible disminuir la expansión de un suelo remoldeado de 14.00% a 2.99% retirando un 11.25% del volumen expandido, por lo tanto, la técnica estaría abatiendo el 83% de la expansión natural del suelo retirando realizando perforaciones de volumen no mayor a 20% del volumen expandido. Lo anterior muestra que las perforaciones son disipadores de expansión y presión de expansión debido muy probablemente a la cercanía del suelo saturado que direcciona la presión de expansión hacia los lados en lugar de ir hacia arriba, lo que hace que la presión vertical disminuya y, por ende, el valor de expansión.

Se concluye también que el volumen extraído del suelo en las perforaciones en campo puede ser mucho menor (casi cuatro veces menor) al que se reportó en laboratorio, con resultados muy satisfactorios que logran el abatimiento de la expansión natural en un 83%.

Se valida el trabajo realizado a nivel de laboratorio en el cual se ha probado que la presión de expansión que se da de forma lateral es mayor a la que se da de forma vertical, ya que esta presión es la que lleva al suelo a compactarse en las perforaciones que se le proveen, logrando de esta forma que el abatimiento de la expansión sea mayor que el del volumen extraído con las perforaciones.

8. REFERENCIAS.

- Abdelkrim, M., & Mohamed, K. (2013). Cement Stabilization of Compacted Expansive Clay Brief Description of the Studied Clay, *3*(1), 33–38.
- Abduljawwad, S. N. (1991). Characteristics and chemical treatment of expansive clay in Al-Qatif , Saudi Arabia. *Engineering Geology*, *30*(2), 143–158.
- Adem, H. H., & Vanapalli, S. K. (2015). Review of methods for predicting in situ volume change movement of expansive soil over time. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, *7*(1), 73–86. <http://doi.org/10.1016/j.jrmge.2014.11.002>
- Afès, M., & Didier, G. (2000). Stabilisation des sols gonflants: cas d'une argile en provenance de Mila (Algérie). *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, *59*(1), 75–83.
- Al-Mahidib. (2006). Swelling behavior of expansive shale: a case estudy from Saudi Arabia. In *Expansive soils: recent advances in characterization and treatment*. Taylor & Francis Group. (pp. 273–287).
- Al-Mukhtar, M., Khattab, S., & Alcover, J. F. (2012). Microstructure and geotechnical properties of lime-treated expansive clayey soil. *Engineering Geology*, *139–140*, 17–27. <http://doi.org/10.1016/j.enggeo.2012.04.004>
- Al-Rawas, A. A., Hago, A. W., & Al-Sarmi, H. (2005). Effect of lime, cement and Sarooj (artificial pozzolan) on the swelling potential of an expansive soil from Oman. *Building and Environment*, *40*(5), 681–687. <http://doi.org/10.1016/j.buildenv.2004.08.028>
- Alhassan, M. (2008). Permeability of lateritic soil treated with lime and rice husk ash.

Assumption University Journal of Technology, 12(2), 115–120.

- Almeyer, W. T. (1955). Engineering properties of expansive clays. *TMS ASCE*.
- ASTM-D1556. (1982). Standard test method for density and unit weight of soil in place by sand-cone method. *Annual Book of ASTM Standards: Soil and Rock*.
- ASTM D-2216. (1992). Standard test method for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock. *Annual Book of ASTM Standards: Soil and Rock*.
- ASTM D-4546. (1990). Standard test method for one-dimensional swell or settlement potential of cohesive soil. *Annual Book of ASTM Standards: Soil and Rock*.
- Avsar, E., Ulusay, R., & Sonmez, H. (2009). Assessments of swelling anisotropy of Ankara clay. *Engineering Geology*, 105(1–2), 24–31. <http://doi.org/10.1016/j.enggeo.2008.12.012>
- Azzam, W. R. (2014). Behavior of modified clay microstructure using polymer nanocomposites technique. *Alexandria Engineering Journal*, 53(1), 143–150. <http://doi.org/10.1016/j.aej.2013.11.010>
- Bahar, R., Benazzoug, M., & Kenai, S. (2004). Performance of compacted cement-stabilised soil. *Cement and Concrete Composites*, 26(7), 811–820. <http://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2004.01.003>
- Basha, E. A., Hashim, R., Mahmud, H. B., & Muntohar, A. S. (2005). Stabilization of clay and residual soil using cement-rice husk ash mixtures. *Construction and Building Materials*, 5(1), 448–453.
- Basma, A. a., Al-Homoud, A. S., Husein Malkawi, A. I., & Al-Bashabsheh, M. a. (1996). Swelling-shrinkage behavior of natural expansive clays. *Applied Clay Science*, 11(2–4), 211–227. [http://doi.org/10.1016/S0169-1317\(96\)00009-9](http://doi.org/10.1016/S0169-1317(96)00009-9)

- Bell, F. G. (1996). Lime stabilization of clay minerals and soils. *Engineering Geology*, 42(4), 223–237.
- Bimbela Osuna, C. A. (2014). *Solución ecológica y sustentable para la disminución de expansión en arcillas mediante perforaciones*. Universidad Autónoma de Querétaro, Qro; México.
- Carrasco Nuñez, G. (2012). No Title. *Prefacio: In a Córtes Silva, J. Arzate Flores, and Lozano Gúzman (Eds). El Valle de Querétaro Y Su Geotorno No. 1 FUNDAP, Querétaro, Mexico.*
- Chen. (1988). *Foundations on expansive soils*.
- Choobbasti, A. J., Vahdatirad, M. J., Firouzian, S., Barari, A., Torabi, M., & Bagherian, A. (2010). Influence of using rice husk ash in soil stabilization method with lime. *Frontiers of Earth Science in China*, 4(4), 471–480.
- Cokca, E., Yazici, A. V., & Ozaydin, A. V. (2009). Stabilization of Expansive Clays Using Granulated Blast Furnace Slag (GBFS) and GBFS-Cement, 489–499. <http://doi.org/10.1007/s10706-008-9250-z>
- Crespo Villalaz, C. (2004). *Mecánica de suelos y cimentaciones*.
- Diamond, S., & Kinter, E. B. (1966). Adsorption of calcium hydroxide by montmorillonite and kaolinite. *Journal of Colloid and Interface Science*, 22(3), 240–249.
- Donaldson, G. W. (1969). The occurrence of problems of heave and factor affecting its nature. In *Second International research and Engineering conference on expansive clays soils*, Texas A&M Press. Texas.
- Du, Y., Li, S., & Hayashi, S. (1999). Swelling-shrinkage properties and soil improvement of compacted expansive soil, Ning-Liang Highway, China.

Engineering Geology, 53(3–4), 351–358. [http://doi.org/10.1016/S0013-7952\(98\)00086-6](http://doi.org/10.1016/S0013-7952(98)00086-6)

Ferreira, C., Ribeiro, A., & Ottosen, L. (2003). Possible applications for municipal solid waste fly ash. *Journal of Hazardous Materials*, 96(2–3), 201–216. [http://doi.org/10.1016/S0304-3894\(02\)00201-7](http://doi.org/10.1016/S0304-3894(02)00201-7)

Garnica, A. P., & Perez, S. A. (2002). Estabilizacion de suelos con cloruro de soidio para uso en las vias terrestres. *Instituto Mexicano Del Transporte*.

Guney, Y., Sari, D., Cetin, M., & Tuncan, M. (2007). Impact of cyclic wetting-drying on swelling behavior of lime-stabilized soil. *Handbook of Environmental Chemistry, Volume 5: Water Pollution*, 42(2), 681–688. <http://doi.org/10.1016/j.buildenv.2005.10.035>

Hohmann-Porebska, M. (2002). Microfabric effects in frozen clays in relation to geotechnical parameters. *Applied Clay Science*, 21(1–2), 77–87. [http://doi.org/10.1016/S0169-1317\(01\)00094-1](http://doi.org/10.1016/S0169-1317(01)00094-1)

Holtz, W. G., & Gibbs, H. j. (1956). Engineerinf prooporties of expansive clays. *TMS ASCE*, 121.

Hussain, F., Hojjati, M., Okamoto, M., & Gorga, R. E. (2006). Review article: polymer-matrix nanocomposites, processing, manufacturing, and application: an overview. *Journal of Composite Materials*, 40(17), 1511–1575.

Jones, L. D., & Jefferson, I. (1998). Chapter C5 - Expansive Soils. *Institute of Civil Engineers Manuals Series*, 1–46.

Juárez Badillo, E., & Rico, R. A. (2005). *Mecánica de Suelos*.

Kalantry, B. (2012). Foundations on expansive soils: A review. *Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology*, 4, 3231–3237.

- Khemissa, M., & Mahamedi, A. (2014). Applied Clay Science Cement and lime mixture stabilization of an expansive overconsolidated clay. *Applied Clay Science*, 95, 104–110. <http://doi.org/10.1016/j.clay.2014.03.017>
- Kiliaris, P., & Papaspyrides, C. D. (2010). Polymer/layered silicate (clay) nanocomposites: An overview of flame retardancy. *Progress in Polymer Science (Oxford)*, 35(7), 902–958. <http://doi.org/10.1016/j.progpolymsci.2010.03.001>
- Kolay, P. K., & Pui, M. P. (2010). Peat stabilization using Gypsum and Fly ash. *Journal of Civil Engineering*.
- Lopez Lara, T. ., Hernandez Zaragoza, J. B., & Horta Rangel, J. (2014). Analisis de estructuras huecas invertidas colocadas sobre suelos expansivos. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica*.
- Lopez Lara, T. ., Hernandez Zaragoza, J. B., Horta Rangel, J., & Rojas Gonzalez, E. (2012). Ordenamiento espacial microestructural de minerales en arcillas expansivas. *XVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Cancún, Quintana Roo, México*.
- Lopez Lara, T. ., Zepeda Garrido, J. A., & Castario, V. M. (1999). A comparative study of the effectiveness of different additives of the expansion behavior of clay.
- Lopez Lara, T. ., Zepeda Garrido, J. A., Horta Rangel, J., Hernandez Zaragoza, J. B., & 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. In *Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos*. Aguascalientes.
- López Lara, T., & Zepeda Garrido, J. A. (1996). *Resistencia al esfuerzo cortante en*

arcillas expansivas de Jurica Querétaro. Universidad Autónoma de Querétaro, Querétaro; Méxic.

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

Muntobar, A. S. (2002). Utilization of uncontrolled burn of rice husk ash in soil improvement. *Civil Engineering Dimension*, 5(1), 100–105.

Muntobar, A. S. (2004). Uses of RHA enhanced lime-stabilized clay soil. In *International conference of geotechnical engineering*. University of Sharjah, United Arab Emirate.

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

Nalbantoglu, Z. (2006). Lime stabilization of expansive clay. In *Recent Advances in Characterization and Treatment* (pp. 341–348). Retrieved from <http://aplicacionesbiblioteca.udea.edu.co:2224/doi/abs/10.1201/9780203968079.ch23>

Nalbantoglu, Z., & Guçmilmez, E. (2001). Improvement of calcareous expansive soils in semi-arid environments. *Journal of Arid Environments*, 47(4), 453–463.

Nelson, J. D., & Miller, D. J. (1993). *Expansive Soils: Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering*. *Engineering Geology* (Vol. 35). [http://doi.org/10.1016/0013-7952\(93\)90076-O](http://doi.org/10.1016/0013-7952(93)90076-O)

Ouhadi, V. R., Yong, R. N., Amiri, M., & Ouhadi, M. H. (2014). Applied Clay Science Pozzolanic consolidation of stabilized soft clays. *Applied Clay Science*, 95, 111–118. <http://doi.org/10.1016/j.clay.2014.03.020>

Patrone, J., & Prefumo, J. E. (1999). La acción de los suelos expansivos sobre las

cimentaciones, métodos de prevención y control, 23.

Rodríguez Morales, N. P. (2015). *Uso de estructuras porosas para abatir la expansión de arcillas*. Universidad Autónoma de Querétaro, Qro; México.

Rogers, J. D., Olshansky, R., & Rogers, R. B. (1993). Damage to Foundations From Expansive Soils. *Claims People*, 3(4), 1–4. Retrieved from [http://www.hbc-consolidamenti.it/userfiles/files/DAMAGE TO FOUNDATIONS FROM EXPANSIVE SOILS.pdf](http://www.hbc-consolidamenti.it/userfiles/files/DAMAGE_TO_FOUNDATIONS_FROM_EXPANSIVE_SOILS.pdf)

Stavridakis, E. I. (2006). Stabilization of problematic soils using cement and lime. In *Expansive soils: recent advances in characterization and treatment* (pp. 385–397). Retrieved from <http://aplicacionesbiblioteca.udea.edu.co:2224/doi/abs/10.1201/9780203968079.ch26>

Tonoz, M. C., Gokceoglu, C., & Ulusay, R. (2006). Lime stabilization stabilization of expansive Ankara clay with lime. In *Expansive soils: recent advances in characterization and treatment* (pp. 316–339).

Turkoz, M., Savas, H., Acaz, A., & Tosun, H. (2014). Applied Clay Science The effect of magnesium chloride solution on the engineering properties of clay soil with expansive and dispersive characteristics. *Applied Clay Science*, 101, 1–9. <http://doi.org/10.1016/j.clay.2014.08.007>

Yilmaz, I., & Civelekoglu, B. (2009). Lime stabilization of clay minerals and soils. *Applied Clay Science*, 44(1–2), 166–172.

9. ANEXOS

9.1. Pruebas en laboratorio.

P. Inicial arena + Frasco(Wo)	5180.00	gr.
P. Final arena + frasco(Wf)	3319.16	gr.
P. Unitario arena (γ_d)	1.16015	gr/cm ³
P. Arena en hueco (We)	1860.84	gr.
Volumen en hueco (V)	1603.96	cm ³
Recipiente N°	D	
P. Total humedo (Wth)	4020.00	gr.
P. Recipiente (t)	780.00	gr.
P. Suelo humedo (Wh)	3240.00	gr.
Volumen suelo humedo (Vh)	1603.96	cm ³
Densidad del suelo humedo (γ_h)	2.02	gr/cm ³
Recipiente (Capsula) N°	G	
P. Total humedo (Wth)	285.25	gr.
P. Total seco (Wts)	269.17	gr.
P. flanera (t) (Capsula)	123.76	gr.
P. Agua (Ww)	16.08	gr.
P. Suelo seco (Ws)	145.41	gr.
% contenido de humedad del suelo (%w)	11.06	%
Densidad del suelo seco (γ_d)	1.82	gr/cm ³

9-1 Prueba de densidad en campo con el cono de arena.

Flanera no.	Wf (g)	Wf + Wm (g)	Wf + Ws (g)	Wm (g)	Ws (g)	w%
1	124.52	220.42	210.87	95.9	86.35	11.06

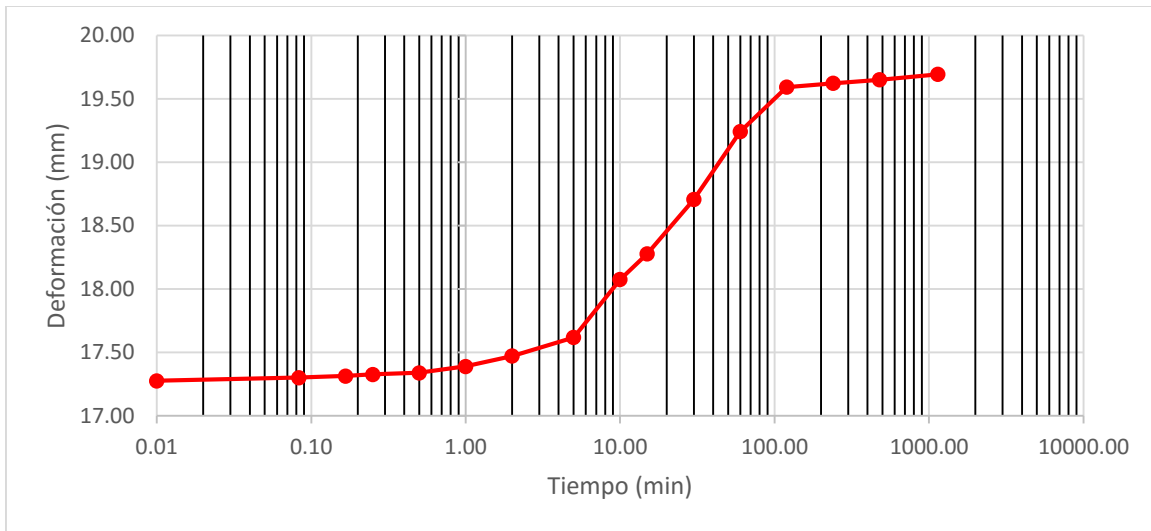
9-2 Prueba de contenido de humedad.

Datos del anillo		Datos de la muestra		Datos de aparato	
Anillo no:	1.00	Peso de la muestra Wm (g)	145.99	Prueba no:	1.00
Peso del anillo Wr (g)	63.74	Peso seco, Ws (g)	131.45	Muestra no:	1.00
Espesor (cm)	1.80	w%	11.06	Relacion de brazo de	10.00
Diámetro (cm)	7.15	% Expansión	14.00	Aparato no:	1.00
Área (cm2)	40.15				
Peso anillo con muestra Wr + Wm (g)	209.69				

Carga de sitio + carga superficial (Kg/cm2)	0.4254
Carga en el portapesas (g)	4055.30

CARGA DE SITIO + CARGA SUPERFICIAL							
Fecha	Incrementos de presión (Kg/cm2)	Estado	Tiempo transcurrido (min)	Lectura micrometro	Lectura defor. lineal (mm)	Espesor (mm)	Relación de Vacíos e
11-jul-16	0.4254			60.00	0.00000	18.00	0.4020
			0.0833	45.00	0.38100	17.62	0.3723
			0.1667	44.80	0.00508	17.61	0.3719
			0.25	44.70	0.00254	17.61	0.3717
			0.50	44.50	0.00508	17.61	0.3713
			1.00	44.10	0.01016	17.60	0.3705
			2.00	43.90	0.00508	17.59	0.3702
			5.00	43.50	0.01016	17.58	0.3694
			10.00	43.10	0.01016	17.57	0.3686
			15.00	43.00	0.00254	17.57	0.3684
			30.00	42.90	0.00254	17.57	0.3682
			60.00	42.50	0.01016	17.56	0.3674
			120.00	42.10	0.01016	17.55	0.3666
			200.00	38.00	0.10414	17.44	0.3585
480.00	35.00	0.07620	17.37	0.3525			
1140.00	34.50	0.01270	17.35	0.3516			
12-jul-16			2880.00	33.90	0.01524	17.34	0.3504
13-jul-16			3120.00	33.70	0.00508	17.33	0.3500
14-jul-16			5880.00	33.00	0.01778	17.31	0.3486
15-jul-16			10080.00	31.50	0.03810	17.28	0.3456
18-jul-16	0.4254	S A T U R A C I Ó N		31.50	0.00000	17.28	0.3456
			0.0833	32.50	0.02540	17.30	0.3476
			0.1667	33.00	0.01270	17.31	0.3486
			0.25	33.50	0.01270	17.33	0.3496
			0.50	34.00	0.01270	17.34	0.3506
			1.00	36.00	0.05080	17.39	0.3545
			2.00	39.20	0.08128	17.47	0.3609
			5.00	45.00	0.14732	17.62	0.3723
			10.00	63.00	0.45720	18.08	0.4079
			15.00	71.00	0.20320	18.28	0.4238
			30.00	87.80	0.42672	18.71	0.4570
			60.00	8.90	0.53594	19.24	0.4987
			120.00	22.70	0.35052	19.59	0.5260
			240.00	23.90	0.03048	19.62	0.5284
480.00	25.00	0.02794	19.65	0.5306			
19-jul-16			1140.00	26.70	0.04318	19.69	0.5340

9-1 Datos de prueba de expansión muestra remoldeada colocando carga estructural de 3.24 ton/m².



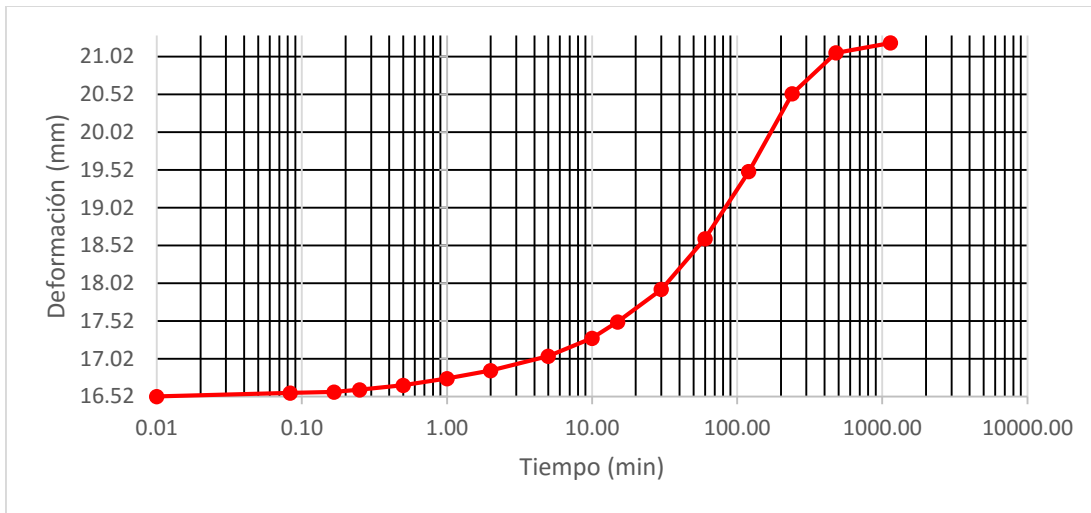
9-3 Curva de deformación de prueba remoldeada con carga estructural de 3.24 ton/m².

Datos del anillo		Datos de la muestra		Datos de aparato	
Anillo no:	1.00	Peso de la muestra Wm (g)	143.73	Prueba no:	2.00
Peso del anillo Wr (g)	64.64	Peso seco, Ws (g)	129.41	Muestra no:	2.00
Espesor (cm)	1.70	w%	11.06	Relacion de brazo de	10.00
Diámetro (cm)	7.30	% Expansión	28.33		
Área (cm ²)	41.85				
Peso anillo con muestra Wr + Wm (g)	208.37			Aparato no:	2.00

Carga de sitio (Kg/cm ²)	0.1010
Carga en el portapesas (g)	42.27

CARGA DE SITIO							
Fecha	Incrementos de presión (Kg/cm ²)	Estado	Tiempo transcurrido (min)	Lectura micrometro	Lectura defor. lineal (mm)	Espesor (mm)	Relación de Vacíos e
19-jul-16	0.1010			40.00	0.00000	17.00	0.4020
			0.0833	27.50	0.31750	16.68	0.3758
			0.1667	27.20	0.00762	16.67	0.3752
			0.25	27.10	0.00254	16.67	0.3750
			0.50	26.90	0.00508	16.67	0.3746
			1.00	26.40	0.01270	16.65	0.3735
			2.00	26.00	0.01016	16.64	0.3727
			5.00	25.60	0.01016	16.63	0.3718
			10.00	25.20	0.01016	16.62	0.3710
			15.00	24.80	0.01016	16.61	0.3702
			30.00	24.30	0.01270	16.60	0.3691
			60.00	23.90	0.01016	16.59	0.3683
			120.00	23.50	0.01016	16.58	0.3674
			240.00	22.80	0.01778	16.56	0.3660
480.00	22.00	0.02032	16.54	0.3643			
20-jul-16			1140.00	21.20	0.02032	16.52	0.3626
20-jul-16	0.1010	S A T U R A C I Ó N		21.20	0.00000	16.52	0.3626
			0.0833	25.80	0.04600	16.57	0.3664
			0.1667	27.10	0.01300	16.58	0.3675
			0.25	30.00	0.02900	16.61	0.3699
			0.50	36.00	0.06000	16.67	0.3748
			1.00	44.80	0.08800	16.76	0.3821
			2.00	55.50	0.10700	16.87	0.3909
			5.00	74.60	0.19100	17.06	0.4067
			10.00	98.20	0.23600	17.29	0.4261
			15.00	19.80	0.21600	17.51	0.4439
			30.00	62.90	0.43100	17.94	0.4795
			60.00	30.00	0.67100	18.61	0.5348
			120.00	18.80	0.88800	19.50	0.6080
			240.00	22.00	1.03200	20.53	0.6932
480.00	76.00	0.54000	21.07	0.7377			
21-jul-16			1140.00	89.00	0.13000	21.20	0.7484

9-2 Datos de prueba de expansión muestra remoldeada en estado natural.



9-4 Curva de deformación de prueba remoldeada en estado natural.

9.2 Nivelación Topográfica.

Fecha	Hora	Puntos a nivelar	Altura de aparato (m)	Lectura óptica (m)		Nivel (m)	Estado
				1	2		
23-may-16	06:00:00 p. m.	P1	1.875	1.283	1.285	0.5910	SUELO CON CARGA ESTRUCTURAL DE 3.24 TON/M2 CON CONTENIDO DE HUMEDAD DE 11.06% APROXIMADAMENTE
		P2		1.255	1.255	0.6200	
		P3		1.288	1.288	0.5870	
		P4		1.052	1.049	0.8245	
		P5		1.035	1.034	0.8405	
		P6		0.95	0.92	0.9400	
		P7		1.52	1.52	0.3550	
		P8		1.281	1.281	0.5940	
		P9		0.983	0.981	0.8930	

Fecha	Hora	Puntos a nivelar	Altura de aparato (m)	Lectura óptica (m)		Nivel (m)	Estado
				1	2		
24-may-16	06:00:00 p. m.	P1	1.956	1.367	1.369	0.5880	COMIENZA LA SATURACIÓN CON 5.652 M3
		P2		1.339	1.338	0.6175	
		P3		1.37	1.373	0.5845	
		P4		1.133	1.135	0.8220	
		P5		1.119	1.119	0.8370	
		P6		1.034	1.034	0.9220	
		P7		1.603	1.603	0.3530	
		P8		1.364	1.363	0.5925	
		P9		1.064	1.065	0.8915	

Fecha	Hora	Puntos a nivelar	Altura de aparato (m)	Lectura óptica (m)		Nivel (m)	Estado
				1	2		
25-may-16	06:15:00 p. m.	P1	1.986	1.400	1.399	0.5865	CONTINUA LA SATURACIÓN CON 5.652 M3
		P2		1.369	1.368	0.6175	
		P3		1.400	1.400	0.5860	
		P4		1.164	1.164	0.8220	
		P5		1.148	1.149	0.8375	
		P6		1.065	1.065	0.9210	
		P7		1.633	1.632	0.3535	
		P8		1.395	1.395	0.5910	
		P9		1.098	1.096	0.8890	

9-5 Tabla de nivelación topográfica.

Fecha	Hora	Puntos a nivelar	Altura de aparato (m)	Lectura óptica (m)		Nivel (m)	Estado
				1	2		
27-may-16	06:10:00 p. m.	P1	2.012	1.420	1.421	0.5910	CONTINUA LA SATURACIÓN CON 5.652 M3
		P2		1.391	1.390	0.6210	
		P3		1.424	1.424	0.5875	
		P4		1.186	1.187	0.8250	
		P5		1.171	1.172	0.8400	
		P6		1.087	1.085	0.9255	
		P7		1.656	1.655	0.3560	
		P8		1.420	1.416	0.5935	
		P9		1.118	1.118	0.8935	

Fecha	Hora	Puntos a nivelar	Altura de aparato (m)	Lectura óptica (m)		Nivel (m)	Estado
				1	2		
31-may-16	06:06:00 p. m.	P1	2.000	1.406	1.406	0.5935	CONTINUA LA SATURACIÓN CON 5.652 M3
		P2		1.377	1.377	0.6225	
		P3		1.411	1.410	0.5890	
		P4		1.170	1.171	0.8290	
		P5		1.157	1.158	0.8420	
		P6		1.074	1.073	0.9260	
		P7		1.642	1.642	0.3575	
		P8		1.405	1.405	0.5945	
		P9		1.106	1.106	0.8935	

Fecha	Hora	Puntos a nivelar	Altura de aparato (m)	Lectura óptica (m)		Nivel (m)	Estado
				1	2		
03-jun-16	06:04:00 p. m.	P1	1.997	1.404	1.404	0.5925	CONTINUA LA SATURACIÓN CON 5.652 M3
		P2		1.375	1.375	0.6215	
		P3		1.409	1.409	0.5875	
		P4		1.167	1.167	0.8295	
		P5		1.157	1.157	0.8395	
		P6		1.074	1.074	0.9225	
		P7		1.639	1.639	0.3575	
		P8		1.401	1.401	0.5955	
		P9		1.107	1.107	0.8895	

9-6 Tabla (2) de nivelación topográfica.

Fecha	Hora	Puntos a nivelar	Altura de aparato (m)	Lectura óptica (m)		Nivel (m)	Estado
				1	2		
07-jun-16	06:01:00 p. m.	P1	1.936	1.338	1.339	0.5970	CONTINUA LA SATURACIÓN CON 5.652 M3
		P2		1.309	1.310	0.6260	
		P3		1.346	1.345	0.5900	
		P4		1.103	1.102	0.8330	
		P5		1.091	1.091	0.8445	
		P6		1.010	1.010	0.9255	
		P7		1.574	1.574	0.3615	
		P8		1.336	1.337	0.5990	
		P9		1.037	1.038	0.8980	

Fecha	Hora	Puntos a nivelar	Altura de aparato (m)	Lectura óptica (m)		Nivel (m)	Estado
				1	2		
08-jun-16	06:13:00 p. m.	P1	1.998	1.390	1.389	0.6080	CONTINUA LA SATURACIÓN CON 5.652 M3
		P2		1.364	1.361	0.6350	
		P3		1.397	1.395	0.6015	
		P4		1.154	1.152	0.8445	
		P5		1.142	1.141	0.8560	
		P6		1.060	1.061	0.9370	
		P7		1.625	1.625	0.3725	
		P8		1.388	1.388	0.6095	
		P9		1.103	1.101	0.8955	

Fecha	Hora	Puntos a nivelar	Altura de aparato (m)	Lectura óptica (m)		Nivel (m)	Estado
				1	2		
09-jun-16	06:13:00 p. m.	P1	1.755	1.155	1.157	0.5990	CONTINUA LA SATURACIÓN CON 5.652 M3
		P2		1.129	1.129	0.6260	
		P3		1.165	1.163	0.5910	
		P4		0.915	0.915	0.8400	
		P5		0.905	0.905	0.8500	
		P6		0.825	0.827	0.9290	
		P7		1.392	1.390	0.3640	
		P8		1.155	1.155	0.6000	
		P9		0.858	0.858	0.8970	

9-7 Tabla (3) de nivelación topográfica.

Fecha	Hora	Puntos a nivelar	Altura de aparato (m)	Lectura óptica (m)		Nivel (m)	Estado
				1	2		
15-jun-16	06:00:00 p. m.	P1	2.014	1.412	1.412	0.6015	CONTINUA LA SATURACIÓN CON 5.652 M3
		P2		1.385	1.385	0.6285	
		P3		1.421	1.421	0.5925	
		P4		1.175	1.175	0.8385	
		P5		1.165	1.165	0.8485	
		P6		1.085	1.085	0.9285	
		P7		1.647	1.647	0.3665	
		P8		1.410	1.410	0.6035	
		P9		1.120	1.120	0.8935	

Fecha	Hora	Puntos a nivelar	Altura de aparato (m)	Lectura óptica (m)		Nivel (m)	Estado
				1	2		
21-jun-16	06:00:00 p. m.	P1	2.018	1.411	1.411	0.6070	CONTINUA LA SATURACIÓN CON 5.652 M3
		P2		1.386	1.385	0.6325	
		P3		1.424	1.422	0.5950	
		P4		1.175	1.176	0.8425	
		P5		1.166	1.167	0.8515	
		P6		1.086	1.085	0.9325	
		P7		1.648	1.647	0.3705	
		P8		1.414	1.414	0.6040	
		P9		1.121	1.120	0.8975	

Fecha	Hora	Puntos a nivelar	Altura de aparato (m)	Lectura óptica (m)		Nivel (m)	Estado
				1	2		
27-jun-16	06:05:00 p. m.	P1	2.025	1.420	1.421	0.6045	CONTINUA LA SATURACIÓN CON 5.652 M3
		P2		1.394	1.395	0.6305	
		P3		1.430	1.432	0.5940	
		P4		1.185	1.185	0.8400	
		P5		1.176	1.176	0.8490	
		P6		1.096	1.099	0.9278	
		P7		1.657	1.658	0.3675	
		P8		1.423	1.421	0.6030	
		P9		1.129	1.132	0.8948	

9-8 Tabla (4) de nivelación topográfica.

Fecha	Hora	Puntos a nivelar	Altura de aparato (m)	Lectura óptica (m)		Nivel (m)	Estado
				1	2		
04-jul-16	06:10:00 p. m.	P1	1.765	1.158	1.158	0.6070	CONTINUA LA SATURACIÓN CON 5.652 M3
		P2		1.134	1.133	0.6315	
		P3		1.169	1.168	0.5965	
		P4		0.920	0.921	0.8445	
		P5		0.914	0.913	0.8515	
		P6		0.835	0.835	0.9300	
		P7		1.397	1.397	0.3680	
		P8		1.163	1.166	0.6005	
		P9		0.868	0.869	0.8965	

Fecha	Hora	Puntos a nivelar	Altura de aparato (m)	Lectura óptica (m)		Nivel (m)	Estado
				1	2		
08-jul-16	06:10:00 p. m.	P1	2.005	1.395	1.394	0.6105	CONTINUA LA SATURACIÓN CON 5.652 M3
		P2		1.370	1.368	0.6360	
		P3		1.405	1.405	0.6000	
		P4		1.159	1.159	0.8460	
		P5		1.152	1.150	0.8540	
		P6		1.072	1.072	0.9330	
		P7		1.633	1.633	0.3725	
		P8		1.397	1.398	0.6075	
		P9		1.105	1.105	0.9000	

Fecha	Hora	Puntos a nivelar	Altura de aparato (m)	Lectura óptica (m)		Nivel (m)	Estado
				1	2		
18-jul-16	06:03:00 p. m.	P1	1.908	1.295	1.296	0.6120	CONTINUA LA SATURACIÓN CON 5.652 M3
		P2		1.269	1.268	0.6390	
		P3		1.304	1.304	0.6038	
		P4		1.059	1.060	0.8480	
		P5		1.052	1.052	0.8555	
		P6		0.972	0.972	0.9358	
		P7		1.536	1.536	0.3715	
		P8		1.301	1.300	0.6070	
		P9		1.007	1.006	0.9010	

9-9 Tabla (5) de nivelación topográfica.

Fecha	Hora	Puntos a nivelar	Altura de aparato (m)	Lectura óptica (m)		Nivel (m)	Estado
				1	2		
17-ago-16	06:21:00 p. m.	P1	1.941	1.329	1.329	0.6122	CONTINUA LA SATURACIÓN CON 5.652 M3
		P2		1.302	1.302	0.6393	
		P3		1.337	1.337	0.6041	
		P4		1.093	1.093	0.8483	
		P5		1.085	1.086	0.8554	
		P6		1.005	1.005	0.9360	
		P7		1.569	1.569	0.3718	
		P8		1.334	1.334	0.6072	
		P9		1.040	1.040	0.9013	

Fecha	Hora	Puntos a nivelar	Altura de aparato (m)	Lectura óptica (m)		Nivel (m)	Estado
				1	2		
15-sep-16	06:05:00 p. m.	P1	1.924	1.310	1.313	0.6125	CONTINUA LA SATURACIÓN CON 5.652 M3
		P2		1.284	1.284	0.6400	
		P3		1.318	1.319	0.6056	
		P4		1.074	1.077	0.8485	
		P5		1.067	1.070	0.8555	
		P6		0.988	0.988	0.9360	
		P7		1.551	1.553	0.3720	
		P8		1.315	1.318	0.6074	
		P9		1.022	1.023	0.9015	

Fecha	Hora	Puntos a nivelar	Altura de aparato (m)	Lectura óptica (m)		Nivel (m)	Estado
				1	2		
17-oct-16	06:30:00 p. m.	P1	1.964	1.355	1.348	0.6123	CONTINUA LA SATURACIÓN CON 5.652 M3
		P2		1.324	1.325	0.6393	
		P3		1.363	1.356	0.6041	
		P4		1.111	1.121	0.8483	
		P5		1.112	1.104	0.8559	
		P6		1.024	1.032	0.9360	
		P7		1.592	1.592	0.3718	
		P8		1.361	1.353	0.6074	
		P9		1.062	1.064	0.9013	

9-10 Tabla (6) de nivelación topográfica.

9.3 Reporte fotográfico.



9-11 Terreno de sondeo y transporte de material en camión volteo de 7m³.



9-12 Prueba de plasticidad en campo.



9-13 Suelo expansivo en lugar de excavación en la UAQ.



9-14 Excavación manual del terreno.



9-15 Herramientas menor pala y barra para realizar el procedimiento de excavación.



9-16 Extracción de cantos de roca con barras.



9-17 Canto de roca extraído con barras.



9-18 Exvacación de terreno terminada.



9-19 Material de refuerzo Policloruro de Vinilo PVC C80.



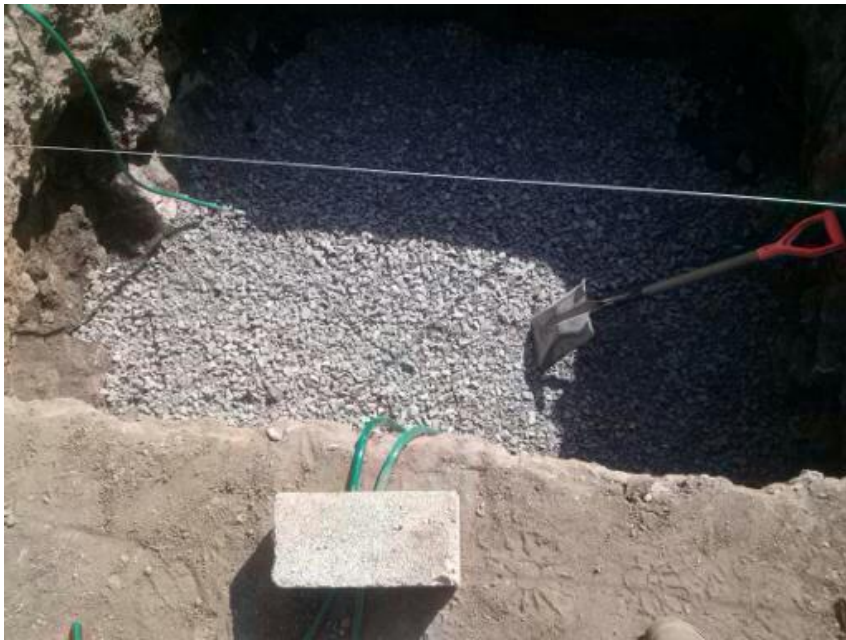
9-20 Herramienta menor para perforar el material de refuerzo Policloruro de vinilo (PVC) C80.



9-21 Tubos de Policloruro de vinilo(PVC) C80 totalmente perforados con diámetros de 5 cm.



9-22 Colocación de 20 cm de grava y 4 mangueras enterradas a centros de cada lado del terreno excavado.



9-23 Capa de 20 cm y mangueras enterradas para la posterior saturación por capilaridad.



9-24 Tubos de Policloruro de vinilo (PVC) C80 envueltos en papel periódico listos para ser colocados en sitio.



9-25 Maquinaria ligera vibro compactador Marca Wacker.



9-26 Procedimiento de compactación con la maquinaria vibro compactador.



9-27 Procedimiento de compactación con humedad natural del suelo (11.06%).



9-28 Herramienta para realizar la prueba de densidad in situ.



9-29 Más herramienta menor para realizar la prueba de densidad in situ.



9-30 Prueba densidad in situ en proceso, excavación del hueco y el suelo extraído.



9-31 Arena fluendo del cono de arena hacia el hueco.



9-32 Arena remanente en el cono de arena.



9-33 Flanera con suelo expansivo en horno como testigo de humedad de la prueba densidad in situ.



9-34 Colocación de vigas de concreto como carga estructural.



9-35 Losa aligerada maniobrada por un mini cargador BobCat para colocarla como carga estructural.



9-36 Carga estructural (3.24 ton/m²) colocada en sitio.



9-37 Conexión de mangueras para iniciar la saturación del suelo expansivo por capilaridad.



9-38 Nivel automático colocado en sitio para dar inicio a la nivelación topográfica.



9-39 Anillo montado en el consolidómetro durante prueba de expansión-consolidación.



9-40 Prueba de expansión-consolidación en proceso.

