



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Maestría en Ingeniería de Vías Terrestres y Movilidad

Geomalla híbrida, una solución a taludes conformados por suelos
expansivos

Tesis

Que como parte de los requisitos para obtener el Grado de
Maestro en Ingeniería de Vías Terrestres y Movilidad

Presenta:

Ing. Divya De La Rosa Hernández

Dirigido por:

Dr. Omar Chávez Alegría

Dr. Omar Chávez Alegría
Presidente

Dr. Eduardo Rojas González
Secretario

Dr. Eusebio Jr. Ventura Ramos
Vocal

M.I. Gerardo Medellín Aguilar
Suplente

M.C. Erick Omar López Montes
Suplente

Centro Universitario, Querétaro, Qro.
Fecha (será mes y año de aprobación del Consejo Universitario)
México

RESUMEN

Las lluvias provocan deslizamientos en taludes conformados por suelos expansivos; entre los elementos de soporte existentes ha incrementado el uso de geosintéticos y su costo es relativamente bajo respecto a otros, tales como muros de contención, cortes apuntalados, etc. Por lo que, esta investigación aplica una geomalla híbrida no tejida en la conformación de un talud, su análisis experimental se realiza mediante un prototipo que permite observar el resultado por efecto del cambio de humedad en el sistema. El resultado de la experimentación muestra que una geomalla híbrida es capaz de perpetuar el factor de seguridad de un talud conformado por suelos expansivos.

(**Palabras clave:** suelos expansivos, talud, prototipo, geomalla híbrida)

Este trabajo es dedicado a mis padres, quienes me han brindado su apoyo diario; a mis hermanas, verlas superarse me motiva a hacerlo también; a mis primos por sus mensajes siempre oportunos; y a mi novio, Humberto, juntos en cada acción nos ha traído más lejos.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al Dr. Chávez Alegría por ser guía en la búsqueda de calidad de este trabajo. Así mismo, me siento muy agradecida con Dr. Ventura Ramos por apoyar el proyecto desde sus raíces; M.I. Medellín Aguilar por su soporte y disponibilidad constante; M.C. López Montes presente en cada prueba realizada y testigo del esfuerzo; y, con Dr. Rojas González por ser guía con su experiencia.

Le agradezco también a mis familiares y amigos, que me mostraron su apoyo siempre; incluyendo aquellos que llegaron en el transcurso de este proyecto. Especialmente a Anubis, Gabriela, Aldo, Juan, Milena, Pamela y Emilio, quienes me ayudaron con todo ese material, sinceramente, este proyecto también es de ustedes. Así mismo a Humberto Cuevas por los favores en el proceso de esta investigación.

Reconozco y correspondo el sustento del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) así como de la Universidad Autónoma de Querétaro (UAQ) para realizar esta investigación.

INDICE

1. INTRODUCCIÓN	8
1.1 HIPÓTESIS	11
1.2 OBJETIVO GENERAL	11
2. MARCO TEÓRICO	12
2.1 SUELO	12
2.2 GEOSINTÉTICOS	20
2.3 PROTOTIPO GEOTÉCNICO	23
3. METODOLOGÍA	27
3.1 EXTRACCIÓN DE MUESTRAS DE SUELO	28
3.2 CARACTERIZACIÓN DE SUELO	30
3.3 CARACTERÍSTICAS GEOMECÁNICAS	41
3.4 DETERMINACIÓN DE PRESIÓN EXPANSIÓN	43
3.5 CURVA DE RETENCIÓN DEL SUELO	44
3.6 MODELACIÓN DE TALUD EN LABORATORIO	46
3.7 ANÁLISIS NUMÉRICO	60
4. RESULTADOS	63
5. ANÁLISIS	75
6. CONCLUSIÓN	78
7. REFERENCIAS	80

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.- ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR EL MÉTODO ORDINARIO DE DOVELAS: SUPERFICIE DE LA PRUEBA DE FALLA.	14
FIGURA 2. CONDICIONES DE ESTABILIDAD A TRAVÉS DEL TIEMPO EN UN TALUD DE EXCAVACIÓN.	17
FIGURA 3. EFECTO DEL CONTENIDO DE AGUA EN LA FUERZA DEL SUELO EXPANSIVO (35%)	18
FIGURA 4.- ELEMENTOS DE LA CURVA DE RETENCIÓN	19
FIGURA 5.- DIAGRAMA DE METODOLOGÍA.	27
FIGURA 6.- UBICACIÓN DE LA ZONA DE MUESTREO.	28
FIGURA 7.- A) INICIO DE LA EXCAVACIÓN B) PROCESO DE EXCAVACIÓN HASTA 3.10M DE PROFUNDIDAD C) EXTRACCIÓN DE PERFIL DE HUMEDAD.	29
FIGURA 8.- MUESTRA INALTERADA.	30
FIGURA 9.- PROCESO DE CUARTEO DE MATERIAL INALTERADO	32
FIGURA 10.- LÍMITE LÍQUIDO A) MATERIAL SATURADO B) COPA DE CASAGRANDE C) RANURADO DEL MATERIAL CON APERTURA DE 2MM D) CONTACTO DEL MATERIAL	34
FIGURA 11.- LÍMITE PLÁSTICO A) ESFERA DE 12 MM DE DIÁMETRO B) CILINDROS DE 3MM DE DIÁMETRO	36
FIGURA 12.- DENSIDAD RELATIVA DE LOS SÓLIDOS (Ss) ... A) AUMENTO DE TEMPERATURA EN EL SISTEMA B) ELIMINACIÓN DE VACÍOS EN EL SISTEMA CON UN EXTRACTOR DE AIRE C) MEDICIÓN DE MASA DE MATRAZ CON AGUA Y MATERIAL	39
FIGURA 13.- EQUIPO UTILIZADO PARA COMPRESIÓN SIMPLE	43
FIGURA 14.- ESQUEMA VINCULADO A LA CONSTRUCCIÓN DE UN TALUD EN LABORATORIO	46
FIGURA 15.- DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE PROTOTIPO. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	47
FIGURA 16.- ESTRUCTURA DEL PROTOTIPO.	48
FIGURA 17.- MODELO DE EXPERIMENTACIÓN.	49
FIGURA 18.- DISGREGADO DE MATERIAL	50
FIGURA 19.- HUMECTACIÓN DE MATERIAL HASTA ALCANZAR LAS CONDICIONES DE SITIO.	51
FIGURA 20.- CAPAS DE TALUD (SR1)	52
FIGURA 21.- CONFORMACIÓN DE TALUD SIN REFUERZO SR2, SR3 Y SR4.	53
FIGURA 22.- CONFORMACIÓN DE TALUD SR01	55
FIGURA 23.- RECORTES DE GEOMALLA HÍBRIDA (PARADRAIN)	56
FIGURA 24.- CONFORMACIÓN DE TALUD CON REFUERZO (CR01)	56

FIGURA 25.- UBICACIÓN DE ESTACIONES METEOROLÓGICAS. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA CON DATOS DE COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA (2020)	57
FIGURA 26.- TALUD SIN REFUERZO (SR 1)	60
FIGURA 27.- DETERMINACIÓN DE DOVELAS Y CENTROIDE.....	61
FIGURA 28.- COMPORTAMIENTO DE TALUD SIN REFUERZO EN TORMENTAS TÍPICAS (1-7).....	65
FIGURA 29.- EROSIÓN SUPERFICIAL Y FLUJO LAMINAR EN TALUD SR01	66
FIGURA 30.- EXPERIMENTACIÓN SR02. A) TALUD PREVIO A LA PRECIPITACIÓN B) MINUTO 20 DE LA 1ª LLUVIA. C) MINUTO 35 DE LA 1ª LLUVIA.	67
FIGURA 31.- VISTA DE LA PARTE SUPERIOR DEL COMPORTAMIENTO DE SR03 Y SR04	68
FIGURA 32.- COMPORTAMIENTO POSTERIOR A 1ª LLUVIA SOBRE CR01. A) ALTURA 15 CM – EXPANSIÓN LATERAL 1.5 CM. B) EXPANSIÓN EN LA PARTE FRONTAL DEL TALUD.	69
FIGURA 33.- COMPORTAMIENTO EN 5ª TORMENTA DE CR01	70
FIGURA 34.- VISTA SUPERIOR Y LATERAL POSTERIORES A 14ª TORMENTA EN CR01.....	71
FIGURA 35.- UBICACIÓN DE MUESTRAS DE HUMEDAD.....	71

INDICE DE TABLAS

TABLA 1.- CLASIFICACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS BASADO EN SU LÍMITE LÍQUIDO.....	12
TABLA 2.- CLASIFICACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS BASADO EN SU ÍNDICE PLÁSTICO	12
TABLA 3.- MODELOS NUMÉRICOS PARA EL DISEÑO DE GEOSINTÉTICOS	22
TABLA 4.- CARACTERÍSTICAS DEL GEOSINTÉTICO/GEOMALLA	23
TABLA 5.- CONTENIDO DE HUMEDAD	31
TABLA 6.- ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO	33
TABLA 7.- RESULTADOS DE LÍMITE LÍQUIDO.	35
TABLA 8.- RESULTADOS LÍMITE PLÁSTICO.....	36
TABLA 9.- PESO VOLUMÉTRICO	37
TABLA 10.- GRADO DE SATURACIÓN	41
TABLA 11.- DIMENSIONES DE ESPECÍMENES REMOLDADOS (SUCCIÓN).....	45
TABLA 12.- CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL EN MUROS.....	49
TABLA 13.- CANTIDAD DE MATERIAL EN CADA CAPA EN SR1.	53
TABLA 14.- VOLUMEN Y PESO PARA CAPAS DE SR02 –SR04	54
TABLA 15.- FACTOR DE SEGURIDAD CON UN 90% DE SATURACIÓN	61
TABLA 16.- FACTOR DE SEGURIDAD CON UN 100% DE SATURACIÓN.....	62
TABLA 17.- FACTOR DE SEGURIDAD CON UN 80% DE SATURACIÓN.....	62
TABLA 18.- CARACTERÍSTICAS DEL SUELO.	63

1. INTRODUCCIÓN

En vías terrestres los materiales más utilizados son los suelos, aunque se desconoce cuando comenzaron a ser utilizados; este es uno de los materiales más complejos, pues existe una enorme variedad y sus propiedades son variables a través del tiempo y espacio, lo que ocasiona que en ocasiones sean difíciles de medir y entender (Juárez y Rico, 2006). Su utilización en proyectos puede generar condiciones que no siempre son las ideales, es decir, que su comportamiento sea similar en campo así como en laboratorio y sus características prevalezcan en todo momento; al contrario, existen suelos que se expanden, colapsan, dispersan, licuan, se comprimen, causan asentamientos excesivos o son solubles; esto se atribuye a complejas variables respecto a su composición, naturaleza de poros, mineralogía, textura o estructura del suelo (Rezaei *et al.*, 2012; National Academies Press, 1983). Al respecto, Rezaei *et al.* (2012) determina que los suelos expansivos son del grupo más problemático; Jones y Holtz (1973) les atribuyen un costo anual en daños a casas, construcciones, carreteras y tuberías de 2.3 billones de dólares; esto se debe a lo que definen Rezaei *et al.* (2012) y coinciden con Tzatchkov y Caldiño (2007) al señalar que este material, al modificarse su contenido de agua, experimenta cambios de volumen lentos, ya sea en forma de expansión o contracción, que se producen independientemente de la carga. Además, Tzatchkov & Caldiño (2007) afirman que los suelos expansivos se encuentran presentes en México y ha sido confirmado en los estados de Querétaro, Guanajuato, Michoacán, Tamaulipas, Morelos, Baja California, Veracruz, Chiapas, Campeche, Sonora y Sinaloa; por lo que deducen que compone el 12% de la extensión territorial del país.

Primero, Rice *et al.* (2009) nos propone que el suelo debe entenderse como un recurso natural bio-geoquímicamente dinámico que soporta todos los componentes del ecosistema terrestre, por lo que su estudio nos remite a una ciencia interdisciplinaria integrada por el conocimiento de procesos biológicos, físicos y químicos, a través de un rango espaciotemporal. Segundo, Vaughan (1994)

define que un buen análisis de este elemento ofrece una mejor predicción y, por lo tanto, un mejor entendimiento de su comportamiento. Así mismo, Foth (1990) nos recuerda que, en cualquier lugar del paisaje, existe un suelo particular con características y propiedades únicas.

Uno de los estudios más recientes respecto a taludes conformados por suelos expansivos ha sido publicado por Pei *et al.* (2020) y se realizó experimentando en condiciones reales, concordando con Chen *et al.* (2007) quienes añaden, desde un punto experimental, que lo más apropiado sería hacer los experimentos en escala real; sin embargo, esto representaría costos elevados y un proceso más extenso; además, Bezuijen (2015) argumenta que algunas veces en modelos de menor tamaño es más fácil controlar las condiciones de las pruebas; Ante esto, Benjamim *et al.* (2007), Hu *et al.* (2010), Chen *et al.* (2007) y Koelewijn *et al.* (2014) proponen la construcción de modelos a escala, llamados también prototipos, en los cuales se ha experimentado el comportamiento del suelo en distintas situaciones; Bezuijen (2015) afirma que un prototipo puede ser descrito como un modelo de pruebas en el que, en algunas ocasiones, se comprueban datos calculados numéricamente y, en otras, sirven para ligar posibles situaciones de campo.

Por su parte, Hopkins *et al.* (1975) y Turkoz *et al.* (2014) afirman que en la planeación, diseño, construcción y mantenimiento de vías terrestres, el ingeniero debe estar al tanto de los problemas potenciales que podrían estar asociados con la estabilidad de los taludes; al respecto, Serrano y Alcántara (2015) afirman que en México y diversas partes del mundo, los desastres asociados a la inestabilidad de taludes en corte, generan impactos negativos en aspectos socio-económicos y ambientales; Tzatchkov y Caldiño (2007) añaden que las principales causas son la complejidad en la estructura del suelo y la heterogeneidad de sus propiedades tanto mecánicas como hidráulicas. Al respecto, Moravej *et al.* (2018) consideran que el

alto costo de la reparación de taludes ha ocasionado que se preste mayor atención a diversos métodos para lograr la estabilidad de suelos.

Ahora, lo necesario para la construcción sería que esta se mantuviese estable, es decir, sin peligro de cambiar o caer (Real Academia de la Lengua Española, 2017). En específico, la estabilización de suelos para Jansen *et al.* (2009) es posible por medio de métodos químicos, biológicos y físicos; Umesh *et al.* (2011), Turkoz *et al.* (2014), Goodarzi & Salimi (2015), Vakili *et al.* (2017), Moravej *et al.* (2018), entre otros han analizado soluciones químicas con el objeto de disminuir las características problemáticas de los suelos. Sin embargo, Vaikili *et al.* (2017) opinan que las características geotécnicas de los suelos estabilizados químicamente, se ven influenciadas por los aditivos utilizados para su tratamiento. Ahora, entre los métodos físicos, Ziegler (2016) propone la estabilización de suelos con otros materiales; al respecto Hu *et al.* (2010) evaluaron un geotextil en un modelo de talud físico y determinaron que éste aumenta el nivel de estabilidad en un talud que es conformado por suelos cohesivos; Benjamim *et al.* (2007) describen que los geosintéticos no tejidos proveen un mecanismo de drenaje adicional en muros de contención conformados por suelos finos; otra opción sería la retención de taludes con otros suelos; referente a esto, Raisinghani y Viswanadham (2011) declaran que en ocasiones se usan suelos con una permeabilidad relativamente baja y ésto lleva a que la retención diseñada para trabajar en condiciones de drenaje, en realidad trabaje en condiciones sin drenaje, lo que genera una pérdida de resistencia en la interfaz del suelo del talud y el de refuerzo; en conclusión, de acuerdo con la bibliografía los geosintéticos destacan entre los refuerzos físicos para taludes, además, por sus características son materiales flexibles de fácil instalación y bajo costo.

Ahora, de acuerdo con Das (2015), los geosintéticos son materiales conformados por polímeros no biodegradables; están compuestos por geomallas, geomembranas, geo-redes, geo-espumas y geo-compuestos. Al respecto, Liu *et al.*

(2012) afirman que mientras el ángulo típico de la pendiente en un talud está limitado por las características de la resistencia al corte natural del suelo, las soluciones geosintéticas permiten la construcción de pendientes con ángulos más pronunciados.

Por último, la relación entre geosintéticos y suelo se ha estudiado en diversas investigaciones (Raisinghani y Viswanadham, 2011; Hu *et al.*, 2010; Koelewijn *et al.*, 2014); sin embargo, derivado de los altos costos de reparación hacia casas, edificios y carreteras, es necesario el estudio de la experimentación respecto al comportamiento entre geosintéticos y suelos expansivos en un prototipo que nos permita su análisis.

1.1 Hipótesis

Una geomalla híbrida aumenta el drenaje y evita la reducción del factor de seguridad de un talud conformado con suelos expansivos, cuando éste se somete a un cambio de contenido de agua.

1.2 Objetivo General

Perpetuar el factor de seguridad de un talud aumentando su drenaje interno por medio de una geomalla.

1.2.1 Objetivo Particular

Realizar un prototipo y determinar el efecto de la geomalla híbrida en el factor de seguridad de un talud de suelos expansivos.

2. MARCO TEÓRICO

2.1 Suelo

De acuerdo con Rajapakse (2016) un suelo expansivo es aquel que se hincha cuando su humedad aumenta y contrae cuando disminuye; Sridharan & Prakash (2016) coinciden con Chijioke y Donald (2019), quienes afirman que estos suelos están constituidos por arcillas, lutitas o limos. Con el objetivo de identificarlos Tzatchkov y Caldiño (2007) indican un listado de estudios previos en el que se incluyen propiedades Índice, peso volumétrico, permeabilidad, consolidación, pruebas de esfuerzo-deformación, así como la evaluación de los aspectos sísmicos del sitio. Al respecto, Chijioke y Donald (2019) afirman que los suelos expansivos serán identificados por su alta plasticidad, empuje y su potencial de hinchazón.

Para la determinación del potencial de expansión de los suelos se han relacionado métodos indirectos, Sridharan y Prakash (2016) proponen que se evalúe respecto al límite líquido (Tabla 1) e índice plástico (Tabla 2).

Tabla 1.- Clasificación de suelos expansivos basado en su límite líquido

<i>Potencial de expansión</i>	Chen (1965)	Snethan et al. (1977)	IS: 1498 (1970)
<i>Bajo</i>	<30	<50	20-35
<i>Medio</i>	30-40	50-60	35-50
<i>Alto</i>	40-60	>60	50-70
<i>Muy alto</i>	>60	-	70-90

Fuente: Sridharan & Prakash (2016)

Tabla 2.- Clasificación de suelos expansivos basado en su índice Plástico

<i>Potencial de expansión</i>	Holtz y Gibbs (1956)	Chen (1988)	IS: 1498 (1970)
<i>Bajo</i>	<18	0-15	<12
<i>Medio</i>	15-28	10-35	12-23
<i>Alto</i>	25-41	20-55	23-32
<i>Muy alto</i>	>35	>35	>32

Fuente: Sridharan & Prakash (2016)

En el caso de suelos con potencial de expansión superior a “medio”, deberá cuantificarse su presión de expansión, para ello, ASTM 4546 (2008) dicta el procedimiento para cuantificarse con la finalidad de diseñar un esfuerzo necesario para prevenir la expansión del suelo.

Entre las propiedades mecánicas de un suelo, Terzaghi (1943) y Das (2015) coinciden en la Ecuación (1) conocido como criterio de falla de Mohr-Coulomb, pues determina el esfuerzo cortante; Terzaghi (1943) y Das (2015) consideran a la cohesión como uno de los principales factores de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos no saturados, así como al ángulo de fricción interna del suelo.

$$s = c + \sigma' \tan \phi \quad (1)$$

Donde: s = Resistencia al esfuerzo cortante
 c = Cohesión
 σ' = Esfuerzo efectivo
 ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo

Entonces, al considerar que el esfuerzo es definido como la fuerza sobre un área determinada, entonces, el esfuerzo total será la suma de todas las fuerzas, incluyendo las fuerzas internas del suelo, como la presión de poro (U_w), misma que considera Terzaghi (1943) en la ecuación (2).

$$s = c + (\sigma - u_w) \tan \phi \quad (2)$$

Ahora, los poros de un suelo pueden contener aire y agua, por lo que, Verruijt (2018) define al grado de saturación (G_w) como la relación entre ellos; se obtiene por medio de la Ecuación (3, donde V_w es el volumen de agua y V_v es el volumen de vacíos (aire y agua).

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} \quad (3)$$

Si este último concepto se considera para obtener el esfuerzo efectivo; deberá aplicarse por medio de la ecuación (4) propuesta por Bishop en 1959. Pues, tal expone la influencia en el esfuerzo efectivo (σ') del esfuerzo cortante (σ), la presión de poro de aire (U_a), del agua (U_w) y un parámetro relativo al grado de saturación (χ), mismo que va desde cero a uno.

$$\sigma' = (\sigma - U_a) + \chi(U_a - U_w) \quad (4)$$

La definición del esfuerzo cortante en el suelo es utilizada para la cuantificación de estabilidad de un talud. Al respecto, Das (2015) describe como opción uno de ellos al método de dovelas o rebanadas; como se observa en la figura 3 inciso (a), el arco AC representa la superficie de la prueba de falla que se divide en varias dovelas que no pueden tener distintos anchos. Ahora, en la Figura 1.b se representa una longitud unitaria perpendicular al arco y las fuerzas actuantes sobre sí, esto incluye a la componente normal y tangencial de la reacción (N_r y T_r), las fuerzas normales que actúan sobre los lados de la dovela (P_n y P_{n+1}) y las fuerzas de corte que actúan sobre los lados de la dovela (T_n y T_{n+1}).

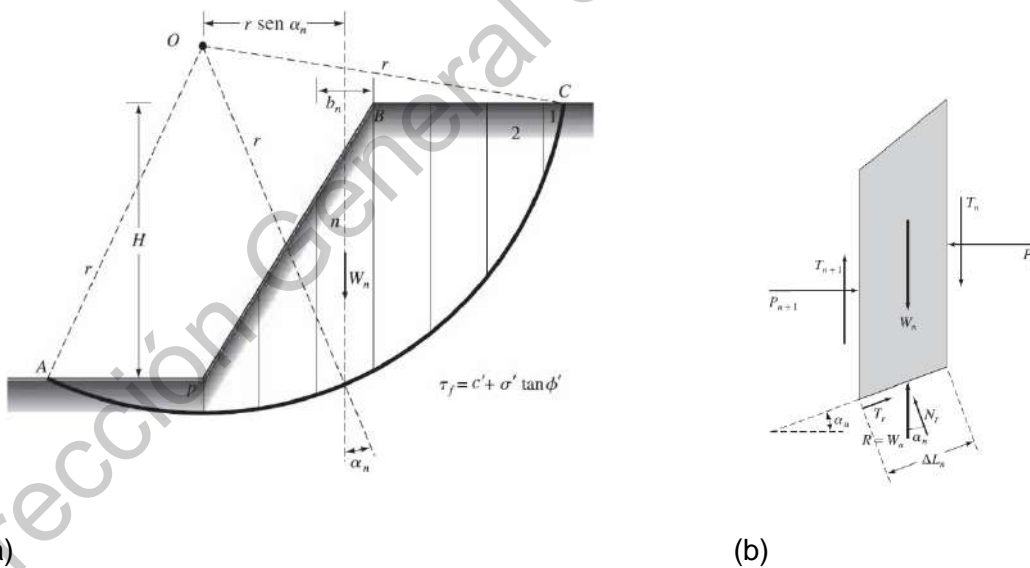


Figura 1.- Análisis de estabilidad por el método ordinario de dovelas: superficie de la prueba de falla.

Fuente: Das (2015)

Ahora, en la ecuación 3 el esfuerzo cortante (σ) constituirá los momentos resistentes, Duncan *et al.* (2014) y Das (2015) demuestran que el requerimiento fundamental para la estabilidad de un talud es que la resistencia al corte del suelo sea mayor que el esfuerzo al corte requerido para el equilibrio, esto se debe a que el factor de seguridad (FS) es representado por Ecuación (5).

$$FS = \frac{\Sigma \text{Momentos resistentes}}{\Sigma \text{Momentos actuantes}} \quad (5)$$

Al respecto, Das (2015) describe que si FS es igual a 1 el talud se encuentra cercano a la falla, pero si alcanza un valor de 1.5 se considera un estable y aceptable para el diseño. Ahora bien, Morales (2002) afirma que para las fallas circulares es coherente utilizar el método de esfuerzos efectivos (Ecuación (6)).

$$FS_u = \left(\frac{1}{\Sigma W \text{ sen} \alpha_n} \right) \left[\frac{\Sigma (c' b + W(1 - r_u) \tan \Phi) [\text{sec} \alpha_n]}{\left(1 + \frac{(\tan \alpha_n \tan \Phi)'}{FS} \right)} \right] \quad (6)$$

Donde: W : Peso total de la dovela, basándose en el peso volumétrico del suelo más la sobrecarga ($q \times b$) si existiera.
 q Sobrecarga uniformemente repartida actuando sobre la cresta del talud
 b Ancho horizontal de las dovelas
 α_n Ángulo formado por la tangente al punto medio de la dovela y la horizontal
 c' cohesión del suelo en la base de la dovela
 ϕ ángulo de fricción en la base de la dovela
 r_u coeficiente de presión de poro, adimensional obtenida mediante:

$$U/(W/b)$$

Donde: $U = h_w r_w$

h_w es la altura del agua

r_w es el peso volumétrico del agua

En taludes o cortes anclados, las fuerzas y momentos de refuerzo de geosintéticos se deben considerar con ecuación, en esta el término del lado derecho (FS_u) representa un factor de seguridad debido al efecto estabilizador del refuerzo.

$$FS_r = FS_u + \frac{\text{(momento resistente, debido al refuerzo)}}{\text{momento motor}} \quad (7)$$

Donde: FS_u Factor de seguridad debido al efecto estabilizador del refuerzo

Según Morales (2002) ante la selección del refuerzo hay dos mecanismos de falla que deberán considerarse: en primer lugar, la extracción del refuerzo o falla por adherencia se presenta cuando existe un desplazamiento excesivo de la capa del geosintético de refuerzo en el suelo, menciona que comúnmente está asociado a suelos friccionantes, ya que en este caso existe poca interacción entre el suelo reforzado y el refuerzo; en segundo lugar, la falla por sobreesfuerzo del refuerzo, es decir, cuando el esfuerzo actuante a la tensión excede al esfuerzo de trabajo permisible en dicho refuerzo, lo cual se traduce como una deformación inadmisibles y posiblemente la ruptura del mismo.

Ahora bien, en términos de suelos no saturados, Flores y Zepeda (2004) destacan que se debe conocer el rango de variación de la resistencia del suelo a causa de las variaciones de humedad; para ello, Fredlund (1993) describe al ensayo triaxial como una de las pruebas más comunes para medir la resistencia al cortante de un suelo en el laboratorio; Verruijt (2018) describe que en una muestra cilíndrica de suelo dentro de una membrana de goma y ubicada en una cámara plástica o de vidrio, esta muestra se conecta a dos platos (arriba y abajo). Ahora bien, el cerrado de las válvulas y las características de la información obtenida en esta prueba dependerá de las condiciones en las que se aplicará el proyecto y con ello, se podrán distinguir diferentes ensayos: No Drenado, Consolidado - No Drenado (por sus siglas en inglés CU) y Consolidado – Drenado (por sus siglas en inglés CD); este último permite conocer parámetros como ángulo de fricción y cohesión, en cambio, los parámetros aparentes obtenidos en los anteriores aplican cuando en el proyecto se producirá una carga en el sitio, es decir cuando se aplica un relleno o cimentación. Ahora bien, las características de aplicación en este proyecto nos

llevan a realizar el ensayo triaxial bajo condiciones consolidada-drenada (CU), mediante las buenas prácticas estandarizadas en la normativa ASTM D7181.

Por otro lado, Hopkins et al. (1975) analizaron un corte realizado en un estrato de arcilla y concluye que con el tiempo las presiones de poro aumentan acompañadas por el aumento volumétrico de la arcilla y la reducción de la resistencia al corte del material; alcanzando su condición límite después de un largo periodo de tiempo cuando la presión hidrostática del poro es igual a cero; representado en la Figura 2.

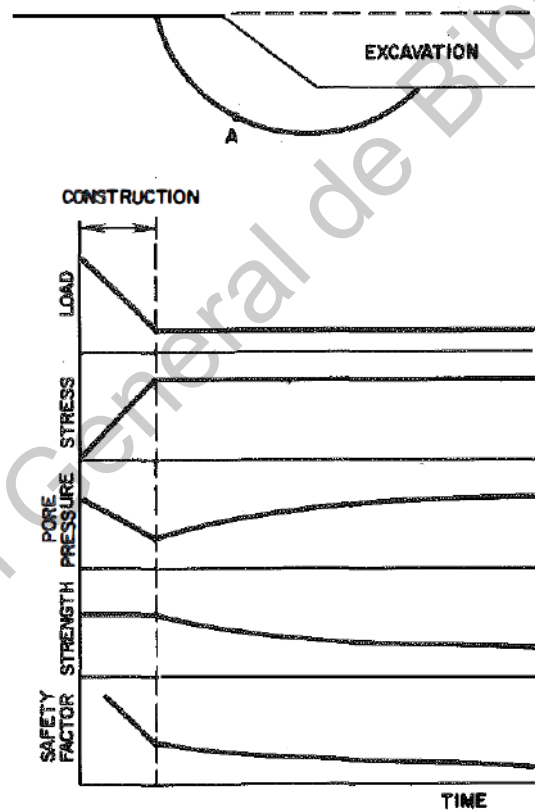


Figura 2. Condiciones de estabilidad a través del tiempo en un talud de excavación.

Fuente: Hopkins et al. (1975).

Respecto a la compactación de un suelo, Cetin *et al.* (2007) lo definen como la densificación del suelo causada por la expulsión de aire mediante la aplicación de energía mecánica. En este sentido, Das (2015) determina que para la compactación en campo, los rodillos lisos son adecuados para el acabado de rellenos en suelos arenosos y arcillosos; al respecto, Hu *et al.* (2010) en su experimentación propone un rodillo liso para la compactación de un suelo cohesivo.

Por otro lado, Umesh *et al.* (2011) en su investigación cuantifica el esfuerzo de compactación necesario para un suelo expansivo al 35%; donde observa que, la fuerza del suelo disminuye abruptamente con el aumento del contenido de agua en el modelo y concluyendo que más allá de determinar el contenido de agua óptimo, el suelo reduce fuertemente su capacidad de esfuerzo al aumentar el contenido de agua, tal como se muestra en la Figura 3.

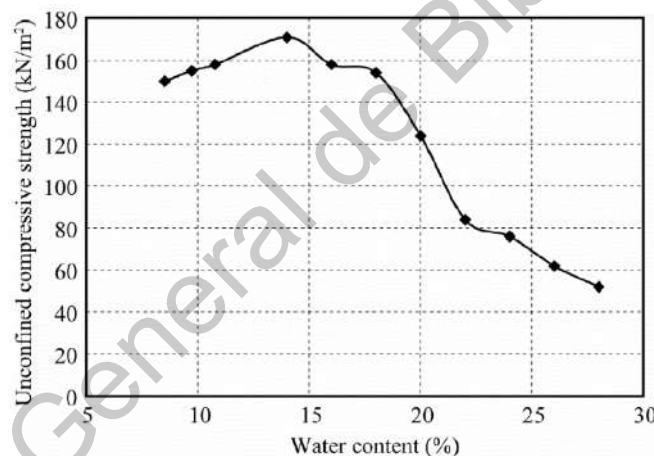


Figura 3. Efecto del contenido de agua en la fuerza del suelo expansivo (35%)

Fuente: Umesh *et al.* (2011).

Por otro lado, Alfaro (2008) en su investigación considera a la relación entre la succión y la humedad, como una característica de alta importancia en suelos no saturados, la cual puede ser definida mediante la curva de retención del agua en el

suelo (Figura 4) y la define como la variación de la succión con la capacidad de retención del agua en los macro y micro poros del suelo.

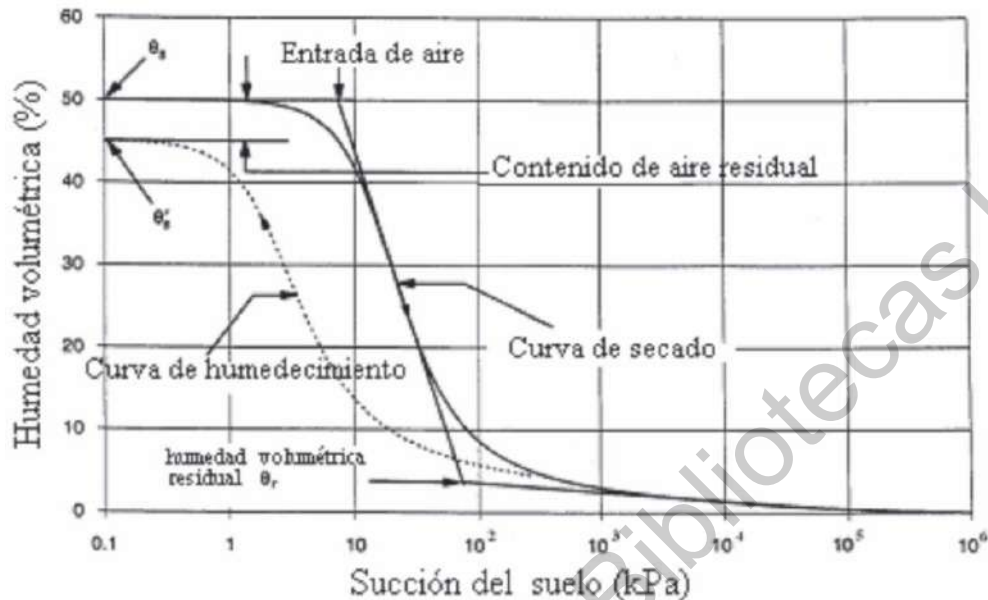


Figura 4.- Elementos de la curva de retención
Fuente: Alfaro (2008).

En tanto, Esmaeili *et al.* (2018) construyeron 5 terraplenes a escala (240 x 235 x 220 cm) de los cuales uno se conformó sin refuerzo y los siguientes fueron reforzados con una hasta cuatro capas de geomalla, al finalizar compararon resultados de la resistencia que proporcionaba cada estructura; cabe destacar que, entre las propiedades de la geomalla describen a un material de polipropileno con aperturas rectangulares, con un espaciado máximo de 41mm. Posterior a la construcción de los modelos, se realizaron pruebas de carga con ayuda de un gato hidráulico de 30ton sobre una viga IPE220 colocada en la cresta del terraplén para ejercer una carga uniforme. La fuerza así impuesta en el modelo en cada paso fue igual a 2.5 KN y, a su vez, la carga de cada modelo se continuó hasta que se produjo el fallo, el cual apareció normalmente con la reducción de la carga frente al aumento en el asentamiento de la cresta del terraplén.

De acuerdo con Zhang *et al.* (2010) la intensidad y la pendiente de la lluvia no tienen efecto sobre la capacidad de infiltración del suelo, excepto en las zonas donde hay fisuras que el agua penetra con mayor profundidad.

2.2 Geosintéticos

Inicialmente, Chen *et al.* (2007) describe a las estructuras de tierra mecánicamente estabilizadas como aquella que puede construirse introduciendo reforzamiento con otros materiales tales como geotextiles, geomallas, tiras metálicas, entre otros.

Al respecto, Raisinghani y Viswanadham (2011) demuestran el rendimiento de las pendientes reforzadas con geosintéticos híbridos, es decir, geosintéticos donde uno de sus componentes es permeable. Para ello, hicieron pruebas en cuatro terraplenes con la misma pendiente, el primero no tuvo refuerzo, el segundo le colocaron un refuerzo de geosintéticos y los otros dos se les colocaron refuerzos de geosintéticos híbridos. Además, afirman que los geosintéticos no tejidos, debido a su estructura altamente porosa, han recibido una amplia aceptación como material de drenaje para diversas aplicaciones geotécnicas.

Actualmente, la normativa mexicana no define el uso de las geomallas o geotextiles considerando las características de los materiales. En este sentido, la Norma N-CTR-CAR-1-01-012/01 tiene por objeto definir las opciones de recubrimiento de taludes para proteger los suelos de la erosión; por el contrario, como se ha definido previamente, la erosión no es el único problema que puede conllevar el uso de suelos en la construcción de las vías terrestres. En todo caso, la norma N-CTR-CAR-1-01-014/00 considera el abatimiento de taludes para mejorar la estabilidad en cortes y terraplenes, mediante el corte y remoción de material para

obtener un talud con menor inclinación que resulte estable; pero como ya se ha mencionado los costos de esta decisión aumentan al ejecutarse y sin solucionar la situación. Sin embargo, en el apartado de características de los materiales se incluye la norma N-CMT-6-01-001/13, en la que se define que los geotextiles en terracerías pueden usarse para evitar la pérdida de finos, la mezcla de capas adyacentes, así como para reforzar las propiedades mecánicas de las capas y estabilización de suelos; en todo caso, esta norma contiene las características que deben cumplir los geotextiles pero no proporciona las características de los suelos para su uso.

Ahora bien, los investigadores establecen que los geosintéticos híbridos, es decir, que una geomalla con una capa permeable puede abatir problemas de presión de poro en el talud. Entonces, es necesario investigar y experimentar la capacidad de un geosintético tipo geomalla híbrida para combatir problemas ocasionados por el exceso de presión de poro en el sistema del talud, y a su vez, aumentar el factor de seguridad en taludes conformados por suelos problemáticos. Por su parte, en su investigación Benjamim *et al.* (2007) demuestra que los geosintéticos no tejidos proveen en plano de ventajas adicionales como drenaje en suelos de grano fino y utilizados en muros de contención.

Por otro lado, la investigación de Chen *et al.* (2007) afirmó que la principal razón por la que se reduce del esfuerzo cortante en un relleno de arcillas ante el incremento del contenido de agua es un mal drenaje y es por esto que colapsan estas estructuras.

En cuanto a la longitud del refuerzo Chen *et al.* (2007) define que existe una longitud crítica que al ser rebasada no produce ninguna mejora; en cambio, cuando se disminuye el espaciamiento vertical sí se reduce esta distancia. Ahora bien, específicamente ante propiedades como arcillas, el diseño del espaciamiento de

refuerzo calculado disminuye cuando la humedad rebasa el 41% o cuando se encuentra cercano al límite líquido.

De acuerdo con Nicholson (2015), los geotextiles deben cumplir con dos criterios al ser seleccionados: inicialmente, el tamaño de la apertura entre hilos debe ser menor que el de las partículas, en este caso, el primero se determina por medio de ASTM D 4751 y el segundo mediante ASTM D 422; después, el filtro debe ser lo suficientemente grueso permitiendo que pase adecuadamente el flujo.

Tabla 3.- Modelos numéricos para el diseño de geosintéticos

Ecuación	Variables	Bibliografía
$\varepsilon(t) = C_1 + C_2 f(t)$	$\varepsilon(t)$: Esfuerzo total $f(t)$: función del tiempo c_1 y c_2 : Esfuerzo, temperatura, tipo de polímero y manufacturado (macroestructura)	<ul style="list-style-type: none"> • Matichard et al. (1990) and Blivet et al. (1992) • Viejee et al. (1990) and Miki et al. (1990) • Findley (1973), Findley et al. (1976) and Findley (1987) • Singh & Mitchell (1968)
$\frac{d\varepsilon}{dt}(\sigma, t) = C_1 \varepsilon C_2 \bar{\sigma} \left(\frac{t_1}{t}\right)^m$	ε : esfuerzo de arrastre/desplazamiento σ : fuerza t : tiempo $\bar{\sigma}$: radio de σ o hacia algún valor de referencia m , c_1 y c_2 : cantidades de los parámetros del modelo	<ul style="list-style-type: none"> • Shresta & Bell (1982) • Das (1990)
$T = a_0 + a_1 \varepsilon^2 + a_3 \varepsilon^3 + \dots + a_n \varepsilon^n$		<ul style="list-style-type: none"> • Ling et al. (1992); Karpurapu & Bathurst (1992, 1995) • Andrawes et al. (1980); Gray et al. (1989) • Andrawes et al. (1982)
$\varepsilon = R(t)T + M(t) T^2 + N(t) T^3$		<ul style="list-style-type: none"> • Onaran & Findley (1965) • Kabir (1984, 1988); Yeo (1985)
$T = A\varepsilon + B\varepsilon^2$		<ul style="list-style-type: none"> • Leshchinsky et al. (1997) • Kaliakin et al. (2000)
$T = C_1 \varepsilon^{C_2} \frac{1}{1 + \alpha t^\beta}$		<ul style="list-style-type: none"> • Leshchinsky et al. (1997) • Kaliakin et al. (2000)

Fuente: Elaboración Propia con información de Bathurst & Kaliakin (2005)

Como menciona Palmeira (2009) los mecanismos de interacción suelo - geosintético son sumamente complejos, pues dependen de sus propiedades individuales; en ello coinciden Huang *et al.* (2011), quienes mencionan que aunque los geosintéticos actúan como refuerzo de estructuras de tierra, tienen funciones diferentes como estabilizar la masa de tierra, transferencia de cargas, proveer confinamiento en los pavimentos o mitigar los agrietamientos. En particular, las características de una geomalla híbrida se muestran en la Tabla 4.

Tabla 4.- Características del geosintético/geomalla

Geomalla híbrida	
Polímero de refuerzo	Poliéster
Polímero de cobertura	Polietileno
Polímero de filtro (no tejido)	Polipropileno / Polietileno
Resistencia a tensión	50 kN/m
Resistencia a tensión de cada banda	3.75 kN/m
Elongación en ambas direcciones	11 %
Espesor de banda	2.1 mm
Apertura de malla	200 x 50 mm

Fuente: Elaboración propia con información de [Maccaferri de México \(2020\)](#)

2.3 Prototipo geotécnico

De acuerdo con Byrne (2014) un modelo geotécnico es una herramienta importante en el tema de la ingeniería, tanto él, como Robinson *et al.* (2019) describen que este elemento permite adentrarnos en el comportamiento de los suelos y podría ayudar en los procesos de diseño de estructuras de tierra para mitigar los posibles riesgos en elementos de escala real; coincidiendo con Vaughan(1994) quien opina que, en sí, la experimentación en prototipos es una guía

para un mejor entendimiento y una mejor predicción de la conducta del suelo en el medio.

Con respecto a las dimensiones, en la bibliografía consultada se encontraron prototipos con objetivos similares, por ejemplo, en suelos reforzados los trabajos de Benjamim *et al.* (2007), Hu *et al.* (2010), Chen *et al.* (2007) y Koelewijn *et al.* (2014); sin embargo, las dimensiones de sus modelos fueron distintas: el primero utilizó dimensiones mucho mayores que los otros. Por otro lado, en trabajos con otros objetivos, los prototipos fueron creados restringiendo las medidas, con excepción del equipo diseñado por Islam y Gnanendran (2012), pues este puede adaptarse de acuerdo a las dimensiones que se requieran. Aun en ese caso, deberán reconstruirse las paredes y refuerzos. De lo anterior, es posible destacar que no se tienen medidas máximas o mínimas para el diseño de prototipos a escala.

Por otro lado, en cuanto a la forma del modelo, Dulcey *et al.* (2018) recomienda una cuadrangular, pues en su documento determina que la compactación de los materiales en un prototipo se facilita con márgenes de este tipo y, de igual manera, se observa que, en su mayoría, los sistemas siguen un patrón de vértices lineales.

Ahora, respecto a los materiales en prototipos geotécnicos, se ha encontrado que los utilizados son incluidos en los clasificados como estructurales por Askeland *et al.* (2013), por lo que principalmente buscan dar soporte a todos los componentes del sistema, contener las muestras y que la fricción entre las paredes y el material sea mínima para que no afecte los resultados obtenidos. Las estructuras se han formado de aluminio, madera, acero y acrílico; los primeros dos tienen en común ser materiales que no contaminan tanto, pues uno es un recurso natural renovable y el otro puede ser reutilizado con sólo el 5% de energía que se ocupa para su producción; sin embargo, las diferencias entre ellos resultan de las aportaciones al sistema, ya que la madera, por su textura, genera más fricción que el aluminio, independientemente si se encuentra en una aleación.

Por otro lado, los resultados mostrados en la investigación de Benjamim *et al.* (2007) al respecto del monitoreo en campo de los terraplenes mostraron que, el desplazamiento de los muros laterales aumentaba con el tiempo, y más en épocas de lluvia; sin embargo, esto no fue impedimento para monitorear los desplazamientos horizontales mediante extensores mecánicos frontales por medio de mediciones topográficas y asentamientos verticales con extensores magnéticos.

Respecto a los elevados costos de los materiales y equipos generados, se han desarrollado prototipos, como el planteado por Islam y Gnanendran (2012) reducen significativamente los costos en comparación con otros similares; además, este prototipo no genera una reacción en el suelo donde es colocado, por lo que tampoco necesita una inversión extra en su cimentación; otra ventaja es la inclusión de los transductores que generan la simulación de una carga excluyendo el uso de gatos hidráulicos; aunque la magnitud de la carga si es limitada.

Asimismo, con el objeto de comprobar la funcionalidad de su modelo físico, Dulcey *et al.* (2018) compararon los resultados de éste con mediciones de computadora, por medio de evaluaciones t-test para muestras de menos de 30 observaciones, y con ello obtuvieron los valores de dispersión de los resultados y determinaron que el modelo propuesto es capaz de reproducir filtración en capas de suelos granulares.

Con el objeto de comprobar su teoría, Hu *et al.* (2010) realizaron pruebas con el mismo suelo, primero sin refuerzo y después con un refuerzo, 4 cm de geosintéticos espaciados verticalmente por 5 cm entre cada uno; los resultados de Hu *et al.* (2010) mediante el análisis fotográfico de los desplazamientos demostraron que en la prueba realizada sin refuerzo una grieta había ocasionado la falla, debido a que el incremento de la fuerza centrífuga causó que esa se propagará; sin embargo, cuando el autor analizó el mismo sistema añadiendo el refuerzo de geosintéticos concluye que éste influyó al retrasar los deslizamientos horizontales, a su vez, estos los verticales.

En resumen, la bibliografía apunta que no todos los comportamientos del suelo es posible determinarlos mediante la construcción y experimentación en prototipos (2015); al respecto, Fang y Li (2016) denotan que en escala macroscópica el suelo provee de un ventajoso comportamiento como medio continuo; esto se debe a que en microescala y meso-escala influye el tamaño, estado y superficie de las partículas; así que, sugieren primero establecer la relación teórica a escala micro – meso y, con ello, obtener resultados correctos respecto al comportamiento macroscópico. Por otro lado, la bibliografía consultada dictamina que los prototipos pueden utilizarse para obtener resultados didácticos; así mismo, nos dictamina una variedad de prototipos construidos con distintos objetivos, entre ellos, analizar el comportamiento del suelo en diversas situaciones. Entonces, será posible realizar experimentaciones didácticas en modelos físicos, sin embargo, no es posible aseverar que los resultados en macro - escala sean equivalentes.

Ahora bien, los materiales utilizados en prototipos deberán atender lo mencionado por Askeland *et al.* (2013), es decir, en la selección regirán las condiciones en las que será utilizado, con el objeto de que no influya el su comportamiento ante ciertas exposiciones físicas, químicas o biológicas; además, como afirman Islam y Gnanendran (2012) deberá cumplir económicamente con el diseño.

3. METODOLOGÍA

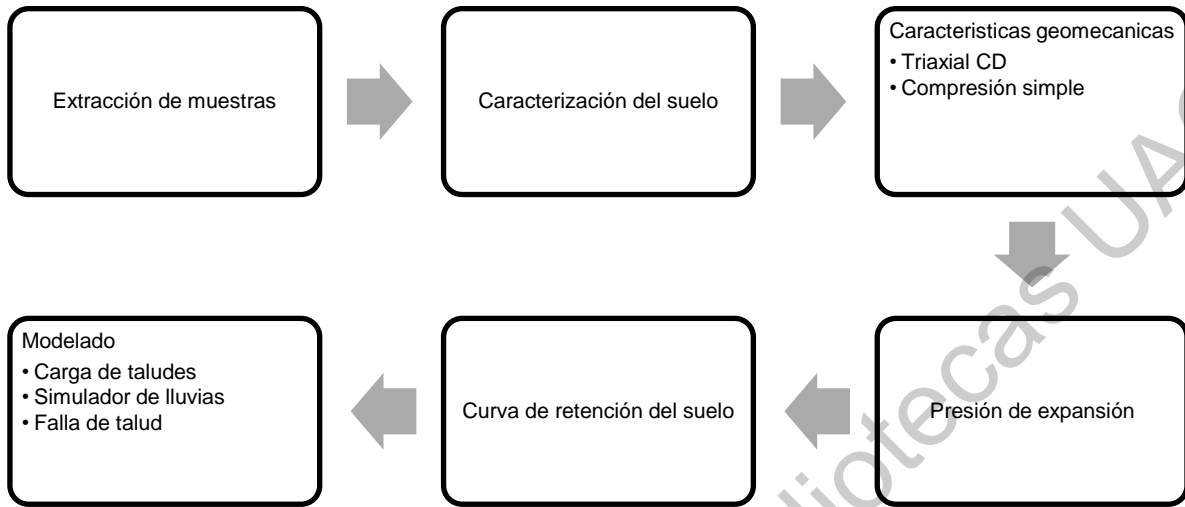


Figura 5.- Diagrama de metodología.

En la Figura 5 se resume el procedimiento a seguir. Por un lado, se analizarán las características del suelo; por lo que, se debe extraer una muestra en estado inalterado con la necesidad de conocer su estado y comportamiento mecánico en estado natural, así mismo, será necesario conocer su curva de retención y presión de expansión.

Por otro lado, se construirá un prototipo geotécnico que funcionará como modelo de pruebas, como se ha mencionado, se prevé que la falla del talud sea por el cambio de humedad, por lo que los materiales seleccionados deberán cumplir con una absorción mínima y resistir la presión a la que serán sometidos en la etapa de experimentación.

Por último, se realizará el cálculo del factor de seguridad con el uso de la geomalla y sus variaciones con respecto a los resultados sin esta, aplicando un modelo numérico.

3.1 Extracción de muestras de suelo



Figura 6.- Ubicación de la zona de muestreo.

Se tomó una muestra inalterada en la ciudad de Jurica del estado de Querétaro con las coordenadas Latitud 20°38'49.3" N - Longitud 100°26'10.5" W (Figura 6); mediante el apoyo de una retroexcavadora se realizó una excavación con profundidad de 3.10m. Enseguida de la excavación, se extrajeron muestras representativas de una de las paredes de material disgregado en bolsas de plástico a cada 30 cm después de 0.70cm de profundidad, obteniendo ocho muestras hasta una profundidad de 3.10 m (Figura 7). Posterior a ello, en una pared de la excavación se marcaron las dimensiones de la muestra y se continuó con el labrado de la parte superior y lados de la muestra, todo fue realizado sin dañar la estructura del material tal como se indica en el manual M-MMP-1-01/03 Muestreos para materiales de Terracerías.

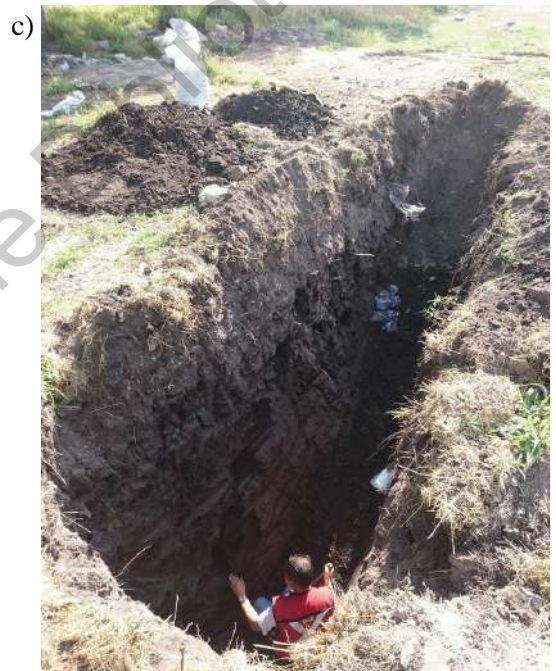
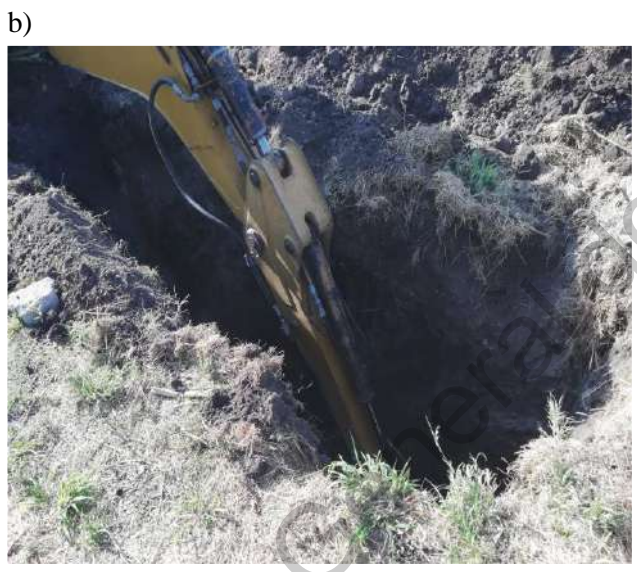


Figura 7.- a) Inicio de la excavación b) Proceso de excavación hasta 3.10m de profundidad c) extracción de perfil de humedad

Se obtuvo una muestra inalterada cúbica con dimensiones de 45 por lado; además, fue extraída a una profundidad de 2.35 m y cubierta con una membrana

impermeable con el objeto de conservar su estructura y contenido de agua. Así mismo, se utilizó de referencia el mismo manual M-MMP-1-01/03 para la extracción de material disgregado, por lo que se tomó de las paredes de la excavación con la precaución de no contaminarlo y envasándolo en ocho costales que constituyen un equivalente a 0.3 m², Figura 8.



Figura 8.- Muestra inalterada

3.2 Caracterización de suelo

Con el fin de obtener una idea cualitativa del comportamiento de la muestra; con base en el manual M-MMP-1-04/03 se obtuvo el contenido de agua. Entonces, se continuó conforme lo descrito en el inciso E.1. del manual, para ello se midió la

masa de tres muestras de suelo; después se introdujo la muestra al horno a $105^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{ C}$ por un lapso de tiempo de 24 h y nuevamente se obtuvo su masa, dando como resultado una humedad natural promedio de 25.44%, éste fue calculado por medio de la ecuación (8), donde se obtiene el contenido de humedad (w) mediante el cociente entre la masa del agua (W_w) y la masa de los sólidos (W_s), lo obtenido se muestra en la Tabla 5.

$$W (\%) = \frac{W_w}{W_s} * 100 \quad (8)$$

Tabla 5.- Contenido de Humedad

PROFUNDIDAD		TARA	W_T	W_{T+}	W_{T+}	W_w	W_s	Ω
De	A	No.	gr	gr	gr	gr	gr	%
2.35	2.80	7	117.89	145.50	139.90	5.60	22.01	25.44
2.35	2.80	8	118.80	144.80	139.60	5.20	20.80	25.00
2.35	2.80	31	129.5	172.4	163.6	8.80	34.10	25.81
2.35	2.80	SN	128.2	164.6	157.2	7.40	29.00	25.52

Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se cuarteó un saco del material disgregado con un peso inicial de 46.590 kg, siguiendo lo planteado en el manual M-MMP-01-03/03 con el propósito de obtener una porción representativa en estado natural, de acuerdo a lo indicado en el inciso "F", se realizó un cuarteo del material, para ello se formó un cono con la muestra inicial, después se formó un cono truncado con la pala y se separó el material en cuatro partes iguales, se seleccionaron dos cuadrantes opuestos y se desecharon los otros dos; este proceso se repitió hasta obtener una muestra de 1.126 kg y se muestra en la Figura 9.



Figura 9.- Proceso de cuarteo de material inalterado

Posteriormente, se realizó la prueba de Granulometría de Materiales Compactables para Terracerías conforme el manual M-MMP-1-06/03, por lo que, se

cribó el material por la malla No. 4 (4.75 mm) y pasó el 100% del material, después, se obtuvo una muestra de 518 g. A continuación, se agregó a la muestra un volumen de agua de 700cm³ y se dejó reposar durante 24h. En seguida, se agitó el recipiente de aluminio que contenía la muestra con un agitador de cuchillo y se decantó por la malla No. 200 (0.075mm) con ayuda del chorro de agua a baja presión, se repitió el proceso hasta que el chorro de agua salió totalmente limpio. La muestra retenida en la malla se colocó en un recipiente y se metió al horno durante 48h con el objeto de secarlo. Después del secado, el material pasó por las mallas número 10 (2mm), 20 (0.85mm), 40 (0.425mm), 60 (0.25mm), 100 (0.150mm) y 200 (0.075mm) y se agitó de manera circular en cada malla obteniendo la masa del material retenido en cada una de ellas, a continuación se calculó su porcentaje respecto a la masa total de la muestra tal como se demuestra en la Tabla 6.

Tabla 6.- Análisis granulométrico

TAMAÑO	ABERT.	PESO.RET	%	% Retenido	% Pasa
MALLA N.	(mm)	(gr)	Retenido	Acumulad	Acumul.
			o 518.8gr	o del total	
No 10	2.000	0.50	0.10	0.10	99.90
No 20	0.850	1.20	0.23	0.33	99.67
No 40	0.425	2.80	0.54	0.87	99.13
No 60	0.250	3.60	0.69	1.56	98.44
No 100	0.150	7.50	1.45	3.01	96.99
No 200	0.075	13.50	2.60	5.61	94.39
pasa No 200	>0.075	3.10	0.60	6.21	93.79
Σ		32.20	6.21		

Fuente: Elaboración Propia.

Después, se tomó una muestra de 160 g del material que pasó por la malla no. 40; fue colocado en un recipiente agregándole agua hasta saturarlo por un lapso de 24 h, transcurrido ese tiempo, se homogenizó el material con ayuda de la espátula y se agregó agua con un cuenta gotas hasta lograr una consistencia brillante (Figura

10). Posteriormente, con el fin de obtener el límite líquido del material y considerando lo mencionado por el manual M-MMP-1-07/07, se tomó una muestra del material homogéneo y se colocó en la copa de Casagrande del centro hacia los extremos, hasta alcanzar una profundidad de entre 8 y 10 mm al centro de la copa de Casagrande; una vez enrasado el material y con ayuda del ranurador se realizó la abertura al centro de 2mm e inmediatamente después se accionó la manivela a razón de dos golpes por segundo las veces que fueran necesarias hasta que el borde del material en ambos extremos se ponía en contacto en una longitud de 13 mm, este procedimiento se repitió cuatro veces en total, obteniendo los resultados de la Tabla 7. Inmediatamente después de obtenidos el número de golpes en cada prueba, se toma una muestra para determinar su contenido de humedad mediante lo descrito anteriormente, obteniendo con ello el límite líquido, Gráfica 1.

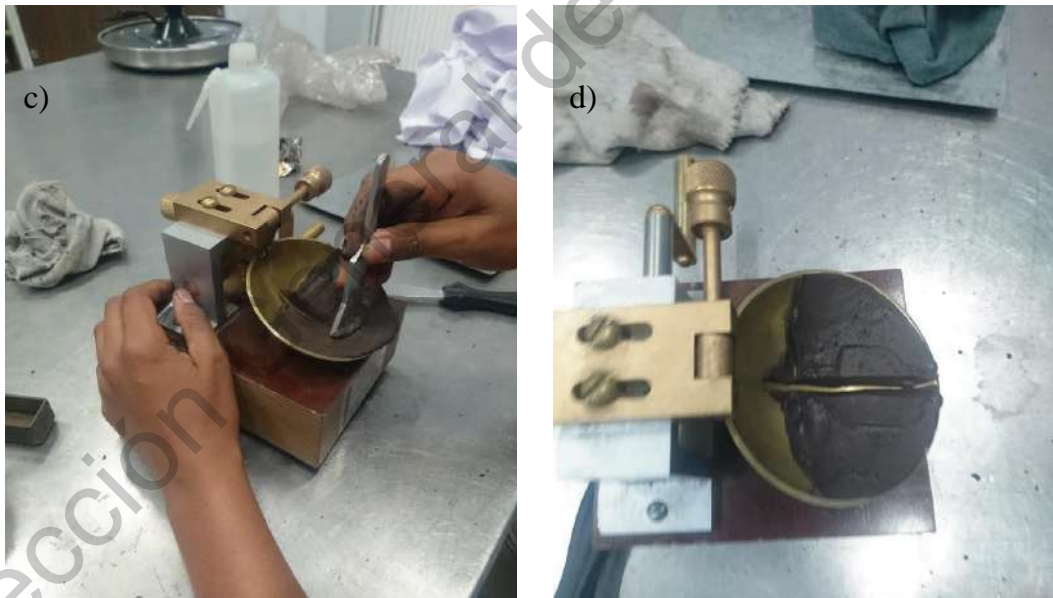
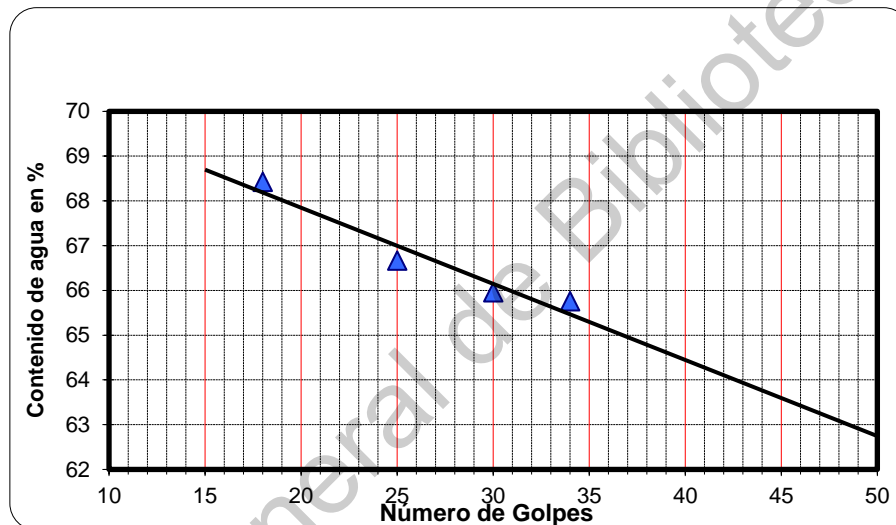


Figura 10.- Límite Líquido c) Ranurado del material con apertura de 2mm d) Contacto del material

Tabla 7.- Resultados de límite líquido.

No. golpes	Tara + suelo húmedo (gr)	Tara+ suelo seco (gr)	Tara (gr)	W_w (gr)	W_s (gr)	w (%)
18	147.9	142.7	135.1	5.2	7.6	68.42
25	126.8	122.2	115.3	4.6	6.9	66.67
30	139.2	133	123.6	6.2	9.4	65.96
34	130.9	126.1	118.8	4.8	7.3	65.75

Gráfica 1.- Límite líquido



Fuente: Elaboración Propia

Otra característica que ayuda a conocer el comportamiento de un suelo es el límite plástico; pues es el la humedad máxima con la que un sólido se comporta como tal y no como un líquido; así que, desde la muestra saturada y homogenizada, se tomó una muestra y con esta se formó una esfera de 12 mm de diámetro la cual se amasó y amoldó con las manos para hacerla girar en la placa de vidrio hasta que formaba un cilindro que debía romperse en tres partes iguales al llegar a un diámetro de 3 mm, Figura 11. Se realizaron varios intentos ya que al llegar los cilindros a los

3 mm de diámetro no se rompía, lo cual significa que su contenido de agua estaba por encima del límite plástico, de acuerdo con lo descrito en el inciso H.2.3 del manual, por lo que era necesario homogenizar el material con la espátula y realizar nuevamente el procedimiento como se describió anteriormente de acuerdo a los incisos H.2.1 y H.2.2, después de varios intentos se llegó a la humedad del límite plástico y por ende se partió en 3 secciones. A continuación, las muestras que se partían en 3 secciones, se pesaron y se metieron al horno de secado a una temperatura de $105 \pm 5^\circ$ para determinar su contenido de humedad, obteniendo los resultados resumidos en la Tabla 8.

Tabla 8.- Resultados límite plástico

Ensaye	Tara + suelo húmedo (gr)	Tara+ suelo seco (gr)	Tara (gr)	W _w (gr)	W _s (gr)	w (%)
2	131.3	130.8	129.5	0.5	1.3	38.46
31	127.5	126.9	125.8	0.6	1.1	54.55
4	122.8	122.3	121	0.5	1.3	38.46
SN	132	131.2	129.5	0.8	1.7	47.06
						44.63

Fuente: Elaboración propia



Figura 11.- Límite Plástico a) Esfera de 12 mm de diámetro b) Cilindros de 3mm de diámetro

De acuerdo con SCT (2007a) posterior a la determinación del límite líquido y plástico, es posible obtener el Índice plástico por medio de ecuación (9), con ello se obtuvo un Índice Plástico igual a 22.04%.

$$I_p = L_L - L_p \quad (9)$$

Donde: I_p : Índice plástico; L_L : Límite Líquido; L_p : Límite Plástico

Se ha realizado la determinación de la masa volumétrica por el método de la parafina descrito en M-MMP-1-08/03 inciso G; para ello, se han tomado tres especímenes de la muestra inalterada; se determinó su masa en estado natural (W_m); después, se sumergieron en parafina caliente hasta que estuvieron completamente cubiertos, en este apartado, fue muy importante que no quedaran orificios en la parafina; se registró nuevamente su masa con parafina (W_{mp}); ahora, la báscula tiene una extensión en la parte inferior, que permitió amarrar un hilo con el que se sostuvo la muestra cubierta de parafina al sumergirlo en agua, en ese momento, se registró su masa sumergida (W'_{mp}); con lo anterior se obtuvieron los datos registrados en Tabla 9. Ante estos resultados, se determinó que el peso volumétrico promedio de los especímenes en estado natural es de 1.61 kg/cm³.

Tabla 9.- Peso volumétrico

	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
W_m	19.7	13.9	9.4
W_{mp}	20.7	14.5	10.1
W'_{mp}	7.5	5.2	3.6
Y_m	1.61745979	1.59995302	1.62469136

La relación entre el peso de los sólidos y peso del volumen del agua desalojado por los mismos se conoce como gravedad específica de los sólidos; la

normativa internacional fue seguida por medio de la prueba descrita en ASTM D 854 – 02. Primero, se calibró el matraz y agua mediante la medición de sus cambios volumétricos en distintas temperaturas; para esto, se aumentó su temperatura de manera indirecta, pues, se introdujeron dentro de una recipiente con agua que se encuentra a fuego directo (Figura 12.a), se retiran todos los vacíos de aire (Figura 12.b) y registra su masa, después, al encontrarse en un sistema abierto, la temperatura del agua irá descendiendo y se tomarán registros de su masa aproximadamente a cada 10°C, previo a su medición, deberá nivelarse la altura del agua en el matraz con la finalidad de que no se modifique el volumen. Después, se tomaron 50 gr de masa seca del material y se colocaron en el matraz con el agua, previamente calibrados; se eleva su temperatura hasta 85°C aproximadamente; se retiran los vacíos; se rellena con agua (con la misma temperatura) hasta el nivel de la calibración; se registra su masa; ahora, la temperatura dentro del matraz irá descendiendo y se deberán registrar sus lecturas, mismas que son reflejadas en la Gráfica 2.

Gráfica 2.- Gravedad específica de los sólidos

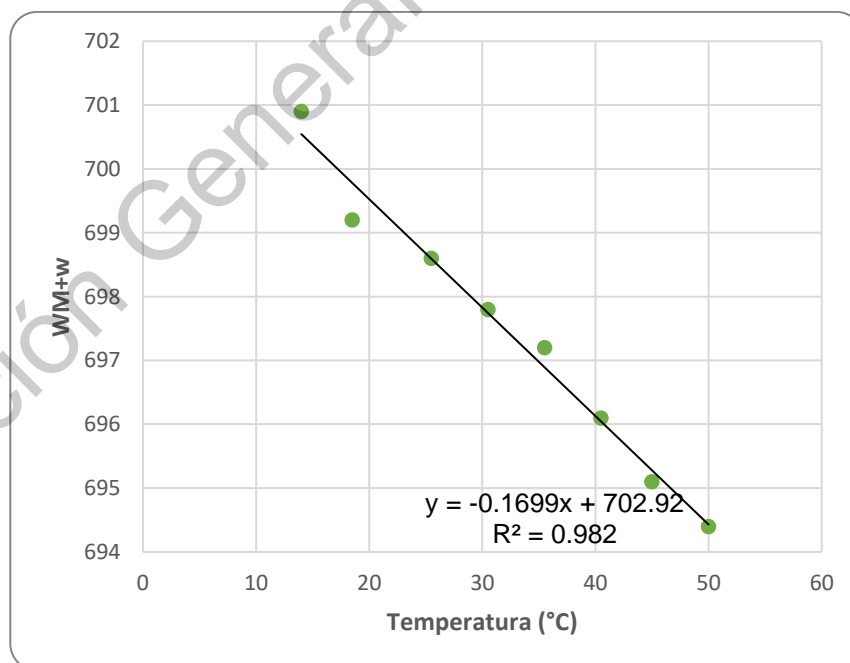




Figura 12.- Densidad relativa de los sólidos (S_s)

a) Aumento de temperatura en el sistema

b) Eliminación de vacíos en el sistema con un extractor de aire

c) Medición de masa de matraz con agua y material

Con los valores obtenidos de humedad ($w=25.44$), peso volumétrico ($Y=1.61 \text{ g/cm}^3$) y gravedad específica de los sólidos ($S_s=2.6594$); mediante una serie de despejes de relaciones gravimétricas se encontró el volumen de vacíos (V_v). Dichas fórmulas involucran: peso de la muestra (W_m), de los sólidos (W_s) y del agua (W_w); peso volumétrico de los sólidos (Y_s) y de agua (Y_w); así como al volumen de agua (V_w), aire (V_a), sólidos (V_s) y de vacíos (V_v).

$$V=1$$

$$W_m = W_w + W_s \quad (10)$$

$$w = \frac{W_w}{W_s} \quad \rightarrow \quad W_w = w * W_s$$

Sustituyendo en Ecuación (10) tenemos que: $W_w = W_s + wW_s$

$$W_s = \frac{W_m}{1 + w} = \frac{1.61}{1.2544} = 1.28348214$$

$$W_w = 0.32651786$$

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w} \therefore \gamma_w = 1$$

$$W_w = V_w = 0.32651786$$

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w(\text{igual a } 1)} = 2.6594$$

$$\gamma_s = \frac{w_s}{V_s} \therefore$$

$$V_s = \frac{W_s}{\gamma_s} = \frac{1.28348214}{2.6594} = 0.48262095$$

Ahora debemos obtener el volumen de aire, para ello, lo despejaremos de la fórmula

$$V_m = V_a + V_w + V_s$$

$$V_a = V_m - V_w - V_s = 1 + 0.4826 + 0.3265 = 0.1908$$

$$V_v = V_w + V_a = 0.517379$$

Entonces, si el obtenido volumen de vacíos es llenado por agua, el suelo se encontrará en un estado saturado. Desde esta afirmación se obtiene la Tabla 10, que demuestra la relación entre el grado de saturación y la humedad para este suelo; además, se ha encontrado que el estado natural del suelo tiene un valor de 63.10%.

Tabla 10.- Grado de saturación

Gw (%)	Ww (g)	Ws (g)	Y_m (g/cm³)	w (%)
20	0.1035	1.2835	1.3870	8.06%
40	0.2070	1.2835	1.4904	16.12%
60	0.3104	1.2835	1.5939	24.19%
63.10	0.3265	1.2835	1.6100	25.44%
80	0.4139	1.2835	1.6974	32.25%
90	0.4656	1.2835	1.7491	36.28%
100	0.5173	1.2835	1.8009	40.31%

3.3 Características geomecánicas

3.3.1 Triaxial CD

Primero se preparó el equipo, para ello se desairó el agua del contenedor con ayuda de una bomba de aire; también se limpió todas las mangueras que sirven como conectores y la base del equipo. Enseguida, se labró una probeta de suelo a partir de la muestra inalterada, tomando precauciones para que la muestra no perdiera humedad; además, se tomaron sus medidas de base y altura que tienen una relación entre ellas de 2.5 veces la primera es igual a la segunda. Posterior a ello, la probeta se colocó en una membrana impermeable con un papel filtro y una

piedra porosa saturados tanto en la parte superior como inferior. Se colocó en la base del equipo triaxial y fue sellada por medio de unos arillos entre la membrana, base y cabezal del equipo. A partir de ello, con esta probeta se realizaron tres ensayos de triaxial Consolidado-Drenado conocidos por ser una prueba lenta, pues, esta prueba considera un trío de etapas: saturación, consolidación y por último corte o aplicación del esfuerzo. El equipo, ubicado en la Universidad Autónoma de Querétaro, permite el establecimiento de cualquier estado en el fluido de poros, desde uno negativo (o vacío) hasta un estado completamente saturado con exceso de presión de poros en el fluido; en esta ocasión, a medida que se aplicó la carga al espécimen de suelo, los poros fluyeron y se registraron al abrir la válvula apropiada; en cambio, en un ensayo no drenado solo se realiza cerrando el sistema de suelo en la atmosfera de forma que nada del fluido de los poros puede cuantificarse.

3.3.2 Compresión simple

En esta prueba se utilizaron los datos obtenidos en la Tabla 10, con ellos se calculó la masa de suelo necesaria para la construir un cilindro con dimensiones correspondientes a una altura máxima de dos veces y media su diámetro; así se remodelaron tres especímenes con el 20%, 40%, 60%, 80%, 90% y 100%. Una vez conformadas, se medían, pesaban y se les permitía una pausa en una temperatura controlada por un periodo de 24 horas.

Después, bajo el procedimiento descrito en D2166-16 (ASTM, 2016a), se colocaba el espécimen en la base del equipo mostrado en Figura 13 y se elevaba hasta que su parte superior estuviera en contacto con el cabezal. Una vez que los micrómetros se encontraban en ceros, se aplicaba una carga de deformación axial por medio del elevador del equipo, pues, éste se programaba para ascender con una velocidad constante del 2% de la altura de la probeta por minuto. Al iniciar la prueba se tomaban lecturas del cronometro en conjunto con el indicador de deformación y desplazamiento; cuando estas mediciones disminuían se detenía la

prueba o cuando el tiempo alcanzaba un valor de 15 minutos, en ese momento se tomaba su peso húmedo y colocaba dentro del horno a temperatura de 109°C por un lapso no menor a 24 horas.

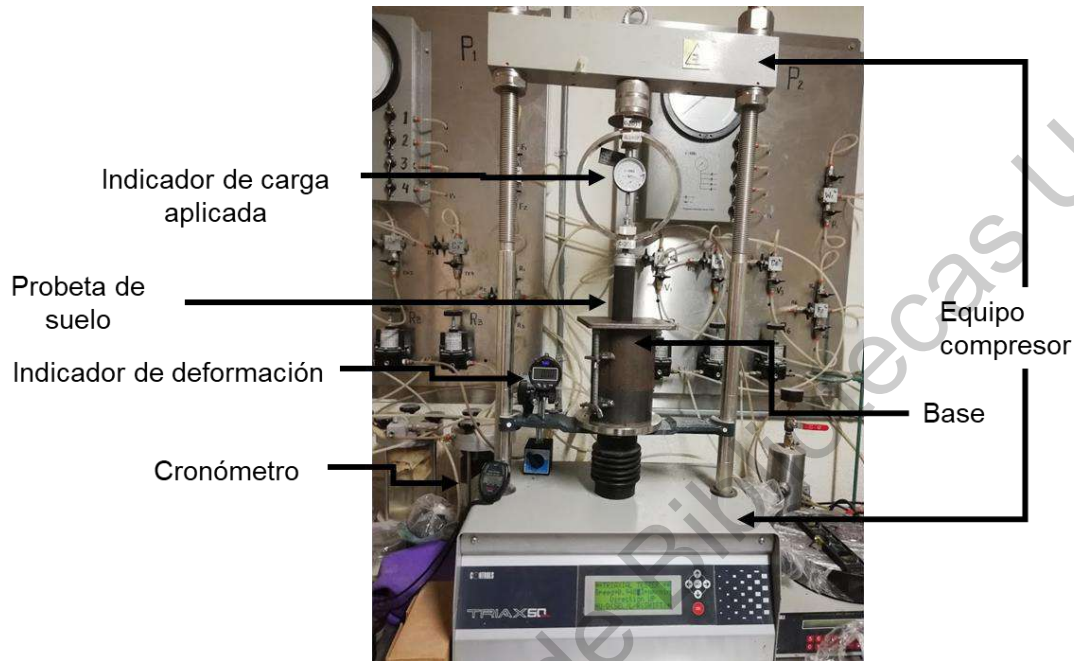


Figura 13.- Equipo utilizado para compresión simple

3.4 Determinación de presión expansión

El objetivo de esta etapa fue identificar el porcentaje de expansión de un suelo después de la absorción de agua. Para ello, Sridharan & Prakash (2016) mencionan métodos directos con odómetro, así mismo, la normativa ASTM D4546 (2008) incluye tres métodos:

- Medición de expansión o colapso unidimensional inducido por un aumento en la humedad del suelo.
- Un espécimen es colocado bajo una presión excedente a su carga in situ antes de agregarle agua al odómetro.

- Determinación del esfuerzo después de la deformación por expansión o colapso causado por el humedecimiento

Con base en lo anterior, se optó por realizar el ensaye del triple odómetro. En esta prueba se utilizaron tres anillos cada uno con sus respectivas medidas y pesos; en estos se labraron tres especímenes que cubrieran la superficie del anillo y después se tomó su masa. Los tres especímenes se colocaron en su respectivo odómetro, veinticuatro horas después se les colocó la carga de sitio. Debido a que las cargas que se especificaron para este ensaye fueron 200 KPa, 400 KPa y 600 KPa fue necesario realizar estos incrementos en tres tantos, con un periodo de un día entre cada uno, así mismo se llevó un registro de los movimientos que ocasionaba cada uno de ellos en las muestras. Una vez que se alcanzaron los pesos mencionados en cada prueba, se saturó y midió su expansión; para ello, el equipo tiene un micrómetro en el que se toman lecturas cada determinado tiempo.

3.5 Curva de retención del suelo

Como se mencionó en el marco teórico, se considera que un elemento importante para conocer las características del suelo es el cálculo de la curva de retención del suelo, para su obtención nos apoyaremos en la norma ASTM D5298 Medición del potencial del suelo (succión) utilizando papel de filtro, conforme con ello, se utilizará el equipo descrito en el inciso 6, y el procedimiento especificado en el inciso 8, además de ello, el inciso 7 nos permitirá calibrar la prueba y con ello definir la relación entre la humedad volumétrica y la succión del suelo mediante la trayectoria obtenida por el proceso de secado y humedecimiento. Cabe destacar que todo lo anterior es necesario a fin de establecer las condiciones de succión y su influencia en el cálculo del esfuerzo efectivo para el análisis de la estabilidad de los taludes.

De acuerdo con Tzatchkov & Caldiño (2007) la importancia de la succión se refleja en la capacidad de absorción del agua y las características del cambio de

volumen. En específico, Miao, Liu & Lai (2002) relacionan a la succión con la resistencia de un suelo expansivo, de hecho, los autores describen tres métodos para su determinación: el primero, consta de sensores de medición directa; el segundo, mediante la curva característica; la última opción se genera al realizar una precarga en los especímenes y cuantificar el potencial del suelo. De lo anterior, se ha tomado el método de la medición en laboratorio mediante lo establecido en ASTM D5298-03.

Esta prueba ha iniciado con el remoldeo de muestras alteradas con dimensiones establecidas en la Tabla 11, como se ha mencionado el peso volumétrico de la muestra es de 1.61 kg/cm³ y una humedad natural de 25.44%.

Tabla 11.- Dimensiones de especímenes remoldados (succión)

#	Diámetro (cm)	Altura (cm)	W	Wm (gr)
A102	4.729	3.4457	22.8301	97.5951
A115	4.735	3.3820	22.2713	95.8798
A116	4.741	3.4253	22.6056	97.4128
A108	4.729	3.4260	22.8034	96.7995
A101	4.717	3.4443	22.7466	97.1001
A114	4.728	3.3673	22.4252	96.703
A103	4.732	3.4283	27.7316	92.101
A106	4.719	3.4237	22.6575	92.2478
A86	4.734	3.3267	22.1117	90.6253
A104	4.729	3.5923	23.9348	101.7199
A109	4.735	3.3913	22.5275	96.2524
A111	4.722	3.4973	22.1341	99.7449
A107	4.735	3.4287	22.6822	97.3399
A112	4.737	3.5327	23.4736	100.3581
A105	4.733	3.4247	22.6629	97.1469
A113	4.728	3.3230	21.9382	94.254
A110	4.740	3.5373	23.3992	100.7112
101	4.679	3.0360	20.4283	84.1887
137	4.545	2.8970	19.4812	75.8086
139	4.623	3.6647	24.761	98.972

Fuente: Elaboración propia

3.6 Modelación de talud en laboratorio

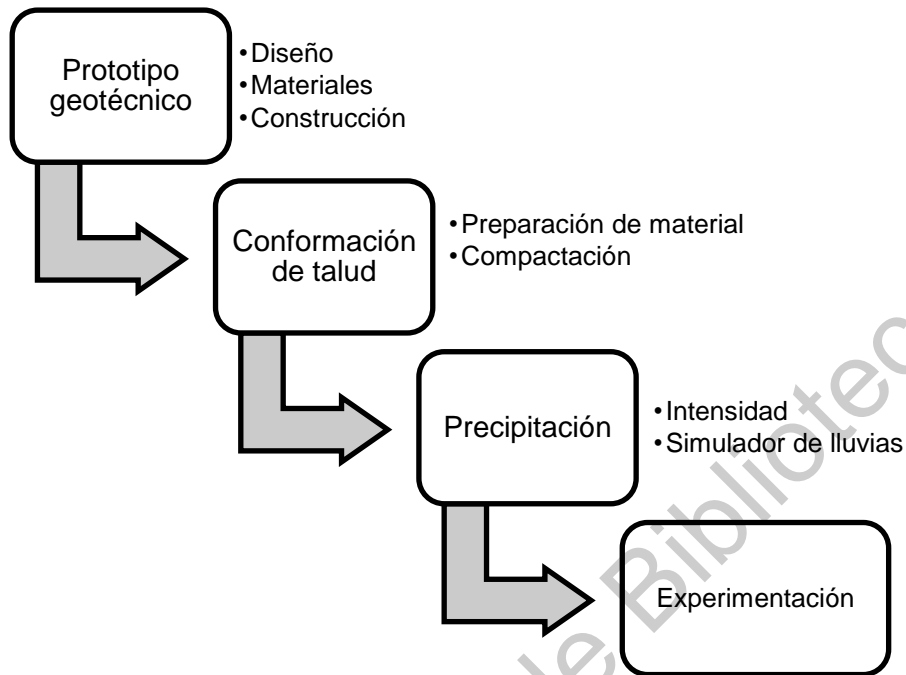


Figura 14.- Esquema vinculado a la construcción de un talud en laboratorio

La Figura 14 muestra la secuencia de lo que se realizó en la etapa de modelaje del talud; donde, primero se realizó el diseño del prototipo geotécnico, al hacerlo se han analizado los materiales óptimos para su funcionamiento. Segundo, se conformará un talud con el suelo expansivo extraído previamente, por lo que, se igualarán las condiciones del sitio de extracción de muestra, es decir, $Y=1.61 \text{ kg/cm}^2$ y una humedad natural en un rango del 25.0 % al 25.81%. Después, se reproducirá una lluvia tipo sobre el talud y se observarán sus consecuencias; esto último con el objeto de observar el diferencial cuando se coloque el refuerzo de geomalla híbrida.

3.6.1 Prototipo geotécnico

Con respecto a las dimensiones, en la bibliografía consultada se encontraron prototipos con objetivos similares, por ejemplo, en suelos reforzados los trabajos de

Benjamim *et al.* (2007), Hu *et al.* (2010), Chen *et al.* (2007) y Koelewijn *et al.* (2014); sin embargo, las dimensiones de sus modelos fueron distintas, el primero utilizó dimensiones mucho mayores que los otros. Aunque, Benjamim *et al.* (2007), Hu *et al.* (2010), Chen *et al.* (2007) y Koelewijn *et al.* (2014) coinciden en una forma rectangular debido a que en esta figura es más sencilla la compactación del material en su interior. Entonces, respecto a la forma del modelo Dulcey *et al.* (2018) describen que éste debe tener vértices lineales, por lo que el prototipo tiene en una forma rectangular, con el objeto de favorecer a la compactación, así que, coincidiendo con Hu *et al.* (2010) la base del prototipo tiene medidas de 800 mm x 600 mm y una altura de 600 mm (Figura 15).

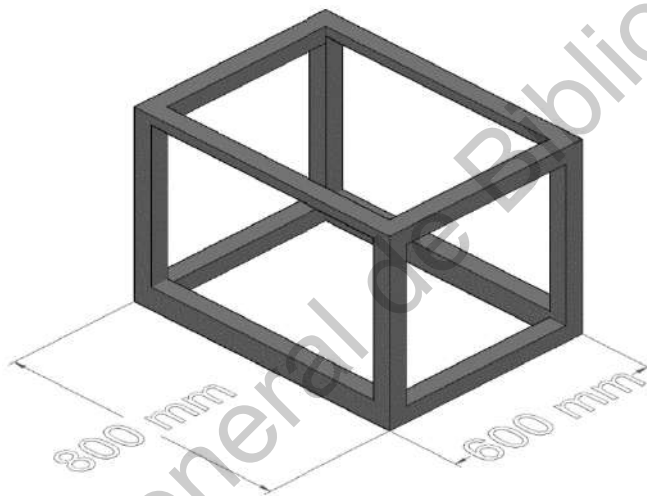


Figura 15.- Diseño de la estructura de prototipo. Fuente: Elaboración propia.

En este caso, la construcción del modelo atiende lo indicado por Islam y Gnanendran (2012), pues cumple económicamente con las necesidades del proyecto. Además, Askeland *et al.* (2013) describe entre los materiales estructurales a la madera, aluminio, acero y acrílico; por lo que, se ha seleccionado un perfil angular de acero de 5 mm de espesor, debido a su alta resistencia y esta forma aumenta el momento de inercia del elemento. Primero los ángulos de distintas

longitudes se limpiaron, despintaron y lijaron para lograr una mejor adherencia entre ellas (Figura 16.a); después, fueron cortadas de acuerdo a su posición y unidas con soldadura tipo E-7016 (Figura 16.b); por último se pintó completamente la estructura y se verificaron las dimensiones coincidiendo con lo establecido (Figura 16.c).



(a)



(b)



(c)

Figura 16.- Estructura del prototipo.

Tal como en Adamo *et al.* (2007) y Hu *et al.* (2010), la fricción entre las paredes y el suelo no debe influenciar, por lo que, se ha seleccionado un material llamado Triplay de polietileno de alta densidad y polipropileno reciclado, cuyas características se describen en la Tabla 12. Así mismo, con el objeto de observar el comportamiento del talud, se ha colocado una pared de acrílico transparente de

6mm de espesor, pues este elemento se encuentra en el listado de materiales estructurales de Askeland *et al.* (2013).

Tabla 12.- Características del material en muros

Densidad	0.96 g/cm ³
Resistencia a la flexión	250 kg/cm ²
Absorción de agua	1.00%

Fuente: Elaboración Propia con datos de TRIPLAMEX (2020)

Conforme lo anterior, las paredes del modelo se han unido a la estructura por medio de tornillos de con un diámetro de 5/16", además, se ha colocado un adhesivo estructural en las esquinas.



Figura 17.- Modelo de experimentación.

3.6.2 Conformación del talud

3.6.2.1 Preparación del material

Como lo indican López *et al.* (2018) las arcillas expansivas tienen la tendencia de hincharse o contraerse en presencia o ausencia de agua. Debido al

almacenamiento el material alcanzó valores alrededor del 9.05% de humedad, por lo que se contrajeron sus partículas sólidas formando terrones de distintos tamaños. En esta sección se empleó la sección E del M-MMP-1-03 (2003a), que enuncia que el disgregado se realiza con el objeto de separar las partículas aglomeradas que constituyen la muestra; por lo que, primero se separaron las partículas que no requerían el procedimiento; después, con una rueda metálica de 10 cm de radio y un peso de 22 kg se disgregaron las partículas aglomeradas (Figura 18).



Figura 18.- Disgregado de material

Una vez que se había disgregado el material se aumentó la humedad del material; por medio de ecuación (11), donde: W_w es el peso del agua ($\gamma=1 \text{ kg/cm}^3$),

a es el contenido de agua al que se desea llegar, w es el contenido de agua inicial y W_m es el peso actual de la muestra.

$$W_w = \frac{W_m}{1 + w} (a - w) \quad (11)$$

Se obtuvo la masa y humedad inicial del material. Con el objetivo de evitar el aglutinado del material, se ingresó a una revolvedora y se agregó la cantidad de agua correspondiente poco a poco por medio de aspersores (Figura 19); al finalizar el proceso, se obtuvo una muestra representativa para comprobar la humedad del material.



Figura 19.- Humectación de material hasta alcanzar las condiciones de sitio.

3.6.2.2 Compactación

Con base en la bibliografía, el equipo para alcanzar la compactación con eficiencia sería un rodillo pata de cabra y el acabado con uno liso; en este caso se utilizó el segundo con una huella de 10 cm y una masa de 22 kg y para aumentar la energía de compactación, la conformación del talud fue dividida en capas de 5 cm.

Por un lado, el ensayo Sin Refuerzo SR1 con un talud 3H:1V, es decir, un ángulo de 45° se generaron seis capas, donde las primeras dos eran capas de soporte que abarcaban todo el fondo del prototipo (Figura 20).

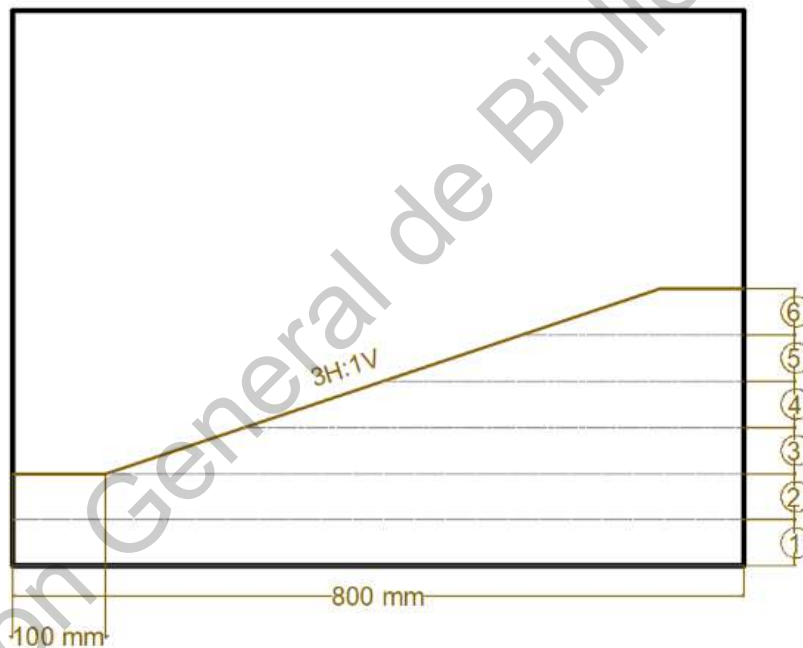


Figura 20.- Capas de talud (SR1)

Por otro lado, los ensayos Sin Refuerzo SR2, SR3 y SR4 tenían un talud de 1.7H:1V o ángulo de 60° , por lo que se realizaron ocho capas. La construcción de las capas fue escalonada, es decir, con forma rectangular y posterior a su

compactación fue recortadas las esquinas, esto con el fin de garantizar la compactación en la pendiente.

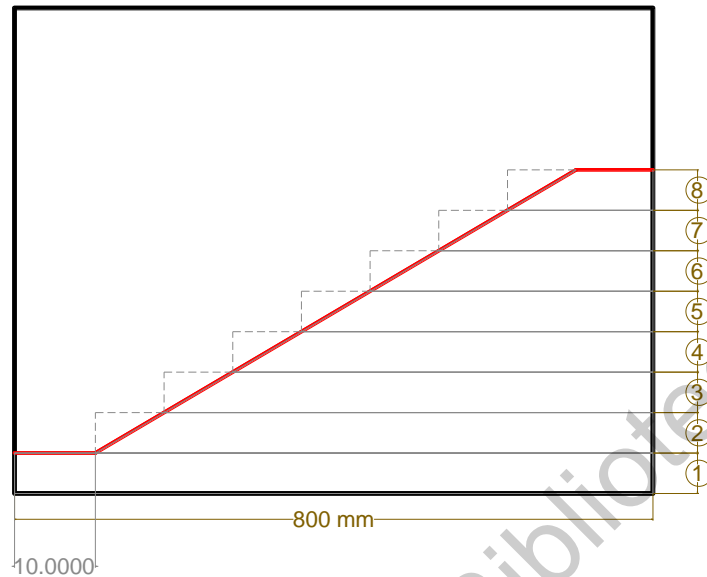


Figura 21.- Conformación de talud Sin Refuerzo SR2, SR3 y SR4.

Ya que se ha definido el espesor de las capas, se calculó la cantidad de material que debía contener cada una; por ejemplo, en el caso de SR1 se realizó con un peso volumétrico de 1.61 kg/cm³ y una humedad del 25.44% (Tabla 13).

Tabla 13.- Cantidad de material en cada capa en SR1.

Capa	Área (cm ²)	Ancho (cm)	Volumen	Wm
1	395	60	23700 cm ³	38.15 Kg
2	395	60	23700 cm ³	38.15 Kg
3	307.5	60	18450 cm ³	29.70 Kg
4	232.5	60	13950 cm ³	22.45 Kg
5	157.5	60	9450 cm ³	15.21 Kg
6	85.5	60	5130 cm ³	8.259 Kg
Total:				151.95 Kg

Fuente: Elaboración Propia

Otro cálculo similar fue realizado para SR2, SR3 y SR4; aunque, en este caso se consideró una humedad correspondiente al grado de saturación más vulnerable, es decir, 90%; de acuerdo con Tabla 10 le corresponde un peso volumétrico igual a 1.745 g/cm³. Por lo anterior, las capas generadas y correspondientes a Figura 21 se muestran en Tabla 14.

Tabla 14.- Volumen y peso para capas de SR02 –SR04

Capa	Área	Ancho	Volumen (cm ³)	W (g)
1	90	55	4,950.0	8,638.58
2	132.5	55	7,287.5	12,717.91
3	175	55	9,625.0	16,797.24
4	217.5	55	11,962.5	20,876.57
5	260	55	14,300.0	24,955.90
6	302.5	55	16,637.5	29,035.23
7	345	55	18,975.0	33,114.56
8	395	55	21,725.0	37,913.77
Total				184,049.75

Una vez instalado el prototipo en el área de experimentación, se conformaron las capas, para ello, se extendió el material correspondiente a la capa sobre el modelo, después, se pasó el rodillo con la intención de pasarlo la misma cantidad de veces en cada zona, por último, se verificó el nivel de cada capa en todos los puntos. (Figura 22).

Por el alcance del rodillo se procedió a separar en dos cada capa, pues se observó que la compactación no llegaba a la parte inferior. Además, con la finalidad

de obtener una correcta configuración, se marcaban los niveles de cada capa en las paredes.



Figura 22.- Conformación de talud SR01

En la experimentación Con Refuerzo (CR01) se ha utilizado la volumetría cuantificada en Tabla 14, la única diferencia en la conformación fue la incorporación de la geomalla híbrida; que se ha instalado entre la capa uno - dos, tres – cuatro y seis -siete; por lo que, se ha cortado la geomalla con la dimensión de la capa que le corresponde, Figura 23.



Figura 23.- Recortes de Geomalla híbrida (ParaDrain)

Entonces, al conformar el talud se ha incorporado la geomalla en su lugar correspondiente y con esto se ha mantenido una distancia máxima entre refuerzo de quince centímetros. En la Figura 24 se muestra el procedimiento de la colocación de la geomalla en la conformación del material, además, se incluye el talud terminado previo a la simulación de precipitación.



Figura 24.- Conformación de talud Con Refuerzo (CR01)

3.6.3 Precipitación

Con datos de Comisión Nacional del Agua (2020) se establecieron las estaciones climatológicas influyentes en un radio de 20,000 m (Figura 25); aunque, no están disponibles los datos de tres estaciones (22013, 22072 y 22070).

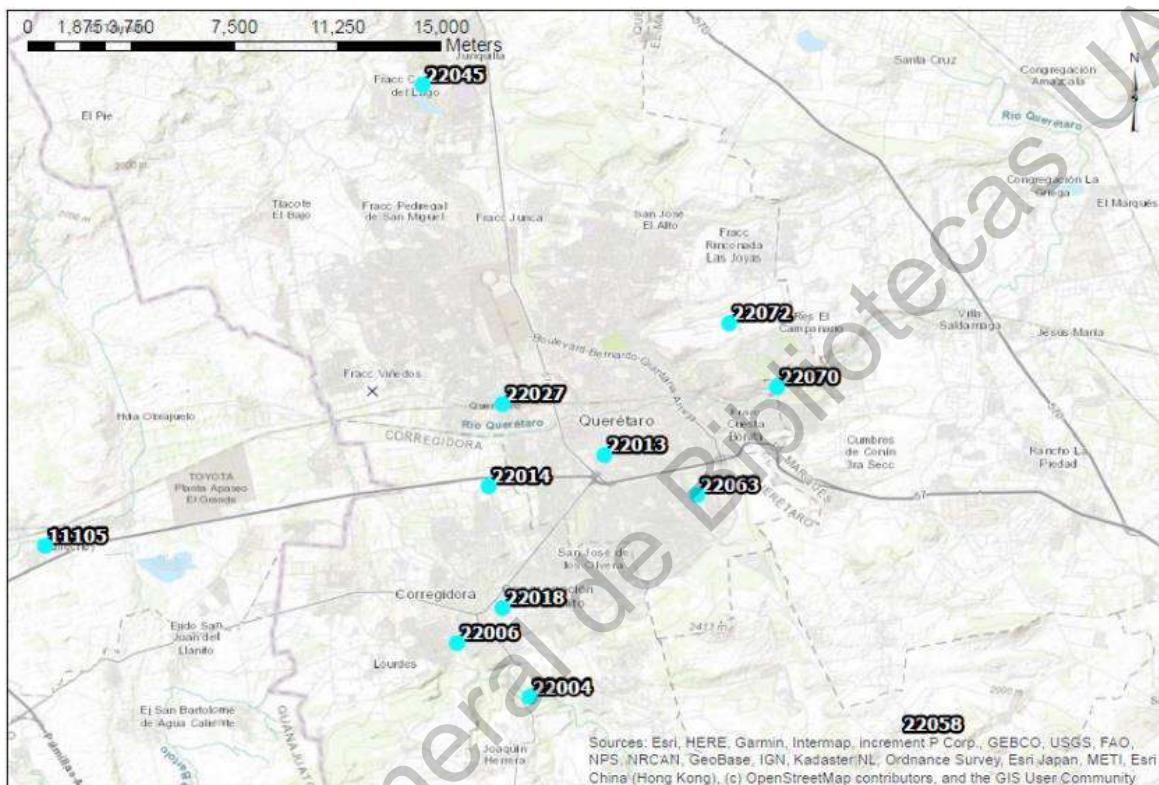
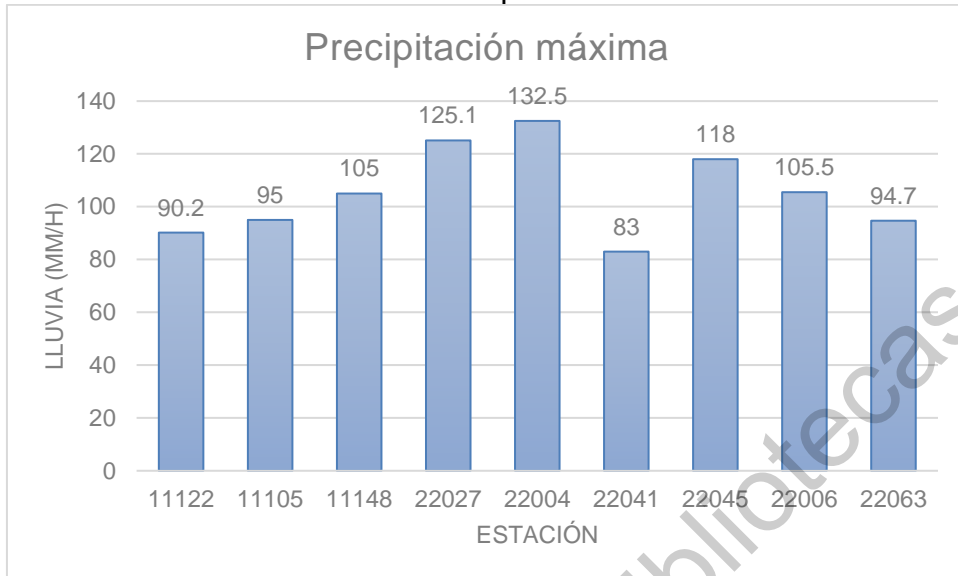


Figura 25.- Ubicación de estaciones meteorológicas. Fuente: Elaboración propia con datos de Comisión Nacional del Agua (2020)

Después, se analizaron los valores máximos de cada estación dentro del área de influencia y se determinó la precipitación máxima de cada uno, dando como resultado la

Gráfica 3, donde se observa que la mayor lluvia registrada ha sido de 132.5 mm/h en septiembre de 2003.

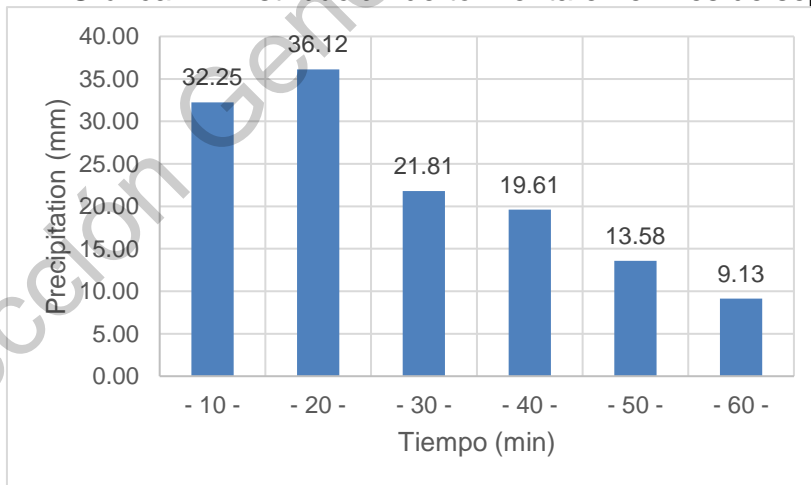
Gráfica 3.- Precipitación máxima



Fuente: Elaboración propia con datos de Comisión Nacional del Agua (2020)

Ahora bien, Gutiérrez y Arellano (2010) obtuvieron que la duración de una tormenta típica máxima en la ciudad de Querétaro consiste en 60 minutos. En este caso, la distribución será conforme a Gráfica 4, pues, la tormenta máxima en el área de interés ocurrió en el mes de septiembre y tiene un valor de 132.5 mm.

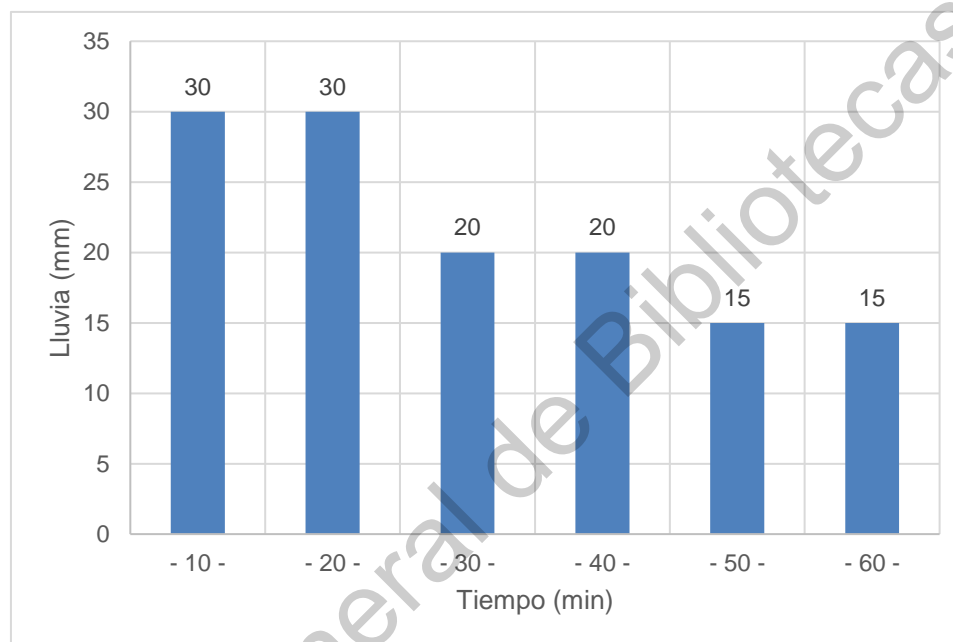
Gráfica 4.- Distribución de tormenta en el mes de septiembre



Fuente: Elaboración Propia con datos de Comisión Nacional del Agua (2020) y Gutiérrez y Arellano (2010)

En particular, el simulador de lluvias con el que cuenta la Universidad Autónoma de Querétaro está diseñado para cumplir con precipitación de 15 mm/h, 30 mm/h, 60 mm/h, 90 mm/h y 120 mm/h; por lo que, la precipitación calculada tuvo que ajustarse a estas intensidades, así alcanzó un valor de 130 milímetros, pues, se ajustó la intensidad conforme la programación del simulador resultando la Gráfica 5.

Gráfica 5.- Distribución de lluvia con ajuste a simulador UAQ



3.6.4 Experimentación

Una vez conformado el talud, se dejaron transcurrir 24 horas; después, se realizó la simulación de una tormenta y observó su comportamiento (Figura 26); tal como lo han realizado Raisinghani & Viswanadham (2011), así como Hu *et al.* (2010) y Esmaeili *et al.* (2018). Cabe destacar que, Gutiérrez y Arellano (2010)

indican que las tormentas en el mes de septiembre pueden alcanzar un máximo de 24 repeticiones y un mínimo de cero.



Figura 26.- Talud sin refuerzo (SR 1)

La metodología se ha repetido en la formación de cada prototipo ya sea incorporando o no la geomalla; las lluvias fueron realizadas con un espacio de tiempo mínimo de ocho horas entre cada una. Además, se ha medido la evaporación en el laboratorio, sin embargo, ha resultado cercana a cero; por lo que, se ha determinado eliminar esta variable en la influencia en el sistema.

3.7 Análisis numérico

Castelo (2014) ha determinado los valores de cohesión y ángulo de fricción para un suelo de la misma zona; además, observó sus variantes respecto a la humedad del mismo. Con esta información, se calculó el factor de seguridad en la experimentación. Primero, en la Figura 27 se ha determinado el centro de la falla con lo recomendado por Das (2015); así mismo las siete dovelas que corresponden al cálculo de los momentos resistentes.

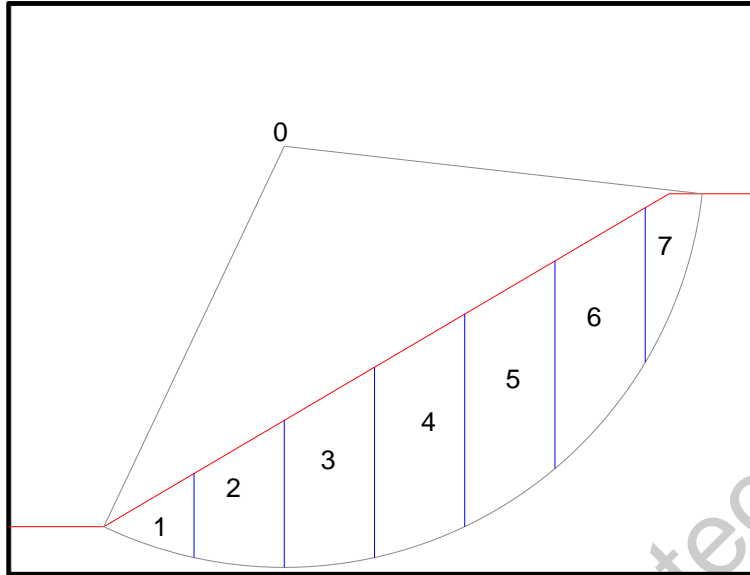


Figura 27.- Determinación de dovelas y centroide.

Ahora, la ecuación (6) determina el Factor de seguridad respecto a los momentos resistentes y actuantes en la falla, al respecto se ha utilizado para el cálculo del factor de seguridad. Los valores obtenidos con el grado de saturación inicial en cada experimentación, 90%, se ha alcanzado un factor de seguridad del 1.345 tal como se demuestra en la Tabla 15.

Tabla 15.- Factor de seguridad con un 90% de saturación

Dovela	área (cm ²)	$\gamma_{\text{sat} \rightarrow 90\%}$ (kg/cm ³)	c (kg/cm ²)	ϕ	W	u (kg/cm ³)	M	Mr
1	43.9	1.7491	0.47	25.5	76.78549	0.0016	-	48.6344677
2	117.07	1.7491	0.47	25.5	204.767137	0.0038	-	106.921888
3	170.1613	1.7491	0.47	25.5	297.62913	0.0038	32.1122523	141.579762
4	203.1692	1.7491	0.47	25.5	355.363248	0.0016	115.095436	162.911563
5	212.6138	1.7491	0.47	25.5	371.882798	0	201.090113	173.662977
6	186.9511	1.7491	0.47	25.5	326.996169	0	248.955736	170.149491
7	63.8994	1.7491	0.47	25.5	111.766441	0	105.873324	80.240266
							657.09941	884.100414
							FS	1.34545915

Más adelante, se han realizado la experimentación y se ha determinado la humedad al término de la misma en cada talud, con ello, se han modificado los respectivos valores en el cálculo determinando un factor de seguridad menor a la inicial por 0.14, mismo que ha ocasionado deslizamientos visibles en el talud.

Tabla 16.- Factor de seguridad con un 100% de saturación

Dovela	área (cm2)	$\gamma_{sat \rightarrow 100\%}$ (kg/cm3)	c (kg/cm ²)	ϕ	W	u (kg/cm3)	M	Mr
1	43.9	1.8009	0.2426	23	79.05951	0.0016	-24.6432	42.0009037
2	117.07	1.8009	0.2426	23	210.831363	0.0038	-22.7473	95.6849278
3	170.1613	1.8009	0.2426	23	306.443485	0.0038	33.0632	128.561727
4	203.1692	1.8009	0.2426	23	365.887412	0.0016	118.5040	149.609623
5	212.6138	1.8009	0.2426	23	382.896192	0	207.0454	161.297064
6	186.9511	1.8009	0.2426	23	336.680236	0	256.3286	160.412621
7	63.8994	1.8009	0.2426	23	115.076429	0	109.0087	77.8055006
							676.5595	815.372367
							FS 1.20517456	

Ahora, los resultados experimentales muestran que la humedad disminuyó hasta un grado de saturación del 80% cuando fue incorporada la geomalla híbrida, por lo que se ha calculado el factor de seguridad con esas variables y alcanzó un valor de 1.4878, tal como se muestra en la Tabla 17.

Tabla 17.- Factor de seguridad con un 80% de saturación

Dovela	área (cm2)	$\gamma_{sat > 80\%}$ (kg/cm3)	c (kg/cm ²)	ϕ	W	u (kg/cm3)	M	Mr
1	43.9	1.6974	0.6914	28	74.51586	0.0016	-23.2269	55.3592777
2	117.07	1.6974	0.6914	28	198.714618	0.0038	-21.4400	118.028982
3	170.1613	1.6974	0.6914	28	288.831791	0.0038	31.1630	154.145119
4	203.1692	1.6974	0.6914	28	344.8594	0.0016	111.6934	175.452092
5	212.6138	1.6974	0.6914	28	360.890664	0	195.1462	185.000563
6	186.9511	1.6974	0.6914	28	317.330797	0	241.5970	178.681594
7	63.8994	1.6974	0.6914	28	108.462842	0	102.7439	82.072561
							637.6768	948.74019
							FS 1.48780722	

4. RESULTADOS

Los resultados granulométricos son descritos en Tabla 6. Además, se han definido las características del suelo en la Tabla 18; entre éstas, destaca un límite líquido igual a 66.67%, para este valor Sridharan y Prakash (2016) identifican un potencial de expansión “alto - muy alto”; así mismo, el Índice Plástico es 22.04% y lo mencionado en Tabla 2 lo define con un potencial alto; así que, conforme a sus propiedades índice, la muestra tiene un alto potencial de expansión.

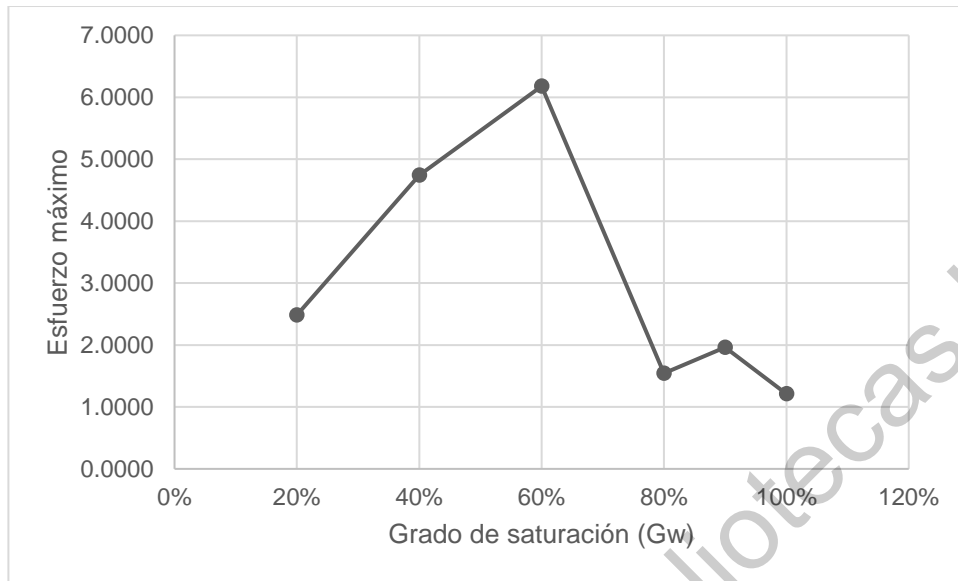
Tabla 18.- Características del suelo.

Muestra de suelo	
Límite líquido	66.66 %
Índice plástico	22.04 %
Peso volumétrico	1.61 kg/cm ³
Humedad natural (w)	25.44%
Gravedad Específica	2.6594

Fuente: Elaboración propia.

Mediante la prueba de compresión simple se ha determinado el grado de saturación más vulnerable (Gráfica 6), que es similar al 100% de saturación, sin embargo, la normativa ASTM D2166 nos menciona que las pruebas con un grado de saturación mayor al 90% se pueden obtener resultados inválidos, por lo que se decide utilizar este valor ante la vulnerabilidad mencionada de obtener errores; así que, para el 90% de saturación se tiene una humedad del 36.28% de acuerdo con Tabla 10. Además, los resultados de dicha prueba presentan un esfuerzo máximo de 6.45 kg/cm² cuando la saturación está al 60%; en contraste el menor valor (1.05 kg/cm²) se obtuvo con un grado de saturación del 100%.

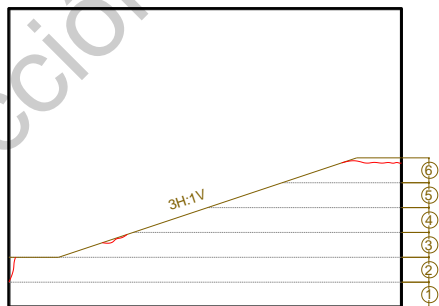
Gráfica 6.- Grado de saturación vs esfuerzo máximo



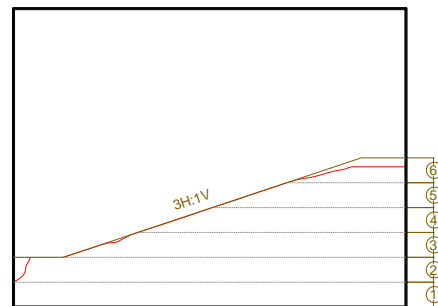
Fuente: Elaboración propia.

El comportamiento del talud ante las simulaciones de tormentas típicas será esquematizado para ofrecer un mejor entendimiento de las fallas del talud observadas.

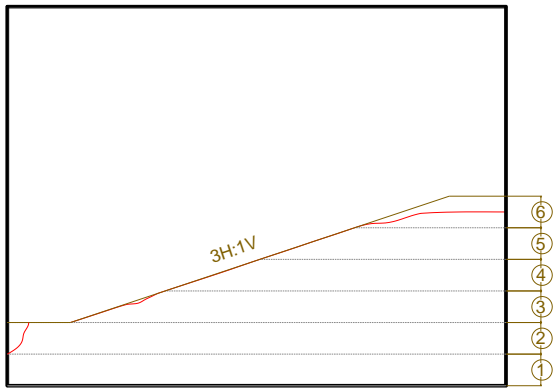
En el talud SR01 se realizaron siete tormentas típicas sobre el talud 3H:1V, con ello, se genera la secuencia mostrada en la Figura 28. Se ha observado una erosión en el suelo superficial como respuesta a una mala calibración en el simulador de lluvias donde aumentaba la presión del agua que generaba un tamaño de gota mayor, Figura 29.



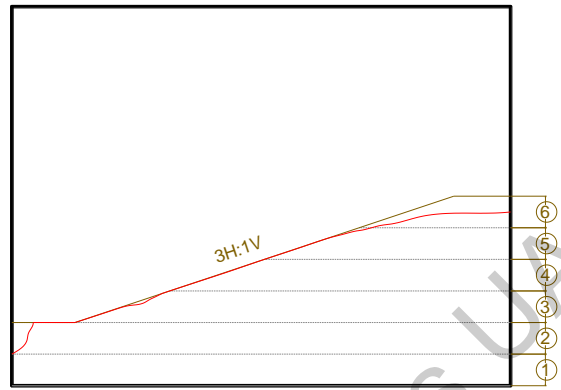
1a. 5 jul 20



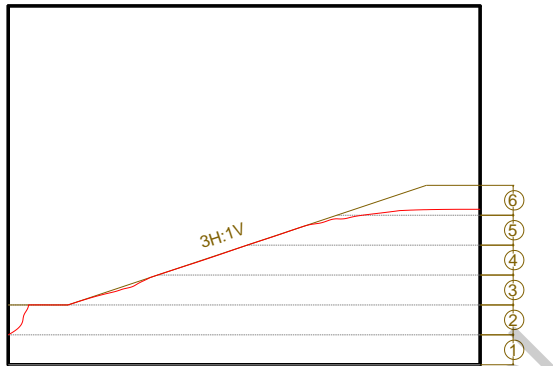
2a. 6 jul 20



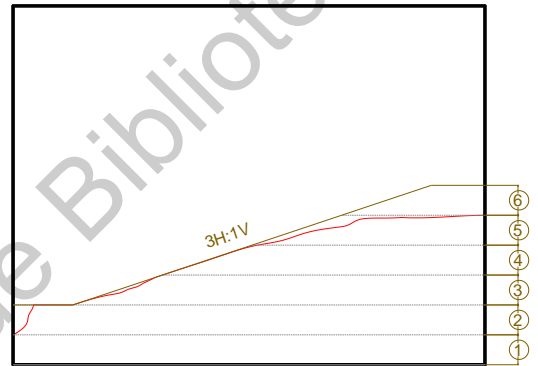
3a. 7 jul 20



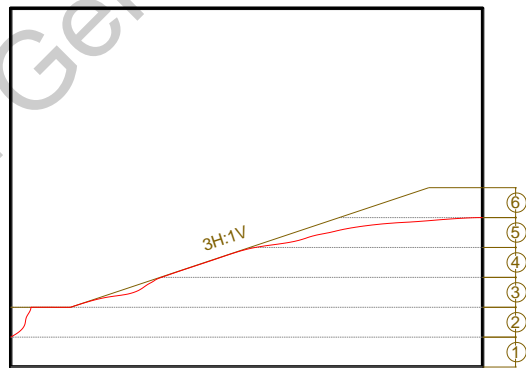
4a. 8 jul 20



5a. 8 jul 20



6a. 9 jul 20



7a. 10 jul 20

Figura 28.- Comportamiento de talud sin refuerzo en tormentas típicas (1-7)

Así mismo, en la experimentación se ha observado un flujo laminar (Figura 29), misma que ocasiona una erosión en la superficie, confirmando lo mencionado por Suárez (2001), quien define que esta erosión es ocasionada por las gotas de lluvia en el terreno superficial, donde una parte del agua se infiltra y la otra se acumula sobre el terreno causando una capa de 2 mm aproximadamente.



Figura 29.- Erosión superficial y flujo laminar en talud SR01

En la conformación del talud SR02, SR03 y SR04 se dejaron 5 cm en una de las laterales, esto redujo el confinamiento de la prueba y provocó que por efecto de permeabilidad se obtenga una mayor saturación del talud; pues, el agua retenida en este espacio era succionada por el suelo en cuestión de minutos; además, la lluvia caía en la pared del terraplén.

La experimentación con SR02 fue muy breve, se realizaron un total de dos tormentas típicas y el comportamiento se ha registrado en Figura 30; la conformación de este talud ha sido conforme la Tabla 14.



Figura 30.- Experimentación SR02. a) Talud previo a la precipitación b) Minuto 20 de la 1ª lluvia. c) Minuto 35 de la 1ª lluvia.

En la Figura 30.b habían transcurrido veinte minutos del inicio de la tormenta, por lo que, en el sistema ingresaron 40 litros de agua; así mismo, en el minuto treinta

y cinco mostrado en Figura 30.c, se había llovido un total de 65 litros de agua. Cabe destacar, que no toda el agua penetró en el suelo, por la baja permeabilidad del suelo, además, de que la misma energía de las gotas crean un flujo laminar en la superficie ocasionando un arrastre de suelo no cuantificado. Posterior a la simulación de lluvia y la evidente ruptura (Figura 30.c) se han tomado lecturas de la humedad a cada 10 cm.

Por su parte, en las pruebas SR03 y SR04 se observó un cambio de volumen en la lateral que no se encontraba confinada, mismo que se representa en Figura 31. Al finalizar la primera lluvia el hinchamiento adyacente constaba de 2.01 cm en promedio; unas horas más tarde, la segunda lluvia ocasionó un segundo hinchamiento que para SR03 significó una ruptura del talud al finalizar la misma, mientras que en SR04 fue al minuto 40 con una cantidad total de precipitación de 75 litros más los 130 litros de la primera ocasión.

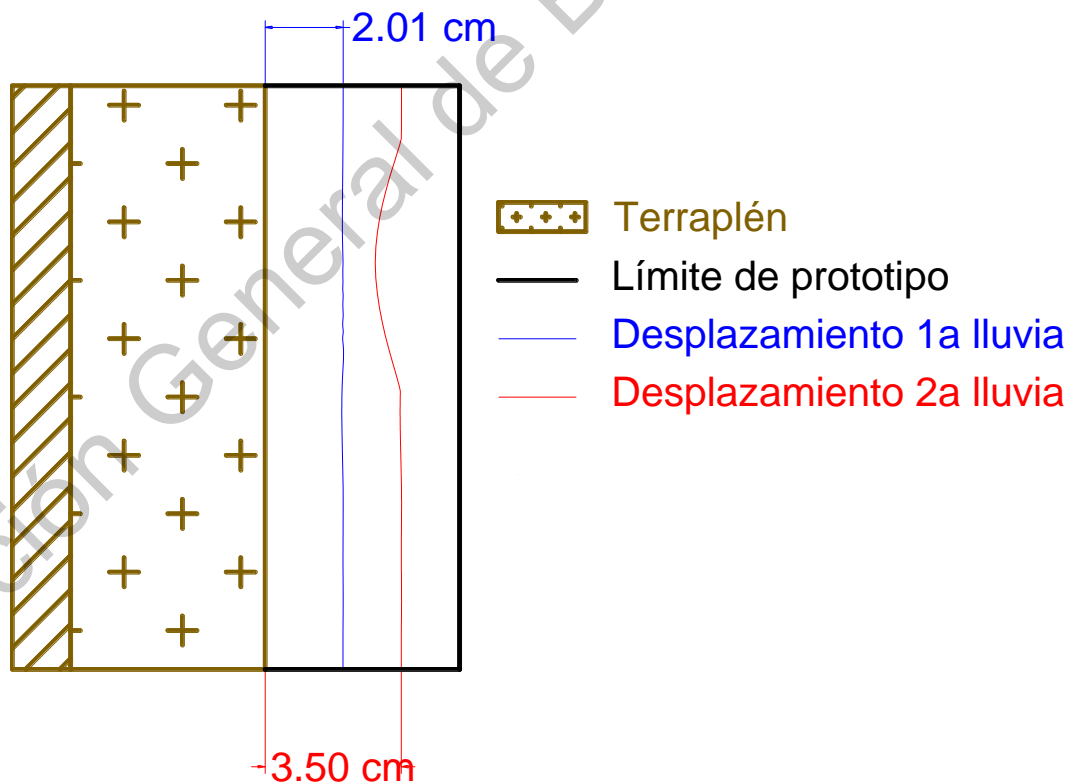


Figura 31.- Vista de la parte superior del comportamiento de SR03 y SR04

Por último, se realizó la primera tormenta con refuerzo CR01 y el resultado observado fueron dos centímetros de expansión lateral, tal como se aprecia en la Figura 32.a; además, se observó una deformación al frente del talud en las tres capas superiores. Al respecto, se hace hincapié que la geomalla se colocó con la parte de poliéster en la misma dirección, tal como se evidenció previamente en la Figura 24. En la primera tormenta también se observó el arrastre de material debido a la energía de las gotas de lluvia.



Figura 32.- Comportamiento posterior a 1ª lluvia sobre CR01. a) Altura 15 cm – Expansión lateral 1.5 cm. b) Expansión en la parte frontal del talud.

En las siguientes cuatro tormentas realizadas sobre CR01 no se observó ningún cambio; hasta la quinta lluvia una masa de la zona lateral tuvo una ruptura menor mostrada en la Figura 33; sin embargo, este derrumbe no ponía en riesgo la estabilidad del talud. Hasta ese momento, la cuantificación de agua en el sistema era de 650 litros en cinco periodos.



Figura 33.- Comportamiento en 5ª tormenta de CR01

Las lluvias continuaron hasta completar catorce repeticiones, que es una cantidad mayor a la media de eventos que pueden ocurrir en la zona de acuerdo con la información de CONAGUA (2020). Entonces, sobre el talud había llovido un total de 1,820 litros y el comportamiento se muestra en la Figura 34; en el inciso b) se observa un desprendimiento de la masa de suelo, mismo que se ha comentado posterior a la quinta lluvia, además en las dos capas superiores se nota un aplastamiento derivado de la exposición a la precipitación es mayor, así mismo en la parte inferior, es decir, en la primera capa del talud se observa una falla por aplastamiento, ya que tiene una grieta horizontal y la deformación es mayor a las capas superiores. En Figura 34.a se observa que el talud ya estaba muy cercano al límite del prototipo, así que su deformación lateral consistía en 3.5 cm en promedio. Además, mediante la comparativa entre Figura 24.4 y esta última, se observa que el material ha cubierto parte de la geomalla que salía del talud, pues la deformación ha continuado en el mismo sentido que el refuerzo híbrido. Por último, el registro de altura del talud final era de 36 cm; contrario a la inicial con 40 cm.



Figura 34.- Vista superior y lateral posteriores a 14ª tormenta en CR01

Se han tomado muestras representativas de la humedad de las capas posterior a las lluvias correspondientes, con profundidades distintas tal como se muestra en la Figura 35. Después, se muestran los resultados de las humedades en la Gráfica 7.

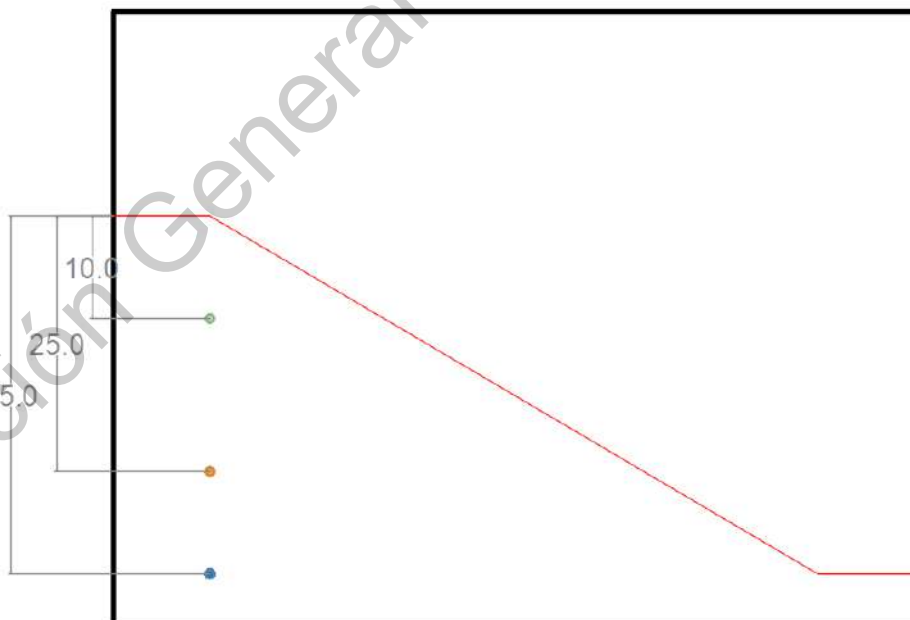
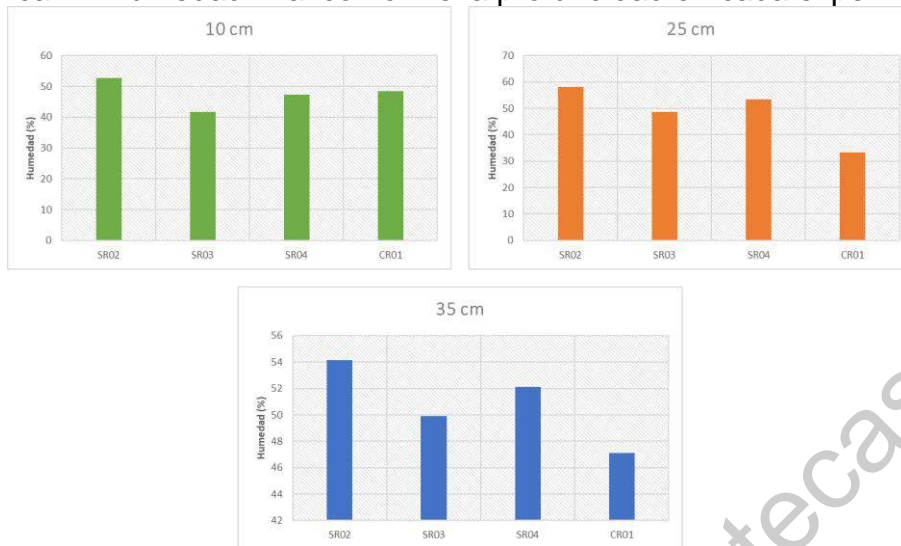


Figura 35.- Ubicación de muestras de humedad.

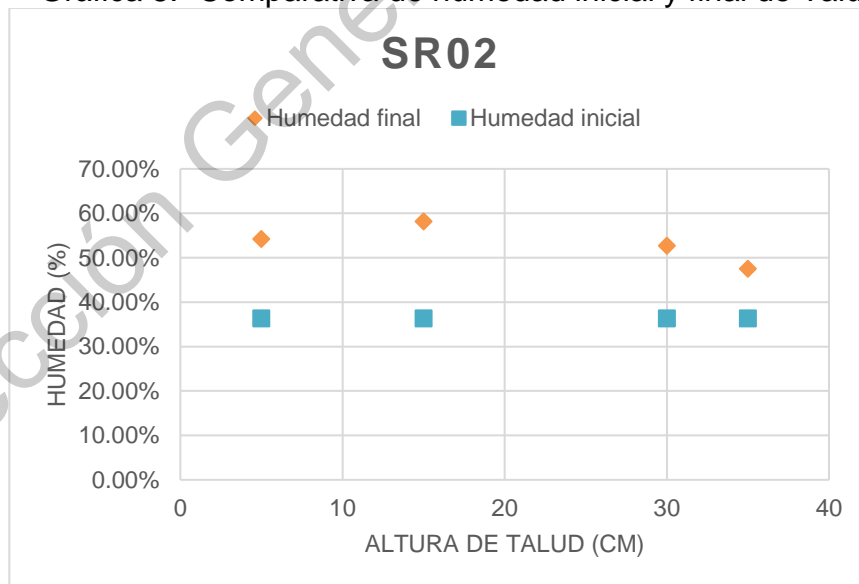
Gráfica 7.- Humedad final conforme la profundidad en cada experimento



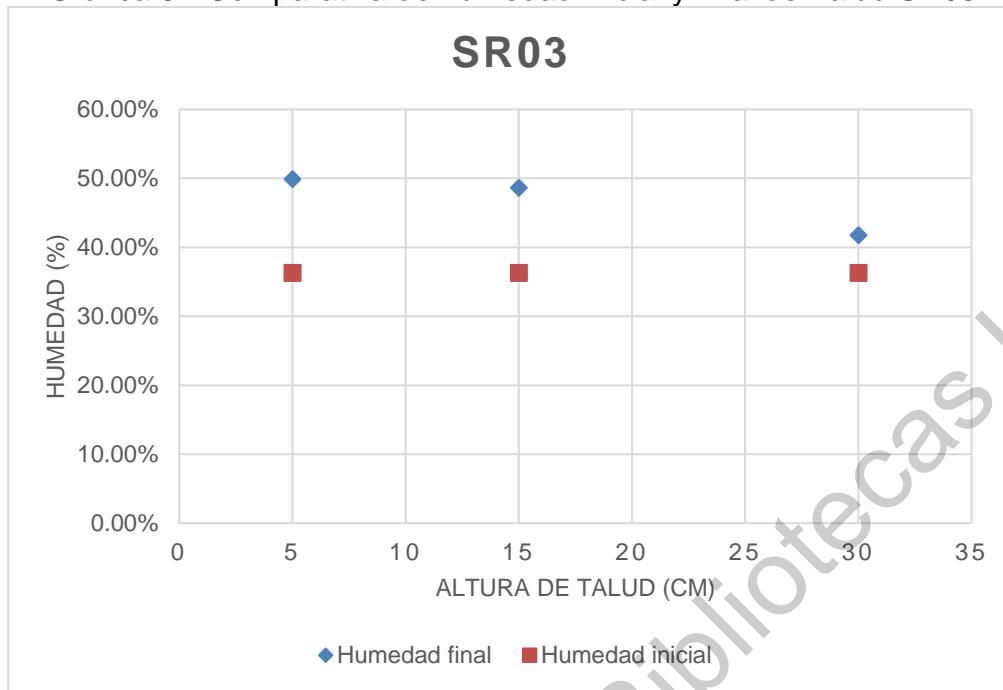
Fuente: Elaboración propia.

En todos los casos, la humedad inicial correspondía a un 36.28%. Los resultados mostrados en la Gráfica 7 muestran una comparativa de humedades finales; sin embargo, los modelos sin refuerzo fueron sometidos a un total de dos lluvias máximo a diferencia del modelo con geomalla que fue sometido a un total de catorce lluvias. Así mismo, la comparativa entre la humedad final e inicial se muestran en las Gráfica 8, Gráfica 9, Gráfica 10 y Gráfica 11.

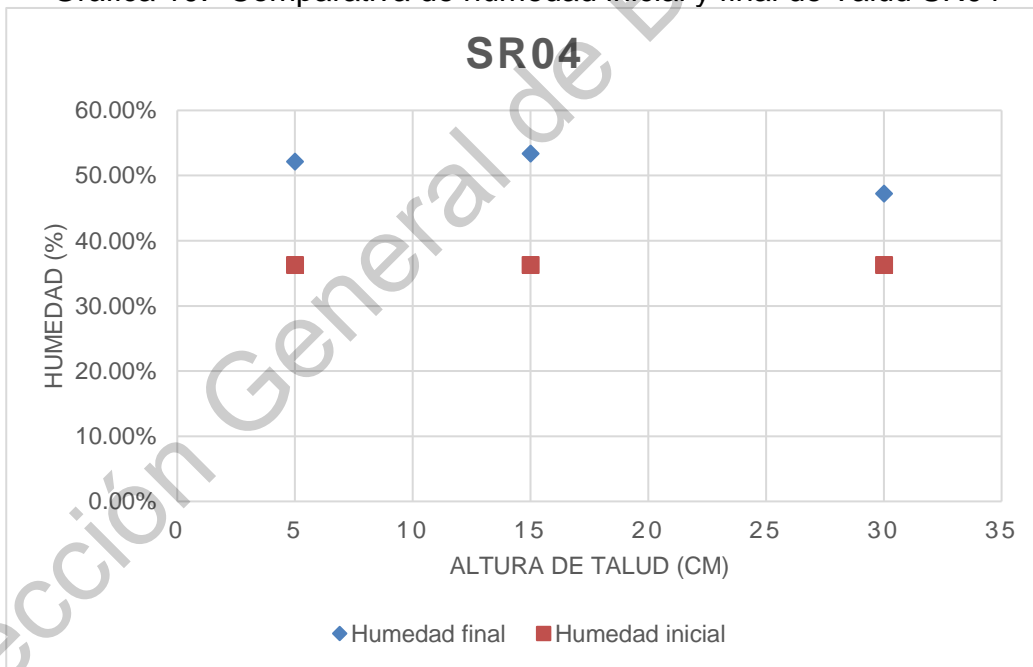
Gráfica 8.- Comparativa de humedad inicial y final de Talud SR02



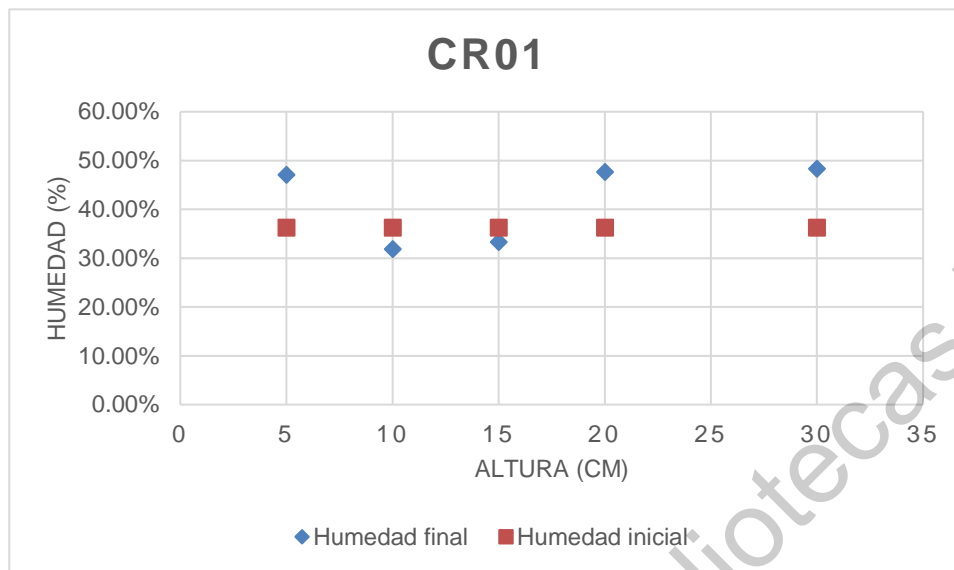
Gráfica 9.- Comparativa de humedad inicial y final de Talud SR03



Gráfica 10.- Comparativa de humedad inicial y final de Talud SR04



Gráfica 11.- Comparativa de humedad inicial y final de Talud CR01



Dirección General de Bibliotecas UAQ

5. ANÁLISIS

Primero, la caracterización del suelo ha demostrado sus propiedades expansivas; segundo, las relaciones gravimétricas determinaron el volumen de aire, agua y sólidos en el sistema de un suelo no saturado. Así, fue posible modificar el volumen de vacíos en el sistema y medir las variaciones en su capacidad al esfuerzo cortante en situaciones no confinadas.

Después, se analizaron las tormentas típicas con una zona de influencia de veinte kilómetros a partir de la ubicación de la muestra; se recopilaron los datos de las máximas lluvias registradas y la temporada en que sucedieron. Una vez recabada la información, se trasladó a un simulador de lluvias en laboratorio pues su exposición a la intemperie variaría el análisis de manera descontrolada que podrían modificar los resultados creando un sesgo en la investigación.

Como consecuencia de la investigación bibliográfica se determinó que una geomalla híbrida ayudaría al sistema a que su factor de seguridad no aumentara a consecuencia de las lluvias. En particular, una geomalla híbrida está compuesta por una parte de polietileno y otra de poliéster; además, no se encuentra tejida dando una continuidad al vacío entre sus dos componentes.

A partir de la determinación de la volumetría y gravimetría del suelo, se construyó un talud en capas de poca altura con el fin de obtener una compactación uniforme y respetar la relación de vacíos determinada. Se realizó un total de cinco taludes; en uno de ellos se incorporó una geomalla híbrida. Por lo que, cada experimentación consistió en la reproducción de tormentas típicas sobre el talud conformado, observar su comportamiento, registrar su humedad y analizar su factor de seguridad.

La experimentación se daba por terminada al observar alguna falla que interrumpiera el sistema, es decir, un deslizamiento de suelo o una grieta profunda

en el mismo. Bajo esto, en los taludes conformados sin refuerzo se realizó un máximo de dos lluvias y catorce en el modelo con geomalla híbrida.

Ahora, los registros de humedad muestran que, en las experimentaciones sin refuerzo aumentó (Gráfica 8, Gráfica 9 y Gráfica 10); en cambio, el talud que incorporaba geomalla híbrida descendió en la altura de 10cm y 15cm (Gráfica 11). Una vez terminada la experimentación, la geomalla fue retirada del sistema y se observó que en su interior contenía el mismo espaciamiento entre sus componentes comparado con el inicial, es decir, que el peso del suelo y el efecto de la compactación no modificaron su funcionamiento.

En altura de 30 cm, las humedades finales en los taludes conformados sin refuerzo, SR02-SR03-SR04 aumentaron desde un 5% hasta un 16% comparados con la humedad inicial con la que fue construido. Al respecto, esta capa fue la más expuesta a las lluvias pues se trata de la corona del talud; por lo que, en la explanada formada en su parte superior tenía mayor área de infiltración. Por su parte, el talud conformado con geomalla aumentó un 12.09%; si analizamos los diferenciales vemos una similitud, sin embargo, éste el último estuvo expuesto a una cantidad mayor de infiltración y contenía a esa altura una capa del refuerzo.

Inicialmente, a los 15 cm de altura el talud cargaba una masa de 83,986 gramos. En este punto para los taludes construidos sin refuerzo las humedades finales aumentaron hasta un 21.85% (SR02), mientras que en el talud con la geomalla híbrida disminuyó un 2.95% ambas respecto a la humedad inicial.

Por último, en la altura de 10cm se verificó la humedad y en el caso de los taludes SR02, SR03 y SR04 aumentó respecto a la inicial 17.87%, 13.61% y 15.84% respectivamente. En cambio, el talud CR01 aumentó sólo un 10.82%. De hecho, en ambas situaciones el talud estaba expuesto al espacio lateral donde se almacenaba agua de lluvia, así como a una carga inicial de 146,135 gramos.

Si analizamos el entorno donde se extrajeron los rastros de humedad, se observa la influencia de la geomalla directamente en los puntos centrales del talud; sin embargo, en la muestra tomada a los 30 cm de altura el peso del suelo no le proporciona la presión suficiente para drenar el agua con la geomalla, en cambio en alturas inferiores la geomalla por efecto de presión ocasionada por el mismo suelo drenó el exceso de agua y retuvo los sólidos. Debido a lo anterior, disminuyó el contenido de agua en la zona del muestreo.

Si bien, el vacío formado entre ambos componentes de la geomalla híbrida evacuó el agua a consecuencia de la presión provocada por el suelo; también algunos sólidos entraron en esta zona, a pesar de ello, no es posible determinar que su vida útil termine por la saturación de éste, pues la forma de las partículas descrita en la bibliografía menciona moléculas alargadas que causarían un cálculo erróneo de su probable acomodo.

6. CONCLUSIÓN

Se cumple con la hipótesis, la presente investigación demuestra que el uso de la geomalla híbrida no tejida aumenta el factor de seguridad un 10% en un talud con pendiente 1.7H:1V conformado por suelos expansivos. Pues, ha provocado la disminución del contenido de agua en las capas centrales del talud por medio de la liberación de partículas de agua ocasionada por la presión a la que estaba sometida bajo el peso del suelo.

El objetivo de este proyecto se cumple con la incorporación de una geomalla híbrida en un talud conformado por suelos expansivos, misma que aumentó el factor de seguridad después de su construcción en estado cercano a saturado. Bajo la conformación del talud en un prototipo con dimensiones de sesenta centímetros por ochenta y una altura de cuarenta centímetros; se concluye que el drenaje en las capas intermedias fue generado por la geomalla híbrida a consecuencia del aumento de carga sobre éstas. Es decir, cuando el talud no incorporaba la geomalla el suelo se saturaba a mayor intensidad pues no tenía forma de liberar el agua del talud; en cambio, con la incorporación de la geomalla se liberó la presión de poro por medio del vacío generado entre sus componentes mismos que interrumpen la salida de los sólidos.

Cabe destacar que este proyecto fue realizado en las condiciones límite, 90% de saturación, con la intención de observar su comportamiento y se obtuvo un factor de seguridad máximo de 1.48 con la geomalla híbrida; mientras que 1.20 al alcanzar el 100% del grado de saturación. Ahora, en el estudio se han descartado variables como sol y viento, posiblemente en futuras investigaciones sea posible aplicar la metodología incluyéndolas.

La caracterización geomecánica y física fue la siguiente: Limo de alta compresibilidad, MH, con un peso volumétrico natural de 1.61 kg/cm^3 , gravedad específica de 2.6594 y se cuantificaron cambios en su resistencia a la compresión

simple cuando se modifica su saturación, misma que alcanzó valor mínimo de 1.2116 kg/cm^2 en un estado completamente saturado y un máximo de 6.1790 kg/cm^2 cuando contenía una humedad del 24.19%. Por lo que, podría concluirse que sin refuerzo el grado de saturación influye directamente en la resistencia del suelo; ahora, la geomalla híbrida tiene propiedades de refuerzo no sólo drenantes, por lo que, podría continuarse esta investigación para observar sus efectos en estados con menor saturación como 40% o 20% y su efecto en el factor de seguridad.

El resultante de la evaluación de las tormentas en la zona de influencia fue una tormenta típica con un periodo de una hora y cambios en la intensidad de precipitación cada diez minutos; mismo que se simuló por medio de equipo de laboratorio. La precipitación provocó una erosión en el material superficial del talud y una infiltración del agua hacia las capas más profundas.

El elemento de retención utilizado se basó en las características del suelo y la problemática de su comportamiento, es decir, el cambio de volumen ocasionado por el cambio de humedad; por lo que la solución del elemento de retención dependerá directamente de la problemática generada.

En conclusión, se ha demostrado la funcionalidad de una geomalla híbrida en condiciones saturadas y su efecto fue disminuir la humedad a causa de la presión de la construcción sobre sí mismo; ante esto, el factor de seguridad sufre un efecto directo y aumenta por la disminución de la saturación en el suelo. Consecuentemente, la experimentación con prototipos ha resultado positiva para la evaluación de taludes en diferentes estados; en especial, el diseño y los materiales con los que se construyó el prototipo utilizado para esta investigación no presentó deformaciones.

7. REFERENCIAS

- Adamo, F., Andria, G., Attivissimo, F., & Fabbiano, L. (2007). Design and development of a sensor prototype for soil moisture measurement: first experimental results. *Instrumentation and measurement technology conference*, 1-5.
- Alfaro, M. (2008). Geotecnia en Suelos no saturados. *Revista de la Academia Colombiana de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales*, 32(125), 471-481. Obtenido de ISSN 0370-3908
- Askeland, D., Fulay, P., & Wright, W. (2013). *Ciencia e ingeniería de los materiales*. D.F., México: Cengage Learning.
- ASTM. (2016a). *Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil*. PA, United States: ASTM International.
- Badillo, J., & Rodríguez, R. (2006). *Mécanica de Suelos* (Vol. Tomo 2). (G. N. Editores, Ed.) México, D.F.: Limusa S.A de C.V.
- Bathurst, R., & Kaliakin, V. (2005). Review of numerical models for Geosynthetics in Reinforcement Applicatios. *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, 4(1), 407-416.
- Benjamim, C., Bueno, B., & Zornberg, J. (2007). Field monitoring evaluation of geotextile-reinforced soil-retaining walls. *Geosynthetics International*, 14(2), 100-118. doi:<https://doi.org/10.1680/gein.2007.14.2.100>
- Bezuijen, A. (2015). Session report: dams, embankments and slope stability. *International journal of physical modelling in geotechnics*, 15(2), 80-84. doi:<https://doi.org/10.1680/ijpmsg.14.00042>

Bowles, J. (1981). *Manual de Laboratorio de Suelos en ingeniería civil*. México: McGraw-Hill.

Byrne, B. (2014). Laboratory scale modelling for offshore geotechnical problems. *Physical Modelling in geotechnics* (págs. 61-75). Perth, Australia: CRC Press.

Caicedo, B., & Thorel, L. (2014). Principles of physical modelling of unsaturated soils. *Physical Modelling in Geotechnics*, 1(1), 77-98. doi:ISBN 978-1-138-00152-7

Castelo, J. (2014). *Evaluación del impacto de las variaciones de humedad en la expansión de capacidad de carga de un suelo de Jurica*. Querétaro: Universidad Autónoma de Querétaro. Obtenido de <http://ri.uaq.mx/handle/123456789/6295>

Cetin, H., Fener, M., Söylemez, M., & Günaydin, O. (2007). Soil structure changes during compaction of a cohesive soil. *Engineering Geology*, 92(1-2), 38-48. doi:doi:10.1016/j.enggeo.2007.03.005

Chen, H., Hung, W., Chang, C., Chen, Y., & Lee, C. (2007). Centrifuge modeling test of geotextile-reinforced wall with a very wet clayey backfill. *Geotextiles and Geomembranes*, 25(6), 346 - 359. doi:https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2007.01.003

Chijioke, C., & Donald, C. (2019). Emerging trends in expansive soil stabilisation: A review. *Journal of Rocks Mechanics and geotechnical Engineering*, 11(2), 423-440. doi:https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.08.013

Comisión Nacional del Agua . (28 de 06 de 2020). *Sistema Meteorologico Nacional*. Obtenido de Información Estadística Climatológica : <https://smn.conagua.gob.mx/es/climatologia/informacion-climatologica/informacion-estadistica-climatologica>

Das, B. (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (4a. ed. ed.). México. Obtenido de ISBN: 978-607-519-373-1

Dulcey, E., Molina, F., & Bulla, L. (2018). Hydraulic connectivity in layer saturated soils assessed through a novel physical model. *DYNA*, 85(205), 119 - 124. doi:<http://doi.org/10.15446/dyna.v85n205.64473>

Duncan, J., Wright, S., & Brandon, T. (2014). *Soil Strength and Slope Stability* (2a ed. ed.). Hoboken, New Jersey, USA: John Wiley & Sons, Inc. . Obtenido de ISBN: 978-1-118-65165-0

Esmaeili, M., Naderi, B., Neyestanaki, H., & Khodaverdian, A. (2018). Investigating the effect of geogrid on stabilization of high railway embankments. *Soils and Foundations*, 58(2), 319 - 332. doi:<https://doi.org/10.1016/j.sandf.2018.02.005>

Fang, Y., & Li, B. (2016). Multiscale problems and analysis of soil mechanics. *Mechanics of materials*, 103(1), 55-67. doi:<https://doi.org/10.1016/j.mechmat.2016.09.003>

Fleury, M., Santos, E., Silva, J., & Palmeira, E. (2019). Geogrid installation damage caused by recycled construction and demolition waste. *Geosynthetics International*, 26(6), 1-39. doi:<https://doi.org/10.1680/jgein.19.00050>

Flores, M., & Zepeda, J. (2004). Introducción a la mecánica de suelos no saturados. En S. M. suelos, *Mecánica de suelos no saturados* (págs. 1-17). Querétaro, México: SMMS.

Foth, H. (1990). *Fundamentals of soil science* (8a. ed.). New York: Wiley P. doi:ISBN 0-471-52279-1

Fredlund, D., & Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for unsaturated soils*. John Wiley & Sons Inc. (517 páginas) ISBN 0-471-85008-X.

Galindo, J., & Alcántara, I. (2015). Inestabilidad de laderas e infraestructura vial: análisis de susceptibilidad en la Sierra Nororiental de Puebla, México. *Investigaciones Geográficas*, 88(1), 122 - 145. doi:dx.doi.org/10.14350/rig.43790

Geosintéticos. (2002). En R. Morales, *Manual de construcción Geotécnica*. México: Sociedad Mexicana de Mecanica de Suelos, A.C.

Goodarzi, A., & Salimi, M. (2015). Stabilization treatment of a dispersive clayey soil using granulated blast furnace slag and basic oxygen furnace slag. *Applied Clay Science*, 108(1), 61-69. doi:https://doi.org/10.1016/j.clay.2015.02.024

Gutierrez, A., & Arellano, F. (2010). Estudio de tormentas tipo en la ciudad de Querétaro. *ciencia@uaq*, 3(1), 62-80.

Hopkins, T., Allen, D., & Deen, R. (1975). *Effects of Water on slope Stability*. Federal Highway Administration, Kentucky. Obtenido de https://uknowledge.uky.edu/krc_researchreports/1094

Hu, Y., Zhang, G., Zhang, J., & Lee, C. (2010). Centrifuge modeling of geotextile-reinforced cohesive slopes. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(1), 12-22. doi:https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2009.09.001

Huang, J., Bhandari, A., & Yang, X. (2011). Numerical Modeling of Geosynthetic-Reinforced Earth Structures and Geosynthetic-Soil Interactions. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*, 42(1), 42-55.

Huang, R., & Wu, L. (2007). Stability Analysis of Unsaturated Expansive Soil Slope. *Earth science frontiers*, 129-133.

Islam, A., & Gnanendran, C. (2012). Development of a low-cost geotechnical model testing facility. *International journal of physical modelling in geotechnics*, 63-76.

- Jones, D., & Holtz, W. (1973). *Expansive soils - the hidden disaster* (Vol. 43). New York: American Society of Civil Engineers. Obtenido de <http://www.pubs.asce.org/ceonline/newce/html>
- Koelewijn, A., Vries, G., Lottum, H., Föster, U., Beek, V., & Bezuijen, A. (2014). Full-scale testing of piping prevention measures: Three tests at the IJkdijk. *8TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON PHYSICAL MODELLING IN GEOTECHNICS* (págs. 891-897). Perth, Australia: CRC Press.
- Liu, C., Yang, K., Ho, Y., & Chang, C. (2012). Lessons learned from three failures on a high steep geogrid-reinforced slope. *Geotextiles and Geomembranes*, *34*(1), 131 - 143. doi:<https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2012.05.003>
- López, T., Hernández, J., Carreon, D., Cerca, M., Rojas, E., Minor, A., . . . Salgado, R. (2018). Spatial Microstructural Ordering of Expansive Clay Minerals. *Advances in Civil Engineering*, *2018*(1), 1-7. doi:<https://doi.org/10.1155/2018/9217365>
- Miao, L., Liu, S., & Lai, Y. (2002). Research of soil-water characteristics and shear strength features of Nayang expansive soil. *Engineering geology*(65), 261-267.
- Moravej, s., Habibagahi, G., Nikooee, E., & Niazi, A. (01 de Abril de 2018). Stabilization of dispersive soils by means of biological calcite precipitation. *Geoderma*, *315*, 130-137.
- Nicholson, P. (2015). *Soil Improvement and Ground Modification Methods*. Waltman, USA: Butterworth Heinemann.
- Ordoñez, J., Auvinet, G., & Juárez, M. (2015). Caracterización del subsuelo y análisis de riesgos geotécnicos asociados a las arcillas expansivas de la ciudad de Tuxtla. *Ingeniería Investigación y Tecnología. Vol (XVI), XVII*(3), 453 - 470. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.riit.2015.05.010>

- Palmeira, E. (2009). Soil-geosynthetic interaction: modelling and analysis. *Geotextiles & Geomembranes*, 27(5), 368-390. doi:<https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2009.03.003>
- Pei, P., Mei, G., Ni, P., & Zhao, Y. (2020). A protective measure for expansive soil slopes based on moisture content control. *Engineering Geology*, 105527.
- Raisinghani, D., & Viswanadham, B. (2011). Centrifuge model study on low permeable slope reinforced by hybrid geosynthetics. *Geotextiles and Geomembranes*, 29(6), 567 - 580. doi:<https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2011.07.003>
- Rajapakse, R. (2016). Pile design in expansive soil. En R. Rajapakse, *Pile design and construction rules of thumb* (págs. 99-141). Oxford, UK: Butterworth-Heinemann.
- Real Academia de la Lengua Española. (2017). *Diccionario de la Lengua Española*. Recuperado el 23 de 09 de 2018, de Asociación de Academias de la Lengua española: <http://dle.rae.es/srv/fetch?id=9jmZSUA>
- Rezaei, M., Ajalloeian, R., & Ghafoori, M. (2012). Geotechnical Properties of Problematic Soils Emphasis on Collapsible Cases. *International Journal of Geosciences, Vol (3)*, 3, 105-110.
- Rice, C. (2009). *Frontiers in soil science research*. National Academy of Sciences. doi:10.17226/12666
- Robinson, S., Brown, M., Matsui, H., Brennan, A., Augarde, C., Coombs, W., & Cortis, M. (2019). Centrifuge testing to verify scaling of offshore pipeline ploughs. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 19(6), 305-317. doi:<https://doi.org/10.1680/jphmg.17.00075>

Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2003a). *M-MMP-1-03/03 Secado, Disgregado y cuarteo de muestras*. México.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2007a). *Límites de consistencia*. México, D.F.: Instituto Mexicano del Transporte.

Sociudad Americana para Pruebas y Materiales. (2008). *ASTM 4546*. West Conshohocken, EUA.

Sridharan, A., & Prakash, K. (2016). Expansive Soil Characterisation: an Appraisal. *Indian National Academy of Engineering*, 29-33 (1) .

Suárez, J. (2001). *Control de erosión en zonas tropicales*. Bucaramanga, Col.: CDMB.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. New York: Jhon Wiley and Sons, Inc.

Turkoz, M., Savas, H., Acaz, A., & Tosun, H. (7 de Septiembre de 2014). The effect of magnesium chloride solution on the engineering properties of clay soil with expansive and dispersive characteristics. *Applied Clay Science*. Vol (101)(101), 1-9.

Tzatchkov, V., & Caldiño, L. (Diciembre de 2007). Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Geotecnia en suelos inestables. (C. Comisión Nacional del Agua, Recopilador) México.

Umesh, T., Dinesh, S., & Sivapullaiah, P. (2011). Characterization of Dispersive Soils. *Materials Sciences and Applications*. Vol (2), 2, 629-633.

Vakili, A., Selamat, M., Aziz, H., & Mojiri, C. (2017). Treatment of dispersive clay soil by ZELIAC. *Geoderma*, Vol (285), 285, 270-279.

- Vaughan, P. (1994). Assumption, prediction and reality in geotechnical engineering. *Géotechnique*, 44(4), 573-609.
- Verruijt, A. (2018). *An Introduction to Soil Mechanics*. Netherlands: Springer.
doi:ISBN 978-3-319-61184-6
- Wulandari, P., & Tjandra, D. (2015). Analysis of geotextile reinforced road embankment using Plaxis 2D. *The 5th International Conference of Euro Asia Civil Engineering Forum (EACEF-5)* (págs. 358-362). Indonesia: ElSevier.
- Yao, H., She, J., Lu, Z., Luo, X., Xian, S., Fang, R., & Chen, Z. (2019). Inhibition effect of swelling characteristics of expansive soil using cohesive non-swelling soil layer under unidirectional seepage. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 1-8.
doi:<https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2019.07.008>
- Yhang, K., Chiang, J., Lai, C., Han, J., & Lim, M. (2020). Performance of geosynthetic-reinforced soil foundations across a normal fault. *Geotextiles and Geomembranes*.
- Zhang, J., Gong, B., Wang, J., Zhou, X., & Liu, J. (2010). Field Study of Landslide of Swelling Rock Slope under Artificial Rainfall. *Journal of Yangtze River*, 27(9), 47-52.
- Ziegler, M. (2016). Application of geogrid reinforced constructions: history, recent and future developments. *Procedia Engineering*, 172(1), 42 - 51.
doi:<https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.02.015>