



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

Mejoramiento de suelos expansivos mediante inclusiones de fibras
TESIS

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

Presenta:

David Rosales Hurtado

Dirigido por:

Dra. Teresa López Lara

SINODALES


Dra. Teresa López Lara
Presidente


Dr. Juan Bosco Hernández Zaragoza
Secretario


Dr. Eduardo Rojas González
Vocal


Dr. Jaime Horta Rangel
Suplente

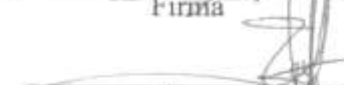
Dra. María de la Luz Pérez Rea
Suplente

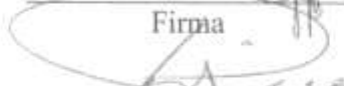

Dr. Aurelio Domínguez González
Director de la Facultad

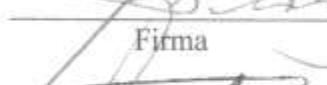

Firma



Firma


Firma


Firma


Firma


Firma


Dr. Aurelio Domínguez González
Director de Investigación y posgrado

Centro Universitario.
Querétaro, Qro.
25 de septiembre del 2014.
México.

RESUMEN.

Se presenta una metodología para el mejoramiento de suelos expansivos mediante la aplicación del concepto de suelo reforzado en su modalidad de fibra reforzamiento. El suelo en cuestión se trata de una arcilla de alta compresibilidad (CH) considerada con un alto potencial expansivo con base en la utilización de diversos criterios. El refuerzo del suelo se planteó a través de inclusiones aleatorias de fibras sintéticas discretas (polipropileno), las cuales fueron distribuidas de manera aparentemente homogénea en la masa de suelo generando un composite. Previo muestreo, se realizó una caracterización geotécnica y posteriormente fue realizado un ensayo de compactación del tipo Proctor estándar para obtener los parámetros de peso específico seco máximo y contenido de agua óptimo para poder realizar el programa experimental bajo estos parámetros. Se realizaron pruebas de resistencia a la compresión no confinada al suelo remoldeado y a distintas combinaciones de suelo fibra reforzado. Las variables que se tomaron en cuenta para el suelo fibra reforzado fueron la longitud y el porcentaje de dosificación. Se utilizaron las longitudes de 4.75, 9.5 y 19 mm bajo los porcentajes de 0.5%, 1.0%, 1.5% y 2%. De los resultados de las pruebas a compresión no confinada se comprobó que las fibras mejoraron el comportamiento mecánico del compuesto obteniendo mejoras de hasta 85%. De los resultados de las pruebas a la compresión no confinada, se optó por considerar a la combinación que obtuvo el mayor esfuerzo resistente (5.42 kg/cm^2) como la óptima (9.5 mm a 2%). Posteriormente fueron realizados ensayos de expansión-consolidación unidimensional, de valor de soporte de California (CBR) y de tensión indirecta (ensayo brasileño) al suelo en estado remoldeado y al suelo fibra reforzado con la combinación óptima. Del comparativo de resultados, se presentan las conclusiones finales.

Palabras clave: Fibra refuerzo, fibras, mejoramiento de suelos.

ABSTRACT.

A methodology for the improvement of expansive clays through the application of soil reinforcement in the fiber reinforcement modality is presented. The soil in question is a highly compressible clay (CH), and based on several criteria is considered to have a highly expansive potential. Soil reinforcement was proposed through inclusions of randomly discrete synthetic polypropylene fibers, which were homogeneously distributed throughout the soil mass, thereby generating a composite material. After soil sampling, a geotechnical characterization was performed and a Proctor standard compaction test was conducted to determine the maximum dry unit weight and the optimum water content of the soil, with the objective of acquiring these parameters for use in the total experimental program. Unconfined compression tests were performed on the soil in remolded state and in different combinations of fiber-reinforced soil. The variables considered for the fiber-reinforced soil were fiber length and the percentage of fiber substitution. Fiber lengths used were 4.75, 9.5, and 19 mm, corresponding to 0.5%, 1.0%, 1.5%, and 2.0% of fiber substitution. From the unconfined compression results, it was proven that fibers improve the mechanical behavior of the composite, achieving improvements of up to 84%. Also, from the unconfined compression test results, it is wise to consider the combination that obtained the highest resistance stress (5.42 kg/cm^2) as the optimum combination (9.5 mm length at 2% of substitution). Later, one-dimensional expansion-consolidation tests, CBR tests, and indirect tensile strength tests were performed on the remolded and fiber-reinforced soil (at the optimum combination). From the evaluation of test results, conclusions were made.

Key words: Fiber reinforcement, fibers, soil improvement.

DEDICATORIAS.

“The best teacher is experience and not through someone's distorted point of view”

Jack Kerouac, On the Road

“With school turning out more runners, jumpers, racers, tinkers, grabbers, snatchers, fliers, and swimmers instead of examiners, critics, knowers, and imaginative creators, the word 'intellectual,' of course, became the swear word it deserved to be.”

Ray Bradbury, Fahrenheit 451

A mis padres, hermanos y a Liliana.

AGRADECIMIENTOS.

Comienzo agradeciendo a mis padres y hermanos a quienes todo debo.

A Liliana por compartir su vida conmigo.

A mis amigos por tantas risas compartidas.

A la Dra. Teresa López Lara por su guía, tiempo y apoyo desde la licenciatura.

Al personal académico de la Facultad de Ingeniería, que desde el 2006 me han dado las bases para ser un Ingeniero, con especial dedicatoria a la plantilla docente de la Maestría en Geotecnia.

Al personal del Laboratorio de Mecánica de suelos y resistencia de materiales quienes más de buenas que de malas colaboraron de alguna manera para que pudiera desarrollar la experimentación en el laboratorio.

Y por último al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por otorgarme por año y medio la beca de manutención número 516435, así como por el pago de los créditos de las materias.

ÍNDICE.

RESUMEN.....	I
ABSTRACT.....	II
DEDICATORIAS.....	III
AGRADECIMIENTOS.....	IV
ÍNDICE.....	V
ÍNDICE DE FIGURAS.....	VII
ÍNDICE DE TABLAS.....	VIII
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Descripción Del Problema.....	3
1.2. Justificación.....	4
1.3. Hipótesis y objetivos.....	7
2. REVISIÓN DE LITERATURA.....	8
2.1. Suelos expansivos, naturaleza y problemática.....	8
2.1.1. <i>Comportamiento de los suelos expansivos.</i>	8
2.1.2. <i>Problemas relacionados con los suelos expansivos.</i>	10
2.2. Técnicas de mejoramiento de suelos.....	11
2.2.1. <i>Sustitución.</i>	13
2.2.2. <i>Impermeabilización.</i>	16
2.2.3. <i>Remoldeo.</i>	17
2.2.4. <i>Pre humedecimiento.</i>	17
2.2.5. <i>Aislamiento o barreras verticales.</i>	17
2.2.6. <i>Sobre excavación.</i>	17
2.2.7. <i>Desplante profundo de la cimentación.</i>	18
2.2.8. <i>Estabilización química.</i>	18
2.2.9. <i>Compactación.</i>	19
2.2.10. <i>Drenajes verticales.</i>	19
2.3. Revisión del estado del arte de suelos fibro reforzados.....	19

2.3.1.	<i>Tipos de fibras utilizadas en la literatura.....</i>	20
2.3.2.	<i>Investigaciones sobre el uso de fibras.</i>	24
2.4.	Interacción del suelo y el refuerzo.....	30
2.4.1.	<i>Mecanismos de interacción suelo-refuerzo tradicional.</i>	30
2.4.2.	<i>Mecanismo de interacción suelo-fibra.</i>	32
2.4.3.	<i>Análisis de la interface suelo-fibra.....</i>	34
2.5.	Posibles aplicaciones del concepto.....	36
3.	METODOLOGÍA.....	37
3.1.	Materiales.	37
3.2.	Métodos.	38
3.2.1.	<i>Muestreo de suelo.</i>	38
3.2.2.	<i>Caracterización geotécnica del suelo.....</i>	39
3.2.3.	<i>Propuesta de dosificaciones con distintas longitudes.</i>	42
3.2.4.	<i>Determinación de la curva de compactación Proctor.....</i>	43
3.2.5.	<i>Pruebas de compresión no confinada.....</i>	44
3.2.6.	<i>Prueba de expansión-compresión unidimensional.....</i>	46
3.2.7.	<i>Valor soporte de California.....</i>	48
3.2.8.	<i>Tensión indirecta (Prueba brasileña).....</i>	48
3.2.9.	<i>Análisis de resultados.....</i>	49
4.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	50
4.1.	Caracterización geotécnica.	50
4.2.	Determinación de la granulometría del suelo.	50
4.3.	Límites de consistencia y clasificación del material.	51
4.4.	Determinación del potencial expansivo.....	52
4.5.	Parámetros de compactación del suelo.....	52
4.6.	Parámetros de resistencia.....	53
4.7.	Resultados expansión-consolidación unidimensional.	62
4.8.	Obtención del valor soporte de California (CBR).....	64
4.9.	Resultados de las pruebas a tensión indirecta (Ensayo brasileño).....	65
5.	CONCLUSIONES.....	69

6. REFERENCIAS.	71
ANEXOS	77

ÍNDICE DE FIGURAS.

1-1. Posible ocurrencia de suelos expansivos en el valle de Querétaro. Adaptado de Carreón-Freyre <i>et al.</i> (2005).....	2
2-1. Tipos de fibras naturales utilizadas para el refuerzo de materiales.....	20
2-2. Tipos de fibras sintéticas utilizadas para el refuerzo de materiales.	23
2-3. Esquema del aparato utilizado para medir la resistencia a la extracción de una fibra embebida en el suelo (tomada de Tang <i>et al.</i> , (2010)).....	26
2-4. Mecanismo de transferencia de esfuerzos por fricción.	31
2-5. Mecanismo de transferencia de esfuerzos por resistencia pasiva.	31
2-6. Imagen SEM de Tang <i>et al.</i> (2010): a) Después de compactación, b) Después de prueba de extracción.	34
2-7. Diagrama esquemático de la interface suelo fibra.	35
3-1. Nomograma para la aplicación del criterio de Seed <i>et al.</i> (1963).....	38
3-2. Límites de consistencia (de Bowles, 1978).....	41
3-3. Carta de plasticidad asociada al SUCS.	42
3-4. Diagrama de Mohr de la prueba de compresión no confinada.	45
3-5. Probeta de suelo fibro reforzado.	46
4-1. Croquis de sitio de extracción de las muestras.	50
4-2. Composición granulométrica del material.	51
4-3. Curva de compactación del suelo.....	53
4-4. Suelo mezclado con fibra previo a la preparación de probetas.....	55

4-5. Gráfica esfuerzo vs deformación del conjunto de combinaciones.....	58
4-6. Efecto del tamaño de las micro fibras a diferentes dosificaciones.	59
4-7. Falla por pandeo en las probetas.	60
4-8. Curvas de compresibilidad.....	63
4-9. a) Muestra fibro reforzada después de secado b) muestra remodelada después de secado por horno.	64
4-10. Curvas carga-penetración obtenidas por CBR.....	65
4-11. Mecanismo de ensayo a tensión indirecta.....	67
4-12. Esfuerzo a tensión vs. Dosificación	68

ÍNDICE DE TABLAS.

Tabla 1-1. Métodos de mejoramiento de suelo y sus características.....	5
Tabla 2-1. Capacidad de intercambio de cationes en minerales de arcilla.	8
Tabla 2-2. Criterio de elección de suelo de relleno.....	14
Tabla 3-1. Datos técnicos de algunas micro fibras de polipropileno.	37
Tabla 3-2. Criterios utilizados para identificar el potencial expansivo.....	38
Tabla 3-3. Combinaciones de fibra vs longitud realizadas.	43
Tabla 4-1. Caracterización geotécnica del suelo en estudio.....	52
Tabla 4-2. Determinación del potencial expansivo.....	52
Tabla 4-3. Resistencia, humedad y densidad seca en suelos con fibras.	56
Tabla 4-4. Porcentaje de cambio respecto al suelo sin refuerzo.	57
Tabla 4-5. Resumen parámetros expansión.....	62
Tabla 4-6. Valor soporte de California de las muestras.	64
Tabla 4-7. Resultados tensión indirecta.	68

1. INTRODUCCIÓN.

Una de las características más importantes de los suelos expansivos es su susceptibilidad al cambio de volumen, ya que experimentan cambios volumétricos en forma periódica durante las estaciones secas y húmedas (Yazdandoust y Yasrobi, 2010), presentando expansión en temporada de lluvias y contracción en temporada de secas lo cual puede dañar a los pavimentos y a otras estructuras ligeras, como lo son las viviendas, es por eso que en estos suelos llegan a ser utilizadas técnicas de mejoramiento.

A lo largo de la historia, todas las antiguas civilizaciones desarrollaron métodos útiles de mejoramiento de suelos y muchos testimonios de su creatividad sobreviven hoy en día. Una mezcla compacta de arcilla y limo fue usada en la construcción de las pirámides de Shensi en la meseta Tibetana-Mongola hace alrededor de 5000 años. Un relleno de arcilla, polvo de piedra caliza y cuarzo fue usado por los egipcios en la pirámide de Zoser en el 3000 A.C. Los mayas construyeron caminos con una base fuerte de pedazos de caliza con una granulometría bien graduada, mientras que la superficie fue cubierta con un mortero de limo y tierra blanca finamente tamizada. En épocas más recientes es hasta el siglo XX que se profundiza más en el mejoramiento del suelo (Mitchell, 1982).

Para mejorar los problemas presentados por ciertos tipos de suelos, varias técnicas innovadoras se han ido desarrollando para su mejoramiento, algunas de ellas como:

- Cimentación para vivienda con pilas cortas coladas *in situ* (Trejo-Moedano, 2010).
- Columnas de agregado (Dheeredra Babu *et al.*, 2012).
- Pilas en campana (Chen, 1975).
- Estabilización química con cal (Al-Mukhtar *et al.*, 2012) y también mediante mezclas de cemento y distintos tipos de ceniza (Basha *et al.*, 2005; Koliás *et al.*, 2005).
- Inclusiones de geosintéticos (Vessely y Wu, 2002).
- Inclusiones de fibras naturales y sintéticas (Babu y Vasudevan, 2008).

En la Ciudad de Querétaro (México), en la zona denominada valle de Querétaro se llegan a encontrar suelos no saturados de alto potencial expansivo de manera superficial

llegando hasta los 3m de profundidad comúnmente (Álvarez-Manilla y Pérez-Rea, 1996), aunque también se han encontrado depósitos arcillosos de mayor espesor (figura 1-1).

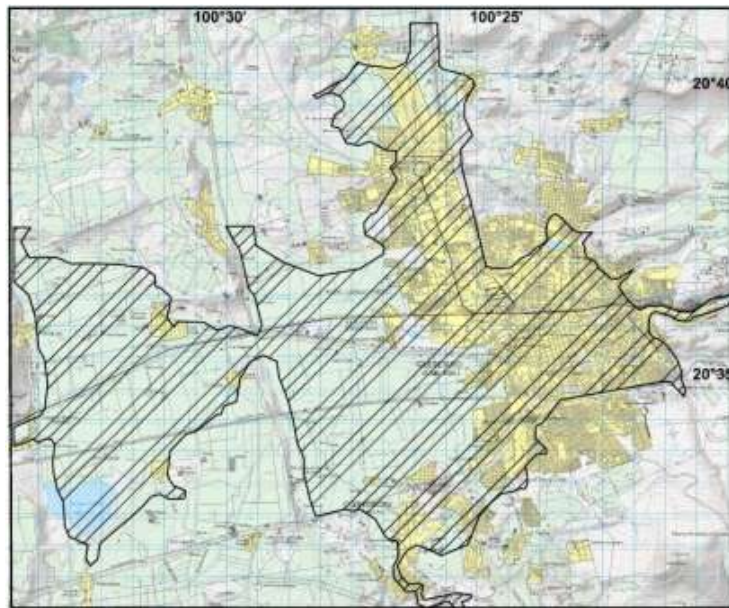


Figura 1-1. Posible ocurrencia de suelos expansivos en el valle de Querétaro. Adaptado de Carreón-Freyre *et al.* (2005).

Una de las últimas técnicas de mejoramiento de suelos es la de reforzar el suelo mediante la inclusión y mezcla de fibras.

El hablar de la aplicación de fibras para el refuerzo del suelo podría parecer tratar con un tema ya muy antiguo, dado que estas ya habían sido utilizadas desde hace miles de años por distintas civilizaciones, sin embargo, su utilización era más que nada empírica, se sabía que la mezcla de fibras con el material original presentaba mejoras, pero sin saber en qué grado eran. En la actualidad no hay lugar para las incertidumbres respecto a las propiedades mecánicas de los materiales cuando los usamos como material estructural, por lo tanto se hace necesaria la caracterización de estos materiales ya de antaño conocidos.

El objetivo de la investigación de esta tesis es estudiar el efecto del fibro reforzamiento en el suelo ante la compresión no confinada, el esfuerzo cortante y la expansión-consolidación unidimensional.

En el capítulo 2 se presenta una revisión concisa del estado del arte referente a los suelos reforzados con fibras, se incluye un subcapítulo relacionado a la naturaleza,

comportamiento y problemática de los suelos expansivos así como una breve introducción a otros métodos de mejoramiento de terreno.

En el capítulo 3 se detallan las pruebas realizadas para analizar el efecto de las fibras en el suelo, se describe brevemente la fundamentación teórica de las pruebas y se referencia la norma utilizada para garantizar la repetitividad de las pruebas. El programa de pruebas fue desarrollado en el laboratorio de mecánica de suelos y resistencia de materiales de la Universidad Autónoma de Querétaro utilizando equipo de pruebas estándar encontrado comúnmente en universidades y centros de investigación del área de ingeniería civil.

En el capítulo 4 se presentan los resultados obtenidos en el programa de pruebas y se presenta la discusión de los mismos.

Finalmente en el capítulo 5 se presentan las conclusiones obtenidas del proyecto de investigación así como sugerencias para futura investigación en el tema.

1.1.Descripción Del Problema.

Los suelos expansivos cubren cerca de 335 millones de hectáreas a nivel mundial, la mayoría en los trópicos semiáridos (200 millones de hectáreas) con una precipitación media anual de 500-1000 mm, típicamente cubriendo bajas posiciones del paisaje tales como fondos de lagos secos, cuencas de ríos, terrazas inferiores de ríos y otras tierras bajas de valle (IUSS Working Group WRB, 2007).

De acuerdo con Hamilton (1977), el cambio de volumen en estos suelos constituye el riesgo natural más costoso en la construcción de edificios y cimentaciones superficiales en Canadá y Estados Unidos. En 1988 se estimaron daños por un total de USD 2,255 M causados por suelos expansivos (Jones y Holtz, 1973) y recientemente se han estimado pérdidas de USD 300 M en el Reino Unido y USD 1000 M en Estados Unidos (Viswanadham *et al.*, 2009).

En la región central de México, cuando se presentan suelos expansivos en los lugares donde se va a construir, existen dos tendencias marcadas entre los constructores de la región:

Una consiste en retirar esta capa y sustituirla por algún material inerte. Esta alternativa es especialmente atractiva cuando el volumen de suelo a remplazar es pequeño y existe disponibilidad de material inerte para sustituir al suelo expansivo. Sin embargo, esto genera grandes volúmenes de extracción de material y un gran movimiento de tierras, desde el banco de materiales de préstamo hacia el sitio de obra, como del sitio de obra a los bancos de desperdicio donde las arcillas expansivas de desecho son depositadas. Estos suelos de desecho constituyen una parte del volumen de los desperdicios de la construcción, los cuales contribuyen a la rápida saturación de los bancos de desperdicio.

Otra menos usual, es cuando se llegan a utilizar las técnicas de mejoramiento de suelos para resolver este problema, siendo la más utilizada la de adicionar cal a la arcilla para estabilizarla. No obstante, esta técnica ha demostrado no ser infalible y su utilización requiere no solo del criterio del ingeniero, sino de una serie de pruebas que verifiquen que el material realmente se estabilizó al haber sido la cal adicionada.

El estudio pretende mitigar la problemática presentada por los suelos expansivos, por medio de la inclusión de elementos en el suelo para crear una matriz suelo-fibra que disminuya los cambios volumétricos del suelo original así como mejore su resistencia mecánica y de esta manera, presentar una opción de mejoramiento que contribuya a utilizar el mismo suelo del lugar sin tener que desecharlo.

1.2. Justificación.

Como se mencionó en el apartado anterior, es frecuente que en los sitios de construcción se encuentren suelos que no son adecuados para el tipo de obra a desplantarse, lo cual hace necesarias las técnicas de mejoramiento de suelos; en el caso de los suelos expansivos, estos son susceptibles a mejoramiento ya que presentan cambios volumétricos por variaciones en su humedad. Existen distintos tipos de soluciones, las cuales muestran distintas relaciones de costo-efectividad, algunos se muestran en la tabla 1-1.

Tabla 1-1. Métodos de mejoramiento de suelo y sus características.

Método	Efectividad	Costo	Comentarios:
Pilotes	***	\$\$\$	Solución definitiva.
Losa nervada	***	\$\$	Para presiones de expansión pequeñas.
Estabilización por agentes químicos	**	\$\$\$	Grados variables de éxito.
Barreras impermeables	*	\$\$	Muy utilizadas en vías terrestres.

El estudio se sitúa en la ciudad de Querétaro, lugar donde se ha reportado la existencia de suelos del tipo expansivo, siendo predominantes en la región del valle y llegándose a encontrar depósitos arcillosos con más de 20 metros de espesor (Zepeda-Garrido *et al.*, 2004).

En la región central de México, estos suelos se consideran de desecho y son sustituidos por un material inerte que abunda en la región, este material usualmente es el tepetate. Datos reportados en el Estado de México para el año 2005, estimaron una extracción de más de 1 millón de metros cúbicos de tepetate.

Actualmente comienza a generarse una conciencia global acerca de la contaminación del planeta y del manejo coherente de los recursos. Conforme el tiempo avanza, cada vez se vuelve más difícil la obtención de ciertos minerales así como de ciertas materias primas, lo que ha incentivado a los investigadores alrededor del mundo a la búsqueda de materiales alternativos, al reciclaje de materiales de desperdicio así como a la búsqueda de nuevos campos de aplicación de materiales renovables ya existentes.

Una de las técnicas de mejoramiento de suelos que ha estado cobrando auge en los últimos años es la de los suelos reforzados con fibras o también llamados fibro reforzados. Si bien el refuerzo de los suelos u otros materiales mediante la adición de fibras es una técnica bastante antigua (Jones, 1975; Silveira *et al.*, 2012), ya sea en el refuerzo de ladrillos, muros o incluso en terraplenes, el auge de las industrias del procesamiento de fibras textiles, poliméricas y de acero abre nuevas posibilidades para la utilización de estas como una solución a distintos problemas geotécnicos. Cuando se refuerza algún material (en este caso el suelo), el material de refuerzo debe tener una o un conjunto de propiedades que hagan falta en el material original (Jones, 1975).

Las fibras mejorarán aspectos mecánicos que el suelo en su estado natural no tendría, ya que al ser introducidas de una manera aleatoria en el suelo, generarán un aumento en la resistencia del mismo, obteniendo así un terreno más apto para el desplante de obras civiles.

En comparación con los geosintéticos convencionales (geomallas, geotextiles, etc.), algunas de las ventajas de usar fibras se pueden enumerar de la siguiente manera:

- 1) Las fibras discretas son simplemente adheridas y mezcladas con el suelo, como cualquier mezcla de suelo con cemento, cal o cualquier otro aditivo.
- 2) Las fibras distribuidas aleatoriamente limitan planos potenciales de debilitamiento que se puedan generar en dirección paralela al refuerzo convencional orientado horizontalmente.
- 3) La inclusión de fibras solo cambia las propiedades físicas del suelo y no tiene impacto en el ambiente.

La investigación se centra en nuevas alternativas de mejora del suelo (fibras sintéticas) utilizando materiales que son durables y que puedan evitar daños futuros en las construcciones, ya que de no llevar a cabo medidas para atenuar los daños por las deformaciones de las arcillas expansivas se tendrán que ejecutar acciones posteriores para reparar las estructuras afectadas. El estudio también pretende generar información para que se pueda analizar la posibilidad de la utilización del composite suelo-fibra como material base para la fabricación de piezas cerámicas en una futura investigación así como su conveniencia en aplicaciones geotécnicas de refuerzo como muros mecánicamente estabilizados o en el refuerzo de la subrasante en pavimentos flexibles.

Como se mencionó los métodos de mejoramiento del terreno tienen distintas relaciones costo-efectividad, este trabajo busca un método con una buena relación costo-efectividad.

1.3.Hipótesis y objetivos.

Hipótesis.

El adicionar fibras sintéticas al suelo disminuirá sus cambios de volumen y mejorará su resistencia. Las fibras funcionarán como elementos a tensión a través de mecanismos de interacción en su interface que mejorarán la resistencia mecánica del suelo a compresión, corte e incluso a flexión, y de la misma manera se verán disminuidos los cambios de volumen por sustitución.

Objetivos.

Conocer el comportamiento de un suelo expansivo reforzado con fibras y determinar las mejoras que este presenta en comparación al suelo en estado natural.

Particulares:

1. Caracterizar geotécnicamente al material natural (no tratado) así como evaluar sus propiedades mecánicas.
2. Realizar ensayos de expansión unidimensional para estimar el comportamiento del composite ante cambios de humedad y compararlo al del suelo inalterado.
3. Conocer la resistencia a la compresión y tensión indirecta del composite y comparar las mejoras en comparación al suelo en estado natural.

2. REVISIÓN DE LITERATURA.

2.1. Suelos expansivos, naturaleza y problemática.

2.1.1. Comportamiento de los suelos expansivos.

Las condiciones ambientales del área en la que se sitúen los suelos expansivos juegan un papel importante en el comportamiento de estos mismos. La frecuencia de la lluvia, la tasa de evaporación, así como la profundidad y la actividad de la arcilla, son parámetros importantes en el desarrollo de la expansión de la arcilla.

El daño a las construcciones civiles es causado principalmente por expansiones diferenciales en el suelo de cimentación. La expansión diferencial está en función de numerosas variables, tales como, el espesor del estrato arcilloso, variaciones en el contenido de agua debajo de la estructura, la heterogeneidad del estrato y otras causas más relacionadas con el uso de la estructura en particular. También pueden ser causados por cambios en las situaciones locales, tales como los rompimientos de drenaje o tubería de agua potable, el regado de jardines y también el diseño pobre en el drenaje superficial (Gromko, 1974).

El mineral arcilloso juega un papel importante en la determinación de la expansión en suelos expansivos. De los tres tipos principales de minerales arcillosos –illita, kaolinita, montmorillonita- la última posee la característica de expandir más que las otras. El potencial de expandir del mineral depende de la estructura cristalina de la hoja, la estructura del conjunto de hojas, y la capacidad de cambio de cationes del mineral (tabla 2-1).

Tabla 2-1. Capacidad de intercambio de cationes en minerales de arcilla.

Mineral	Capacidad de cambio de cationes (meq/g)
Kaolinita	0.03-0.1
Illita	0.2-0.3
Clorita	0.2-0.3
Attapulgita	0.2-0.35
Halloysita hidratada	0.4-0.5
Montmorillonita	0.8-1.2

(Tomado de Terzaghi *et al.*, 1996)

Las partículas de la arcilla son muy pequeñas y su forma está determinada por el arreglo de capas delgadas de láminas cristalinas, junto con otros elementos que pueden ser incorporados en la estructura del mineral de arcilla (hidrógeno, sodio, calcio, magnesio, azufre). La presencia y abundancia de estos iones disueltos puede tener un gran impacto en el comportamiento de los minerales de arcilla. En una arcilla expansiva la estructura molecular y el arreglo de las láminas cristalinas tiene una afinidad particular a atraer y mantener moléculas de agua entre las láminas cristalinas en un enlace fuerte teniendo un efecto como de “sándwich”. A causa de la estructura eléctrica dipolar de las moléculas del agua, tienen una atracción electro química a las láminas de arcilla. El mecanismo por el cual estas moléculas se juntan unas con otras se llama adsorción. El mineral arcilloso montmorillonita, que es parte de la familia de las smectitas, puede adsorber grandes cantidades de moléculas de agua entre sus láminas, y por lo tanto tiene un gran potencial de expansión y contracción (Mitchel y Soga, 2005).

La expansión bajo una estructura puede ocurrir de tres maneras:

- Un movimiento vertical de arriba abajo que comienza apenas el comienzo de la construcción y que termina aproximadamente cuatro años o más después del término de la obra.
- Un ciclo expansión-contracción que normalmente ocurre alrededor del perímetro del edificio y que se relaciona principalmente con la lluvia, la cantidad y frecuencia de la lluvia así como de la tasa de evapotranspiración.
- Expansión local la cual puede resultar del rompimiento de drenajes, tubería de agua potable, etc.

La magnitud de la expansión depende de los siguientes factores que influyen el cambio de volumen (Gromko, 1974):

Tipo de mineral y cantidad: El tipo de mineral se puede determinar mediante el microscopio óptico y de electrones, difracción de rayos x, análisis térmico diferencial, análisis infrarrojo, absorción de colorante, y técnicas de análisis químicos. La expansión también depende de ion intercambiable y la estructura laminar. Partículas menores permiten mayor absorción de agua por unidad de volumen de la partícula de arcilla.

Densidad: Las arcillas densas expandirán más cuando se humedezcan, comparadas con la misma arcilla a una menor densidad y con el mismo contenido de agua.

Condiciones de carga: Las sobrecargas estructurales reducirán la expansión a tal grado que se puede inhibir en la presencia de agua. Permitir una pequeña cantidad de expansión reduce ampliamente las presiones de expansión.

Estructura del suelo: La historia de esfuerzos influencia la expansión. Arcillas expansivas inalteradas o cementadas poseen alta resistencia a la deformación y pueden absorber parte de la presión de expansión. Las arcillas remodeladas expanden más que las anteriores bajo condiciones idénticas. Remoldear arcillas inalteradas reduce la rigidez inicial a alto esfuerzo cortante, y alinea preferencialmente los granos planos en dirección normal a las fuerzas de compactación. Los suelos con partículas alineadas preferencialmente expanden más en dirección normal a las láminas minerales que en dirección paralela.

Tiempo: La transmisión de humedad es lenta y requiere semanas e incluso años para saturarse, esto depende de la permeabilidad y del espesor del estrato.

Fluido en poros: Un alto pH favorece la disociación de cationes. Concentraciones altas de sal en el agua libre pueden causar menos absorción de agua y por lo tanto menor expansión.

Contenido de agua: Las arcillas secas expandirán más que sus contrapartes húmedas debido a la relación directa entre el contenido de agua y las presiones de succión.

2.1.2. Problemas relacionados con los suelos expansivos.

El suelo expansivo es un problema recurrente en todo el mundo principalmente en regiones áridas. Se han reportado daños causados por estos suelos en regiones tan diversas como África, Australia, Canadá, India, Israel, Rusia, España y los Estados Unidos (Popescu, 1979); México no es la excepción y su presencia se ha detectado en numerosos estados como Guanajuato, Monterrey, Chihuahua, Querétaro, etc. En la Universidad Autónoma de Querétaro, estos suelos han sido motivo de estudio y se han desarrollado proyectos de investigación con objetivos diversos como lo son la caracterización, el

modelado de suelos no saturados, la estabilización y el mejoramiento, las cimentaciones especiales, etc.

Está bien documentado en la literatura los daños que causan a distintos tipos de estructuras, entre las que se pueden citar: estructuras ligeras, autopistas, vías férreas, aeropistas, canales de agua, tuberías, muros de retención, presas y puentes (Ikizler *et al.*, 2010).

Tan solo en los Estados Unidos, se estima que los daños totales causados por suelos expansivos tienen un costo anual de \$US15 billones, más del doble que los daños por inundaciones, huracanes, tornados y terremotos combinados. El costo anual de daños por estos suelos en China se estima también en \$US15 billones aproximadamente, mientras que la Asociación de Aseguradores Británicos estiman que el costo promedio anual asociado al daño por suelos expansivos es cercano a los 400 millones de libras, lo que los convierte en el peligro geológico más dañino en el Reino Unido (Li *et al.*, 2014).

2.2. Técnicas de mejoramiento de suelos.

Se entiende por mejoramiento de suelos al procedimiento mecánico y artificial mediante el cual se busca obtener un material que cumpla con los requerimientos mínimos de resistencia, permeabilidad y estabilidad volumétrica (Zepeda *et al.*, 2004). Debe insistirse en que no es una herramienta ventajosa en todos los casos y, desde luego, no es siempre igualmente ventajosa en las situaciones en que pueda resultar conveniente; por consiguiente, habrá que guardar siempre muy claramente en mente el conjunto de propiedades que se desee mejorar y la relación entre lo que se logrará al mejorarlas, el esfuerzo y dinero que en ello habrá de invertirse, también recordar que la técnica de mejoramiento para un tipo de suelo podría perjudicar a otro.

A continuación se da una breve descripción de las propiedades del suelo más susceptibles a ser mejoradas (Rico y Del Castillo, 1982):

Estabilidad volumétrica.

Se refiere por lo general a los problemas relacionados por los cambios del contenido de agua del suelo. Se entiende por suelo expansivo como aquel que es susceptible de sufrir cambios volumétricos por cambios de humedad. Puede decirse que los

suelos expansivos son un fenómeno que se origina por la presencia de un suelo arcilloso con mineral montmorillonita y un clima semiárido, donde la evapotranspiración potencial media anual es mayor que la precipitación media anual (Zepeda *et al.*, 2004). Una gran parte de daños estructurales ha sido atribuida a suelos expansivos.

La estabilización suele ofrecer una alternativa de tratamiento para transformar la masa de la arcilla expansiva por tratamientos químicos o térmicos. La experiencia, muy orientada por factores económicos, ha demostrado que los tratamientos químicos son útiles sobre todo para arcillas ubicadas cerca de la superficie del terreno, en tanto que los tratamientos térmicos se han aplicado más bien a arcillas más profundas.

Resistencia.

Existen varios métodos de estabilización que se han revelado útiles para mejorar la resistencia de muchos suelos. Todos estos métodos parecen perder mucho de su poder en el momento en que se tienen grandes cantidades de materia orgánica. La compactación es una forma de estabilización mecánica a la que se recurre para incrementar la resistencia de los suelos.

Permeabilidad.

No suele ser muy difícil modificar substancialmente la permeabilidad de formaciones de suelo por métodos tales como la compactación, la inyección, etc. En materiales arcillosos, el uso de defloculantes puede reducir la permeabilidad también significativamente. En términos generales, y eliminando la estabilización mecánica, los métodos de estabilización para influir en la permeabilidad de los suelos suelen estar bastante desligados de los métodos con los que se busca variar la estabilidad volumétrica o la resistencia.

Compresibilidad.

La compactación es una forma rutinaria de estabilización que modifica fuertemente la compresibilidad de los suelos, sin embargo, no es la única forma de estabilización que influye en la compresibilidad y, de hecho, puede decirse que todos los métodos de estabilización tienen influencia en dicho concepto.

Durabilidad.

Suelen involucrarse en este concepto aquellos factores que se refieren a la resistencia al intemperismo, a la erosión o a la abrasión del tráfico. No existen tantos criterios de campo o laboratorio que permitan establecer con seguridad cuál va a ser la durabilidad de un suelo estabilizado y éste es un motivo que contribuye a que el concepto durabilidad sea de los más difíciles de analizar, por lo menos cuantitativamente.

A continuación se describen brevemente algunos de los procedimientos de mejoramiento del terreno (Zepeda *et al*, 2004):

2.2.1. Sustitución.

Una solución simple y fácil para zapatas y losas de cimentación desplantadas en suelos expansivos consiste en sustituir el suelo de cimentación con suelos no expansivos. La experiencia indica que si el subsuelo está formado por una capa de más de metro y medio de suelos granulares (SC-SP), desplantada sobre suelos altamente expansivos, no hay peligro de movimientos en las cimentaciones cuando la estructura está colocada sobre los suelos granulares. La mecánica y la trayectoria de las aguas superficiales filtradas a través de la capa superior del suelo granular no es clara. Se ha concluido que puede ser que el agua filtrada nunca llega al suelo expansivo o que su expansión es tan uniforme que los movimientos estructurales no se notan.

Por razones económicas, la extensión del relleno seleccionado debe limitarse a un máximo de 3 metros más allá de la línea de construcción. Por lo tanto, la posibilidad de filtraciones por los límites del relleno existe. No se ha establecido ninguna pauta en cuanto al requisito de espesor del relleno seleccionado, sin embargo se insiste en un mínimo de 1 metro, aunque sería preferible de 1.5 metros. Esta magnitud se refiere al espesor del relleno seleccionado bajo la parte inferior de las zapatas o las losas de cimentación.

Los requisitos pertinentes que se deben considerar para la sustitución del suelo son el tipo de material con el que se hará el relleno así como la profundidad y la extensión a las que se realizará la sustitución.

Tipo de material

Evidentemente, el primer requisito para la sustitución de suelos es que este no sea expansivo. Todos los suelos granulares que van de los GW (grava bien graduada) a SC (arena arcillosa) en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos pueden cumplir el requisito de no expansividad. Sin embargo, en suelos tipo GW y SP el agua superficial puede viajar libremente a través del suelo y causar humedecimiento en los suelos expansivos a mayor profundidad. En el otro extremo, los suelos clasificados como SC con un alto porcentaje de arcillas plásticas pueden presentar potencial expansivo. El siguiente criterio mostrado en la tabla 2-2 ha sido utilizado con un cierto grado de éxito:

Tabla 2-2. Criterio de elección de suelo de relleno.

Límite líquido (%)	% que pasa malla N°200
Mayor a 50	15-30
de 30 a 50	10-40
Menor a 30	5-50

Cada vez es más difícil encontrar materiales que cumplan los requisitos de la tabla 2-2 en áreas con suelos expansivos. Aparentemente cualquier relleno seleccionado será satisfactorio mientras no sea expansivo. Sin embargo, las pruebas de expansividad son el único método confiable para determinar la expansividad de un material, los límites solo son indicativos, por consiguiente, en caso de duda, tales pruebas deben realizarse en lugar de confiar solo en el límite líquido.

Se ha dado un gran énfasis a la posibilidad de mezclar los suelos granulares con los suelos expansivos del sitio, lo que reduce la cantidad del material de relleno requerido. Teóricamente, este método es razonable, pero en la práctica es difícil incorporar los suelos granulares con arcillas expansivas secas y duras. Roturadores y aradores serán necesarios para romper la arcilla en terrones de tamaño razonables, lo cual probablemente lo volverá un método tan caro como los métodos de estabilización química.

Profundidad de la sustitución.

La profundidad de influencia es una cuestión más complicada que debe ser respondida cuando se lidia con el tratamiento del suelo debajo de las cimentaciones. ¿A qué profundidad debe ser compactado el suelo natural?, ¿Cuántos metros cúbicos del material de sustitución deben ser requeridos? Estas preguntas no pueden ser inteligentemente respondidas hasta que la cantidad de movimiento que pueda ocurrir bajo las cimentaciones pueda ser determinada.

En teoría la cantidad de expansión puede ser evaluada de datos derivados de las pruebas de expansión y de los métodos de distribución de presiones, aunque ya se ha concluido que las expansiones reales en campo son de solo un tercio de las estimadas de los resultados de las pruebas de laboratorio (Gizienski y Lee, 1965).

También se puede señalar lo siguiente:

1.- El potencial de expansión vertical de una masa de suelo bajo condiciones de saturación uniforme, puede ser menor a aquél de la misma masa de suelo solo bajo saturación local. El humedecimiento uniforme tiende a igualar el levantamiento.

2.- Definitivamente hay una ganancia en cimentar la estructura sobre una capa de suelos no expansivos. Incluso si el suelo más profundo se expande, el movimiento será más uniforme y consecuentemente más tolerable.

3.- La profundidad del relleno seleccionado no deberá ser menor a 1 m y preferiblemente a 1.2 m. Se debe remarcar que con 1.2 m de relleno más el peso del concreto, una presión uniforme de aproximadamente 3 t/m^2 es aplicada a la superficie del suelos expansivo. Para suelos moderadamente expansivos, tal sobrecarga puede ser importante en prevenir la presión de expansión.

4.- La falla del método de sustitución generalmente ocurre durante la construcción. Si la excavación se moja excesivamente antes de la colocación del relleno el agua atrapada causará expansión. El ingeniero geotecnista debe tener la oportunidad de supervisar la colocación del relleno o tal método no se debe adoptar.

5.- El espesor del relleno puede ser reducido si se combina la compactación del suelo original y el método de sustitución.

6.- El grado de compactación del relleno seleccionado depende del tipo de estructura a soportar. Para losas de cimentación el 90% de la prueba Proctor estándar debería ser adecuado. Para zapatas un grado de compactación del 95% al 100% debe ser alcanzado (Chen, 1975).

Extensión de la sustitución

La principal razón por la que el relleno artificial seleccionado es menos efectivo que una capa natural de suelo granular es que en condiciones naturales, la capa se extiende sobre un área larga, mucho más larga que en la condición artificial. En una situación de relleno artificial, siempre es posible que el agua superficial se infiltre a los estratos más profundos de suelos expansivos por los bordes del mismo. Por lo tanto, entre más área de extensión, más efectivo el relleno.

La sustitución del suelo se puede considerar como el mejor método para obtener un suelo para cimentación apto. Las siguientes son algunas consideraciones que deben ser consideradas como incentivos o requisitos al optar por el método de sustitución de suelos (Chen, 1975):

1.- El costo de la sustitución del suelo es relativamente barato comparado con la estabilización química, además de que no se requiere maquinaria de construcción especial.

2.- La capa de suelo granular también sirve como una barrera efectiva contra la ascensión capilar del suelo.

3.- El drenaje superficial alrededor del edificio debe ser mantenido propiamente para que el agua no tenga oportunidad de llegar a los suelos expansivos debajo del relleno seleccionado.

2.2.2. Impermeabilización.

Se trata de utilizar recubrimientos plásticos o asfálticos entre la cimentación y el suelo para impedir el aumento del contenido de agua del terreno de apoyo, en general es difícil asegurar que el terreno permanecerá realmente protegido (Trejo, 1986).

2.2.3. Remoldeo.

Este método consiste en remoldear cierto espesor de suelo (romper su estructura) y volverlo a colocar compactado con un contenido de agua mayor que el original y con un peso volumétrico menor que el que tenía en su estado original. El sobresaturar el suelo podría traer como consecuencia cambios importantes que afectarían sus propiedades mecánicas disminuyéndolas (Romero-Cervantes y Pérez-Rea, 2008).

2.2.4. Pre humedecimiento.

El pre humedecimiento del suelo por medio de la técnica de la inundación se ha utilizado algunas veces para minimizar el cambio volumétrico del suelo, su objetivo es tratar de aumentar el contenido de agua del suelo hasta el valor representativo de la condición de equilibrio. Una vez que se concluye la obra, debe hacerse notar que este tratamiento no es eficaz si el suelo de cimentación está sujeto al secado y humedecimiento repetidos. Además, cuando se utilice este método se recomienda que se lleve a cabo un análisis previo del grado de saturación logrado para prevenir principalmente asentamientos. De la misma manera, este método genera una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante lo que sobre eleva los costos en la cimentación.

2.2.5. Aislamiento o barreras verticales.

Consiste en aislar el terreno de pérdidas o aumentos de humedad, esto se logra mediante la construcción de banquetas, pavimentos, drenaje y barreras. Las banquetas se construirán en el perímetro de las estructuras, las cuales deben tener el ancho de una vez y media la profundidad de la capa activa, debe asegurarse que las banquetas no se agrieten para que no se permita el paso de agua. También pueden ser utilizadas las geomembranas impermeables a manera de cajeo.

2.2.6. Sobre excavación.

Este método consiste en sobre excavar la sección de trabajo en la cimentación y en rellenar el espacio generado con material inerte en cantidad suficiente como para impedir la expansión por el peso del relleno y la estructura. La utilidad del método depende de la presión de expansión del suelo.

2.2.7. Desplante profundo de la cimentación.

La influencia atmosférica sobre la deformación del subsuelo disminuye gradualmente con el aumento de la profundidad, la cimentación se puede desplantar hasta el nivel en el que el cambio de humedad sea imperceptible. Esta profundidad de desplante generalmente es de 1.2 a 1.5 m.

2.2.8. Estabilización química.

Se realiza generalmente con el fin de obtener una de las siguientes mejoras del suelo:

- Aumento de la resistencia y la durabilidad.
- Impermeabilización del suelo.
- Disminución del potencial de cambio de volumen del suelo debido a una contracción o una expansión.
- Manejabilidad del suelo.

Entre los aditivos que pueden utilizarse se incluyen el cemento, la cal, los materiales bituminosos, etc. Las sales han sido estudiadas, con fines de estabilización, desde hace varias décadas, entre las que se pueden citar el cloruro de potasio, el cloruro de magnesio, cloruro de bario, nitrato de sodio, carbonato de sodio, cloruro de calcio, cloruro de sodio, entre otros, sin embargo, solo algunas de ellas, por razones económicas, han podido ser aplicadas a la estabilización de terracerías. Particularmente, el cloruro de sodio por su bajo costo, es de los que más se han empleado en carreteras, en algunos casos con mayor o menor éxito dependiendo de las condiciones particulares del caso que se trate (Garnica *et al*, 2002).

Existen otros métodos como la estabilización del suelo con cal, la cual reduce drásticamente el índice plástico y aumenta el límite de contracción de las arcillas montmorillonita (Holtz, 1969), estabilidad por drenaje, por medios eléctricos (como electroósmosis y pilotes electro metálicos), por calor y calcinamiento, por mencionar algunos.

2.2.9. Compactación.

La compactación del suelo es el proceso mediante el cual el suelo es mecánicamente comprimido a través de una reducción de su relación de vacíos. Se mide en términos de la densidad en seco o la cantidad de materia sólida por unidad de volumen. Para una cantidad constante de compactación, todos los suelos tienen un contenido de humedad óptimo y un peso específico seco máximo. En el campo, la compactación se realiza con diferentes tipos de rodillos o vibradores. Uno de los principales laboratorios británicos recomienda el uso de vibro-compactadores de rodillo liso para compactación de suelos granulares, para compactación de suelos arcillosos húmedos los compactadores neumáticos de repetición y para los suelos secos arcillosos los rodillos tipo pata de cabra.

2.2.10. Drenajes verticales.

La aplicación de drenajes prefabricados verticales combinados con vacío y la precarga es considerada como una de las técnicas más respetuosas del medio ambiente dentro de los métodos de mejoramiento de suelo. La presión atmosférica natural se utiliza para generar la succión a través de una bomba de vacío. En comparación con otros métodos de mejoramiento de suelo tales como los pilotes profundos, este método no sólo ahorra un gasto sustancial en el mantenimiento de carreteras y terraplenes de ferrocarril, sino que también aumenta la velocidad de la construcción de carreteras costeras y vías de ferrocarril así como su capacidad para resistir una mayor carga por tráfico. Además, como el método no requiere productos químicos, el suelo y la química de las aguas subterráneas no van a cambiar, a diferencia de los métodos de mejoramiento donde se utiliza cemento o cal. Este método también reduce el impacto sobre el medio ambiente, reduciendo al mínimo las emisiones de gases de efecto invernadero y la necesidad de la explotación de canteras de arena natural y la grava (Indraratna *et al.*, 2010).

2.3. Revisión del estado del arte de suelos fibro reforzados.

El término suelo reforzado describe cualquier masa de suelo a la cual se le mejora su resistencia al corte combinándola con elementos resistentes. Tradicionalmente, los elementos resistentes, o de refuerzo han tomado la forma de barras, tiras de metal, mallas u hojas. Históricamente la técnica se podría considerar milenaria, sin embargo no es hasta

que se patenta en Francia como el sistema de Tierra Reforzada por Vidal (1969), que el suelo reforzado se volvió una técnica usada mundialmente. Este hecho es considerado por muchos como un catalizador que llevó a una rápida expansión del uso, desarrollo e investigación del concepto de suelo reforzado (Pedley, 1990).

2.3.1. Tipos de fibras utilizadas en la literatura.

Dentro de la literatura existente de los suelos fibra reforzados, es fácil distinguir las dos principales ramas en lo que respecta al tipo de fibras utilizadas, una corresponde a las fibras naturales y la otra a las hechas por el hombre o mejor conocidas como fibras sintéticas. Las fibras naturales son aquellas obtenidas de la naturaleza sin la necesidad de llevar a cabo un proceso industrial y por otra parte, las fibras hechas por el hombre comúnmente provienen de un elaborado proceso industrial o del reciclaje de desechos de productos industriales.

De las fibras naturales que han sido utilizadas para el refuerzo del suelo o en el desarrollo de investigación se encuentran las fibras de coco, sisal, palma, yute, lino, paja y bambú (figura 2-1).



Figura 2-1. Tipos de fibras naturales utilizadas para el refuerzo de materiales.

Fibras de coco.

La fibra de la cáscara del coco es la que se utiliza. Normalmente las fibras van de los 50 a los 350 mm de longitud y con un diámetro entre 0.1 y 0.6 mm, están compuestas de lignina, tanino, celulosa, pectina y otras sustancias solubles al agua. Dado su alto contenido en lignina son menos degradables que otras fibras, llegando a ser utilizadas en varios sistemas de taludes reforzados con terminado vegetal. Tienen una gran capacidad para absorber agua y han mostrado ser eficaces para disminuir la tendencia expansiva de los suelos (Hejazi *et al.*, 2012) tiene menor absorción de agua en comparación con la fibra de coco.

Fibras de sisal.

Usada como refuerzo para las hojas de tableros de yeso (como Tablaroca[®]), con un diámetro que varía de 0.06 a 0.4 mm, mientras el largo varía ya que depende del tamaño de la hoja de donde es obtenida. Al ser adherida al suelo, mejora la ductilidad del *composite* así como incrementa en menor medida su resistencia a la compresión así como su resistencia al cortante (Ghavami *et al.*, 1999).

Fibras de palma.

Las fibras de palma suelen ser ligeras y resisten al deterioro por lo que son duraderas. Se han reportado mejoras significativas en los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante (cohesión y ángulo de fricción), mediante una trabazón entre las fibras de palma y las partículas del suelo.

Fibras de yute.

El yute crece de manera abundante en países como China, India, Bangladesh y Tailandia. El yute es actualmente utilizado para producir geotextiles porosos para aplicaciones en filtración, drenaje y estabilización de suelos. La investigación ha demostrado que al adherir yute al suelo reduce el peso volumétrico seco máximo mientras que aumenta el contenido de humedad óptima (Aggarwal y Sharma, 2010).

Fibras de lino.

El lino es una de las fibras textiles más antiguas conocidas por el hombre, proviene de una flor azul, con longitudes de fibra en promedio de 85 mm. Como fibra ha sido adicionada para mejorar la ductilidad de *composites* suelo cemento. Como algunas otras

fibras, ha sido revestida con sustancias para tratar de mejorar su unión con las partículas de suelo (Segetin, 2007).

Fibras de paja.

La paja es cosechada alrededor de todo el mundo, puede ser usada para construir ladrillos reforzados para mejorar su comportamiento. Es sabido a través de la arqueología que en el antiguo Egipto la paja era utilizada en la fabricación de ladrillos y también se sabe fue utilizado a lo largo de la historia por distintas civilizaciones sin que tuvieron contacto unas con otras necesariamente. Este es un material *composite* conocido en Latinoamérica y el sur de los Estados Unidos como adobe. En algunas regiones de México, esta técnica de suelo reforzado sigue siendo utilizada en la fabricación de vivienda de medio rural ya que representa una técnica efectiva, de bajo costo y con materiales que se encuentran en el medio. Aparte de ser de bajo costo, el adobe es considerado un material con ventajas térmicas al crear temperaturas más placenteras dentro de las viviendas.

El adherir paja al suelo, muestra efectos positivos en términos de las propiedades mecánicas del *composite*, tales como: la reducción de la contracción y del tiempo de curado así como de mejorar la resistencia a la compresión y al esfuerzo cortante (Bouhicha *et al.*, 2005).

Fibras de bambú.

Es una fibra con altos contenidos de celulosa, tiene una buena resistencia a la tensión pero un módulo de elasticidad bajo alrededor de los 33-40kN/mm², con una absorción de agua menor a aquella de la fibra de coco. La fibra de bambú ha sido aplicada en el refuerzo del concreto, pero en suelos puede considerarse un campo fértil para la investigación.

La industria de las fibras sintéticas es una industria ya desde hace años consolidada, que desarrolla fibras y aplicaciones para todos los distintos tipos de industria. En lo que respecta al refuerzo de los suelos, las fibras más utilizadas han sido las de polipropileno, poliéster, polietileno, nylon y de vidrio (figura 2-2).



Figura 2-2. Tipos de fibras sintéticas utilizadas para el refuerzo de materiales.

Fibras de polipropileno (PP fibers).

Las fibras de polipropileno son ampliamente usadas para el refuerzo del concreto a edades tempranas para evitar el migro agrietamiento causado por el fraguado, también sirven para mejorar su resistencia al fuego. En lo que respecta a los suelos fibro reforzados son también con las que mayor investigación se ha desarrollado. Se ha reportado que mejoran la resistencia a la compresión no confinada y que reducen la contracción volumétrica así como la presión de expansión de las arcillas expansivas (Puppala y Musenda, 2000).

Fibras de poliéster.

Se ha reportado que las inclusiones de fibra de poliéster pueden mejorar en arenas finas su resistencia pico y su resistencia residual, dependiendo en gran medida de la longitud de la fibra así como de su contenido, teniéndose mejores resultados en tanto que aumenta su longitud y su contenido en porcentaje de peso seco del suelo, siendo una tendencia momentánea ya que hasta cierto punto se comienzan a obtener resultados menos favorables (Tang *et al.*, 2007).

Fibras de polietileno.

La adición de fibras de polietileno al suelo mejora sus capacidades de resistencia mecánica. Dentro de las mejoras se encuentra el aumento de la energía de fractura del suelo. La tenacidad del suelo aumenta resultado de una mayor capacidad de deformación, esta mejora en el comportamiento esfuerzo deformación es ganada ya que las fibras desarrollan tensión (Sobhan y Mashnad, 2002). Otras de las mejoras son el aumento de la resistencia a la compresión no confinada así como del valor CBR.

Fibras de vidrio.

Las fibras de vidrio mejoran la resistencia pico en arenas limosas, incrementan el esfuerzo desviador y reducen la fragilidad en el *composite* teniendo un comportamiento más dúctil. Como se ha visto en las otras fibras, las fibras de vidrio también mejoran la resistencia a la compresión no confinada.

Fibras de nylon.

En lo que respecta a las fibras de nylon, mezclas de las mismas con fibras de yute han mostrado mejoras de hasta el 50% en el valor de CBR comparado con el suelo no reforzado (Gosavi y Patil, 2004).

2.3.2. Investigaciones sobre el uso de fibras.

La investigación de suelos fibro reforzados es algo relativamente nuevo, generalmente se enfocó en un principio en el estudio combinadas con suelos granulares o no cohesivos como arenas y limos. Dentro de la literatura científica y pertinente al alcance de esta investigación se pueden citar los siguientes trabajos:

Kumar *et al.* (2006) enfocaron su estudio en el análisis del efecto de la adhesión de fibras y arena en la resistencia del suelo a la compresión no confinada. Los autores utilizaron fibras de polyester (planas y rizadas) para reforzar suelos finos, primero, estudiaron el efecto de la sustitución de la arcilla por arena, en el incremento de la resistencia a compresión no confinada. Para esto utilizaron porcentajes de 2%, 4%, 6%, 8%, 10% y 12% en sustitución de peso seco de la arcilla. Encontraron el mejor comportamiento mecánico con la sustitución de arena al 10%.

Evaluaron el efecto de la sustitución de las fibras en la compactación Proctor, utilizando las mismas dosificaciones que para el análisis de las probetas a compresión no confinada, de los datos de compactación no encontraron cambio significativo ni en el contenido óptimo de humedad ni en el peso específico seco máximo. Posteriormente con este porcentaje de arena, pasaron a la sustitución de la fibra, utilizando longitudes de 3-6-12 mm y dosificaciones de 0-0.5-1-1.5-2%. Encontraron incrementos sustanciales en la resistencia a la compresión no confinada del suelo con el 10% de arena y con la fibra para 6mm-2% y 12mm-1%.

Viswanadham *et al.* (2009) realizaron un estudio para evaluar la factibilidad del uso de fibras en un suelo expansivo para reducir su potencial expansivo a través de pruebas de expansión-consolidación unidimensional. Analizaron el comportamiento expansivo suelos no reforzados y lo compararon con el de suelos reforzados con fibras polipropileno. De las pruebas en el consolidómetro se determinó la expansión libre y el potencial de expansión del suelo. El diseño del experimento fue variar la geometría de la fibra respecto a las relaciones de aspecto (la razón de la longitud y el diámetro) de 15,30 y 45 con las dosificaciones de 0.25% y 0.5% (de peso de suelo seco).

Tang *et al.* (2010) realizaron un estudio donde llevaron a cabo una serie de pruebas de extracción únicamente a una fibra utilizando un aparato modificado. Midieron la resistencia al corte en la interface de un suelo fibra reforzado con fibras de polipropileno y adicionado con cemento portland, tomando en cuenta los efectos del contenido de agua, el peso específico seco, la inclusión del cemento y el tiempo de curado en las propiedades mecánicas de la interface suelo-fibra así como su respuesta a la extracción. El suelo de estudio fue una arcilla de baja compresibilidad (CL) a la cual prepararon en cuatro grupos con distintos contenidos de humedad los cuales fueron 14.5%, 16.5%, 18.5% y 20.5%, posteriormente, se adhirió el contenido de cemento el cual variaron en 0, 3% y 6%.

Obtuvieron los parámetros de resistencia pico en la interface IPS (del inglés *Interfacial Peak Strenght*) y el de resistencia residual en la interface IRS (del inglés *Interfacial Residual Strenght*). Los cuales se definen como la carga máxima resistente de la fibra dividida por el área de contacto de la fibra embebida para el IPS, y como la carga

resistente de la fibra después de la falla dividida por el área de contacto de la fibra embebida para el IRS.

Prepararon especímenes cúbicos de 5x5x5 mm, para los cuales primero compactaron estáticamente el material necesario para llenar la primera mitad del molde, el molde contaba con dos mini aberturas en caras opuestas por las cuales pasaron una fibra de 150 mm, posteriormente colocaron la otra mitad del suelo necesaria para llenar el molde compactándola de la misma manera que la primera.

El método de ensaye consistió en la modificación de un aparato micro penetrómetro SMP-1 al cual se le adicionaron una báscula, micrómetros, pesos, etc. El diagrama de la figura 2-3 explica a grandes rasgos el funcionamiento.

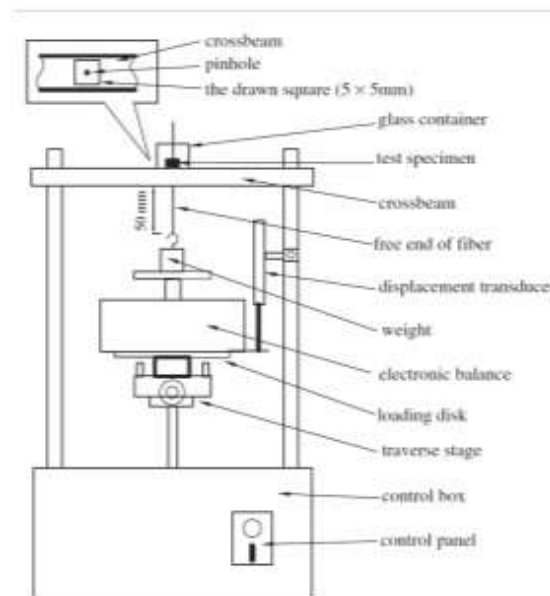


Figura 2-3. Esquema del aparato utilizado para medir la resistencia a la extracción de una fibra embebida en el suelo (tomada de Tang *et al.*, (2010)).

En la parte superior del marco de carga se coloca bien centrada la muestra de suelo cubierta con una caja de vidrio para evitar pérdidas de humedad en el espécimen, el marco de carga tiene un orificio por el cual se atraviesa la fibra, la fibra es adherida con un pegamento especial al peso que descansa sobre la báscula. El procedimiento de prueba es sencillo, la máquina comienza a trabajar a una velocidad constante hacia abajo, la fibra comienza a cargar el peso mientras el micrómetro mide la deformación y la báscula la carga a la que está sometida la fibra hasta el momento de la falla.

De la observación de las curvas carga vs desplazamiento y de la obtención de los parámetros IPS e IRS, concluyeron que ambas resistencias disminuían con el incremento del agua. De la misma manera, concluyeron que el peso específico seco influía en ambos parámetros, ambos IPS e IRS aumentaban al incrementar el peso específico seco del espécimen. En los especímenes adicionados con cemento al 6% y con tiempo de curado de 28 días, encontraron un aumento dramático en la resistencia ofrecida por la fibra ante la extracción, por lo tanto ambos parámetros IPS e IRS también se vieron mejorados.

Chegenizadeh y Nikraz (2011) reforzaron un limo de baja compresibilidad con el caolín como mineral predominante con fibras macro estructurales de polipropileno, cabe resaltar que esta fibra es utilizada ampliamente como material de refuerzo secundario en el concreto, tiene gran aplicación en el colado de losas de piso en naves industriales así como en la ingeniería de taludes y túneles como refuerzo del concreto lanzado. Sin embargo, en cuanto a su mezclado con el suelo, esta investigación es la única donde se pudo encontrar la utilización de fibras del tipo macro estructural. Se utilizaron fibras con longitudes de 10-20-30mm a 0.5%, 1% y 2%. Realizaron ensayos de compresión no confinada, encontrando mejoras en cuanto a la resistencia compresión no confinada al aumentar el contenido de fibra y al aumentar la relación de aspecto de la misma.

Las cenizas volantes son de los residuos generados con mayor volumen en la industria. La quema de carbón para la generación de energía produce mundialmente millones de toneladas de cenizas volantes. Es por eso que Senol (2012) propone a la industria de la construcción como un potencial consumidor de estos residuos. Para esto investigó la factibilidad de la estabilización de suelos mediante la adición de cenizas y fibras sintéticas.

Zaimoglu y Yetimoglu (2012) experimentaron con un limo de alta compresibilidad (MH) la cual reforzaron con fibras de polipropileno. Utilizaron los siguientes incrementos de sustitución en cuanto a peso seco del suelo para la dosificación de la fibra; 0.25%, 0.5%, 0.75% y 1%. Mezclaron las fibras con el suelo a su contenido de humedad óptimo determinado mediante el procedimiento de compactación Proctor estándar. De acuerdo a los autores, la orientación del refuerzo juega un papel importante en el proceso de refuerzo.

El programa de pruebas consistió en el desarrollo de pruebas de resistencia a la compresión no confinada, al corte directo así como del valor CBR. Realizaron pruebas a la compresión no confinada en probetas remoldeadas de suelo con y sin refuerzo de 38 mm de diámetro y 76 mm de altura. De estas pruebas obtuvieron comportamientos y resistencias semejantes para las dosificaciones de 0.75% y 1% las cuales fueron las mayores obtenidas.

Los especímenes fibro reforzados exhibieron una pequeña pérdida de resistencia post pico, cabe mencionar que también hubo un incremento en la resistencia pico. Sin embargo, la rigidez inicial del suelo (la tangente del módulo de las curva esfuerzo-deformación), aparentemente no se vio afectada por la adición de la fibra. De la observación de las gráficas de esfuerzo deformación, los autores sugieren que la adición de las fibras cambia el comportamiento frágil de los suelos a uno más dúctil, tanto para las pruebas de compresión no confinada como para las de corte directo.

De los resultados de las pruebas de corte directo concluyeron que la intercepción de la cohesión para muestras de suelos fibro reforzados aumentaba al incrementar el contenido de fibra hasta valores del 0.75%, después de este contenido los resultados indicaron que el incremento en el valor era pequeño. Se puede decir que las fibras discretas distribuidas aleatoriamente actúan como una red espacial tridimensional que entrelaza los granos del suelo, ayudando a los granos a formar una matriz unitaria coherente que restringe los desplazamientos. Por lo tanto la cohesión del suelo se ve mejorada. Por el otro lado, el ángulo de fricción por corte directo no mostró cambios significativos al incrementar el porcentaje de sustitución, lo cual puede ser atribuido al hecho que las inclusiones de fibra no tienen efecto apreciable en la micro estructura del suelo. De las prueba del CBR encontraron un aumento considerable en el suelo reforzado con un porcentaje de 0.75% en comparación al suelo no reforzado, el suelo con el 0.75% mejoró en un 80% el valor del CBR.

Estabragh *et al.* (2013) estudiaron el efecto de las fibras de palma en cuanto a compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante, usaron fibras de 2mm a 10%, 20% y 30% de sustitución. Encontraron un aumento considerable en el ángulo de fricción que fue de 27% a 36% en términos de esfuerzos totales. Comentan que para suelos finos es

recomendable utilizar fibras con longitudes pequeñas y proponen el uso del método del lodo líquido para homogenizar bien la mezcla.

Li *et al.* (2014) experimentaron con fibras de polipropileno para medir el efecto que causaban en la resistencia a tensión cuando se mezclaban con una arcilla de baja compresibilidad. Mezclaron el suelo con fibras de polipropileno de 12 mm de largo a cinco distintos porcentajes de dosificación ($f=0\%$, 0.05% , 0.1% , 0.15% y 0.2%) y lo compactaron a un mismo contenido de agua ($w=16.6\%$) y con el mismo peso específico seco (igual a $\gamma_d=1.7 \text{ Mg/m}^3$). Como también midieron el efecto del contenido de agua en la resistencia a tensión, utilizaron cuatro contenidos de agua distintos ($w=14.5\%$, 16.5% , 18.5% y 20.5%) utilizando la misma dosificación de fibras ($f=0.1\%$) y el mismo peso específico seco ($\gamma_d=1.7 \text{ Mg/m}^3$). A fin de investigar el efecto del peso específico seco del suelo en la resistencia a la tensión prepararon probetas compactadas a diferentes pesos específicos secos ($\gamma_d=1.4$, 1.5 , 1.6 y 1.7 Mg/m^3) y con el mismo contenido de fibra ($f=0.1\%$) y el mismo contenido de agua ($w=16.6\%$).

El procedimiento del ensayo a tensión fue del tipo directo, se prepararon los especímenes en moldes especiales que asemejaban la forma de un reloj de arena, con 10 mm de profundidad, 80 mm de largo, 40 mm de ancho en los extremos y con un cuello a la mitad del molde de 20 mm, el cual permitía la falla del espécimen al centro de la sección.

Para el procedimiento del ensayo a tensión se utilizó un dispositivo similar al de la figura 2-3, con la diferencia de que en lugar de poner el espécimen sobre el marco de carga, se coloca el molde con el espécimen dentro en la parte inferior y a este se le fija la carga, después la máquina comienza a trabajar a una velocidad constante hacia abajo, y el espécimen comienza a cargar el peso mientras el micrómetro mide la deformación y la báscula la carga a la que está sometido el espécimen hasta el momento de la falla.

Del análisis de resultados, los autores concluyeron que su método ofrece una manera conveniente de medir la resistencia a tensión en geomateriales, en cuanto a la interacción de las distintas variables en la resistencia del compuesto, concluyeron lo siguiente:

- Una pequeña dosificación de inclusión de fibras puede incrementar significativamente la resistencia a tensión en comparación al suelo no

reforzado, de la misma manera cambia el comportamiento frágil del suelo sin refuerzo a uno más dúctil.

- Debido a la presencia de las fibras, una resistencia residual se mantiene después de la falla.
- La resistencia a la tensión incrementa conforme incrementa el peso específico seco.
- La resistencia a tensión del suelo fibro reforzado disminuye al aumentar el contenido de agua del compuesto.

2.4. Interacción del suelo y el refuerzo.

En el concepto tradicional del suelo reforzado (inclusiones planares), los mecanismos de interacción entre el suelo y la inclusión han sido estudiados ampliamente, formando de esta manera una fuerte base teórica que sustenta el éxito y la vasta aplicación del concepto. Sin embargo, los mecanismos de funcionamiento del suelo fibro-reforzado son materia de discusión y estudio, y hasta el momento no se ha llegado a un consenso general. En este capítulo se mencionan algunas hipótesis propuestas por algunos autores acerca del funcionamiento de estos materiales.

2.4.1. Mecanismos de interacción suelo-refuerzo tradicional.

La masa de suelo reforzado es de alguna manera análoga al concreto reforzado ya que las propiedades mecánicas de la masa se mejoran por refuerzos paralelos a la dirección principal de deformación para compensar la falta de resistencia a la tensión del suelo. Las propiedades de resistencia a la tensión mejoradas son el resultado de la interacción entre el suelo y el refuerzo. El material composite tiene las siguientes características (Elias *et al.*, 2001):

La transferencia de esfuerzos entre el suelo y el refuerzo sucede de manera continua a lo largo del refuerzo.

El refuerzo se distribuye a través de toda la masa de suelo con un grado de regularidad y no debe ser solamente local.

Los esfuerzos se transfieren al refuerzo por fricción o por resistencia pasiva dependiendo de la geometría del refuerzo.

La fricción se desarrolla en lugares donde hay desplazamientos relativos de cortante y corresponden al esfuerzo cortante entre el suelo y la superficie del refuerzo. Los elementos de refuerzo donde la fricción es importante deben estar alineados con la dirección relativa de desplazamiento. Ejemplos de ese tipo de refuerzo son las barras de metal, geotextiles y geomallas (figura 2-4).

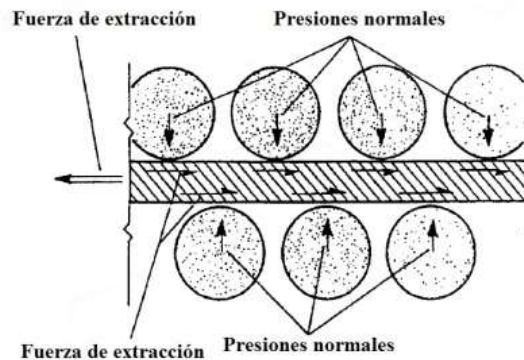


Figura 2-4. Mecanismo de transferencia de esfuerzos por fricción.

La resistencia pasiva ocurre mediante el desarrollo de esfuerzos en las secciones transversales del refuerzo normales a la dirección del movimiento relativo del refuerzo. La resistencia pasiva es generalmente considerada ser el mecanismo de interacción primario en geomallas rígidas, malla electro soldada, etc. Las crestas transversales en las tiras de metal o en las geomallas triaxiales también proporcionan resistencia pasiva (figura 2-5).

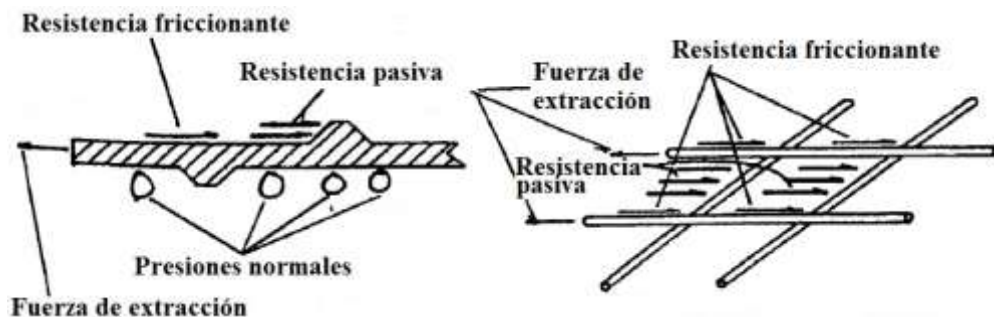


Figura 2-5. Mecanismo de transferencia de esfuerzos por resistencia pasiva.

La contribución de cada mecanismo de transferencia para un refuerzo en particular dependerá de la rugosidad de la superficie (fricción en la piel), esfuerzo normal efectivo, dimensión de las aberturas de la malla, espesor de los miembros transversales, y características de elongación del refuerzo. Igualmente importante para el desarrollo de la

interacción son las características del suelo, incluyendo tamaño del grano, distribución del tamaño de grano, forma de la partícula, densidad, contenido de agua, cohesión y rigidez.

La función principal del refuerzo es restringir las deformaciones del suelo. Al hacerlo, los esfuerzos se transfieren del suelo al refuerzo. Estos esfuerzos son soportados por el refuerzo de dos maneras: en tensión o corte y flexión.

La tensión es el modo de acción más común para restringir las deformaciones en el suelo. Todos los elementos de refuerzo longitudinales (elementos de refuerzo alineados en la dirección de la extensión del suelo) son generalmente sometidos a altos esfuerzos de tensión. Los esfuerzos de tensión también se desarrollan en refuerzos flexibles que cruzan planos de corte.

Los elementos de refuerzo transversales que tienen cierta rigidez, pueden soportar esfuerzos cortantes y momentos flexionantes.

2.4.2. Mecanismo de interacción suelo-fibra.

El mecanismo de interacción entre el suelo y la fibra es similar en algunos aspectos al mecanismo de interacción del concepto tradicional de suelo reforzado.

Diambra *et al.* (2013) estudiaron a fondo el efecto de las fibras en las arenas al realizar ensayos triaxiales de compresión y extensión ante variados esfuerzos confinantes y a distintos contenidos de fibra. Con base en sus resultados mencionan lo que consideran los aspectos más importantes a tener en cuenta en el análisis de los mecanismos de funcionamiento de los suelos fibrorreforzados:

Contenido de fibra. Para condiciones de compresión triaxial, el incremento de resistencia movilizada inducida por la adición de fibras es notable y altamente dependiente del contenido de fibras.

Dependencia del nivel de deformación. La rigidez inicial del suelo composite no está influenciada por la presencia de fibras, en otras palabras, sobre el dominio de esfuerzos pequeños el comportamiento del composite es solamente gobernado por la matriz de suelo. El comportamiento a compresión de un suelo reforzado diverge del no reforzado conforme la prueba continua, por lo tanto el mecanismo de interacción arena-fibra es dependiente del nivel de deformación.

Efecto de unión. La observación de los especímenes ensayados no muestra visiblemente algún signo de deformación plástica en las fibras, lo que sugiere que, a pesar de que la unión entre las fibras y la arena está totalmente activa, algún deslizamiento relativo parcial puede estar ocurriendo.

Mecanismo de extracción. La observación de los especímenes ensayados no muestra signos de rompimiento o de deformación plástica en las fibras. Lo que sugiere que a altas deformaciones, la unión entre las fibras y la arena se puede perder, y la extracción completa de la fibra ocurre.

Orientación de la fibra. En las pruebas triaxiales que realizaron a extensión hubo una mejora despreciable lo que demostró que los planos preferenciales horizontales de las fibras inducidos por la técnica de compactación mediante apisonado puede ser considerada responsable por esta respuesta con cierto grado de anisotropía.

Efecto volumétrico. En el plano de deformaciones volumétricas, el comportamiento de contracción de los especímenes no reforzados se vuelve más dilatado cuando las fibras son adheridas para ambas condiciones de contracción y extensión. El decremento en relación de vacíos debido a la adición de fibras es típicamente menor a 0.05, y este cambio en la densidad puede explicar solo parcialmente la dilatación incrementada observada en el composite. Asimismo, se puede esperar que la pronunciada contribución a tensión de las fibras proporcione un confinamiento de la matriz mejorado y por lo tanto una mayor respuesta a contracción. Así, un efecto adicional en el mecanismo de interacción arena-fibra debe ser considerado para explicar el incremento en la dilatación.

De la misma manera, Diambra *et al.* (2012) proponen las siguientes hipótesis para estimar la contribución de las fibras al suelo:

- Las fibras están distribuidas homogéneamente a través de la matriz de arena. El estado de esfuerzo y deformación del material composite se derivan de un procedimiento de promedio volumétrico del estado de esfuerzo deformación de ambos constituyentes.
- Las fibras se consideran mono-dimensionales, discretas (no continuas), elementos elásticos con solo resistencia a la tensión que se moviliza por las deformaciones por tensión que se desarrollan en el suelo reforzado.

- Durante la carga, ocurren desplazamientos relativos parciales entre las fibras y los granos de arena.
- Las fibras pueden ser extraídas de la matriz de arena.
- La orientación de las fibras debe ser considerada.
- La presencia de las fibras afecta la aglomeración de la matriz de arena.

2.4.3. Análisis de la interface suelo-fibra.

La interface entre los materiales de construcción y el suelo juegan un papel importante en muchos sistemas geotécnicos incluyendo las cimentaciones con pilas, los muros de retención y especialmente los sistemas de suelo reforzado

Tang et al. (2010) utilizaron el microscopio electrónico de barrido o SEM (*Scanning Electron Microscope*) a probetas de suelo fibro reforzado (figura 2-6).

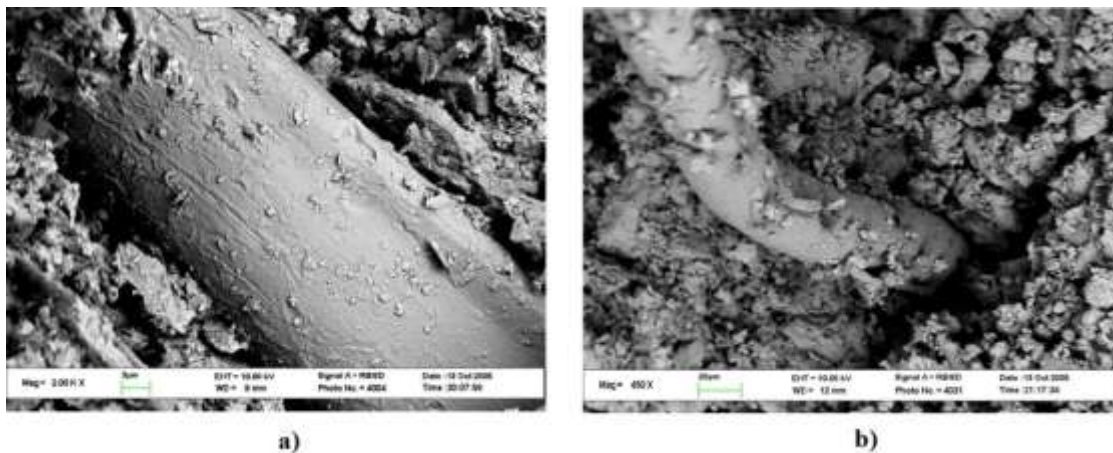


Figura 2-6. Imagen SEM de Tang et al. (2010): a) Después de compactación, b) Después de prueba de extracción.

Como se observa en la figura 2-6a, después de la compactación, la fibra es envuelta y trabada por partículas de suelo. Después de que la fibra es sometida a la prueba de extracción, algunas partículas se quedan adheridas a la misma como se aprecia en la figura 2-6b. Esto indica que la estructura de la interface es perturbada e incluso rota durante el proceso de corte. Por lo tanto, cuando ocurre el corte, la fricción en la interface depende en gran manera de la resistencia de las partículas de suelo. Entre más estén empacadas y trabadas las fibras con el suelo, se tendrá una mayor resistencia en la interface al cortante.

La resistencia a la rotación de las partículas, así como la penetración de las mismas sobre la fibra pueden incrementar la resistencia a la extracción de las fibras. También se puede mencionar que se puede desarrollar succión mátrica debido a la capilaridad entre el agua, las partículas de suelo y la superficie de la fibra, lo que daría un incremento al esfuerzo efectivo en la interface suelo fibra (figura 2-7).

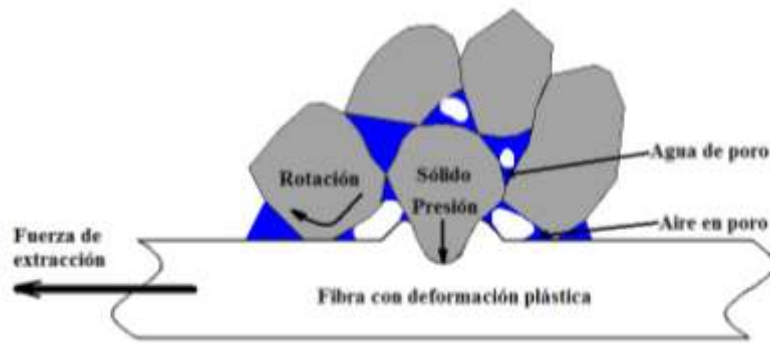


Figura 2-7. Diagrama esquemático de la interface suelo fibra.

El aumento en el contenido de agua significaría un decremento en la succión mátrica así como podría jugar un papel importante como una capa lubricante en la interface que facilite la rotación de las partículas con la fibra, facilitando la extracción de la misma y por consiguiente, reduciendo la resistencia mecánica del compuesto.

Generalmente, hay dos pruebas mecánicas principales que han sido desarrolladas para evaluar las propiedades de la interface: la prueba de corte directo y la prueba de la extracción (del inglés *pull out*). Sin embargo, cuando se trata de analizar la estabilidad interna y las interacciones de interface, la prueba de la extracción parece ser la más apropiada (Tang *et al.*, 2010).

De manera análoga, Lopes y Ladeira (1996) indicaron que cualquier incremento en el esfuerzo confinante, el peso específico seco o la tasa de desplazamiento incrementaban la resistencia a la extracción de una geomalla. También influyen la longitud embebida y el esfuerzo vertical efectivo en el comportamiento a la extracción.

Comparada con la Resistencia al corte o a compresión, básicamente la resistencia a tensión del suelo siempre es asumida como cero en la práctica de la ingeniería geotécnica dado su valor bajo. De hecho, es difícil medir precisamente la resistencia a tensión del suelo debido a la falta de técnicas de laboratorio satisfactorias.

2.5. Posibles aplicaciones del concepto.

Los suelos finos son aplicados en distintas estructuras térreas, tales como barreras impermeables en los rellenos sanitarios y en corazones impermeables en bordos y presas, de la misma manera, los suelos finos que son excavados para deshecho pueden ser reutilizados como material de relleno en algunas estructuras.

La mayor aplicabilidad del compuesto puede ser en terraplenes, sub rasantes, sub bases y en problemas de estabilidad de taludes.

También se propone extrapolar el concepto a la creación de materiales de construcción tradicional tales como los blocks cerámicos para muros.

3. METODOLOGÍA.

3.1. Materiales.

El suelo que se utilizó fue una arcilla del tipo expansiva, abundante en la región y que trae consigo una problemática de alto interés a nivel regional e internacional. Se extrajeron muestras alteradas así como una muestra cúbica inalterada de la zona de Jurica, en el valle de Querétaro, México. Los datos de la caracterización geotécnica se muestran en el siguiente capítulo.

Se utilizaron micro fibras de polipropileno dada la abundancia y la facilidad de conseguirlas en el mercado, siendo además las más utilizadas en la manufactura de geosintéticos, siendo estos creados en un 92% con este tipo de fibras (Koerner, 1998). Al mismo tiempo las fibras de polipropileno son las de menor costo y de mayor resistencia química al tener un pH mayor (Van Santvoort, 1995).

Actualmente existe una gran oferta de este producto, siendo manufacturado en varios países y por distintas compañías (tabla 3-1).

Tabla 3-1. Datos técnicos de algunas micro fibras de polipropileno.

Nombre	Proveedor	Longitud (mm)	Diámetro (μm)	Densidad (g/cm^3)	E módulo (N/mm^2)	Resistencia a la tensión (N/mm^2)
PP Fiber M6	Mapei	6 \pm 1	18 \pm 3	0.91	3500-3900	300
Fiber PPM	Sika	13-19-38	-	0.91	2100	175
Fiberstrand	Euclid	6-13-19	-	0.91	-	-
Fibromac	Maccaferri	6	18	0.91	3500-3900	400-500
Grace MicroFiber	Grace	19	-	0.91	3500	-
Master Fiber F70	BASF	19-38	660	0.91	3500	300
Master Fiber M35	BASF	19	23	0.91	2200	200
Nanjing Fibre	Nanjing Fibre Company	12	34	0.91	3500	350
Belmix	Belgian fibers	6-12-18-24	22-34	0.91	-	350
Pasa Fiber	Grupo Pasa	19\pm0.1	18\pm3	0.91	3500-3900	500

Se eligieron las fibras “Pasa fiber”, dado que son producto de un proveedor local y cumplen los estándares mecánicos esperados en esa familia de fibras.

3.2. Métodos.

La metodología desarrollada consta de 9 puntos principales que definen la estructura del proyecto de investigación, esta brinda datos para analizar el efecto de la adhesión de las micro-fibras de polipropileno en el comportamiento del suelo. El programa de pruebas corresponde principalmente al análisis experimental de las muestras de suelo fibro reforzado así como las del suelo en estado natural y remoldeado.

3.2.1. Muestreo de suelo.

Se extrajo material arcilloso del tipo expansivo de la zona de Jurica en el valle de Querétaro, México. El grado de expansividad se determinó utilizando los criterios propuestos por Seed *et al.* (1963), Raman (1967) y Chen (1975), los cuales se pueden observar en la tabla 3-2 y en el nomograma de la figura 3-1.

Tabla 3-2. Criterios utilizados para identificar el potencial expansivo.

Autor	Criterio
Chen (1975)	$PI \geq 35$ (muy alto) y $20 \leq PI \leq 55$ (alto) $10 \leq PI \leq 35$ (medio) y $PI \leq 15$ (bajo)
Raman (1967)	$PI > 32$ y $SI > 40$ (muy alto) $23 \leq PI \leq 32$ y $30 \leq SI \leq 40$ (alto) $12 \leq PI \leq 23$ y $15 \leq SI \leq 30$ (medio) $PI < 12$ y $SI < 15$ (bajo)

PI: Límite plástico
SI: Índice de contracción

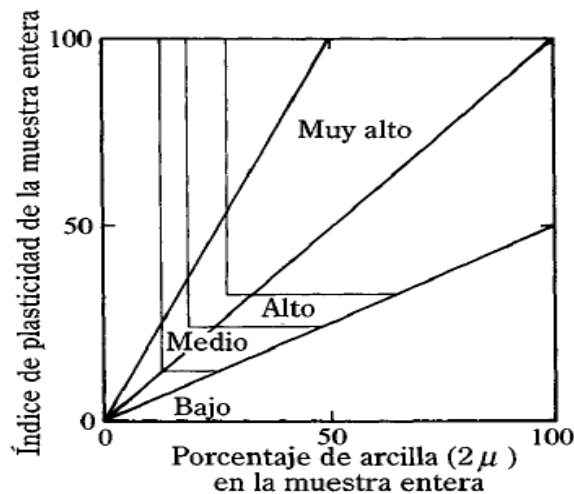


Figura 3-1. Nomograma para la aplicación del criterio de Seed *et al.* (1963).

3.2.2. Caracterización geotécnica del suelo.

Consiste en realizar las pruebas al material para obtener sus propiedades geotécnicas a través de las pruebas índice, de clasificación así como las necesarias para obtener las relaciones gravimétricas y volumétricas del suelo. La obtención de estos parámetros es fundamental en cualquier investigación dada la variabilidad de propiedades en los suelos.

Las pruebas que se realizaron son:

Granulometría:

El suelo consiste de un ensamblaje de partículas de varios tamaños y formas, el objetivo de la prueba es agrupar a las partículas en rangos separados de tamaños y por consiguiente determinar las proporciones relativas, de peso seco, para cada rango de tamaños.

Las pruebas de granulometría determinan de manera cuantitativa la distribución de tamaño de partículas mediante dos procedimientos bastante distintos los cuales son utilizados con el fin de abarcar el muy amplio rango de tamaños de partículas que se encuentran en los suelos.

Las partículas mayores a 75 μm , que corresponden a gravas y arenas se separan en los distintos rangos de tamaños con una serie de mallas de abertura estandarizada. El tamizado no puede ser utilizado en partículas menores como lo son limos y arcillas, por lo tanto se determinan por un proceso de sedimentación vía hidrómetro.

El análisis de la distribución de partículas es una prueba índice necesaria especialmente para suelos gruesos. La prueba nos permite determinar si el suelo consiste predominantemente de gravas, arenas, limo o arcilla y hasta cierto grado cual de estos rangos posiblemente controle las propiedades ingenieriles. Sin embargo, a parte del tamaño de las partículas, el comportamiento del suelo también depende de otros factores tales como tipo de mineral, estructura e historia geológica, etc., que tienen un efecto significativo en sus propiedades mecánicas y que no pueden ser determinadas de un simple análisis granulométrico.

Para la fracción gruesa las proporciones de los varios tamaños se determinan a partir de los tamaños de las aberturas cuadradas de las mallas. Para la fracción fina se basan en diámetros de esferas equivalentes obtenidas del análisis de sedimentación, no obstante que las partículas de los limos y las arcillas se alejan bastante de ser esféricas, de hecho las partículas de arcilla suelen tener forma de hojuelas delgadas y alargadas. A pesar de que las partículas se alejan de la forma esférica, la aplicación de la ley de Stokes provee una base para la comparación de la distribución de las partículas de los suelos finos lo suficientemente realista para la mayoría de los propósitos prácticos.

Estas pruebas además brindaron datos para determinar el potencial expansivo del suelo (por el criterio de Seed *et al.*, 1963).

Límites de consistencia:

La condición de una arcilla puede ser alterada cambiando su contenido de agua. Para todo suelo arcilloso hay un rango de contenidos de agua dentro de los cuales la arcilla es de una consistencia plástica, y los límites de Atterberg proveen un medio para medir y describir los rangos de plasticidad en términos numéricos.

Si suficiente agua se mezcla con una arcilla se puede volver un lodo, que se comporte como un líquido viscoso. Esto es conocido como el estado líquido. Si el contenido de agua se reduce gradualmente permitiendo que el suelo se seque lentamente, la arcilla eventualmente comenzará a mantenerse unida y a ofrecer alguna resistencia a la deformación, esto se conoce como el estado plástico. Con mayor pérdida de agua la arcilla comienza a contraerse, la rigidez aumenta hasta que le resta muy poca plasticidad y la arcilla se vuelve frágil, esto se conoce como el estado semi sólido. Conforme el secado continúa, la arcilla continúa contrayéndose en proporción a la cantidad de agua perdida, hasta que alcanza el mínimo volumen alcanzable por este proceso. Más allá de ese punto, un posterior secado no causa pérdida de volumen, este estado es conocido como el estado sólido.

Estos cuatro estados o fases se muestran en la figura 3-2. El cambio de una fase a la otra no tiene una frontera precisa, ya que se desarrolla una transición gradual. No obstante se han definido empíricamente tres fronteras que son reconocidas en todo el

mundo, estas fronteras son conocidas como los límites de Atterberg o límites de consistencia.

Los límites de consistencia constan principalmente del límite líquido, límite plástico y el límite de contracción y son parte esencial para la clasificación y caracterización de los suelos finos.

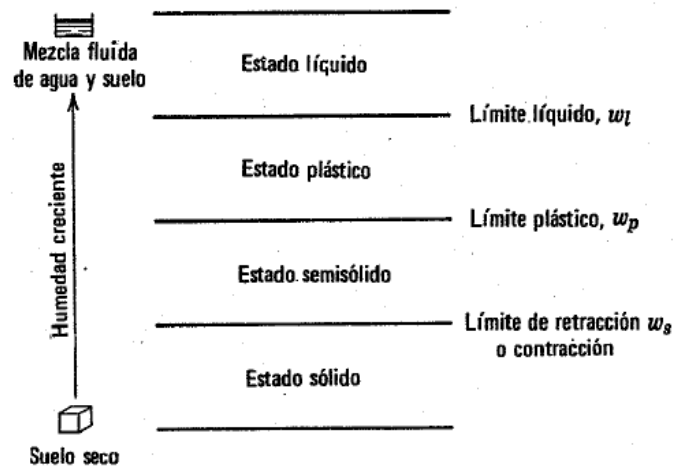


Figura 3-2. Límites de consistencia (de Bowles, 1978).

Clasificación:

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) fue desarrollado en 1952 por el *Bureau of Reclamation* y el *Corps of Engineers* (Lambe y Whitman, 2008), ambas instituciones estadounidenses. El SUCS basa su clasificación en el tamaño de grano del suelo y en los límites de consistencia de las partículas finas. El sistema tiene dos principios simples, la distribución de los tamaños de grano es importante para materiales granulares de grano grueso y la interacción de los granos con el agua es más importante para materiales de grano fino.

Con los límites de consistencia se clasificó al suelo de acuerdo al SUCS mediante la carta de plasticidad (figura 3-3).

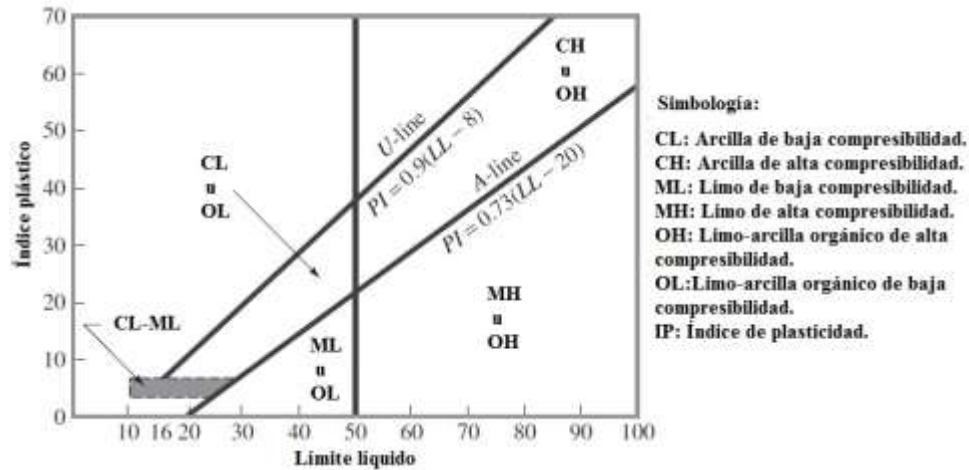


Figura 3-3. Carta de plasticidad asociada al SUCS.

Gravedad específica:

Se define como la relación de la masa de un volumen dado de partículas de suelo y la masa de un volumen igual de agua destilada, se determina típicamente en geomateriales que van desde la turba hasta las rocas.

Útil para calcular relaciones de fase en los suelos, tales como la relación de vacíos y el grado de saturación. Dato de fundamental importancia para calcular la consolidación y la presión de expansión del suelo.

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{W_s}{V_s \gamma_o}$$

Donde

S_s = Gravedad específica.

W_s = Peso de sólidos en el suelo.

W_s = Peso de sólidos en el suelo.

γ_s = Peso específico de sólidos.

γ_o = Peso específico del agua.

3.2.3. Propuesta de dosificaciones con distintas longitudes.

Las propuestas de dosificación en porcentaje de peso seco del suelo cambiando la longitud, fueron hechas con base en una revisión exhaustiva de la literatura, de la cual se

determinaron los rangos dentro de los cuales otros autores encontraron la combinación considerada como óptima. Las combinaciones se muestran en la tabla (3-3).

Tabla 3-3. Combinaciones de fibra vs longitud realizadas.

% Dosificación	l (mm)	N° Probetas
0.5%	4.75 mm	5
	9.5 mm	5
	19 mm	5
1.0%	4.75 mm	5
	9.5 mm	5
	19 mm	5
1.5%	4.75 mm	5
	9.5 mm	5
	19 mm	5
2.0%	4.75 mm	5
	9.5 mm	5
	19 mm	5

Para las pruebas de compresión axial no confinada se realizaron 5 probetas por cada combinación para tener una mejor validación estadística.

El contenido de fibras se calculó de la siguiente manera

$$\rho_f = \frac{w_f}{W}$$

Donde w_f representa el peso de las fibras y W es el peso de suelo seco del material para los distintos especímenes. Los diferentes valores adoptados en el presente trabajo para ρ_f fueron 0, 0.005, 0.01, 0.015 y 0.02. Para las distintas pruebas, las fibras fueron mezcladas con el suelo a su contenido de humedad óptimo y se permitió que se equilibrara la mezcla por un periodo de 24 horas previo a la compactación.

3.2.4. Determinación de la curva de compactación Proctor.

Muchos proyectos de ingeniería requieren el uso del suelo como material de relleno. Cuando el suelo se coloca como relleno estructural, es casi siempre necesario compactarlo a un estado más denso a fin de obtener propiedades satisfactorias que no se

lograrían con un material colocado suelto. El control del grado de compactación en sitio es necesario para lograr resultados satisfactorios a costos razonables. Las pruebas de compactación en laboratorio proveen las bases para los procedimientos de control usados en sitio.

Las pruebas de compactación proveen los siguientes datos básicos para el suelo.

1. La relación entre el peso específico seco y el contenido de humedad para un grado dado de energía de compactación.
2. El contenido de humedad para la compactación más eficiente, y de este contenido se obtiene el peso específico seco máximo que se puede lograr bajo una energía de compactación dada.

La prueba que provee los parámetros de compactación de un suelo fue propuesta por Proctor en los Estados Unidos en 1933, con el objetivo de determinar satisfactoriamente el estado de compactación de los suelos usados en la construcción de presas grandes.

La prueba tiene dos variantes, el Proctor estándar y el Proctor modificado, se distinguen de la energía de compactación utilizada, siendo esta mayor para la modificada.

La compactación del suelo es el proceso por el cual las partículas sólidas del suelo son densificadas por medios mecánicos. Se logra a través de la reducción de los vacíos de aire en el suelo, con mínima o nula reducción del contenido de agua.

En resumen el procedimiento de compactación densifica el material para obtener propiedades satisfactorias, tales como resistencia al corte, compresibilidad o permeabilidad. Los especímenes de prueba modificados requieren ser preparados de acuerdo a la prueba Proctor estándar (ASTM Standard D698, 2012).

Se determinó la curva de compactación, para poder elaborar especímenes a la humedad óptima y el peso específico seco máximo para las distintas pruebas realizadas.

3.2.5. Pruebas de compresión no confinada.

El propósito principal de la compresión no confinada es obtener de manera rápida la resistencia a compresión aproximada de suelos que poseen suficiente cohesión para realizar la prueba.

Como lo indica el mismo nombre de la prueba, los especímenes del suelo son ensayados sin ningún confinamiento o soporte lateral ($\sigma_3=0$). La carga axial es aplicada rápidamente al espécimen hasta causar la falla. En la falla el esfuerzo principal menor total es cero y el esfuerzo principal mayor total es σ_1 . En términos comunes, el valor de σ_1 se escribe como q_u y es referido como la resistencia a la compresión no confinada. Dado que la resistencia no drenada es independiente de la presión de confinamiento, $c_u=\sigma_1/2$ o $q_u/2$ (figura 3-4).

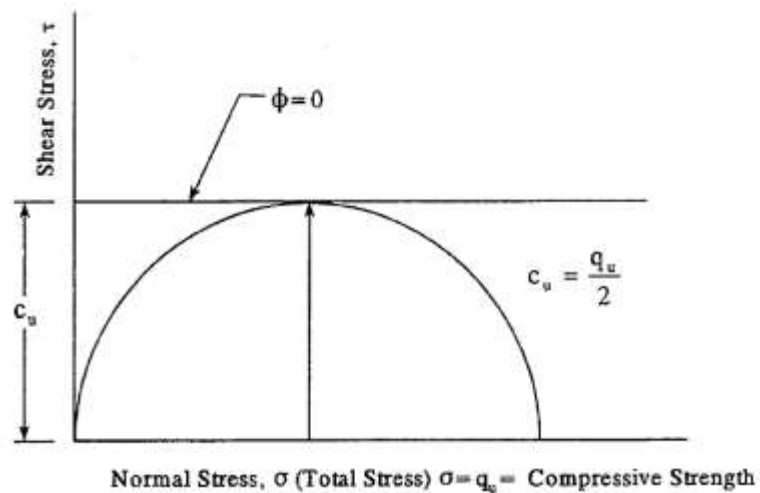


Figura 3-4. Diagrama de Mohr de la prueba de compresión no confinada.

La determinación de la resistencia a compresión no confinada de suelos inalterados, remoldeados o compactados se limita a suelos cohesivos o cementados naturales o artificiales. Dado que el ángulo de fricción ϕ , es inherentemente cero, la aplicación de esta prueba a suelos no cohesivos puede resultar en menospreciar su resistencia al esfuerzo cortante.

La resistencia al esfuerzo cortante medida por esta prueba es una aproximación razonable de la resistencia no drenada *in situ*.

Para cada combinación de porcentaje de dosificación de fibra vs longitud de la misma, se realizaron probetas de suelo fibra reforzado para ser sometidas al ensayo, estas probetas fueron realizadas simulando el procedimiento de compactación Proctor estándar (figura 3-5). De la misma manera se realizaron probetas de suelo no reforzado para tener un parámetro comparativo.



Figura 3-5. Probeta de suelo fibra reforzado.

El mezclado fue manual, las fibras fueron adheridas en pequeños incrementos para garantizar una distribución homogénea dentro de la masa de suelo en un tiempo no menor a 30 minutos. Las probetas fueron realizadas dentro de un molde en 3 capas para simular las condiciones de colocación en campo. El mezclado de las fibras con el suelo incrementó en dificultad conforme la dosificación aumentaba, sin embargo, las mezclas fueron aparentemente uniformes para los contenidos de refuerzo evaluados.

Se eligió esta prueba de ensaye ya que es considerada como una prueba económica que requiere relativamente poco tiempo para ser realizada, además de presentar ventajas ya antes mencionadas.

3.2.6. Prueba de expansión-compresión unidimensional.

Se realizará una prueba de expansión-compresión unidimensional en el suelo utilizando el método A de la norma ASTM D 4546-03, para poder determinar la expansión libre y la presión de expansión, esto para comprobar la hipótesis de que el método contribuye a reducir la presión de expansión manteniendo un comportamiento aceptable.

Existen tres métodos de prueba alternativos, todos requieren que el espécimen de prueba esté restringido lateralmente y que sea cargado axialmente en un consolidómetro con acceso al agua libre. A continuación se detallan brevemente estos métodos:

Método A:

El espécimen es inundado y se le permite expandir verticalmente a la presión de asiento (presión de al menos 1 kPa (0.01 kg/cm^2) aplicada por el peso de la piedra porosa superior y el cabezal de carga) hasta que se logra completar la expansión primaria. El espécimen es cargado después hasta que se obtiene la relación de vacíos/altura inicial.

Con este método se mide la expansión libre, el porcentaje de expansión para presiones verticales hasta la presión de expansión y por último, la propia presión de expansión.

Método B:

Se aplica una presión vertical que exceda a la de asiento al espécimen antes de permitir el acceso de agua en el consolidómetro. La magnitud de la presión vertical es usualmente equivalente a la sobrecarga de sitio, la carga estructural, o ambas, pero puede variar dependiendo de la aplicación que se le vaya dar a los resultados. Después de esto al espécimen se le permite el acceso libre al agua. Esto puede resultar en expansión, expansión seguida de contracción, contracción, o contracción seguida de expansión. La cantidad de expansión o asentamiento es medida a la presión aplicada después de que el movimiento es despreciable.

Con esta variante de la prueba se puede medir el porcentaje de expansión o asentamiento para presiones verticales usualmente equivalentes a las estimadas por sobrecarga de sitio o cualquier otra presión vertical hasta la presión de expansión. Esta variante también mide la presión de expansión.

Método C:

El espécimen se mantiene a una altura constante por ajustes en la presión vertical después de que el espécimen se inunda para obtener la presión de expansión. Una prueba de consolidación se lleva a cabo posteriormente.

El método C mide la presión de expansión, la presión de pre consolidación y el porcentaje de expansión o asentamiento dentro del rango de presiones verticales aplicadas.

3.2.7. Valor soporte de California.

Se realizarán pruebas para obtener el Valor de soporte de California al suelo sin refuerzo y al suelo reforzado que obtenga la combinación dosificación vs longitud de fibra considerada como óptima.

La prueba se desarrolla empujando un pistón estandarizado dentro del suelo a una tasa de penetración determinada y midiendo la fuerza requerida para mantener esa tasa. De la relación carga-penetración resultante se puede determinar el valor CBR del suelo dada la condición a la que fue ensayado.

El valor CBR puede ser considerado como una medida indirecta de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, pero no se puede relacionar directamente con los parámetros de resistencia al cortante. El único cálculo necesario es para expresar la fuerza medida para una cierta penetración como un porcentaje de una fuerza estándar para la misma penetración:

$$CBR = \frac{\text{Fuerza medida}}{\text{Fuerza estándar}} \times 100\%$$

Estas fuerzas estándar se basaron en pruebas con muestras de roca fraccionada compactada y por definición se relacionan al CBR de 100%.

La prueba del CBR fue ideada originalmente para proveer un método racional de diseño de pavimentos flexibles, pero también puede ser aplicada para el diseño de pavimentos rígidos y para bases granulares. Los resultados de la prueba son usados en la construcción de carreteras, aeropuertos, estacionamientos, etc.

3.2.8. Tensión indirecta (Prueba brasileña).

La prueba de tensión Brasileña ha sido utilizada en el pasado para determinar la resistencia a tensión de diferentes tipos de materiales tales como rocas, suelos estabilizados, mezclas bituminosas y suelos. Es generalmente reconocido que la prueba brasileña tiene numerosas ventajas sobre otras pruebas de tensión:

- La preparación de los especímenes y su manejo son simples.
- El equipo de carga necesario para la prueba es similar al usado para una prueba convencional de compresión.

- La falla es relativamente insensible a las condiciones de superficie y a los planos de compactación

$$T = \frac{2P}{\pi ld}$$

Utilizando la ecuación anterior se calculan los esfuerzos de tensión a los que está sometida la probeta, donde T es la resistencia a tensión, P es la carga máxima y l y d son respectivamente la longitud y el diámetro de la muestra.

3.2.9. Análisis de resultados.

La parte final es un análisis de los resultados obtenidos, la discusión de los mismos y los resultados. Se realiza un análisis estadístico y se propone un modelo de regresión lineal para el suelo fibro reforzado ante la compresión no confinada.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.

4.1. Caracterización geotécnica.

El suelo se extrajo de la zona de Jurica, en el valle de Querétaro, México. Se trata de una arcilla con alto potencial expansivo, de color negro y extraída a un metro de profundidad aproximadamente, el método de extracción fue mediante un pozo a cielo abierto. La tabla 4-1 condensa los resultados de las pruebas.



Figura 4-1. Croquis de sitio de extracción de las muestras.

Las pruebas fueron realizadas mediante las normativas de la ASTM.

4.2. Determinación de la granulometría del suelo.

El material se preparó utilizando la norma ASTM D421-85(2007), mientras que la prueba del análisis granulométrico se determinó siguiendo la norma ASTM D422-63(2007)e1. El análisis granulométrico se realizó utilizando procedimientos mecánicos, realizando un tamizado para las partículas mayores a 75 μm y para las menores por hidrómetro. La curva granulométrica del material se puede apreciar en la figura 4-2.

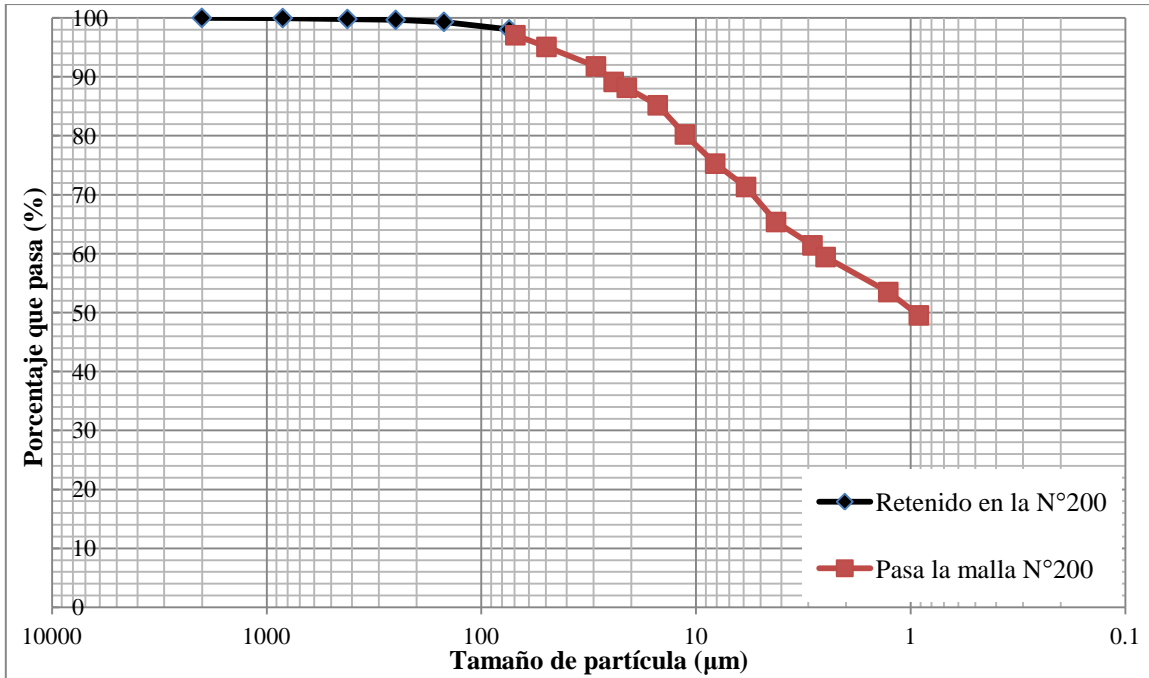


Figura 4-2. Composición granulométrica del material.

En la gráfica se puede observar que el suelo está conformado en su gran mayoría por material considerado como fino, siendo este el 98.1% del total de la muestra representativa, del cual 41.05% corresponde a limos mientras que las partículas menores consideradas como arcillas son el 57%.

4.3.Límites de consistencia y clasificación del material.

Se determinaron los límites de consistencia del material utilizando las normas ASTM D 4318-00 (2010) para el límite líquido y el plástico. También se obtuvo el límite de contracción utilizando el procedimiento de obtención de volumen con mercurio. Se obtuvo un límite líquido de 76%, un límite plástico de 32.4% y un límite de contracción de 13.4%. Con estos valores se clasificó al suelo como una arcilla de alta compresibilidad (CH) mediante el SUCS (Tabla 4-1).

Tabla 4-1. Caracterización geotécnica del suelo en estudio.

Parámetro	Valor	
Límite líquido:	LL=	76.00%
Límite plástico:	PL=	32.40%
Índice plástico	PI=	43.60%
Límite de contracción:	SL=	13.40%
Índice de contracción	SI=LL-SL=	30.20%
Contenido de gravas:	G=	0.00%
Contenido de arenas:	S=	1.95%
Contenido de finos:	F=	41.05%
Contenido de arcillas:	C=	57%
Clasificación SUCS:	SUCS:	CH
Ubicación del sitio:	20° 38' 49" - 100° 26' 14"	

4.4. Determinación del potencial expansivo.

Con base en los datos de la composición granulométrica y los obtenidos por los límites de consistencia se determinó el potencial expansivo del suelo mediante los criterios propuestos por Seed *et al.* (1963), Raman (1967) y Chen (1975). De la curva granulométrica se determinó el porcentaje de partículas menores a 75 μm y de los límites de consistencia se calculó el índice de contracción (SI=LL-SL). En la tabla 4-2 se observa la clasificación obtenida por estos criterios.

Tabla 4-2. Determinación del potencial expansivo.

Criterio	Valores encontrados	Dictamen
Chen (1975)	PI=43.6>35	Muy alto
Raman (1967)	PI=43.6>32 y SI=30<30.2<40	Alto
Seed <i>et al.</i> , (1963)	Porcentaje de partículas menores a 2 μm : 57%. PI: 43.6	Muy alto

De la observación de los datos se puede determinar que el suelo es altamente expansivo.

4.5. Parámetros de compactación del suelo.

Se realizó la compactación del suelo sin incluir las fibras utilizando la prueba Proctor estándar utilizando la norma ASTM D 698, para obtener el peso específico seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) y el contenido de agua óptimo ($\omega\%$), en la figura 4-3 se puede observar de manera completa la curva de compactación.

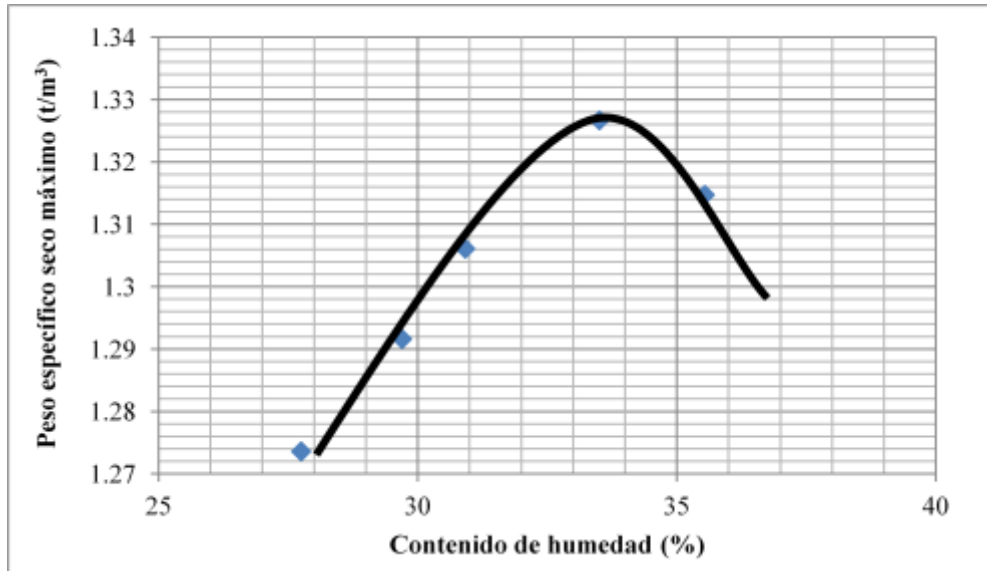


Figura 4-3. Curva de compactación del suelo.

De la gráfica se obtiene un $\gamma_{dm\acute{a}x}$ igual a 1.328 t/m^3 y un contenido de agua óptimo de 33.5%.

4.6. Parámetros de resistencia.

Posteriormente se prepararon probetas de suelo remoldeado utilizando los parámetros de compactación. Éstas probetas fueron sometidas a pruebas de compresión no confinada (ASTM Standard D2166, 2006). Los especímenes fueron creados en un molde de metal rígido en 3 capas simulando el procedimiento de compactación estática, antes de introducir el material en el molde, la superficie interior de este fue cubierta con lubricante a fin de disminuir la probabilidad de fractura del espécimen durante la extracción. Entre las capas compactadas, la superficie fue escarificada en un intento de proveer un vínculo razonable entre las capas. En cuanto a la geometría de las probetas, su relación de aspecto (l/d) estuvo siempre en el rango de 2 a 2.5, teniendo como media una longitud de 89 mm y un diámetro de 37 mm (Figura 4-4).

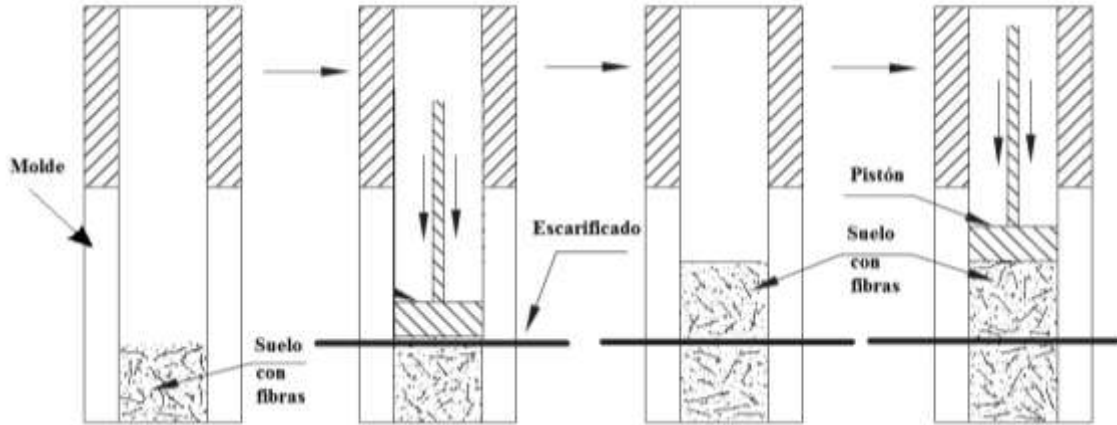


Figura 4-4. Procedimiento de preparación de los especímenes.

El material para la elaboración de los especímenes se calculó de la siguiente manera:

$$\rho_f = \frac{W_{fibra}}{W_{sueloseco}}$$

$$\gamma_d = \frac{W_{sólidos}}{V_m}$$

$$W_{sólidos} = W_{sueloseco} + W_{fibra}$$

$$W_{sólidos} = W_{sueloseco}(1 + \rho_f)$$

$$W_{sueloseco} = \frac{\gamma_d}{V_m(1 + \rho_f)}$$

Donde:

w_{fibra} : Peso de las fibras.

$W_{sueloseco}$: Peso de suelo seco del material.

$W_{sólidos}$: Peso de los elementos sólidos.

ρ_f : Porcentaje de inclusión de fibra.

γ_d : Densidad seca.

V_m : Volumen del molde.

Las probetas de suelo remoldeado con la inclusión de las micro fibras fueron mezcladas el tiempo suficiente para lograr una mezcla en apariencia homogénea por periodos no menores a una hora (figura 4-5).



Figura 4-5. Suelo mezclado con fibra previo a la preparación de probetas.

La adición fue realizada en cuanto al porcentaje de peso seco del suelo (0.5%, 1%, 1.5% y 2%), para cada una de las longitudes de fibra (9.5 y 19 mm).

Fueron ensayadas cinco probetas por cada combinación. Se obtuvo la resistencia máxima de cada probeta así como sus curvas de esfuerzo deformación. Las probetas se ensayaron en una máquina de compresión con un anillo de carga con constante de 0.8072 a una velocidad de deformación constante de 0.56 mm/minuto. La deformación axial se calculó como la relación entre el cambio de la longitud del espécimen leído del indicador de deformación (Δl) y la longitud inicial del espécimen (l_0).

Después de obtenidos los datos y con base en el análisis de los mismos, se eligió la combinación que presentó los mejores resultados en cuanto a resistencia promedio, a esta combinación se le denominó como la combinación óptima.

Para asegurar la confiabilidad de los resultados, se repitieron 5 ensayos por combinación para la compresión no confinada. Por lo general, los resultados fueron casi idénticos y el promedio de los valores fue utilizado en la evaluación de los resultados.

En la tabla 4-3 se presenta un resumen de las resistencias promedio a compresión no confinada para el total de combinaciones propuestas de longitud de fibra – porcentaje de dosificación. El valor mostrado es la media de cada combinación, tanto para el esfuerzo resistente, el contenido de agua y el peso seco específico. La media correspondiente a los valores de esfuerzo, se determinó a partir de las resistencias máximas encontradas para cada espécimen.

Tabla 4-3. Resistencia, humedad y densidad seca en suelos con fibras.

longitud (mm)	% dosificación	Esfuerzo resistente (kg/cm ²)	Contenido de agua (%)	Densidad seca (t/m ³)
19 mm	0.5%	2.69	34%	1.31
19 mm	1.0%	3.10	33%	1.28
19 mm	1.5%	4.79	32%	1.32
19 mm	2.0%	2.57	33%	1.32
9.5 mm	0.50%	3.70	34%	1.32
9.5 mm	1.0%	4.29	33%	1.32
9.5 mm	1.5%	4.42	32%	1.34
9.5 mm	2.0%	5.42	31%	1.34
4.75 mm	0.50%	4.01	32%	1.33
4.75 mm	1.0%	3.92	32%	1.33
4.75 mm	1.5%	3.97	33%	1.32
4.75 mm	2%	4.3	32%	1.34

En la tabla 4-4 se presenta una comparativa cualitativa respecto al porcentaje de cambio o mejora de los suelos fibro reforzados y el suelo sin refuerzo. Se comparan los valores promedio obtenidos para cada una de las combinaciones propuestas con las del suelo remoldeado sin refuerzo.

Tabla 4-4. Porcentaje de cambio respecto al suelo sin refuerzo.

Esfuerzo resistente suelo natural (kg/cm ²)	Longitud (mm)	% de dosificación	Esfuerzo resistente suelo reforzado (kg/cm ²)	% de cambio
2.94	19 mm	0.5%	2.69	-8.7%
2.94	19 mm	1.0%	3.10	5.3%
2.94	19 mm	1.5%	4.79	62.8%
2.94	19 mm	2.0%	2.57	-12.6%
2.94	9.5 mm	0.5%	3.70	25.8%
2.94	9.5 mm	1.0%	4.29	45.8%
2.94	9.5 mm	1.5%	4.42	50.1%
2.94	9.5 mm	2.0%	5.42	84.0%
2.94	4.75 mm	0.50%	4.01	36.2%
2.94	4.75 mm	1.00%	3.92	33.0%
2.94	4.75 mm	1.50%	3.97	34.8%
2.94	4.75 mm	2.00%	4.30	46.0%

De la tabla 4-4 se puede observar que la combinación que presenta el mayor porcentaje de mejora es la de la fibra con longitud de 9.5 mm con una dosificación de 2%, fue esta combinación fue la que se consideró como la óptima.

En la figura 4-6 se muestran las gráficas esfuerzo vs deformación obtenidas de la prueba de compresión no confinada del conjunto total de combinaciones.

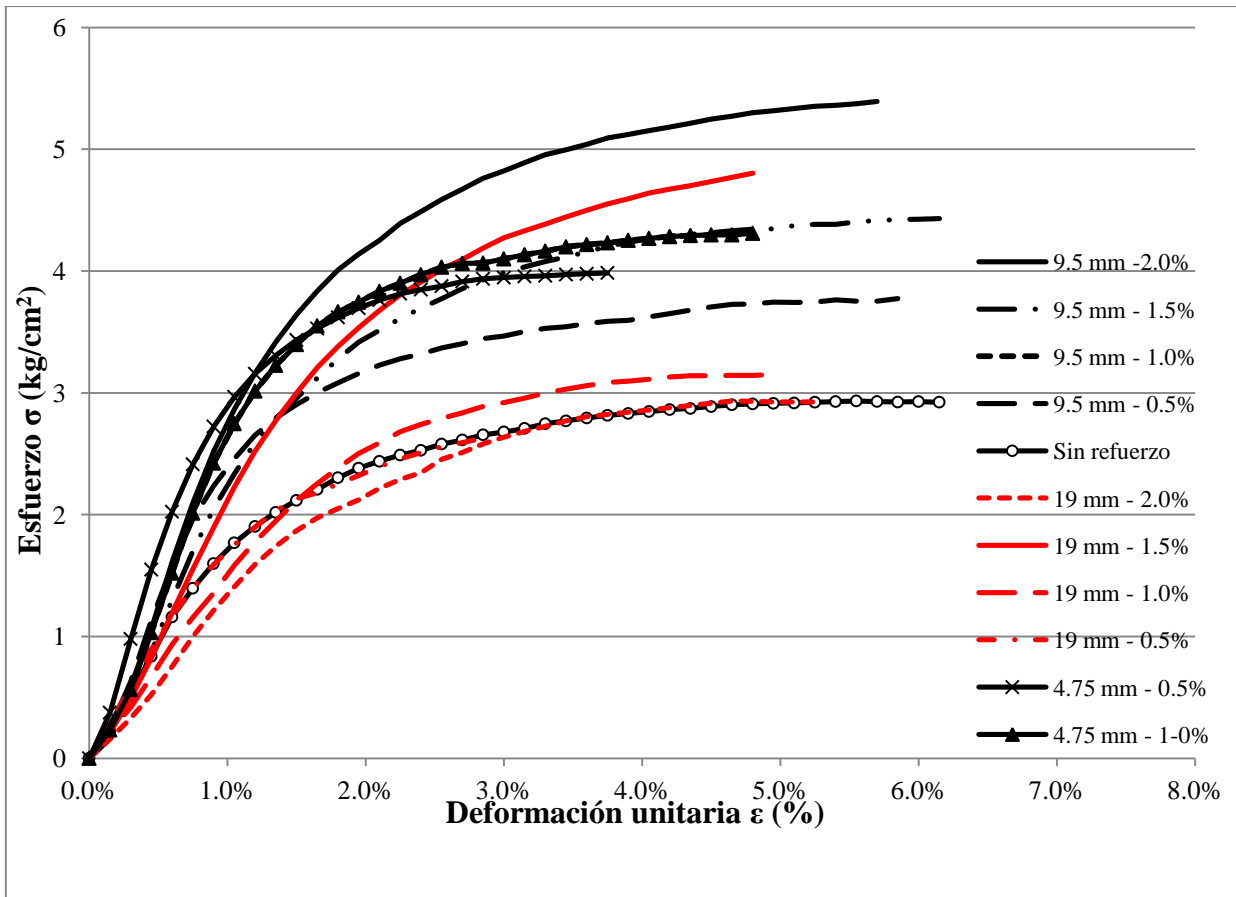


Figura 4-6. Gráfica esfuerzo vs deformación del conjunto de combinaciones.

De la gráfica se pueden observar comportamientos similares, se observa un grupo de 3 combinaciones con comportamiento similar al del suelo sin refuerzo. El otro grupo es en general el de las probetas con la fibra de tamaño aproximado de 9.5 mm, de estas se puede observar un comportamiento similar al inicio, sin embargo conforme el suelo se deforma, las probetas fibra reforzadas por lo general tienen un mejor comportamiento mecánico al resistir mayores esfuerzos y registrar menor deformación en comparación al presente en el suelo no reforzado.

En la figura 4-7 se observa el efecto del tamaño de las micro fibras de polipropileno en la resistencia a la compresión no confinada del suelo fibra reforzado a distintos porcentajes de fibra.

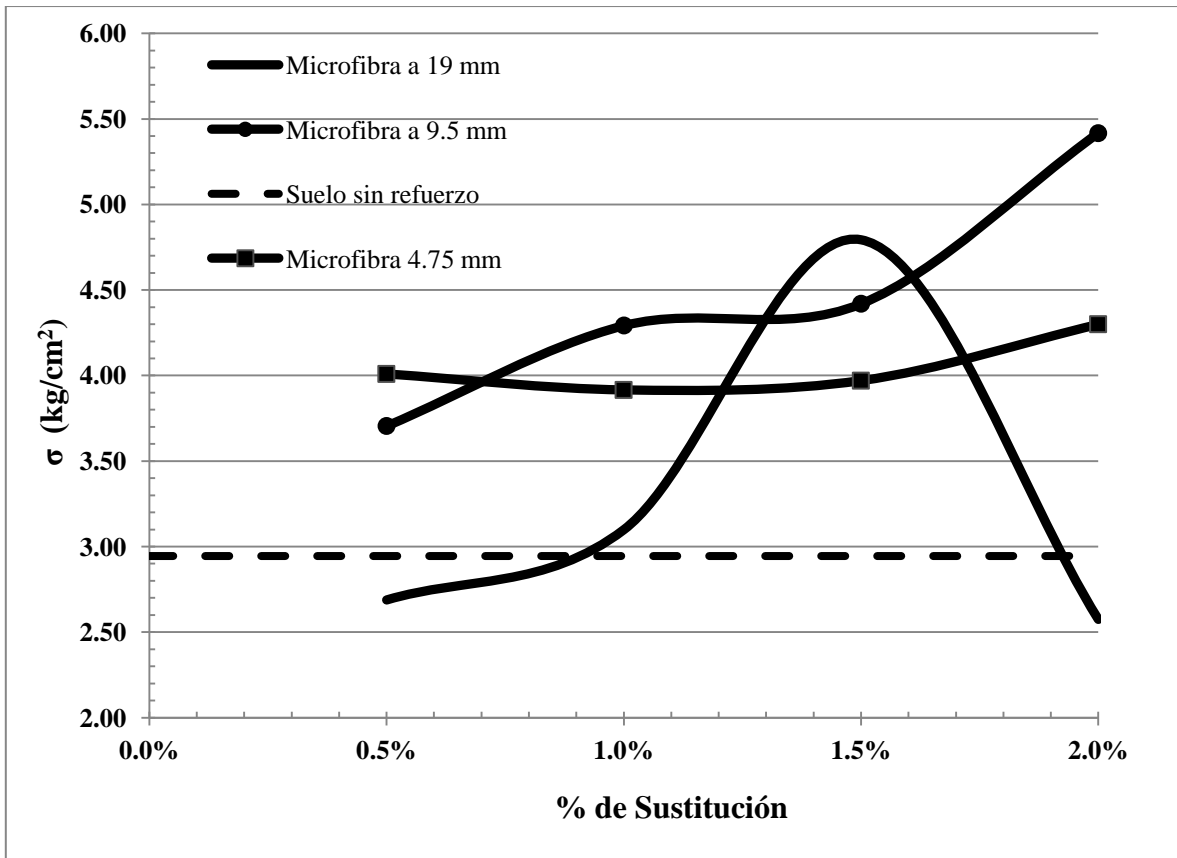


Figura 4-7. Efecto del tamaño de las micro fibras a diferentes dosificaciones.

De la figura 4-7 se observa al comparar ambas líneas, que para los porcentajes de dosificación de 0.5 y 1% estas se encuentran paralelas, de lo que se puede inducir un mejor comportamiento conforme disminuye el tamaño de la fibra, sin embargo, al llegar al 1.5% de la dosificación de la fibra se tienen valores muy semejantes para ambas longitudes de fibra. Posteriormente, para el 2% de dosificación existe una caída abrupta en el comportamiento del suelo reforzado con fibra de longitud de 19 mm, no siendo así para el suelo reforzado con fibra de 9.5 mm. Para la fibra con longitud menor se observa un comportamiento lineal, donde al incrementar la dosificación de la fibra se tiene un aumento en la resistencia a compresión, sin embargo, cabe aclarar que se tiene como máximo aceptable la dosificación de 2%, ya que la dosificación con valores mayores vuelve extremadamente difícil el mezclado de las fibras con el suelo.



Figura 4-8. Falla por pandeo en las probetas.

En la figura 4-8 se puede ver una probeta recién ensayada, en ella se aprecia el comportamiento general exhibido en las probetas, se trata de un mecanismo de falla plástica en lugar de una falla frágil.

Con los datos obtenidos, se realizó un análisis estadístico con la ayuda del software comercial Minitab® 17.1.0. Se propuso un modelo de regresión lineal, utilizando como variable responsiva el esfuerzo y como variables predictivas continuas, el contenido de agua en forma decimal, la densidad seca, el porcentaje de dosificación en forma decimal y la longitud de la fibra, así como el efecto de la relación longitud de fibra y dosificación.

Se realizó este modelo para establecer cuáles de los parámetros son importantes y estadísticamente significativos.

Ejecutado el análisis de regresión, del análisis de la varianza se obtuvieron los siguientes valores p:

- Densidad seca (t/m^3) $p=0.061$
- Contenido de humedad $p=0.000$
- Longitud (mm) $p=0.057$

- Dosificación $p=0.001$
- Longitud * dosificación $p=0.006$

Por lo tanto, las variables predictivas densidad seca y longitud, no tienen un efecto estadísticamente significativo, siendo las variables de contenido de agua y porcentaje de dosificación las que tienen la mayor importancia en la obtención de esfuerzos en el suelo fibro reforzado.

Se propone la siguiente ecuación de regresión

$\text{Esfuerzo (kg/cm}^2\text{)} = 3.14 + 9 \text{ Densidad seca (t/m}^3\text{)} - 37.23 \text{ Contenido de agua} + 0.0625 \text{ Longitud (mm)} + 114.8 \text{ Dosificación} - 7.47 \text{ Longitud (mm)} * \text{ Dosificación}.$

Esta ecuación de regresión se ajusta al 82.22% de la variación de los datos a compresión simple y predice nuevos valores con una aproximación del 74.80%.

Del análisis de la importancia de la variación del contenido de agua en la obtención del esfuerzo se presenta la siguiente gráfica de contornos (Figura 4-9).

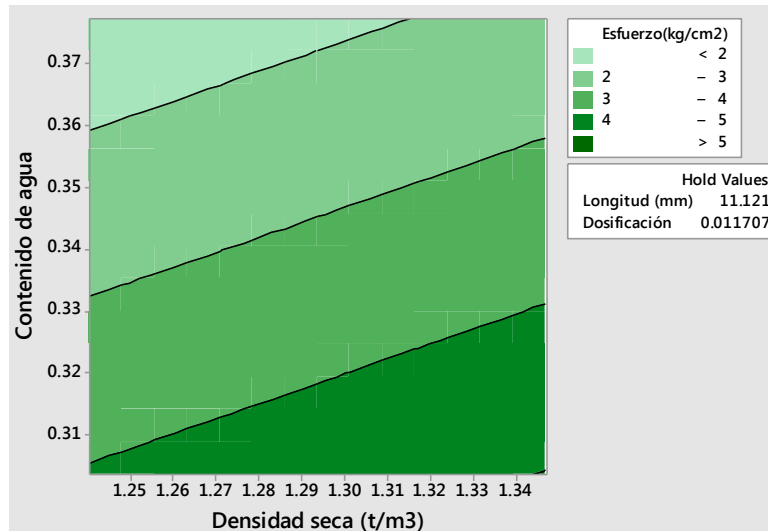


Figura 4-9. Gráfica de contornos, variación del esfuerzo dependiendo del contenido de humedad y la densidad seca.

4.7. Resultados expansión-consolidación unidimensional.

Se realizaron ensayos de expansión-consolidación unidimensional siguiendo las indicaciones dadas por la normativa ASTM D 4546-03 método A. Se utilizó un anillo de 75 mm de diámetro y 19 mm de alto, equipado con extensiones para evitar pérdida de material al expandir el suelo. Se realizó un ensayo a una muestra de suelo inalterada, el cual tenía un contenido de agua igual al 16%, similar a las otras pruebas, se realizaron especímenes bajo los parámetros de compactación Proctor estándar, un espécimen para el suelo sin refuerzo y otro para el suelo con adición de fibras a la combinación óptima dosificación-longitud. Se obtuvieron los parámetros de expansión libre y presión de expansión, los cuales se pueden observar en la tabla 4-5.

Tabla 4-5. Resumen parámetros expansión.

Muestra	Expansión libre (%)	Presión de expansión (kg/cm ²)
Suelo inalterado	20.39	1.87
Suelo remoldeado	14.17	1.65
Suelo fibro-reforzado	12.57	1.59

De la tabla se puede observar que el suelo fibrorreforzado presentó una disminución para ambos parámetros siendo de 62.2% en expansión libre y 17.9% en presión para el suelo en estado inalterado, mientras que para el suelo remoldeado la disminución fue de 12.8% en cuanto a expansión libre y 4.2% en cuanto a presión de expansión.

En la figura 4-10 se presentan las curvas de compresibilidad de los tres especímenes ensayados.

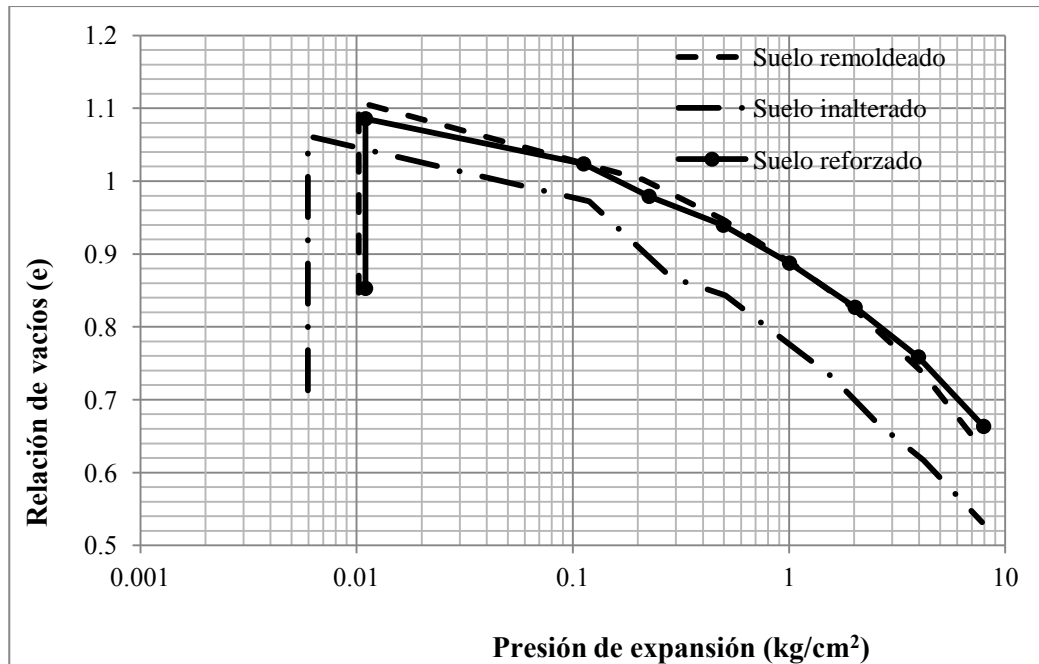


Figura 4-10. Curvas de compresibilidad.

De la figura 4-10 se puede observar que las curvas del suelo reforzado y del suelo remodelado presentan comportamientos semejantes. Se puede concluir por la curva de compresibilidad, que el material reforzado presenta un comportamiento aceptable al ser este semejante al del suelo no reforzado, el composite no aumentó ni la compresibilidad ni indujo ningún tipo de colapso. En cuanto a la presión de expansión no hubo una mejora significativa, posiblemente esto sea porque al ser el material sometido a saturación, el agua debilita la unión en la interface suelo-fibra, perdiendo la trabazón de las fibras con las partículas de suelo y de esta manera estas no pueden entrar en tensión.

En la figura 4-11 se presentan imágenes de los materiales después de haber sido sometidos a secado en horno.

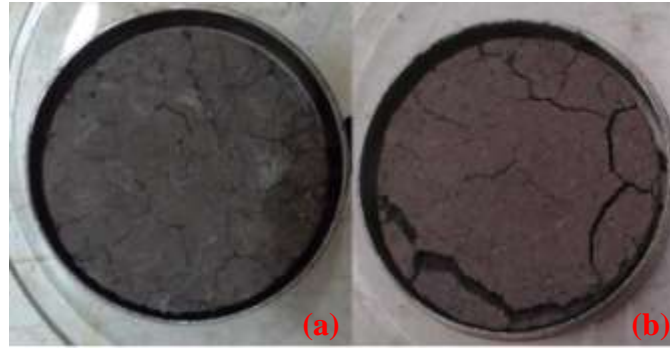


Figura 4-11. a) Muestra fibra reforzada después de secado b) muestra remodelada después de secado por horno.

De la observación de las imágenes y a manera cualitativa, se puede proponer que el composite presenta un mejor comportamiento ante secado, dado que se redujo considerablemente el agrietamiento (imagen a), la pastilla se contrajo proporcionalmente sin quebrarse en dos o más partes, una explicación podría ser que al irse evaporando el agua, el contacto entre la fibra y el suelo se restablece y las fibras entran en tensión nuevamente, teniendo por resultado un material que se contrae sin agrietarse considerablemente en comparación al suelo sin refuerzo (imagen b).

4.8. Obtención del valor soporte de California (CBR).

Se realizó una prueba de valor soporte de California, también conocida como valor relativo de soporte (VRS) utilizando los parámetros de compactación Proctor estándar al suelo en estado remodelado con y sin refuerzo de fibras. Se obtuvieron los parámetros de CBR así los cuales se pueden observar en la Tabla 4-6, donde C es la carga corregida y CBR el valor de soporte a 2.54 y 5.08 mm de penetración, respectivamente.

Tabla 4-6. Valor soporte de California de las muestras.

Dosificación	C _{2.54} (kg)	C _{5.08} (kg)	CBR _{2.54} (%)	CBR _{5.08} (%)
0%	320.23	391.89	23.5	19.2
2%	313.26	427.41	23.0	20.9

De la tabla se obtiene que el valor del CBR para el suelo sin refuerzo y el reforzado sea prácticamente el mismo, sin embargo la sola obtención de estos valores lleva

a la impresión errónea de que las fibras no presentan una mejora al ser mezcladas con el suelo. En la gráfica de carga de penetración vs longitud de penetración de la figura 4-12 se puede observar que las fibras si presentan una mejora ante pruebas de penetración como el CBR.

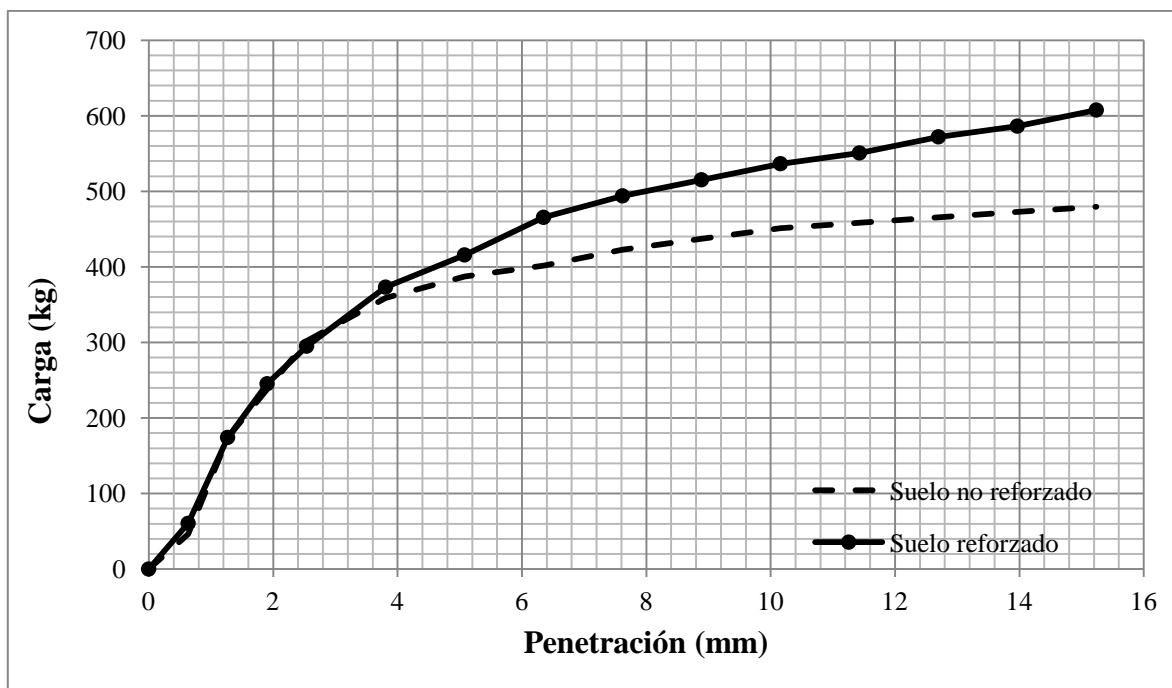


Figura 4-12. Curvas carga-penetración obtenidas por CBR.

En la figura 4-12 se aprecia cómo es que al inicio de la prueba el suelo y el composite se comportan de manera similar, sin embargo conforme continua la penetración el suelo reforzado comienza a tomar más carga, lo que indica que se requieren de esfuerzos mayores para que las fibras comiencen a trabajar e interactuar con el suelo circundante. Esto confirma lo propuesto por Diambra *et al.*, (2012) quienes mencionan que para arenas el nivel de dependencia de esfuerzos es importante, ya que la rigidez inicial del composite no está influenciada por la presencia de las fibras, en otras palabras, para deformaciones pequeñas el comportamiento del composite es gobernado solamente por la matriz de arena.

4.9. Resultados de las pruebas a tensión indirecta (Ensayo brasileño).

Se prepararon probetas de suelo remoldeado utilizando los parámetros de compactación. Estas probetas fueron sometidas a la prueba de tensión indirecta que es conocida también como el ensayo brasileño. Se tomaron como referencia algunas

recomendaciones de la normativa ASTM Standard C496, tratando de realizar de manera similar este ensayo que fue diseñado para concretos y corazones de roca. Los especímenes fueron creados en un molde de metal rígido en 2 capas simulando el procedimiento de compactación, antes de introducir el material en el molde, la superficie interior de este fue cubierta con lubricante a fin de disminuir la probabilidad de fractura del espécimen durante la extracción. Entre las capas compactadas, la superficie fue escarificada en un intento de proveer un vínculo razonable entre las capas. En cuanto a la geometría de las probetas, éstas fueron escaladas a las dimensiones propuestas en la norma C496 a una escala 1:0.25, manteniendo así la misma relación longitud-diámetro ala de la norma, teniendo como media una longitud de 75 mm y un diámetro de 37.2 mm.

Se realizaron probetas de suelo remoldeado con la inclusión de las micro fibras, estas fueron mezcladas el tiempo suficiente para lograr una mezcla en apariencia homogénea por periodos no menores a una hora. Se introdujo fibra a la combinación considerada como óptima así como a una extra de 9.5 mm de longitud a una dosificación de 0.6%.

Fueron ensayadas tres por cada combinación y se obtuvo la resistencia máxima de cada probeta. Las probetas se ensayaron en una máquina de compresión con un anillo de carga con constante de 0.2039 a una velocidad de deformación constante de 0.127 mm/minuto. La deformación axial se calculó como la relación entre el cambio de la longitud del espécimen leído del indicador de deformación (Δl) y la longitud inicial en cuanto a diámetro del espécimen (l_0). Las probetas sin refuerzo presentaron una falla súbita lo que se consideraría como un material frágil, mientras que las probetas fibro reforzadas presentaron un comportamiento más dúctil. En la figura 4-13 se puede observar el mecanismo de ensayo de las probetas.



Figura 4-13. Mecanismo de ensayo a tensión indirecta.

Para las pruebas de suelo fibro reforzado se utilizó otro criterio de falla, dado que al no presentar una falla frágil, las probetas seguían tomando carga, por lo que se decidió reportar el valor al 10% de deformación axial.

Tabla 4-7. Resultados tensión indirecta.

Muestra	Tensión (kg/cm ²)	ω (%)	γ_d (t/m ³)
Suelo remoldeado	0.66	32%	1.30
Dosificación 0.6%	0.96	32%	1.34
Dosificación 2.0%	1.33	31%	1.33

Las muestras de suelo fibra reforzado presentaron una mejora en comparación al suelo sin refuerzo. La combinación de 9.5 mm – 0.6% presentó una ganancia del 45.5% mientras que la combinación considerada como óptima (9.5mm-2%), presentó una ganancia en resistencia de 102.3%.

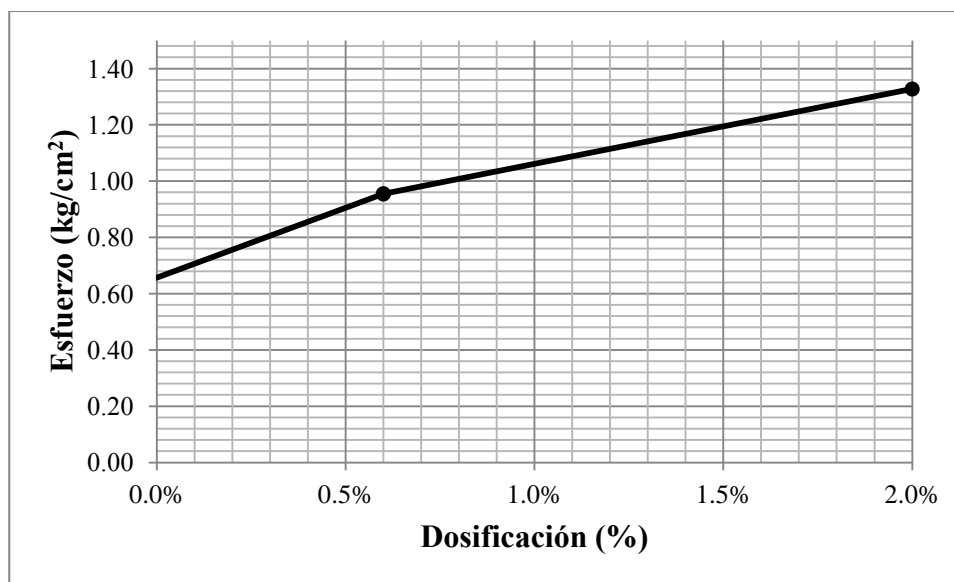


Figura 4-14. Esfuerzo a tensión vs. Dosificación

En la curva de la figura 4-14 se puede observar el aumento en resistencia a tensión al aumentar la dosificación de la fibra.

5. CONCLUSIONES.

El concepto de suelo fibro reforzado presenta una buena opción de mejoramiento de suelos. Existe una dosificación que podría ser considerada como óptima, la cual presenta ventajas mecánicas en comparación al suelo en estado remoldeado sin refuerzo.

De los resultados obtenidos se puede concluir lo siguiente:

La dosificación de la fibra desempeña un papel importante en la resistencia a la compresión no confinada del composite, obteniéndose un mejor desempeño en general con mayores dosificaciones de fibra.

A pesar de que la longitud de la fibra no es una variable estadísticamente significativa en la obtención de mejores resultados, si lo es en el proceso de mezclado, teniéndose un mejor mezclado al ir disminuyendo la longitud de la fibra.

Se puede considerar como combinación óptima la fibra con 9.5 mm de longitud a una dosificación de 2% de peso seco del suelo. La combinación considerada como óptima, obtuvo una mejora del 84% en comparación al suelo sin refuerzo, siendo el esfuerzo resistente promedio igual a 5.42 kg/cm^2 .

Del análisis estadístico se concluye que las variables predictivas densidad seca y longitud, no tienen un efecto estadísticamente significativo, siendo las variables de contenido de agua y porcentaje de dosificación las que tienen la mayor importancia en la obtención de esfuerzos en el suelo fibro reforzado.

La ecuación de regresión del modelo se ajusta al 82.22% de la variación de los datos a compresión simple y predice nuevos valores con una aproximación del 74.80%.

El modo general de falla en la prueba de compresión no confinada es del tipo de falla plástica, lo cual muestra el comportamiento dúctil del composite.

Existe una relación de aumento de resistencia conforme aumenta la dosificación de la fibra, sin embargo, debe aclararse que entre mayor es la dosificación de la fibra, el proceso de mezclado y la obtención de una mezcla homogénea se vuelve más difícil.

Ante pruebas de penetración como el CBR las fibras comienzan a actuar y presentar mejoras ante longitudes de penetración mayores a las consideradas por la prueba.

En un ensayo de consolidación-expansión, las fibras lograron una disminución de expansión respecto al suelo remoldeado (12.8% respecto a expansión libre y 4.2% en cuanto a presión de expansión), sin embargo en el proceso de secado presentaron un mejor comportamiento al no presentar grietas ni fracturas considerables.

La inclusión de las fibras genera un comportamiento más dúctil ante pruebas de tensión en comparación al suelo sin refuerzo, el cual presenta una falla frágil

En general la inclusión de fibras en el suelo presenta mejoras en varios parámetros de resistencia mecánica, de mayor y menor magnitud dependiendo del ensayo, pero se puede considerar al fibro reforzamiento como una técnica competente y con ventajas técnicas.

6. REFERENCIAS.

Aggarwal, P., and B. Sharma. 2010. Application of Jute Fiber in the Improvement of Subgrade Characteristics. In: Proc of int conf on adva in civ eng, Trabzon, Turkey. p 30.

Al-Mukhtar, M., S. Khattab, and J.-F. Alcover. 2012. Microstructure and geotechnical properties of lime-treated expansive clayey soil. *Engineering Geology* 139–140: 17-27.

Álvarez-Manilla, A. and M.L. Pérez-Rea. 1996. Subsistencia y Fallamiento en el Valle de Querétaro, Memorias de la XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Morelia, México.

ASTM Standard D421 - 85(2007). Standard Practice for Dry Preparation of Soil Samples for Particle-Size Analysis and Determination of Soil Constants, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2007, DOI: 10.1520/D0421-85R07, www.astm.org.

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

ASTM Standard D698, 2012. Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12400 ft-lbf/ft³(600 kN-m/m³)), ASTM International, West Conshohocken, PA, 2012, DOI: 10.1520/D0698-12, www.astm.org.

ASTM Standard D2166, 2006. Standard Test Methods for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2006, DOI: 10.1520/D2166-06, www.astm.org.

Babu, G. S., and A. Vasudevan. 2008. Strength and stiffness response of coir fiber-reinforced tropical soil. *Journal of Materials in Civil Engineering* 20: 571-577.

Basha, E. A., R. Hashim, H. B. Mahmud, and A. S. Muntohar. 2005. Stabilization of residual soil with rice husk ash and cement. *Construction and Building Materials* 19: 448-453.

Bishop, A. W., and D. J. Henkel. 1900. The measurement of soil properties in the triaxial test.

Bouhicha, M., F. Aouissi, and S. Kenai. 2005. Performance of composite soil reinforced with barley straw. *Cement and Concrete Composites* 27: 617-621.

Carreón-Freyre, D., M. Cerca, L. Luna-González, and F.J. Gámez-González. 2005. Influencia de la estratigrafía y estructura geológica en el flujo de agua subterránea del Valle de Querétaro. *Revista Mexicana de Ciencias Geológicas* 22: 1-18.

Chegenizadeh, A., and H. Nikraz. 2011. Composite Soil: Fiber Inclusion and Strength. *Advanced Materials Research* 308: 1646-1650.

Chen, F. H. 1975. *Foundations on expansive soils*. Elsevier.

Dheerendra Babu, M. R., S. Nayak, and R. Shivashankar. 2013. A Critical Review of Construction, Analysis and Behaviour of Stone Columns. *Geotechnical and Geological Engineering* 31: 1-22.

Diambra, A., E. Ibraim, A. R. Russell, and D. Muir Wood. 2013. Fibre reinforced sands: from experiments to modelling and beyond. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 37: 2427-2455.

Estabragh, A. R., A. T. Bordbar, and A. A. Javadi. 2013. A Study on the Mechanical Behavior of a Fiber-Clay Composite with Natural Fiber. *Geotechnical and Geological Engineering* 31: 501-510.

Garnica-Anguas, P., A. Pérez-Salazar, J.A. Gómez-López and E.Y. Obil-Veiza. 2002. Estabilización de suelos con cloruro de sodio para su uso en las vías terrestres. *Publicación Técnica No. 201*, Instituto Mexicano del Transporte, México.

Ghavami, K., R. D. Toledo Filho, and N. P. Barbosa. 1999. Behaviour of composite soil reinforced with natural fibres. *Cement and Concrete Composites* 21: 39-48.

Gzienski, S., and L. J. Lee. 1965. Comparison of laboratory swell tests to small scale field tests. In: *Engineering Effects of Moisture Changes in Soils; Concluding Proceedings of the International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils*. p 108-119.

Gosavi, M., and K. Patil. 2004. Improvement of properties of black cotton soil subgrade through synthetic reinforcement. *Journal of the Institution of Engineers(India), Part CV, Civil Engineering Division* 84: 257-262.

Gromko, G. J. 1974. Review of expansive soils: 5F, 6T, 52R. *J. Geotech. Engng. Div, V100, GT6, 1974, P667–687. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 11: 198.

Hamilton, J.M. Daniel D.E. and Olson R.E., 1977, *Foundations on Swelling on Shrinking Subsoils*, Can. Building Digest, Nat. Res. Council, Canada.

Hejazi, S. M., M. Sheikhzadeh, S. M. Abtahi, and A. Zadhoush. 2012. A simple review of soil reinforcement by using natural and synthetic fibers. *Construction and Building Materials* 30: 100-116.

Holtz, W. 1969. Volume change in expansive clay soils and control by lime treatment. In: *Proc., 2nd Int. Research and Engineering Conf. on Expansive Clay Soils*. p 157-174.

Ikizler, S. B., M. Aytekin, M. Vekli, and F. Kocabaş. 2010. Prediction of swelling pressures of expansive soils using artificial neural networks. *Advances in Engineering Software* 41: 647-655.

Indraratna, B., C. Rujikiatkamjorn, R. Kelly, and H. Buys. 2010. Sustainable soil improvement via vacuum preloading. *Proceedings of the ICE-Ground Improvement* 163: 31-42.

IUSS Working Group WRB. 2007. *World Reference Base for Soil Resources 2006, first update 2007. World Soil Resources Reports No. 103*. FAO, Rome.

Jones, R. M. 1975. *Mechanics of composite materials*. Taylor & Francis London.

Jones, D.E J. and Holtz W.G. 1973. *Expansive Soils – The Hidden Disaster*, Civil Engineering, Vol.43.

Koerner J. Soong T-Y. y Koerner R. M., 1998, *Earth Retaining Wall Costs in the USA*, GRI Report #20, Geosynthetic Institute, Folsom, PA, 1998.

Kolias, S., V. Kasselouri-Rigopoulou, and A. Karahalios. 2005. Stabilisation of clayey soils with high calcium fly ash and cement. *Cement and Concrete Composites* 27: 301-313.

Kumar, A., B. S. Walia, and J. Mohan. 2006. Compressive strength of fiber reinforced highly compressible clay. *Construction and Building Materials* 20: 1063-1068.

Lambe, T. W., and R. V. Whitman. 2008. *Soil mechanics SI version*. John Wiley & Sons.

Li, J., D. A. Cameron, and G. Ren. 2014. Case study and back analysis of a residential building damaged by expansive soils. *Computers and Geotechnics* 56: 89-99.

Li, J., C. Tang, D. Wang, X. Pei, and B. Shi. 2014. Effect of discrete fibre reinforcement on soil tensile strength. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 6: 133-137.

Lopes, M. L., and M. Ladeira. 1996. Influence of the confinement, soil density and displacement rate on soil-geogrid interaction. *Geotextiles and Geomembranes* 14: 543-554.

Mitchell, James K. 1982. "Soil improvement- Its Past, Present and Prospects for the Future", *Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos*, México D.F. 1982.

Pedley, M. 1990. The performance of soil reinforcement in bending and shear, Phd. Diss. University of Oxford.

Popescu, M. E. 1979. Engineering problems associated with expansive clays from Romania. *Engineering Geology* 14: 43-53.

Puppala, A. J., and C. Musenda. 2000. Effects of fiber reinforcement on strength and volume change in expansive soils. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* 1736: 134-140.

Raman, V. 1967. Identification of expansive soils from the plasticity index and the shrinkage index data. *Indian Eng., Calcutta* 11: 17-22.

Rico-Rodríguez, A. and H. Del Castillo. 1982. *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres*. Vol. II. Edit. Limusa, México.

Romero-Cervantes, J.C. and M. L. Pérez-Rea .2008. Análisis de la pérdida de resistencia por remodelo de suelos arenosos de la zona estuaria de Nayarit. *Revista Enlace Químico*. Vol. 2, Núm. 2. México.

Seed, H. B., R. J. Woodward, and R. Lundgren. 1963. Prediction of swelling potential for compacted clays. *Transactions of the American Society of Civil Engineers* 128: 1443-1477.

Segetin, M., K. Jayaraman, and X. Xu. 2007. Harakeke reinforcement of soil–cement building materials: Manufacturability and properties. *Building and Environment* 42: 3066-3079.

Silveira, D. *et al.* 2012. Mechanical properties of adobe bricks in ancient constructions. *Construction and Building Materials* 28: 36-44.

Sobhan, K., and M. Mashnad. 2002. Tensile Strength and Toughness of Soil–Cement–Fly-Ash Composite Reinforced with Recycled High-Density Polyethylene Strips. *Journal of Materials in Civil Engineering* 14: 177-184.

Tang, C., B. Shi, W. Gao, F. Chen, and Y. Cai. 2007. Strength and mechanical behavior of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil. *Geotextiles and Geomembranes* 25: 194-202.

Tang, C.S., B. Shi, and L.Z. Zhao. 2010. Interfacial shear strength of fiber reinforced soil. *Geotextiles and Geomembranes* 28: 54-62.

Terzaghi, K., R. B. Peck, and G. Mesri. 1996. *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley & Sons.

Trejo-Moedano, A. 1986. *Soluciones constructivas de cimentaciones en suelos expansivos*. Curso Cimentaciones sobre arcillas expansivas, Edit. UAQ. México.

Trejo-Moedano, A. 2010. Diagnóstico de agrietamiento de casas habitación en Guadalupe Nuevo León, Memorias de la XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Acapulco, México.

Van Santvoort G., 1995, *Geosynthetics in Civil Engineering*, Centre for Civil engineering Research and Codes, Report 151, Balkema Publishers.

Vessely, M., and J. Wu. 2002. Feasibility of Geosynthetic Inclusion for Reducing Swelling of Expansive Soils. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* 1787: 42-52.

Viswanadham, B. V. S., B. R. Phanikumar, and R. V. Mukherjee. 2009. Swelling behaviour of a geofiber-reinforced expansive soil. *Geotextiles and Geomembranes* 27: 73-76.

Yazdandoust, F., and S. S. Yasrobi. 2010. Effect of cyclic wetting and drying on swelling behavior of polymer-stabilized expansive clays. *Applied Clay Science* 50: 461-468.

Zaimoglu, A. S., and T. Yetimoglu. 2012. Strength Behavior of Fine Grained Soil Reinforced with Randomly Distributed Polypropylene Fibers. *Geotechnical and Geological Engineering* 30: 197-203.

Zepeda-Garrido, J.A. *et al.*, 2004, *Mecánica de Suelos no Saturados*, Edit. SMMS, México.

ANEXOS

En la tabla A-1 se observan los resultados de las probetas remoldeadas sin refuerzo, se observa en ellas el esfuerzo resistente promedio σ (kg/cm²), contenido de agua ω (%) y peso específico seco γ_d (t/m³), así como sus estadísticas.

Tabla A-1. Resumen estadístico de las probetas sin refuerzo.

Estadística	σ (kg/cm ²)	ω (%)	γ_d (t/m ³)
Media:	2.94	33%	1.33
Desv. Est.:	0.22	7.4E-03	7.4E-03
Varianza:	0.05	5.4E-05	5.4E-05
Error:	21.8%	0.7%	0.7%
Coef. variación:	7.4%	2.20%	0.56%

En la tabla A-2 se observan los resultados de las probetas remoldeadas con refuerzo de micro fibras de polipropileno, con una dosificación de 0.5% y con la longitud de 19 mm. Se observa en ellas el esfuerzo resistente promedio σ (kg/cm²), contenido de agua ω (%) y peso específico seco γ_d (t/m³), así como sus estadísticas.

Tabla A-2. Resumen estadístico de la combinación 19 mm - 0.5%.

Estadística	σ (kg/cm ²)	ω (%)	γ_d (t/m ³)
Media:	2.69	34%	1.31
Desv. Est.:	0.39	4.3E-03	1.6E-02
Varianza:	0.15	1.9E-05	0.00025
Error:	39.3%	0.4%	1.6%
Coef. variación:	14.6%	1.26%	1.22%

En la tabla A-3 se observan los resultados de las probetas remoldeadas con refuerzo de micro fibras de polipropileno, con una dosificación de 1.0% y con la longitud de 19 mm. Se observa en ellas el esfuerzo resistente promedio σ (kg/cm²), contenido de agua ω (%) y peso específico seco γ_d (t/m³), así como sus estadísticas.

Tabla A-3. Resumen estadístico de la combinación 19 mm - 1.0%.

Estadística	σ (kg/cm²)	ω (%)	γ_d (t/m³)
Media:	3.10	33%	1.28
Desv. Est.:	0.14	5.8E-03	6.3E-03
Varianza:	0.02	3.3E-05	4.0E-05
Error:	13.9%	0.6%	0.6%
Coef. variación:	4.5%	1.74%	0.49%

En la tabla A-4 se observan los resultados de las probetas remoldeadas con refuerzo de micro fibras de polipropileno, con una dosificación de 1.5% y con la longitud de 19 mm. Se observa en ellas el esfuerzo resistente promedio σ (kg/cm²), contenido de agua ω (%) y peso específico seco γ_d (t/m³), así como sus estadísticas.

Tabla A-4. Resumen estadístico de la combinación 19 mm - 1.5%.

Estadística	σ (kg/cm²)	ω (%)	γ_d (t/m³)
Media:	4.79	32%	1.32
Desv. Est.:	0.45	2.9E-03	6.3E-03
Varianza:	0.20	8.6E-06	3.9E-05
Error:	44.8%	0.3%	0.6%
Coef. variación:	9.4%	0.92%	0.47%

En la tabla A-5 se observan los resultados de las probetas remoldeadas con refuerzo de micro fibras de polipropileno, con una dosificación de 2.0% y con la longitud de 19 mm. Se observa en ellas el esfuerzo resistente promedio σ (kg/cm²), contenido de agua ω (%) y peso específico seco γ_d (t/m³), así como sus estadísticas.

Tabla A-5. Resumen estadístico de la combinación 19 mm - 2.0%.

Estadística	σ (kg/cm²)	ω (%)	γ_d (t/m³)
Media:	2.57	33%	1.32
Desv. Est.:	0.40	2.7E-03	1.1E-02
Varianza:	0.16	7.4E-06	1.3E-04
Error:	40.4%	0.3%	1.1%
Coef. variación:	15.7%	0.82%	0.85%

En la tabla A-6 se observan los resultados de las probetas remoldeadas con refuerzo de micro fibras de polipropileno, con una dosificación de 0.5% y con la longitud

de 9.5 mm. Se observa en ellas el esfuerzo resistente promedio σ (kg/cm²), contenido de agua ω (%) y peso específico seco γ_d (t/m³), así como sus estadísticas.

Tabla A-6. Resumen estadístico de la combinación 9.5 mm - 0.5%.

Estadística	σ (kg/cm ²)	ω (%)	γ_d (t/m ³)
Media:	3.70	34%	1.32
Desv. Est.:	0.19	2.0E-03	5.7E-03
Varianza:	0.03	4.1E-06	3.3E-05
Error:	18.5%	0.2%	0.6%
Coef. variación:	5.0%	0.60%	0.43%

En la tabla A-7 se observan los resultados de las probetas remoldeadas con refuerzo de micro fibras de polipropileno, con una dosificación de 1.0% y con la longitud de 9.5 mm. Se observa en ellas el esfuerzo resistente promedio σ (kg/cm²), contenido de agua ω (%) y peso específico seco γ_d (t/m³), así como sus estadísticas.

Tabla A-7. Resumen estadístico de la combinación 9.5 mm - 1.0%.

Estadística	σ (kg/cm ²)	ω (%)	γ_d (t/m ³)
Media:	4.29	33%	1.32
Desv. Est.:	0.10	6.0E-03	6.9E-03
Varianza:	0.01	3.6E-05	4.7E-05
Error:	9.9%	0.6%	0.7%
Coef. variación:	2.3%	1.82%	0.52%

En la tabla A-8 se observan los resultados de las probetas remoldeadas con refuerzo de micro fibras de polipropileno, con una dosificación de 1.5% y con la longitud de 9.5 mm. Se observa en ellas el esfuerzo resistente promedio σ (kg/cm²), contenido de agua ω (%) y peso específico seco γ_d (t/m³), así como sus estadísticas.

Tabla A-8. Resumen estadístico de la combinación 9.5 mm - 1.5%.

Estadística	σ (kg/cm ²)	ω (%)	γ_d (t/m ³)
Media:	4.29	33%	1.32
Desv. Est.:	0.10	6.0E-03	6.9E-03
Varianza:	0.01	3.6E-05	4.7E-05
Error:	9.9%	0.6%	0.7%
Coef. variación:	2.3%	1.82%	0.52%

En la tabla A-9 se observan los resultados de las probetas remoldeadas con refuerzo de micro fibras de polipropileno, con una dosificación de 2.0% y con la longitud de 9.5 mm. Se observa en ellas el esfuerzo resistente promedio σ (kg/cm²), contenido de agua ω (%) y peso específico seco γ_d (t/m³), así como sus estadísticas.

Tabla A-9. Resumen estadístico de la combinación 9.5 mm – 2.0%.

Estadística	σ (kg/cm²)	ω (%)	γ_d (t/m³)
Media:	5.42	31%	1.34
Desv. Est.:	0.27	4.6E-03	3.8E-03
Varianza:	0.07	2.1E-05	1.5E-05
Error:	27.0%	0.5%	0.4%
Coef. variación:	5.0%	1.49%	0.29%