



Universidad de San Carlos de Guatemala  
Facultad de Ingeniería  
Escuela de Ingeniería Civil

**INFLUENCIA DE LOS PARÁMETROS DE CORTE EN PRUEBAS DE COMPRESIÓN  
TRIAxIAL, UTILIZANDO UNO Y TRES ESPECÍMENES**

**Otto René Guerra Palomo**

Asesorado por el Ing. Omar Enrique Medrano Méndez

Guatemala, julio de 2024

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**INFLUENCIA DE LOS PARÁMETROS DE CORTE EN PRUEBAS DE COMPRESIÓN  
TRIAxIAL, UTILIZANDO UNO Y TRES ESPECÍMENES**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**OTTO RENÉ GUERRA PALOMO**

ASESORADO POR EL ING. CIVIL OMAR ENRIQUE MEDRANO MÉNDEZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, JULIO DE 2024

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. José Francisco Gómez Rivera (a. i.)
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Ing. Kevin Armando Cruz Lorente
VOCAL V	Ing. Fernando José Paz González
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Córdova Estrada
EXAMINADOR	Ing. Nicolas de Jesús Guzmán Sáenz
EXAMINADOR	Ing. Darío Francisco Lucas Mazariegos
EXAMINADOR	Ing. Luis Eduardo Portillo España
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:

### **INFLUENCIA DE LOS PARÁMETROS DE CORTE EN PRUEBAS DE COMPRESIÓN TRIAxIAL, UTILIZANDO UNO Y TRES ESPECÍMENES**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 06 de mayo de 2019.



**Otto René Guerra Palomo**



Guatemala, 24 de mayo del 2024

Facultad de Ingeniería  
Escuela de Ingeniería Civil  
Ing. Armando Fuentes Roca  
Director

Estimado Ingeniero Armando Fuentes:

Por medio de la presente HAGO CONSTAR que he revisado el trabajo de graduación titulado **“INFLUENCIA DE LOS PARÁMETROS DE CORTE EN PRUEBAS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL, UTILIZANDO UNO Y TRES ESPECÍMENES”** del estudiante de Ingeniería Civil, **Otto René Guerra Palomo**, quien se identifica con registro académico **2012-45851** y carné **2238 00384 0101**, luego de haber realizado las correcciones necesarias, lo doy por aprobado y autorizo para su continuación del proceso correspondiente.

Sin otro particular, me despido.

Atentamente,



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez

Colegiado No. 6842

Asesor

**“Id y enseñad a todos”**



ESCUELA DE  
**INGENIERÍA CIVIL**  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Guatemala, 29 de mayo de 2,024

Ingeniero  
Armando Fuentes Roca  
Director Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Universidad de San Carlos de Guatemala

Estimado Ingeniero Fuentes, Le informo que he revisado el trabajo de graduación **"INFLUENCIA DE LOS PARÁMETROS DE CORTE EN PRUEBAS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL, UTILIZANDO UNO Y TRES ESPECÍMENES"** desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil, Otto René Guerra Palomo, quién contó con la asesoría del Ing. Omar Enrique Medrano Méndez.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo, doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Civil Hugo Leonel Montenegro Franco  
Jefe de área de materiales y construcciones civiles



FACULTAD DE INGENIERIA  
AREA DE MATERIALES Y  
CONSTRUCCIONES CIVILES  
USAC

Más de 140 años de Trabajo y Mejora Continua  
<http://civil.Ingenieria.usac.edu.gt>





ESCUELA DE  
INGENIERÍA CIVIL

FACULTAD DE INGENIERÍA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

SIST.LNG.DIRECTOR.23.EIC.2024

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer el dictamen del Asesor, el visto bueno del Coordinador de Área, al trabajo de graduación titulado: **INFLUENCIA DE LOS PARAMETROS DE CORTE EN PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL, UTILIZANDO UNO Y TRES ESPECIMENES**, presentado por: **Otto Rene Guerra Palomo**, procedo con el Aval del mismo, ya que cumple con los requisitos normados por la Facultad de Ingeniería.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”

Ingeniero Armando Fuentes Roca  
Director  
Escuela de Ingeniería Civil

Guatemala, junio de 2024



El Decano 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 Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **INFLUENCIA DE LOS PARAMETROS DE CORTE EN PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL, UTILIZANDO UNO Y TRES ESPECIMENES**, presentado por: **Otto Rene Guerra Palomo** después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. José Francisco Gómez Rivera  
Decano a.i.



Guatemala, julio de 2024

Para verificar validez de documento ingrese a <https://www.ingenieria.usac.edu.gt/firma-electronica/consultar-documento>

Tipo de documento: Correlativo para orden de impresión Año: 2024 Correlativo: 315 CUI: 2238003840101

Escuelas: Ingeniería Civil, Ingeniería Mecánica Industrial, Ingeniería Química, Ingeniería Mecánica Eléctrica, - Escuela de Ciencias, Regional de Ingeniería Sanitaria y Recursos Hidráulicos (ERIS). Postgrado Maestría en Sistemas Mención Ingeniería Vial. Carreras: Ingeniería Mecánica, Ingeniería Electrónica, Ingeniería en Ciencias y Sistemas. Licenciatura en Matemática. Licenciatura en Física. Centro de Estudios Superiores de Energía y Minas (CESEM). Guatemala, Ciudad

## **ACTO QUE DEDICO A:**

<b>Dios</b>	Fuente de amor y sabiduría.
<b>Mis padres</b>	Otto René Guerra Monterroso y Dina Waleska Palomo Leal. Por su esfuerzo, apoyo, amor y motivación.
<b>Mis hermanos</b>	Adriana, Alejandra y Juan José Guerra. Por ser una importante influencia y apoyo en mi carrera.
<b>Mis abuelos</b>	María del Socorro Monterroso, Juan Guerra, María René Leal y Mauricio Palomo.
<b>Mis tíos</b>	Lorena, Diana, Miriam, Fernando y Mauricio Palomo, Julia, Marina y Carlos Guerra, Carlos Revolorio por su apoyo incondicional, a Jorge Guzmán (q. e. p. d.), Ana, Miriam y Otilia Guerra (q. e. p. d), Por ser ángeles en mi vida.
<b>Mis primos en general especialmente a</b>	Andrea y Jorge Guzmán. Por apoyo incondicional.

## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>La Universidad de San Carlos de Guatemala</b>	Mi <i>alma mater</i> y casa de Estudios.
<b>Facultad de Ingeniería</b>	Por la adquisición de conocimiento.
<b>Mis amigos de la Facultad</b>	Marlon Ramírez, Esbin Santos, Max Soto, Álvaro Amézquita, Andrea Tello, Julie Ovando, por su apoyo y amistad.
<b>Señor</b>	Ing. Fernando Morales, por brindarme su apoyo en el inicio de mi carrera.
<b>Mi asesor</b>	Ing. Omar Enrique Medrano, por su apoyo, enseñanza y perseverancia en este trabajo de graduación.
<b>Amigos en especial</b>	Carlos Chun, Diego Aguilar, Robinson Escobar, Manuel Aroche, Gustavo García, Ernesto Marroquín.
<b>Mi Patria</b>	Guatemala

# ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES .....	V
LISTA DE SÍMBOLOS .....	XI
GLOSARIO.....	XIII
RESUMEN.....	XV
OBJETIVOS....	XVII
INTRODUCCIÓN .....	XIX
1. ANTECEDENTES .....	1
1.1. Suelos del Valle de Guatemala .....	1
1.2. Geología del Valle de Guatemala .....	7
1.3. Reseña histórica de ensayo de compresión triaxial.....	10
2. CEMENTACIÓN DE LOS SUELOS LIMOSO Y ARENOSOS.....	15
2.1. Formación geológica, definición y factores del suelo limoso ...	15
2.2. Formación geológica, definición y factores del suelo arenoso .....	16
3. DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIÓN DE ENSAYO TRIAXIAL.....	19
3.1. Ensayo triaxial en base a norma ASTM D2850 .....	19
3.1.1. Tipos de ensayos triaxiales en base a norma ASTM D2850 .....	20
3.2. Variables del ensayo triaxial .....	22
3.3. Sistema de clasificación de suelos en base a normas AASHTO y SUCS .....	22
3.3.1. Sistema de clasificación AASHTO.....	23

3.3.2.	Sistema unificado de clasificación de los suelos SUCS .....	29
3.4.	comportamientos, criterios y parámetros de especímenes bajo estados de confinamiento en ensayo triaxial .....	35
3.5.	Circulo de Mohr, esfuerzo cortante y criterio de falla para ensayo triaxial no drenado y no consolidado (UU) .....	41
3.5.1.	Prueba no consolidada y no drenada en suelos cohesivos saturados.....	44
3.5.2.	Prueba no consolidada y no drenada en suelos cohesivos parcialmente saturados .....	45
4.	DESARROLLO EXPERIMENTAL.....	51
4.1.	Prueba no drenada y no consolidada (uu) .....	51
4.2.	Equipo para utilizar.....	58
4.3.	Procedimiento de ensayo triaxial .....	66
4.4.	Metodología utilizada, ejemplo ilustrativo.....	70
5.	LÍMITES DE CONSISTENCIA DEL SUELO .....	103
5.1.	Plasticidad.....	103
5.2.	Límites de Atterberg .....	103
5.3.	Límite líquido.....	104
5.4.	Límite plástico .....	105
5.5.	Índice de plasticidad.....	106
6.	GRANULOMETRÍA.....	109
6.1.	Curva granulométrica .....	109
6.2.	Análisis mecánico del suelo .....	110
6.3.	Análisis por tamiz .....	110

7.	SELECCIÓN Y OBTENCIÓN DE LAS MUESTRAS .....	113
7.1.	Macro localización del área de muestreo .....	115
7.1.1.	Micro localización del área de muestreo.....	117
7.1.1.1.	Muestra 1.....	117
7.1.1.2.	Muestra 2.....	119
7.1.1.3.	Muestra 3.....	120
7.1.1.4.	Muestra 4.....	120
7.1.1.5.	Muestra 5.....	121
8.	COMPARACIÓN DE ANÁLISIS DE RESULTADOS .....	123
	CONCLUSIONES .....	127
	RECOMENDACIONES.....	129
	REFERENCIAS .....	131
	APÉNDICES .....	133
	ANEXO .....	137



# ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

## FIGURAS

<b>Figura 1.</b>	Ciclo de las rocas .....	2
<b>Figura 2.</b>	Ejemplos de rocas ígneas.....	5
<b>Figura 3.</b>	Ejemplos de rocas sedimentarias .....	6
<b>Figura 4.</b>	Ejemplos de rocas metamórficas .....	7
<b>Figura 5.</b>	Mapa geológico de la estructura del Valle de Guatemala.....	9
<b>Figura 6.</b>	Mecanismos de los fenómenos de Fricción .....	12
<b>Figura 7.</b>	Sistema de clasificación ASHTO .....	27
<b>Figura 8.</b>	Cuadros para utilización en el sistema de clasificación AASHTO.....	28
<b>Figura 9.</b>	Esfuerzos triaxiales en especímenes .....	38
<b>Figura 10.</b>	Representación gráfica de un sistema de tensiones .....	42
<b>Figura 11.</b>	Círculos de Mohr y envolvente de falla para suelo cohesivo saturado.....	45
<b>Figura 12.</b>	Círculos de Mohr y envolvente de falla para suelo .....	46
<b>Figura 13.</b>	Círculos de Mohr y envolvente de falla para suelo .....	47
<b>Figura 14.</b>	Envolvente de falla de Morh .....	49
<b>Figura 15.</b>	Diagrama esquemático de ensayo triaxial .....	52
<b>Figura 16.</b>	Resistencia al esfuerzo cortante en ensayo triaxial tipo UU .....	53
<b>Figura 17.</b>	Distribución de esfuerzos compresión durante un ensayo triaxial tipo UU .....	54
<b>Figura 18.</b>	Esfuerzo vs deformación y envolvente de falla.....	55
<b>Figura 19.</b>	Esquema de aparato de compresión triaxial.....	59
<b>Figura 20.</b>	Aparato de compresión triaxial.....	62

<b>Figura 21.</b>	Base de especimen .....	63
<b>Figura 22.</b>	Membrana de caucho y aros de goma .....	64
<b>Figura 23.</b>	Cronometro digital .....	65
<b>Figura 24.</b>	Balanza .....	65
<b>Figura 25.</b>	Dispositivos adicionales .....	66
<b>Figura 26.</b>	Ensamblaje de la muestra .....	67
<b>Figura 27.</b>	Compactación del espécimen .....	68
<b>Figura 28.</b>	Extracción del espécimen.....	68
<b>Figura 29.</b>	Colocación del espécimen.....	69
<b>Figura 30.</b>	Colocación de la membrana de caucho y anillos de goma.....	69
<b>Figura 31.</b>	Colocación de cámara y realización de ensayo triaxial tipo UU ...	70
<b>Figura 32.</b>	Envolvente de falla y círculos de Mohr, para el ensayo de compresión triaxial tipo UU.....	76
<b>Figura 33.</b>	Resultados obtenidos en base a los datos tabulados en metodología, 3 m.....	78
<b>Figura 34.</b>	Resultados obtenidos en base a los datos tabulados, 3 m.....	81
<b>Figura 35.</b>	Resultados obtenidos en base a los datos tabulados, 4 m.....	83
<b>Figura 36.</b>	Resultados obtenidos en base a los datos tabulados, 4 m.....	86
<b>Figura 37.</b>	Resultados obtenidos en base a los datos tabulados, 5 m.....	88
<b>Figura 38.</b>	Resultados obtenidos en base a los datos tabulados, 5 m.....	91
<b>Figura 39.</b>	Resultados obtenidos en base a los datos tabulados, 4.5 m.....	93
<b>Figura 40.</b>	Resultados obtenidos en base a los datos tabulados 4.5 m.....	96
<b>Figura 41.</b>	Resultados obtenidos en base a los datos tabulados, 4 m.....	98
<b>Figura 42.</b>	Resultados obtenidos en base a los datos tabulados, 4 m.....	101
<b>Figura 43.</b>	Límites de consistencia del suelo .....	104
<b>Figura 44.</b>	Curva granulometrica .....	110
<b>Figura 45.</b>	Batería de tamices.....	111
<b>Figura 46.</b>	Delimitación de área en Universidad de San Carlos de Guatemala.....	116

<b>Figura 47.</b>	Ubicación de muestras representativas .....	117
<b>Figura 48.</b>	Localización de muestra 1 .....	118
<b>Figura 49.</b>	Localización de muestra 2 .....	119
<b>Figura 50.</b>	Localización de muestra 3 .....	120
<b>Figura 51.</b>	Localización de muestra 4 .....	121
<b>Figura 52.</b>	Localización de muestra 5 .....	122
<b>Figura 53.</b>	Gráficos de resultados de ángulo de fricción interna .....	125

## TABLAS

<b>Tabla 1.</b>	Sistema unificado de clasificación de los suelos SUCS.....	34
<b>Tabla 2.</b>	Etapas de los diferentes tipos de ensayo triaxial .....	38
<b>Tabla 3.</b>	Humedad de la muestra ensayo triaxial.....	71
<b>Tabla 4.</b>	Datos del ensayo de compresión triaxial tipo UU .....	72
<b>Tabla 5.</b>	Tabulación de resultados según el ensayo.....	73
<b>Tabla 6.</b>	Representación de resultados de ensayo triaxial tipo UU.....	77
<b>Tabla 7.</b>	Datos tabulados de primera probeta con confinamiento de 5 psi .....	79
<b>Tabla 8.</b>	Datos tabulados de segunda probeta con confinamiento de 10 psi .....	79
<b>Tabla 9.</b>	Datos tabulados de tercera probeta con confinamiento de 20 psi .....	80
<b>Tabla 10.</b>	Datos tabulados para una probeta aplicando los tres confinamientos.....	82
<b>Tabla 11.</b>	Datos tabulados de primera probeta con confinamiento de 5 psi .....	84
<b>Tabla 12.</b>	Datos tabulados de segunda probeta con confinamiento de 10 psi .....	84
<b>Tabla 13.</b>	Datos tabulados de tercera probeta con confinamiento de 20	

	psi.....	85
<b>Tabla 14.</b>	Datos tabulados para una probeta aplicando los tres confinamientos .....	87
<b>Tabla 15.</b>	Datos tabulados de primera probeta con confinamiento de 5 psi .....	89
<b>Tabla 16.</b>	Datos tabulados de segunda probeta con confinamiento de 10 psi.....	89
<b>Tabla 17.</b>	Datos tabulados de tercera probeta con confinamiento de 20 psi.....	90
<b>Tabla 18.</b>	Datos tabulados para una probeta aplicando los tres confinamientos .....	92
<b>Tabla 19.</b>	Datos tabulados de primera probeta con confinamiento de 5 psi .....	94
<b>Tabla 20.</b>	Datos tabulados de segunda probeta con confinamiento de 10 psi.....	94
<b>Tabla 21.</b>	Datos tabulados de tercera probeta con confinamiento de 20 psi.....	95
<b>Tabla 22.</b>	Datos tabulados para una probeta aplicando los tres confinamientos .....	97
<b>Tabla 23.</b>	Datos tabulados de primera probeta con confinamiento de 5 psi .....	99
<b>Tabla 24.</b>	Datos tabulados de segunda probeta con confinamiento de 10 psi.....	99
<b>Tabla 25.</b>	Datos tabulados de tercera probeta con confinamiento de 20 psi.....	100
<b>Tabla 26.</b>	Designación de tamices .....	112
<b>Tabla 27.</b>	Resumen resultados, utilizando una probeta patron para 3 cargas de ensayo Triaxial.....	123
<b>Tabla 28.</b>	Resumen resultados, utilizando diferente probeta individual	

	para cada ensayo .....	124
<b>Tabla 29.</b>	Resumen resultados de esfuerzo de corte, utilizando probetas	124



## LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
$\phi$	Ángulo de fricción interna
A	Área de la sección paralela al plano de deslizamiento
P	Carga axial sobre el espécimen
C.C	Centro del círculo
C	Cohesión aparente
$\varepsilon \%$	Deformación unitaria, expresada en porcentaje
T	Esfuerzo cortante
$\sigma_{des.}$	Esfuerzo desviador
$\sigma$	Esfuerzo normal
$\sigma_3$	Esfuerzo principal mayor de confinamiento
$\sigma_1$	Esfuerzo principal menor de confinamiento
F	Fuerza paralela al plano de deslizamiento
$w_s$	Peso del suelo
U	Presión de poro
$U_n$	Presión natural en el agua



## GLOSARIO

<b>Ángulo de fricción interna</b>	Es el ángulo que forma la envolvente de falla, en la representación gráfica del ensayo triaxial; o en la línea de tendencia en el corte directo. Depende de la uniformidad de las partículas del suelo, del tamaño y forma de los granos y de la presión normal.
<b>Arena fina</b>	Partículas de roca o de suelo que pasan por el tamiz Núm. 40 (425 $\mu\text{m}$ ) y son retenidos en el tamiz estándar Núm. 200 (75 $\mu\text{m}$ ).
<b>Arena media</b>	Partículas de roca o de suelo que pasan por el tamiz estándar Núm. 10 (2 mm) y son retenidos en el tamiz estándar Núm. 40 (425 $\mu\text{m}$ ).
<b>Arena gruesa</b>	Partículas de roca o de suelo que pasan por el tamiz estándar Núm. 4 (4.75 mm) y son retenidos en el tamiz estándar Núm. 10 (2 mm).
<b>Cohesión</b>	Es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas del suelo debido a la atracción entre ellas, en virtud de las fuerzas moleculares.
<b>Densidad máxima</b>	Es la mayor densidad posible, alcanzada por el suelo al aplicarle el proceso normalizado de compactación en función de la variación del agua, para poder

obtener una buena lubricación para la mejor colocación de las partículas del suelo.

**Humedad óptima** Cantidad de agua necesaria para una buena lubricación que permite alcanzar la densidad máxima donde se obtiene el mejor acomodo de las partículas del suelo.

**Índice de plasticidad** Es la diferencia numérica que existe entre el límite líquido y el límite plástico, e indica el margen de humedades dentro del cual se determina el estado plástico que indican los ensayos realizados.

**Limo** Partículas de suelo que pasan el tamiz estándar Núm. 200 (75  $\mu\text{m}$ ), que es no plástico o ligeramente plástico y que expone poca o ninguna fuerza cuando se encuentra seco.

**Muestra alterada** Son muestras extraídas del suelo las cuales no conservan las mismas condiciones mecánicas y físicas del lugar de donde se obtuvieron.

**Plasticidad** Propiedad que posee un suelo de poder deformarse hasta un límite de ruptura.

**Suelo** Es el conjunto de partículas que se encuentran en la corteza terrestre, conformadas por propiedades físicas y químicas de rocas que han existido antes en el lugar.

## RESUMEN

En el presente trabajo se realizó un análisis comparativo de la cohesión y el ángulo de fricción interna, obtenidos del ensayo triaxial con materiales arenosos y limosos. Por lo que dicho trabajo contiene los conocimientos necesarios que todo profesional y estudiante debe manejar en relación con la ejecución de las pruebas de laboratorio de Mecánica de Suelos; también es una guía teórica y práctica que encierra la descripción de los métodos de prueba, desarrollo del experimento y análisis e interpretación de los resultados.

Este estudio se realizó con cinco muestras de material extraídos de zonas localizadas estratégicamente en el perímetro del campus central de la Universidad de San Carlos de Guatemala, obteniendo materiales representativos para el estudio. Realizando el ensayo comparativo de triaxial para una muestra aplicando los tres confinamientos distintos de carga (5 psi, 10 psi y 20 psi) y tres muestras distintas aplicándoles a cada una carga de confinamiento (1era. con 5 psi, 2da. con 10 psi y 3ra. con 20 psi). Para evitar la presencia de defectos de las muestras en estado natural, se trabajó con muestras remoldeadas en laboratorio.

Los resultados obtenidos para estas muestras son muy interesantes, la cohesión y el ángulo de fricción interna son similares al efectuar el ensayo de triaxial, aplicando las cargas de presión de confinamiento a un solo espécimen, que aplicando las cargas de presión en confinamientos distintos para probetas distintas.



# OBJETIVOS

## General

Comparar los parámetros de corte, ángulo de fricción interna, cohesión y densidad, a través del ensayo triaxial entre una probeta patrón y tres probetas distintas, utilizando materiales arenosos y limosos.

## Específicos

1. Obtener los valores de los parámetros de una probeta patrón y tres probetas con distintos estados de confinamiento.
2. Comparar y analizar las diferencias entre los valores obtenidos de los parámetros de la probeta patrón y las tres probetas con distintos estados de confinamiento.
3. Establecer el grado de confianza de los procesos en el ensayo comparativo, utilizando en ocasiones una probeta patrón en lugar de tres probetas distintas.
4. Apoyar a los estudiantes del curso de Mecánica de Suelos y Cimentaciones; así como al personal del Laboratorio de Mecánica de Suelos del Centro de Investigaciones de Ingeniería CII, para realizar ensayos de forma técnica y profesional.



## INTRODUCCIÓN

El presente trabajo hace una comparación de los parámetros de la compresión Triaxial utilizando uno y tres especímenes, el cual está dividido en dos secciones, la primera corresponde al desarrollo de los fundamentos teóricos y la segunda a concretar la fase experimental. Se empleará el ensayo de triaxial no drenado-no consolidado (UU), por medio de probetas moldeadas, en donde se determinarán parámetros de corte que se utilizan para el análisis de la capacidad de carga por medio del ángulo de fricción interna, la cohesión y la densidad de una muestra cilíndrica de material limoso y arenoso, haciendo un análisis comparativo de su comportamiento.

Es necesario realizar una comparación de los parámetros de corte obtenidos de una probeta patrón y tres distintas moldeadas, para observar el comportamiento del suelo. Basado en el argumento de la experiencia del personal de laboratorio, quienes consideran que es permitido el trabajar una y tres probetas moldeadas, pero, no se cuenta con datos científicos, ni estadísticas basadas en el cálculo que demuestren con certeza que pueden ser aplicables para obtener los mismos resultados, ya que, al incrementar la presión, se genera un criterio de falla, el cual no siempre es coherente en su comportamiento. Al comparar los parámetros obtenidos mediante una memoria de cálculos ejecutados, es posible determinar si el procedimiento a utilizar influye en la selección de ensayar una o tres probetas.



# 1. ANTECEDENTES

## 1.1. Suelos del Valle de Guatemala

Los minerales que conforman la fase sólida de un suelo son generados debido a una meteorización y erosión de las rocas. Las propiedades físicas de un suelo dependen mucho de distintas cualidades tales como:

- Composición química de sus granos
- Tamaño de sus partículas
- La forma de sus gravas y rocas

Las rocas son divididas en tres tipos fundamentales; ígneas, sedimentarias y metamórficas.

**Figura 1.**  
*Ciclo de las rocas*



*Nota.* Transición del material en tiempo geológico. Obtenido de CONSTRUMIN (2024) *El ciclo de las rocas.* (<https://www.construmin.com/blog/details/el-ciclo-de-las-rocas/1>), consultado el 10 de junio de 2024. De dominio público.

- Meteorización

También conocido como intemperización el cual comprende un proceso de descomposición de las rocas que son procesos químicos y mecánicos que consiste en volver las rocas en fragmentos más pequeños. En el proceso de meteorización química, los minerales que componen la roca original se transforman en nuevos minerales por medio de reacciones químicas. Los mayores agentes que generan una reacción química son el agua y el dióxido de carbono que se encuentran siempre presentes en la atmósfera y estos dos combinados forman ácido carbónico, con lo cual reaccionan con los minerales ya existentes dentro de la roca para formar nuevos minerales.

La meteorización mecánica puede ser generada por la acción de la roca, es decir que estas se expandan o se contraigan debido a cambios de temperatura, la cual es la que provoca en sí que las rocas presenten fisuras y estas finalmente haga una roca de gran tamaño con el tiempo ir reduciendo el mismo debido a estos cambios de temperatura. En todo el proceso de meteorización mecánica la descomposición de rocas grandes en fragmentos más pequeños no presenta cambios en su composición química. El proceso de meteorización no se limita solamente a rocas ígneas, también se pueden ver afectadas las rocas sedimentarias y metamórficas. El proceso de la meteorización de las rocas sedimentarias y metamórficas es muy similar al de las rocas ígneas.

Por lo que este proceso cambia las rocas en fragmentos más pequeños de diferentes tamaños que pueden ir desde cantos rodados de gran tamaño a pequeñas partículas de arcilla.

Los resultados de la meteorización se pueden quedar fijas en un mismo lugar o bien pueden ser transportadas a diferentes lugares de su creación por medio de diferentes factores tales como: hielo, agua, viento y gravedad. Los suelos resultantes del proceso de meteorización se le conocen como suelos residuales. Las características de estos suelos son las diferentes gradaciones que pueden presentar a lo largo de su proceso de meteorización.

Los suelos transportados se clasifican de distintas formas y esto difiere en la forma en cómo se presenta su transporte y estos son:

- Suelos lacustres
- Suelos marinos
- Suelos eólicos

- Suelos glaciales
- Suelos aluviales
  
- Rocas ígneas

Estas rocas son formadas debido al enfriamiento y solidificación del magma expulsado del manto terrestre.

Esto ocurre con cualquier erupción volcánica, los materiales piroclásticos expulsados y parte del magma son depositados en las laderas del volcán y el magma cuando finalmente cesa su descenso a la superficie terrestre este empieza a enfriarse y al momento de que esto ocurre inicia el proceso de la formación de rocas ígneas intrusivas que se conocen como plutónicas.

Las rocas ígneas pueden llegar a ser distintas y esto es debido a la composición del magma y la velocidad con la que este se puede llegar a enfriar.

## Figura 2.

*Ejemplos de rocas ígneas*

	GRANITO	PEGAMATITA	SIENITA	GABRO
Plutónicas o intrusivas				
Volcánicas o extrusivas	ESCORIA VOLCÁNICA	PUMITA	OBSIDIANA	BASALTO
				

*Nota.* Se muestran características de rocas ígneas. Obtenido de Quizlet. Inc. (2024). *El ciclo de las rocas.* (<https://quizlet.com/250357778/las-rocas-igneas-intrusivas-y-extrusivas-diagram/>), consultado el 10 de junio 2024. Dominio público.

- Rocas sedimentarias

Los depósitos que se pueden encontrar de grava, arena, limo y arcilla formados por el proceso de meteorización pueden llegar a ser compactados debido a sobrecargas localizadas y cimentada por agentes como el óxido de hierro y esto forma las rocas sedimentarias. Los agentes cementantes son parte de suelos transportados aluviales subterráneos. Estos agentes cementantes llenan los poros entre las partículas y esto forman las rocas sedimentarias detríticas.

Las rocas sedimentarias también se pueden formar por procesos químicos. Las rocas de este tipo pueden tener texturas clástica o no clástica. Estas rocas también puede ser parte de una meteorización para formar nuevos sedimentos o puede ser sometido al proceso de metamorfismo para convertirse en roca metamórfica.

### Figura 3.

*Ejemplos de rocas sedimentarias*



*Nota.* Muestra gráfica de rocas sedimentarias. Obtenido de Investigaciones de rocas. (2017). *El ciclo de las rocas.* (<http://investigacionesderocas.blogspot.com/2017/02/rocas-sedimentarias.html>), consultado el 10 de junio 2024. Dominio público.

- Rocas metamórficas

El concepto de metamorfismo se refiere a que un material puede cambiar su composición y textura esto debido a variaciones de temperatura y presión en la que se encuentren las rocas.

A lo largo de este proceso se forman nuevos minerales y los granos minerales son sometidos a esfuerzos para dar una textura a la roca metamórfica. Las rocas metamórficas en su composición, contiene cuarzo y feldespato en grandes cantidades. Cuando una roca metamórfica está bajo temperaturas y presiones extremas estas pueden llegar fundirse para así formar nuevamente magma y todo el proceso de meteorización se repite.

#### **Figura 4.**

*Ejemplos de rocas metamórficas*



*Nota.* Representación gráfica de rocas metamórficas. Obtenido de Gelogriaweb. (2024). *El ciclo de las rocas.* (<https://geologiaweb.com/rocas-metamorficas/>), consultado el 10 de junio 2024. Dominio público.

### **1.2. Geología del Valle de Guatemala**

Se ha determinado mediante investigaciones de la comunidad geocientífica que la estructura del Valle de Guatemala es una depresión de origen tectónico delimitada por dos fallas, la falla de Mixco, parte occidental, y Pinula,

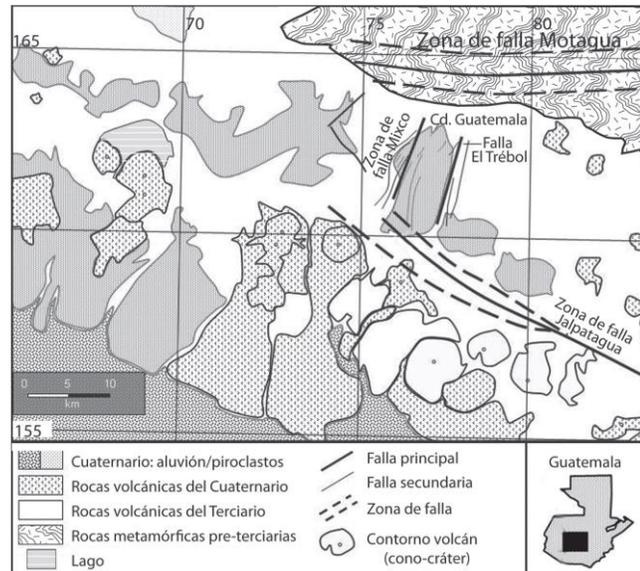
parte oriental.

Estas dos son fallas normales de gran ángulo y muy aproximadamente paralelas ambas de 20 km de largo con orientación de norte a noroeste y debido a sus constantes actividades han provocado tal depresión tectónica que se ha rellenado con materiales procedentes de una serie de eventos piroclásticos; la caldera del lago de Amatitlán es su límite al sur del valle de la Ciudad de Guatemala y al norte se encuentra San Raimundo y San Pedro Ayampuc. En base a investigaciones geológicas recientes, se ha identificado que en la parte sureste del Valle de Guatemala la presencia de una unidad de sedimentos finos que con el tiempo se han depositado como flujos de lodo, llenado de cañadas y depresiones existentes.

A toda esta unidad se han denominado Abanicos Lobulares de Fraijanes la cual está formada por suelos finos, específicamente limo-arcilloso, consolidados, con presencia de gravas.

## Figura 5.

### Mapa geológico de la estructura del Valle de Guatemala



Nota. Muestra de mapa. Obtenido de Pérez, C. (2009). *Revista Geológica de América Central, Estructura Geológica del Valle de la ciudad de Guatemala interpretada mediante un modelo de cuenca por distensión*. (<https://revistas.ucr.ac.cr/index.php/geologica/article/view/4179>), consultado el 10 de junio 2024. Dominio público.

Los flujos de lodo que se vieron involucrados para la formación de los Abanicos Lobulares de se debieron a que en la parte alta de la cuenca se encontró una antigua depresión que se interpreta que en esa ubicación existió una laguna, en la cual se acumularon los sedimentos, transportándolos como flujos de lodo.

En base a evidencias se ha concluido que el Valle de Guatemala está delimitado por la falla del Motagua al norte.

La falla de Jalpatagua al sur y en el centro una zona de distensión que

generó la depresión en la que se encuentra asentada la ciudad de Guatemala. Los volcanes Pinula y El Naranjo aprovecharon la zona de distensión y al continuar con los movimientos tectónicos colapsaron las estructuras volcánicas mencionadas formando así el sistema de fallas de Mixco; estas estructuras volcánicas han sido cubiertas por una vasta cantidad de materiales piroclásticos que han ocultado en su totalidad su origen con el paso de los años.

Al este de la Ciudad de Guatemala se encuentra un relleno piroclástico que se extiende desde la ladera suroeste del volcán de Pacaya hacia el norte de San José Pinula hasta llegar al norte de Palencia en la parte oriental de la ciudad de Guatemala. Este relleno piroclástico está formado por piroclastos de pómez tipo lapilli, estos con fragmentos de rocas volcánicas de coloración gris y pardo amarillento. Su origen se encuentra en la caída de fragmentos piroclásticos producto del colapso de la caldera del lago de Atitlán (suelo lacustre) logrando así que se pudiese rellenar la parte orientada del valle de la Ciudad de Guatemala.

Debido a las pendientes que presenta el valle las cuales van de 4 a 18 % el valle de la Ciudad de Guatemala se ha dividido hidrológicamente en cuenca norte y cuenca sur. En la cuenca norte se ubican los ríos Chinautla y Zapote que desembocan en el río Las Vacas; en la cuenca sur se encuentran los ríos Villalobos y sus respectivos afluentes que todos desembocan al lago de Atitlán.

El valle, como se ha mencionado, es una fosa tectónica que se encuentra limitada por pilares tectónicos, tales como el ubicado en San Pedro Ayampuc al Norte, Villa Nueva al Sur, Pinula al Este y Mixco al Oeste.

### **1.3. Reseña histórica de ensayo de compresión triaxial**

Fue el físico e ingeniero francés C. A. Coulomb, quien realizó el primer

trabajo donde seriamente se trató de explicar el fundamento de la resistencia de los suelos. Su principal idea consistió en atribuir al coeficiente de fricción entre las partículas del suelo la resistencia al corte de este y en extender al orden de los fenómenos, las leyes que siguen la fricción entre los cuerpos.

De acuerdo con la mecánica elemental, se sabe que si un cuerpo sobre el que actúa una fuerza normal  $P$  ha de deslizar sobre una superficie rugosa Figura 6 (a), se encuentra la fuerza  $F$ , necesaria para ello, la cual resulta ser proporcional a  $P$ , teniéndose:

$$F = \mu P \quad (\text{Ec. 1})$$

Donde  $\mu$  es el coeficiente de fricción entre las superficies en contacto.

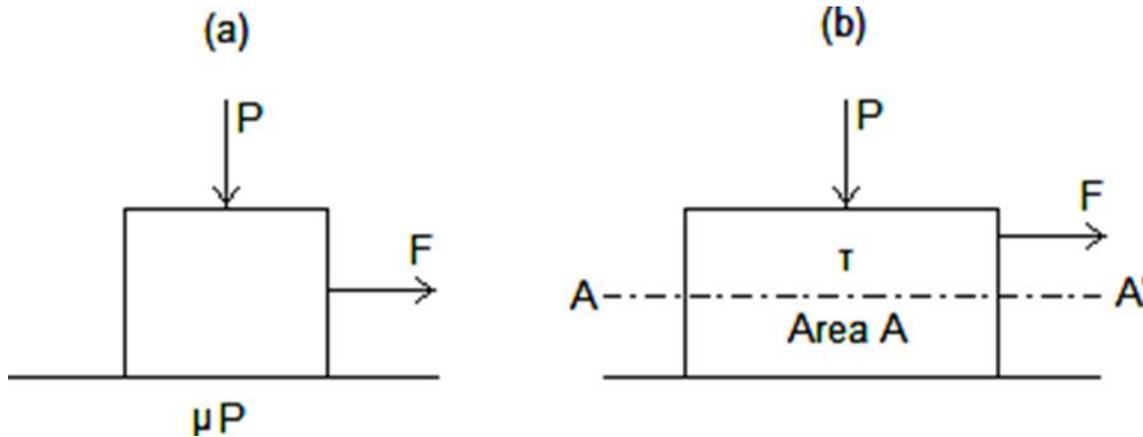
Coulomb admitió que, en primer lugar, los suelos fallan por esfuerzo cortante a lo largo de planos de deslizamiento y que, esencialmente, el mismo mecanismo de fricción rige la resistencia al esfuerzo cortante de, por lo menos, ciertos tipos de suelos.

Dada una masa de suelo y un plano potencial de falla de la misma  $AA'$  Figura 6 (b) el esfuerzo cortante máximo susceptible de equilibrio y, por lo tanto, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo por unidad de área en ese plano es proporcional al valor de  $\sigma$ , presión normal en el plano  $AA'$ , teniéndose:

$$F/A = s = \tau_{\text{máx}}$$

**Figura 6.**

*Mecanismos de los fenómenos de fricción*



*Nota.* Fenómenos en muestra gráfica. Obtenido de E. Juárez y A. Rico (1973). *Mecánica de suelos*. (p. 374). Limusa.

Automáticamente nace así una ley de resistencia, según la cual la falla se produce cuando el esfuerzo cortante,  $\tau$ , alcanza un valor  $s$ , tal que:

$$s = \sigma \tan \Phi$$

La constante de proporcionalidad entre  $s$  y  $\sigma$ ,  $\tan \Phi$ , fue definida por Coulomb en términos de un ángulo, al cual llamó ángulo de fricción interna y definió como una constante del material.

De la ecuación del esfuerzo cortante se deduce que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos que la obedezcan debe ser nula para  $\sigma=0$ . En el caso particular de las arcillas, exhiben resistencia al esfuerzo cortante aún en condiciones en que el esfuerzo normal exterior es nulo; a los materiales de este tipo, Coulomb les asignó otra fuente de resistencia al corte, a la cual nombró cohesión y consideró también una constante de los materiales, tal que:

$$s = c$$

En general, según Coulomb, los suelos presentan características mixtas, es decir, que presentan cohesión y a su vez fricción interna. Al combinar las ecuaciones se obtiene la llamada ley de Coulomb, que se representa de la manera siguiente:

$$s = c + \sigma \tan \Phi$$

Esto se explica que, si un suelo cuya resistencia al esfuerzo cortante se representa con la ecuación que involucre el ángulo de fricción interna, tradicionalmente puede llamarse suelo puramente friccionante.

Así como un suelo que satisfaga la ecuación de la cohesión, ha recibido el nombre de puramente cohesivo. En el caso más general se habla de suelos cohesivos y friccionantes o suelos intermedios. Cabe señalarse, que la ecuación combinada fue usada por más de un siglo y sirvió de base para la elaboración de teorías de presión de tierra, capacidad de carga y métodos de análisis de la estabilidad de terraplenes y presas de tierra.

También Terzaghi, al realizar ciertas observaciones, estableció que en las ecuaciones la presión normal total, debería sustituirse por la presión interna granular, la cual es obtenida del cociente entre la fuerza que soporta la estructura del suelo y el área total de la masa del suelo, de modo que la presión que se admite controla los fenómenos de resistencia al esfuerzo cortante, es decir, la presión efectiva no es la total, si no la intergranular. Actualmente es común considerar los términos intergranular y efectiva como sinónimos al ser aplicados a presiones. La ecuación se modificó así:

$$s = c + (\sigma - u_n) \tan \Phi$$

Así mismo, la modificación de Terzaghi tomó en cuenta, por primera vez, la trascendental influencia del agua contenida en el suelo, mediante la presión neutral en el agua y este valor no depende únicamente de las condiciones de carga, sino también y en forma muy notable, de la velocidad de aplicación de ella, lo que condujo a distinguir el valor de la resistencia lenta de la rápida. Posteriormente, Hvorslev hizo notar que el valor de la cohesión de las arcillas saturadas no era una constante, sino que resultaba ser en función de su contenido de agua. Modificando la ecuación, tal que:

$$s = f(\omega) + (\sigma - u_n) \tan \Phi$$

Esta ley es lineal en un diagrama  $\sigma$ -s para todo valor de  $\sigma$ .

Las ideas más recientes sobre el tema, aplicadas a suelos compresibles, hacen necesario establecer una distinción entre las arcillas normalmente consolidadas, para las que la ley lineal parece seguir siendo satisfactoria, con la ordenada en el origen nula, es decir  $c = 0$  y las pre consolidadas, en las que la ley lineal ha tenido que ser sustituida por otra más complicada.

## **2. CEMENTACIÓN DE LOS SUELOS LIMOSO Y ARENOSOS**

### **2.1. Formación geológica, definición y factores del suelo limoso**

El suelo limoso, es aquel tipo de terreno que está compuesto por el sedimento clástico incoherente como el limo, cuyo tamaño pequeño no excede los 0.05 mm y que es transportado por medio de los ríos, vientos y lluvias.

Los suelos limosos están formados por limo o sedimento incoherente, pedregosos cuyo tamaño pequeño no excede los 0,05 mm, es fácil de moldear, color marrón oscuro, muy compacto, producidos por la sedimentación de materiales muy finos depositados por el viento o las aguas, se presentan junto a los lechos de los ríos, son muy fértiles, filtran el agua con rapidez, suelo rico en nutrientes, la materia orgánica se descompone rápidamente, son problemáticos para la edificación.

Se localizan en los bordes de los ríos o en zonas inundadas, muy utilizados para el cultivo de las verduras y hortalizas.

La aplicación de los suelos limosos es ideal para la agricultura por su fertilidad para diversos cultivos, no siéndolo para la edificación o construcción de obras de estructuras de ingeniería.

En los factores del suelo limoso nos encontramos con granos de tamaño intermedio que no supera los 0,05 mm y su contenido de limos pasa el 85 %, siendo pegajosos, fáciles de moldear. Presentan infiltración de agua baja, aireación baja, retención de agua media, erosión alta, mineralización del material

orgánico baja y facilidad para formar buena estructura baja.

En sus componentes está constituido por partículas muy pequeñas y suaves que los arenosos, mezcla de arena fina y arcilla formando una especie de barro junto con el lodo y restos vegetales.

En conclusión, el suelo limoso al no tener cohesión resulta problemático para construir sobre el mismo; por lo que en obras de ingeniería o arquitectura se hace necesario implementar sistemas especiales de cimentación.

## **2.2. Formación geológica, definición y factores del suelo arenoso**

Los suelos arenosos son los tipos de tierras o suelos que están constituidos por partículas muy pequeñas de rocas desgastadas, minerales no metálicos y textura granular.

Además, con poca estructura, cuyo tamaño es entre 0,063 y 2 mm y se caracterizan por un contenido de más del 70 % de arena en su primera capa de profundidad.

Así mismo propenso a la erosión, capacidad de drenaje fácil, habilidad de calentarse rápidamente en primavera y se encuentran en zonas secas, templadas y húmedas.

La aplicación de los suelos arenosos en la jardinería, en la agricultura intensiva por su óptimo drenaje, en las calles, arquitectura e ingeniería civil. Así como en carreteras, jardines, áreas de juego, terraplenes entre otros.

Compuesto por partículas de piedra de 0.05 a 2 ml de diámetros, con

una textura leve, rasposa, ligera y erosionados por el viento y el agua con mucha facilidad.

Compuestos en los primeros centímetros de profundidad, mínima cantidad de arcilla, bajo índice de materia orgánica.

En las zonas templadas con hierro, arcillas y una capa de humus. En regiones tropicales con poca materia orgánica, capa de minerales y carbono orgánico.

Los beneficios de los suelos arenosos radican en su aplicación en la ingeniería civil, en construcciones con cementos y rellenos reforzados o no.



### **3. DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIÓN DE ENSAYO TRIAXIAL**

#### **3.1. Ensayo triaxial en base a norma ASTM D2850**

Este ensayo abarca la determinación de la relación entre la fuerza y el esfuerzo de tensión de una muestra cilíndrica, ya sea inalterada o remodelada en suelos cohesivos saturados.

Las muestras son consolidadas y cortadas en compresión sin drenaje a una velocidad constante de deformación axial (deformación controlada).

Este método de prueba permite el cálculo de las tensiones totales y efectivas, y la compresión axial mediante la medición de la carga axial, la deformación axial y la presión de agua intersticial (presión de poro).

Además, el equipo de ensayo triaxial es muy versátil y permite realizar ensayos en una variedad de procedimientos para determinar la resistencia y deformación de suelos cohesivos tales como la fuerza Mohr y el módulo de Young. En general, los tres especímenes son ensayados en diferentes estados de esfuerzos de consolidación para definir una envolvente de fuerza.

Los esfuerzos de cortante se generan cuando se aplican fuerzas de compresión verticales accionadas por el pistón. La presión de poros dentro de la muestra puede medirse a través de un pequeño tubo o bureta en contacto con la muestra. Para cada presión de confinamiento se obtiene el esfuerzo desviador ( $\Delta\sigma$ ) que se requiere para hacer fallar la muestra.

### **3.1.1. Tipos de ensayos triaxiales en base a norma ASTM D2850**

- Consolidado – drenado

En la primera etapa de esta prueba, el suelo se puede consolidar por completo bajo la influencia de la presión de la celda. Si la muestra está saturada, la conexión de drenaje de la piedra porosa se puede conectar directamente a una bureta o a un transductor diferencial de volumen.

El progreso de la consolidación puede observarse por medio de la medición de la salida o entrada de agua a la muestra.

Cuando la consolidación está completa sin drenaje adicional en la muestra, la segunda etapa puede proceder. Una deformación axial, que causa un esfuerzo, es aplicada lo suficientemente lento como para permitir que la presión de poro generada por el corte se pueda disipar. Este ensayo es llamado Consolidado Drenado.

La velocidad del ensayo debe ser tal, que las fluctuaciones en la presión de poros sean despreciables y en cualquier caso no sean superiores al 5 % de la presión efectiva de confinamiento.

- Consolidado - no drenado

En esta prueba, la primera etapa se lleva a cabo de forma idéntica a la primera etapa de la prueba anterior. En la segunda etapa, cambia porque las conexiones de drenaje están cerradas, ya que la muestra falla por corte en condiciones no drenadas. La deformación axial aplicada provoca un esfuerzo

diferencial, y como el suelo no es drenado, se genera la presión de poro.

La presión de poro en corte, típicamente se mide hasta la falla, lo que permite que los esfuerzos totales y efectivos en su trayectoria puedan ser determinados. Este ensayo es llamado consolidado no drenado.

Se aconseja que los ensayos no drenados deban realizarse a una tasa que no exceda una deformación unitaria del 2 % por hora, con el objeto de lograr una ecualización completa de la presión de poros a través de la muestra.

- No consolidado – no drenado

No se permite el drenaje durante la aplicación de la presión de confinamiento y el esfuerzo desviador. Este ensayo se utiliza para modelar, el caso de un terraplén o una carga colocada muy rápidamente sobre un manto de arcilla saturada, de muy baja permeabilidad.

Los ensayos no consolidados – no drenados son generalmente preferidos para ensayos rutinarios, debido a la facilidad de su ejecución y son los más utilizados. De acuerdo con el tipo de ensayo se obtiene un valor diferente de ángulo de fricción.

En general, el ensayo consolidado drenado presenta ángulos de fricción mayores, mientras el ensayo no consolidado - no drenado da los valores más bajos del ángulo de fricción interna.

En la interpretación de resultados de ensayos triaxiales debe tenerse en cuenta las siguientes fuentes de error:

En las muestras que tienden a deformarse como un barril, lo cual conduce a sobreestimación de la resistencia al cortante.

En el proceso de saturación, la muestra tiende a alterarse por cambio de volumen, lo cual puede determinar una pérdida de resistencia.

### **3.2. Variables del ensayo triaxial**

Los resultados obtenidos del ensayo triaxial dependen de forma como se realice el ensayo y del equipo disponible, de acuerdo con esto se obtienen los siguientes resultados:

- La envolvente de falla con el ángulo de fricción y la cohesión máxima
- La respuesta de presión de poros al corte en el ensayo no drenado
- La respuesta de cambio de volumen al corte (ensayo drenado)
- Módulos tangentes y secante inicial o los correspondientes de descarga y recarga
- Las características de consolidación
- La permeabilidad a diferentes presiones de confinamiento.

### **3.3. Sistema de clasificación de suelos en base a normas AASHTO y SUCS**

Sabida la gran variedad de suelos que se presentan en la naturaleza, la Mecánica de Suelos ha desarrollado algunos métodos de clasificación de estos. Cada uno de estos métodos tiene su campo de aplicación según la necesidad y uso para lo requerido.

La variedad de sistemas de clasificación de suelos se debe a un análisis

realizado distintamente en la Ingeniería Civil, Agronomía y Geología. Sin embargo, lo que es fundamental es el hecho de que cualquier clasificación, debe estar basada en las propiedades mecánicas de los suelos, ya que estas son fundamentales para su aplicación.

En general, la textura de un suelo se refiere a su apariencia superficial, la cual es influenciada por el tamaño de los granos presentes en él. La clasificación por texturas permite dividir el suelo en categorías básicas dependiendo del tamaño presente: grava, arena, limo y arcilla, pero en la naturaleza la presentación habitual de los suelos es una mezcla de ellos, en este caso el nombre del suelo depende de los componentes principales o según el tamaño de grano que predomina en cantidad, según el caso el suelo se puede clasificar como arcillo limoso, areno arcilloso, franco arenoso.

En nuestro medio se utilizan los siguientes métodos: el sistema de clasificación de los suelos AASHTO (American Association of State High-way and Transportation Officials) y el Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos SUCS o USCS (Unified Soil Classification System) también llamado sistema de clasificación ASTM.

### **3.3.1. Sistema de clasificación AASHTO**

Está destinada principalmente a clasificar los suelos de acuerdo con su adaptabilidad para ser usados en la construcción de pavimentos en carreteras y caminos. El sistema AASHTO se usa principalmente para clasificación de las capas de carreteras. No se usa en la construcción de cimentaciones.

Este sistema describe un procedimiento para clasificar suelos en siete grupos principales: desde A-1 hasta A-7, basado en el tamaño del grano

(granulometría), en la plasticidad (límite líquido e índice de plasticidad). Para evaluación cualitativa de la conveniencia de un suelo como material para subrasante de un camino, se desarrolló también un número denominado índice de grupo (IG).

- Grupo A-1: el material clasificado en este grupo es una mezcla bien gradada de fragmentos de piedra o grava, arena gruesa, arena fina y un aglomerante no plástico o poco plástico.
  - Grupo A-1-a: en este sub-grupo se clasifican aquellos materiales que están formados, principalmente, de fragmentos de piedra o grava con o sin un aglomerante fino bien gradado.
  - Grupo A-1-b: aquellos materiales que están formados de arena gruesa con aglomerante bien gradado o sin él.
- Grupo A-2: incluye todos los materiales que contienen hasta un 35 % del material que pasa la malla No. 200 y que no pueden clasificarse en los grupos A-1 y A-3, por sobrepasar las limitaciones de dichos grupos debido a un exceso en la proporción de finos, en la plasticidad o en ambas.
  - Subgrupo A-2-4 y A-2-5: además de sobrepasar en un 35 % de la malla No. 200; en la fracción que pasa por la malla No. 40 tiene características de los grupos A-4 y A-5. Quedan incluidos los materiales como gravas y arenas gruesas, con una porción de limo o un índice de plasticidad mayor a la limitación del grupo A-1 y arenas finas que contienen limo no plástico en cantidad superior a las limitaciones del grupo A-3.

- Subgrupo A-2-6 y A-2-7: aquí se incluyen los materiales similares a los de los grupos A-2-4 y A-2-5, con la diferencia de que el material fino contiene arcilla plástica que tiene las características de los grupos A-6 y A-7. Los efectos combinados del aumento por encima de 10 del índice plástico y del aumento por encima del 15 % de lo que pasa de la malla No. 200, se reflejan en los valores del índice de grupo desde cero a cuatro (materiales limo-arcillosos).
- Grupo A-4: a este grupo pertenecen los suelos limosos sin plasticidad o poco plásticos, que tienen más del 75 % de sus partículas pasando por la malla No. 200. También incluye este grupo a mezclas de limo fino y hasta un 64 % de arenas y gravas que carecen de la fracción que pasa de la malla No. 200. El índice de grupo varía de uno a ocho, notándose un aumento en el porcentaje de material grueso a medida que se reduce el índice de grupo.
- Grupo A-5: similares al grupo anterior, pero con la diferencia que son del tipo diatomáceo o micáceo. Estos suelos pueden ser muy elásticos según se refleja por su alto límite líquido.

Su índice de grupo varía de uno a 12, indicando los valores crecientes, el efecto combinado de la disminución del porcentaje de material grueso y el aumento de su límite líquido.

- Grupo A-6: arcillas plásticas que tiene el 75 % o más del material pasado de la malla No. 200. Incluye también mezclas de suelo arcilloso fino hasta con un 64 % de grava y arena que carecen de la fracción que pasa de la malla No. 200. Con la humedad estos suelos suelen experimentar fuertes cambios de volumen. Su índice de grupo varía de uno a 16, indican los

valores crecientes el efecto del aumento del índice plástico y la disminución del porcentaje de material grueso.

- Grupo A-7: similares al grupo anterior, excepto que tiene el límite líquido muy alto como es característico de los suelos del grupo A-5. Pueden ser elásticos y están sujetos a grandes cambios de volumen, estos suelos tienen un índice de grupo que varía de uno a 20.

Reflejándose el efecto combinado del aumento del límite líquido, el índice plástico y la disminución del porcentaje del material grueso, en los valores crecientes del índice de grupo.

- Subgrupo A-7-5: materiales con un índice de plasticidad moderado en relación con el límite líquido, los cuáles pueden ser muy elásticos y están sujetos a grandes cambios de volumen.
- Subgrupo A-7-6: materiales que tienen un índice plástico muy alto con relación a su límite líquido y que están sujetos a extremos cambios de volumen con los cambios de humedad.

**Figura 7.**

*Sistema de clasificación ASHTO*

GRUPO SUB-GRUPO	Suelos Granulares: 35% o menos pasa malla # 200							Suelos Arcillosos y Limosos: Más de 35% pasa malla # 200			
	A - 1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5* A-7-6*
Porcentaje de material que pasa el tamiz No. 10 No. 40 No. 200	50max 30max 15max	50max 30max	51 min 10max	35max	35max	35max	35max	36min	36min	36min	36min
Plasticidad Pasa la malla # 40 LL IP	6max		NP	40max 10max	41 min 10max	40max 11min	41 min 11min	40max 10max	41 min 10max	40max 11min	41 min 11min
Índice de Grupo <sup>a</sup>	0		0	0		4max		8max	12max	16max	20max
Materiales Constructivos	Fragmentos de Piedra, grava y Arena		Arena Fina	Grava y/o Arena limosa		Grava y/o Arena arcillosa		Suelos Limosos		Suelos Arcillosos	
Calidad (Subrasante)	Excelente a Buena						Regular a Mala				

\* A-7-5: IP menor o igual a LL - 30      \* A-7-6: IP mayor que LL - 30

$$^a \text{Índice de Grupo} = IG = (F_{200} - 35) [0.2 + 0.005 (LL - 40)] + 0.01 (F_{200} - 15) (IP - 10)$$

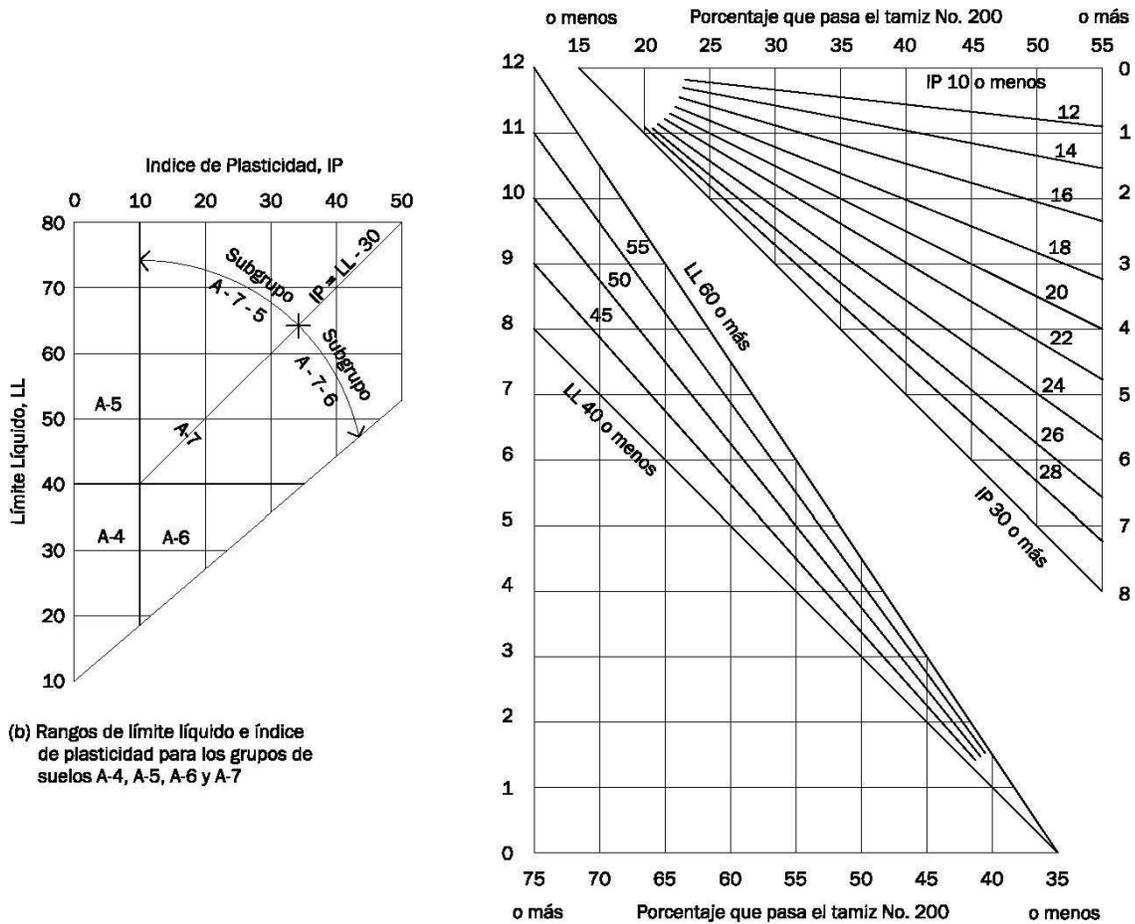
*Nota.* Clasificación de las capas de carreteras. Obtenido de J. Bowles (2015) *Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.*

([https://www.academia.edu/38337330/Josephe\\_e\\_bowles\\_manual\\_de\\_laboratorio\\_de\\_suelos](https://www.academia.edu/38337330/Josephe_e_bowles_manual_de_laboratorio_de_suelos)),

consultado el 10 de junio de 2024. De dominio público.

**Figura 8.**

*Cuadros para utilización en el sistema de clasificación AASHTO*



*Nota.* Clasificación de las capas de carreteras. Obtenido de J. Bowles (2015) *Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil*. ([https://www.academia.edu/38337330/Josephe e bowles manual de laboratorio de suelos](https://www.academia.edu/38337330/Josephe_e_bowles_manual_de_laboratorio_de_suelos)), consultado el 10 de junio de 2024. De dominio público.

### **3.3.2. Sistema unificado de clasificación de los suelos SUCS**

La forma original del sistema de clasificación de suelos fue desarrollada por Arthur Casagrande en 1942, como una herramienta para ser usada en las construcciones diseñadas por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos durante la Segunda Guerra Mundial. En 1952 el Cuerpo de Ingenieros en cooperación con el US. Bureau Reclamation, revisó el sistema creado y es aún en la actualidad, es el más usado por los ingenieros en la clasificación de suelos. La clasificación es basada en las propiedades de plasticidad y en la distribución del tamaño de grano, según esta última, el sistema divide el suelo en dos grandes categorías:

Suelos de grano grueso (granulares): son aquellos materiales en los cuáles el porcentaje retenido en la malla No. 200 es superior al 50 %. Dentro de ellos están las fracciones de arena y grava, son suelos donde la distribución del tamaño y la forma de los granos influye notablemente en las propiedades físico-mecánicas del suelo. El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de ese grupo. El significado se especifica a continuación:

- G: del término inglés Gravel, fracción de suelo más grueso o tamaño grava.
- S: del término inglés Sand, fracción del suelo con tamaño de grano comprendido entre malla No. 4 y malla No. 200.

Las gravas y arenas se separan por la malla No. 4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico G, si más del 50 % de su fracción gruesa (retenida en la malla No. 200) no pasa por la malla No. 40 y es del grupo genérico S, en caso contrario.

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

- Materiales prácticamente limpios de finos, bien gradados.
  - W: del término inglés Well, buena gradación del suelo, o sea que dentro de la masa de suelo hay predominio de un tamaño de grano. En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.
  
- Materiales prácticamente limpios de finos, mal gradados.
  - P: del término inglés Poorly, mala gradación. Significa que dentro de la masa de suelo hay variedad en el tamaño de grano, aunque haya predominio de uno de ellos. Da lugar a los grupos GP y SP
  
- Materiales con cantidad apreciable de finos no plásticos.
  - M: del término sueco Mo, fracción fina del suelo que no posee propiedades de plasticidad, o de tener, es muy baja. Da lugar a los grupos GM y SM.
  
- Materiales con cantidad apreciable de finos plásticos.
  - C: del término inglés Clay, fracción fina del suelo que posee propiedades de plasticidad. Da lugar a los grupos GC y SC

Suelos de grano fino: también en este caso el sistema considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo por dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado para los suelos gruesos y

dando lugar a las siguientes divisiones:

- Limos inorgánicos:
  - M: del término sueco Mo, fracción fina del suelo que no posee propiedades de plasticidad o de tener, es muy baja.
  
- Arcillas inorgánicas:
  - C: del término inglés Clay, fracción fina del suelo que posee propiedades de plasticidad.
  
- Limos y Arcillas orgánicas:
  - O: del término inglés Organic, define a los suelos que tienen propiedades orgánicas como turba. Suelos no aptos para ingeniería.

Cada uno de estos tres tipos de suelo se subdividen, según su límite líquido, en dos grupos. Si este es menor del 50 %, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade el símbolo genérico:

- L: del término inglés Low, suelos con baja plasticidad, son aquellos donde  $LL < 50$ . Obteniéndose de esta combinación los grupos ML, CL y OL.

Si los suelos son finos con límite líquido mayor del 50 % o sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico:

- H: del término inglés High, suelos con alta plasticidad, aquellos donde

LL>50. Teniéndose así los grupos MH, CH y OH.

Ha de notarse que las letras L y H no se refieren a alta o baja plasticidad, pues esta propiedad del suelo ha de expresarse en función de dos parámetros (LL e IP), mientras que en el caso actual sólo el valor del límite líquido interviene. En la Tabla 25 se presentan los factores a considerar en la clasificación de un suelo de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos (SUCS).

Gravas o arenas son: GW, GP, SW o SP, si menos del cinco por ciento del material que pasa a través del tamiz No. 200; la designación bien graduada o grada depende de los valores característicos para Cu y Cc.

Gravas y arenas son: GM, GC, SM o SC, si más del 12 % del material que pasa a través del tamiz No. 200; la designación limo o arcilla se determina después de obtener los valores de los límites líquido y plástico de la fracción menor al tamiz No. 40 y utilizando los criterios de carta de plasticidad de la Figura 9.

Las gravas y las arenas se pueden clasificar así:

GW-GC	SW-SC	GP-GC	SP-SC
GW-GM	SW-SM	GP-GM	SP-SM

Si entre 5 y 12 % del material pasa a través del tamiz No. 200

Los suelos de grano fino (más del 50 % pasa el tamiz No. 200) son, ML, OL o CL. Si los límites líquidos son menores que 50 %.

Los suelos de grano fino son: MH, OH o CH, si los límites líquidos son superiores a 50 %. Los límites líquido y plástico se ejecutan sobre material correspondiente a la fracción menor del tamiz No. 40 de todos los suelos, incluyendo gravas, arenas y suelos finos, utilizando en la ejecución los procedimientos del ensayo del límite líquido y plástico. Estos límites se utilizan con la carta de plasticidad, para determinar el prefijo M, O o C, dependiendo de la localización de las coordenadas de plasticidad del suelo dentro de la carta.

Una descripción visual del suelo debe siempre incluirse juntamente con el símbolo unificado para completar la clasificación igualmente para el Sistema de Clasificación *AASHTO*. En la Figura 9, se presenta la carta de plasticidad para el SUCS; este cuadro es otra contribución de *Casagrande* al sistema y la línea A que se encuentra en él, es conocida como línea A de *Casagrande*. De acuerdo con la sugerencia del Cuerpo de Ingenieros en el sentido de que no se han encontrado suelos con coordenadas superiores a las determinadas por la línea límite superior mostrada.

**Tabla 1.**

*Sistema unificado de clasificación de los suelos SUCS*

Divisiones Mayores		Símbolo de Grupo	Nombres Típicos	Criterios de clasificación para suelos granulares	
Suelos de grano grueso Si menos del 50% del material pasa el tamiz No. 200	Gravas Si menos del 50% de la fracción gruesa pasa por el tamiz No. 4)	GW	Gravas bien gradadas, mezclas gravosas, pocos o ningún fino	$C_u = D_{60}/D_{10} > 4$ $C_c = 1 < D_{30}^2 / (D_{10} \times D_{60}) \leq 3$	
		GP	Gravas pobremente gradadas, mezclas grava-arena, pocos o ningún fino	No cumplir todos los requisitos de gradación para GW	
		GM	$d/u$ Gravas limosas, mezclas grava-arena-limo	Límites de Atterberg por debajo de la línea A o $IP < 4$	A los materiales sobre la línea A con $4 < IP < 7$ se considera de frontera y se les asigna doble símbolo
	GC	Gravas arcillosas, mezclas grava-arena-arcillosas	Límites de Atterberg por encima de la línea A o $IP > 7$		
	Arenas (Si más del 50% de la fracción gruesa pasa por el tamiz No. 4)	SW	Arenas bien gradadas, arenas gravosas, pocos o ningún fino	$C_u = D_{60}/D_{10} > 6$ $C_c = 1 < D_{30}^2 / (D_{10} \times D_{60}) \leq 3$	
		SP	Arenas pobremente gradadas, arenas gravosas, pocos o ningún fino	No cumplir todos los requisitos de gradación para SW	
SM		$d/u$ Arenas limosas, mezclas arena-limo	Límites de Atterberg por debajo de la línea A o $IP < 4$	Si el material está en la zona sombreada con $4 \leq IP \leq 7$ se considera de frontera y se le asigna doble símbolo	
SC	Arenas arcillosas, mezclas arena-arcilla	Límites de Atterberg por encima de la línea A o $IP > 7$			
Suelos de grano fino Si más del 50% del material pasa el tamiz No. 200	Limos y arcillas (Límite Líquido $LL < 50$ )	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas, o limos arcillosos con poca plasticidad	1. Determinar el porcentaje de arenas y gravas de la curva de granulometría. 2. Dependiendo del porcentaje de finos (fracción menor que el tamiz No. 200) los suelos gruesos se clasifican como sigue: Menos del 5% --- GW, GP, SW, SP Más del 12% --- GM, GC, SM, SC De 5 a 12% --- Casos de frontera que requieren doble símbolo	
		CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras		
		OL	Limos orgánicos, arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad		
	Limos y arcillas (Límite Líquido $LL > 50$ )	MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o diatomáceos, suelos elásticos		
		CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas		
		OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta, limos orgánicos		
	Suelos altamente orgánicos	Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos		

Nota. Clasificación de las capas de carreteras. Obtenido de J. Bowles (2015) *Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil*. ([https://www.academia.edu/38337330/Josephe\\_e\\_bowles\\_manual\\_de\\_laboratorio\\_de\\_suelos](https://www.academia.edu/38337330/Josephe_e_bowles_manual_de_laboratorio_de_suelos)), consultado el 10 de junio de 2024. De dominio público.

### **3.4. Comportamientos, criterios y parámetros de especímenes bajo estados de confinamiento en ensayo triaxial**

Ensayo triaxial es la prueba que más utilizan en la actualidad para determinar los parámetros de resistencia al corte de los suelos. Debido a que el suelo es un material tan complejo, ninguna prueba bastará por sí sola para estudiar todos los aspectos importantes del comportamiento esfuerzo-deformación. El ensayo triaxial constituye el método más versátil en el estudio de las propiedades esfuerzo-deformación. Con este ensayo es posible obtener una gran variedad de estados reales de carga. Esta prueba es la más común para determinar las propiedades esfuerzo – deformación.

Este ensayo se realiza sobre muestras inalteradas o alteradas de suelo de forma cilíndrica con relación uno a dos y sometida a una presión de confinamiento en todas sus caras (fuerzas compresivas que actúa en tres direcciones en ángulos rectos entre sí). A continuación, se incrementa el esfuerzo axial hasta que el espécimen llega a la falla. Como no existen esfuerzos tangenciales sobre las caras del espécimen cilíndrico, el esfuerzo axial y la presión de confinamiento son los esfuerzos principal mayor y principal menor respectivamente. Al incremento del esfuerzo axial se denomina esfuerzo desviador, uno en la dirección longitudinal y los otros dos en dirección lateral.

En una prueba de compresión triaxial la falla ocurre debido al corte, por ello es necesario considerar la relación entre la resistencia al corte y la tensión normal que actúa sobre cualquier plano dentro del cuerpo a compresión.

Muchos de los problemas de mecánica de suelos son considerados en dos dimensiones y sólo son usadas las tensiones principales mayor y menor, por lo que a la influencia de la tensión principal intermedia se le resta importancia. Este

ensayo permite determinar las tensiones y deformaciones de probetas de suelo al variar los esfuerzos que actúan, obteniendo la cohesión  $C$  y ángulo de fricción interna  $\Phi$ .

Entre las ventajas del ensayo de compresión triaxial tenemos:

- Control de las condiciones de consolidación y drenaje
- Control de la presión de confinamiento
- Control de la presión de poros
- Permite medición de cambios de volumen
- Puede monitorearse el estado de tensiones durante el ensayo
- Se puede realizar tanto en suelos cohesivos como granulares
- Puede reproducirse un estado de tensiones similar al que tiene el suelo en la naturaleza
- Cuando la cámara se modifica apropiadamente es posible simular condiciones iniciales isotrópicas o anisotrópicas.

La preparación de la probeta requiere el máximo cuidado, las dimensiones usuales son 2.5 plg de diámetro y cinco pulgadas de altura, aunque pueden ser mayores si se trata de materiales granulares. En general, se trata de mantener una relación mínima de dos entre la altura y el diámetro de la probeta, para minimizar efectos de borde.

Debe tenerse la precaución de eliminar el aire que pueda existir entre la membrana y la probeta. Una vez armado el conjunto de base, el cabezal inferior, probeta, cabezal superior y membrana, se coloca la cámara de lucita y la tapa que se ajusta cuidadosamente. El vástago transmite la presión vertical. Se llena la cámara de agua (puede ser agua, aceite o glicerina) eliminando todas las burbujas de aire y se coloca la cámara triaxial en la prensa conectándose los

deformímetros que medirán las deformaciones  $\otimes \epsilon$  y la carga que es transmitida al anillo.

Al tratar de reproducir en el laboratorio las condiciones a que el suelo estará sujeto en la obra que se trate, será necesario tomar en cuenta cada uno de esos factores tratando de reproducir las condiciones en cada caso particular, esto no es práctico. Se han reproducido aquellas circunstancias más típicas e influyentes en algunas pruebas estandarizadas que se refieren a comportamientos y circunstancias extremas, sus resultados pueden adaptarse al caso real, interpretándolo con un criterio sano con base en la experiencia. Las etapas de una prueba de compresión triaxial se dividen en: sollicitación isotrópica y sollicitación anisotrópica; las cuáles se describen como:

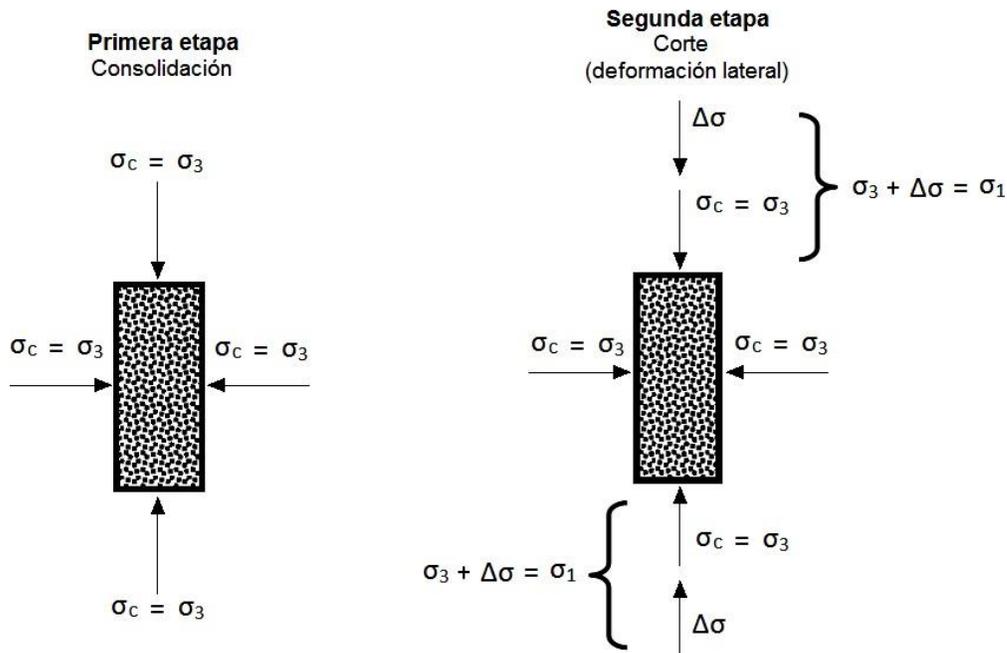
Primera etapa: se inicia con la aplicación de la presión de cámara, en caso de condiciones drenadas y no drenadas, lo que influirá si es consolidado o no.

Segunda etapa: carga, el espécimen se somete a esfuerzos cortantes induciendo esfuerzos principales diferentes entre sí.

Esta etapa depende si es drenada o no drenada, aunque este proceso tiene sentido si se dreno en la primera etapa.

**Figura 9.**

*Esfuerzos triaxiales en especímenes*



*Nota.* Esfuerzos triaxiales. Elaboración propia, realizado en AutoCAD.

**Tabla 2.**

*Etapas de los diferentes tipos de ensayo triaxial*

TIPO DE ENSAYO	ETAPA I		ETAPA II		Duración del ensayo
	Solicitación isotrópica		Solicitación anisotrópica		
	Drenaje	Gráficas	Drenaje	Gráficas	
UU	No	No	No	$(\sigma_1 - \sigma_3) = f(\epsilon)$	Minutos
CU	Si	$\Delta V / V_0 = f(t)$	No	$(\sigma_1 - \sigma_3) + U = f(t)$	Depende del tipo de suelo
CD	Si	$\Delta V / V_0 = f(t)$	Si	$(\sigma_1 - \sigma_3) + \Delta V / V_0 = f(\epsilon)$	Depende del tipo de suelo

*Nota.* Tipos de ensayos. Obtenido de B. Das (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (p. 58). Cengage Learning.

#### Ventajas del ensayo de compresión triaxial:

- El espécimen no es forzado a inducir la falla sobre una superficie determinada.
- Consecuentemente, una prueba de compresión puede revelar una superficie débil relacionada a alguna característica natural de la estructura del suelo.
- Las tensiones aplicadas en pruebas de compresión en laboratorio son una aproximación de aquellas que ocurren *in situ*.
- Las tensiones aplicadas son los esfuerzos principales, ya que es posible realizar un estrecho control sobre las tensiones y las deformaciones.
- Las condiciones de drenaje pueden ser controladas, ya que es posible una gran variedad de condiciones de prueba.

#### Limitaciones del ensayo de compresión triaxial:

- En algunos casos, el tamaño de la arcilla contenida en la muestra puede tener importantes efectos sobre la resistencia medida.
- Se deben confeccionar o tomar muestras de diámetros que representen adecuadamente grietas y discontinuidades en una muestra de suelo.

El criterio para la elección del ensayo triaxial más adecuado es tratar de reflejar en el laboratorio las condiciones a las que va a estar o está expuesto el suelo en la obra, se debe poner énfasis en analizar cuáles son las condiciones

críticas del suelo durante la construcción o durante la vida útil de la obra.

En este caso, se utilizan directamente los esfuerzos totales de los ensayos triaxiales, según el problema específico que se tenga. El criterio general es proyectar la estructura para las etapas críticas de su vida útil y aplicar un determinado tipo de ensayo triaxial, según las condiciones de la etapa crítica que se esté analizando. Por ejemplo, consideremos un edificio que será construido sobre un terreno arcilloso; según el proceso de consolidación, la resistencia al corte aumentará a medida que dicho proceso se desarrolle en el tiempo.

El proceso de consolidación será mucho más lento que la construcción del edificio, en consecuencia, la etapa crítica será el momento de finalizar la construcción. Aquí será el ensayo tipo UU el más representativo, es decir, una carga aplicada rápidamente sobre el suelo.

Por el contrario, si el edificio anterior se construye sobre una capa de arcilla con abundantes estratos de arena que proporcione un drenaje rápido y eficiente, el ensayo tipo CU o tipo CD serían los adecuados.

Si se está verificando la estabilidad de un terraplén ya construido, luego de un tiempo considerable, evidentemente el ensayo tipo CD sería el que mejor represente las condiciones de la obra.

Pero si estamos proyectando un terraplén que se va a construir rápidamente sobre un estrato de suelo arcilloso, debido al efecto favorable del proceso de consolidación sobre la resistencia al corte, será crítico el momento en que se termina el terraplén, antes de que se lleve a cabo el proceso de consolidación. En este caso el ensayo tipo UU es el más adecuado.

La idea de realizar un ensayo triaxial es poder llegar a la determinación de las propiedades mecánicas que el suelo pueda presentar bajo un incremento de esfuerzos, tales como son la cohesión, ángulo de fricción interna y capacidad de carga del suelo; en el caso de una prueba triaxial es bajo condiciones de esfuerzos de compresión, pero dada la forma en la que la probeta que se utiliza para este ensayo que es cilíndrica, se puede tener una mayor apreciación de las deformaciones de la probeta.

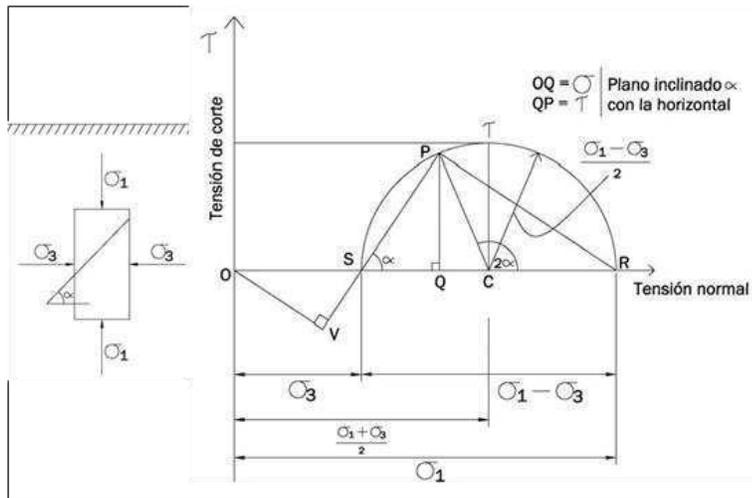
Las probetas utilizadas para las pruebas de triaxial dependen principalmente de la máquina que se tenga pensado utilizar, ya que cada máquina brinda las especificaciones de los diámetros para la cual fue diseñada.

### **3.5. Círculo de Mohr, esfuerzo cortante y criterio de falla para ensayo triaxial no drenado y no consolidado (UU)**

Es la representación gráfica de los estados de esfuerzo de una muestra de suelo, sometida a una prueba de compresión triaxial. La construcción gráfica, para definir el lugar geométrico de un punto P, por medio de círculos, es de gran importancia en la Mecánica de Suelos. Estas resultantes son conocidas como tensiones de círculo de Mohr. Dichos círculos, representan los esfuerzos sobre un plano cuya tensión normal forma un ángulo  $\theta$  con la dirección del esfuerzo principal mayor  $\sigma_1$ . Dada la magnitud y la dirección de las tensiones  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ , se pueden calcular los esfuerzos normales y tangenciales mediante las expresiones correspondientes al círculo de Mohr.

**Figura 10.**

*Representación gráfica de un sistema de tensiones*



*Nota.* Sistema de tensión. Obtenido de C. Crespo (2018). *Mecánica de suelos y cimentaciones*. (p. 162). Limusa.

En el círculo de *Mohr* se deben notar los siguientes puntos:

- El eje horizontal representa las tensiones normales y el eje vertical representa las tensiones de corte, todas dibujadas en la misma escala.
- Los extremos del diámetro del círculo están definidos por los valores de  $\sigma_3$  y  $\sigma_1$ , medidos desde el origen.
- El punto P tiene por coordenadas las tensiones normales y de corte sobre un plano inclinado en un ángulo con respecto a la horizontal. Alternativamente, P puede ser encontrado trazando un radio desde el centro C a un ángulo  $2\alpha$  con respecto a la horizontal. En un plano inclinado de  $\alpha$ , la tensión normal es igual a OQ y la tensión de corte es igual a QP.

- El diámetro del círculo es igual a  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ , la diferencia de tensiones principales es conocida como “esfuerzo desviador”, que está dada por la fórmula.

$$O = \sigma_1 - \sigma_3$$

- La máxima tensión de corte es representada por el punto P (punto más alto del círculo) y es igual al radio.

$$R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

- Un plano sobre el cual ocurre la máxima tensión de corte, está inclinado en  $45^\circ$  con respecto a la horizontal.
- El centro del círculo C, está a una distancia OC desde el origen y recibe el nombre de esfuerzo desviador en rotura o  $q_{\text{máx}}$ .

$$OC = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

Durante esta prueba no drenada y no consolidada (UU), no hay drenaje del agua insertada dentro de la cámara de triaxial, por lo tanto, no se presenta una disipación de la presión de poro, también no hay drenaje durante la aplicación del esfuerzo desviador. Por lo que el esfuerzo principal menor  $\sigma_3$  se conserva con un valor constante hasta que la falla se presenta con el aumento del esfuerzo principal mayor  $\sigma_1$ . Este ensayo se puede realizar ya sea con la medición de la presión de poro o sin ella, esta depende principalmente del tipo de suelo que se

va a ensayar y el tipo de análisis para el cual se utilizará el resultado.

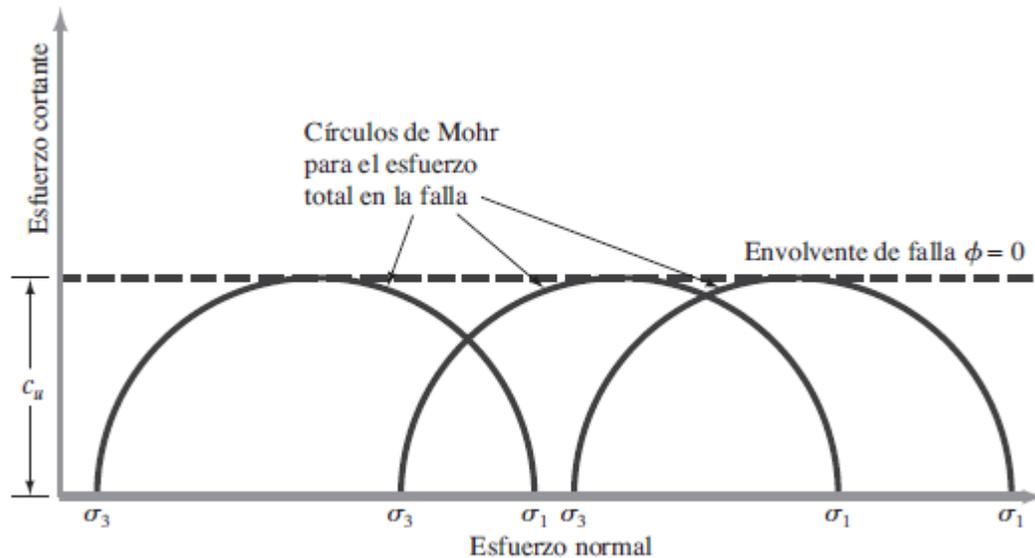
El ensayo no consolidado-no drenado se puede clasificar en 4 tipos que difieren en la condición en la que se encuentra el suelo cohesivo, es decir, si está totalmente saturado o parcialmente saturado. También en las condiciones en las que se encuentra la probeta, es decir, si esta es hecha con una muestra inalterada de suelo o bien, es de una probeta remoldeada.

### **3.5.1. Prueba no consolidada y no drenada en suelos cohesivos saturados**

Este ensayo se lleva a cabo en muestras inalteradas de arcillas, limos y turbas como la medición del esfuerzo natural del suelo y en muestras remoldeadas de arcilla cuando se está midiendo la sensibilidad de llevar a cabo el ensayo en laboratorio. La fuerza cortante del suelo, expresada como la cohesión aparente, es utilizado en el análisis de estabilidad llevado a cabo en términos del esfuerzo total, por lo cual, para este tipo de suelo es conocido que  $\phi = 0$ .

**Figura 11.**

*Círculos de Mohr y envolvente de falla para suelo cohesivo saturado*



*Nota.* Representación gráfica de Círculos de Mohr y envolvente de falla. Obtenido de B. Das (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (p. 255). Cengage Learning.

Por lo tanto, en este ensayo solamente se obtiene un círculo de Mohr y la forma de la falla en términos del esfuerzo efectivo no se puede determinar. Los cambios en la presión de poro ocurren durante el muestreo y la preparación de muestras inalteradas como el resultado de la remoción del esfuerzo principal in situ, que por lo general no son iguales debido a que se alteran las propiedades al hacer la extracción de la muestra. Por esta razón la medición de presión de poro no es usualmente realizadas en pruebas sin drenar en muestras saturadas.

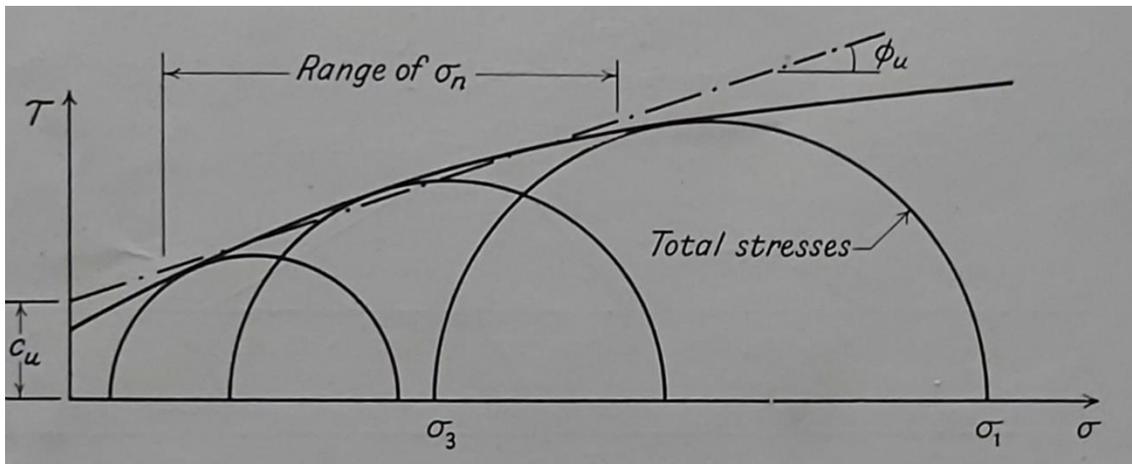
### **3.5.2. Prueba no consolidada y no drenada en suelos cohesivos parcialmente saturados**

La aplicación más común de este ensayo es en muestras de material de

relleno el cual es compactado en laboratorio bajo condiciones específicas de contenido de agua y densidad. También es aplicado en muestras inalteradas de estratos los cuales no están completamente saturados y en muestras de corte de rellenos existentes o en secciones de prueba.

### Figura 12.

*Círculos de Mohr y envolvente de falla para suelo*

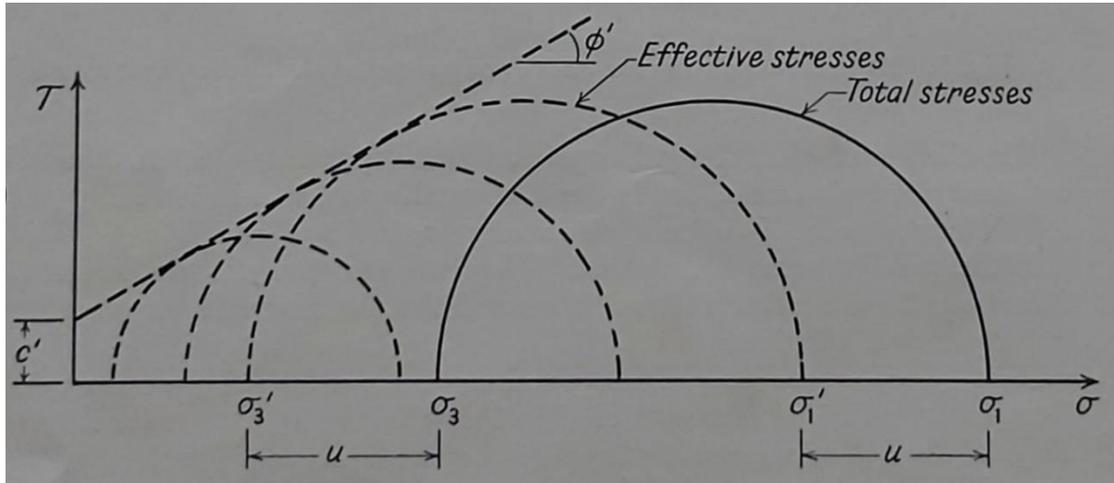


*Nota.* Para suelo cohesivo parcialmente saturado con esfuerzos totales. Obtenido de A. Bishop y D. Henkel. (1957). *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test.* (p. 12). Edward Arnold.

El esfuerzo desviador en la falla es encontrado al incrementar la presión en la cámara. Este incremento se torna progresivamente más pequeño al momento que el aire en los vacíos son comprimidos y pasan a ser parte de la solución y cesa cuando los esfuerzos son lo suficientemente grandes para causar una saturación completa de la probeta. Si la presión de poro es medida durante el ensayo, la envolvente de falla se puede expresar en términos de esfuerzo efectivo, y se observa que es lo más cercano a una línea recta por un amplio rango de esfuerzos.

**Figura 13.**

*Círculos de Mohr y envolvente de falla para suelo*



*Nota.* Para suelo cohesivo parcialmente saturado con esfuerzos efectivos no consolidado y no drenado. Obtenido de A. Bishop y D. Henkel. (1957). *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test.* (p. 12). Edward Arnold.

Respecto al esfuerzo cortante en los suelos, es el proceso más importante de la geotecnia. La capacidad de soporte de cimentaciones superficiales como profundas, la estabilidad de los taludes y el diseño de muros o paredes de retención, llevan implícito el valor de la resistencia al esfuerzo cortante.

El esfuerzo cortante de un suelo se ha definido como la máxima resistencia que el suelo puede soportar. Puntualmente, se ha expresado como la resistencia interna que ofrece la masa de suelo por área unitaria para resistir la falla al deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él.

Mohr presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales. Esta teoría afirma que un material falla debido a una combinación máxima de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no solo por la presencia de un esfuerzo máximo normal o bien de un esfuerzo máximo cortante. Por lo cual, la relación entre un

esfuerzo normal y un esfuerzo cortante sobre un plano de falla se expresa en la ecuación:

$$f(\sigma) =$$

Donde:

$\tau_f$  = esfuerzo cortante sobre el plano de falla

$\sigma$  = esfuerzo normal sobre el plano de falla

La envolvente de falla definida por la ecuación es una línea curva. Para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, es suficiente aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal [9], lo cual se conoce como el Criterio de falla Mohr-Coulomb como se presenta en la Ecuación:

$$\tau_f = \tan \phi \sigma + c$$

Donde:

$c$  = cohesión

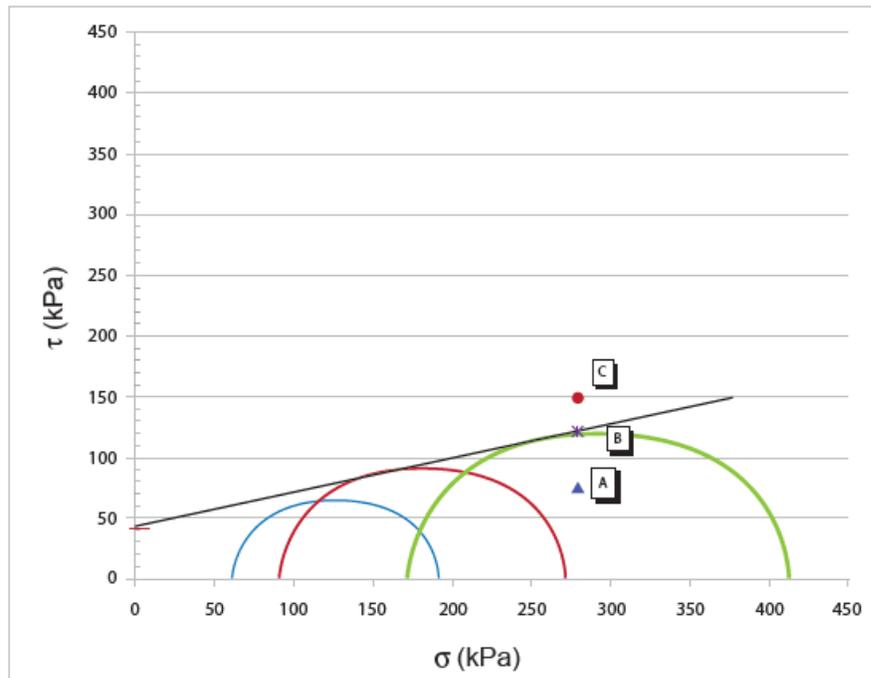
$\phi$  = ángulo de fricción interna

En la Figura 14 se observa, que, si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano en una masa de suelo son tales que son representados por el punto A, entonces no ocurrirá una falla cortante a lo largo de ese plano. Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano son representados por el punto B (sobre la envolvente de falla), entonces ocurrirá una falla de cortante a lo largo de ese plano. Un estado de esfuerzo ubicado en el punto C no existe,

porque queda por arriba de la envolvente de falla y la falla cortante ya habría ocurrido en el suelo.

**Figura 14.**

*Envolvente de falla de Mohr*



*Nota.* Representación gráfica de envolvente de falla de Mohr. Elaboración propia, realizado con Excel.



## 4. DESARROLLO EXPERIMENTAL

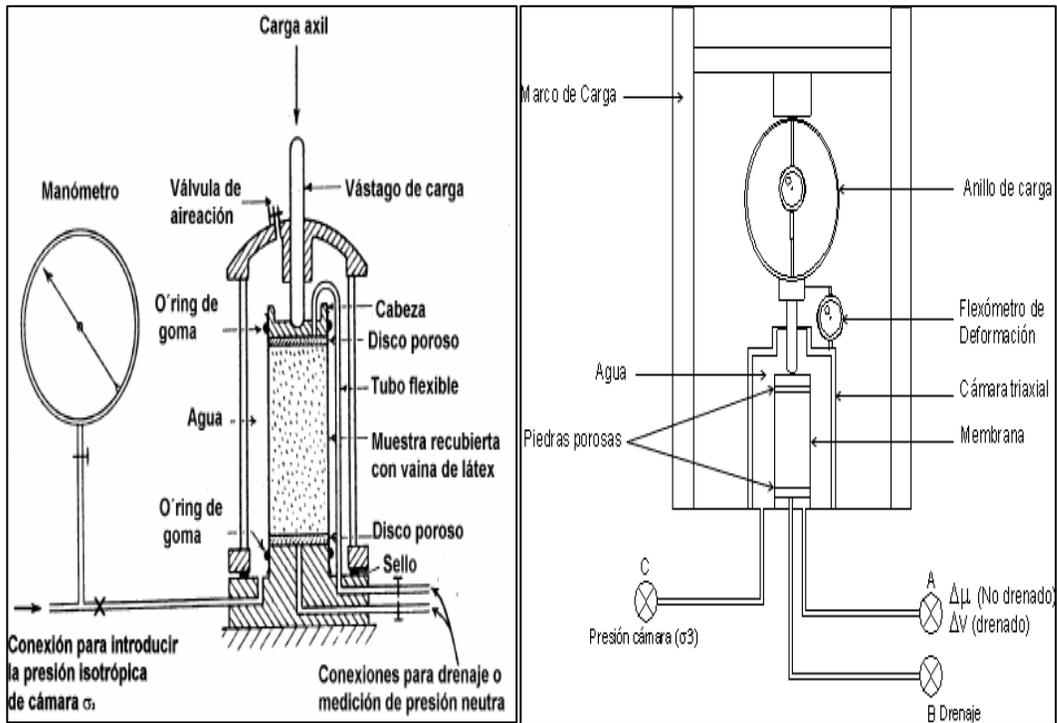
### 4.1. Prueba no drenada y no consolidada (uu)

Durante la ejecución de este ensayo no se permite la consolidación del espécimen. De la Figura 15, la válvula B permanece cerrada durante todo el ensayo; tanto en la etapa de consolidación durante la aplicación del esfuerzo principal menor como en la etapa de carga.

Se fija el valor de la presión de confinamiento  $\sigma_3$  dentro del rango de presiones que actúan en el terreno natural y antes de comenzar el ensayo se cierran las llaves de drenaje. Se aplican cargas axiales lentamente y se van tomando las lecturas de  $\Delta l$  y de  $\Delta F$  cada 0.25 mm de deformación hasta la rotura, que se manifiesta por el descenso de las cargas o cuando la fuerza de compresión se mantiene constante o cuando la probeta se deforma hasta un 20 % aproximadamente.

**Figura 15.**

*Diagrama esquemático de ensayo triaxial*



*Nota.* Diagrama esquemático de ensayo triaxial. Obtenido de B. Das (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (p. 58). Cengage Learning.

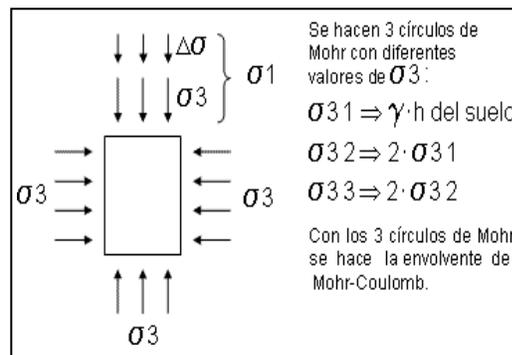
La presión axial de rotura es  $\sigma_1$ , con ese valor y el valor  $\sigma_3$  se realizan tres círculos con diferentes valores del esfuerzo principal menor, procurando que en cada ensayo se duplique la presión de cámara inmediatamente anterior. Se efectúan las determinaciones con otras probetas para otros valores de  $\sigma_3$  obteniendo las respectivas tensiones  $\sigma_1$ . Con estos tres círculos se traza la envolvente Mohr-Coulomb, la cual determina la línea de rotura.

El proceso de ensayo es muy simple: en primer lugar, se aplica la presión de cámara con las válvulas cerradas y rápidamente se aplica la carga axial. La

desventaja de este tipo de triaxial es que no se pueden determinar los esfuerzos efectivos, ya que, al hacerse rápidamente y no permitirse el drenaje, el incremento de esfuerzo es asumido por el agua. La única forma de obtener parámetros efectivos con este ensayo es garantizando que el espécimen de ensayo esté completamente saturado. Los parámetros de resistencia al corte son aptos para condición no drenada en arcillas, en otros casos se pueden emplear para análisis mediante esfuerzos totales, pero los resultados no son confiables, todo depende del buen juicio del ingeniero.

**Figura 16.**

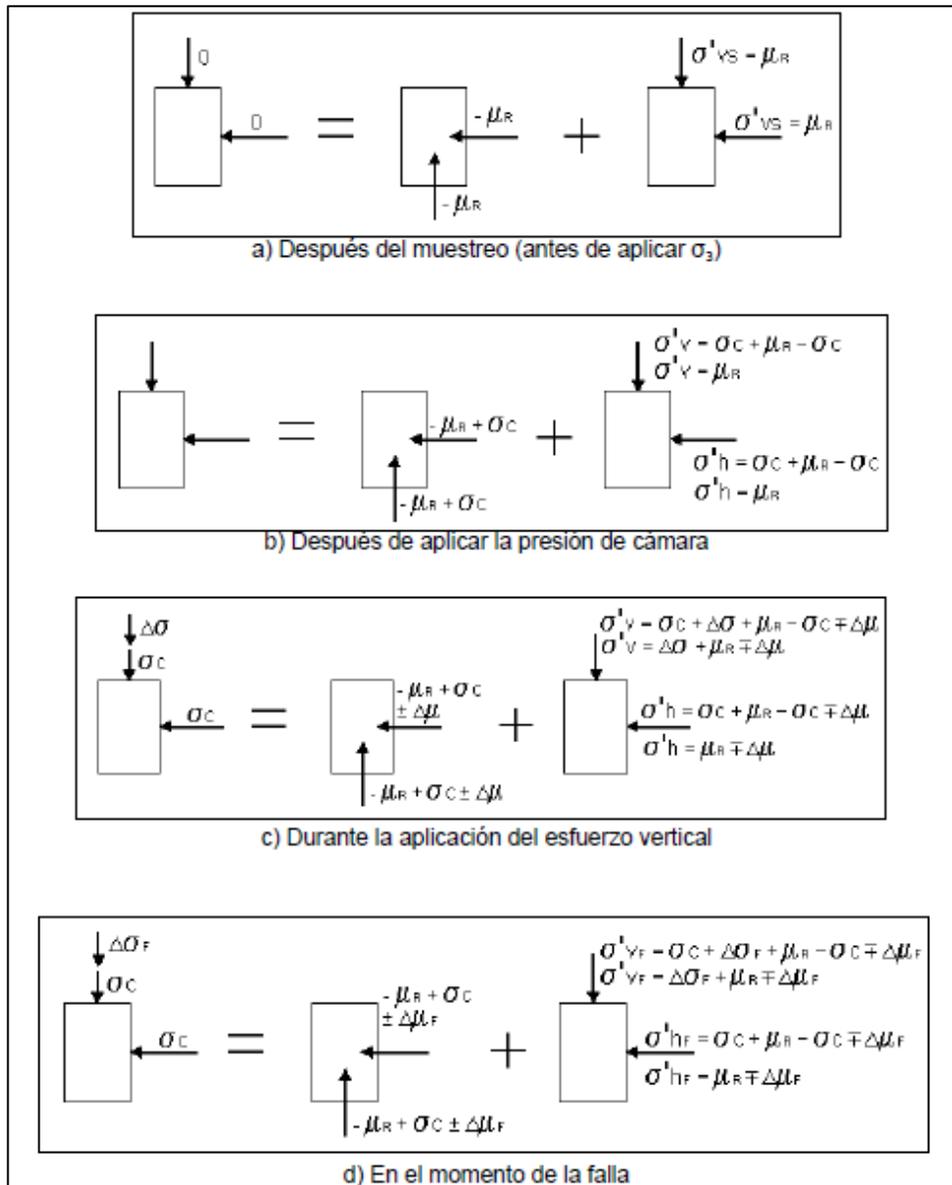
*Resistencia al esfuerzo cortante en ensayo triaxial tipo UU*



*Nota.* Resistencia al esfuerzo cortante en ensayo triaxial tipo UU. Obtenido de B. Das (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (p. 62). Cengage Learning.

**Figura 17.**

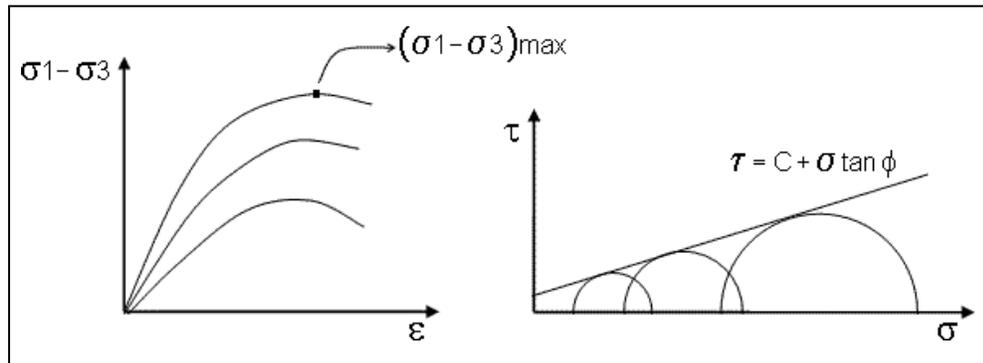
*Distribución de esfuerzos compresión durante un ensayo triaxial tipo UU*



Nota. Distribución de esfuerzos compresión. Obtenido de B. Das (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (p. 64). Cengage Learning.

**Figura 18.**

*Esfuerzo vs deformación y envolvente de falla*



*Nota.* Representación gráfica esfuerzo vs deformación y envolvente de falla Mohr-Coulomb en ensayo triaxial UU. Obtenido de B. Das (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (p. 240). Cengage Learning.

- Procedimiento de realización del ensayo triaxial
  - Una vez obtenida la probeta remoldeada se pesa (PNH) y se coloca cuidadosamente en posición sobre una placa de vidrio, para medir la altura (h) y el diámetro (d) con un calibrador vernier, que aproxime a 0.01 cm y se anotan los valores.
  - Sobre la base inferior de la cámara triaxial, se coloca un disco de vidrio de una pulgada de espesor y sobre este se coloca una piedra porosa. Todo el conjunto sirve de base para colocar la probeta en posición vertical.
  - Se coloca la membrana de látex en la parte interior del aparato de colocación y dos ligas en la parte exterior. Este conjunto se coloca sobre la probeta, deslizando la funda y colocando las ligas en la

membrana cubriendo la probeta. El extremo inferior de la membrana látex se sujeta sobre la base que contiene la piedra porosa y el disco de vidrio.

- Se verifica que la probeta esté centrada, se coloca la cámara triaxial haciendo coincidir tornillos de ajuste con sus respectivos agujeros. Teniendo precaución de levantar el vástago para no tocar la probeta.
- Se cierra herméticamente la cámara, ajustando las tuercas a los tornillos de qué está provista, procurando que las dos bases queden paralelas y pueda coincidir el centro del balero que está alojado en el cabezal con la espiga del vástago que transmite la carga axial.
- Se coloca el micrómetro en el soporte de la cámara y apoyado sobre el marco, procurando que quede en posición vertical.
- Se llena la cámara de agua, hasta que no exista aire. Se aplica la presión lateral con la cual se va a ensayar el espécimen. Considerando que todas las llaves del dispositivo para compresión triaxial estén cerradas.

Nota: en el laboratorio se aplica la presión lateral a tres estados de confinamiento: 5, 10 y 20 T/m<sup>2</sup>, aplicados en ese orden.

- Una vez dada la presión lateral a la cual se va a ensayar el espécimen (5 T/m<sup>2</sup>), los micrómetros se colocan en cero tanto el del anillo como el de la probeta. En el registro se anota las lecturas iniciales del anillo y del micrómetro en sus correspondientes

columnas.

- En el control de marcha, se fija la velocidad de ruptura a la cual se va a someter el espécimen durante el ensayo y la cual generalmente, es de: 1.27 mm/min (0.05 plg/min).
- Se pone en marcha el dispositivo eléctrico que elimina la fricción del vástago y el mecanismo de carga, tomando lecturas simultáneas tanto del anillo como la probeta, con la frecuencia que sea necesaria.
- Las lecturas deben suspenderse cuando la carga, después de haber llegado a un máximo, empieza a decrecer (materiales arenosos) o bien cuando la deformación corresponda a un 20 % con respecto a la altura inicial (materiales plásticos). Cuando esto ocurre, se detiene el dispositivo eléctrico y se procede a incrementar la presión lateral o sea  $10 \text{ T/m}^2$  y se realizan de nuevo los pasos ocho y nueve hasta llegar al esfuerzo de  $20 \text{ T/m}^2$  y consecuentemente realizar los pasos ocho y nueve. En este momento se considera que el ensayo ha finalizado.
- Se procede a desmontar el espécimen; para ello se lee nuevamente la presión lateral y se anota en el renglón  $\sigma_3 = 20 \text{ T/m}^2$ .
- Se desliga el espécimen de las bases, se retira la funda y se pesa el espécimen, anotando el valor en el renglón peso probeta húmeda + tara.
- Se mide nuevamente su altura (h) y si la falla fue del tipo plástico,

se determina la zona de falla tomando dos diámetros perpendiculares en tres planos horizontales, procurando que uno de ellos esté en la sección más deformada. Se hace el croquis del espécimen deformado.

- Se introduce al horno a 110 °C, para su secado, durante 18 horas como mínimo; después se saca, esperar a que se enfríe y pesar; se anota en el renglón peso probeta seca + tara.

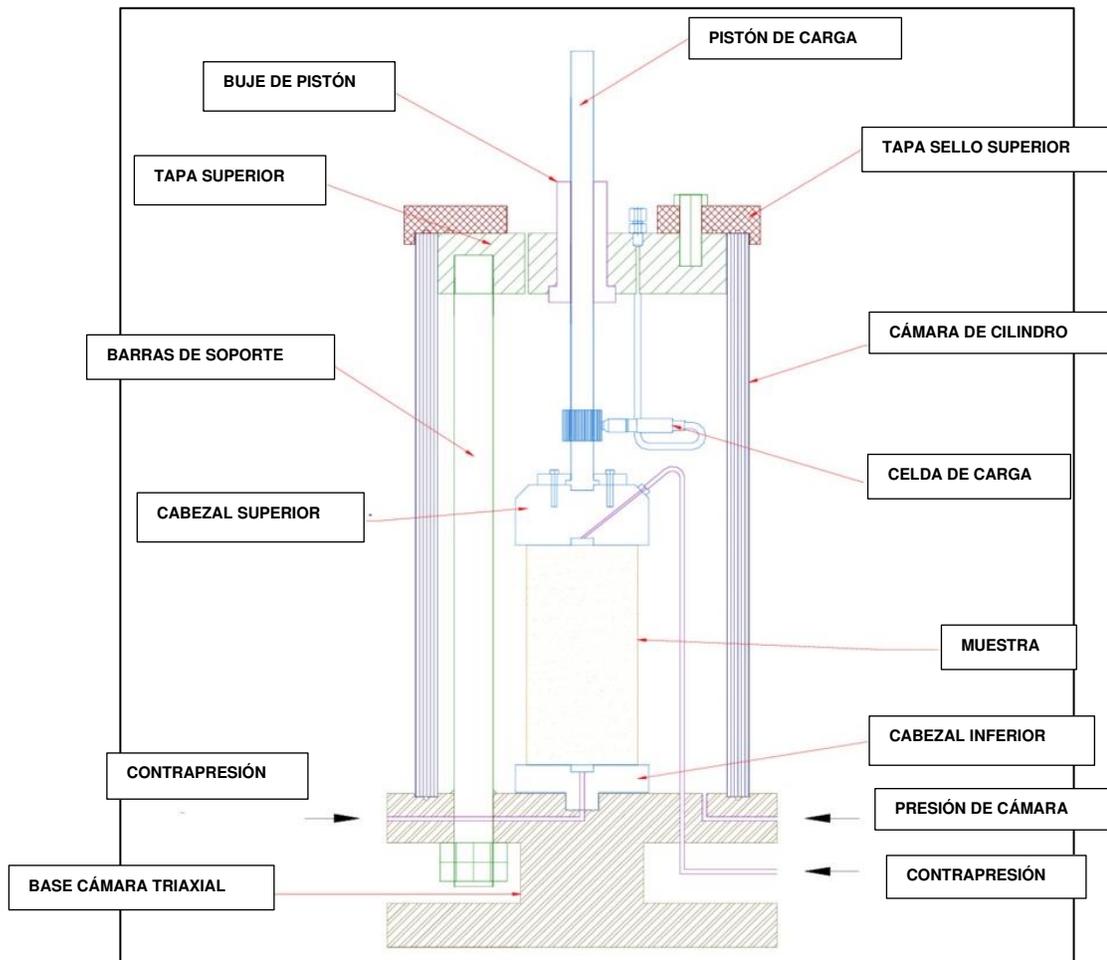
Nota: este procedimiento se recomienda realizarlo en dos probetas como mínimo para definir la envolvente de Mohr, si dos probetas no son suficientes se probarán las que sean necesarias.

#### **4.2. Equipo para utilizar**

El esquema de representación de un aparato adecuado de compresión triaxial para el desarrollo de ensayos realizados no drenados - no consolidados tipo UU, es mostrado en la Figura 19.

**Figura 19.**

*Esquema de aparato de compresión triaxial*



*Nota.* Aparato a utilizar. Obtenido de GEOSUPORT (2013). *Ensayos de laboratorio – resistencia de los suelos (3): ensayo triaxial.* (<https://estudiosgeotecnicos.info/index.php/ensayos-de-laboratorio-resistencia-de-los-suelos-3-ensayo-triaxial/>), consultado el 20 de junio de 2024. De dominio público

- El dispositivo de carga axial: puede ser un dispositivo de carga hidráulica, que genere una transmisión de engranajes u otro dispositivo de compresión con la capacidad suficiente para proporcionar y controlar la

deformación axial (carga). La presión de la cámara y los dispositivos de control de la contrapresión será capaz de aplicar y controlar las presiones a  $\pm 2$  kPa (0,25 lb/in<sup>2</sup>) para presiones de consolidación efectiva a menos de 200 kPa (28 lb/in<sup>2</sup>) y una tolerancia de  $\pm 1$  % para presiones de consolidación efectiva de más de 200 kPa. La velocidad de avance del dispositivo de carga debe oscilar más de  $\pm 1$  % del valor determinado, debido al funcionamiento del dispositivo de carga, la vibración será adecuadamente justa para no producir cambios en el tamaño de las muestras o para generar modificaciones en la presión de agua de poros cuando se cierran las válvulas de drenaje.

El dispositivo de medición de carga axial podrá ser una celda hidráulica de carga, un anillo de carga, o cualquier otra unidad de utilidad para la medición de carga. El dispositivo que determine la carga debe ser capaz de establecer la carga axial con una precisión de 1 % de la carga axial de falla.

- La cámara de compresión triaxial: poseerá una presión de cámara de soporte similar a los valores obtenidos al sumar el esfuerzo efectivo de contrapresión y consolidación. Para ello se dispondrá de un disco superior y un disco inferior aislados por un cilindro. Dicha estructura cilíndrica puede estar fabricada en cualquier material que pueda resistir la presión. Se recomienda utilizar un material transparente para observar el comportamiento de la muestra.

El disco superior debe tener una válvula de aire para permitir la eliminación de este fuera de la cámara cuando se llene. El disco debe tener un ingreso para el líquido de presión a la cámara, así como guías de entrada a la base de la muestra brindando así la conexión al casquete (capa superior) y admitiendo la saturación y el drenaje de la muestra cuando sea necesario.

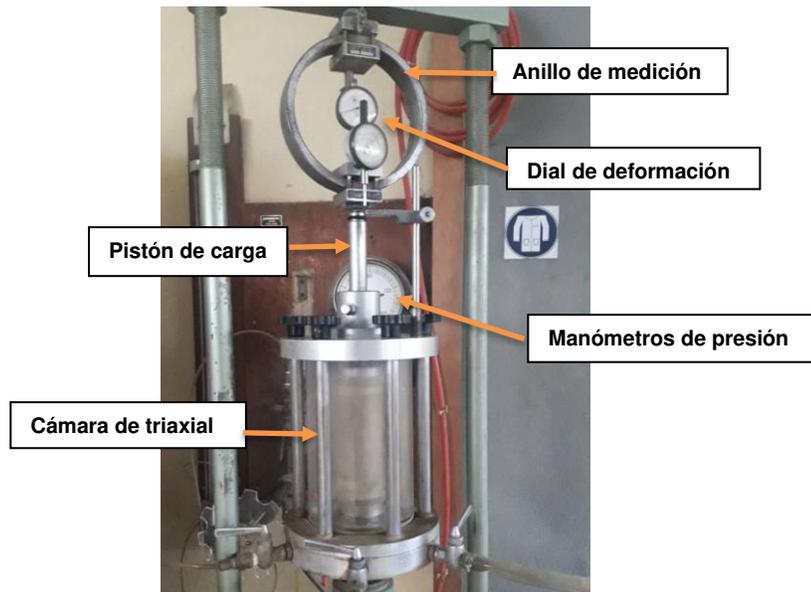
- Pistón de carga axial: se diseña para que la variación en la carga axial por fricción no supere el 0.1 % de la carga axial de falla y adquiera flexión lateral despreciable durante la carga. Este pistón debe atravesar el extremo superior de la cámara y su sello.

Nota: para minimizar la flexión lateral, se han utilizado en laboratorios, pistones cuyo diámetro mínimo es igual a un sexto (1/6) del diámetro de la muestra.

- Dispositivos de control de presión y vacío: estos dispositivos son idóneos para la aplicación y control de las cantidades de presión en un rango de  $\pm 2$  kPa (0.25 lb/in<sup>2</sup>) para lograr presiones efectivas de consolidación inferiores a 200 kPa (28 lb/in<sup>2</sup>) y en un rango de  $\pm 1$  % en presiones efectivas de consolidación superiores a 200 kPa. El mecanismo de control de vacío podrá aplicar y controlar vacíos parciales dentro de  $\pm 2$  kPa. La unidad podrá consistir en Reguladores de Presión manuales o cualquier otro aparato que pueda controlar y aplicar presiones o vacíos parciales dentro de las tolerancias pretendidas.
- Unidad medidora de presión y vacío: los aparatos para realizar la medición de la presión de cámara, contrapresión y vacío tendrán la capacidad de medir presiones o vacíos parciales están constituidos por Manómetros de Presión
- Indicador de deformación: la deformación vertical de la muestra se determina por lo general con el desplazamiento de pistón que ejerce la acción en el extremo superior de la muestra. El desplazamiento del pistón se calculará con una exactitud de al menos 0.25 % de la altura total inicial de la muestra.

**Figura 20.**

*Aparato de compresión triaxial*



*Nota.* Cámara de triaxial, pistón de carga axial, dispositivo de presión, unidad medidora de presión, dial de deformación. Elaboración propia.

- Base del espécimen: es el disco plástico y la base de la muestra se perfilarán para proporcionar drenaje desde ambos extremos de la muestra, deben construirse de material no impermeable, rígido y no corrosivo; cada una de las partes mencionadas tendrá, una superficie de contacto redonda y plana, con los discos porosos y una sección transversal de forma circular, exceptuando la provisión de drenaje. Se sugiere que la masa del disco de la muestra y el disco poroso superior sean lo más mínimo posible, sin embargo, la masa podrá ser máximo del 10 % de la carga axial de falla. En caso de la masa ser mayor a 0.5 % del total de la carga axial de falla que se aplica y superior a 50 g. (0.1lb), la carga axial tendrá que ser corregida para adecuarse a la masa del disco superior de muestra y del disco poroso superior. El diámetro de la base y el disco, debe ser el

mismo diámetro inicial de la muestra. La base de la muestra se conectará a la cámara de compresión triaxial para evitar movimientos laterales o la inclinación.

**Figura 21.**

*Base de especimen*



*Nota.* Ubicado en Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos. Elaboración propia.

- Membrana de caucho: suministra protección contra fugas. Las membranas deben ser inspeccionadas minuciosamente previamente a ser utilizadas y serán desechadas ante cualquier defecto o falla claramente vidente. El diámetro de la membrana debe ser entre 90 y 95 % del diámetro de la muestra, pues así podrá brindar una restricción mínima a la muestra y el grosor de esta membrana no será mayor al 1 % del diámetro de la muestra. Con los anillos de caucho, se sellará la membrana a la base y el casquete de la muestra procurando que el diámetro interior no sujeto a esfuerzo oscile entre 75 y 85 % correspondiente al diámetro de la base y el casquete, o utilizando otros medios que garanticen un sellado adecuado. La membrana se sella a la base y tapa de la muestra, con aros de goma

para que el diámetro interior sin tensión se encuentre entre 75 y 85 % del diámetro de la tapa y de la base.

**Figura 22.**

*Membrana de caucho y aros de goma*



*Nota.* Ubicado en Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos. Elaboración propia.

- Válvulas: los cambios de volumen ocasionados por apertura y cierre de las válvulas suelen ocasionar medidas erradas en los cambios de volumen y presión de agua de poros.
- Cronómetro: es el dispositivo usado para controlar el tiempo. Permite verificar el tiempo transcurrido durante el desarrollo de la prueba, siempre próximo al segundo más cercano, siendo esto utilizado para conseguir los datos de consolidación.

**Figura 23.**

*Cronometro digital*



*Nota.* Ejemplo de cronometro. Obtenido de STEREN (2024). *Cronómetros.* (<https://www.steren.com.gt/cronometro-deportivo-resistente-al-agua.html>), consultado el 15 de mayo de 2024. De dominio público.

- Balanza: para determinar la masa de ensayo se utiliza una balanza según lo dispuesto a los requerimientos de la especificación D-4753. Esta debe tener una precisión (no estimación) de 0.1 %.

**Figura 24.**

*Balanza*



*Nota.* Ubicado en Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos. Elaboración propia.

- Dispositivos adicionales: cilindro moldeador y base, molde de diámetro 2,8 pulgadas, martillo de goma, cuchara metálica pequeña, brocha, aceite, abrazaderas y otros para preparación del espécimen.

**Figura 25.**

*Dispositivos adicionales*



*Nota.* Ubicado en Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos.  
Elaboración propia.

**4.3. Procedimiento de ensayo triaxial**

- Se engrasan las dos placas del molde y la base, se coloca una lámina plástica y se engrasa de nuevo, pero en menor cantidad, esto se hace con el fin de evitar que el material cohesivo se adhiera al molde y para facilitar la extracción de la muestra.

- Se realizan dos cortes en forma vertical, desde la lámina plástica que sobresale en los extremos hasta el borde del molde, de modo que facilite el recubrimiento de cada placa con el plástico. Se juntan las dos placas del molde y se coloca el anillo para fijarlas (ver Figura 26).

**Figura 26.**

*Ensamblaje de la muestra*



*Nota.* Ubicado en Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos. Elaboración propia.

- Se coloca un tercio del peso total dentro del molde ensamblado. Se recomienda usar una cuchara pequeña para evitar botar el material. Posteriormente, se coloca el cilindro compactador. El cual se golpea con un martillo de goma hasta que llegue a la marca o indicador. Se repite el proceso hasta llegar a la última capa.

*Nota:* el cilindro compactador se debe limpiar cada vez que se introduzca en el molde, ya que el material cohesivo se pega en la superficie de contacto y puede llegar a desprenderse parte de la probeta que se está moldeando. En la última capa se debe llegar hasta la ranura que enmarca el tamaño de la muestra.

### **Figura 27.**

#### *Compactación del espécimen*



*Nota.* Ubicado en Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos. Elaboración propia.

- Se procede a aflojar el anillo y se separa cuidadosamente cada placa del molde, una por una, y por último se despegue de la base.

### **Figura 28.**

#### *Extracción del espécimen*



*Nota.* Ubicado en Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos. Elaboración propia.

- Se coloca la muestra sobre la cara de los discos para ejercer la contra presión en el espécimen.

**Figura 29.**

*Colocación del espécimen*



*Nota.* Ubicado en Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos. Elaboración propia.

- Posteriormente se coloca la membrana de caucho al espécimen, sosteniendo esta con los aros de goma para evitar movimientos al ejercer la presión.

**Figura 30.**

*Colocación de la membrana de caucho y anillos de goma*



*Nota.* Ubicado en Laboratorio de Mecánica de Suelos. Elaboración propia.

- Se coloca el anillo de carga, el indicador de deformación y la cámara con el pistón de carga axial, se satura de agua y se ejercen los confinamientos de presión.

**Figura 31.**

*Colocación de cámara y realización de ensayo triaxial tipo UU*



*Nota.* Ubicado en Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos. Elaboración propia.

**4.4. Metodología utilizada, ejemplo ilustrativo**

Se realizó el ensayo de compresión triaxial no drenado – no consolidado a una muestra de suelo; extraída en Edificio T-7 de la Universidad de San Carlos de Guatemala a tres metros (3m) de profundidad desde la superficie. La descripción del suelo es la siguiente: Limo arenoso con presencia de gravilla, color beige. Muestra realizada para una probeta aplicándole los tres confinamientos a la misma

Luego de obtenida la probeta (tallada o remoldeada), se obtiene su peso

y la humedad del suelo contenido en la muestra inalterada.

**Tabla 3.**

*Humedad de la muestra ensayo triaxial*

Tarro	E-3
PBH	608.02 g
PBS	476.11 g
%H	54.38 %

*Nota.* Tabulación de resultados según el ensayo. Elaboración propia.

Para la probeta tallada de 2.5 x 5 plg, tenemos:

$$PNH = 580.80g$$

$$\text{Área} = (\pi / 4) (2.5 \text{ plg})^2 = 4.9088 \text{ plg}^2 = \mathbf{31.67cm^2}$$

$$\text{Volumen} = (\text{área})(\text{altura}) = (4.9088\text{plg}^2)(5 \text{ plg}) =$$

$$24.544 \text{ plg}^3 = \mathbf{402.2cm^3}$$

- Realizar el ensayo de compresión triaxial, colocando la lectura del micrómetro del anillo en la casilla de lectura de carga X para la deformación unitaria correspondiente.

**Tabla 4.**

*Datos del ensayo de compresión triaxial tipo UU*

Presión Confinam. T/m <sup>2</sup>	Lectura Deform. 0.001"	Lectura Carga x	F Kg	Factor K	E %	q T/m <sup>2</sup>	u T/m <sup>2</sup>	q Max T/m <sup>2</sup>
5	0	0.0	-8.34	0.316	0.0	-2.63544		3.68
5	5	0.0	-8.34	0.315	0.1	-2.63		3.69
5	10	1.0	-6.87	0.315	0.2	-2.16		3.92
5	15	1.0	-6.87	0.315	0.3	-2.16		3.92
5	20	2.0	-5.4	0.314	0.4	-1.70		4.15
5	25	3.0	-3.93	0.314	0.5	-1.23		4.38
5	50	38.0	47.52	0.313	1.0	14.87		12.44
5	75	60.0	79.86	0.311	1.5	24.84		17.42
5	100	70.0	94.56	0.310	2.0	29.31		19.66
5	125	75.0	101.91	0.308	2.5	31.39		20.69
5	150	76.0	103.38	0.306	3.0	31.63		20.82
10	175	87.0	119.55	0.305	3.5	36.46		28.23
10	200	91.0	125.43	0.303	4.0	38.01		29.00
10	225	93.0	128.37	0.302	4.5	38.77		29.38
20	250	111.0	154.83	0.300	5.0	46.45		43.22
20	275	117.0	163.65	0.299	5.5	48.93		44.47
20	300	123.0	172.47	0.297	6.0	51.22		45.61
20	325	125.0	175.41	0.295	6.5	51.75		45.87
20	350	129.0	181.29	0.294	7.0	53.30		46.65
20	375	130.0	182.76	0.292	7.5	53.37		46.68

*Nota.* Tabulación de resultados según el ensayo. Elaboración propia.

- Determinar la deformación unitaria en porcentaje:

$$\varepsilon = \frac{(lectura\ de\ deformación)(0.001")}{5"} * 100$$

- Determinar la carga Q por medio de la ecuación del anillo utilizado, en este caso anillo grueso:

$$Q = 1.47X - 8.34$$

Donde:

Q = carga transmitida del espécimen al anillo de carga en kg.

X= lectura del micrómetro del anillo de carga.

1.47y – 8.34 = constantes del anillo de carga.

- Determinar el valor del factor de corrección  $K$

$$K = \frac{1 - \varepsilon_r}{A_0} * 10$$

Donde:

$\varepsilon_r$  = deformación unitaria en decimales.

$A_0$  = área del espécimen antes de ser ensayado =  $31.67 \text{ cm}^2$ .

Calcular el esfuerzo desviador

$$\sigma_1 - \sigma_3 = P * K$$

- Después de realizado el ensayo, determinar la humedad, la densidad húmeda y la densidad seca del espécimen.

**Tabla 5.**

*Tabulación de resultados según el ensayo*

HUMEDAD:			
DIF.	0.00	0.00	131.91
PNH	0.00	0.00	608.02
PNS	0.00	0.00	476.11
% H			<b>27.71</b>
densidad húmeda		1.51	T/m <sup>3</sup>
densidad seca		1.18	T/m <sup>3</sup>

*Nota.* Determinación de porcentaje de humedad, densidad húmeda y densidad seca, ensayo triaxial tipo UU. Elaboración propia.

$$\gamma_h = PNH * 402.2$$

$$\gamma_d = PNs * 402.2$$

- Determinar el esfuerzo desviador de rotura  $q_{m\acute{a}x}$ , el cual representa el centro del circulo de Mohr medido desde el origen.

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{\sigma + 2\sigma_3}{2}$$

Donde:

$$\sigma_3 = \text{presi3n de confinamiento} = 5 \text{ T/m}^2, 10 \text{ T/m}^2 \text{ y } 20 \text{ T/m}^2.$$

Entonces: para  $5 \text{ T/m}^2$  tenemos:

$$q_{m\acute{a}x-5T/m^2} = \frac{31.63 \text{ T/m}^2 + 2(5T/m^2)}{2}$$

$$q_{m\acute{a}x-5T/m^2} = 20.82 \text{ T/m}^2$$

para  $10 \text{ T/m}^2$  tenemos:

$$q_{m\acute{a}x-10T/m^2} = \frac{38.77 \text{ T/m}^2 + 2(10T/m^2)}{2}$$

$$q_{m\acute{a}x-10T/m^2} = 29.38 \text{ T/m}^2$$

para  $20 \text{ T/m}^2$  tenemos:

$$q_{m\acute{a}x-20T/m^2} = \frac{53.37 T/m^2 + 2(20T/m^2)}{2}$$

$$q_{m\acute{a}x-20T/m^2} = 46.68 T/m^2$$

- Determinar el valor del esfuerzo principal mayor  $\sigma_1$ , con respecto al esfuerzo principal menor  $\sigma_3$ . De forma que:

$$\sigma_1 = \sigma + \sigma_3$$

$$q_{m\acute{a}x-5T/m^2} = 31.63 T/m^2 + 5 T/m^2$$

$$q_{m\acute{a}x-5T/m^2} = 36.63 T/m^2$$

$$q_{m\acute{a}x-10T/m^2} = 38.77 T/m^2 + 10 T/m^2$$

$$q_{m\acute{a}x-10T/m^2} = 48.77 T/m^2$$

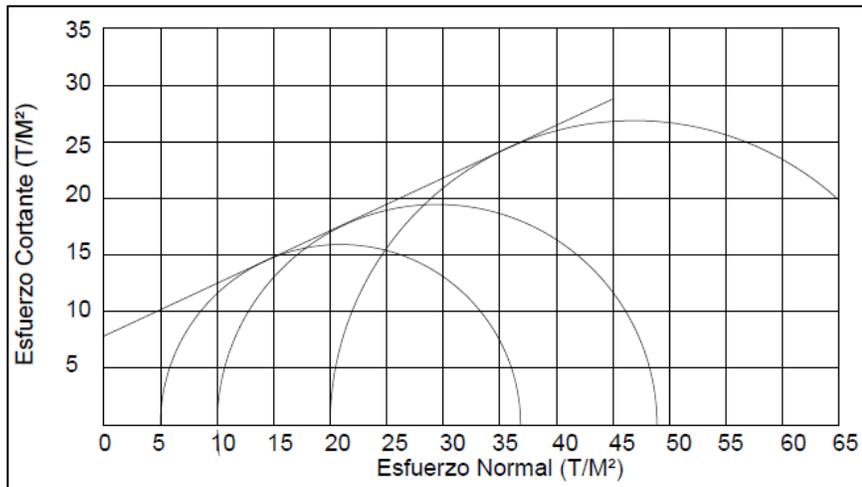
$$q_{m\acute{a}x-20T/m^2} = 53.37 T/m^2 + 20T/m^2$$

$$q_{m\acute{a}x-20T/m^2} = 73.37 T/m^2$$

- Encontrar la envolvente de falla, a través de los círculos de Mohr. En un plano cartesiano, denotando el eje de las abscisas como esfuerzo normal  $\sigma$  y el eje de las ordenas como esfuerzo de corte  $\tau$ . Representar gráficamente los esfuerzos desviadores para cada una de las presiones de confinamiento  $\sigma_3$

**Figura 32.**

*Envolvente de falla y círculos de Mohr, para el ensayo de compresión triaxial tipo UU*



*Nota.* Tabulación de resultados según el ensayo. Elaboración propia, realizado con Excel.

- Determinar la cohesión  $C$  y ángulo de fricción interna  $\phi$

Respecto a la Figura 19, observamos el valor aproximado de la cohesión que es:

$$C = 7.82 \text{ T/m}^2$$

Y para el ángulo de fricción interna tenemos:

$$\phi = \tan^{-1} \left( \frac{Y}{X} \right) = 24.96^\circ$$

- Representación de resultados.

**Tabla 6.**

*Representación de resultados de ensayo triaxial tipo UU*

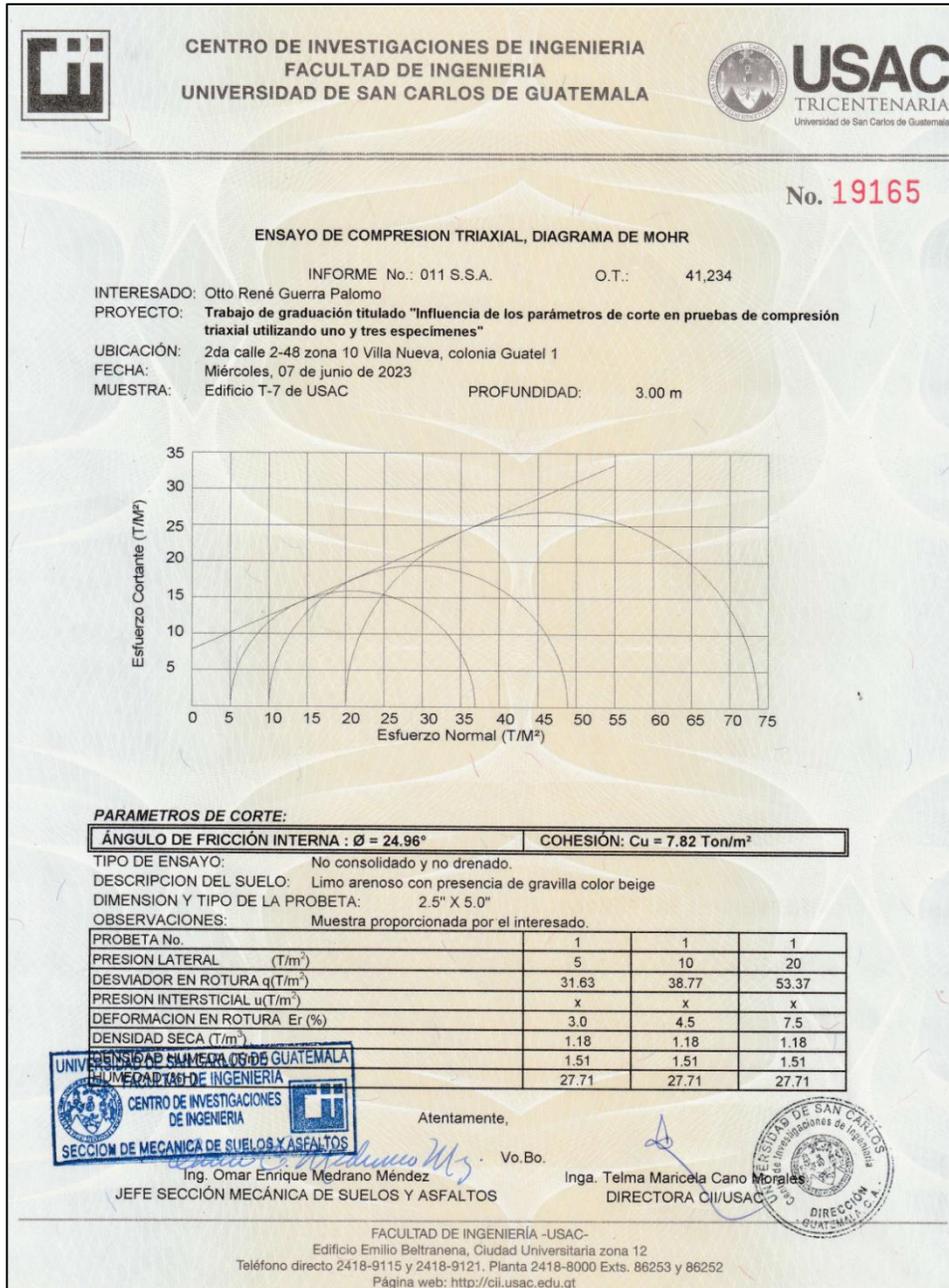
<b>ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : <math>\phi = 24.96^\circ</math></b>		<b>COHESION: <math>C_u = 7.82 \text{ Ton/m}^2</math></b>		
TIPO DE ENSAYO:		No consolidado y no drenado.		
DESCRIPCION DEL SUELO:		Limo arenoso color beige		
DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA:		2.5" X 5.0"		
OBSERVACIONES:		Muestra proporcionada por el interesado.		
PROBETA No.		1	2	3
PRESION LATERAL (T/m <sup>2</sup> )		5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA $q(T/m^2)$		31.63	38.77	53.37
PRESION INTERSTICIAL $u(T/m^2)$		x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA $E_r$ (%)		2.0	3.0	5.5
DENSIDAD SECA (T/m <sup>3</sup> )		1.18	1.18	1.18
DENSIDAD HUMEDA (T/m <sup>3</sup> )		1.51	1.51	1.51
HUMEDAD (%H)		27.71	27.71	27.71

*Nota.* Tabulación de resultados según el ensayo. Elaboración propia, realizado con Excel.

Se realizó la misma metodología de cálculo para todas las probetas utilizadas en la investigación, a continuación, se presentan la tabulación de datos, así como la representación de resultados.

**Figura 33.**

*Resultados obtenidos en base a los datos tabulados en metodología, 3 m*



*Nota.* Hoja de resultados. Obtenido de Centro de Investigaciones de Ingeniería. (2024). *Ensayo de compresión triaxial, Diagrama de Mohr.*

Muestra extraída en Edificio T-7 de la Universidad de San Carlos de Guatemala a tres metros (3m) de profundidad desde la superficie. La descripción del suelo es la siguiente: Limo arenoso con presencia de gravilla, color beige. Muestra realizada para tres probetas distintas aplicándole un confinamiento a cada una.

**Tabla 7.**

*Datos tabulados de primera probeta con confinamiento de 5 psi*

Presión Confin $\sigma_3$ T/m <sup>2</sup>	Lectura Deform. 0.001"	Lectura Carga x	F Kg	Factor K	E %	q T/m <sup>2</sup>	u T/m <sup>2</sup>	q Max T/m <sup>2</sup>
5	0	0.0	-8.34	0.316	0.0	-2.63544		3.68
5	5	10.0	6.36	0.315	0.1	2.00		6.00
5	10	19.0	19.59	0.315	0.2	6.17		8.09
5	15	27.0	31.35	0.315	0.3	9.88		9.94
5	20	32.0	38.7	0.314	0.4	12.15		11.08
5	25	38.0	47.52	0.314	0.5	14.92		12.46
5	50	47.0	60.75	0.313	1.0	19.01		14.51
5	75	52.0	68.1	0.311	1.5	21.18		15.59
5	100	54.0	71.04	0.310	2.0	22.02		16.01
5	125	66.0	88.68	0.308	2.5	27.31		18.66
<b>5</b>	<b>150</b>	<b>72.0</b>	<b>97.5</b>	<b>0.306</b>	<b>3.0</b>	<b>29.84</b>		<b>19.92</b>

*Nota.* Tabulación de resultados según el ensayo. Elaboración propia, realizado con Excel.

**Tabla 8.**

*Datos tabulados de segunda probeta con confinamiento de 10 psi*

Presión Confin $\sigma_3$ T/m <sup>2</sup>	Lectura Deform. 0.001"	Lectura Carga x	F Kg	Factor K	E %	q T/m <sup>2</sup>	u T/m <sup>2</sup>	q Max T/m <sup>2</sup>
10	0	0.0	-8.34	0.316	0.0	-2.63544		8.68
10	5	9.0	4.89	0.315	0.1	1.54		10.77
10	10	14.0	12.24	0.315	0.2	3.86		11.93
10	15	20.0	21.06	0.315	0.3	6.63		13.32
10	20	24.0	26.94	0.314	0.4	8.46		14.23
10	25	29.0	34.29	0.314	0.5	10.77		15.38
10	50	53.0	69.57	0.313	1.0	21.78		20.89
10	75	69.0	93.09	0.311	1.5	28.95		24.48
10	100	78.0	106.32	0.310	2.0	32.96		26.48
10	125	82.0	112.2	0.308	2.5	34.56		27.28
10	150	88.0	121.02	0.306	3.0	37.03		28.52
10	175	89.0	122.49	0.305	3.5	37.36		28.68
<b>10</b>	<b>200</b>	<b>92.0</b>	<b>126.9</b>	<b>0.303</b>	<b>4.0</b>	<b>38.45</b>		<b>29.23</b>

*Nota.* Tabulación de resultados según el ensayo. Elaboración propia, realizado con Excel.

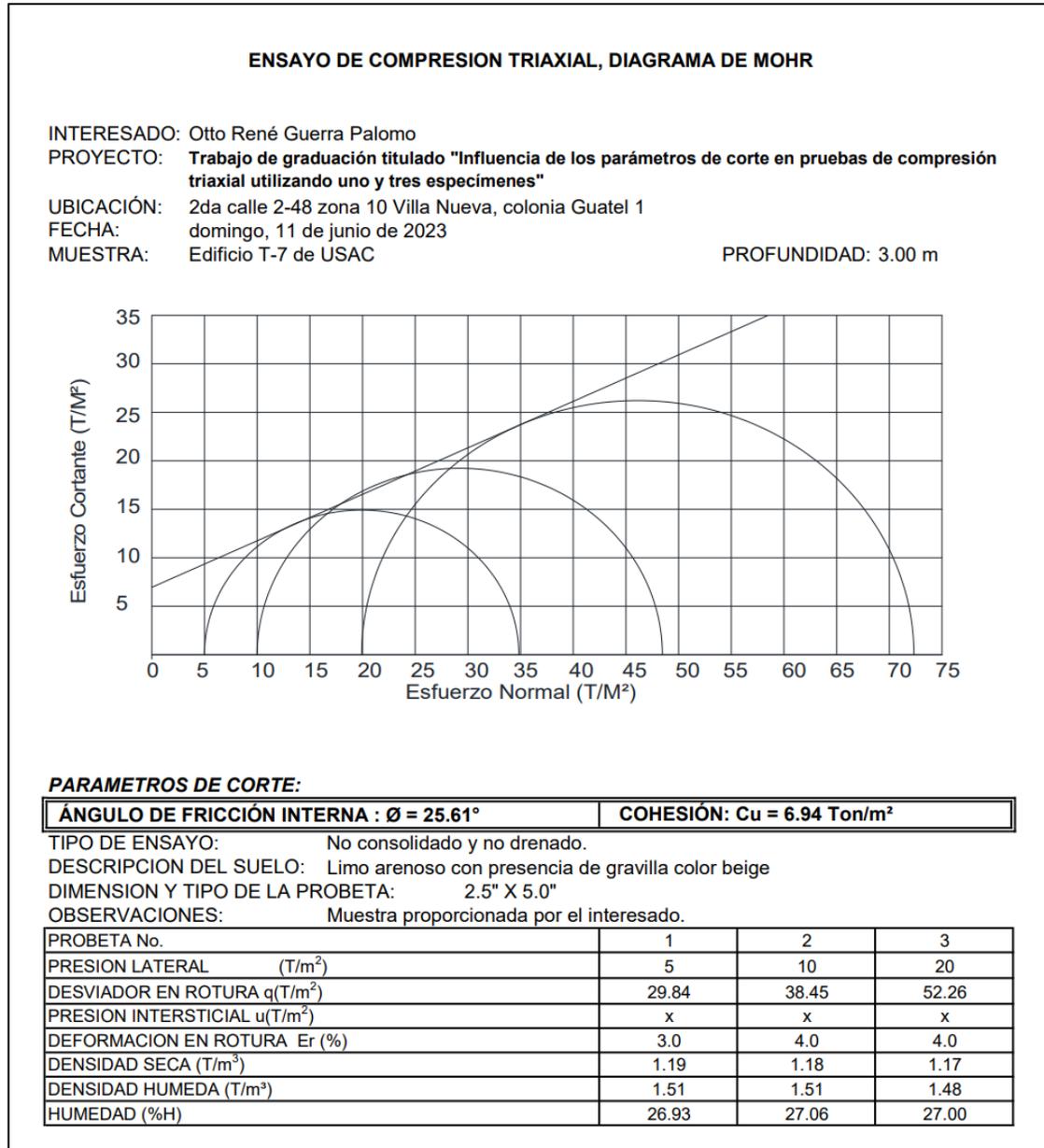
**Tabla 9.***Datos tabulados de tercera probeta con confinamiento de 20 psi*

Presión Confin $\sigma_3$ T/m <sup>2</sup>	Lectura Deform. 0.001"	Lectura Carga x	F Kg	Factor K	E %	q T/m <sup>2</sup>	u T/m <sup>2</sup>	q Max T/m <sup>2</sup>
20	0	0.0	-8.34	0.316	0.0	-2.63544		18.68
20	5	12.0	9.3	0.315	0.1	2.93		21.46
20	10	23.0	25.47	0.315	0.2	8.02		24.01
20	15	32.0	38.7	0.315	0.3	12.19		26.10
20	20	40.0	50.46	0.314	0.4	15.84		27.92
20	25	48.0	62.22	0.314	0.5	19.54		29.77
20	50	70.0	94.56	0.313	1.0	29.60		34.80
20	75	81.0	110.73	0.311	1.5	34.44		37.22
20	100	89.0	122.49	0.310	2.0	37.97		38.99
20	125	95.0	131.31	0.308	2.5	40.44		40.22
20	150	100.0	138.66	0.306	3.0	42.43		41.21
20	175	118.0	165.12	0.305	3.5	50.36		45.18
20	200	123.0	172.47	0.303	4.0	52.26		46.13

*Nota.* Tabulación de resultados según el ensayo. Elaboración propia, realizado con Excel.

**Figura 34.**

*Resultados obtenidos en base a los datos tabulados, 3 m*



*Nota.* Resultados obtenidos en base a datos tabulados. Elaboración propia, realizado con Excel.

Muestra extraída en CCI LABORATORIO DE SUELOS de la Universidad de San Carlos de Guatemala a cuatro metros (4m) de profundidad desde la superficie. La descripción del suelo es la siguiente: Limo arenoso con presencia de pómez, color café. Muestra realizada para una probeta aplicándole los tres confinamientos

**Tabla 10.**

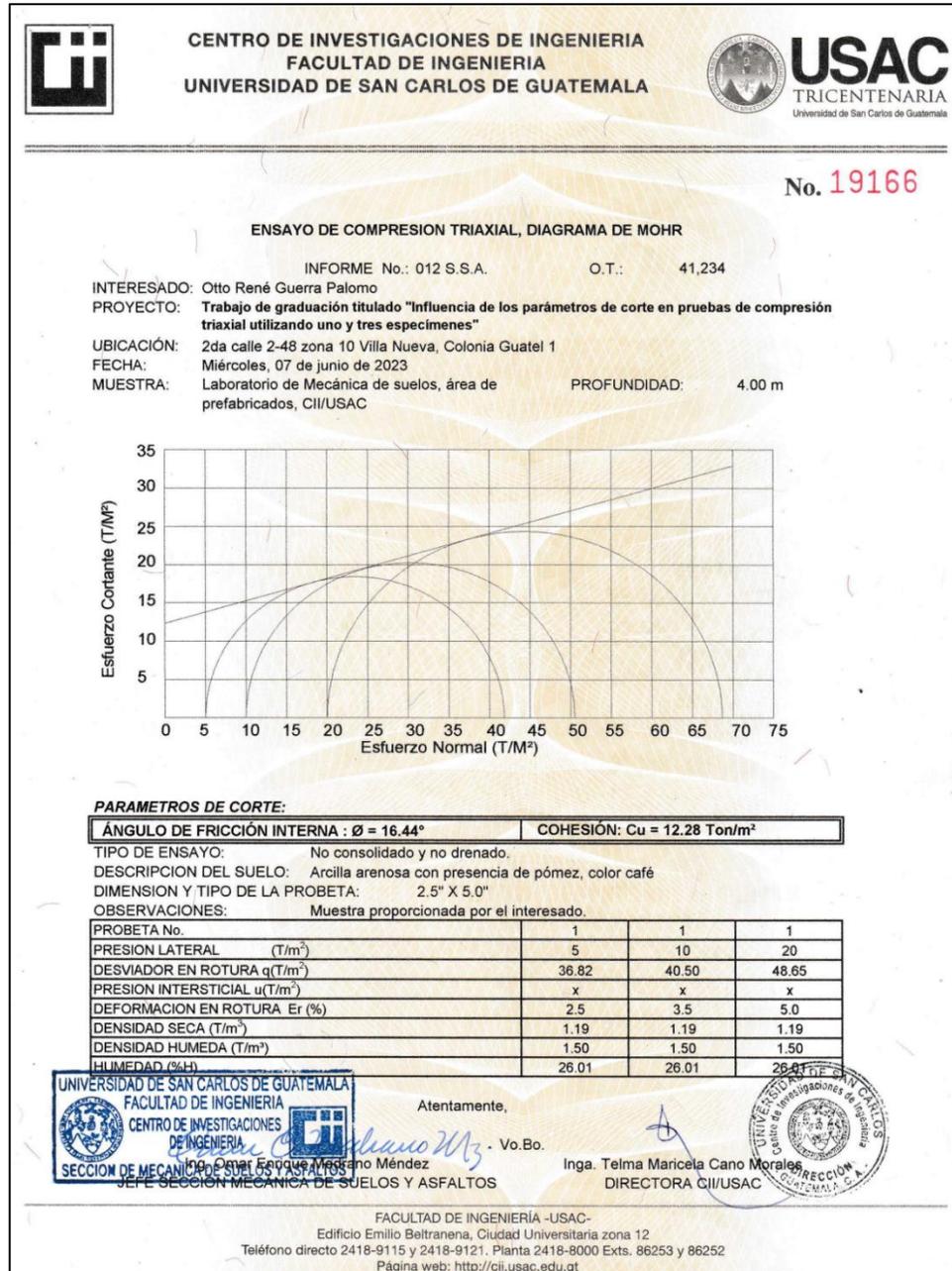
*Datos tabulados para una probeta aplicando los tres confinamientos*

Presión Confin T/m <sup>2</sup>	Lectura Deform. 0.001"	Lectura Carga x	F Kg	Factor K	E %	q T/m <sup>2</sup>	u T/m <sup>2</sup>	q Max T/m <sup>2</sup>
5	0	0.0	-8.34	0.316	0.0	-2.63544		3.68
5	5	1.0	-6.87	0.315	0.1	-2.16		3.92
5	10	5.0	-0.99	0.315	0.2	-0.31		4.84
5	15	10.0	6.36	0.315	0.3	2.00		6.00
5	20	17.0	16.65	0.314	0.4	5.23		7.61
5	25	25.0	28.41	0.314	0.5	8.92		9.46
5	50	55.0	72.51	0.313	1.0	22.70		16.35
5	75	72.0	97.5	0.311	1.5	30.32		20.16
5	100	78.0	106.32	0.310	2.0	32.96		21.48
5	125	87.0	119.55	0.308	2.5	36.82		23.41
10	150	93.0	128.37	0.306	3.0	39.28		29.64
10	175	96.0	132.78	0.305	3.5	40.50		30.25
20	200	105.0	146.01	0.303	4.0	44.24		42.12
20	225	109.0	151.89	0.302	4.5	45.87		42.94
20	250	116.0	162.18	0.300	5.0	48.65		44.33

*Nota.* Los tres confinamientos (5,10 y 20 psi) en el mismo espécimen. Elaboración propia, realizado con Excel.

**Figura 35.**

*Resultados obtenidos en base a los datos tabulados, 4 m*



*Nota.* Hoja de resultados. Obtenido de Centro de Investigaciones de Ingeniería. (2024). *Ensayo de compresión triaxial, Diagrama de Mohr.*

Muestra extraída en CCI LABORATORIO DE SUELOS de la Universidad de San Carlos de Guatemala a cuatro metros (4m) de profundidad desde la superficie. La descripción del suelo es la siguiente: Limo arenoso con presencia de pómez, color café. Muestra realizada para tres probetas distintas aplicándole un confinamiento a cada una.

**Tabla 11.**

*Datos tabulados de primera probeta con confinamiento de 5 psi*

Presión Confinamiento $\sigma_3$ T/m <sup>2</sup>	Lectura Deform. 0.001"	Lectura Carga x	F Kg	Factor K	E %	q T/m <sup>2</sup>	u T/m <sup>2</sup>	q Max T/m <sup>2</sup>
5	0	0.0	-8.34	0.316	0.0	-2.63544		3.68
5	5	2.0	-5.4	0.315	0.1	-1.70		4.15
5	10	6.0	0.48	0.315	0.2	0.15		5.08
5	15	13.0	10.77	0.315	0.3	3.39		6.70
5	20	20.0	21.06	0.314	0.4	6.61		8.31
5	25	34.0	41.64	0.314	0.5	13.07		11.54
5	50	45.0	57.81	0.313	1.0	18.09		14.05
5	75	61.0	81.33	0.311	1.5	25.29		17.65
5	100	80.0	109.26	0.310	2.0	33.87		21.94
5	125	101.0	140.13	0.308	2.5	43.16		26.58
5	150	105.0	146.01	0.306	3.0	44.68		27.34

*Nota.* Tabulación de resultados según el ensayo. Elaboración propia, realizado con Excel.

**Tabla 12.**

*Datos tabulados de segunda probeta con confinamiento de 10 psi*

Presión Confinamiento $\sigma_3$ T/m <sup>2</sup>	Lectura Deform. 0.001"	Lectura Carga x	F Kg	Factor K	E %	q T/m <sup>2</sup>	u T/m <sup>2</sup>	q Max T/m <sup>2</sup>
10	0	0.0	-8.34	0.316	0.0	-2.63544		8.68
10	5	15.0	13.71	0.315	0.1	4.32		12.16
10	10	25.0	28.41	0.315	0.2	8.95		14.47
10	15	34.0	41.64	0.315	0.3	13.12		16.56
10	20	43.0	54.87	0.314	0.4	17.23		18.61
10	25	52.0	68.1	0.314	0.5	21.38		20.69
10	50	85.0	116.61	0.313	1.0	36.50		28.25
10	75	100.0	138.66	0.311	1.5	43.12		31.56
10	100	106.0	147.48	0.310	2.0	45.72		32.86
10	125	115.0	160.71	0.308	2.5	49.50		34.75

*Nota.* Tabulación de resultados según el ensayo. Elaboración propia, realizado con Excel.

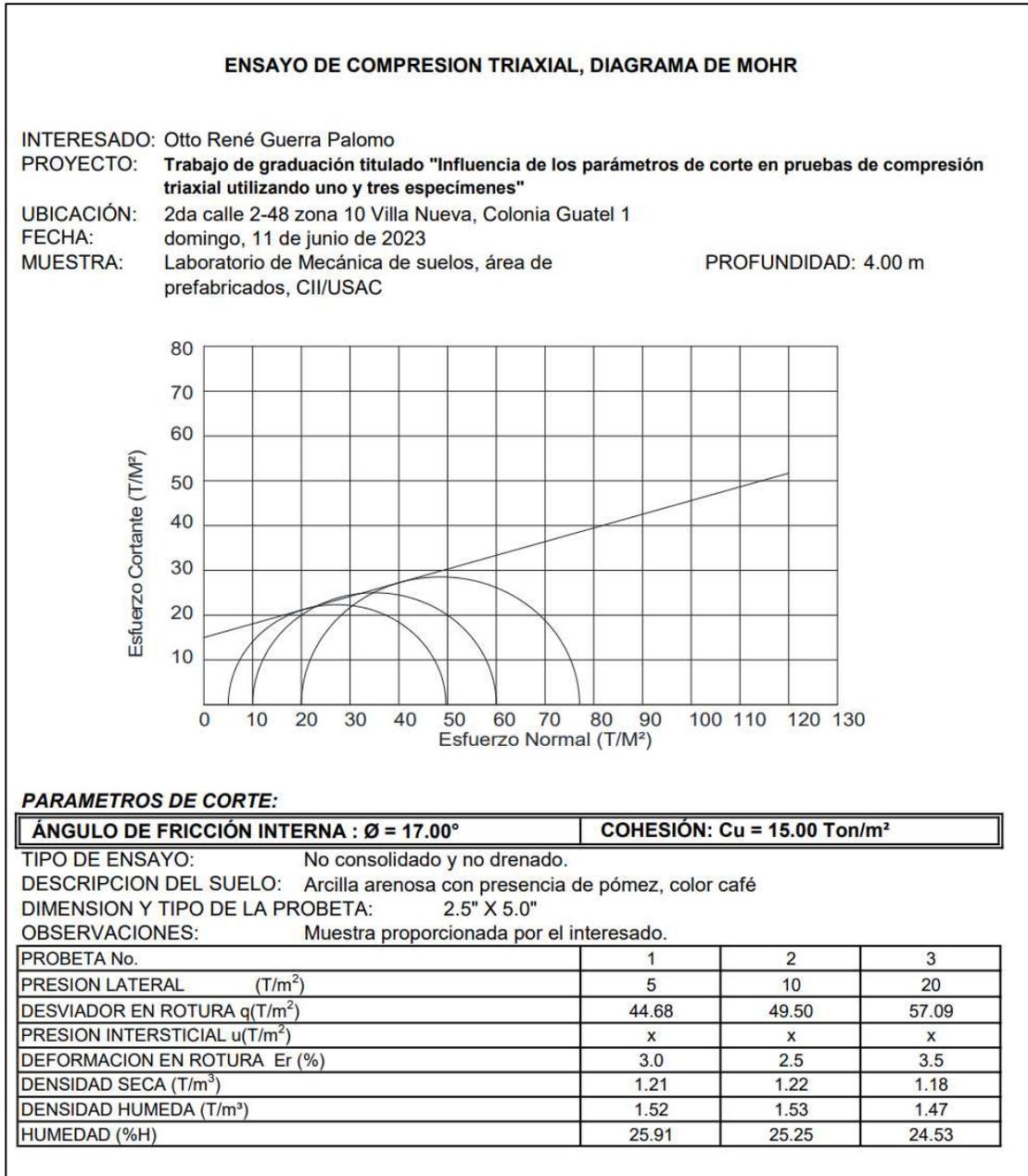
**Tabla 13.***Datos tabulados de tercera probeta con confinamiento de 20 psi*

Presión Confin $\sigma_3$ T/m <sup>2</sup>	Lectura Deform. 0.001"	Lectura Carga x	F Kg	Factor K	E %	q T/m <sup>2</sup>	u T/m <sup>2</sup>	q Max T/m <sup>2</sup>
20	0	0.0	-8.34	0.316	0.0	-2.63544		18.68
20	5	15.0	13.71	0.315	0.1	4.32		22.16
20	10	25.0	28.41	0.315	0.2	8.95		24.47
20	15	35.0	43.11	0.315	0.3	13.58		26.79
20	20	45.0	57.81	0.314	0.4	18.15		29.08
20	25	55.0	72.51	0.314	0.5	22.77		31.38
20	50	95.0	131.31	0.313	1.0	41.10		40.55
20	75	115.0	160.71	0.311	1.5	49.98		44.99
20	100	122.0	171	0.310	2.0	53.01		46.51
20	125	126.0	176.88	0.308	2.5	54.48		47.24
20	150	131.0	184.23	0.306	3.0	56.37		48.19
<b>20</b>	<b>175</b>	<b>133.0</b>	<b>187.17</b>	<b>0.305</b>	<b>3.5</b>	<b>57.09</b>		<b>48.54</b>

*Nota.* Tabulación de resultados según el ensayo. Elaboración propia, realizado con Excel.

**Figura 36.**

*Resultados obtenidos en base a los datos tabulados, 4 m*



Nota. Resultados obtenidos en base a datos tabulados. Elaboración propia, realizado con Excel.

Muestra extraída perímetro frente a Edificio T-2 de la Universidad de San Carlos de Guatemala a cinco metros (5m) de profundidad. La descripción del suelo es la siguiente: Arena limosa con presencia de gravilla, color beige oscuro. Muestra realizada para una probeta aplicándole los tres confinamientos

**Tabla 14.**

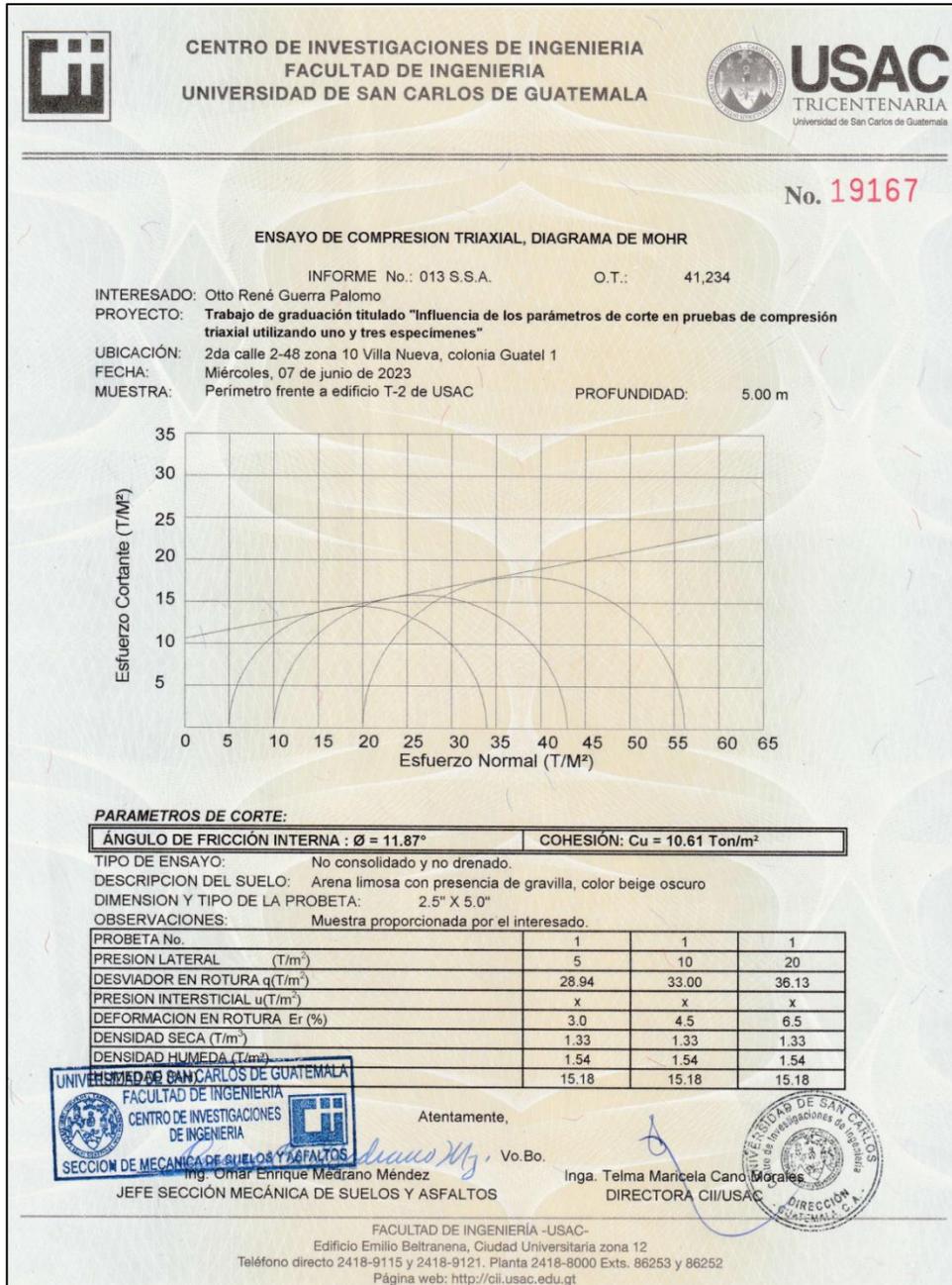
*Datos tabulados para una probeta aplicando los tres confinamientos*

Presión Confin. T/m <sup>2</sup>	Lectura Deform. 0.001"	Lectura Carga x	F Kg	Factor K	E %	q T/m <sup>2</sup>	u T/m <sup>2</sup>	q Max T/m <sup>2</sup>
5	0	0.0	-8.34	0.316	0.0	-2.63544		3.68
5	5	10.0	6.36	0.315	0.1	2.00		6.00
5	10	18.0	18.12	0.315	0.2	5.71		7.85
5	15	25.0	28.41	0.315	0.3	8.95		9.47
5	20	30.0	35.76	0.314	0.4	11.23		10.61
5	25	35.0	43.11	0.314	0.5	13.54		11.77
5	50	37.0	46.05	0.313	1.0	14.41		12.21
5	75	58.0	76.92	0.311	1.5	23.92		16.96
5	100	62.0	82.8	0.310	2.0	25.67		17.83
5	125	65.0	87.21	0.308	2.5	26.86		18.43
<b>5</b>	<b>150</b>	<b>70.0</b>	<b>94.56</b>	<b>0.306</b>	<b>3.0</b>	<b>28.94</b>		<b>19.47</b>
10	175	75.0	101.91	0.305	3.5	31.08		25.54
10	200	79.0	107.79	0.303	4.0	32.66		26.33
<b>10</b>	<b>225</b>	<b>80.0</b>	<b>109.26</b>	<b>0.302</b>	<b>4.5</b>	<b>33.00</b>		<b>26.50</b>
20	250	82.0	112.2	0.300	5.0	33.66		36.83
20	275	84.0	115.14	0.299	5.5	34.43		37.21
20	300	86.0	118.08	0.297	6.0	35.07		37.53
<b>20</b>	<b>325</b>	<b>89.0</b>	<b>122.49</b>	<b>0.295</b>	<b>6.5</b>	<b>36.13</b>		<b>38.07</b>

*Nota.* Los tres confinamientos (5,10 y 20 psi) en el mismo espécimen. Elaboración propia, realizado con Excel.

**Figura 37.**

*Resultados obtenidos en base a los datos tabulados, 5 m*



*Nota.* Hoja de resultados. Obtenido de Centro de Investigaciones de Ingeniería. (2024). *Ensayo de compresión triaxial, Diagrama de Mohr.*

Muestra extraída perímetro frente a Edificio T-2 de la Universidad de San Carlos de Guatemala a cinco metros (5m) de profundidad. La descripción del suelo es la siguiente: Arena limosa con presencia de gravilla, color beige oscuro. Muestra realizada para tres probetas distintas aplicándole un confinamiento a cada una.

**Tabla 15.**

*Datos tabulados de primera probeta con confinamiento de 5 psi*

Presión Confin $\sigma_3$ T/m <sup>2</sup>	Lectura Deform. 0.001"	Lectura Carga x	F Kg	Factor K	E %	q T/m <sup>2</sup>	u T/m <sup>2</sup>	q Max T/m <sup>2</sup>
5	0	0.0	-8.34	0.316	0.0	-2.63544		3.68
5	5	10.0	6.36	0.315	0.1	2.00		6.00
5	10	19.0	19.59	0.315	0.2	6.17		8.09
5	15	28.0	32.82	0.315	0.3	10.34		10.17
5	20	34.0	41.64	0.314	0.4	13.07		11.54
5	25	40.0	50.46	0.314	0.5	15.84		12.92
5	50	55.0	72.51	0.313	1.0	22.70		16.35
5	75	62.0	82.8	0.311	1.5	25.75		17.88
<b>5</b>	<b>100</b>	<b>63.0</b>	<b>84.27</b>	<b>0.310</b>	<b>2.0</b>	<b>26.12</b>		<b>18.06</b>

*Nota.* Tabulación de resultados según el ensayo. Elaboración propia, realizado con Excel.

**Tabla 16.**

*Datos tabulados de segunda probeta con confinamiento de 10 psi*

Presión Confin $\sigma_3$ T/m <sup>2</sup>	Lectura Deform. 0.001"	Lectura Carga x	F Kg	Factor K	E %	q T/m <sup>2</sup>	u T/m <sup>2</sup>	q Max T/m <sup>2</sup>
10	0	0.0	-8.34	0.316	0.0	-2.63544		8.68
10	5	18.0	18.12	0.315	0.1	5.71		12.85
10	10	35.0	43.11	0.315	0.2	13.58		16.79
10	15	50.0	65.16	0.315	0.3	20.53		20.26
10	20	65.0	87.21	0.314	0.4	27.38		23.69
10	25	78.0	106.32	0.314	0.5	33.38		26.69
10	50	84.0	115.14	0.313	1.0	36.04		28.02
<b>10</b>	<b>75</b>	<b>85.0</b>	<b>116.61</b>	<b>0.311</b>	<b>1.5</b>	<b>36.27</b>		<b>28.13</b>

*Nota.* Tabulación de resultados según el ensayo. Elaboración propia, realizado con Excel.

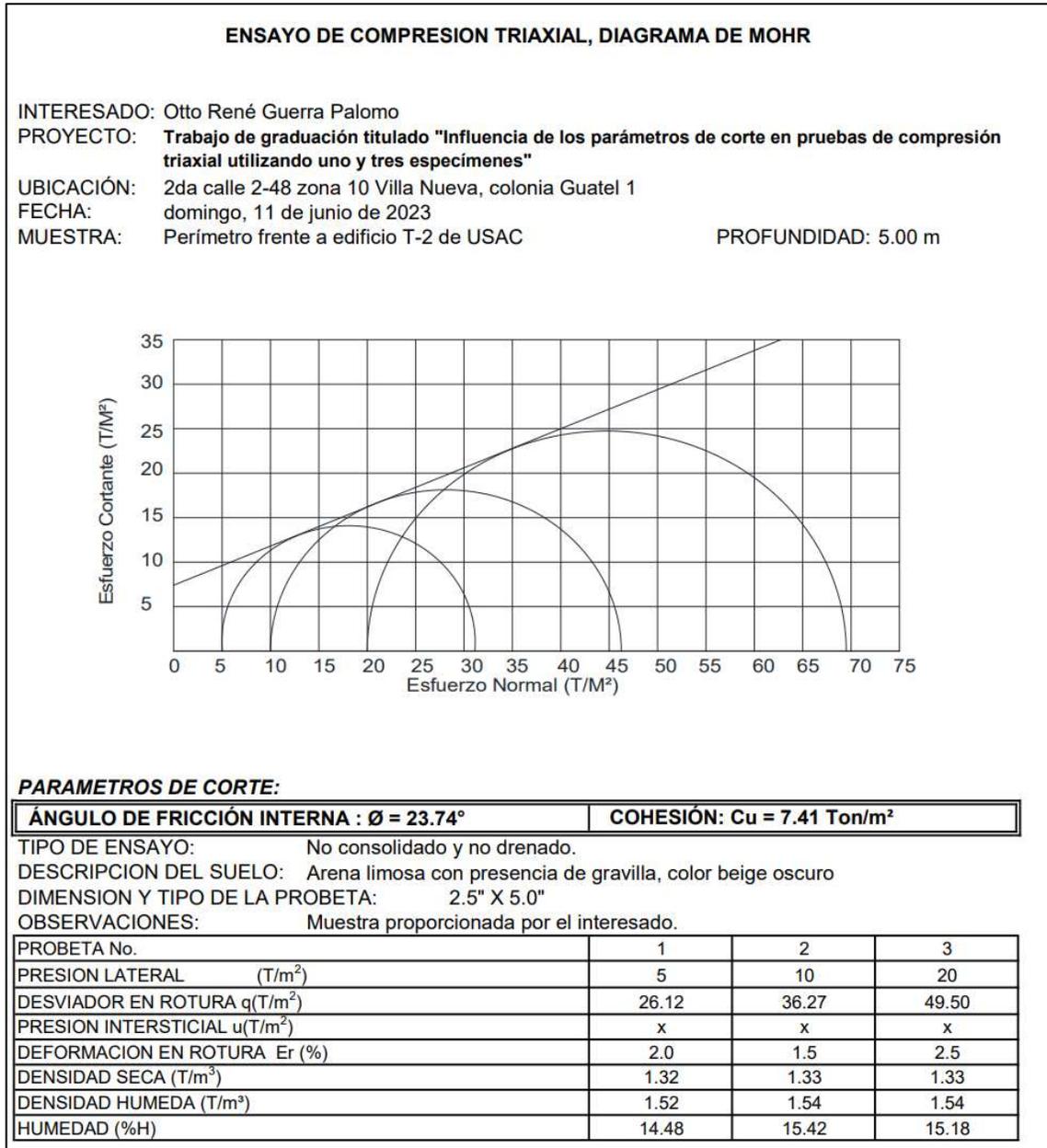
**Tabla 17.***Datos tabulados de tercera probeta con confinamiento de 20 psi*

Presión Confin <sup>o</sup> T/m <sup>2</sup>	Lectura Deform. 0.001"	Lectura Carga x	F Kg	Factor K	E %	q T/m <sup>2</sup>	u T/m <sup>2</sup>	q Max T/m <sup>2</sup>
20	0	0.0	-8.34	0.316	0.0	-2.63544		18.68
20	5	15.0	13.71	0.315	0.1	4.32		22.16
20	10	31.0	37.23	0.315	0.2	11.73		25.86
20	15	45.0	57.81	0.315	0.3	18.21		29.11
20	20	62.0	82.8	0.314	0.4	26.00		33.00
20	25	73.0	98.97	0.314	0.5	31.08		35.54
20	50	92.0	126.9	0.313	1.0	39.72		39.86
20	75	99.0	137.19	0.311	1.5	42.67		41.33
20	100	105.0	146.01	0.310	2.0	45.26		42.63
<b>20</b>	<b>125</b>	<b>115.0</b>	<b>160.71</b>	<b>0.308</b>	<b>2.5</b>	<b>49.50</b>		<b>44.75</b>

*Nota.* Tabulación de resultados según el ensayo. Elaboración propia.

**Figura 38.**

*Resultados obtenidos en base a los datos tabulados, 5 m*



*Nota.* Resultados obtenidos en base a datos tabulados. Elaboración propia, realizado con Excel.

Muestra extraída frente a Edificio T-1 de la Universidad de San Carlos de Guatemala a cuatro y medio metros (4.5m) de profundidad. La descripción del suelo es la siguiente: Arena limosa con presencia de pómez y gravilla, color amarillo. Muestra realizada para una probeta aplicándole los tres confinamientos

**Tabla 18.**

*Datos tabulados para una probeta aplicando los tres confinamientos*

Presión Confinamiento $\sigma_3$ T/m <sup>2</sup>	Lectura Deform. 0.001"	Lectura Carga x	F Kg	Factor K	E %	q T/m <sup>2</sup>	u T/m <sup>2</sup>	q Max T/m <sup>2</sup>
5	0	0.0	-8.34	0.316	0.0	-2.63544		3.68
5	5	9.0	4.89	0.315	0.1	1.54		5.77
5	10	17.0	16.65	0.315	0.2	5.24		7.62
5	15	25.0	28.41	0.315	0.3	8.95		9.47
5	20	35.0	43.11	0.314	0.4	13.54		11.77
5	25	44.0	56.34	0.314	0.5	17.69		13.85
5	50	70.0	94.56	0.313	1.0	29.60		19.80
5	75	73.0	98.97	0.311	1.5	30.78		20.39
<b>5</b>	<b>100</b>	<b>74.0</b>	<b>100.44</b>	<b>0.310</b>	<b>2.0</b>	<b>31.14</b>		<b>20.57</b>
10	125	100.0	138.66	0.308	2.5	42.71		31.35
<b>10</b>	<b>150</b>	<b>103.0</b>	<b>143.07</b>	<b>0.306</b>	<b>3.0</b>	<b>43.78</b>		<b>31.89</b>
20	175	152.0	215.1	0.305	3.5	65.61		52.80
20	200	160.0	226.86	0.303	4.0	68.74		54.37
<b>20</b>	<b>225</b>	<b>162.0</b>	<b>229.8</b>	<b>0.302</b>	<b>4.5</b>	<b>69.40</b>		<b>54.70</b>

*Nota.* Los tres confinamientos (5,10 y 20 psi) en el mismo espécimen. Elaboración propia, realizado con Excel.

**Figura 39.**

*Resultados obtenidos en base a los datos tabulados, 4.5 m*



*Nota. Hoja de resultados. Obtenido de Centro de Investigaciones de Ingeniería. (2024). Ensayo de compresión triaxial, Diagrama de Mohr.*

Muestra extraída frente a Edificio T-1 de la Universidad de San Carlos de Guatemala a cuatro y medio metros (4.5m) de profundidad. La descripción del suelo es la siguiente: Arena limosa con presencia de pómez y gravilla, color amarillo. Muestra realizada para tres probetas distintas aplicándole un confinamiento a cada una.

**Tabla 19.**

*Datos tabulados de primera probeta con confinamiento de 5 psi*

Presión Confin <sup>3</sup> T/m <sup>2</sup>	Lectura Deform. 0.001"	Lectura Carga x	F Kg	Factor K	E %	q T/m <sup>2</sup>	u T/m <sup>2</sup>	q Max T/m <sup>2</sup>
5	0	0.0	-8.34	0.316	0.0	-2.63544		3.68
5	5	3.0	-3.93	0.315	0.1	-1.24		4.38
5	10	4.0	-2.46	0.315	0.2	-0.77		4.61
5	15	5.0	-0.99	0.315	0.3	-0.31		4.84
5	20	9.0	4.89	0.314	0.4	1.54		5.77
5	25	12.0	9.3	0.314	0.5	2.92		6.46
5	50	41.0	51.93	0.313	1.0	16.25		13.13
5	75	58.0	76.92	0.311	1.5	23.92		16.96
5	100	65.0	87.21	0.310	2.0	27.04		18.52
<b>5</b>	<b>125</b>	<b>66.0</b>	<b>88.68</b>	<b>0.308</b>	<b>2.5</b>	<b>27.31</b>		<b>18.66</b>

*Nota.* Tabulación de resultados según el ensayo. Elaboración propia, realizado con Excel.

**Tabla 20.**

*Datos tabulados de segunda probeta con confinamiento de 10 psi*

Presión Confin <sup>3</sup> T/m <sup>2</sup>	Lectura Deform. 0.001"	Lectura Carga x	F Kg	Factor K	E %	q T/m <sup>2</sup>	u T/m <sup>2</sup>	q Max T/m <sup>2</sup>
10	0	0.0	-8.34	0.316	0.0	-2.63544		8.68
10	5	8.0	3.42	0.315	0.1	1.08		10.54
10	10	14.0	12.24	0.315	0.2	3.86		11.93
10	15	18.0	18.12	0.315	0.3	5.71		12.85
10	20	23.0	25.47	0.314	0.4	8.00		14.00
10	25	28.0	32.82	0.314	0.5	10.31		15.15
10	50	43.0	54.87	0.313	1.0	17.17		18.59
10	75	54.0	71.04	0.311	1.5	22.09		21.05
10	100	62.0	82.8	0.310	2.0	25.67		22.83
10	125	70.0	94.56	0.308	2.5	29.12		24.56
10	150	77.0	104.85	0.306	3.0	32.08		26.04
10	175	82.0	112.2	0.305	3.5	34.22		27.11
10	200	87.0	119.55	0.303	4.0	36.22		28.11
<b>10</b>	<b>225</b>	<b>89.0</b>	<b>122.49</b>	<b>0.302</b>	<b>4.5</b>	<b>36.99</b>		<b>28.50</b>

*Nota.* Tabulación de resultados según el ensayo. Elaboración propia, realizado con Excel.

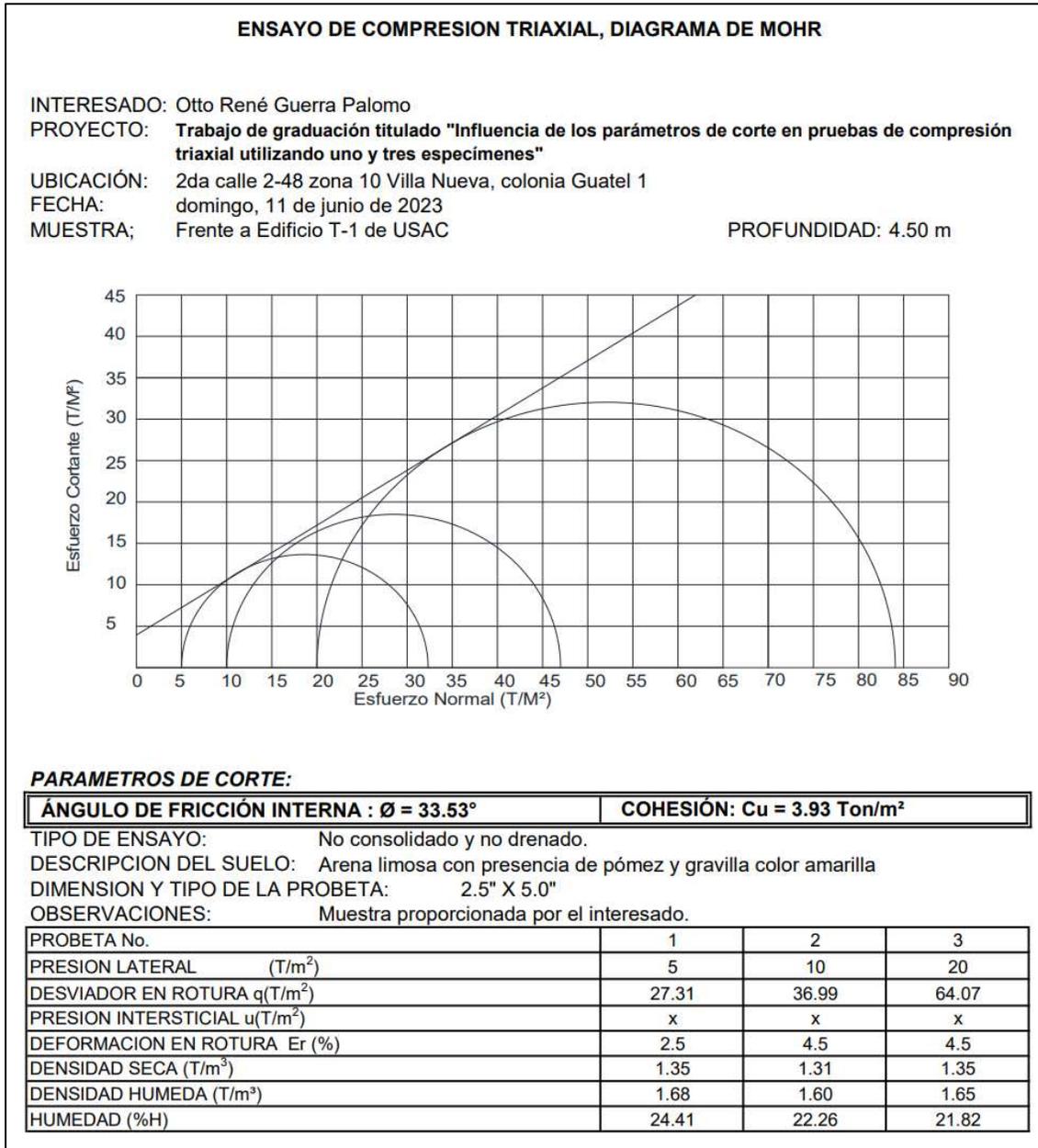
**Tabla 21.***Datos tabulados de tercera probeta con confinamiento de 20 psi*

Presión Confin. $\sigma_3$ T/m <sup>2</sup>	Lectura Deform. 0.001"	Lectura Carga x	F Kg	Factor K	E %	q T/m <sup>2</sup>	u T/m <sup>2</sup>	q Max T/m <sup>2</sup>
20	0	0.0	-8.34	0.316	0.0	-2.63544		18.68
20	5	20.0	21.06	0.315	0.1	6.63		23.32
20	10	30.0	35.76	0.315	0.2	11.26		25.63
20	15	38.0	47.52	0.315	0.3	14.97		27.48
20	20	47.0	60.75	0.314	0.4	19.08		29.54
20	25	55.0	72.51	0.314	0.5	22.77		31.38
20	50	82.0	112.2	0.313	1.0	35.12		37.56
20	75	99.0	137.19	0.311	1.5	42.67		41.33
20	100	117.0	163.65	0.310	2.0	50.73		45.37
20	125	128.0	179.82	0.308	2.5	55.38		47.69
20	150	135.0	190.11	0.306	3.0	58.17		49.09
20	175	141.0	198.93	0.305	3.5	60.67		50.34
20	200	146.0	206.28	0.303	4.0	62.50		51.25
<b>20</b>	<b>225</b>	<b>150.0</b>	<b>212.16</b>	<b>0.302</b>	<b>4.5</b>	<b>64.07</b>		<b>52.04</b>

*Nota.* Tabulación de resultados según el ensayo. Elaboración propia, realizado con Excel.

**Figura 40.**

*Resultados obtenidos en base a los datos tabulados 4.5 m*



*Nota.* Resultados obtenidos con base a datos tabulados. Elaboración propia, realizado con Excel.

Muestra extraída frente a Edificio S-12 de la Universidad de San Carlos de Guatemala a cuatro metros (4m) de profundidad. La descripción del suelo es la siguiente: Limo arenoso con presencia de gravilla, color café claro. Muestra realizada para una probeta aplicándole los tres confinamientos

**Tabla 22.**

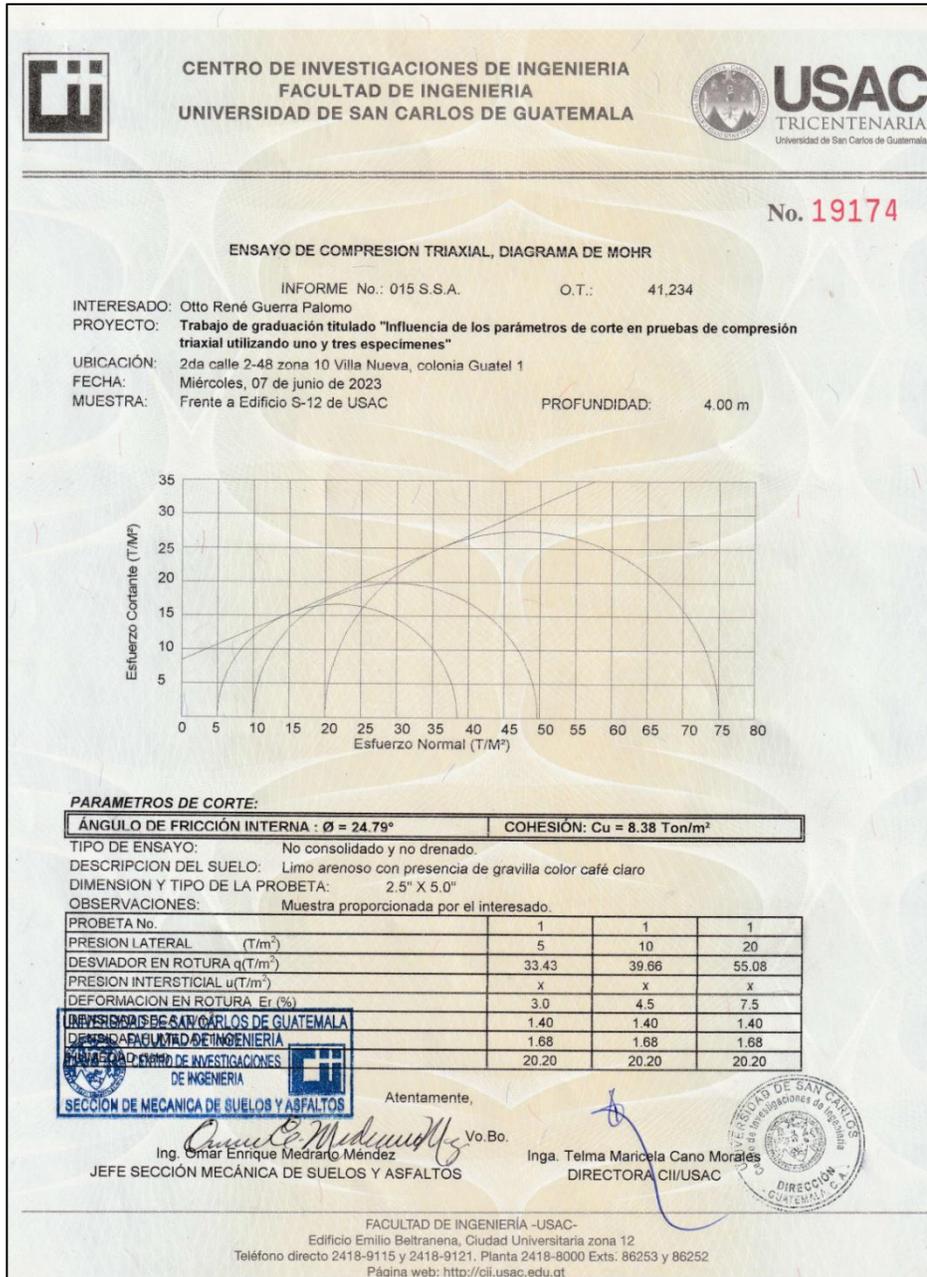
*Datos tabulados para una probeta aplicando los tres confinamientos*

Presión Confin. T/m <sup>2</sup>	Lectura Deform. 0.001"	Lectura Carga x	F Kg	Factor K	E %	q T/m <sup>2</sup>	u T/m <sup>2</sup>	q Max T/m <sup>2</sup>
5	0	0.0	-8.34	0.316	0.0	-2.63544		3.68
5	5	1.0	-6.87	0.315	0.1	-2.16		3.92
5	10	3.0	-3.93	0.315	0.2	-1.24		4.38
5	15	5.0	-0.99	0.315	0.3	-0.31		4.84
5	20	6.0	0.48	0.314	0.4	0.15		5.08
5	25	13.0	10.77	0.314	0.5	3.38		6.69
5	50	30.0	35.76	0.313	1.0	11.19		10.60
5	75	55.0	72.51	0.311	1.5	22.55		16.28
5	100	73.0	98.97	0.310	2.0	30.68		20.34
5	125	78.0	106.32	0.308	2.5	32.75		21.37
5	150	80.0	109.26	0.306	3.0	33.43		21.72
10	175	89.0	122.49	0.305	3.5	37.36		28.68
10	200	92.0	126.9	0.303	4.0	38.45		29.23
10	225	95.0	131.31	0.302	4.5	39.66		29.83
20	250	110.0	153.36	0.300	5.0	46.01		43.00
20	275	115.0	160.71	0.299	5.5	48.05		44.03
20	300	125.0	175.41	0.297	6.0	52.10		46.05
20	325	126.0	176.88	0.295	6.5	52.18		46.09
20	350	130.0	182.76	0.294	7.0	53.73		46.87
20	375	134.0	188.64	0.292	7.5	55.08		47.54

*Nota.* Los tres confinamientos (5,10 y 20 psi) en el mismo espécimen. Elaboración propia, realizado con Excel.

**Figura 41.**

*Resultados obtenidos en base a los datos tabulados, 4 m*



Nota. Hoja de resultados. Obtenido de Centro de Investigaciones de Ingeniería. (2024). *Ensayo de compresión triaxial, Diagrama de Mohr.*

Muestra extraída frente a Edificio S-12 de la Universidad de San Carlos de Guatemala a cuatro metros (4m) de profundidad. La descripción del suelo es la siguiente: Limo arenoso con presencia de gravilla, color café claro. Muestra realizada para tres probetas distintas aplicándole un confinamiento a cada una.

**Tabla 23.**

*Datos tabulados de primera probeta con confinamiento de 5 psi*

Presión Confin <sup>σ<sub>3</sub></sup> T/m <sup>2</sup>	Lectura Deform. 0.001"	Lectura Carga x	F Kg	Factor K	E %	q T/m <sup>2</sup>	u T/m <sup>2</sup>	q Max T/m <sup>2</sup>
5	0	0.0	-8.34	0.316	0.0	-2.63544		3.68
5	5	8.0	3.42	0.315	0.1	1.08		5.54
5	10	16.0	15.18	0.315	0.2	4.78		7.39
5	15	24.0	26.94	0.315	0.3	8.49		9.24
5	20	29.0	34.29	0.314	0.4	10.77		10.38
5	25	35.0	43.11	0.314	0.5	13.54		11.77
5	50	42.0	53.4	0.313	1.0	16.71		13.36
5	75	49.0	63.69	0.311	1.5	19.81		14.90
5	100	55.0	72.51	0.310	2.0	22.48		16.24
5	125	70.0	94.56	0.308	2.5	29.12		19.56
<b>5</b>	<b>150</b>	<b>75.0</b>	<b>101.91</b>	<b>0.306</b>	<b>3.0</b>	<b>31.18</b>		<b>20.59</b>

*Nota.* Tabulación de resultados según el ensayo. Elaboración propia, realizado con Excel.

**Tabla 24.**

*Datos tabulados de segunda probeta con confinamiento de 10 psi*

Presión Confin <sup>σ<sub>3</sub></sup> T/m <sup>2</sup>	Lectura Deform. 0.001"	Lectura Carga x	F Kg	Factor K	E %	q T/m <sup>2</sup>	u T/m <sup>2</sup>	q Max T/m <sup>2</sup>
10	0	0.0	-8.34	0.316	0.0	-2.63544		8.68
10	5	5.0	-0.99	0.315	0.1	-0.31		9.84
10	10	10.0	6.36	0.315	0.2	2.00		11.00
10	15	17.0	16.65	0.315	0.3	5.24		12.62
10	20	22.0	24	0.314	0.4	7.54		13.77
10	25	25.0	28.41	0.314	0.5	8.92		14.46
10	50	38.0	47.52	0.313	1.0	14.87		17.44
10	75	51.0	66.63	0.311	1.5	20.72		20.36
10	100	67.0	90.15	0.310	2.0	27.95		23.97
10	125	75.0	101.91	0.308	2.5	31.39		25.69
10	150	85.0	116.61	0.306	3.0	35.68		27.84
10	175	90.0	123.96	0.305	3.5	37.81		28.90
<b>10</b>	<b>200</b>	<b>95.0</b>	<b>131.31</b>	<b>0.303</b>	<b>4.0</b>	<b>39.79</b>		<b>29.89</b>

*Nota.* Tabulación de resultados según el ensayo. Elaboración propia, realizado con Excel.

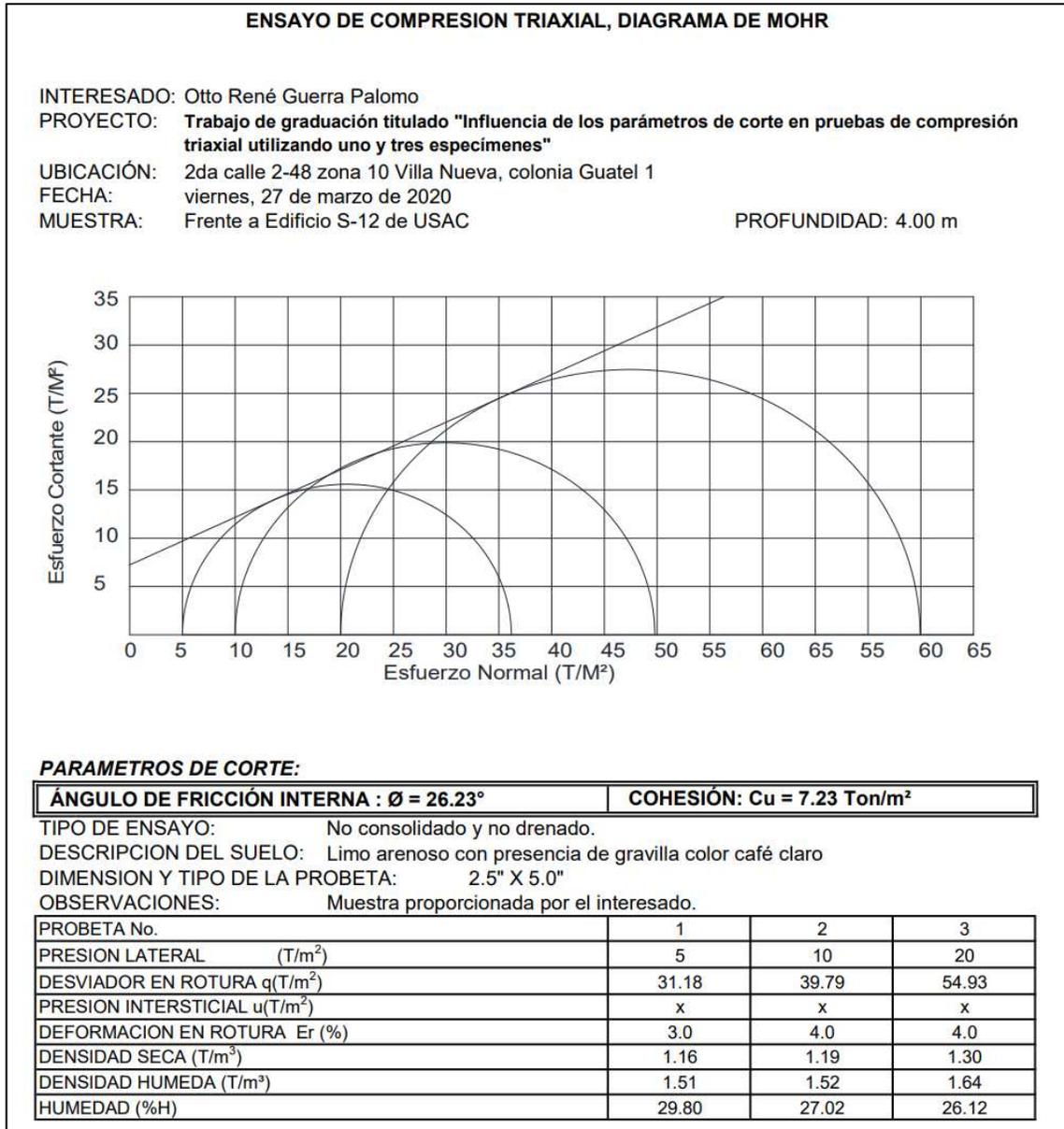
**Tabla 25.***Datos tabulados de tercera probeta con confinamiento de 20 psi*

Presión Confin $\sigma_3$ T/m <sup>2</sup>	Lectura Deform. 0.001"	Lectura Carga x	F Kg	Factor K	E %	q T/m <sup>2</sup>	u T/m <sup>2</sup>	q Max T/m <sup>2</sup>
20	0	0.0	-8.34	0.316	0.0	-2.63544		18.68
20	5	8.0	3.42	0.315	0.1	1.08		20.54
20	10	19.0	19.59	0.315	0.2	6.17		23.09
20	15	25.0	28.41	0.315	0.3	8.95		24.47
20	20	36.0	44.58	0.314	0.4	14.00		27.00
20	25	44.0	56.34	0.314	0.5	17.69		28.85
20	50	59.0	78.39	0.313	1.0	24.54		32.27
20	75	68.0	91.62	0.311	1.5	28.49		34.25
20	100	79.0	107.79	0.310	2.0	33.41		36.71
20	125	85.0	116.61	0.308	2.5	35.92		37.96
20	150	99.0	137.19	0.306	3.0	41.98		40.99
20	175	107.0	148.95	0.305	3.5	45.43		42.71
20	200	129.0	181.29	0.303	4.0	54.93		47.47

*Nota.* Tabulación de resultados según el ensayo. Elaboración propia, realizado con Excel.

**Figura 42.**

*Resultados obtenidos en base a los datos tabulados, 4 m*



*Nota.* Resultados obtenidos en base a datos tabulados. Elaboración propia, realizado con Excel.



## **5. LÍMITES DE CONSISTENCIA DEL SUELO**

### **5.1. Plasticidad**

Se denomina plasticidad a la propiedad que presentan algunos suelos de modificar su consistencia (o, dicho de otra forma, su resistencia al corte) en función de la humedad.

Existe una correspondencia entre la plasticidad de un suelo y su cohesión. La plasticidad es una propiedad exclusiva de los suelos finos (arcillas y limos), siendo producto de las relaciones electroquímicas que se establecen entre las superficies de los elementos que forman el agregado que compone el suelo (partículas elementales de limo o arcilla). Los suelos granulares, formados exclusivamente por elementos de granulometría gruesa (arena, gravilla, grava o cantos) no presentan plasticidad.

### **5.2. Límites de Atterberg**

En 1900, el científico sueco con nombre Albert Mauritz Atterberg desarrolló un método para poder describir la consistencia que pueden presentar los suelos con granos finos en función de la cantidad de humedad presente en el suelo.

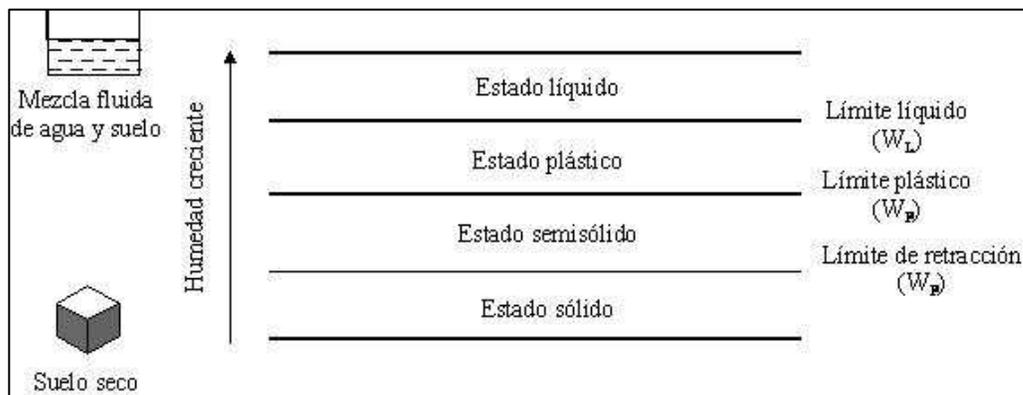
La descripción se refiere a que, si el contenido de agua es muy bajo, este se comportará de una forma quebradiza; si el contenido de agua es muy alto, el suelo y el agua pueden fluir como un líquido. Por lo que, en una base arbitraria dependiendo de la cantidad de agua presente en el suelo, el comportamiento de este se puede dividir en cuatro estados básicos: sólido, semisólido, plástico y

líquido.

La transición o frontera por así llamarlo entre cada estado básico del suelo se le denominan límites.

### Figura 43.

*Límites de consistencia del suelo*



*Nota.* Límites del suelo. Obtenido de Estudios Geotécnicos. (2024). *Limites del suelo.* (<https://estudiosgeotecnico.info/wp-content/uploads/2013/01/atterberg.png>), consultado el 20 de junio de 2024. De dominio público.

### 5.3. Límite líquido

El límite líquido está definido, como el contenido de humedad en el cual una masa de suelo se encuentra entre el estado plástico para pasar al estado líquido o semilíquido, en donde el suelo toma las propiedades y apariencias de una suspensión.

El límite líquido de un suelo se puede determinar de dos diferentes formas:

La primera es por el método de 3 puntos y el segundo por medio de la

ecuación de Lambe.

El primer método consiste en obtener 3 puntos con distintas humedades para poder hacer una interpolación gráfica para obtener el límite líquido estas humedades dependen del rango de golpes establecida en la norma AASHTO T089-02 las cuales son: entre 15-25 golpes el primer punto, entre 20-30 el tercer punto y entre 25-35 golpes el tercer punto.

El segundo método consiste en obtener un resultado en un rango de aceptación que, de igual manera, está dado por la norma AASTHO T089-02 la cual es entre 22 y 28 golpes utilizando el instrumento normado llamado copa de Casagrande con la cual se mide la cantidad de golpes del ensayo para la determinación del límite líquido.

La ecuación de Lambe está definida como:

$$LL = \%H * \left(\frac{N}{25}\right)^{0.121}$$

Dónde:

LL: límite líquido [ %]

%H: porcentaje de humedad [ %]

N: número de golpes de la copa Casagrande [valor adimensional]

#### **5.4. Límite plástico**

El límite plástico se define como el contenido de humedad que un suelo puede retener y que hace que este se encuentre entre el estado semisólido y el

estado plástico; en el estado semisólido el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero este disminuye en volumen al estar sujeto a secado y en el estado plástico el suelo se comporta plásticamente. Los procedimientos para la determinación del límite plástico están con base en la norma AASTHO T090-00

La determinación del límite plástico como se ha mencionado no es más que el contenido de humedad que retiene el suelo para que este pueda conservar sus características plásticas, por lo que este se determina de la siguiente manera:

$$\%H = LP = \left( \frac{PBH - PNS}{PNS} \right) * 100$$

Dónde:

LP: límite plástico [porcentaje]

%H: porcentaje de humedad

PBH: peso bruto húmedo del suelo [g]

PBS: peso bruto seco del suelo [g]

PNS: peso neto seco del suelo [g]

## 5.5. Índice de plasticidad

El índice de plasticidad se entiende como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico que puede llegar a presentar un suelo. Esta diferencia tiene un significado al momento de hacer una interpretación correcta de resultados provenientes de un laboratorio y es que al ser ambos, es decir el límite plástico y líquido, dos porcentajes que representan en esencia un contenido de humedad dentro de la muestra de suelo, se puede entender como la cantidad de agua en porcentaje que es necesaria para poder tener un suelo en límite plástico

y este alcance el límite líquido. Al ser el límite líquido mayor que el plástico esta es una interpretación correcta entre los dos límites y el índice de plasticidad.

El índice de plasticidad se define por la ecuación:

$$IP = LL - LP$$

Dónde:

IP: índice de plasticidad [porcentaje]

LL: límite líquido [porcentaje]

LP: límite plástico [porcentaje]



## **6. GRANULOMETRÍA**

La granulometría es una forma en la cual se puede determinar los tamaños de las partículas de suelos que estén presentes en los estratos a analizar. También llamado análisis de textura es un tipo de análisis físico que determina la textura del suelo de los diferentes grupos de partículas primarias (arena, limo y arcilla existentes en una masa de suelo) según sus diámetros. Los procedimientos para la determinación de análisis granulométrico están con base en la norma. AASHTO T-87 y ASTM D-421, D422

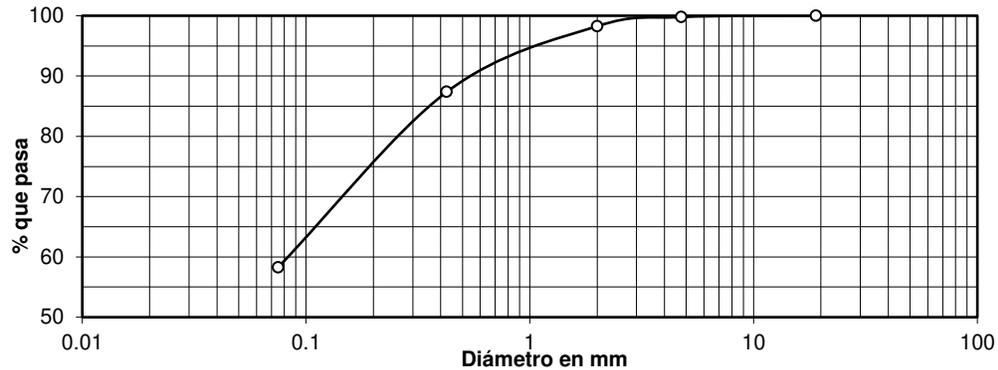
Este ensayo tiene la finalidad de proporcionar el concepto de cómo están distribuidas todas las partículas de suelo presentes en un estrato o área de suelo, para ello se hace un análisis numérico en función de los resultados obtenidos del laboratorio y estos se pueden graficar en una escala semilogarítmica conocida como curva granulométrica, con el propósito de tener una mayor apreciación de los resultados obtenidos y así llegar a una mejor interpretación y análisis de estos.

### **6.1. Curva granulométrica**

Análisis granulométrico, con tamices y con lavado previo. AASHTO T-87 y ASTM D-421, D422, proporciona los porcentajes en peso de los distintos tamaños de las partículas por lo que podemos conocer el porcentaje de finos (arcillas y limos) que es el porcentaje que pasar por el tamiz No. 200

**Figura 44.**

*Curva granulometrica*



*Nota.* Curva modelo. Elaboración propia, realizado con Excel.

## **6.2. Análisis mecánico del suelo**

El análisis mecánico del suelo es la determinación del escalafón de tamaños de partículas presentes en un estrato de suelo del cual se quiera conocer su distribución de estas, estos expresados en porcentajes de la muestra representativa obtenida y que esté en estado completamente seco. Para la determinación de la distribución de las partículas de suelo, generalmente se utilizan dos métodos para obtener los datos pertinentes para su posterior interpretación y clasificación. Los dos métodos que se utilizan son: el análisis por tamices o cribado y el método de hidrómetro o sedimentación.

## **6.3. Análisis por tamiz**

Este análisis se utiliza cuando se tienen tamaños de partículas de suelo mayores a 0.075 mm de diámetro. Este análisis consiste en colocar una muestra representativa de suelo dentro de una serie de tamices los cuales tienen

aberturas más pequeñas consecutivamente y agitarlos vigorosamente por un determinado tiempo hasta lograr una completa separación de todos los diferentes tamaños de partículas presentes en la muestra representativa.

**Figura 45.**

*Batería de tamices*



*Nota.* Ubicado en Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos. Elaboración propia.

Cada tamiz o criba, tiene una designación numérica la cual se va desde 3” hasta un No.200, en la mayoría de análisis por tamizado se utiliza hasta este último, estas designaciones indican el tamaño de la apertura de las grillas de los tamices; por ejemplo, un tamiz que indique que sea de 2” indica que la grilla que se forma es de 2” y un tamiz que tenga denominación No. 4 este va a tener una cantidad de cuadro aperturas en un espacio de 1 pulg<sup>2</sup> y así sucesivamente con todas las designaciones de este tipo.

Según norma ASTM C 136 – 01 la batería de tamices que se debe de utilizar para el análisis granulométrico se indica a continuación:

**Tabla 26.**

*Designación de tamices*

Tamiz	Abertura
3"	75 mm
2"	50 mm
1 1/2"	37.5 mm
1"	25 mm
3/4"	19.0 mm
3/8"	9.5 mm
4	4.75 mm
10	2.00 mm
20	850 $\mu\text{m}$
40	425 $\mu\text{m}$
60	250 $\mu\text{m}$
100	150 $\mu\text{m}$
140	106 $\mu\text{m}$
200	75 $\mu\text{m}$

*Nota.* Clasificación de tamices. Elaboración propia, realizado con Excel.

## 7. SELECCIÓN Y OBTENCIÓN DE LAS MUESTRAS

Para la realización del estudio, se determinó la selección de 5 distintas muestras, las cuales se recolectaron en lugares estratégicos dentro de la circunvalación de la Universidad de San Carlos de Guatemala para que el porcentaje de material fuera lo más homogéneo en el área para evitar distorsión en los resultados debido a la heterogeneidad de las muestras.

A continuación, se hace una descripción general de las muestras y su procedencia:

- Limo arenoso

Limo arenoso con poca presencia de gravilla y pómez, color beige, plástico. Extraída cerca del edificio T-7 de la USAC.

- Limo arenoso

Limo arenoso con presencia de pómez, color café, plástico. Extraída en el Centro de Investigaciones del Laboratorio de Suelos de la USAC.

- Arena limosa

Arena limosa con presencia de gravilla, color beige claro, no plástico. Extraída frente al edificio T-2 de la USAC

- Arena limosa

Arena limosa con presencia de gravilla y pómez, color café amarillento, no plástico. Extraída frente al edificio T-1 de la USAC

- Limo arenoso

Limo arenoso con presencia de gravilla, color café, plástico. Extraída frente al edificio S-12 de la USAC

La obtención de las muestras representativas de la suelo granular se hacen con base a análisis granulométrico, con tamices y con lavado previo AASHTO T-87 y ASTM D-421.

La cantidad de muestras representativas se seleccionaron con características específicas las cuales fueron que estas fueran arenas y limos, así mismo que estos fuesen extraídos dentro del perímetro de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

Las muestras fueron seleccionadas aplicando los procedimientos establecidos por las normas indicadas para cada uno de los ensayos, luego se trasladaron al laboratorio correspondiente para su ejecución.

Los ensayos que se utilizaron para obtener las propiedades físicas de los materiales fueron los siguientes:

- Granulometría (ASTM D-421)
- Descripción visual (ASTM D-2488)
- Límites de Atterberg (ASTM D-4318)

Con los resultados obtenidos se procedió a clasificar los materiales con dos tipos de clasificación que son:

S.C.U. (Sistema Unificado de Clasificación de suelos bajo el punto de vista de la ingeniería título D-2487 de la ASTM).

P.R.A. (Public Roads Administration, Sistema de Clasificación de los Suelos).

Luego de tener la clasificación de los materiales se prepararon los especímenes con las relaciones humedad-densidad de los suelos según las normas ASTM, D-698 y D-1557.

Posteriormente se realizaron los ensayos triaxiales aplicando la norma (ASTM D-2850). para poder determinar las propiedades mecánicas, las cuales son la variable de estudio que se realizaron por medio de muestras remoldeadas para disminuir el sesgo y así poder obtener datos más confiables.

### **7.1. Macro localización del área de muestreo**

La localización en general de las muestras se realizó dentro del área de la Universidad de San Carlos de Guatemala debido a las características que los suelos presentan en esta área.

**Figura 46.**

*Delimitación de área en Universidad de San Carlos de Guatemala*



*Nota.* Perímetro universitario. Elaboración propia.

La delimitación es de un aproximado de 6.3 Km<sup>2</sup>, la cual abarca desde el área del boulevard Universitario zona 12, de la ciudad capital, dentro de estas limitantes se obtuvieron las muestras representativas de suelos granulares. Cada una de las muestras se obtuvieron de distintos lugares de donde se consideró pertinente para la realización de ensayos de laboratorio respectivos.

**Figura 47.**

*Ubicación de muestras representativas*



*Nota.* Perímetro del estudio. Elaboración propia.

### **7.1.1. Micro localización del área de muestreo**

Las muestras representativas fueron obtenidas en lugares, como se ha mencionado, dentro del área de la Universidad de San Carlos de Guatemala, sin embargo, se es requerido tener el conocimiento del área en específico de donde se han obtenido, es decir la georreferencia de cada lugar, así como las características de la muestra extraída del lugar.

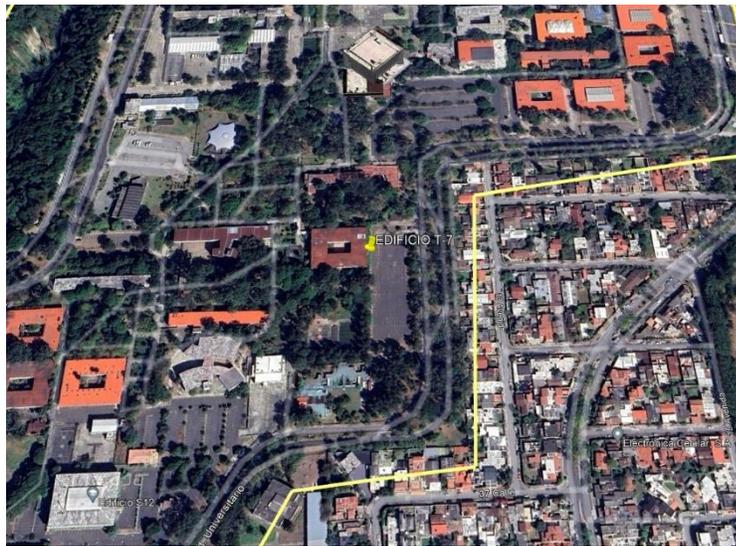
#### **7.1.1.1. Muestra 1**

La primera muestra obtenida de suelo granular es procedente del área

frente al edificio T-7 de la Universidad de San Carlos de Guatemala cuyas coordenadas son: Latitud 14°35'5.39"N y Longitud 90°33'8.27"O. En este lugar se realizó un pozo a cielo abierto en donde se obtuvo la muestra a una profundidad de aproximadamente 3.00 m, esta presentó un color beige al momento de realizarle una inspección in situ, también de una forma rápida se pudo determinar que este suelo era Limo arenoso con presencia de gravilla que, posteriormente se realizaron pruebas pertinentes para la correcta clasificación del suelo a utilizar.

**Figura 48.**

*Localización de muestra 1*



*Nota.* Perímetro del estudio. Elaboración propia.

### 7.1.1.2. Muestra 2

La segunda muestra obtenida de suelo granular es procedente del área laboratorio de Mecánica de Suelos, área de prefabricados, CII/USAC de la Universidad de San Carlos de Guatemala cuyas coordenadas son: Latitud 14°35'6.00"N y Longitud 90°33'22.73"O. En este lugar se realizó un pozo a cielo abierto en donde se obtuvo la muestra a una profundidad de aproximadamente 4.00 m, esta presentó un color café al momento de realizarle una inspección in situ, también de una forma rápida se pudo determinar que este suelo era arcilla arenosa con presencia de pómez que, posteriormente se realizaron pruebas pertinentes para la correcta clasificación del suelo a utilizar

#### Figura 49.

*Localización de muestra 2*



*Nota.* Perímetro del estudio. Elaboración propia.

### 7.1.1.3. Muestra 3

La tercera muestra obtenida de suelo granular es procedente del área perímetro frente a Edificio T-2 de la Universidad de San Carlos de Guatemala cuyas coordenadas son: Latitud 14°35'6.00"N y Longitud 90°33'22.73"O. En este lugar se realizó un pozo a cielo abierto en donde se obtuvo la muestra a una profundidad de aproximadamente 4.00 m, esta presentó un color beige oscuro al momento de realizarle una inspección in situ, también de una forma rápida se pudo determinar que este suelo era arena limosa con presencia de gravilla que, posteriormente se realizaron pruebas pertinentes para la correcta clasificación del suelo a utilizar

#### Figura 50.

*Localización de muestra 3*



*Nota.* Perímetro del estudio. Elaboración propia.

### 7.1.1.4. Muestra 4

La cuarta muestra obtenida de suelo granular es procedente del área

frente a Edificio T-1 de la Universidad de San Carlos de Guatemala cuyas coordenadas son: Latitud 14°35'17.56"N y Longitud 90°33'16.06"O. En este lugar se realizó un pozo a cielo abierto en donde se obtuvo la muestra a una profundidad de aproximadamente 4.50 m, esta presentó un color amarillo al momento de realizarle una inspección in situ, también de una forma rápida se pudo determinar que este suelo era Arena limosa con presencia de pómez y gravilla que, posteriormente se realizaron pruebas pertinentes para la correcta clasificación del suelo a utilizar

**Figura 51.**

*Localización de muestra 4*



*Nota.* Perímetro del estudio. Elaboración propia.

**7.1.1.5. Muestra 5**

La quinta muestra obtenida de suelo granular es procedente del área frente a Edificio S-12 de la Universidad de San Carlos de Guatemala cuyas

coordenadas son: Latitud 14°34'58.02"N y Longitud 90°33'14.39"O. En este lugar se realizó un pozo a cielo abierto en donde se obtuvo la muestra a una profundidad de aproximadamente 4.50 m, esta presentó un color café claro al momento de realizarle una inspección in situ, también de una forma rápida se pudo determinar que este suelo era Limo arenoso con presencia de gravilla que, posteriormente se realizaron pruebas pertinentes para la correcta clasificación del suelo a utilizar

**Figura 52.**

*Localización de muestra 5*



*Nota.* Perímetro del estudio. Elaboración propia.

## 8. COMPARACIÓN DE ANÁLISIS DE RESULTADOS

De acuerdo con la comparación de los resultados a las pruebas triaxiales valida los resultados del análisis a los ensayos obtenidos a partir de los datos de prueba triaxial, se determinó parámetros fundamentales del material sobre la muestra ensayada, incluidos los ángulos de resistencia al corte, los de densidad y la cohesión.

Se muestra en las siguientes tablas

**Tabla 27.**

*Resumen resultados, utilizando una probeta patron para 3 cargas de ensayo Triaxial*

Muestra	Profundidad (m)	Ángulo ( $\phi$ °)	Cohesión (Cu)	Densidad (T/m <sup>3</sup> )	Humedad (%)	Índice Plástico
EDIFICIO T-7	3	25.61	6.94	1.51	1.26	14.5
CII/SUELOS	4	17	15	1.5	1.25	25
EDIFICIO T-2	5	23.74	7.41	1.53	1.15	..
EDIFICIO T-1	4.5	33.53	3.93	1.64	1.23	..
EDIFICIO S-12	4	26.23	7.23	1.56	1.28	6.69

*Nota.* Resultados utilizando probeta. Elaboración propia, realizado con Excel.

**Tabla 28.**

*Resumen resultados, utilizando diferente probeta individual para cada ensayo*

Muestra	Profundidad (m)	Ángulo ( $\emptyset$ °)	Cohesión (Cu)	Densidad (T/m3)	Humedad (%)	Índice Plástico
EDIFICIO T-7	3	24.96	7.82	1.51	1.27	14.5
CII/SUELOS	4	16.44	12.28	1.5	1.26	25
EDIFICIO T-2	5	11.87	10.6	1.54	1.15	.-.
EDIFICIO T-1	4.5	33.69	4.76	1.65	1.27	.-.
EDIFICIO S-12	4	24.79	8.38	1.68	1.2	6.69

*Nota.* Resultados utilizando probeta. Elaboración propia, realizado con Excel.

**Tabla 29.**

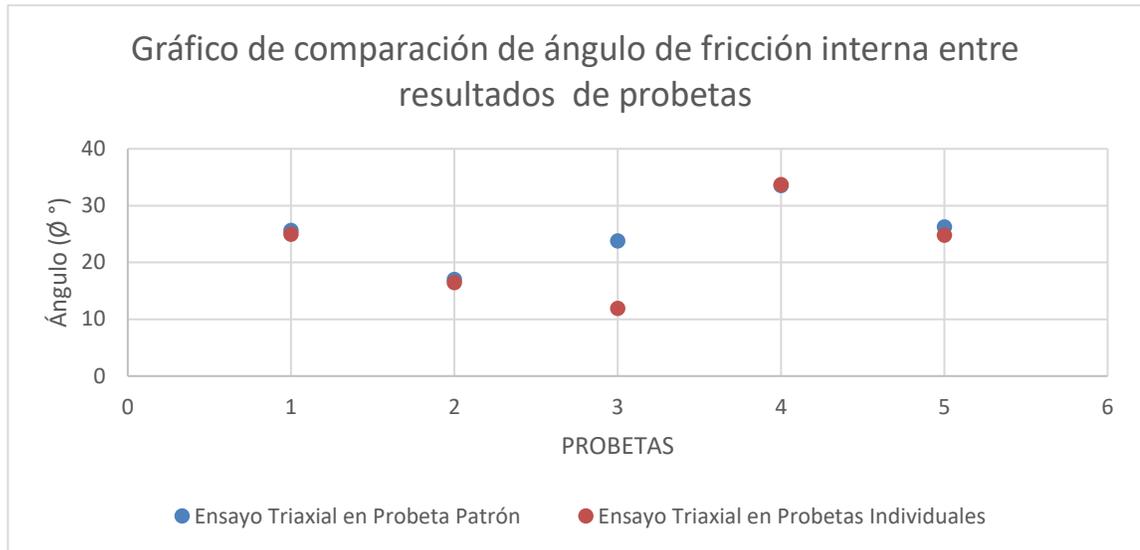
*Resumen resultados de esfuerzo de corte, utilizando probetas*

Muestra	Profundidad (m)	Ensayo Triaxial en Probeta Patrón		Ensayo Triaxial en Probetas Individuales	
		Ángulo ( $\emptyset$ °)	Cohesión (Cu)Ton/m <sup>2</sup>	Ángulo ( $\emptyset$ °)	Cohesión (Cu)Ton/m <sup>2</sup>
EDIFICIO T-7	3	25.61	6.94	24.96	7.82
CII/SUELOS	4	17	15	16.44	12.28
EDIFICIO T-2	5	23.74	7.41	11.87	10.6
EDIFICIO T-1	4.5	33.53	3.93	33.69	4.76
EDIFICIO S-12	4	26.23	7.23	24.79	8.38

*Nota.* Resultados de esfuerzo de corte. Elaboración propia, realizado con Excel.

**Figura 53.**

*Gráficos de resultados de ángulo de fricción interna*



*Nota.* Para probeta patrón versus probetas individuales. Elaboración propia, realizado con Excel.



## CONCLUSIONES

1. Se definieron las propiedades índices de cada muestra, para probetas individuales y separadas, donde se determinó que los resultados son prácticamente iguales, tanto en humedad como en densidad natural del material. Por lo que entre cada muestra de comparación no se obtuvo variaciones que pudieran afectar los resultados de esfuerzo cortante.
2. En los resultados de esfuerzo cortante como son ángulo de fricción interna no se obtuvo una variación considerable de resultados para el ángulo de fricción y para la cohesión, por tanto, los resultados independientes a cada confinamiento son compatibles entre una probeta patrón y probetas individuales.
3. Por los resultados de corte se puede establecer que existe una aproximación entre los ensayos con una probeta patrón y ensayos con probetas individuales, por lo que una prueba triaxial no consolidada no drenada (UU) representa una alternativa rápida para la evaluación al corte aplicando el ensayo a una probeta patrón o tres probetas individuales.
4. La prueba es de gran relevancia, ya que la condición no drenada representa la condición más crítica en muchos problemas geotécnicos, por lo que es necesario tener clara la comparación de resultados entre probetas para obtener una representación favorable económica y rápida del material a la resistencia al corte y la cohesión.

5. Muchos problemas geotécnicos requieren una evaluación de la resistencia al corte del suelo ya que pueden fallar debido a la aplicación de grandes esfuerzos de compresión al corte, por lo que realizar las pruebas del ensayo triaxial ayudará a reducir los riesgos en diferentes obras de construcción.
  
6. Podemos concluir con el resultado en la comparación del gráfico de ángulo de fricción interna que el comportamiento no presenta variación en las tomas con distintas ejecuciones, tanto con una probeta patrón como con distintas probetas.

## RECOMENDACIONES

1. Establecer que las cortas variaciones de resultados pueden prevalecer siempre y cuando se conserven adecuadamente desde la toma de muestra inicial in situ.
2. Mantener las condiciones naturales lo mejor posible y realizar el ensayo en cuanto se presente la muestra al laboratorio, ya que muestras con variaciones de humedad pueden alterar significativamente los resultados.
3. Realizar el ensayo de triaxial para obtener parámetros efectivos que ayuden a la mejora de condiciones extremas en las que pueda encontrarse el suelo.
4. Conocer el procedimiento de manejo apropiado de la muestra, así como la realización del ensayo, así como tener en cuenta que en los cambios de presión aplicados dependerán de la persona ejecutora.



## REFERENCIAS

Bishop, A. & Henkel, D. (1957). *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*. Edward Arnold.

Braja, M. (2006) *Principios de ingeniería de cimentaciones*. Cengage Learning.

Centro de Investigaciones de Ingeniería. (2024). *Ensayo de compresión triaxial, Diagrama de Mohr*.

Crespo, C. (1996). *Mecánica de suelos y cimentaciones*. Limusa.

Das, B. (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Cengage Learning.

Juárez, E. y Rico, A. (2009) *Fundamentos de la ingeniería de suelos*. Limusa.



## APÉNDICES

### Apéndice 1.

*Proceso de remoldeado probeta para ensayo triaxial en CII de suelos*



Continuación del Apéndice 1.



Continuación del Apéndice 1.



*Nota.* Preparación de material y equipo para prueba. Actividad en Centro de Investigación de Ingeniería. Elaboración propia.

## Apéndice 2.

*Proceso de lavado de muestras, para ensayo de granulometría*



*Nota.* Preparación de material y equipo para prueba. Actividad en Centro de Investigación de Ingeniería. Elaboración propia.

# ANEXO

## Apéndice 1.

### Ensayo de límites de Atterberg y granulómetro

	<b>CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b>		<b>USAC</b> TRICENTENARIA Universidad de San Carlos de Guatemala
---	--	---	--

INFORME No. 005 S.S.A. O.T.: 41,234 No. 19164

Interesado: Otto René Guerra Palomo

Proyecto: Trabajo de graduación titulado "Influencia de los parámetros de corte en pruebas de compresión Triaxial utilizando uno y tres especímenes"

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG

Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: 2da calle 2-48 zona 10 Villa Nueva, colonia Guatel 1

FECHA: Miércoles, 07 de junio de 2023

**RESULTADOS:**

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	Edificio T-7 de USAC	43.5	14.5	ML	Limo arenoso con presencia de gravilla color beige
2	Laboratorio de Mecánica de Suelos, área de prefabricados, CII/USAC	39.8	25.0	CL	Arcilla arenosa con presencia de pómez color café
3	Perímetro frente a Edificio T-2 de USAC	NP	NP	ML	Arena limosa con presencia de gravilla, color beige oscuro
4	Frente a Edificio T-1 de USAC	NP	NP	ML	Arena limosa con presencia de pómez y gravilla color amarilla
5	Frente a Edificio S-12 de USAC	37.49	6.69	ML	Limo arenoso con presencia de gravilla color café claro

(\*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

Atentamente,

 Ing. Omar Enrique Medrano Méndez JEFE SECCIÓN MECÁNICA DE SUELOS Y ASFALTOS	 Inga. Telma Maricela Carrillo DIRECTORA CII/USAC
---	--

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC-  
Edificio Emilio Beltranena, 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>



Continuación del Anexo 1.



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



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

---

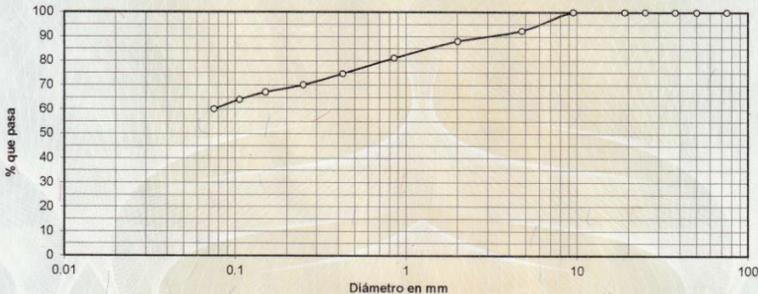
**No. 19124**

Informe No.: 007 S.S.A.

O.T.: 41,234

Interesado: Otto René Guerra palomo  
 Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico con tamices y lavado previo  
 Norma: ASTM D6913-04  
 Proyecto: Trabajo de graduación titulado "Influencia de los parámetros de corte en pruebas de compresión triaxial utilizando uno y tres especímenes"  
 Ubicación: 2da calle 2-48 zona 10 Villa Nueva, colonia Guatel 1  
 Muestra: Laboratorio de Mecánica de Suelos, área de prefabricados, CII/USAC  
 Fecha: 31 de octubre de 2023

Tamiz	Abertura	% que pasa	Tamiz	Abertura	% que pasa
3"	75 mm	100.00	10	2.00 mm	88.05
2"	50 mm	100.00	20	850 µm	81.10
1 1/2"	37.5 mm	100.00	40	425 µm	74.73
1"	25 mm	100.00	60	250 µm	70.10
3/4"	19.0 mm	100.00	100	150 µm	67.10
3/8"	9.5 mm	100.00	140	106 µm	64.10
4	4.75 mm	92.29	200	75 µm	60.12



Descripción del suelo: Arcilla arenosa con presencia de pómez color café

Clasificación: S.C.U.: A-6      % de Grava: 7.71      D10: \*  
 P.R.A.: CL      % de Arena: 32.17      D30: \*  
 % de finos: 60.12      D60: \*

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



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
JEFE SECCIÓN MECÁNICA DE SUELOS Y ASFALTOS

Atentamente,



Inga. Telma Maricela Caño Morales  
DIRECTORA CII/USAC

---

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC-  
 Edificio Emilio Beltrarena, 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>





