



Universidad de San Carlos de Guatemala  
Facultad de Ingeniería  
Escuela de Estudios de Postgrado  
Maestría en Ingeniería Geotécnica

**MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD SOPORTE Y REDUCCIÓN DE ASENTAMIENTOS EN  
SUELOS BLANDOS UTILIZANDO GEOMALLAS MULTIDIRECCIONALES CON ARENAS  
LIMOSAS PROVENIENTES DE LA CIUDAD DE GUATEMALA**

**Ing. Juan Diego Mejía Edelman**

Asesorado por M. SC. Ing. Alberto José Pérez Zarco

Guatemala, mayo de 2022

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD SOPORTE Y REDUCCIÓN DE ASENTAMIENTOS EN  
SUELOS BLANDOS UTILIZANDO GEOMALLAS MULTIDIRECCIONALES CON ARENAS  
LIMOSAS PROVENIENTES DE LA CIUDAD DE GUATEMALA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**ING. JUAN DIEGO MEJÍA EDELMAN**

ASESORADO POR EL M. SC. ING. ALBERTO JOSÉ PÉREZ ZARCO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**MAESTRO EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA**

GUATEMALA, MAYO DE 2022

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
VOCAL I	Ing. José Francisco Gómez Rivera
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Kevin Vladimir Cruz Lorente
VOCAL V	Br. Fernando José Paz González
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
EXAMINADOR	Mtro. Ing. Armando Fuentes Roca
EXAMINADOR	Mtro. Ing. Sergio Antonio Castellanos López
EXAMINADOR	Mtro. Ing. Edgar Dario Alvarez Cotí
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

**MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD SOPORTE Y REDUCCIÓN DE ASENTAMIENTOS EN SUELOS BLANDOS UTILIZANDO GEOMALLAS MULTIDIRECCIONALES CON ARENAS LIMOSAS PROVENIENTES DE LA CIUDAD DE GUATEMALA**

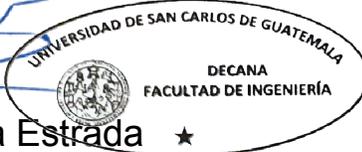
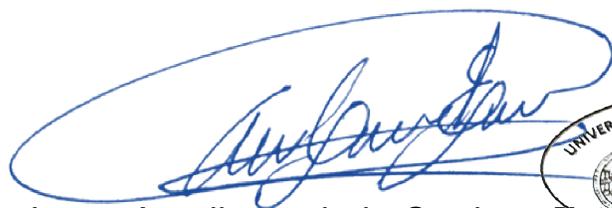
Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Estudios de Postgrado, con fecha 01 de julio de 2021.

**Juan Diego Mejía Edelman**

LNG.DECANATO.OI.363.2022

La Decana de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Estudios de Posgrado, al Trabajo de Graduación titulado: **MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD SOPORTE Y REDUCCIÓN DE ASENTAMIENTOS EN SUELOS BLANDOS UTILIZANDO GEOMALLAS MULTIDIRECCIONALES CON ARENAS LIMOSAS PROVENIENTES DE LA CIUDAD DE GUATEMALA**, presentado por: **Juan Diego Mejía Edelman**, que pertenece al programa de Maestría en ciencias en Ingeniería geotécnica después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada ★

Decana

Guatemala, mayo de 2022

AACE/gaoc



**Guatemala, mayo de 2022**

LNG.EEP.OI.363.2022

En mi calidad de Director de la Escuela de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer el dictamen del asesor, verificar la aprobación del Coordinador de Maestría y la aprobación del Área de Lingüística al trabajo de graduación titulado:

**“MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD SOPORTE Y REDUCCIÓN DE ASENTAMIENTOS EN SUELOS BLANDOS UTILIZANDO GEOMALLAS MULTIDIRECCIONALES CON ARENAS LIMOSAS PROVENIENTES DE LA CIUDAD DE GUATEMALA”**

presentado por **Juan Diego Mejía Edelman** correspondiente al programa de **Maestría en ciencias en Ingeniería geotécnica**; apruebo y autorizo el mismo.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

**Mtro. Ing. Edgar Darío Álvarez Cotí**  
Director



**Escuela de Estudios de Postgrado  
Facultad de Ingeniería**



Guatemala, 1 de octubre de 2021

MSc. Ing Edgar Álvarez Cotí  
Director, Escuela de Estudios de Postgrado  
Facultad de Ingeniería  
Universidad de San Carlos de Guatemala  
Presente

Por este medio informo a usted, que se ha revisado y APROBADO la siguiente TESIS DE GRADUACIÓN titulada: "MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD SOPORTE Y REDUCCIÓN DE ASENTAMIENTOS EN SUELOS BLANDOS UTILIZANDO GEOMALLAS MULTIDIRECCIONALES CON ARENAS LIMOSAS PROVENIENTES DE LA CIUDAD DE GUATEMALA" del estudiante Juan Diego Mejía Edelman, quien se identifica con numero de carné 201020437, del programa de Maestría en Geotécnica.

Con base en la evaluación realizada, se hace constar que se ha evaluado la calidad, validez, pertinencia y coherencia de los resultados obtenidos en el trabajo presentado y según lo establecido en el Normativo de Tesis y Trabajos de Graduación aprobado por Junta Directiva de la Facultad de Ingeniería Punto Sexto inciso 6.10 del Acta 04-2014 de sesión celebrada el 04 de febrero de 2014.

Por lo anterior, se entrega con la presente, la hoja de evaluación aprobada por el docente del curso y toda la documentación administrativa de respaldo, para su aprobación correspondiente por parte de la Escuela de Estudios de Postgrado.

Sin otro particular

Vo. Bo. Msc. Ing. Armando Fuentes Roca  
Coordinador Área Estructuras  
Escuela de Estudios de Postgrado  
Facultad de Ingeniería

Guatemala, octubre de 2021

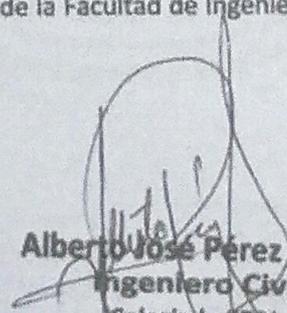
MSc. Ing Edgar Álvarez Cotí  
Director, Escuela de Estudios de Postgrado  
Facultad de Ingeniería  
Universidad de San Carlos de Guatemala  
Presente

Por este medio informo a usted, que, como ASESOR, he revisado y aprobado la siguiente **TÉISIS DE GRADUACIÓN** del alumno:

Carné: 201020437  
Alumno: Juan Diego Mejía Edelman  
Maestría: Geotécnica  
Título de la Investigación: MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD SOPORTE Y REDUCCIÓN DE ASENTAMIENTOS EN SUELOS BANDOS UTILIZANDO GEOMALLAS MULTIDIRECCIONALES CON ARENAS LIMOSAS PROVENIENTES DE LA CIUDAD DE GUATEMALA

En este sentido, extiendo el Visto Bueno correspondiente, para el cumplimiento de requisitos de la Escuela de Estudios de Postgrado, de la Facultad de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

Sin otro particular

  
Alberto José Pérez Zarco  
Ingeniero Civil  
Colegiado 5701  
Msc. Ing. Alberto José Pérez Zarco  
Asesor

## **ACTO QUE DEDICO A:**

**Dios**

Por darme la vida y todo lo que soy.

**Mis padres**

Lisbeth Edelman y Marcos Mejía, por su apoyo incondicional y amor.

**Mis hermanos**

Gabriel, Marcos, Lourdes y Pablo Mejía.

**Mi familia**

Por el cariño y amistad.

## **AGRADECIMIENTOS A:**

**Tunia Alonzo**

Por su apoyo incondicional y amor.

**Mis amigos**

Por la amistad y apoyo que me han brindado.

**Mi asesor y profesores**

Por su apoyo durante la realización de este trabajo.

## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS .....	IX
GLOSARIO .....	XI
RESUMEN.....	XIII
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	XV
HIPÓTESIS.....	XIX
OBJETIVOS.....	XXI
RESUMEN DEL MARCO METODOLOGICO .....	XXIII
INTRODUCCIÓN .....	XXV
1. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS, PROPIEDADES MECÁNICAS Y CAPACIDAD DE CARGA DE SUELOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIAL.....	1
1.1    Conceptos generales.....	1
1.1.1    Características de los suelos .....	1
1.1.2    Clasificación de los suelos.....	2
1.1.3    Esfuerzos en masas de suelos .....	3
1.1.4    Transferencia de cargas a diferentes profundidades .....	4
1.1.5    Asentamientos provocados por cargas externas .....	5
1.2    Suelos sin geomallas para cimentaciones superficiales .....	6
1.2.1    Características físicas.....	6
1.2.2    Propiedades mecánicas .....	6
1.2.3    Tipos de fallas debido a cargas externas .....	8
1.3    Suelos estabilizados con geomallas.....	9

1.3.1	Materiales constituyentes de las geomallas .....	9
1.3.2	Propiedades de las geomallas .....	9
1.3.3	Interacción entre el suelo y el refuerzo de geomallas .....	10
1.4	Suelos de cimentaciones superficiales.....	12
1.4.1	Generalidades de una cimentación superficial .....	12
1.4.2	Cargas externas aplicadas a un suelo de cimentación .....	15
1.4.3	Suelos homogéneos sin geomallas, comportamiento mecánico .....	19
1.4.4	Suelos estratificados sin geomallas, comportamiento mecánico .....	19
1.4.5	Suelos estabilizados con geomallas, comportamiento mecánico .....	22
2.	ÁREA DE ESTUDIO .....	27
2.1	Síntesis general del área de estudio .....	27
2.2	Localización geográfica.....	27
2.3	Descripción del ambiente físico.....	29
2.3.1	Geología regional .....	29
2.3.2	Geología local .....	30
2.3.3	Geomorfología.....	33
2.3.4	Clima .....	35
2.3.5	Cobertura y uso de la tierra .....	35
3.	ENSAYOS EXPERIMENTALES Y DE LABORATORIO PARA SUELOS ESTABILIZADOS CON Y SIN GEOMALLAS .....	37
3.1	Granulometría y clasificación del suelo .....	37
3.1.1	Coeficiente de uniformidad.....	39

3.1.2	Coeficiente de gradación .....	39
3.1.3	Relaciones volumétricas y gravimétricas .....	40
3.1.4	Consistencia del suelo, limite líquido, limite plástico y límite de contracción .....	43
3.2	Ensayo de Proctor .....	43
3.3	Ensayos para determinar esfuerzos y deformación unitaria de un suelo .....	44
3.3.1	Corte directo .....	44
3.4	Ensayo experimental a escala para determinar la capacidad soporte de una muestra de suelo estabilizada con geomallas .....	46
4.	DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO.....	49
4.1	Parámetros geométricos.....	50
4.2	Relaciones adimensionales .....	50
4.3	Posicionamiento de geomallas en modelo experimental .....	51
4.4	Materiales utilizados en los experimentos .....	56
4.4.1	Suelo .....	56
4.4.2	Geomalla .....	56
4.5	Procedimiento desarrollado para el ensayo experimental .....	56
	PRESENTACIÓN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS .....	65
	DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....	89
	CONCLUSIONES .....	97
	RECOMENDACIONES .....	99
	REFERENCIAS .....	101
	ANEXOS .....	105
	APÉNDICE.....	113



# ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

## FIGURAS

1.	Cimentaciones cargadas excéntricamente.....	16
2.	Cimentaciones cargadas excéntricamente, excentricidad.....	18
3.	Teoría superficie de falla en suelos estratificados.....	20
4.	Teoría de superficie de falla en estrato de suelo fuerte .....	21
5.	Suelo reforzado con geomallas vista en sección .....	23
6.	Suelo reforzado con geomallas vista en planta.....	24
7.	Área de estudio, ubicación geográfica .....	28
8.	Mapa tectónico de Guatemala y regiones limítrofes .....	30
9.	Mapa Geológico de Guatemala.....	31
10.	Mapa Geológico de la Ciudad de Guatemala.....	32
11.	Curva típica de distribución de tamaño de partículas.....	40
12.	Dimensiones de prototipo para ensayo experimental .....	49
13.	Configuración de experimento 1 .....	51
14.	Configuración de experimento 2 .....	52
15.	Configuración de experimento 3 .....	53
16.	Configuración de experimento 4 .....	54
17.	Moldes para colocación de suelo que simula una cimentación.....	55
18.	Colocación de esponja en el fondo del molde.....	55
19.	Diagrama de distribución de muestras .....	57
20.	Material limo arenoso utilizado en los experimentos .....	59
21.	Compactación de muestras de suelo con martillo de Proctor modificado.....	60
22.	Colocación de geomalla en molde experimental con suelo compactado	61

23.	Platina utilizada para transmitir cargas a compresión.....	61
24.	Equipo a compresión utilizado .....	63
25.	Diagrama comparativo entre muestras de compactación 1, esfuerzos máximos al 10 % de relación S/B .....	66
26.	Diagrama comparativo entre muestras de compactación 1, esfuerzos máximos al 47.5 % de relación S/B .....	67
27.	Diagrama comparativo entre muestras de compactación 1, esfuerzos máximos al 10 % y 47.5 % de relación S/B .....	67
28.	Diagrama comparativo entre distribución de esfuerzos a 25 cm de profundidad de la muestra experimental, esfuerzos al 47.5 % de S/B para muestras 2 a 4.....	68
29.	Diagrama comparativo entre muestras de compactación 2, esfuerzos máximos al 10 % de relación S/B .....	69
30.	Diagrama comparativo entre muestras de compactación 2, esfuerzos máximos al 47.5 % de relación S/B .....	70
31.	Diagrama comparativo entre muestras de compactación 2, esfuerzos máximos al 10 % y 47.5 % de relación S/B .....	70
32.	Diagrama comparativo entre distribución de esfuerzos a 25 cm de profundidad de la muestra experimental, esfuerzos al 47.5 % de S/B para muestras 5 a 8.....	71
33.	Diagrama comparativo entre la relación de capacidad de carga de suelo estabilizado con geomallas y la capacidad soporte de un suelo sin geomallas.....	72
34.	Diagrama ensayo a compresión, muestra 1 .....	77
35.	Diagrama ensayo a compresión, muestra 2 .....	77
36.	Diagrama ensayo a compresión, muestra 3 .....	78
37.	Diagrama ensayo a compresión, muestra 4 .....	78
38.	Diagrama comparativo ensayo a compresión, muestras 1, 2, 3 y 4 .....	79
39.	Diagrama de ensayo a compresión, muestra 5 .....	79

40.	Diagrama ensayo a compresión, muestra 6.....	80
41.	Diagrama de ensayo a compresión, muestra 7.....	80
42.	Diagrama de ensayo a compresión, muestra 8.....	81
43.	Diagrama comparativo ensayo a compresión, muestras 5, 6, 7 y 8.....	81
44.	Aplicación de carga a compresión, sobre muestra 2.....	82
45.	Falla de corte general.....	83
46.	Falla por punzonamiento.....	83
47.	Diagrama detallado carga vs deformación, muestra 1.....	84
48.	Diagrama detallado carga vs deformación, muestra 2.....	84
49.	Diagrama detallado carga vs deformación, muestra 3.....	85
50.	Diagrama detallado carga vs deformación, muestra 4.....	85
51.	Diagrama detallado carga vs deformación, muestra 5.....	86
52.	Diagrama detallado carga vs deformación, muestra 6.....	86
53.	Diagrama detallado carga vs deformación, muestra 7.....	87
54.	Diagrama detallado carga vs deformación, muestra 8.....	87

## TABLAS

I.	Resultados con compactación 1.....	65
II.	Resultados con compactación 2.....	65
III.	Resultados de ensayo a compresión, muestra 1.....	73
IV.	Resultados de ensayo a compresión, muestra 2.....	73
V.	Resultados de ensayo a compresión, muestra 3.....	74
VI.	Resultados de ensayo a compresión, muestra 4.....	74
VII.	Resultados de ensayo a compresión, muestra 5.....	75
VIII.	Resultados de ensayo a compresión, muestra 6.....	75
IX.	Resultados de ensayo a compresión, muestra 7.....	76
X.	Resultados de ensayo a compresión, muestra 8.....	76



## LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
<b>B</b>	Ancho de la cimentación
$\phi_1$	Ángulo de fricción del suelo más fuerte
$\phi$	Ángulo de fricción interna del suelo
$\delta$	Ángulo de inclinación de fuerza pasiva $p_p$ con respecto a la horizontal.
$q_b$	Capacidad soporte del suelo de la capa de suelo del fondo.
$q_{reforzado}$	Capacidad soporte suelo reforzado
$q_{sinrefuerzo}$	Capacidad soporte suelo sin refuerzo
$q_{u(R)}$	Capacidad soporte ultima suelo reforzado
$K_s$	Coefficiente de punzonamiento
<b>C</b>	Cohesión del suelo
$w$	Contenido de humedad
<b>H</b>	Distancia desde el fondo de la cimentación hasta el estrato de suelo débil.
<b>Df</b>	Distancia medida desde la superficie del terreno hasta el fondo de la cimentación.
$h$	Distancia vertical entre geomallas
$\tau_f$	Esfuerzo cortante máximo
$\sigma'$	Esfuerzo normal
$\sigma$	Esfuerzo normal sobre el plano de falla
$\sigma_1$	Esfuerzo principal mayor en la falla

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
$\sigma_3$	Esfuerzo principal menor en la falla
$N_c, N_q, N_\gamma$	Factores de capacidad de carga
$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$	Factores de forma
$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$	Factores de inclinación de la carga
$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$	Factores de profundidad
$c_a$	Fuerza adhesiva a lo largo de aa' y bb'
$p_p$	Fuerza pasiva en las caras aa' y bb'
$S$	Grado de saturación
<b>aa' y bb'</b>	Línea vertical desde el fondo de la cimentación hasta el estrato de suelo inferior
<b>L</b>	Longitud de cimentación
$w_w$	Peso de agua
$w_s$	Peso de sólidos
$\gamma_1$	Peso específico del suelo más fuerte
$\gamma_d$	Peso específico seco
$\gamma$	Peso unitario de suelo
$n$	Porosidad
$d$	Profundidad total de suelo reforzado
$CR$	Relación de cobertura de refuerzo
$e$	Relación de vacíos
$q$	Sobrecarga de suelo
$v_w$	Volumen de agua
$v_s$	Volumen de sólidos
$v_v$	Volumen de vacíos
$v_s$	Volumen total
$V$	Volumen unitario

## GLOSARIO

<b>AASHTO</b>	Asociación Americana de Funcionarios del Transporte y Carreteras Estatales ( <i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i> )
<b>ASTM</b>	Sociedad Americana para el ensayo e Inspección de los Materiales ( <i>American Society for Testing and Materials</i> ).
<b>BCR</b>	Relación entre capacidad de carga reforzada dividida capacidad de carga no reforzada
<b>Geomalla</b>	Costillas fabricadas de polímeros las cuales forman mallas abiertas. Las costillas se unen unas con otras ya sea por soldadura, extrusión o tejido. La orientación de las costillas también influye en el tipo de geomalla. Si las costillas están orientadas en una dirección son uniaxiales, en dos direcciones son biaxiales y en tres direcciones son triaxiales.
<b>Geosintético</b>	Es un producto compuesto por polímeros generalmente derivados del petróleo, caucho y fibra de vidrio. Es un producto utilizado en combinación con suelo, materiales granulares, grava y materiales

relacionados a la ingeniería geotécnica, como parte integral para proyectos y estructuras. En general los geosintéticos abarcan el conjunto de geotextiles, geomallas, geo redes, geomembranas y geo compuestos.

## **SUCS**

Sistema unificado de Clasificación de Suelos

## RESUMEN

La presente investigación se enfocó en determinar, si existe un aumento en la capacidad portante y disminución en los asentamientos de un relleno de suelo de tipo arena limosa proveniente de la ciudad de Guatemala, estabilizado con geomallas multidireccionales sobre suelos blandos, comparado con el mismo material, pero sin refuerzo.

Se realizaron ensayos de granulometría, clasificación de suelos, límites de Atterberg, Proctor modificado y pruebas de corte directo para poder determinar las características físicas y propiedades mecánicas de la arena limosa elegida en esta investigación.

Se desarrolló un prototipo experimental, el cual es replicable para futuras investigaciones. Este simula un suelo de cimentación con un suelo blando debajo del mismo. El conjunto suelo de cimentación y suelo blando fue sometido a cargas superficiales las cuales representan cargas provenientes de estructuras hacia un suelo en condiciones normales. Dos tipos de muestras fueron preparadas. Una estabilizada con capas de geomallas y otra sin geomallas.

Se determinó el asentamiento ocasionado por las cargas aplicadas, se realizó el proceso de comparación entre muestras de suelo de tal forma que se puedan establecer las diferencias entre ambos tipos de muestras, analizando las posibles ventajas que puede tener estabilizar con geomallas un suelo areno limoso originario de la ciudad de Guatemala.



## PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

- No existen investigaciones donde se determine experimentalmente la capacidad soporte y los asentamientos de una arena limosa proveniente de la ciudad de Guatemala, estabilizada con geomallas.

Al no tener investigaciones respecto al tema, puede llegarse a limitar el uso de las geomallas en arenas limosas en Guatemala, estabilizar un suelo con geomallas puede ser una excelente solución para el mejoramiento de capacidad soporte de suelos de cimentaciones superficiales, en proyectos en la ciudad de Guatemala donde se pueden encontrar rellenos o suelos blandos con baja capacidad soporte.

El problema se delimita para zonas en la ciudad de Guatemala donde los suelos no tienen las capacidades necesarias para soportar cargas provenientes de estructuras de una forma segura, especialmente cuando se quiere construir sobre rellenos. En esas zonas es necesario mejorar las capacidades soporte de los suelos y reducir los asentamientos de los mismos. Realizar un relleno de suelo controlado tradicional puede requerir de grandes volúmenes de material teniendo como inconveniente mayor tiempo de ejecución y posibles sobrecostos.

En zonas con difícil acceso se complica el trasladado de material de relleno, poniendo en riesgo la rentabilidad y viabilidad de los proyectos de construcción en dichas zonas. Para este trabajo de investigación se utilizará como región de estudio, la ciudad de Guatemala, en el departamento de

Guatemala de donde se obtendrán muestras de arena limosa para realizar los ensayos de laboratorio y ensayos experimentales.

De modo similar, en otros países se han realizado estudios donde se demuestra que estabilizar un suelo con geomallas tiene ventajas con respecto a otros métodos de mejoramiento de suelos.

En Guatemala se está implementando el uso de geosintéticos de forma gradual, y ya se cuenta con estudios de geosintéticos en general y algunos otros enfocados a mejoramiento de subrasantes en carreteras, sin embargo, no existen estudios locales donde se analice el comportamiento mecánico de una arena limosa proveniente del valle de la ciudad de Guatemala, estabilizada con geomallas.

Por lo anterior, se formula la siguiente pregunta principal de investigación:

¿Las arenas limosas presentes en la ciudad de Guatemala, estabilizadas con geomallas multidireccionales, pueden reducir los asentamientos y mejorar la capacidad soporte en suelos blandos, comparado con rellenos del mismo material, pero sin geomallas?

Así mismo, se plantean las siguientes preguntas secundarias:

- ¿Qué tipo de experimentos pueden desarrollarse en Guatemala para determinar si un suelo estabilizado con geomallas mejora sus propiedades mecánicas considerablemente comparado con un suelo sin geomallas?

- ¿Cuáles son las variables que pueden llegar a influir en la capacidad soporte de un suelo estabilizado con geomallas?
- ¿Qué condiciones y parámetros deben tomarse en cuenta para elegir estabilizar un suelo con geomallas para una cimentación superficial?
- ¿Qué ventajas y desventajas hay de utilizar geomallas para estabilizar un suelo en la ciudad de Guatemala?



## **HIPÓTESIS**

Estabilizar los rellenos de arenas limosas con geomallas mejora su comportamiento mecánico y disminuyen los asentamientos en los suelos blandos subyacentes.



## **OBJETIVOS**

### **General**

Determinar si arenas limosas presentes en la ciudad de Guatemala estabilizadas con geomallas multidireccionales, reducen los asentamientos y mejoran la capacidad soporte en suelos blandos, comparado con rellenos del mismo material, pero sin refuerzo.

### **Específicos**

1. Desarrollar un modelo experimental a escala, que determine las propiedades mecánicas y capacidad de carga tanto para suelos sin geomallas como para suelos estabilizados con geomallas.
2. Determinar cuáles son las variables que pueden llegar a influir en la capacidad soporte de un suelo que es estabilizado con geomallas.
3. Establecer los parámetros y condiciones que deben tomarse en cuenta para estabilizar un suelo con geomallas para una cimentación superficial.
4. Determinar las ventajas y desventajas de utilizar geomallas para estabilización de arenas limosas provenientes de ciudad de Guatemala.



## **RESUMEN DEL MARCO METODOLOGICO**

El trabajo de investigación involucró un desarrollo experimental cuantitativo, tomando como base muestras de suelo con propiedades mecánicas medidas en laboratorio y ensayos para determinar la capacidad de carga para muestras de suelo con geomallas y sin geomallas. El tipo de muestra fue probabilística, por lo tanto, de un conjunto de bancos de materiales que se encuentran dentro del perímetro de la ciudad de Guatemala, se eligió uno con el que fue posible generalizar características físicas al conjunto total de bancos de materiales existentes.

Los resultados obtenidos fueron presentados gráficamente, mostrando esfuerzos y deformaciones de las muestras de suelo, tanto para suelos con geomallas como suelos sin geomallas.

El estudio se dividió por etapas. La etapa uno corresponde a la recopilación de información referente al tema de investigación. Propiedades de los suelos, cimentaciones superficiales, geomallas y su uso para estabilización de suelos serán los temas principales de investigación. La información obtenida fue ordenada de tal forma que la investigación muestre una guía básica de los procedimientos necesarios para estabilizar un suelo de cimentación utilizando geomallas.

En la segunda etapa se buscó los materiales necesarios para poder realizar los ensayos de laboratorio y experimentales. Las geomallas son productos comerciales que, si se distribuyen en Guatemala, por lo que los materiales necesarios para la investigación pueden ser obtenidos localmente.

La preparación de las muestras de suelo y ensayos corresponde a la etapa tres. Después de definir los materiales que fueron utilizados para los ensayos, se procedió con establecer la geometría y dimensiones de las muestras de suelo que fueron ensayadas.

Los ensayos de laboratorio que se realizó fueron: granulometría, clasificación del suelo, límites de Atterberg, Proctor y corte directo. Posteriormente se prepararon los especímenes para las pruebas de carga, tomando en cuenta la densidad de campo y la humedad óptima de las muestras de suelo. Se elaboró un modelo a escala con contenedores de medidas de 0.40\*0.30\*0.50 m, (largo, ancho, y alto, respectivamente), se utilizó ese tamaño debido a las limitaciones de espacio disponible del equipo a compresión utilizado. En la superficie de la muestra, se colocaron deformímetros para medir asentamientos.

Adicional, se colocó una placa metálica al centro de la muestra, la cual simuló una cimentación superficial. Sobre la placa se aplicó una carga vertical hasta producir el fallo en la muestra de suelo.

La etapa cuatro es la presentación de los resultados obtenidos durante los ensayos. Se presenta una comparación técnica entre los resultados de muestras de suelo sin geomallas, como suelos con geomallas también se realiza un análisis y discusión de los resultados. Finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones en base a los resultados obtenidos.

## INTRODUCCIÓN

Esta investigación presenta los resultados obtenidos después de realizar ensayos experimentales a escala, en muestras de arenas limosas provenientes de la ciudad de Guatemala, estabilizadas con geomallas.

Asimismo, ayuda a establecer como un conjunto de capas de arenas limosas en combinación con geomallas, se comportan al momento de aplicarles cargas verticales. Como punto de referencia, también se estudió el comportamiento de capas de material areno limosas sin geomallas, aplicando las mismas condiciones y cargas que en el conjunto de arenas limosas con geomallas.

La importancia de esta investigación surgió debido a que, en la ciudad de Guatemala, existen zonas donde hay presencia de suelos blandos, donde la combinación arena limosa-geomallas puede ser una alternativa para realizar rellenos estabilizados y reducir la cantidad de material de relleno que se utilizaría utilizando un método tradicional de reemplazo-relleno.

En particular, la presente investigación también es de utilidad para establecer las ventajas que trae utilizar geosintéticos, específicamente las geomallas, en proyectos de cimentaciones superficiales y de esta forma dar a conocer soluciones alternativas a problemas de suelos con baja capacidad de carga. Por consiguiente, los Ingenieros, diseñadores y profesionales de la construcción en Guatemala podrán utilizar la información obtenida, para desarrollar proyectos de cimentaciones con la seguridad de que es una

investigación desarrollada con materiales, ensayos de laboratorio y procesos constructivos que son aplicables en Guatemala.

En el capítulo uno se realizó una breve introducción a las características físicas y propiedades mecánicas de suelos estabilizados con geomallas y sin geomallas, aplicado para cimentaciones superficiales.

En el capítulo dos se definió el área de estudio, delimitado geográficamente. Se investigaron las principales características del área, haciendo énfasis en la geología y geomorfología del lugar.

El capítulo tres presenta los ensayos experimentales y de laboratorio que fueron de utilidad en la investigación. Se presenta una descripción de los tipos de ensayos y los procedimientos necesarios para poder llevar a cabo dichos ensayos.

En el capítulo cuatro se desarrolló el caso de estudio, en el cual se realizó la documentación de los ensayos realizados, de acuerdo con los lineamientos presentados en el capítulo tres y abarca desde la fabricación de los especímenes, hasta la realización de los ensayos.

El capítulo cinco presenta los resultados obtenidos, tanto experimentales como teóricos, verificando el comportamiento mecánico de las muestras de suelo ensayadas.

Finalmente, en el último capítulo se realizó un análisis de resultados obtenidos, donde se determinó si una arena limosa estabilizada con geomallas presenta mejoras en su capacidad soporte y reduce sus asentamientos al ser sometida a cargas verticales superficiales.

# **1. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS, PROPIEDADES MECÁNICAS Y CAPACIDAD DE CARGA DE SUELOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES**

## **1.1. Conceptos generales**

La temática que se aborda a lo largo de la investigación está enfocada en la comparación entre capacidad soporte de suelos estabilizados con geomallas y suelos sin geomallas, por tanto, es necesario definir primero ciertos conceptos que dan sustento a la misma. Empezando por la definición de un suelo, establecer sus principales características, que propiedades mecánicas poseen y principales tipos de suelos.

### **1.1.1. Características de los suelos**

Respecto a los materiales que constituyen la corteza terrestre y en donde se cimientan los proyectos de ingeniería civil pueden ser divididos en dos grandes grupos: suelos y rocas. Por su parte el suelo “es el agregado natural de granos minerales que pueden separarse mediante medios mecánicos. En cambio, la roca, es el agregado natural de minerales que están conectados por fuerzas permanentes y cohesivas de carácter fuerte y permanente” (Terzaghi, Peck, y Mesri, 1967, pág. 3).

Por otro lado, desde el punto de vista geológico el suelo se puede definir como “el material producido por los efectos de la meteorización o alteración

sobre las rocas de la superficie de la tierra y está dividido en estratos u horizontes” (Terzaghi, Peck, y Mesri, 1967, pág. 3).

De acuerdo a las anteriores definiciones, se puede decir que el suelo por su composición química se puede dividir en dos grupos, los que se originan de los macizos rocosos y por lo tanto han sido meteorizados y los que tienen origen orgánico. Para esta investigación, el tipo de suelo que se tomará es el de origen inorgánico.

### **1.1.2. Clasificación de los suelos**

En términos generales, los suelos son llamados grava, arena, limo o arcilla, dependiendo del tamaño de sus partículas. Para hacer una descripción de los suelos por su tamaño de partícula, en la actualidad es utilizado el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS, de acuerdo con este sistema de clasificación, la grava tiene un tamaño entre 76.2 a 4.75 mm la arena de 4.75 a 0.075 mm, mientras que los limos y arcillas tamaños menores a 0.075 mm (Das, 2015).

Se debe agregar que para los efectos del trabajo de investigación se utilizará un suelo granular-limoso, que estará clasificado como arena limosa. El sistema de clasificación utilizado para esta investigación será el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS, los resultados obtenidos se presentan en los anexos 1, 2 y 3 de esta investigación.

Siguiendo con las definiciones, es preciso mencionar que los estados principales por los que se puede clasificar la consistencia de un suelo “dependiendo del contenido de humedad, la naturaleza del comportamiento del

suelo puede ser dividido en cuatro estados básicos: sólido, semisólido, plástico y líquido” (Das, 2015, pág. 27).

Los suelos pueden clasificarse de forma general, conociendo la cantidad y tamaño de sus partículas y por su índice de plasticidad. Por tanto, Las muestras de suelo que se utilizaran en los experimentos tendrán una consistencia entre semisólida y plástica, con la finalidad de mantener humedades que simulen las condiciones normales de un suelo en campo.

### **1.1.3. Esfuerzos en masas de suelos**

Respecto a las propiedades mecánicas, se puede decir que una masa de suelo contiene partículas sólidas las cuales están distribuidas aleatoriamente entre espacios que contienen aire y agua. Según (Das, 2015) para poder estudiar y analizar los esfuerzos en suelos, es necesario establecer que parte de esfuerzo normal a una profundidad determinada es captada por los vacíos y el agua, y que parte del esfuerzo es captada por las partículas sólidas del suelo. La parte del esfuerzo tomada por las partículas sólidas es denominada esfuerzo efectivo y es fundamental para analizar la capacidad de carga de cimentaciones. Las fuerzas aplicadas por cimentaciones se transfieren a los suelos, por lo que es importante conocer los incrementos de esfuerzos verticales debido a fuerzas externas.

Ahora bien, cuando a un suelo se le aplican cargas, los suelos en sus diferentes estratos se comprimen. La compresión “es causada por la deformación del suelo, la reorientación de las partículas del suelo y la expulsión de aire y agua de los espacios vacíos” (Das, 2015, pág. 151)

Anteriormente han sido presentados los elementos que componen una masa de suelo, en suelos con alto contenido de agua, al momento de aplicar fuerzas a la masa de suelo aumenta la presión de poro del agua. Dependiendo de la estratificación del suelo, el incremento de presión de poros del agua puede ser instantáneo o gradual. Como el agua es prácticamente incompresible, el agua es drenada del suelo, reduciendo la presión de poros en el agua y aumentando el esfuerzo efectivo en el suelo. (Das, 2015).

En suelos arenosos es inmediato este proceso mientras que en suelos arcillosos de baja permeabilidad es a una velocidad menor. Al momento de drenar el agua, la masa de suelo pierde el volumen que era ocupado por el agua, por lo que se generan asentamientos por consolidación. La consolidación de un suelo es importante en suelos saturados y poco compactados, ya que, al aplicarse cargas, el volumen de la masa del suelo se reducirá con respecto a la masa de suelo original (Das, 2015).

#### **1.1.4. Transferencia de cargas a diferentes profundidades**

Cuando se aplican cargas a un suelo, estas cargas se distribuyen en el subsuelo de tal forma que son se transfieren a estratos más firmes. Es importante conocer las cargas que un suelo puede soportar sin sufrir sobreesfuerzos. Cuando ocurren sobreesfuerzos debido a cargas provenientes de cimentaciones se pueden producir asentamientos no deseados e incluso generar una falla en el suelo. (Das, 2015)

Boussinesq (1883), estableció una ecuación para poder calcular los esfuerzos causados por cargas externas en materiales homogéneos. Dicha ecuación permite conocer el comportamiento de los esfuerzos verticales en un

suelo homogéneo que está sometido a cargas verticales provocadas por una cimentación. Si se grafican los puntos de presión en un suelo debido a cargas externas se generan gráficos de bulbos de presión del subsuelo.

En la naturaleza, los depósitos de materiales no son homogéneos ni elásticos al cien por ciento, pero las estimaciones de esfuerzos en base a la metodología de Boussinesq son aceptables para resolver problemas prácticos.

#### **1.1.5. Asentamientos provocados por cargas externas**

El asentamiento es la reducción en volumen de un suelo cuando este está siendo cargado por una cimentación o carga externa. Según (Das, 2015) el asentamiento de una cimentación puede dividirse en: Asentamiento elástico y asentamiento por consolidación.

El asentamiento inmediato o elástico de una cimentación, tiene lugar durante o inmediatamente después de la construcción de la estructura. El asentamiento por consolidación ocurre al paso del tiempo (Das, 2015).

Los asentamientos por consolidación se producen en suelos arcillosos donde existe presencia de agua. El asentamiento por consolidación se divide en consolidación primaria, y consolidación secundaria. En arcillas saturadas, al ser sujetas a cargas externas, la presión de poros de agua dentro de la arcilla aumentará. Como las arcillas tienen una permeabilidad baja, la disipación de presión de poros requiere de tiempo para que se lleve a cabo (Das, 2015).

Skempton (1944), realizó estudios del índice de compresión para obtener una correlación empírica donde relaciona el límite líquido del material y el índice

de compresión del mismo. El índice de compresión es la pendiente de una recta formada por la relación de vacíos y la presión efectiva del suelo. El índice de compresión permite analizar el grado de deformabilidad de un suelo.

## **1.2. Suelos sin geomallas para cimentaciones superficiales**

En suelos para cimentaciones superficiales es importante conocer tanto las características físicas como propiedades mecánicas del mismo. Con esa información es posible establecer si el suelo es adecuado para utilizarse en cimentaciones superficiales.

### **1.2.1. Características físicas**

Es importante establecer las características físicas de los suelos o materiales de relleno que serán utilizados para cimentaciones superficiales. Antes de elegir un suelo para relleno, es necesario conocer la granulometría del mismo, el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de gradación (Das, 2015).

En el capítulo 2 se profundizará más sobre dichos conceptos, los cuales son de importancia para poder analizar el comportamiento de un suelo al ser sometido a cargas externas.

### **1.2.2. Propiedades mecánicas**

Respecto a las propiedades mecánicas, se puede decir que una masa de suelo contiene partículas sólidas las cuales están distribuidas aleatoriamente entre espacios que contienen aire y agua. Según (Das, 2015) para poder estudiar y analizar los esfuerzos en suelos, es necesario establecer que parte

de esfuerzo normal a una profundidad determinada es captada por los vacíos y el agua, y que parte del esfuerzo es captada por las partículas sólidas del suelo. La parte del esfuerzo tomada por las partículas sólidas es denominada esfuerzo efectivo y es fundamental para analizar la capacidad de carga de cimentaciones. Las fuerzas aplicadas por cimentaciones se transfieren a los suelos, por lo que es importante conocer los incrementos de esfuerzos verticales debido a fuerzas externas.

Ahora bien, cuando a un suelo se le aplican cargas, los suelos en sus diferentes estratos se comprimen. La compresión “es causada por la deformación del suelo, la reorientación de las partículas del suelo y la expulsión de aire y agua de los espacios vacíos” (Das, 2015)

Anteriormente se presentaron los elementos que componen una masa de suelo, en suelos con alto contenido de agua, al momento de aplicar fuerzas a la masa de suelo aumenta la presión de poro del agua. Dependiendo de la estratificación del suelo, el incremento de presión de poros del agua puede ser instantáneo o gradual. Como el agua es prácticamente incompresible, el agua es drenada del suelo, reduciendo la presión de poros en el agua y aumentando el esfuerzo efectivo en el suelo. (Das, 2015).

En suelos arenosos es inmediato este proceso mientras que en suelos arcillosos de baja permeabilidad es a una velocidad menor. Al momento de drenar el agua, la masa de suelo pierde el volumen que era ocupado por el agua, por lo que se generan asentamientos por consolidación. La consolidación de un suelo es importante en suelos saturados y poco compactados, ya que, al aplicarse cargas, el volumen de la masa del suelo se reducirá con respecto a la masa de suelo original (Das, 2015).

### **1.2.3. Tipos de fallas debido a cargas externas**

Vesic (1963), establece que la capacidad de carga ultima es el esfuerzo máximo que al aplicarse a un suelo ocasiona que este falle. Para evitar que un suelo falle no debe de sobrepasarse la capacidad de carga ultima. Si se excede la carga última en un suelo se producen las siguientes fallas:

- Falla por cortante general:

Al aplicar una carga que aumenta gradualmente hacia una cimentación, el asentamiento del suelo también aumenta. Llega un punto donde la carga aplicada provoca una falla repentina en el suelo, dicha falla se extiende hasta la superficie del suelo. De acuerdo con Vesic (1963), la carga última sin que falle el suelo es conocida como capacidad de carga ultima de cimentación.

- Falla por cortante local

Vesic (1963), define este tipo de falla como una falla similar a la cortante general, con la diferencia que las líneas de falla no llegan a la superficie del terreno. Este tipo de falla ocurre generalmente en suelos con una compactación media y que son arenosos o arcillosos.

- Falla por punzonamiento

Vesic (1963), determina que es una falla que ocurre generalmente en suelos poco compactados, la zona de falla es alrededor de la cimentación sin llegar a la superficie del terreno. El suelo sufre de asentamientos hasta llegar a la carga última de falla.

### **1.3. Suelos estabilizados con geomallas**

Los suelos estabilizados con geomallas según Koerner (2005), proporcionan un mejor comportamiento mecánico que se traduce en una capacidad soporte de suelo mayor que la que se puede obtener con un suelo no reforzado.

#### **1.3.1. Materiales constituyentes de las geomallas**

De acuerdo con la norma ASTM D4439 los geosintéticos se definen como productos fabricados a base de polímeros que se utilizan con suelos, rocas o cualquier material relacionado con la ingeniería geotécnica de tal manera que forman una parte integral de un proyecto de ingeniería (Koerner, 2005).

Las geomallas son costillas fabricadas de polímeros las cuales forman mallas abiertas. Las costillas se unen unas con otras ya sea por soldadura, extrusión o tejido. La orientación de las costillas también influye en el tipo de geomalla. Si las costillas están orientadas en una dirección son uniaxiales, en dos direcciones son biaxiales y en tres direcciones son triaxiales (Koerner, 2005).

#### **1.3.2. Propiedades de las geomallas**

Las propiedades que generalmente tienen las geomallas son:

- Rigidez flexural

Se define como la capacidad que posee una geomalla de soportar esfuerzos a flexión. La rigidez flexural puede ser medida utilizando la norma ASTM D1388 (Koerner, 2005).

- Resistencia a corte

Es la capacidad de la geomalla a resistir cargas de corte. Para determinar la resistencia de corte se utilizan ensayos de corte comunes con ciertas modificaciones para agregar geomallas en las muestras de ensayo (Koerner, 2005).

### **1.3.3. Interacción entre el suelo y el refuerzo de geomallas**

La interacción entre las geomallas y el suelo depende tanto del tipo de suelo como del tipo de geomalla. La interacción entre ambos es uno de los factores principales en la transferencia de cargas provenientes de la superficie hacia estratos más profundos del subsuelo (Egoavil, 2012).

De acuerdo con Giroud (2009), la utilización de geomallas produce mejoras en la distribución de cargas a lo largo de las capas de material granular. La forma como se mejora la distribución de cargas es a través de dos mecanismos: el primero es porque las geomallas ayudan a minimizar la deterioración de las capas de agregado. El segundo es porque incrementa la habilidad de la capa de agregado de distribuir mejor las cargas aplicadas.

Las geomallas reducen la deterioración de las capas granulares de material debido a que previenen fallas de corte en el agregado y también reducen el esparcimiento lateral del material, debido a que las fallas del material

granular a corte no son comunes, el mecanismo principal por el cual las geomallas previenen la deterioración de las capas de material granular es por la reducción del esparcimiento lateral. Se logra esta mejora por el *interlocking* o entrelazamiento entre la geomalla y el agregado (Giroud, 2009).

El *interlocking* según (Giroud, 2009) es un efecto que se genera entre la interacción geomallas y material granular con el cual se mejora la capacidad de rigidez a tensión del material granular. Es posible que, dependiendo de la geometría y características de la geomalla, el nivel de *interlocking* se vea reducido. Los factores que influyen en el *interlocking* son:

- El tamaño de la apertura de la geomalla, el tamaño del agregado y su distribución granulométrica.
- La forma de abertura de la geomalla.
- La forma y rigidez de las costillas de la geomalla.
- La rigidez de los nodos de unión entre costillas de la geomalla.

El *interlocking* genera micro confinamientos a la escala de la apertura de las geomallas. Se considera que las geomallas proveen de propiedades que el agregado como tal no posee sin afectar las propiedades intrínsecas del agregado. (Giroud, 2009).

También existe la transferencia de cargas debido al efecto de membrana tensionada, la cual se presenta en pavimentos reforzados con geomallas. Esta característica consiste en la reducción de carga inducida al subsuelo debajo de las cargas de tráfico y la transferencia de cargas hacia las zonas laterales del pavimento (Giroud, 2009).

Debido a la presencia de geomallas en las capas de material granular, las deformaciones se reducen, por lo tanto, la geomalla provee de confinamiento al material granular. Es importante mantener las deformaciones lo más pequeñas posibles. Si se produce un *interlocking* eficiente entre las geomallas y el material granular, el desplazamiento relativo requerido se reduce para movilizar el bloque de masa-geomalla (Giroud, 2009).

Para mantener las propiedades de *interlocking* del conjunto geomalla-material granular, es importante que el material granular mantenga el grado de compactación óptimo durante todo el proceso de instalación de las geomallas (Giroud, 2009).

#### **1.4. Suelos de cimentaciones superficiales**

Los suelos de cimentaciones superficiales son los suelos utilizados debajo del cimiento y que tienen como principal función transmitir las cargas provenientes del cimiento hacia el subsuelo sin generar asentamientos o sobreesfuerzos en el mismo.

##### **1.4.1. Generalidades de una cimentación superficial**

Terzaghi, Peck, y Mesri (1967), definen que las cimentaciones son básicamente las partes de una estructura que transmiten el peso de la estructura hacia el suelo.

Por tanto, las cimentaciones deben ser diseñadas adecuadamente para transferir las cargas de la estructura sin provocar sobreesfuerzos al suelo. Los sobreesfuerzos producen en los suelos asentamientos mayores a los

permisibles y fallas cortantes en el suelo. Cimientos corridos, zapatas y losas de cimentación se clasifican como cimentaciones superficiales, mientras que pilotes y pilas perforadas se clasifican como cimentaciones profundas (Das, 2015).

Esta investigación está enfocada solamente en cimentaciones superficiales. Para poder analizar una cimentación superficial y su interacción con el suelo, es necesario conocer los siguientes conceptos generales:

- Capacidad de carga ultima

Vesic (1963), establece que la capacidad de carga ultima es el esfuerzo máximo que al aplicarse a un suelo ocasiona que este falle. Para evitar que un suelo falle no debe de sobrepasarse la capacidad de carga última.

- Determinación de la capacidad de carga de un suelo

Terzaghi (1943), estableció una teoría para obtener la capacidad de carga última en cimentaciones superficiales. Relacionó propiedades mecánicas y físicas de suelos presentando la siguiente ecuación:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad \text{Ec. 1.}$$

Fuente: Das, (2015), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*

Donde:

C = cohesión del suelo

q =  $\gamma^*$  Df

$\gamma$  = peso específico del suelo

Df = distancia desde la superficie del terreno hasta el fondo de la cimentación.

$N_c, N_q$  y  $N_\gamma$  = son factores adimensionales, los cuales dependen del ángulo de fricción del suelo  $\phi$ .

La anterior ecuación es utilizable solamente para cimentaciones de franja, es decir, cimentaciones continuas. Esa ecuación no se aplica para cimentaciones rectangulares. Por otro lado, Meyerhof (1963), presentó la siguiente ecuación para determinar la capacidad de carga general:

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad \text{Ec. 2.}$$

Fuente: Das, (2015), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*

Donde:

C = cohesión

q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

$\gamma$  = peso específico del suelo

B = ancho de la cimentación

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$  = Factores de forma

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$  = Factores de profundidad

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$  = Factores de inclinación de la carga

$N_c, N_q, N_\gamma$  = Factores de capacidad de carga

Los factores de forma, profundidad, inclinación de carga y factores de capacidad de carga se obtienen de tablas ya establecidas.

Las ecuaciones anteriormente presentadas son utilizadas para suelos homogéneos, es decir, suelos que poseen propiedades mecánicas similares que no varían a diferentes profundidades en el subsuelo.

En la naturaleza, es común encontrar suelos con estratos de suelos de diferentes propiedades. La carga proveniente de una cimentación puede ocasionar una línea de falla atravesando varios estratos de suelo. Para prevenir esto, tradicionalmente se mejora el terreno natural, agregando capas de material granular con buenas propiedades mecánicas (Das, 2015).

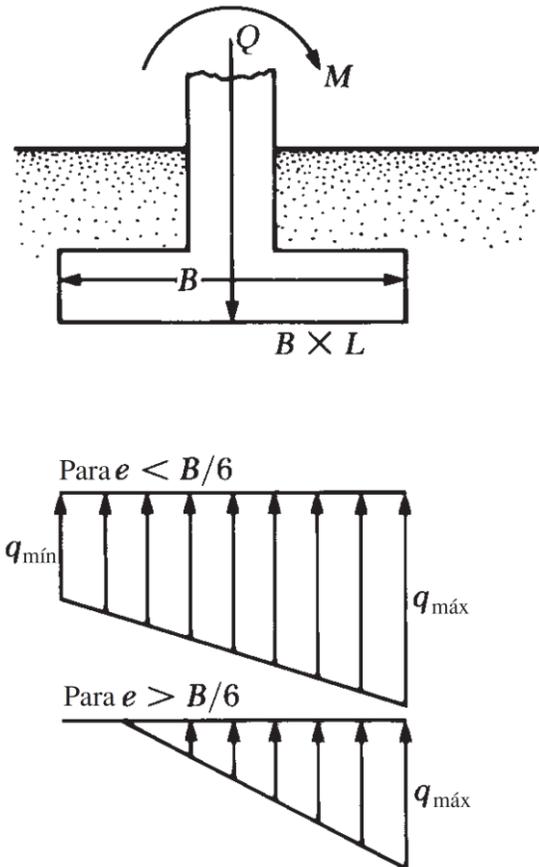
#### **1.4.2. Cargas externas aplicadas a un suelo de cimentación**

Las cargas aplicadas a un suelo de cimentación pueden dividirse en dos grandes grupos: céntricamente vertical y excéntricamente inclinadas (Das, 2017).

Cuando las cargas aplicadas a una cimentación se mantienen verticales al suelo y no existen momentos que afecten a la cimentación, la carga aplicada teóricamente se distribuye uniformemente en el área de la cimentación (Das, 2015).

Al presentarse cargas y momentos de manera simultánea, la presión no se distribuye de manera uniforme en el suelo, como se muestra en la siguiente figura:

Figura 1. Cimentaciones cargadas excéntricamente



Fuente: Das, (2015), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*

La distribución de la presión máxima viene dada por:

$$q_{max} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2 + L} \quad \text{Ec. 3.}$$

Fuente: Das, (2015), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*

Donde:

$q_{max}$  = Carga máxima

$Q$  = carga vertical total

$B$  = Ancho de la cimentación

$L$  = Largo de la cimentación

$M$  = Momento sobre la cimentación

La distribución de la presión mínima viene dada por:

$$q_{min} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2+L} \quad \text{Ec. 4.}$$

Fuente: Das, (2015), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*

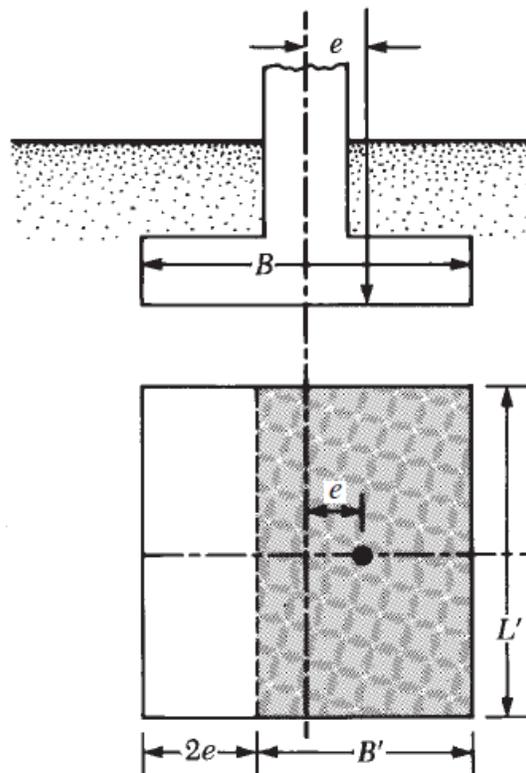
La distancia  $e$  es la excentricidad y viene dada por:

$$e = \frac{M}{Q} \quad \text{Ec. 5.}$$

Fuente: Das, (2015), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*

La representación de la excentricidad se muestra en la siguiente figura:

Figura 2. **Cimentaciones cargadas excéntricamente, excentricidad**



Fuente: Das, (2015), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*

### **1.4.3. Suelos homogéneos sin geomallas, comportamiento mecánico**

Para estimar la capacidad de carga de suelos homogéneos, se asume que la capa de suelo debajo del cimiento se extiende a una gran profundidad manteniendo sus características físicas y propiedades mecánicas. También se asume que toda la superficie es completamente horizontal (Das, 2017).

Para poder estimar la capacidad de carga de suelos homogéneos, se utilizan las ecuaciones 1 y 2 de la sección 1.4.1 de esta investigación.

Debido a que en la naturaleza no existe homogeneidad en los suelos, es necesario analizar casos especiales de capacidad de carga para suelos con estratos diferentes (Das, 2017).

### **1.4.4. Suelos estratificados sin geomallas, comportamiento mecánico**

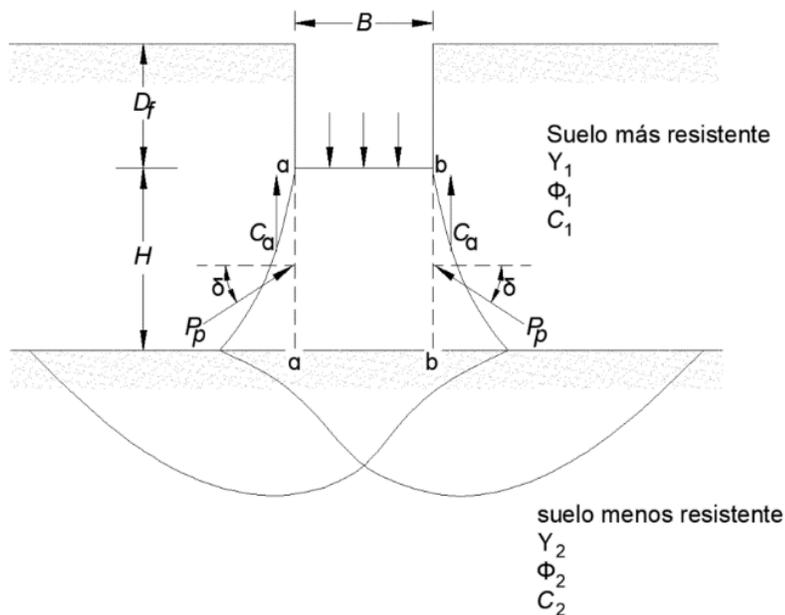
Cuando se cumple la relación  $H < D$  donde  $H$  es el espesor de un estrato de suelo y  $D$  es la distancia vertical desde la superficie del suelo hasta el punto más bajo de la línea de falla, se deben tomar en cuenta modificaciones en los factores  $N_c, N_q, N_\gamma$  de las ecuaciones de carga anteriormente presentadas (Das, 2017).

Cuando se tiene un suelo relativamente débil y sobre el mismo se colocan capas de suelo más fuertes se deben tomar en cuenta otras consideraciones. Meyerhof y Hanna (1978), desarrollaron una teoría para poder

estimar la capacidad de carga última de una cimentación superficial continua, soportada por un suelo fuerte que esta sobre un suelo débil.

Si la relación H/B es pequeña, una falla por punzonamiento puede ocasionarse en la parte superior del suelo más fuerte, seguido por una falla de corte general en el fondo del suelo más débil. Como se muestra en la figura siguiente:

Figura 3. Teoría superficie de falla en suelos estratificados



Fuente: elaboración propia realizado con AutoCAD.

La capacidad de carga última para este caso se puede estimar con la siguiente ecuación:

$$q_u = q_b + \frac{2(c_a + p_p \text{sen} \delta)}{B} - \gamma_1 H \quad \text{Ec. 6.}$$

Das, (2017), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*

Donde:

$q_b$  = capacidad soporte del suelo de la capa de suelo del fondo.

$c_a$  = Fuerza adhesiva a lo largo de  $aa'$  y  $bb'$

$p_p$  = fuerza pasiva en las caras  $aa'$  y  $bb'$

$\delta$  = ángulo de inclinación de fuerza pasiva  $p_p$  con respecto a la horizontal.

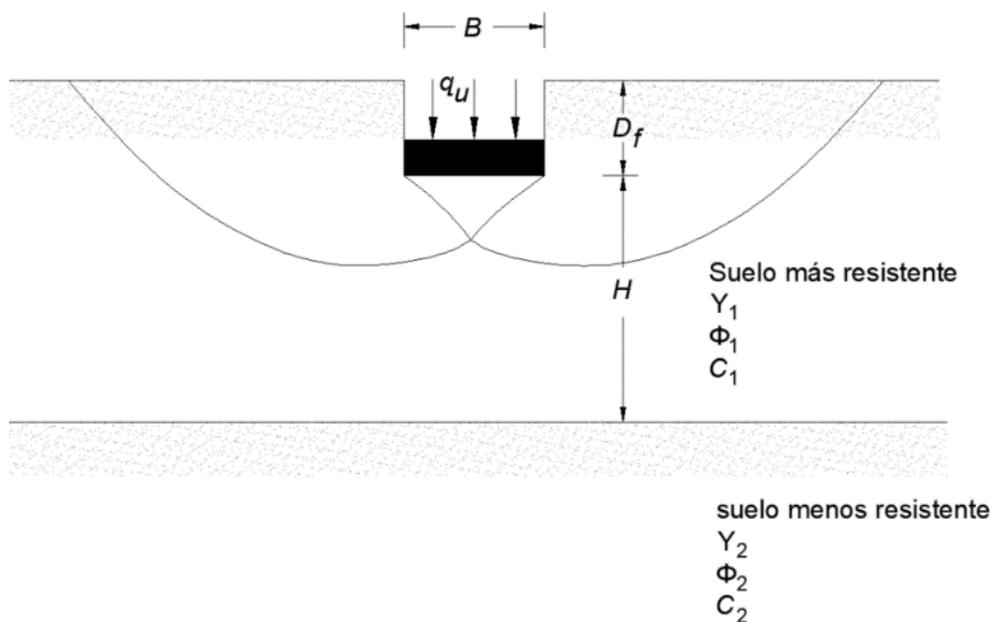
$B$  = ancho de la cimentación.

$\gamma_1$  = Peso específico del suelo más fuerte

$H$  = Distancia desde el fondo de la cimentación hasta el estrato de suelo débil.

Si el valor  $H$  es mayor comparado con el ancho  $B$ , puede ocurrir una falla de suelo localizada solamente en el estrato superior de suelo, como se muestra en la siguiente figura:

Figura 4. Teoría de superficie de falla en estrato de suelo fuerte



Fuente: elaboración propia realizado con AutoCAD.

La capacidad de carga última para este caso se puede estimar con la siguiente ecuación:

$$q_u = q_b + \frac{2(c_a H)}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) * \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H \quad \text{Ec. 7.}$$

Das, (2017), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*

Dónde:

$q_b$  = capacidad soporte del suelo de la capa de suelo del fondo.

$c_a$  = Fuerza adhesiva a lo largo de aa' y bb'

H = Distancia desde el fondo de la cimentación hasta el estrato de suelo débil.

B = ancho de la cimentación

$\gamma_1$  = Peso específico del suelo más fuerte

$D_f$  = distancia medida desde la superficie del terreno hasta el fondo de la cimentación.

$K_s$  = coeficiente de punzonamiento

$\phi_1$  = ángulo de fricción del suelo más fuerte

#### 1.4.5. Suelos estabilizados con geomallas, comportamiento mecánico

Binquet y Lee (1975), introdujeron una relación entre la capacidad soporte de un suelo reforzado y la capacidad soporte de un suelo no reforzado, esta relación la denominaron BCR por sus siglas en inglés *Bearing capacity ratio*.

$$BCR = \frac{q_{\text{reforzado}}}{q_{\text{sin refuerzo}}} \quad \text{Ec. 8.}$$

Fuente: Das, (2017), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*

Donde:

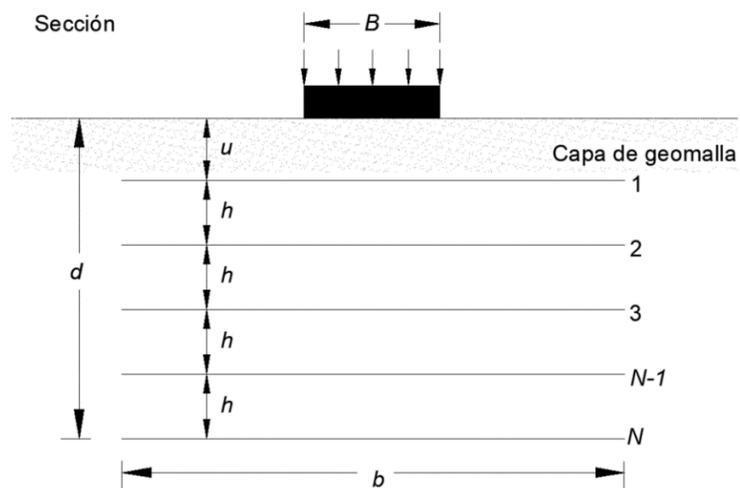
$q_{reforzado}$  = capacidad soporte suelo reforzado

$q_{sin\ refuerzo}$  = capacidad soporte suelo sin refuerzo

Los principales tipos de fallas encontrados en suelos reforzados dependen del espaciamiento entre geomallas, el área que cubren las geomallas y la cantidad de capas de geomallas que se colocan en el suelo.

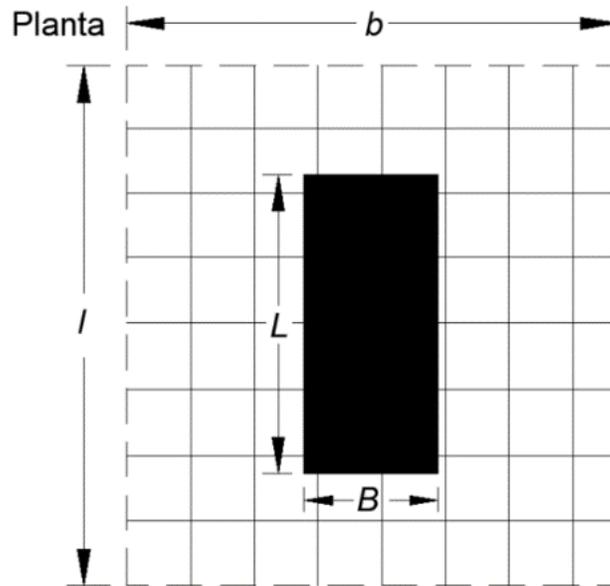
Das (2017), propone en la siguiente figura, los elementos y parámetros involucrados en un sistema de suelos reforzado con geosintéticos y sobre este, una carga aplicada proveniente de una cimentación:

Figura 5. **Suelo reforzado con geomallas vista en sección**



Fuente: elaboración propia realizado con AutoCAD.

Figura 6. **Suelo reforzado con geomallas vista en planta**



Fuente: elaboración propia realizado AutoCAD.

Las dimensiones de la cimentación están representadas por  $B$  y  $L$ , mientras que el tamaño de la geomalla se representa con  $b$  y  $l$ . La distancia entre la superficie del terreno hacia el primer refuerzo se representa con la letra  $u$ . La distancia entre geomallas es  $h$ . La profundidad total de suelo reforzado es  $d$ .

La magnitud del factor BCR aumenta cuando la relación  $d/B$  aumenta, hasta que llega un punto en el cual la capacidad soporte del suelo se mantiene constante. En otras palabras, cuanto mayor es la profundidad de suelo reforzado, mayor es la capacidad soporte del suelo, aunque al llegar al valor máximo de la relación  $d/B$  la capacidad soporte del suelo ya no aumentará y permanecerá constante (Das, 2017).

Huang y Menq (1997), proponen la siguiente ecuación para calcular la capacidad soporte última de un suelo estabilizado con geomallas.

$$q_{u(R)} = \left[ 0.5 - 0.1 \left( \frac{B}{L} \right) \right] (B + \Delta B) \gamma B N_\gamma + \gamma d N_q \quad \text{Ec. 9.}$$

Fuente: Das, (2017), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*

Donde:

$L$  = longitud de cimentación

$\gamma$  = peso unitario de suelo

$$\Delta B = 2d \tan \beta$$

$$\beta = \tan^{-1} \left[ 0.68 - 2.071 \left( \frac{h}{B} \right) + 0.743(CR) + 0.03 \left( \frac{b}{B} \right) \right]$$

$B$  = Ancho de cimentación

$d$  = profundidad total de suelo reforzado

$N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga

$h$  = distancia vertical entre geomallas

$CR$  = relación de cobertura de refuerzo =

$$\frac{\text{ancho de refuerzo de tira de geomalla}}{\text{espaciamiento horizontal de centro a centro de tiras}}$$



## **2. ÁREA DE ESTUDIO**

A continuación, se presenta la información relacionada al área de estudio utilizada en esta investigación, tanto la localización geográfica como información geológica.

### **2.1. Síntesis general del área de estudio**

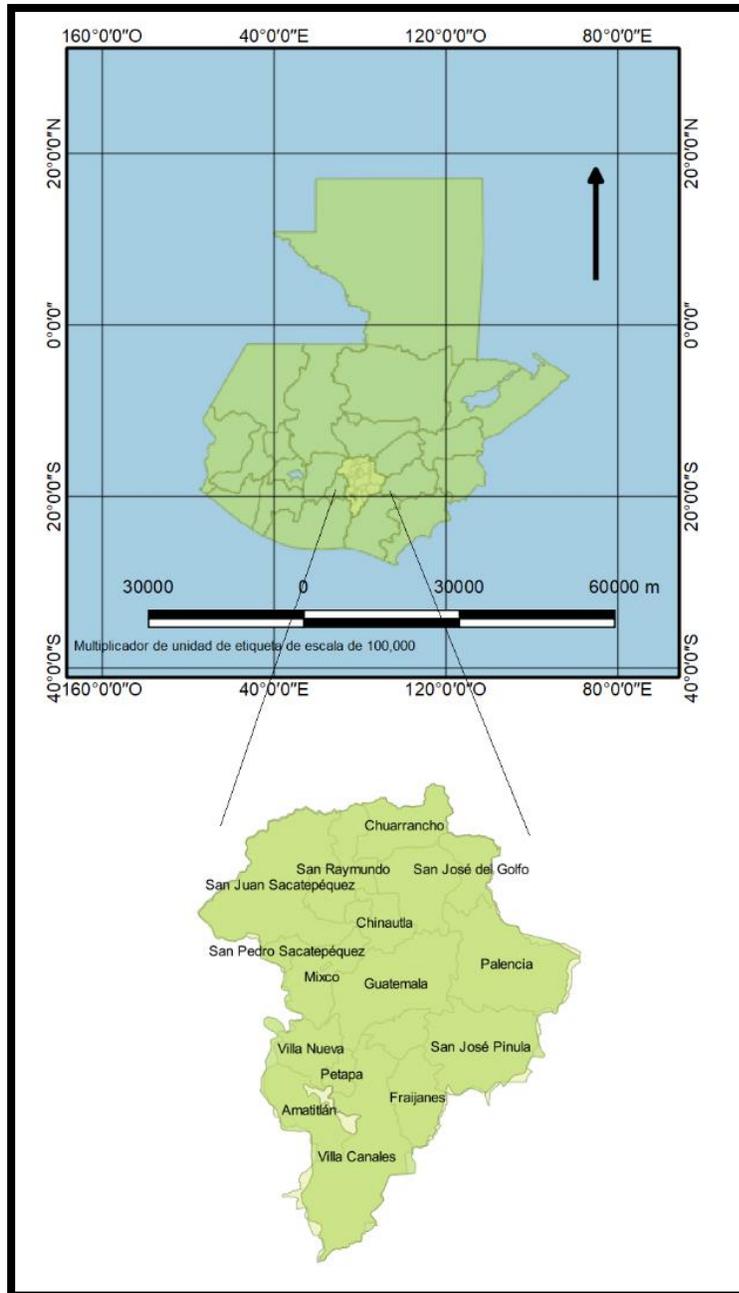
El área de estudio corresponde al valle de la ciudad de Guatemala, específicamente al municipio de Guatemala.

### **2.2. Localización geográfica**

Los límites del municipio de Guatemala son: al sur con San Miguel Petapa y Santa Catarina Pinula, al norte con San Pedro Ayampuc y Chinautla, Al oeste con Mixco y Villa Nueva y finalmente al este con Palencia.

El municipio de Guatemala se encuentra ubicado dentro de las coordenadas UTM (*Universal Transverse Mercator*) 14°38'29"Norte, 90°30'47"Oeste, WGS84 zona 16N.

Figura 7. Área de estudio, ubicación geográfica



Fuente: Instituto Geografico Nacional de Guatemala (IGN), adaptado por el autor en formato QGIS.

### **2.3. Descripción del ambiente físico**

El ambiente físico abarca el estudio de la geología regional, geología local, geomorfología, clima, la cobertura y uso de tierra. A continuación, se presenta de forma detallada cada uno de los temas anteriormente presentados.

#### **2.3.1. Geología regional**

Guatemala se caracteriza por la presencia de volcanes activos en la cordillera central, fallas transformantes y al norte planicies con topografía kárstica. Muchas de las características actuales de Guatemala se deben al resultado de actividad volcánica, movimientos tectónicos, zonas de subducción altas presiones de metamorfismo y la evolución general de la tectónica de placas en la región del Caribe (Fosdick, 2005).

La geología regional de Guatemala se puede analizar con el comportamiento de las placas tectónicas del Caribe, Pacífico y Cocos. Guatemala se ubica dentro de una zona de convergencia entre placas y movimiento de placas transformadas. A lo largo de la costa suroeste se encuentra la de los Cocos que se subduce debajo de las placas de América del Norte y el Caribe. En la región central de Guatemala se encuentra el límite de placa transversal entre las placas del Caribe y América del Norte. (Fosdick, 2005).

Las variaciones regionales de la geología de Guatemala se atribuyen en gran parte a las etapas más antiguas de la evolución tectónica y volcánica (Fosdick, 2005).

Figura 8. **Mapa tectónico de Guatemala y regiones limítrofes**



Fuente: Fosdick (2005), *Field Guide to Guatemalan Geology*, Department of Geological and Environmental Sciences, Stanford University.

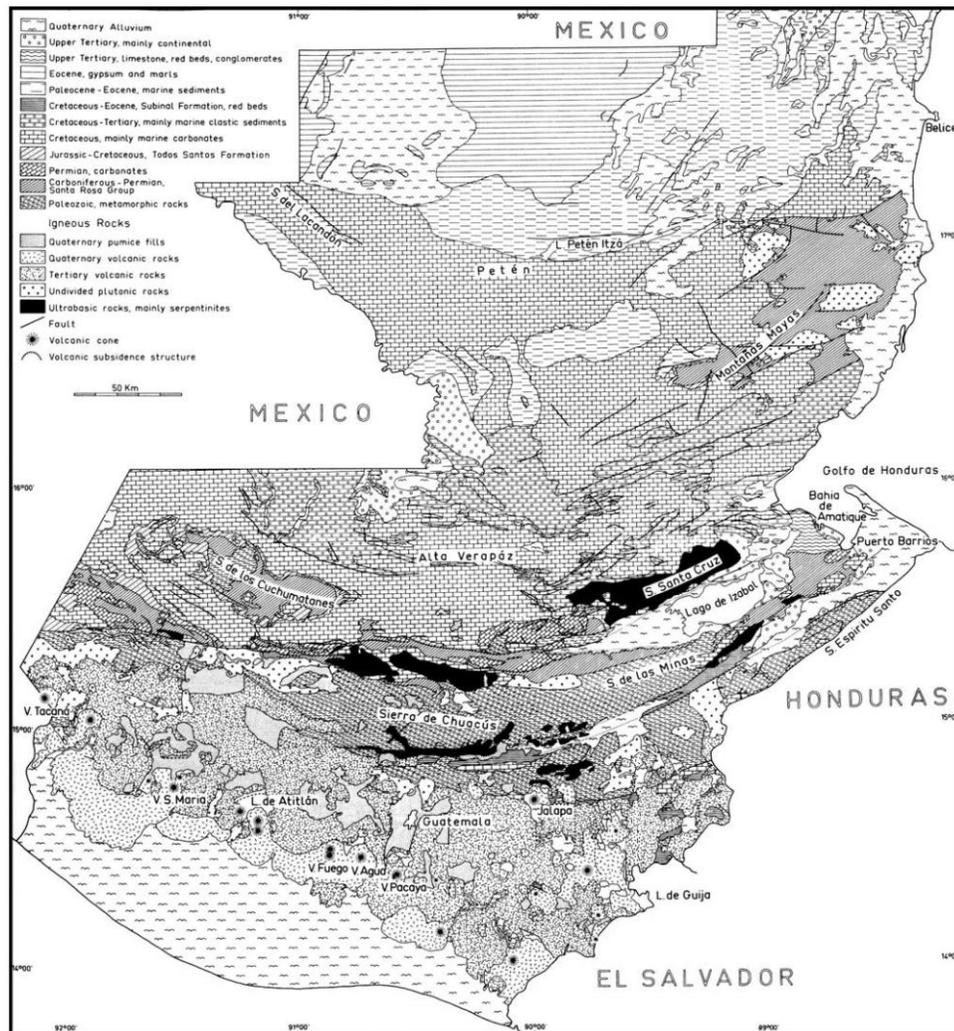
### 2.3.2. **Geología local**

De acuerdo a la Figura 9, Mapa Geológico de Guatemala, el área de estudio se encuentra en una zona de estructuras volcánicas del cuaternario. Ha sido aceptado que la estructura geológica del Valle de la ciudad de Guatemala es una depresión originada por un modelo tectónico tipo graben (Pérez, 2009).

En la teoría de interpretación graben, las fallas de Pinula y Mixco son fallas normales de gran ángulo, dichas fallas se mantienen paralelamente aproximadamente a 20 km de largo y tienen una orientación norte a noreste. La actividad tectónica de dichas fallas ha provocado una depresión, la cual ha sido rellenada con piroclastos o materiales provenientes de actividad volcánica. (Pérez, 2009).

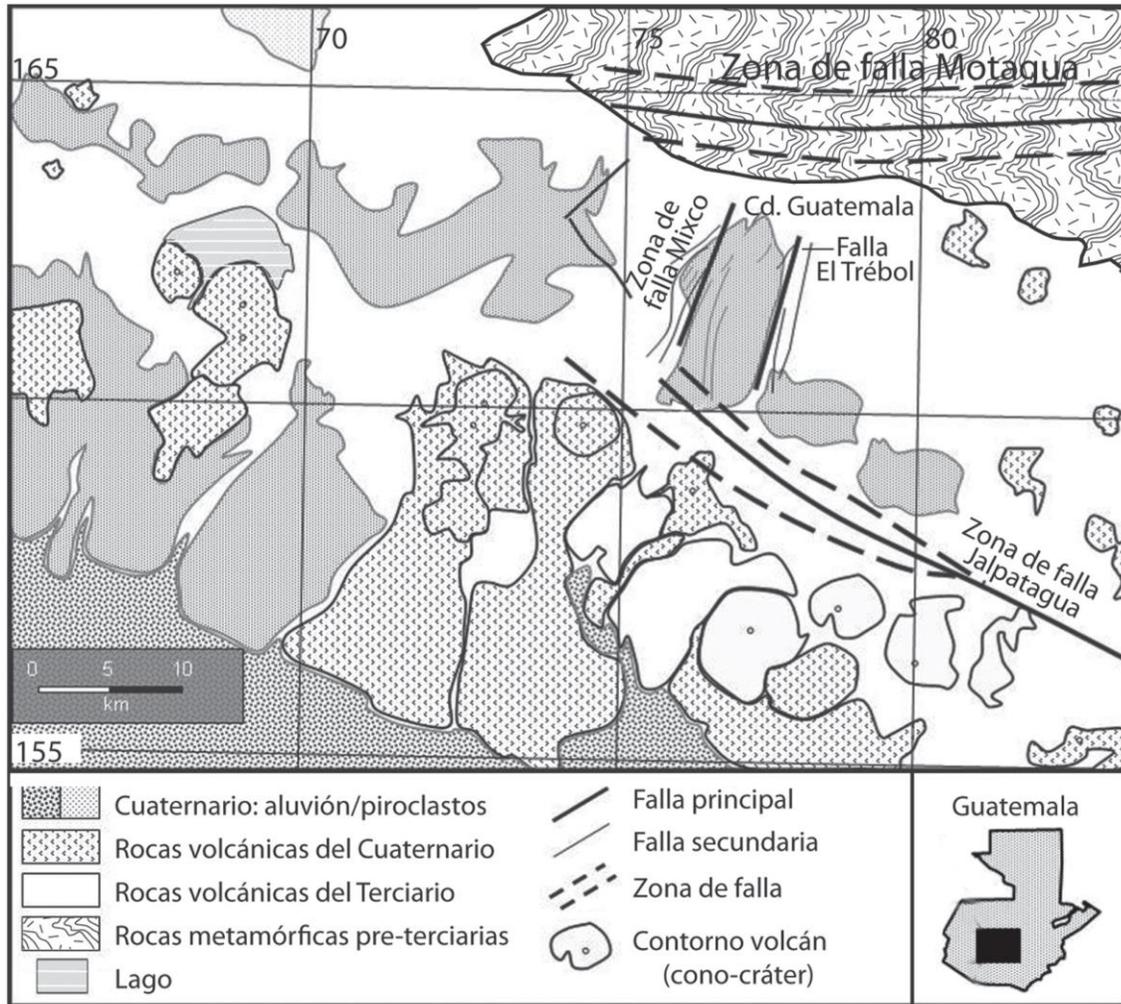
El valle de la Ciudad de Guatemala se delimita al sur con la cordillera volcánica del cuaternario. Al norte se delimita por rocas metamórficas del Cretácico (Pérez, 2009).

Figura 9. Mapa Geológico de Guatemala



Fuente: Fosdick (2005), *Field Guide to Guatemalan Geology, Department of Geological and Environmental Sciences, Stanford University.*

Figura 10. **Mapa Geológico de la Ciudad de Guatemala**



Fuente: Pérez (2009), *Estructura Geológica del Valle de la Ciudad de Guatemala Interpretada Mediante un Modelo de Cuenca por Distensión*

### **2.3.3. Geomorfología**

La geomorfología del área de estudio se explica a continuación:

- Subregión zona montañosa y planicie central (Tecpán Jalpatagua)

Dentro de esta subregión se encuentra el departamento de Guatemala. Tiene un relieve con rangos de alturas entre 500 a 2500 msnm. Existe presencia de materiales geológicos como rocas volcánicas, andesitas y basaltos, flujos riolíticos, materiales aluviales, ceniza volcánica y sedimentos fluvio-lacustres los materiales corresponden al Plioceno, Pleistoceno, Cuaternario Antiguo y Cuaternario (Alvarado y Herrera, 2001).

- Gran paisaje, Relleno Piroclástico al Este de Ciudad de Guatemala

Se extiende desde el norte de San José Pinula y la zona norte de Palencia, hasta llegar a la ladera Suroeste del volcán de Pacaya (Alvarado y Herrera, 2001).

La morfografía es irregular, existe erosión de flujos piroclásticos en las zonas altas de las montañas volcánicas. El rango de elevaciones se encuentra entre 1150 a 1800 msnm, la topografía tiene pendientes de 5 al 18 % en zonas relativamente planas, aunque también existen zonas con más del 60 % de pendiente (Alvarado y Herrera, 2001).

Los tipos de roca existentes en esta zona son piroclastos de pómez, basaltos grises y pardo amarillentos (Alvarado y Herrera, 2001).

Se considera que en toda la zona Oriental del Valle de la ciudad de Guatemala existió la caída de fragmentos piroclásticos, producto del colapso de la caldera del lago de Atitlán. Se considera cuaternaria la morfocronología (Alvarado y Herrera, 2001).

- Gran paisaje, Valle Tectónico de Ciudad de Guatemala

Se ubica y extiende a lo largo de todo el valle de la Ciudad de Guatemala, en el Departamento de Guatemala.

La zona del Valle de Ciudad de Guatemala posee una topografía relativamente plana, con pendientes entre 4 a 18 %, la orientación de las pendientes es tanto hacia el norte como hacia el sur, por lo anterior, existe la formación de un parteaguas para las vertientes del Océano Pacífico y Mar Caribe, en el eje de sentido este-oeste (Alvarado y Herrera, 2001).

Debido a la existencia del parteaguas, hidrológicamente se pueden definir dos cuencas dentro del Valle de la Ciudad de Guatemala, la cuenca Sur y la cuenca Norte. El río más importante de la cuenca Sur es el río Villalobos. Los ríos Chinautla y Zapote son de gran importancia dentro de la cuenca Norte. El tipo de drenaje tiene un comportamiento subparalelo a subdentítico (Alvarado y Herrera, 2001).

El tipo de rocas presente es una unidad de relleno piroclástico de pómez, al pie de las colinas existe la presencia de coluvios. Se presentan rocas andesíticas en cerros, al borde del valle de Guatemala (Alvarado y Herrera, 2001).

La estructura morfológica del valle (tipo graben) se originó probablemente durante el periodo plioceno y el relleno del valle en el periodo pleistoceno (Alvarado y Herrera, 2001).

#### **2.3.4. Clima**

Las temperaturas máximas se encuentran entre 24 a 31 °C, las temperaturas medias entre 19 y 21 °C, las temperaturas mínimas entre 9 a 17 °C de acuerdo con el Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología INSIVUMEH.

El municipio de Guatemala se encuentra ubicado dentro de la región climática del Altiplano Central. El clima de esta zona es templado en época de invierno y semicálido en verano (INSIVUMEH, 2017).

#### **2.3.5. Cobertura y uso de la tierra**

El territorio nacional se encuentra ocupado por 37.26 % de bosques, 27.53 % de agricultura, 30.58 % de pastos naturales y matorrales, 1.59 % cuerpos de agua, 1.84 % humedales, 1.08 % infraestructura y 0.12 % de zonas mineras y áridas (MAGA, 2003).

El municipio de Guatemala está ocupado por 62.78 % de infraestructura, 2.78 % de agricultura, 25.82 % de pastos y matorrales, 8.33 % de bosque natural y 0.29 % de zonas mineras y áridas (MAGA, 2003).



### **3. ENSAYOS EXPERIMENTALES Y DE LABORATORIO PARA SUELOS ESTABILIZADOS CON Y SIN GEOMALLAS**

En este capítulo se presenta a detalle los ensayos utilizados tanto experimentales como de laboratorio.

#### **3.1. Granulometría y clasificación del suelo**

El ensayo granulométrico es utilizado para establecer el tamaño de las partículas que conforman un suelo. Pueden utilizarse dos métodos, en análisis por cribado o tamizado y en análisis hidrométrico. El análisis por cribado se utiliza para suelos con partículas que sean mayores a 0.075 mm de diámetro, mientras que el análisis hidrométrico se utiliza para partículas con un diámetro menor a 0.075 mm (Das, 2015).

El análisis por cribado consiste en tamizar el suelo, a través de un conjunto de tamices sobrepuestos. Antes de hacer este procedimiento, se seca el suelo en un horno, luego se preparan los tamices, colocando los tamices en orden de abertura de mayor a menor de tal forma que el tamiz con la abertura más pequeña quede debajo de los demás tamices. En los laboratorios existen maquinas vibratorias que se utilizan para aplicar la vibración al conjunto de tamices en periodos ya establecidos.

El análisis hidrométrico utiliza el principio de sedimentación de granos finos de suelo a través de agua. El asentamiento de partículas se produce a diferentes velocidades, dependiendo de la forma, tamaño y peso de las

partículas. Básicamente se establecen relaciones entre la distancia y el tiempo que toma a las partículas en recorrer una distancia conocida a través de un hidrómetro con agua. Se aplica la ley de Stokes para poder relacionar la velocidad de las partículas con el diámetro de las mismas de tal forma que se obtenga una relación directa entre el diámetro de las partículas con respecto a la distancia y el tiempo recorrido de las partículas del suelo (Das, 2015).

Finalmente, los resultados obtenidos se muestran en tablas de distribución de cantidad de suelo retenido en cada tamiz el cual es expresado en masa y en porcentaje del total de la muestra del suelo. También se presenta una gráfica semilogarítmica teniendo en el eje de las abscisas el diámetro de las partículas (escala logarítmica) y en el eje de las ordenadas el porcentaje de suelo que pasa (escala aritmética).

Los porcentajes de grava, arena, limo y arcillas son utilizados para clasificar un suelo. Las curvas granulométricas se utilizan para clasificar suelos granulares según su diámetro efectivo, coeficiente de uniformidad y coeficiente de curvatura. Un suelo con granos de un mismo tamaño representa un suelo mal graduado, un suelo bien graduado contiene partículas de diferentes tamaños distribuidos en un rango amplio de tamaños. Un suelo bien graduado tiene un coeficiente de uniformidad mayor a 4 para gravas y 6 para arenas y un coeficiente de curvatura entre 1 y 3.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (U.S. *Army Corps of Engineers*), El Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT) y la Asociación Americana de Funcionarios del Transporte y Carreteras Estatales (AASHTO), son organizaciones que cuentan con normativas para poder clasificar un suelo por su granulometría (Das, 2015).

### 3.1.1. Coeficiente de uniformidad

De acuerdo con las curvas de distribución de tamaño de partículas obtenidas de los ensayos granulométricos, el coeficiente de uniformidad se define como:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \text{Ec. 10.}$$

Fuente: Das, (2015), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*

Donde:

$C_u$  = Coeficiente de uniformidad

$D_{60}$  = Diámetro correspondiente al 60 % más fino en la curva de distribución de tamaño de partícula.

$D_{10}$  = Diámetro correspondiente al 10 % más fino en la curva de distribución de tamaño de partícula.

### 3.1.2. Coeficiente de gradación

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} * D_{10}} \quad \text{Ec. 11.}$$

Fuente: Das, (2015), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*

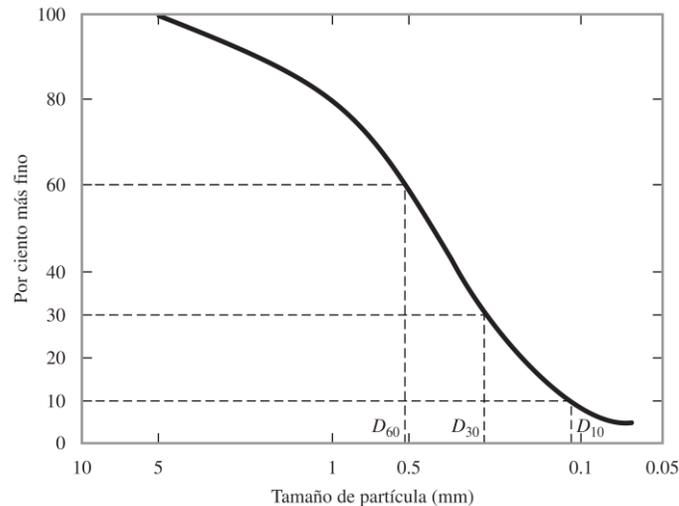
Donde:

$C_c$  = Coeficiente de gradación

$D_{30}$  = Diámetro correspondiente al 30% más fino en la curva de distribución de tamaño de partícula.

Gráficamente se puede representar la definición de  $D_{60}$ ,  $D_{30}$ , y  $D_{10}$  con la siguiente figura:

Figura 11. **Curva típica de distribución de tamaño de partículas**



Fuente: Das, (2015), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*

De acuerdo con Das (2015), un suelo bien gradado tiene coeficientes de uniformidad mayor a seis para suelos granulares, mayor a cuatro para gravas y coeficientes de gradación entre uno y tres tanto para suelos granulares como para gravas.

### 3.1.3. Relaciones volumétricas y gravimétricas

En su estado natural, los suelos están compuestos por sólidos, agua y aire. Para representar estos estados de suelo se utilizan la relación de vacíos, porosidad y grado de saturación.

Relación de vacíos:

$$e = \frac{v_v}{v_s} \quad \text{Ec. 12.}$$

Fuente: Das, (2015), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*

Dónde:

$e$  = relación de vacíos

$v_v$  = volumen de vacíos

$v_s$  = volumen de sólidos

Porosidad:

$$n = \frac{v_v}{V} \quad \text{Ec. 13.}$$

Fuente: Das, (2015), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*

Dónde:

$n$  = porosidad

$v_v$  = volumen de vacíos

$V$  = volumen total

Grado de saturación:

$$S = \frac{v_w}{v_v} \quad \text{Ec. 14.}$$

Fuente: Das, (2015), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*

Dónde:

$S$  = grado de saturación

$v_w$  = volumen de agua

$v_v$  = volumen de vacíos

El contenido de humedad y el peso específico de un suelo son las relaciones gravimétricas más comunes.

Contenido de humedad:

$$w = \frac{w_w}{w_s} \quad \text{Ec. 15.}$$

Fuente: Das, (2015), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*

Dónde:

$w$  = contenido de humedad

$w_w$  = peso de agua

$w_s$  = peso de sólidos

Peso específico húmedo:

$$\gamma = \frac{w_s(1+w)}{V} \quad \text{Ec. 16.}$$

Fuente: Das, (2015), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*

Dónde:

$\gamma$  = peso específico húmedo

$V$  = volumen unitario

$w_s$  = peso de sólidos

$w$  = contenido de humedad

Peso específico seco:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} \quad \text{Ec. 17.}$$

Fuente: Das, (2015), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*

Dónde:

$\gamma_d$  = peso específico seco

$\gamma$  = peso específico húmedo

$w$  = contenido de humedad

### **3.1.4. Consistencia del suelo, limite líquido, limite plástico y límite de contracción**

Los suelos, pueden clasificarse también en base al contenido de agua que existe en ellos. Esta clasificación tiene cuatro estados de suelo: solido, semisólido, plástico y líquido. Los límites entre cada estado son llamados límites de Atterberg.

La clasificación del suelo por el tamaño de sus partículas se explica de manera detallada en el capítulo 1.

### **3.2. Ensayo de Proctor**

Esta prueba determina la humedad óptima y la densidad máxima seca de un suelo.

Para la realización de este ensayo se compacta el suelo en un molde metálico en tres capas iguales, para esta investigación se utilizó la norma ASTM D-1557, esta norma corresponde al ensayo de Proctor modificado. La diferencia entre el ensayo de Proctor estándar con la de Proctor modificado es la cantidad de energía utilizada durante la compactación del suelo.

En el Proctor modificado se utilizan cinco capas, a cada capa se le aplican 25 golpes con un martillo de Proctor con peso de 44.5 N y a una caída libre de

457.2 mm (Das, 2015). En los anexos 4 y 5 se presentan los resultados obtenidos del ensayo de Proctor modificado.

### **3.3. Ensayos para determinar esfuerzos y deformación unitaria de un suelo**

Los ensayos para determinar esfuerzos y deformación unitaria de un suelo son de utilidad para poder establecer las propiedades mecánicas de un suelo en particular. En términos generales se preparan muestras de suelo las cuales son ensayadas aplicándose cargas de acuerdo al tipo de ensayo a utilizar. Los ensayos más utilizados son: triaxiales, de corte directo y de compresión no confinada. En este trabajo solamente se utilizó el ensayo de corte directo.

#### **3.3.1. Corte directo**

Para este ensayo, se toma una muestra de suelo la cual se coloca dentro de una caja cortada horizontalmente en dos partes. Se aplica una fuerza normal y una fuerza horizontal cortante hacia la muestra de suelo aumentando la magnitud de la fuerza hasta que la muestra de suelo falla. Con los resultados obtenidos se puede calcular el esfuerzo normal máximo y la resistencia cortante máxima (Das B. , 2015). Para calcular el ángulo de fricción del suelo en suelos no cohesivos se utiliza la siguiente ecuación:

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi \quad \text{Ec. 18.}$$

Fuente: Das, (2015), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*

Despejando  $\phi$ :

$$\phi = \tan^{-1} \left( \frac{\tau_f}{\sigma'} \right) \quad \text{Ec. 19.}$$

Fuente: Das, (2015), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*

Dónde:

$\tau_f$  = esfuerzo cortante máximo

$\sigma'$  = esfuerzo normal

$\phi$  = ángulo de fricción del suelo

Existen variantes para realizar el ensayo de corte directo. La prueba de corte directo drenado utiliza una muestra de suelo saturado con agua, se aplica una carga a una velocidad tal que la presión de poros generada por el agua hacia el suelo se disipe por completo por drenaje. El agua es drenada a través de materiales porosos colocados en las paredes de la caja de ensayo donde se coloca la muestra de suelo. La velocidad de drenaje y los resultados obtenidos para este tipo de ensayo dependen de la naturaleza del suelo. Suelos arenosos drenan a gran velocidad el agua, por lo que los resultados obtenidos son parecidos si se ensayase un suelo arenoso seco. En suelos con una permeabilidad baja, como en el caso de las arcillas, el tiempo de drenaje aumenta considerablemente para poder disipar la presión de poro del agua (Das, 2015)

En el anexo 7 se presentan los resultados obtenidos del ensayo de corte directo para la muestra de suelo analizada, estos resultados fueron de utilidad para caracterizar el tipo de material utilizado en los ensayos experimentales a compresión, dichos ensayos se presentan de manera detalla en los capítulos siguientes.

### **3.4. Ensayo experimental a escala para determinar la capacidad soporte de una muestra de suelo estabilizada con geomallas**

Bera y Dalal (2018), realizaron experimentos que simulan cimentaciones superficiales utilizando un contenedor con 0.60 m de largo x 0.60 m de ancho x 0.40 m de alto. La superficie de aplicación de fuerza fue de 0.10 m x 0.10 m. en este sistema solamente se colocó 1 refuerzo.

Kumar (2016), utilizó un contenedor de 1.2 m de largo x 0.33 m de ancho x 0.70 m de alto. La superficie de aplicación de fuerza fue de 0.33 m x 0.10 m. En este experimento se colocaron 5 refuerzos variando la relación entre el espaciamiento de las geomallas.

Realizar modelos físicos o experimentales es importante para poder validar o comprobar hipótesis teóricas o empíricas. Ensayos a escala completa o real tienen la ventaja de modelarse con condiciones reales del ambiente (suelos, cargas aplicadas, deformaciones, etc.) (Wood, 2004).

Las desventajas de realizar ensayos a escala completa son: falta de espacio, mayor tiempo de elaboración del ensayo, aumento significativo en costos y no se puede tener el control de todas las variables que puedan influir en el modelo experimental (Wood, 2004).

Para desarrollar modelos a escala pequeña es importante validar las dimensiones del experimento, tomando en cuenta que debe existir una ruta de extrapolación del comportamiento que se observe del modelo a escala real al comportamiento que se espera del prototipo a escala pequeña (Wood, 2004).

Si el comportamiento mecánico de los materiales es homogéneo entonces puede realizarse el modelo a escala partiendo de las dimensiones originales de un modelo a escala real (Wood, 2004).

Dobie, Lees, Buckley, y Bhavsar (2019), realizaron análisis de plataformas con capas de material granular en la parte superior y capas de arcilla en la parte inferior. Determinaron los esfuerzos resistentes generados cuando se aplican cargas verticales en la superficie del modelo. Compararon dos tipos de plataforma. Sin geomallas y estabilizadas con geomallas.

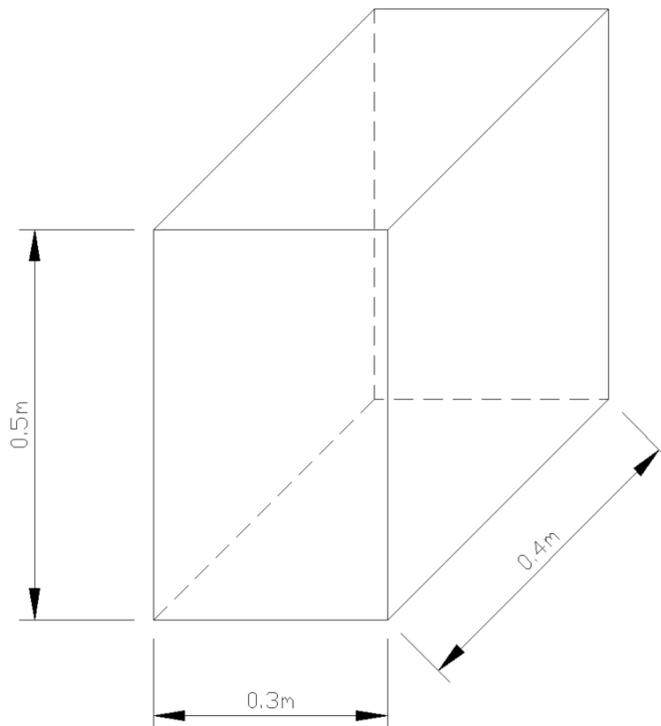
En el siguiente capítulo se muestran de manera detallada las dimensiones del prototipo de ensayo, así como también la descripción del ensayo experimental realizado.



#### 4. DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO

Para el ensayo experimental se utilizó un prototipo que tiene las dimensiones que se muestran en la siguiente figura:

Figura 12. Dimensiones de prototipo para ensayo experimental



Fuente: elaboración propia realizado con programa AutoCAD.

Las dimensiones de ancho, largo y alto del molde de ensayo se determinaron en base al espacio libre disponible en la máquina de ensayo a

compresión, la maquina se utilizada se ubicada en el laboratorio de CONLAB S.A., en la ciudad de Guatemala.

El material del molde es de madera, la superficie interna tiene una capa de esponja, la cual simula un suelo blando de baja capacidad soporte.

#### **4.1. Parámetros geométricos**

De acuerdo con Yadu y Tripathi (2013), la capacidad soporte en suelos estabilizados con geomallas se ve afectada por el ancho del cimiento, el grosor de capa de material estabilizado con geomalla, el número total de capas de geomallas, la distancia de la primera geomalla colocada por debajo de la cimentación y la distancia entre dos geomallas.

Estos parámetros se muestran en las figuras 5 y 6 del capítulo 1 de esta investigación.

#### **4.2. Relaciones adimensionales**

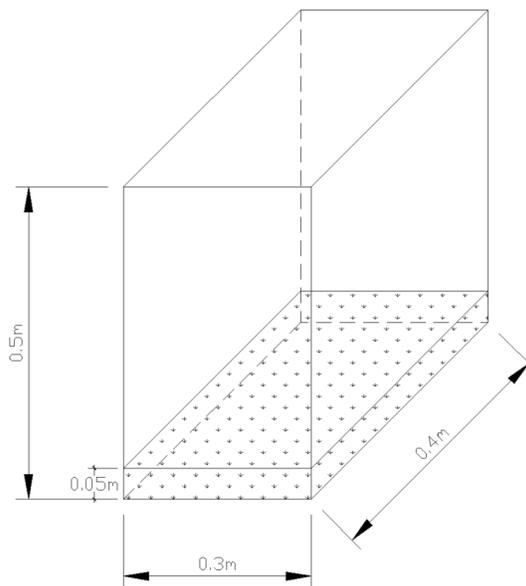
La configuración del conjunto material granular con geomallas depende de parámetros adimensionales. Las relaciones  $h/B$ ,  $b/B$  y  $u/B$  en conjunto con el número total de capas de geomallas determinan la capacidad soporte de un suelo estabilizado con geomallas,  $h$  es la distancia entre capas de geomallas,  $B$  es el ancho total del cimiento,  $b$  es ancho total de la geomalla por debajo del cimiento,  $u$  es la distancia desde la cimentación hasta la primera capa de geomalla  $N$  es el número total de capas de geomallas.

Los valores óptimos para la relación  $u/B$  pueden variar entre 0.25 a 1 de acuerdo con Yadu y Tripathi (2013). Para este trabajo, se utilizará un valor de 0.75 en la relación  $u/B$ , de manera constante para todas las configuraciones que a continuación se presentan.

#### 4.3. Posicionamiento de geomallas en modelo experimental

Para el experimento se colocó en el fondo del molde una esponja con espesor de 5 cm, la cual simuló un suelo blando. Se utilizó el siguiente posicionamiento de geomallas:

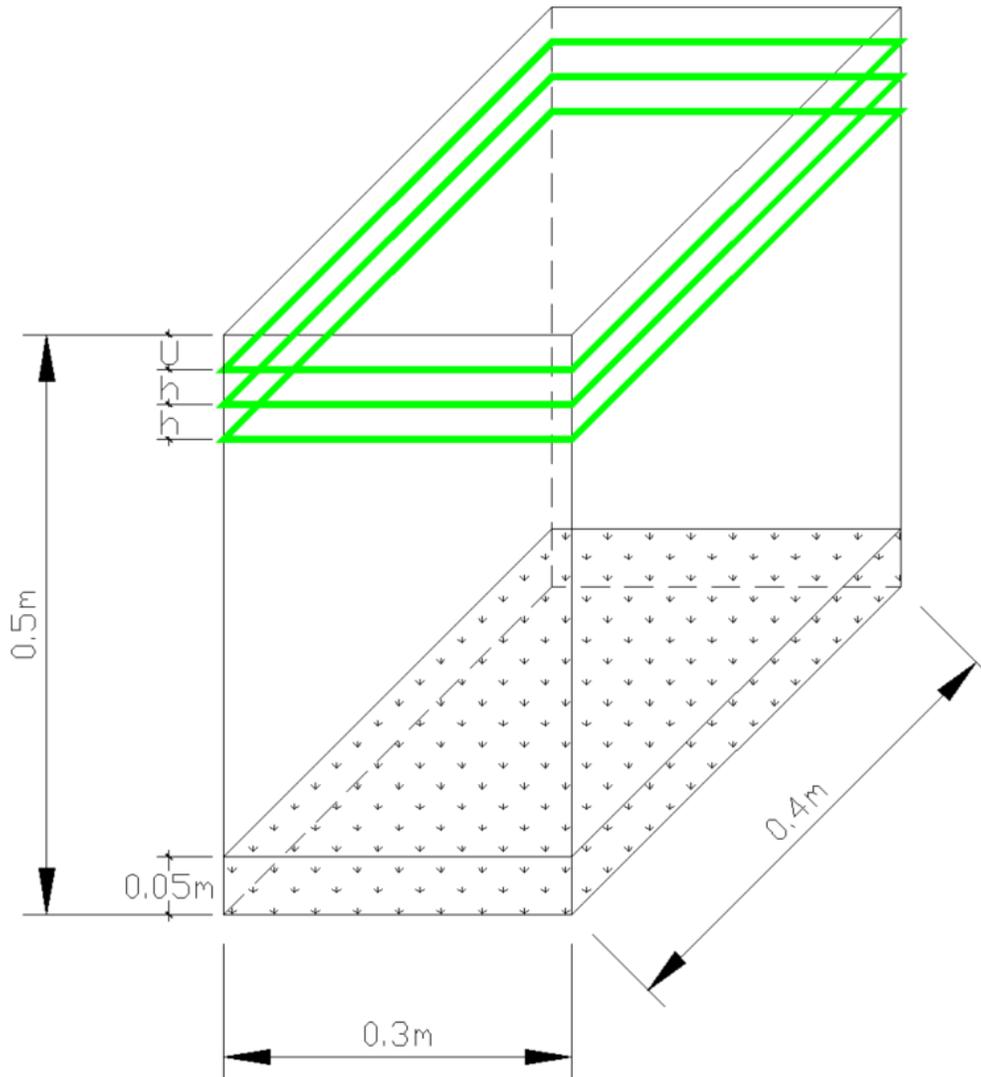
Figura 13. Configuración de experimento 1



Fuente: elaboración propia realizado con programa AutoCAD.

La figura 13 muestra el modelo experimental sin geomallas.

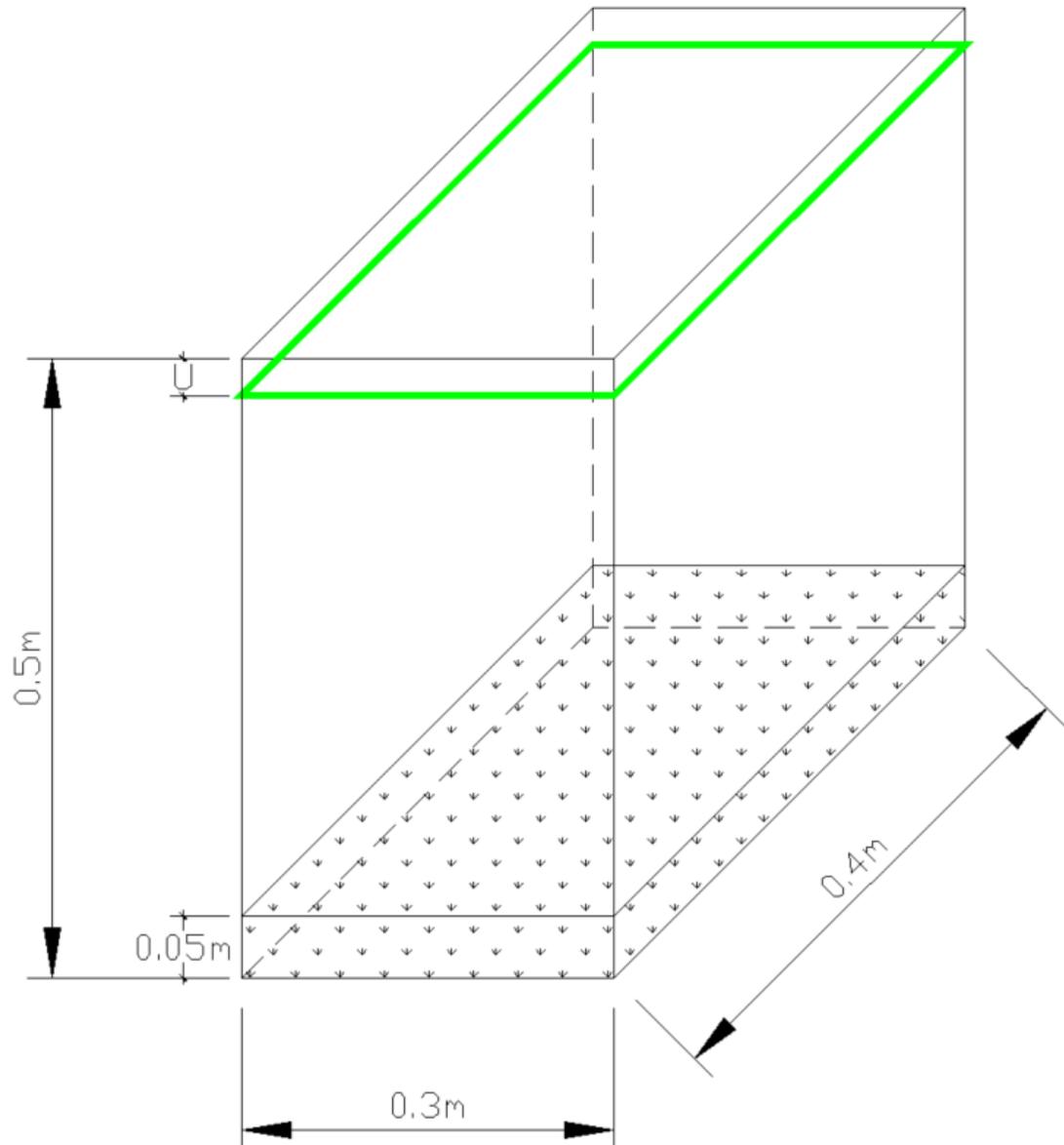
Figura 14. Configuración de experimento 2



Fuente: elaboración propia realizado con programa AutoCAD.

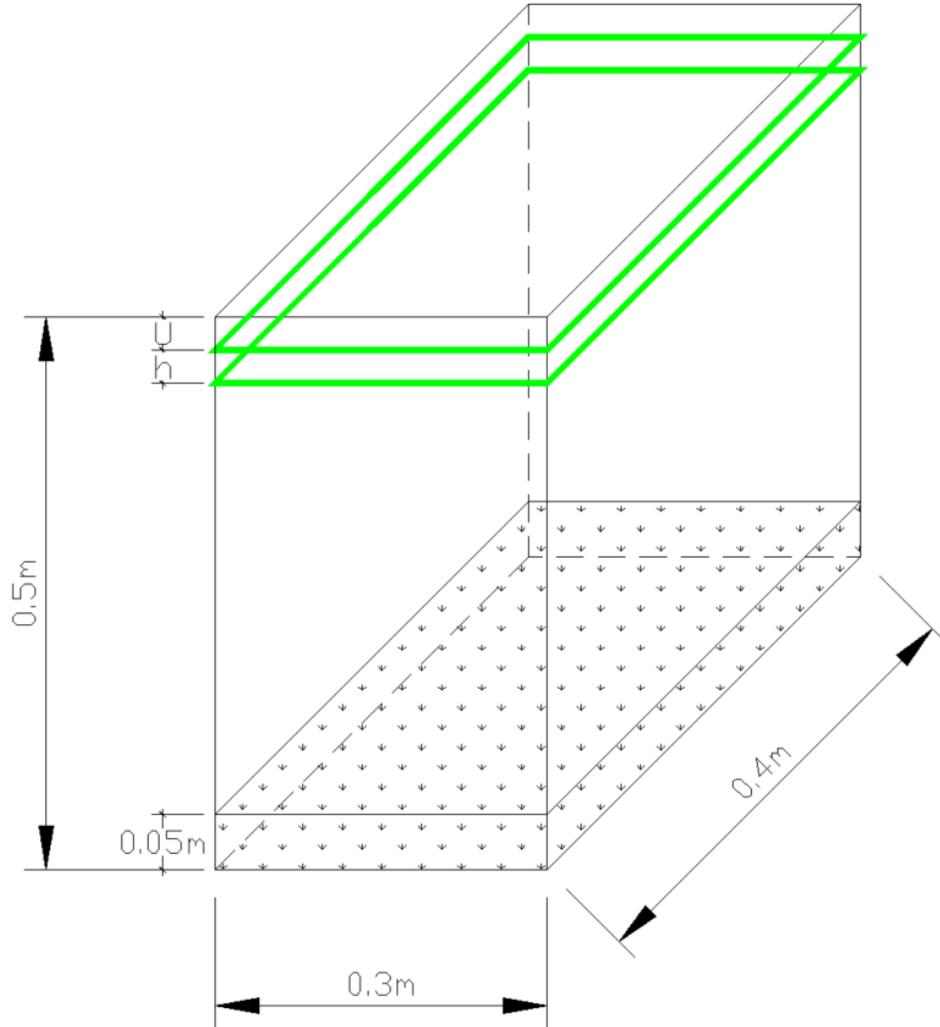
En la configuración 2, se colocaron 3 geomallas, de acuerdo con la figura 14.

Figura 15. Configuración de experimento 3



Fuente: elaboración propia realizado con programa AutoCAD.

Figura 16. Configuración de experimento 4



Fuente: elaboración propia realizado con programa AutoCAD.

Los valores de "u" y de "h" fueron de 3 cm en todas las configuraciones.

En las siguientes figuras se muestra el proceso de preparación de moldes para los especímenes de suelo de cimentación, tanto con geomallas como sin geomallas.

Figura 17. **Moldes para colocación de suelo que simula una cimentación.**



Fuente: [EXP1, Mejía]. (Ciudad de Guatemala, 2021). Colección particular.  
Archivo digital.

Figura 18. **Colocación de esponja en el fondo del molde**



Fuente: [EXP2, Mejía]. (Ciudad de Guatemala, 2021). Colección particular.  
Archivo digital.

#### **4.4. Materiales utilizados en los experimentos**

Los materiales utilizados en este experimento fueron seleccionados de tal forma que cumplieran con las características físicas y propiedades mecánicas necesarias para poder realizar los experimentos de manera satisfactoria.

##### **4.4.1. Suelo**

El suelo utilizado fue una arena limosa, la granulometría, clasificación y propiedades mecánicas del material se presentan en los anexos 1, 2 y 3 de esta investigación. La muestra de suelo se encuentra ubicada en un banco de materiales en zona 17, al noreste del Valle de la Ciudad de Guatemala. Las coordenadas son: 14°38'51.78"Norte, 90°27'41.16"Oeste.

##### **4.4.2. Geomalla**

La geomalla utilizada es marca Tensar modelo TX 130 S. Esta geomalla es de tipo triaxial, fabricada con polipropileno. Las costillas son orientadas en tres direcciones, formando aperturas de forma triangular. Se seleccionó esta geomalla debido a que permite una distribución de carga mejor a la de una geomalla biaxial. Las especificaciones técnicas de esta geomalla se presentan en el anexo 6.

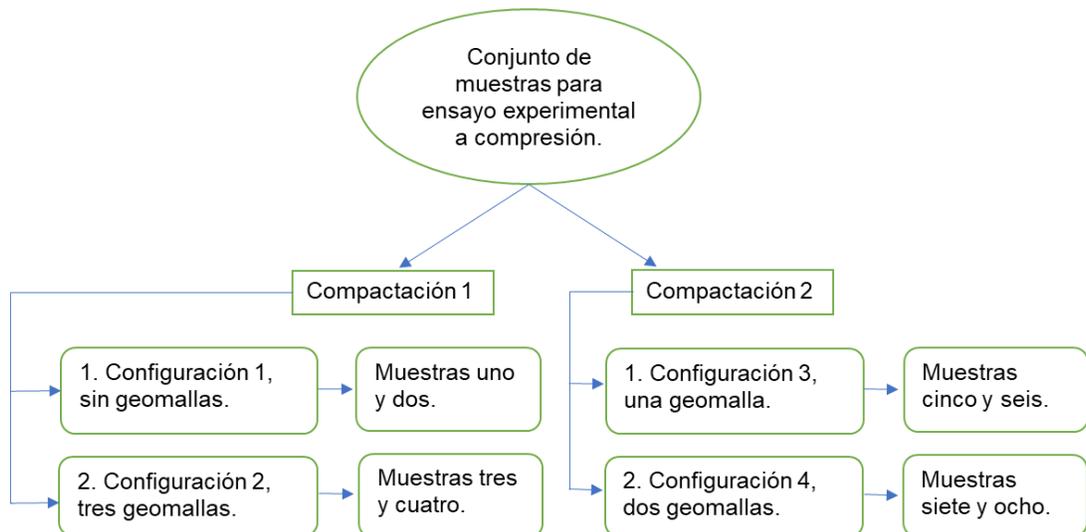
#### **4.5. Procedimiento desarrollado para el ensayo experimental**

Primero se tamizó el material para eliminar partículas mayores a 4.75 mm de diámetro. Posteriormente se determinó la humedad de la muestra de suelo

utilizada. De acuerdo con el ensayo de Proctor, se estableció la humedad óptima, la cual fue utilizada para poder compactar el suelo.

En los moldes de madera se marcaron distancias de 3 cm para poder establecer las capas de material. La compactación de las capas de material se realizó de dos formas diferentes, por lo que el conjunto total de muestras fue dividido en dos. En el subgrupo 1 de muestras se encuentran la configuración de material sin ninguna geomalla y la muestra de material estabilizada con 3 capas de geomallas. El subgrupo 2 está integrado por las muestras estabilizadas con 1 y con 2 geomallas. A continuación, se muestra el diagrama de distribución de muestras de acuerdo al proceso de compactación efectuado.

Figura 19. **Diagrama de distribución de muestras**



Fuente: elaboración propia con programa Microsoft Excel

El diagrama anterior sirve para poder delimitar la comparativa, basada en la compactación efectuada para cada muestra, los resultados en el capítulo 5 se presentan de esta forma.

La compactación 1 se desarrolló en capas de 3 cm compactadas con un martillo de Proctor modificado, dando 25 golpes por cada capa. La humedad se mantuvo constante. La densidad obtenida para esta muestra fue del 50 % de la densidad máxima obtenida del ensayo de Proctor modificado.

La compactación 2 se desarrolló en capas de 3 cm compactadas con un martillo de Proctor modificado, dando 50 golpes por cada capa. La humedad se mantuvo constante. Al aumentar la compactación, la densidad obtenida de esta muestra aumentó dando como resultado 88 % de la densidad máxima obtenida del ensayo de Proctor modificado.

Después de colocar las capas de material en el molde, y la geomalla según el posicionamiento anteriormente presentado, se procedió a colocar una platina de metal de 4 cm de ancho por 4 cm de largo por 19 mm de espesor, la cual simuló la superficie de cimentación sobre el suelo.

Figura 20. **Material limo arenoso utilizado en los experimentos**



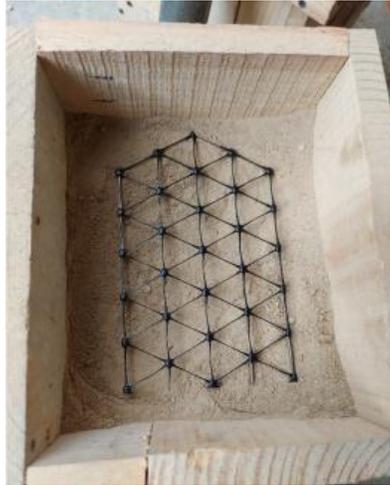
Fuente: [EXP3, Mejía]. (Ciudad de Guatemala, 2021). Colección particular, archivo digital.

Figura 21. **Compactación de muestras de suelo con martillo de Proctor modificado**



Fuente: [EXP4, Mejía]. (Ciudad de Guatemala, 2021). Colección particular, archivo digital.

Figura 22. **Colocación de geomalla en molde experimental con suelo compactado**



Fuente: [EXP5, Mejía]. (Ciudad de Guatemala, 2021). Colección particular, archivo digital.

Figura 23. **Platina utilizada para transmitir cargas a compresión**



Fuente: [EXP6, Mejía]. (Ciudad de Guatemala, 2021). Colección particular, archivo digital.

Sobre la platina se aplicó una carga vertical a compresión, la cual se fue incrementando de manera gradual a una velocidad de 1mm/min hasta llegar al fallo del suelo de cimentación. Para estimar la capacidad soporte máxima se midieron los asentamientos o deformaciones en la superficie del modelo experimental. Lutenegger y Adams (1998), determinaron que el 10 % de la relación  $S/B$  (donde  $S$  es el asentamiento del cimiento y  $B$  es ancho del cimiento) equivale a la capacidad soporte máxima del suelo bajo la cimentación analizada. También se realizaron mediciones de deformaciones más allá del 10 % de la relación  $S/B$ . La medición máxima se realizó al 47.5 % de la relación  $S/B$ , dicho valor se presenta cuando la platina se encuentra completamente enterrada en la muestra de suelo.

Figura 24. **Equipo a compresión utilizado**



Fuente: [EXP7, Mejía]. (Ciudad de Guatemala, 2021). Colección particular, archivo digital.

El equipo a compresión utilizado fue el del laboratorio CONLAB S.A. En este laboratorio se realizaron los ensayos a compresión. Las gráficas de carga vs deformación obtenidas por la maquina se encuentran en el capítulo 5 de esta investigación.

De acuerdo con Das (2015), los efectos de aumento de capacidad portante pueden ser expresados en un término adimensional llamado relación de capacidad soporte (BCR).

El BCR se define como:

$$BCR = \frac{q_R}{q_o} \quad \text{Ec. 20.}$$

Fuente: Das, (2015), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*

Dónde:

$q_R$  = Capacidad soporte del suelo estabilizado con geomalla.

$q_o$  = Capacidad soporte del suelo sin estabilizar.

BCR = relación de capacidad respecto a la carga ultima aplicada.

En el siguiente capítulo se presentan los resultados obtenidos de los ensayos experimentales.

## 5. PRESENTACIÓN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de los ensayos experimentales a compresión.

Ensayos experimentales a compresión.

Tabla I. **Resultados con compactación 1**

Muestra	% humedad	Cantidad de geomallas	Área de platina a compresión en m <sup>2</sup>	Carga aplicada al 10% de relación S/B en KN	Esfuerzo máximo al 10% de relación S/B en KN/m <sup>2</sup>	Carga aplicada al 47.5% de relación S/B en KN	Esfuerzo máximo al 47.5% de relación S/B en KN/m <sup>2</sup>
1	13	0	0.0016	1.40	875.00	-	-
2	13	0	0.0016	1.55	968.75	3.38	2112.50
3	13	3	0.0016	2.15	1343.75	6.71	4193.75
4	13	3	0.0016	1.30	812.50	6.88	4300.00

Fuente: elaboración propia.

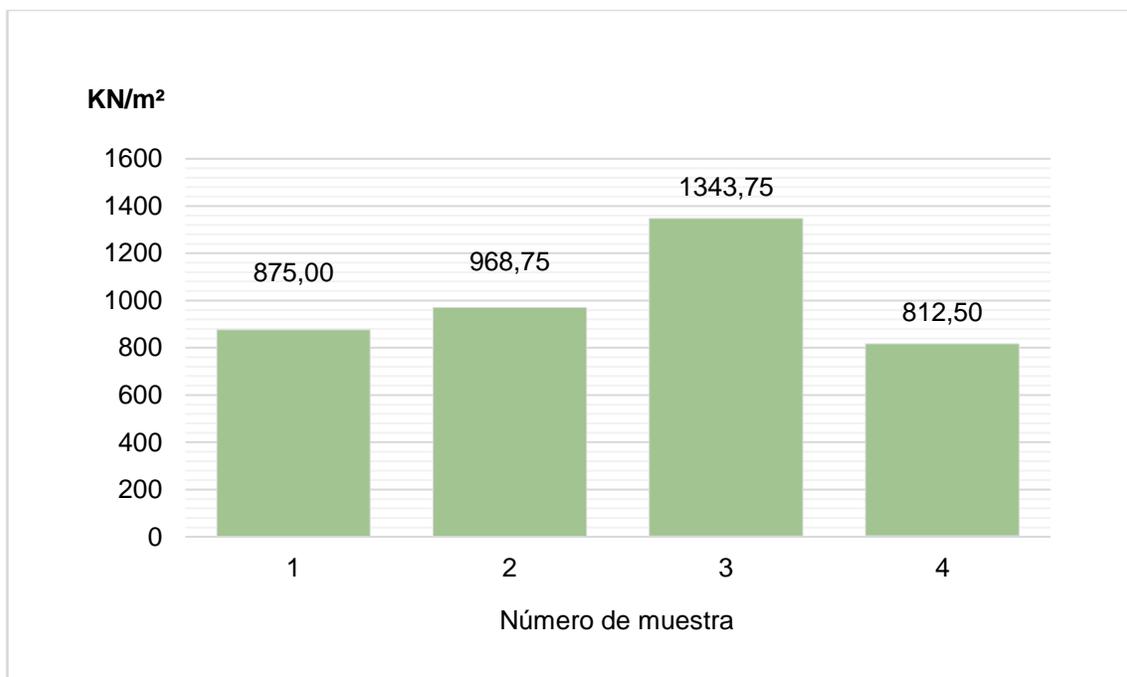
Tabla II. **Resultados con compactación 2**

Muestra	% humedad	Cantidad de geomallas	Área de platina a compresión en m <sup>2</sup>	Carga aplicada al 10% de relación S/B en KN	Esfuerzo máximo al 10% de relación S/B en KN/m <sup>2</sup>	Carga aplicada al 47.5% de relación S/B en KN	Esfuerzo máximo al 47.5% de relación S/B en KN/m <sup>2</sup>
5	14.5	1	0.0016	2.52	1575.00	7.81	4881.25
6	14.5	1	0.0016	0.90	562.50	8.04	5025.00
7	14.5	2	0.0016	1.40	875.00	8.89	5556.25
8	14.5	2	0.0016	1.26	787.50	6.55	4093.75

Fuente: elaboración propia.

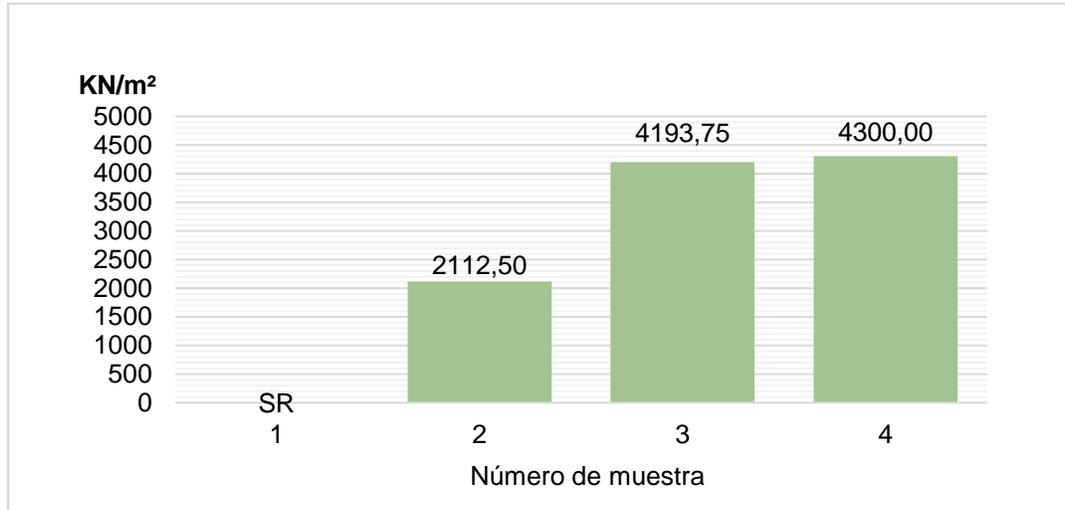
En las figuras 27 y 28 se muestran los diagramas comparativos para las muestras realizadas con la compactación 1. La figura 27 muestra el esfuerzo alcanzado al 10 % de la relación S/B, mientras que la figura 28 muestra el esfuerzo alcanzado al 47.5 % de la relación S/B.

Figura 25. **Diagrama comparativo entre muestras de compactación 1, esfuerzos máximos al 10 % de relación S/B**



Fuente: elaboración propia.

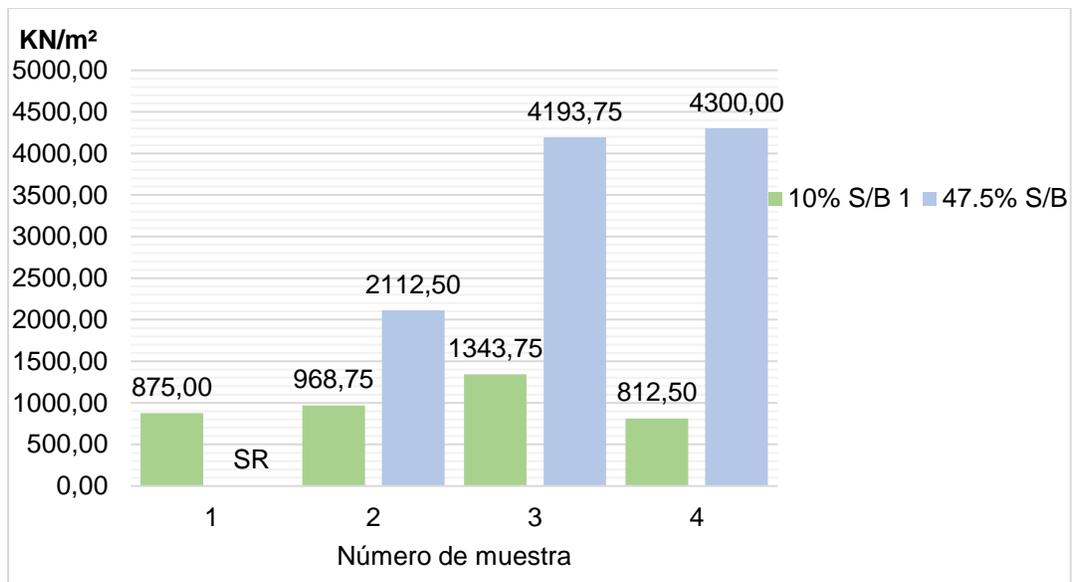
Figura 26. Diagrama comparativo entre muestras de compactación 1, esfuerzos máximos al 47.5 % de relación S/B



Fuente: elaboración propia.

SR = Sin registro

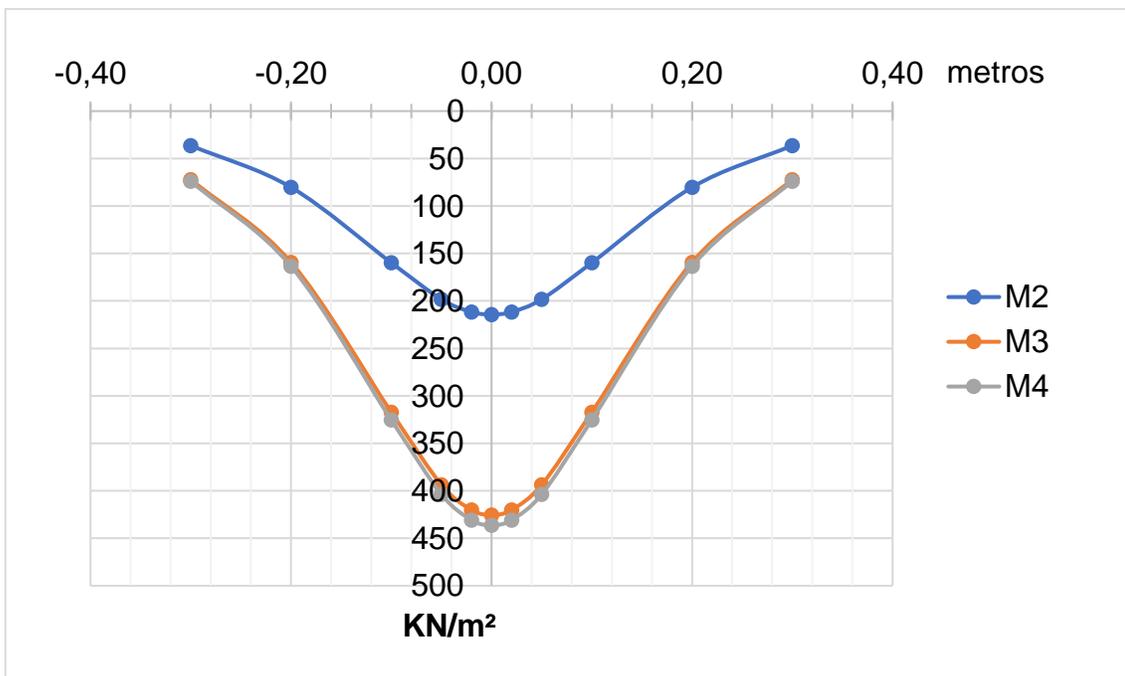
Figura 27. Diagrama comparativo entre muestras de compactación 1, esfuerzos máximos al 10 % y 47.5 % de relación S/B



Fuente: elaboración propia.

La figura 29 muestra la comparación entre las muestras 1 al 4 del grupo de compactación 1.

Figura 28. **Diagrama comparativo entre distribución de esfuerzos a 25 cm de profundidad de la muestra experimental, esfuerzos al 47.5% de S/B para muestras 2 a 4**



Fuente: elaboración propia, realizado con Microsoft Excel

Las figuras 30 y 34 presentan la distribución de esfuerzos en la muestra de suelo a una profundidad de 25 cm. Esta estimación se basa en el procedimiento desarrollado por Boussinesq (1883), quien desarrolló una ecuación para poder estimar los esfuerzos causados por cargas externas en materiales relativamente homogéneos.

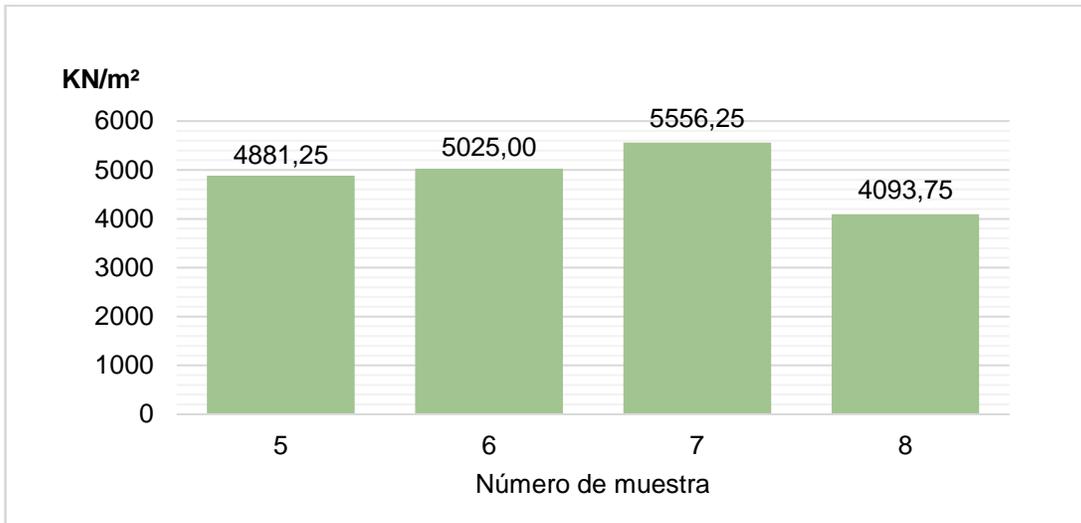
En las figuras 31 y 32 se muestran los diagramas comparativos para las muestras realizadas con la compactación 2. La figura 31 muestra el esfuerzo alcanzado al 10 % de la relación S/B, mientras que la figura 32 muestra el esfuerzo alcanzado al 47.5 % de la relación S/B.

Figura 29. **Diagrama comparativo entre muestras de compactación 2, esfuerzos máximos al 10 % de relación S/B**



Fuente: elaboración propia, realizado con Microsoft Excel

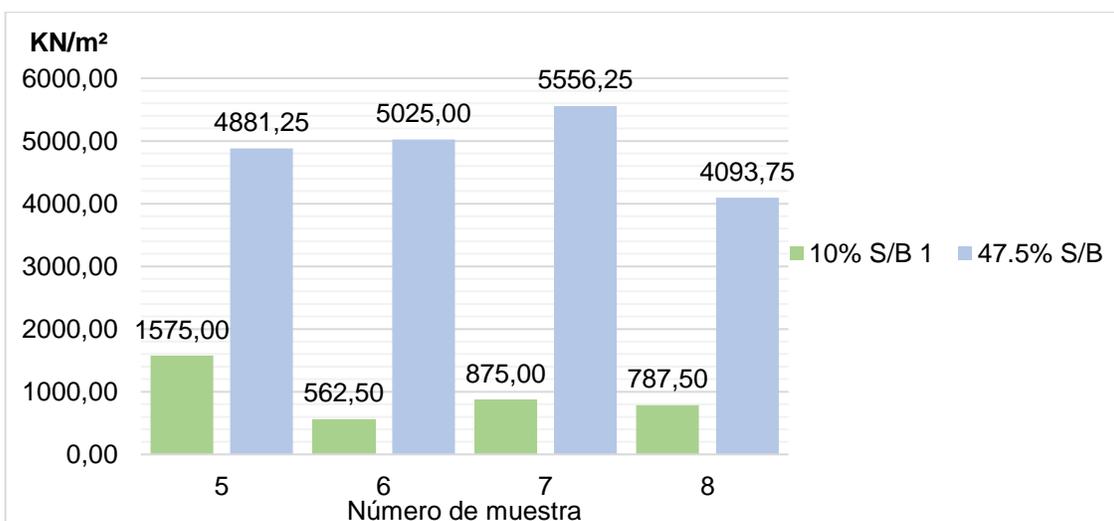
Figura 30. Diagrama comparativo entre muestras de compactación 2, esfuerzos máximos al 47.5 % de relación S/B



Fuente: elaboración propia, realizado con Microsoft Excel

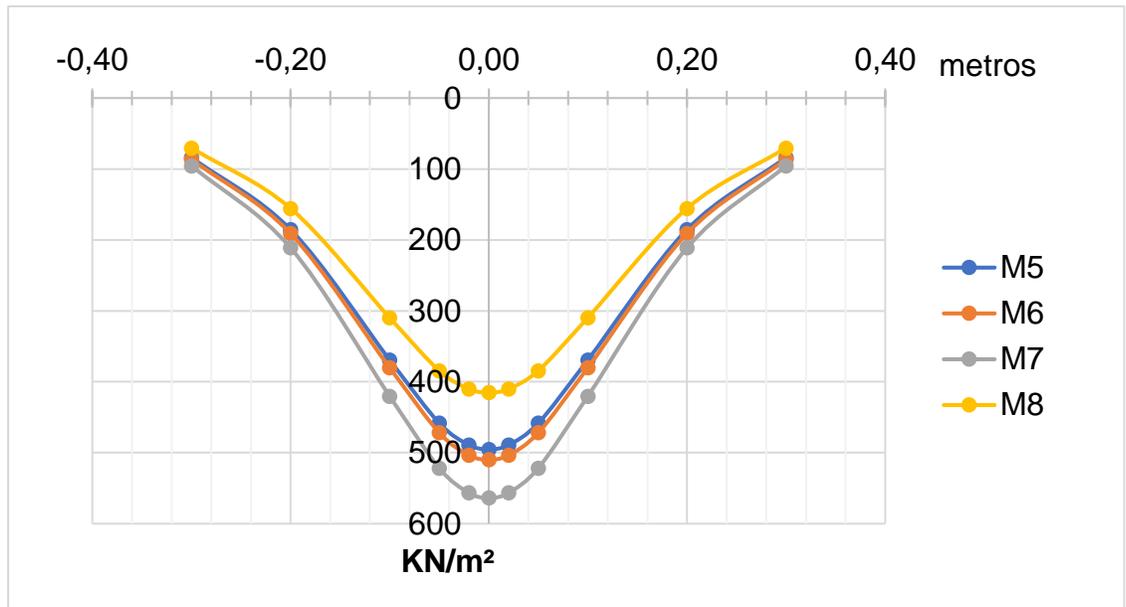
La figura 33 muestra la comparación entre las muestras 5 al 8 del grupo de compactación 2.

Figura 31. Diagrama comparativo entre muestras de compactación 2, esfuerzos máximos al 10 % y 47.5 % de relación S/B



Fuente: elaboración propia, realizado con Microsoft Excel

Figura 32. **Diagrama comparativo entre distribución de esfuerzos a 25 cm de profundidad de la muestra experimental, esfuerzos al 47.5 % de S/B para muestras 5 a 8**



Fuente: elaboración propia, realizado con Microsoft Excel

- Resultados obtenidos de valor BCR

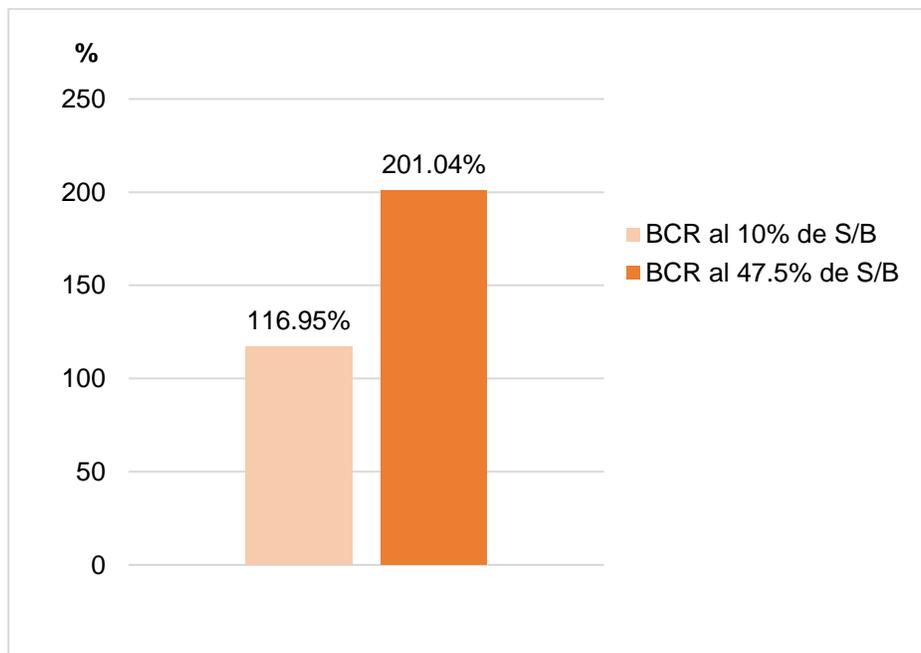
De las muestras 1 y 2 del grupo de compactación 1, se realizó un promedio para estimar la capacidad media de dichas muestras, este valor se estableció como la capacidad soporte sin geomallas.

Las muestras 3 y 4, también del grupo de compactación 1, se promediaron para estimar la capacidad soporte media de la muestra de suelo estabilizada con geomallas.

En la figura siguiente se muestran los resultados en forma de diagrama comparativo, de manera porcentual, se presenta el aumento obtenido en la

capacidad soporte del material estabilizado con geomallas respecto al material sin geomallas, tanto para la relación 10 % como para 47.5 % de S/B.

Figura 33. **Diagrama comparativo entre la relación de capacidad de carga de suelo estabilizado con geomallas y la capacidad soporte de un suelo sin geomallas**



Fuente: elaboración propia, realizado con Microsoft Excel

Resultados de cargas aplicadas y deformaciones en las muestras de suelo.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de los ensayos experimentales a compresión para cada muestra.

Tabla III. **Resultados de ensayo a compresión, muestra 1**

<b>Deformación (mm)</b>	<b>Carga (KN)</b>
0	0
0.49	0.3
0.98	0.5
1.47	0.65
1.96	0.8
2.45	1
2.94	1.12
3.43	1.3
3.92	1.35

Fuente: elaboración propia.

Tabla IV. **Resultados de ensayo a compresión, muestra 2**

<b>Deformación (mm)</b>	<b>Carga (KN)</b>
0	0
2.2	1.1
4.4	1.7
6.6	2.08
8.8	2.41
11	2.75
13.2	3
15.4	3.2
17.6	3.38

Fuente: elaboración propia.

Las tablas III y IV muestran la información para los ensayos realizados sin ninguna geomalla, fue utilizado el método de compactación 1.

Tabla V. **Resultados de ensayo a compresión, muestra 3**

<b>Deformación (mm)</b>	<b>Carga (KN)</b>
0	0
2.2	1.2
4.4	2.2
6.6	2.88
8.8	3.44
11	4.24
13.2	5.06
15.4	5.76
17.6	6.38

Fuente: elaboración propia.

Tabla VI. **Resultados de ensayo a compresión, muestra 4**

<b>Deformación (mm)</b>	<b>Carga (KN)</b>
0	0
2.2	0.35
4.4	1.25
6.6	1.95
8.8	2.88
11	3.84
13.2	4.8
15.4	5.76
17.6	6.48

Fuente: elaboración propia.

Las tablas V y VI muestran la información para los ensayos realizados con 3 geomallas, fue utilizado el método de compactación 1.

Tabla VII. **Resultados de ensayo a compresión, muestra 5**

<b>Deformación (mm)</b>	<b>Carga (KN)</b>
0	0
2.2	0.65
4.4	2.92
6.6	4.86
8.8	5.89
11	6.52
13.2	6.98
15.4	7.34
17.6	7.58

Fuente: elaboración propia.

Tabla VIII. **Resultados de ensayo a compresión, muestra 6**

<b>Deformación (mm)</b>	<b>Carga (KN)</b>
0	0
2.2	0.16
4.4	1.1
6.6	2.88
8.8	4.64
11	5.76
13.2	6.52
15.4	7.05
17.6	7.65

Fuente: elaboración propia.

Las tablas VII y VIII muestran la información para los ensayos realizados con 1 geomalla, fue utilizado el método de compactación 2.

Tabla IX. **Resultados de ensayo a compresión, muestra 7**

<b>Deformación (mm)</b>	<b>Carga (KN)</b>
0	0
2.2	0.33
4.4	1.44
6.6	3.24
8.8	4.86
11	5.98
13.2	6.7
15.4	7.56
17.6	8.55

Fuente: elaboración propia.

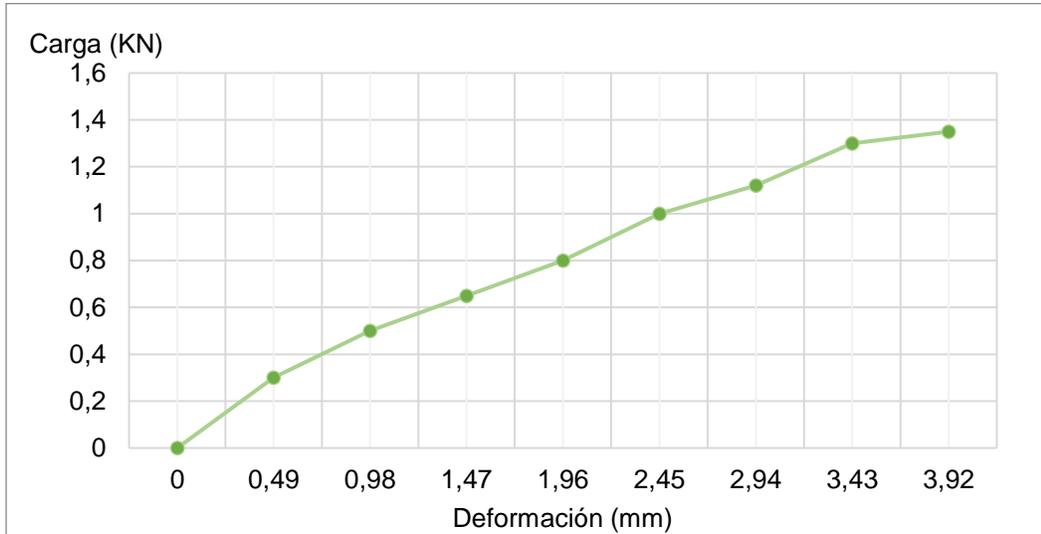
Tabla X. **Resultados de ensayo a compresión, muestra 8**

<b>Deformación (mm)</b>	<b>Carga (KN)</b>
0	0
2.2	0.67
4.4	1.54
6.6	2.49
8.8	3.64
11	4.48
13.2	5.11
15.4	5.74
17.6	6.16

Fuente: elaboración propia.

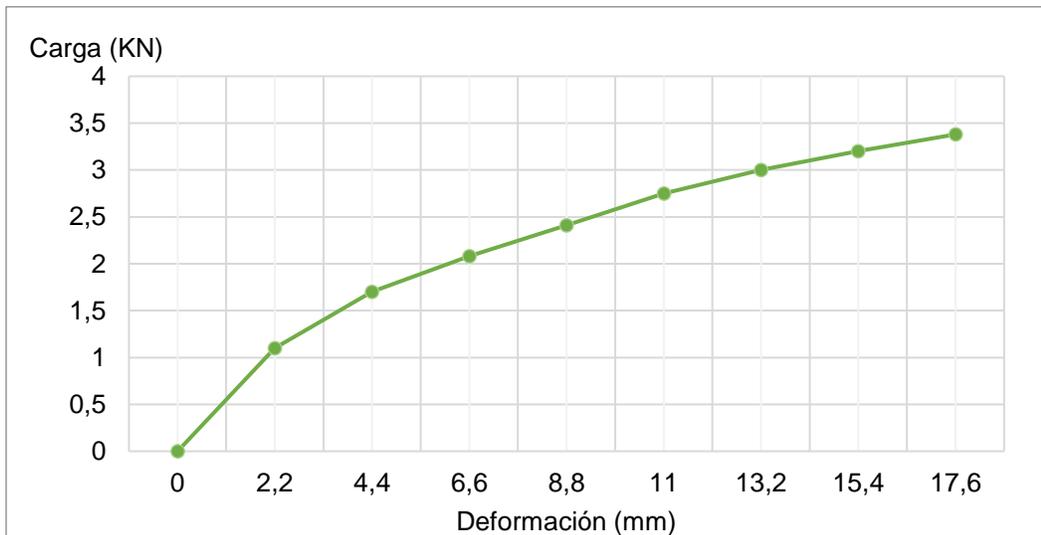
Las tablas IX y X muestran la información para los ensayos realizados con 2 geomallas, fue utilizado el método de compactación 2.

Figura 34. **Diagrama ensayo a compresión, muestra 1**



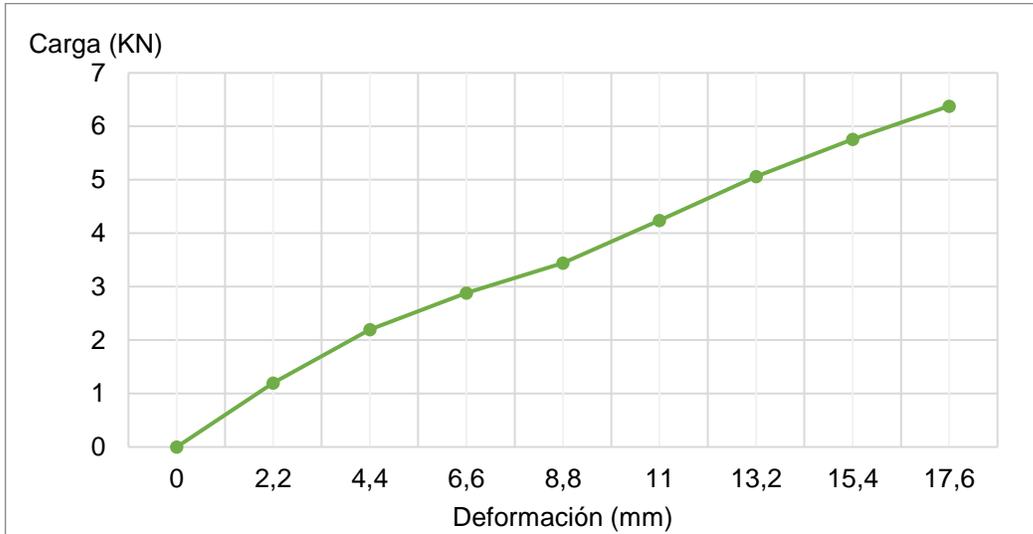
Fuente: elaboración propia, realizado con Microsoft Excel

Figura 35. **Diagrama ensayo a compresión, muestra 2**



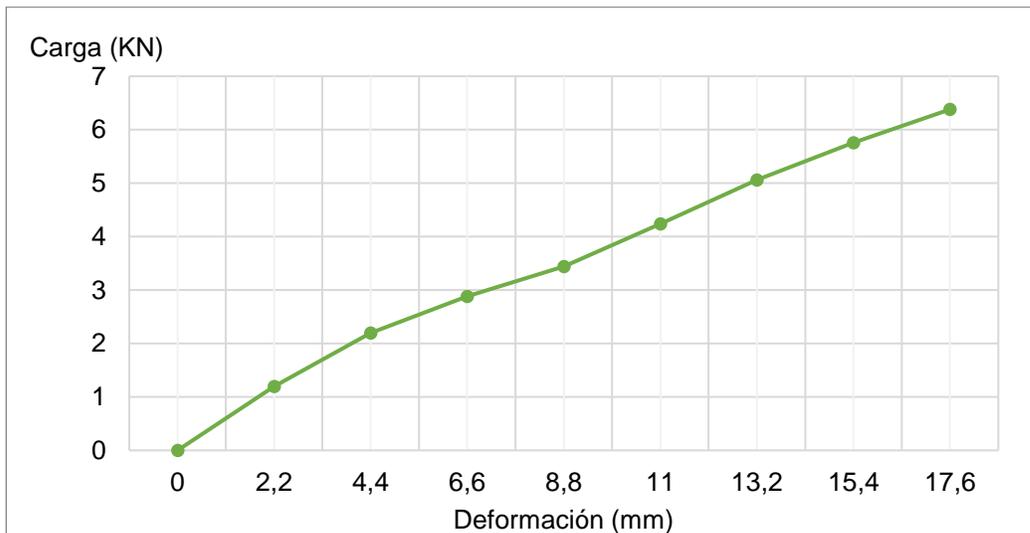
Fuente: elaboración propia, realizado con Microsoft Excel

Figura 36. **Diagrama ensayo a compresión, muestra 3**



Fuente: elaboración propia, realizado con Microsoft Excel

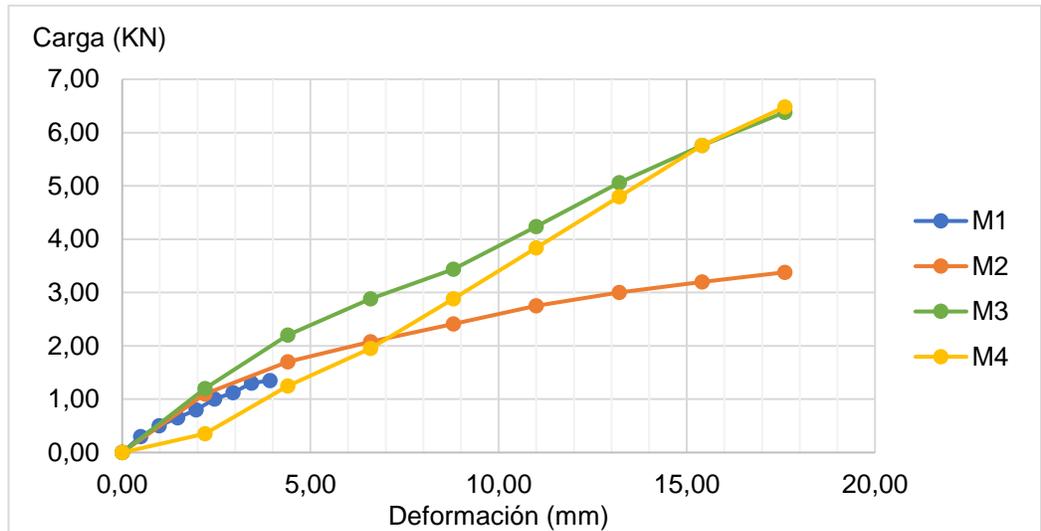
Figura 37. **Diagrama ensayo a compresión, muestra 4**



Fuente: elaboración propia, realizado con Microsoft Excel

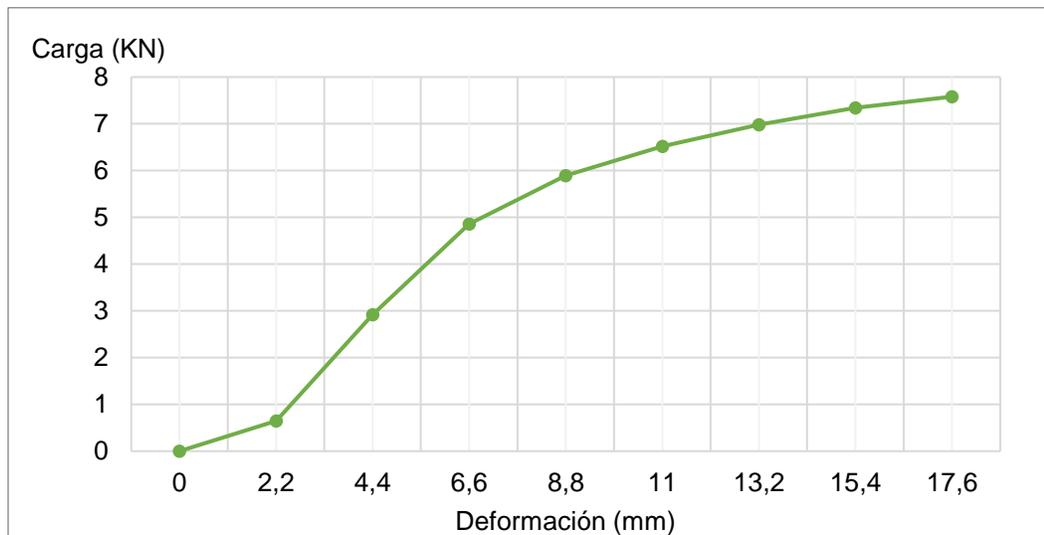
Figura 38. Diagrama comparativo ensayo a compresión, muestras 1, 2, 3 y

4



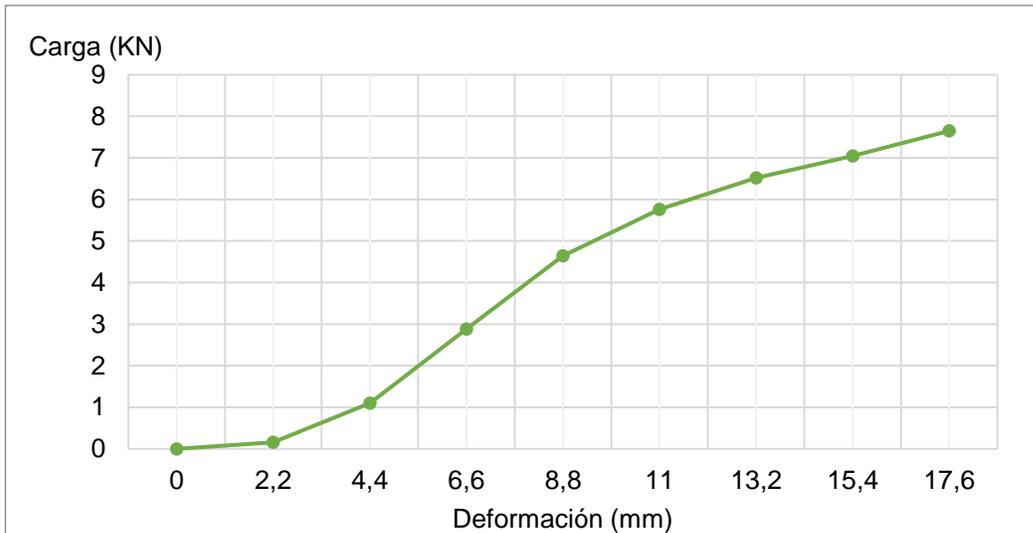
Fuente: elaboración propia, realizado con Microsoft Excel

Figura 39. Diagrama de ensayo a compresión, muestra 5



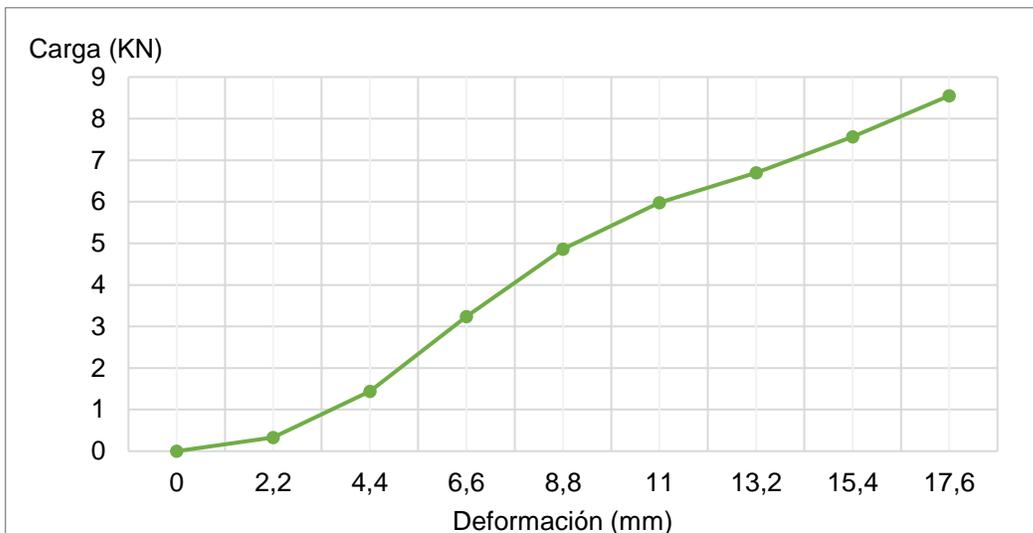
Fuente: elaboración propia, realizado con Microsoft Excel

Figura 40. **Diagrama ensayo a compresión, muestra 6**



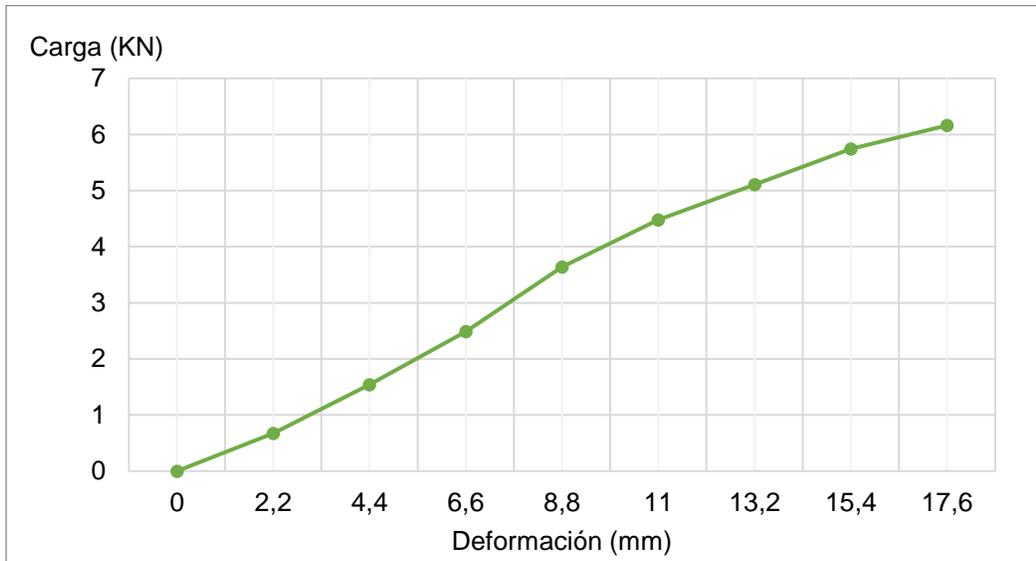
Fuente: elaboración propia, realizado con Microsoft Excel

Figura 41. **Diagrama de ensayo a compresión, muestra 7**



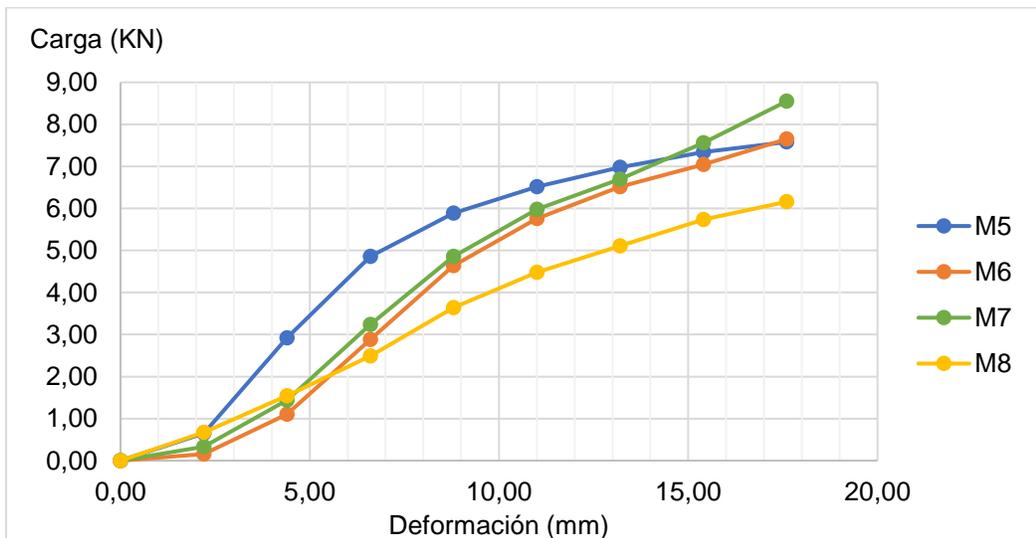
Fuente: elaboración propia, realizado con Microsoft Excel

Figura 42. **Diagrama de ensayo a compresión, muestra 8**



Fuente: elaboración propia, realizado con Microsoft Excel

Figura 43. **Diagrama comparativo ensayo a compresión, muestras 5, 6, 7 y 8**



Fuente: elaboración propia, realizado con Microsoft Excel

Los diagramas mostrados anteriormente presentan el comportamiento del suelo bajo cargas a compresión. Las fallas que se presentaron en las muestras de suelos fueron de dos tipos: falla de corte general y falla por punzonamiento.

Figura 44. **Aplicación de carga a compresión, sobre muestra 2**

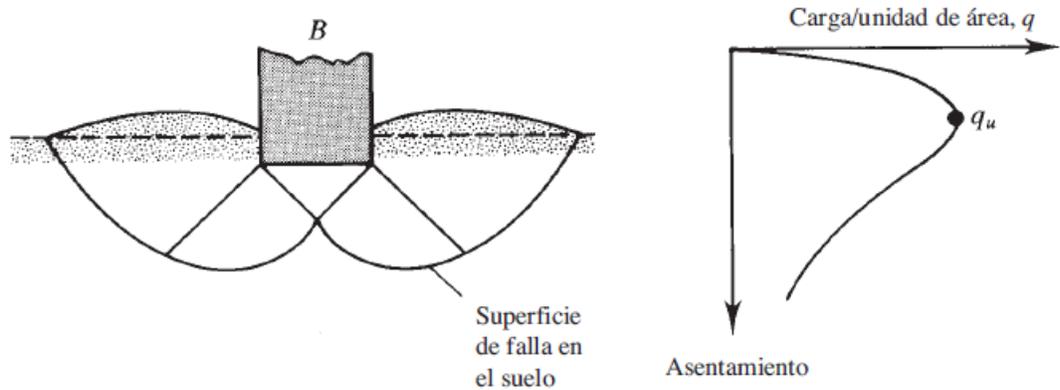


Fuente: [EXP8, Mejía]. (Ciudad de Guatemala, 2021). Colección particular, archivo digital.

Cuando una carga aplicada a un suelo llega a ser la carga máxima que el suelo puede soportar, en el suelo puede suceder una falla repentina, este tipo de falla se llama falla de corte general (Das, 2015).

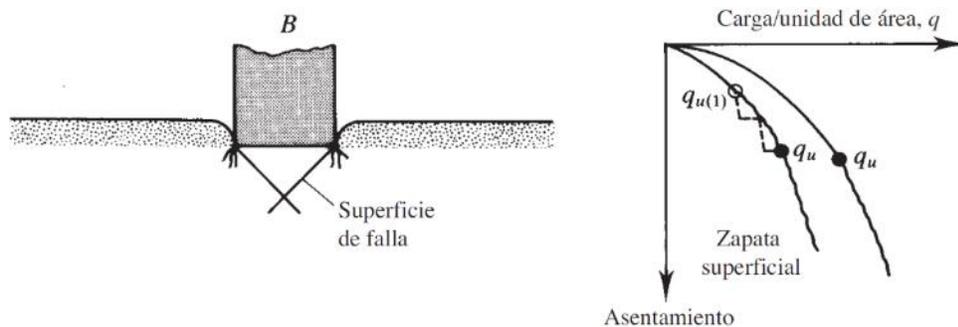
Las fallas por punzonamiento presentan graficas bastante lineales de carga vs deformación, este tipo de fallas no muestran líneas de falla en la superficie del terreno (Das, 2015).

Figura 45. **Falla de corte general**



Fuente: Das, (2015), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*

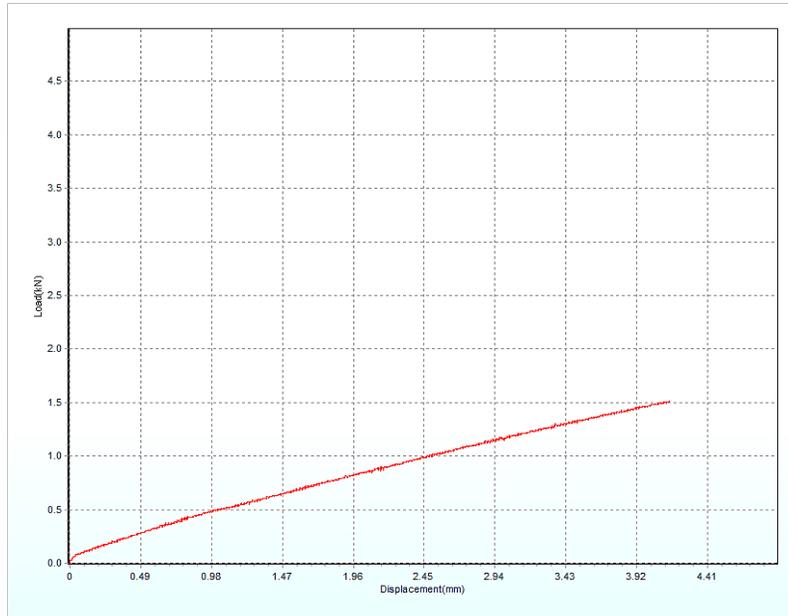
Figura 46. **Falla por punzonamiento**



Fuente: Das, (2015), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*

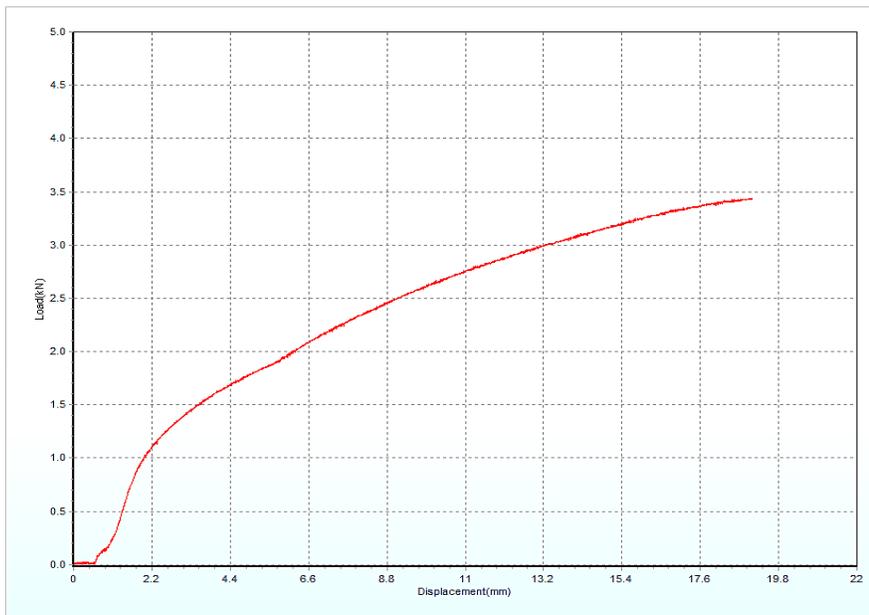
El equipo utilizado para los ensayos proporcionó diagramas con una exactitud de 0.1 mm de lectura de deformación y una aplicación de carga de con aumentos de 0.1 KN. Con estas graficas se puede establecer el tipo de falla obtenida para cada muestra.

Figura 47. Diagrama detallado carga vs deformación, muestra 1



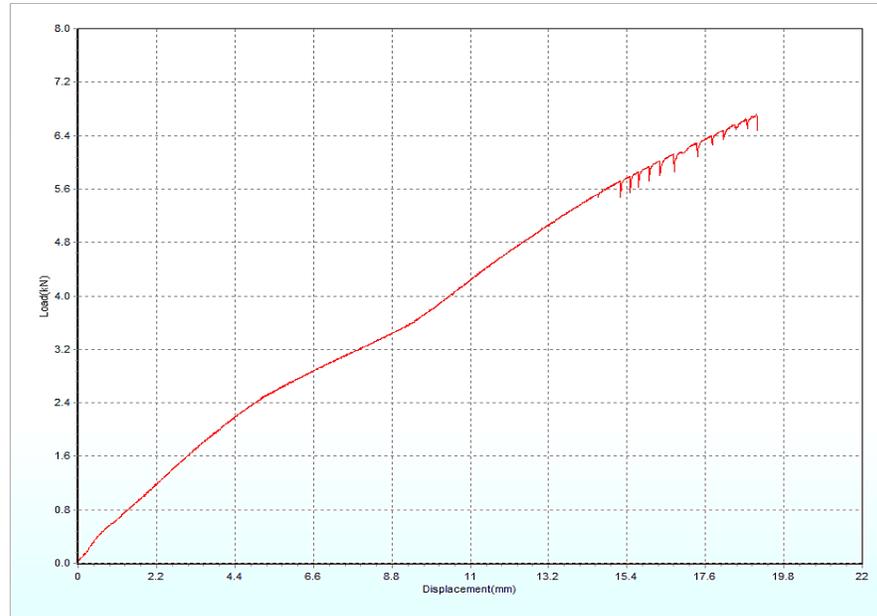
Fuente: elaboración propia.

Figura 48. Diagrama detallado carga vs deformación, muestra 2



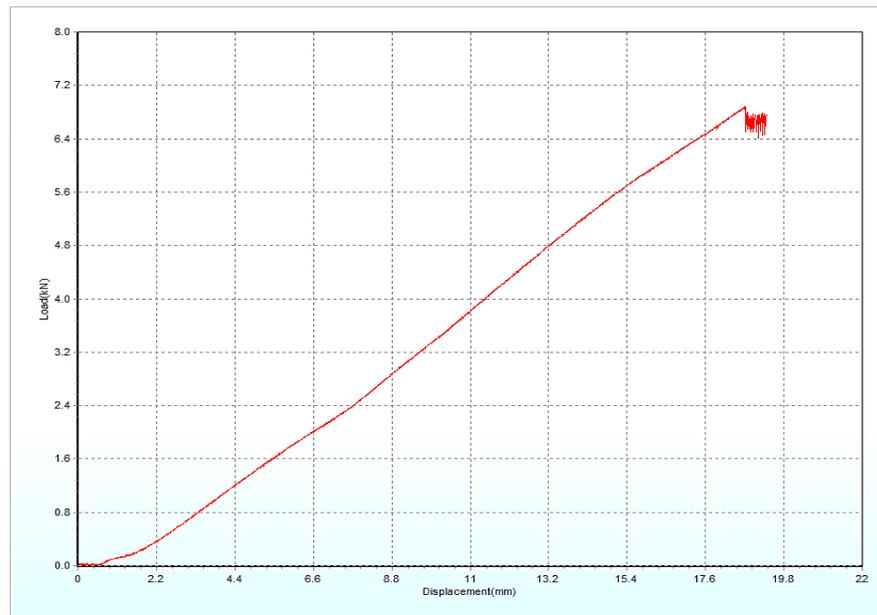
Fuente: elaboración propia.

Figura 49. Diagrama detallado carga vs deformación, muestra 3



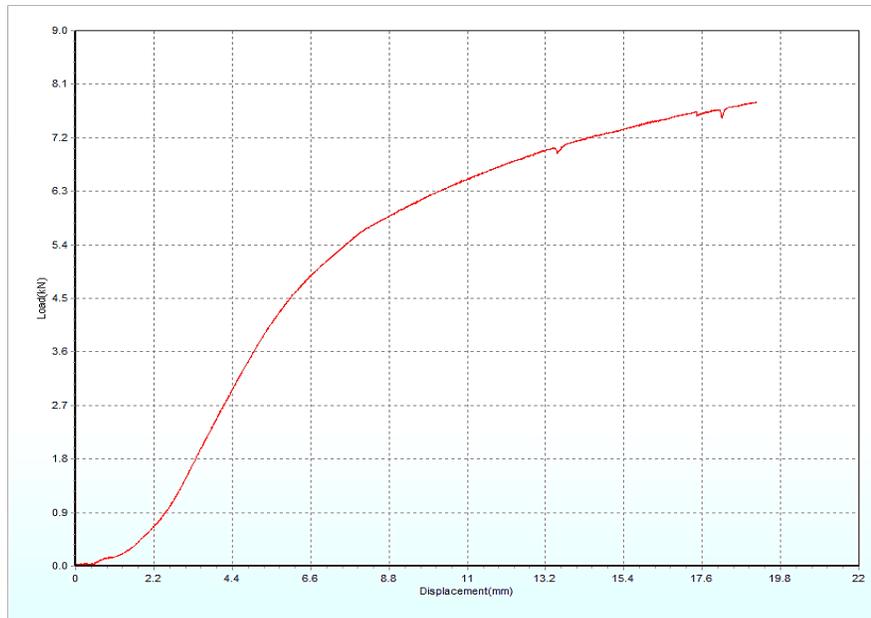
Fuente: elaboración propia.

Figura 50. Diagrama detallado carga vs deformación, muestra 4



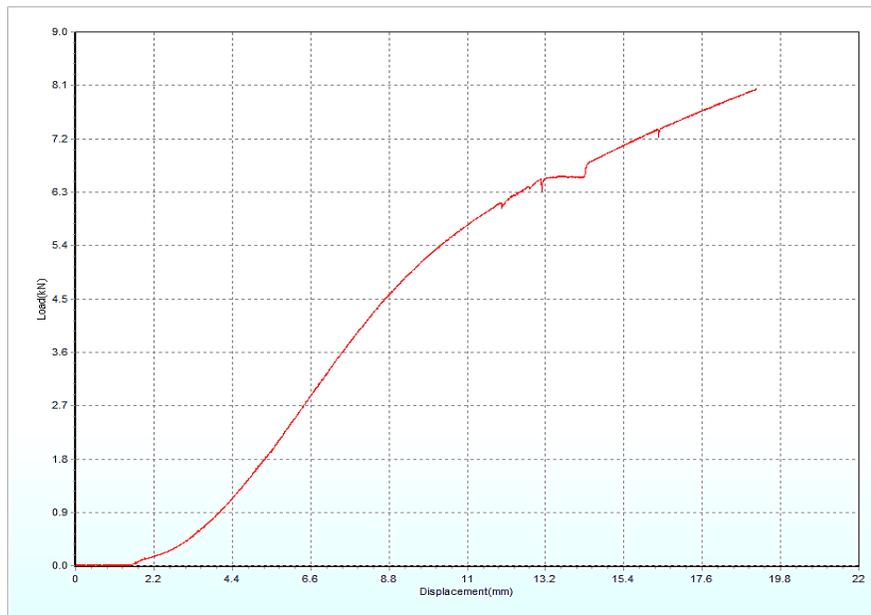
Fuente: elaboración propia.

Figura 51. Diagrama detallado carga vs deformación, muestra 5



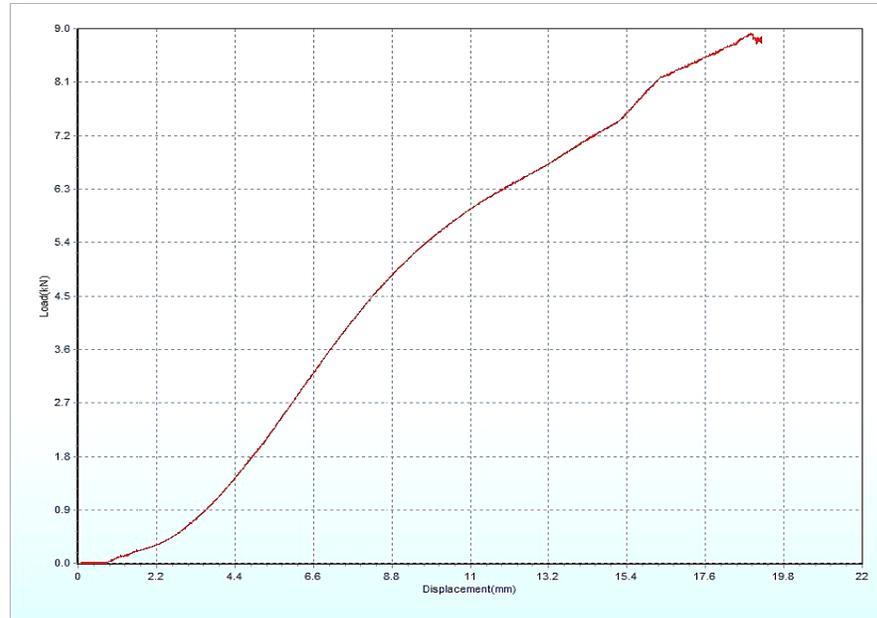
Fuente: elaboración propia.

Figura 52. Diagrama detallado carga vs deformación, muestra 6



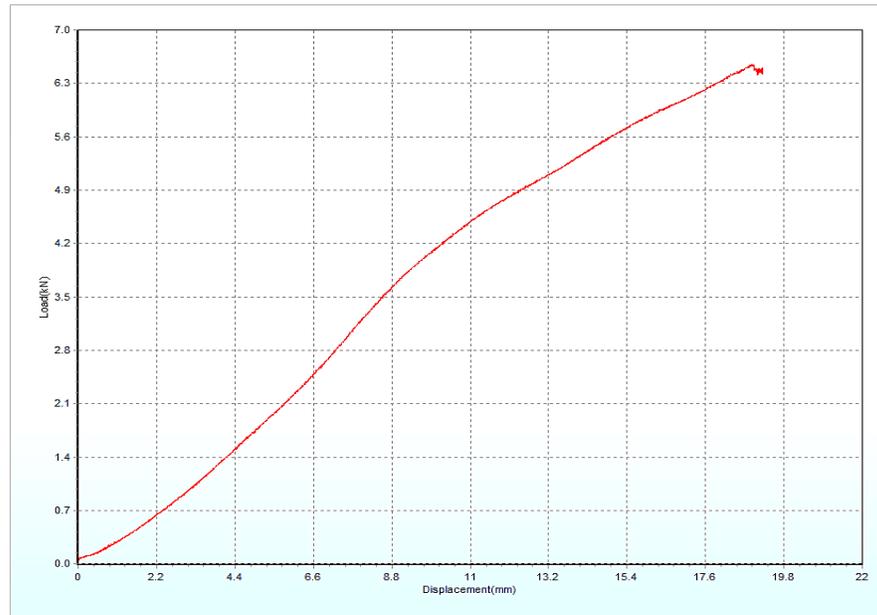
Fuente: elaboración propia.

Figura 53. Diagrama detallado carga vs deformación, muestra 7



Fuente: elaboración propia.

Figura 54. Diagrama detallado carga vs deformación, muestra 8



Fuente: elaboración propia.



## 6. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Los resultados experimentales obtenidos, fueron analizados tomando en cuenta que existen factores que probablemente influyeron en los resultados y que afectan su interpretación, siendo estos:

- La homogeneidad de los materiales: la muestra de suelo utilizada se tamizó y limpió de material orgánico, sin embargo, es posible que haya residuos de partículas orgánicas en la muestra ensayada. La cantidad de agua (porcentaje de humedad) de las muestras de suelo también es un factor que pudiese haber afectado la homogeneidad de la muestra. La geomalla, por ser un material industrializado que cumple con normativas estandarizadas, no presenta esta característica que si posee un suelo.
- Compactación de las muestras de suelo: la energía de compactación utilizada en las muestras de suelo se aplicó de manera manual, por esta razón es probable que algunas capas hayan tenido mayor o menor grado de compactación. Para evitar que las variaciones fuesen grandes, el proceso de compactación se realizó con un martillo de Proctor modificado, contando la cantidad de golpes que se le dieron a cada capa.
- Tabulación y toma de registros de manera manual: los registros manuales se llevaron a cabo en tiempo real, por lo tanto, es posible que algunos datos tengan discrepancias con respecto a los diagramas

elaborados por el equipo de cómputo del laboratorio. Se revisaron tanto los diagramas manuales como los computarizados para establecer que el comportamiento de los diagramas fuese similar uno con otro.

- Resumen de modelo de ensayo experimental

Como se ha presentado en los capítulos anteriores, se elaboraron ocho muestras de 0.30 m x 0.40 m x 0.50 m (ancho, largo y alto respectivamente). Después, se dividieron en dos grupos, el grupo uno fue denominado compactación 1, mientras que el grupo dos fue denominado como compactación 2. En el grupo 1 se compararon directamente dos configuraciones de ensayos, la muestra de suelo sin geomallas y la muestra de suelo estabilizada con tres geomallas. De cada configuración se realizaron dos muestras iguales. Del mismo modo, en el grupo 2 se compararon solamente las muestras de suelo con una geomalla y las muestras de suelo con dos geomallas. Las tablas I y II presentan la información de forma detallada.

- Ensayos a compresión

De acuerdo con la figura 27, cuando se alcanza un 10 % de la relación S/B (donde S es el asentamiento del cimiento y B es ancho del cimiento) la muestra 3, presenta un incremento de la capacidad del 42 % con respecto a la muestra 2. Este dato refleja una clara mejoría de la capacidad soporte del suelo al estabilizarse con geomallas.

La muestra 4, presenta un decremento de la capacidad del 7.14 % con respecto a la muestra 1. Se puede determinar que este resultado es producto

de un posible reordenamiento de partículas de suelo dentro de la muestra 4 ensayada.

Para obtener una mayor cantidad de información, se procedió con la aplicación de carga a compresión hasta llegar a un 47.5 % de la relación S/B, este valor de relación S/B equivale a enterrar por completo la platina utilizada en los ensayos. Con estos datos se pudo interpretar de mejor forma el comportamiento de cada muestra de suelo.

La figura 28 representa la comparación entre las muestras uno a cuatro, se aplicó la carga a compresión hasta llegar al 47.5 % de la relación S/B. En este diagrama se puede apreciar que si existe un aumento significativo de la resistencia a compresión de las muestras que han sido estabilizadas con geomallas, aproximadamente se duplica la capacidad.

La figura 29 muestra la comparación de todas las muestras, tanto con la aplicación del 10 % como del 47.5 % de la relación S/B. en este diagrama se aprecia que la resistencia a compresión si aumenta cuando el suelo es deformado hasta enterrar por completo la platina de acero del ensayo la cual transmitió las cargas a compresión hacia la muestra de suelo.

Después de establecer la mejoría de la capacidad soporte de los suelos estabilizados con 3 capas de geomallas, se procedió, de manera complementaria, a ensayar el grupo de compactación 2. El objetivo fue establecer las diferencias puntuales entre estabilizar un suelo con 1 y 2 capas de geomallas.

La figura 31 muestra los resultados entre las muestras de compactación al 10 % de la relación S/B. La muestra 5 presenta un aumento considerable de la capacidad de carga con respecto a las muestras 6 a 8. La figura 32 muestra el comportamiento final de las muestras de la compactación 2, en esta figura se muestra que, aunque la muestra 5 tuvo un comportamiento mejor al 10 % del S/B, al llegar al valor último medido de carga, mantuvo un valor inferior al de la muestra 7.

- Diagramas de distribución de esfuerzos

Los diagramas de distribución de esfuerzos (figuras 30 y 34) se utilizan para analizar el comportamiento del subsuelo cuando este es cargado con cargas superficiales. Estos diagramas se analizan a partir de una profundidad preestablecida. En este trabajo se utilizó una profundidad de 25 cm. A esta profundidad las cargas aplicadas se han disipado hasta llegar a un 10 % de la carga superficial aplicada sobre la muestra de suelo. Lo que indican estos diagramas es de que las muestras de suelo estabilizadas con geomallas son capaces de soportar mayores esfuerzos en el subsuelo comparado con las muestras sin geomallas, manteniendo el asentamiento del suelo constante en todas las pruebas.

- Resultados de BCR

Para poder determinar un parámetro de mejoría de la capacidad soporte del suelo, de manera experimental, se calculó el valor del BCR. La figura 35 muestra el mejoramiento en porcentaje, de la capacidad soporte, tanto para el 10 % como para el 47.5 % de la relación S/B. Con respecto a estos resultados, se puede apreciar que el mejoramiento de la capacidad al 10 % de S/B

aumenta a un 116.95 % cuando la muestra de suelo se estabiliza con 3 capas de geomallas, usando la misma energía de compactación, aumenta 201.04 % al 47.5 % de S/B. Estas diferencias de mejoría en la capacidad pueden ser ocasionadas debido a que utilizando solamente 10 % del S/B las lecturas de deformación son muy pequeñas, por lo que al momento de colocar la platina sobre la muestra de suelo las primeras lecturas de deformación correspondieron a un reacomodo de la platina en contacto con el suelo.

En capítulos anteriores se ha definido el BCR. El diagrama de la figura 35 presenta los valores de BCR para una relación de 10 y 47.5 % de S/B. Para poder establecer una mejoría en la capacidad soporte del suelo es necesario que el valor de BCR sea mayor al 100 %. La diferencia entre ambos valores de BCR es de 84.09 %. Esta diferencia se debe a que el BCR al 10 % de S/B presenta menos información del comportamiento a compresión de las muestras de suelo. La mayoría de las tablas de carga-deformación obtenidas a través de las lecturas del aparato de laboratorio muestran que al inicio de todas las muestras existe un reacomodo de partículas del suelo, lo cual se traduce en deformaciones grandes bajo cargas relativamente pequeñas. Después del reacomodo del suelo, la relación carga-deformación cambia, permitiendo que el suelo soporte mayor carga, reduciendo las deformaciones ante la misma.

- Diagramas de ensayos a compresión

Los diagramas de ensayos a compresión son útiles para poder establecer las posibles causas de falla en el suelo. Es importante notar que las gráficas realizadas con la información de las tablas III a la X muestra una cantidad limitada de puntos. Cada punto de control se tomó a 2.2 mm de deformación.

Con estas graficas se puede establecer el comportamiento general del suelo durante la aplicación de la fuerza a compresión, sin embargo, se dificulta analizar el punto de falla y el tipo de falla ocasionado en el suelo. De las figuras 36 a 45 se puede observar que las muestras que tienen geomallas aumentan la pendiente de la curva, lo que se traduce en mayor carga aplicada y una menor deformación del suelo.

- Análisis de fallas del suelo en los ensayos a compresión

Para poder analizar de forma más precisa los tipos de fallas obtenidos en los experimentos a compresión, se analizaron las gráficas obtenidas por la máquina del laboratorio de CONLAB S.A. La máquina utilizada fue una maquina universal WAW-1000B de C-Tech Laboratory, esta máquina es capaz de realizar mediciones de deformaciones a cada 0.10 mm y aumentos de carga de 0.10 KN a una velocidad de 0.50 mm/min.

La muestra uno se representa por la figura 49, en esta grafica se presenta la curva de carga vs deformación hasta una deformación de 4 mm. Con esta información no es posible establecer la falla del suelo de esta muestra.

La muestra dos corresponde a la figura 50, en esta grafica la lectura ultima de deformación fue de 19 mm, esta grafica muestra un reacomodo del suelo en el rango de 0 a 0.66 mm de deformación. Después presenta una curva ascendente que mantiene una pendiente constante desde 0.66 hasta los 1.76 mm en el eje X. Finalmente de 5.72 mm a 19 mm de deformación mantiene una curva uniforme que se asemeja a una falla por punzonamiento.

La muestra tres, se presenta en la figura 51, esta grafica no presenta reacomodo de partículas al inicio de la curva. Conforme va aumentando la carga, la capacidad del suelo de resistir la compresión disminuye, por lo que aumentan los desplazamientos del suelo hasta llegar a un punto de inflexión en el punto 9.76 del eje X, a partir de este punto la curva presenta una pendiente mayor, hasta llegar al punto 15.18 del eje X, donde se muestra una falla del suelo de manera súbita, inmediatamente después de esta falla, el suelo se reacomoda eliminando vacíos, lo que permite continuar con el aumento de carga del suelo hasta llegar a una deformación final de 19 mm.

La figura 52 presenta los resultados de la muestra cuatro, el comportamiento de este suelo presenta al inicio de la gráfica un reacomodo de partículas seguido de un comportamiento lineal hasta llegar a una falla súbita, con la cual el suelo ya no fue capaz de soportar aumentos de carga.

La muestra cinco corresponde a la figura 53, el comportamiento de esta muestra presenta una curva con una pendiente bastante pronunciada en el rango de 0 a 7.92 mm del eje X. inmediatamente después, ocurre un punto de inflexión, este comportamiento es típico de una falla por punzonamiento. Finalmente, el suelo sufre reacomodo de partículas en los puntos 13.64, 17.38 y 18.12 del eje X.

La muestra seis corresponde a la figura 54. Esta muestra presenta un comportamiento similar a la muestra 5, con la diferencia de que existe un mejoramiento notable de la capacidad de carga con respecto a la lectura de deformación en el punto 14.52 del eje X de la gráfica. El aumento de carga sin presencia de aumento de deformación pudo deberse a algún reacomodo en las

partículas de suelo dentro del molde de la muestra que mejoró de forma significativa la capacidad a compresión del suelo.

Del mismo modo que con la muestra seis, en la muestra siete existe una curva típica en los primeros puntos de la gráfica, la cual es representada por figura 55. En el punto 15.4 del eje X, existe un punto de inflexión con lo que existe un aumento de la capacidad de carga del suelo, hasta llegar a una falla súbita, llegando a una carga máxima de 8.89 KN, la carga máxima registrada en este trabajo. Se debe notar que esta muestra se preparó con una compactación al 88 % del Proctor modificado y dos capas de geomallas.

La muestra ocho, que se presenta en la figura 56 presenta una falla por cortante general. El desarrollo de la curva de carga vs deformación de esta grafica es similar a la muestra siete, con la que comparte la misma configuración tanto de cantidad de geomallas como de porcentaje de compactación del suelo.

- Análisis de resultados en base a porcentaje de compactación

Anteriormente se ha presentado que el grupo 1 (compactación 1) mantuvo una compactación del 50 % del Proctor modificado, mientras que el grupo 2 (compactación 2) de 88 %. Lo correcto es comparar cada grupo de manera individual, debido a que la compactación si es un factor que influye directamente en la capacidad soporte de un suelo. Sin embargo, se puede analizar de manera general que las muestras de suelo compactadas con un mayor grado de compactación respecto al Proctor modificado presentan valores superiores de capacidad soporte, incluso habiendo tenido una menor cantidad de geomallas en cada muestra.

## CONCLUSIONES

1. Las arenas limosas si presentaron una mejoría en la capacidad soporte al ser estabilizadas con geomallas, comparado con una muestra del mismo suelo, pero sin geomallas. La capacidad soporte aumentó hasta un 201.04 % respecto a la muestra sin refuerzo.
2. El modelo experimental a escala fue construido, tomando en cuenta el espacio disponible para poder colocar la muestra dentro de la maquina a compresión utilizada, así como para soportar el peso máximo de cada muestra con la totalidad del suelo dentro del molde.
3. Se estableció que las variables que afectaron la capacidad soporte de las muestras de suelo estabilizadas con geomallas fueron: la distribución granulométrica del suelo, el grado de compactación del suelo, el espaciamiento de las geomallas y la cantidad de geomallas utilizadas por cada muestra de ensayo.
4. Para estabilizar un suelo con geomallas en una cimentación superficial, se determinaron los siguientes parámetros y condiciones: la carga estimada que será aplicada al suelo estabilizado con geomallas, las propiedades mecánicas y físicas del suelo que será utilizado como relleno, las propiedades mecánicas de la geomalla y la configuración geométrica, tanto en espaciamiento, como en área de cobertura de las geomallas en el relleno de cimentación.

5. Las ventajas de la estabilización de suelos arenosos limosos con geomallas son: aumento de la capacidad soporte del suelo, reducción de asentamientos en el suelo, mejor distribución de las cargas hacia el subsuelo. Por otra parte, se determinó que sus desventajas fueron: una mayor vigilancia de la calidad en la granulometría del material de relleno que será utilizado, para no exceder el tamaño máximo de partículas de acuerdo al modelo de geomalla a utilizarse y que, se debe revisar el porcentaje de compactación de cada capa para poder obtener los beneficios en mejora de capacidad soporte del suelo y reducción de asentamientos.

## RECOMENDACIONES

1. Utilizar para los ensayos a compresión, equipo de compactación automatizado, a fin de reducir el tiempo de compresión de las muestras y mantener una mayor uniformidad de energía de en las capas de material.
2. Para futuros ensayos, realizar comparaciones de muestras de geomallas utilizando diferentes configuraciones de posicionamiento, e incluso, utilizar diferentes tipos de geomallas para realizar las comparaciones.
3. Realizar mediciones hasta la falla del suelo, de esta forma es posible analizar de mejor forma los incrementos de la capacidad soporte del suelo, dado que esta investigación se basó en modelos de ensayo a escala reducida.
4. Revisar al momento de realizar los ensayos a compresión, que la superficie de la muestra se encuentre correctamente nivelada y compactada, de tal forma que al momento de aplicar las cargas verticales el reacomodo de partículas de suelo sea el menor posible.
5. Para evitar fallas abruptas en las muestras de ensayo y poder obtener curvas de comportamiento de las muestras con mayor cantidad de información, aplicar las cargas a compresión a una velocidad igual o inferior a 1mm/min de deformación.



## REFERENCIAS

1. Alvarado, G. D., y Herrera, I. R. (2001). *Mapa Fisiográfico-Geomorfológico de la República de Guatemala*. Guatemala.
2. Bera, K., y Dalal, A. (2018). *Bearing Capacity of Square Footing on Reinforced with Single Layer Woven Geotextile*. International Journal of Engineering and Advanced Research Technology.
3. Binquet, J., y Lee, K. (1975). *Bearing Capacity Tests on Reinforced Earth* Mass. J. Geotech.
4. Boussinesq, J. (1883). *Application des Potentials a L'Etude de L'Equilibre et du Mouvement des Solides*. Villars, Paris.
5. Das, B. (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. México, D.F.: Cengage Learning Editores, S.A.
6. Das, B. (2017). *Shallow Foundations Bearing Capacity and Settlement*. Boca Raton: CRC Press, Taylor & Francis Group.
7. Dobie, M., Lees, A., Buckley, J., y Bhavsar, R. (2019). *Working platforms for tracked plant - BR 470 Guideline and a Revised Approach to Stabilisation Design with Multiaxial Hexagonal Geogrids*. Australia.

8. Egoavil, H. (2012). *Refuerzo de Cimentaciones Superficiales con Geosintéticos*. Madrid: Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas CEDEX.
9. Fosdick, J. C. (2005). *Field Guide to Guatemalan Geology*. Stanford, California: Department of Geological and Environmental Sciences, Stanford University.
10. Giroud, J. (2009). *An Assessment of the use of Geogrids in Unpaved Roads and Unpaved Areas*.
11. Huang, C., y Menq, F. (1997). *Deep Footing and Wide-Slab Effects on Reinforced Sandy Ground*. J. Geotech.
12. INSIVUMEH, I. (2017). *Zonas climáticas de Guatemala*.
13. Koerner, R. (2005). *Designing with Geosynthetics*. Pearson Prentice Hall.
14. Kumar, P. (2016). *Bearing Capacity of Strip Footing on Clay Soil Reinforced with Metal Strips and with Anchors*. Geotechnology Towards Global Standars.
15. Lutenegro, A., y Adams, M. (1998). *Bearing Capacity of Footings on Compacted Sand*. Massachusetts.
16. MAGA. (junio de 2003). <http://ideg.segeplan.gob.gt/geoserver/wms?service=wms>.  
Obtenido de <http://ideg.segeplan.gob.gt/geoportal/>.

17. Meyerhof, G. (1963). *Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations*.
18. Meyerhof, G., y Hanna, A. (1978). *Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Layered Soils Under Inclined Load*.
19. Pérez, C. (2009). *Estructura Geológica del Valle de la Ciudad de Guatemala Interpretada Mediante un Modelo de Cuenca por Distensión*. Guatemala: Revista Geológica de América Central.
20. Skempton, A. (1944). *Notes on the Compressibility of Clays*. Quarterly Journal of Geological Society, Londres, Vol C.
21. Terzaghi. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley, New York.
22. Terzaghi, K., Peck, R., y Mesri, G. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York: Jhon Wiley & Sons, INC.
23. Vesic. (1963). *Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand*.
24. Wood, D. (2004). *Geotechnical Modelling*. Bristol, UK. .
25. Yadu, L., y Tripathi, R. (2013). *Effect of the Length of Geogrid Layers in the Bearing Capacity Ratio of Geogrid Reinforced Granular Fill-soft Subgrade Soil System*. *Procedia, Social and Behavioral Sciences, Conference of Transportation Research Group of India*.



# ANEXOS

## Anexo 1. Granulometría y límites de Atterberg ASTM D 2487, ASTM D 4318 y ASTM D 6913



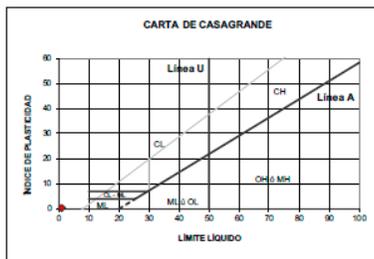
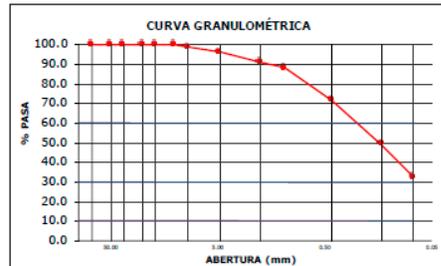
ORDEN DE TRABAJO: OM 630-1  
FECHA: 30/07/21  
IMPRESIÓN: 10/08/21

**CLIENTE:** Juan Diego Mejía Edelman  
**CONTACTO:** Juan Diego Mejía Edelman  
**MUESTRA:** Arena limosa con grava pómez  
**PROCEDENCIA:** Zona 17 Ciudad de Guatemala  
**PROYECTO:** Mejoramiento de la capacidad soporte y reducción de asentamientos en suelos blandos utilizando geomallas multidireccionales con arenas limosas provenientes de la Ciudad de Guatemala  
**DIRECCIÓN:** Zona 17 Ciudad de Guatemala

### GRANULOMETRÍA Y LÍMITES DE ATTERBERG

ASTM D2487 | ASTM D4318 | ASTM D6913

TAMIZ	ABERTURA (mm)	% ACUMULADO	
		Ret.	Pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.300	0.0	100.0
1 1/2"	38.100	0.0	100.0
1"	25.400	0.0	100.0
3/4"	19.050	0.0	100.0
1/2"	12.700	0.0	100.0
3/8"	9.525	1.1	98.9
Nº4	4.750	3.9	96.1
Nº10	2.000	8.8	91.2
Nº40	0.425	28.5	71.5
No.100	0.147	50.9	49.1
Nº200	0.075	67.5	32.5



USCS Clasificación:	
Grava %:	3.9
Arena %:	63.6
Finos %:	32.5
CU:	---
CC:	---
Gs:	NR
Límite Líquido:	NP
Límite Plástico:	NP
Índice de Plasticidad:	NP
<b>Clasificación SUCS:</b>	<b>ARENA LIMOSA SM</b>

Observaciones: Ninguna.

NR=No Requerido, NP=No Presente

Balduino Sasbin  
Técnico

*[Firma]*  
Ing. Víctor A. Gálvez Ochoa  
Colegiado 6269  
GERENTE DE LABORATORIO

CONLAB, S.A. - 10 Av. 16-86 "C" zona 11, Colonia Mariscal Guatemala - Tel. 2308-2921 - info@conlab.com.gt

Fuente: CONLAB, S.A. (2021)

## Anexo 2. Granulometría ASTM D 6913-04



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



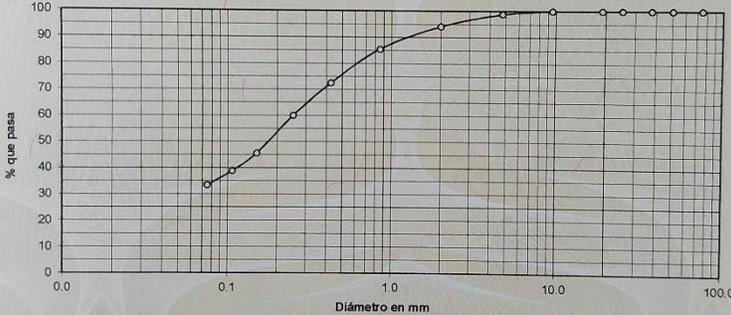
**USAC**  
TRICENTENARIA  
Universidad de San Carlos de Guatemala

---

Informe No.: 318 S.S.A.
O.T.: 40,879
No. 18990

Interesado: Juan Diego Mejía Edelman  
 Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico con tamices y lavado previo  
 Norma: ASTM D6913-04  
 Proyecto: MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD SOPORTE Y REDUCCIÓN DE ASENTAMIENTOS EN SUELOS  
 Ubicación: Zona 17, Ciudad de Guatemala  
 Fecha: jueves, 2 de septiembre de 2021

Análisis con Tamices:			Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura	% que pasa	Tamiz	Abertura	% que pasa
3"	75 mm	100.00	10	2.00 mm	94.18
2"	50 mm	100.00	20	850 µm	85.51
1 1/2"	37.5 mm	100.00	40	425 µm	72.48
1"	25 mm	100.00	60	250 µm	60.01
3/4"	19.0 mm	100.00	100	150 µm	45.59
3/8"	9.5 mm	99.99	140	106 µm	38.82
4	4.75 mm	98.81	200	75 µm	33.45



Descripción del suelo: Arena limosa color gris

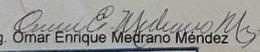
Clasificación:	S.C.U.: A-1-b	% de Grava: 1.19	D10: *
	P.R.A.: SM	% de Arena: 65.37	D30: *
		% de finos: 33.45	D60: 0.25 mm

Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.  
\* Diámetro efectivo no aplica.

Atentamente,

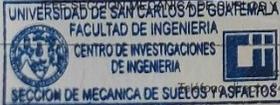
Vo.Bo.

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez



Ing. Teima Maricela Cano Morales







FACULTAD DE INGENIERIA -USAC-  
Emilio Beltranena, Ciudad Universitaria zona 12  
Tel: 2418-9115 y 2418-9121. Planta 2418-8000 Exts. 86253 y 86252  
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, Facultad de Ingeniería, USAC. (2021)

### Anexo 3. Límites de Atterberg AASHTO T-89 Y T-90



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**  
**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



---

INFORME No. 317 S.S.A.

O.T.: 40,879

No. 18989

Interesado: Juan Diego Mejía Edelman

Proyecto: MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD SOPORTE Y REDUCCIÓN DE ASENTAMIENTOS EN SUELOS

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG

Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Zona 17, Ciudad de Guatemala

FECHA: jueves, 2 de septiembre de 2021

**RESULTADOS:**

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	N.P.	N.P.	ML	Arena limosa color gris

(\*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.



Atentamente,

*Omar E. Medrano Méndez* Vo.Bo.  
 Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
 JEFE SECCIÓN MECÁNICA DE SUELOS Y ASFALTOS



*Telma Maricela Cano Morales*  
 Inga. Telma Maricela Cano Morales  
 DIRECTORA CII/USAC

---

FACULTAD DE INGENIERÍA -USAC-  
 Edificio Emilio Beltránena, Ciudad Universitaria zona 12  
 Teléfono directo 2418-9115 y 2418-9121. Planta 2418-8000 Exts. 86253 y 86252  
 Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, Facultad de Ingeniería, USAC. (2021)

Anexo 4. Densidad máxima seca y humedad óptima, Proctor modificado ASTM D 1557



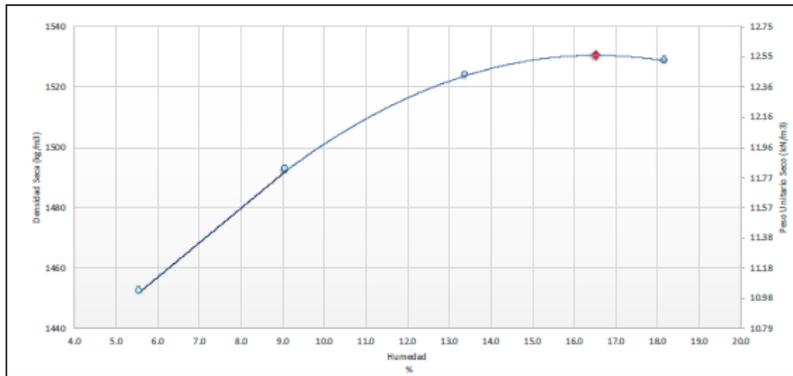
Orden de Trabajo: OM 630  
 Fecha de Ingreso: 2021/07/24  
 Fecha de Ensayo: 2021/07/27  
 Fecha de Impresión: 2021/07/28

<b>CLIENTE:</b>	Juan Diego Mejía Edelman
<b>CONTACTO:</b>	Juan Diego Mejía Edelman
<b>MUESTRA:</b>	Arena limosa con grava pómez
<b>PROCEDENCIA:</b>	Zona 17 Ciudad de Guatemala
<b>PROYECTO:</b>	Mejoramiento de la capacidad soporte y reducción de asentamientos en suelos blandos utilizando geomallas multidireccionales con arenas limosas provenientes de la Ciudad de Guatemala
<b>DIRECCIÓN:</b>	Zona 17 Ciudad de Guatemala

**DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD MÁXIMA SECA Y HUMEDAD ÓPTIMA  
 INFORME DE RESULTADOS**

<b>NORMATIVA:</b>	ASTM D 1557	<b>MÉTODO:</b>	"A"
<b>TIPO DE MARTILLO:</b>	MECÁNICO	<b>FORMA DE PREPARACIÓN:</b>	HÚMEDA
<b>DESCRIPCIÓN DE MATERIAL:</b>	Arena limosa con grava pómez		
<b>TAMÍZ CONTROL:</b>	No. 4	% Retenido en tamiz:	11.4%
		Humedad Muestra:	12%
<b>HUMEDAD ÓPTIMA (%):</b>	16.5	<b>DENSIDAD MÁXIMA SECA:</b>	1530 kg/m <sup>3</sup>
<b>HUMEDAD ÓPTIMA Corregida (%):</b>	14.7	<b>DENSIDAD MÁXIMA SECA CORREGIDA:</b>	1565 kg/m <sup>3</sup>

DATOS DE ENSAYO:	1	2	3	4
<b>Peso Bruto Húmedo (grs):</b>	7800	7890	7985	8060
<b>Tara (grs):</b>	6340	6340	6340	6340
<b>Peso Neto Húmedo (grs):</b>	1460	1550	1645	1720
<b>Humedad (%):</b>	5.6	9.1	13.4	18.2
<b>Peso Neto Seco (grs):</b>	1383	1421	1451	1455
<b>Densidad Seca (kg/m<sup>3</sup>):</b>	1452	1492	1524	1529
<b>Peso Unitario Seco (kN/m<sup>3</sup>):</b>	14.24	14.63	14.94	14.99



Esdras García  
 TÉCNICO

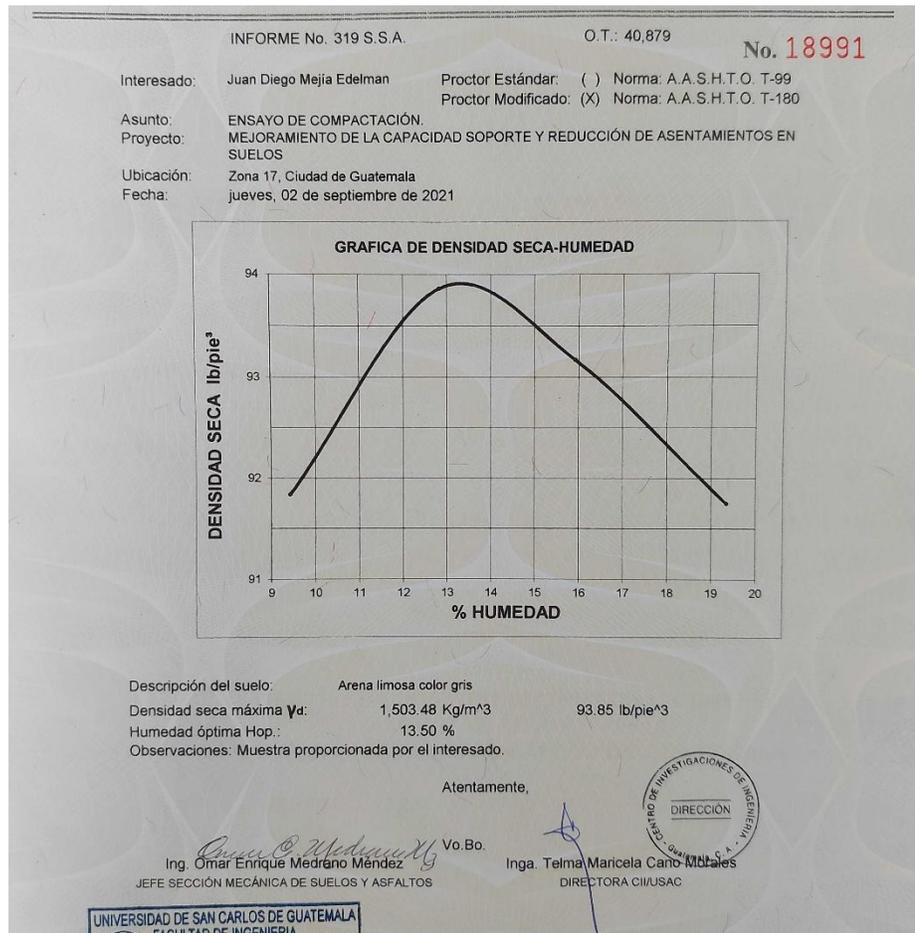
Ing. Víctor A. Galvez Ochoa  
 Colegiado 6269  
 Gerente de Laboratorio

Observaciones: Ninguna.-

CONLAB, S.A. - 10 Av. 16-86 "C" zona 11, Colonia Mariscal Guatemala - Tel. 2473-2332 - Info@conlab.com.gt

Fuente: CONLAB, S.A. (2021)

Anexo 5. **Densidad máxima seca y humedad óptima, Proctor modificado AASTHO T-180**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, Facultad de Ingeniería, USAC (2021).



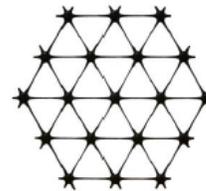
**Product Specification - TriAx® TX130S Geogrid**

Tensor International Corporation reserves the right to change its product specifications at any time. It is the responsibility of the person specifying the use of this product and of the purchaser to ensure that product specifications relied upon for design or procurement purposes are current and that the product is suitable for its intended use in each instance.

**General**

1. The geogrid is manufactured from a punched polypropylene sheet, which is then oriented in three substantially equilateral directions so that the resulting ribs shall have a high degree of molecular orientation, which continues at least in part through the mass of the integral node.
2. The properties contributing to the performance of a mechanically stabilized layer include the following:

Tensor TriAx® Geogrid



Index Properties	Longitudinal <sup>1</sup>	Diagonal <sup>1</sup>	General <sup>1</sup>
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Rib pitch<sup>(2)</sup>, mm (in)</li> <li>▪ Rib shape</li> <li>▪ Aperture shape</li> </ul>	33 (1.30)	33 (1.30)	Rectangular Triangular
<b>Structural Integrity</b>			
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Junction efficiency<sup>(3)</sup>, %</li> <li>▪ Isotropic Stiffness Ratio<sup>(4)</sup></li> <li>▪ Radial stiffness at low strain<sup>(5)</sup>, kN/m @ 0.5% strain (lb/ft @ 0.5% strain)</li> </ul>			93 0.6 200 (13,708)
<b>Durability</b>			
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Resistance to chemical degradation<sup>(6)</sup></li> <li>▪ Resistance to ultra-violet light and weathering<sup>(7)</sup></li> </ul>			100% 70%

**Dimensions and Delivery**

The TX geogrid shall be delivered to the jobsite in roll form with each roll individually identified and nominally measuring 4.0 meters (13.1feet) in width and 75 meters (246 feet) in length or 4.87 meters (16 feet) in width by 100 meters (328 feet) in length.

**Notes**

1. Unless indicated otherwise, values shown are minimum average roll values determined in accordance with ASTM D4759. Brief descriptions of test procedures are given in the following notes.
2. Nominal dimensions.
3. Load transfer capability determined in accordance with ASTM D6637 and ASTM D7737 and expressed as a percentage of ultimate tensile strength.
4. The ratio between the minimum and maximum observed values of radial stiffness at 0.5% strain, measured on rib and midway between rib directions.
5. Radial stiffness is determined from tensile stiffness measured in any in-plane axis from testing in accordance with ASTM D6637.
6. Resistance to loss of load capacity or structural integrity when subjected to chemically aggressive environments in accordance with EPA 9090 immersion testing.
7. Resistance to loss of load capacity or structural integrity when subjected to 500 hours of ultraviolet light and aggressive weathering in accordance with ASTM D4355.

Fuente: Tensor International Corporation (2021)

Anexo 7

Ensayo de corte directo muestra de suelo limo arenoso



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, Facultad de Ingeniería, USAC.(2021)



## APÉNDICE

### Apéndice 1 **Banco de material muestras de arena limosa**



Fuente: [EXP9, Mejía]. (Ciudad de Guatemala, 2021). Colección particular, archivo digital.

