



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

**VARIACIÓN DE RESULTADOS DEL ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO Y NO
DRENADO EN SUELOS GRANULARES DEL VALLE DE GUATEMALA DEBIDO A LA
VELOCIDAD DE LA APLICACIÓN DE LA CARGA**

José Pablo Yantuche Padilla

Asesorado por el Ing. Andy Williams Alonzo Vásquez

Guatemala, enero de 2022

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**VARIACIÓN DE RESULTADOS DEL ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO Y NO
DRENADO EN SUELOS GRANULARES DEL VALLE DE GUATEMALA DEBIDO A LA
VELOCIDAD DE LA APLICACIÓN DE LA CARGA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JOSÉ PABLO YANTUCHE PADILLA

ASESORADO POR EL ING. ANDY WILLIAMS ALONZO VASQUEZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, ENERO DE 2022

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

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

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
EXAMINADOR	Ing. Luis Manuel Sandoval Mendoza
EXAMINADOR	Ing. José Mauricio Arriola Donis
EXAMINADOR	Ing. Marco Antonio García Díaz
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:

VARIACIÓN DE RESULTADOS DEL ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO Y NO DRENADO EN SUELOS GRANULARES DEL VALLE DE GUATEMALA DEBIDO A LA VELOCIDAD DE LA APLICACIÓN DE LA CARGA

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 14 de octubre de 2019.

José Pablo Yantuche Padilla

Guatemala 6 de octubre de 2021

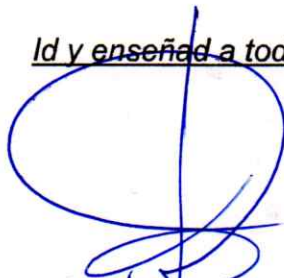
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil
Ing. Armando Fuentes Roca
Director

Estimado Ingeniero Fuentes:

Por medio de la presente HAGO CONTAR que he revisado el trabajo de graduación titulado **“Variación de resultados del ensayo triaxial no consolidado y no drenado en suelos granulares del valle de Guatemala debido a la velocidad de la aplicación de la carga.”** del estudiante de ingeniería civil, **José Pablo Yantuche Padilla**, quien se identifica con registro académico **2015-03610** y carné **2808 47335 0101**, luego de haber hecho las correcciones necesarias, lo doy por aprobado y lo autorizo para continuar el proceso correspondiente:

Sin otro particular, me despido deferentemente:

Id y enseñad a todos



ANDY WILLIAMS ALCÓNSO VÁSQUEZ
MSc. INGENIERIA SANITARIA
INGENIERO CIVIL
COLEGIADO 13,050



Guatemala, 21 de septiembre de 2021

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 **“VARIACIÓN DE RESULTADOS DEL ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO Y NO DRENADO EN SUELOS GRANULARES DEL VALLE DE GUATEMALA DEBIDO A LA VELOCIDAD DE LA APLICACIÓN DE LA CARGA”**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil **José Pablo Yantuche Padilla**, quién contó con la asesoría de la Ing. Andy Williams Alonzo Vásquez.

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. Hugo Leonel Montenegro Franco
Coordinador del área de Materiales de Construcción y obras civiles





El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Andy Williams Alonzo Vásquez y del Coordinador del Departamento de Materiales y Construcciones Civiles Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco al trabajo de graduación del estudiante José Pablo Yantuche Padilla **VARIACIÓN DE RESULTADOS DEL ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO Y NO DRENADO EN SUELOS GRANULARES DEL VALLE DE GUATEMALA DEBIDO A LA VELOCIDAD DE LA APLICACIÓN DE LA CARGA**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Sin otro particular, le saludo muy atentamente.

ID Y ENSEÑAD A TODOS



Ing. Armando Fuentes Roca
Director Escuela Ingeniería Civil

Guatemala, noviembre 2021

/mrrm.





USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

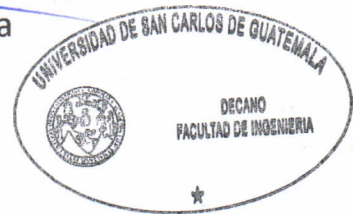
Decanato
Facultad de Ingeniería
24189101 - 24189102
secretariadecanato@ingenieria.usac.edu.gt

DTG.005.2022.

La Decana de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **VARIACIÓN DE RESULTADOS DEL ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO Y NO DRENADO EN SUELOS GRANULARES DEL VALLE DE GUATEMALA DEBIDO A LA VELOCIDAD DE LA APLICACIÓN DE LA CARGA**, presentado por el estudiante universitario: **José Pablo Yantuche Padilla**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Inga. Anabela Cordova Estrada
Decana



Guatemala, enero de 2022.

AACE/asga

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por darme la fuerza y sabiduría para saber poder finalizar la carrera.
Mi madre	Alba Mercedes Padilla, por estar siempre apoyándome y ser la luz de mi vida y ser mi guía para lograr lo que me proponga.
Mi padre	Mario Raymundo Yantuche, por enseñarme a ser mejor todos los días y darme consejos para poder seguir adelante.
Mi hermana	María Mercedes Yantuche, por siempre ayudarme y apoyarme en todo este proceso.
Mi hermano	Mario René Yantuche, por ser mi mejor amigo de toda la vida y estar siempre cuando más lo necesitaba.
Mis sobrinos	Lorenzo André Yantuche Herrera y Martín Antonio Yantuche Herrera, por ser unos ángeles que llegaron a mi vida para hacerme ver que quería ser un gran ejemplo para ellos.
Mi cuñada	Andrea Herrera, por llegar a ser un miembro increíble para mi familia.

AGRADECIMIENTOS A:

**Universidad de San
Carlos de Guatemala**

Por ser mi segunda casa de estudios, la cual me acogió y brindó los conocimientos fundamentales para iniciar con mi vida profesional dentro de Guatemala.

**Mis amigos de la
Facultad**

Por todo el apoyo, compañía y momentos juntos que compartimos por todos estos años, gracias a Karla Barrios, Valerie Santizo, Julián Sierra, Rodrigo de Rosa, Daniel Pineda y Diego de León.

Mis amigos de infancia

Brandon Reyes y Roger García gracias por siempre estar conmigo y compartir tantos momentos por lo largo de tantos años y brindarme siempre apoyo incondicional.

Ing. Andy Williams

Por darme la confianza, conocimiento, apoyo y compartir sus experiencias en todo el proceso de mi trabajo de graduación.

Ing. Omar Medrano

Por compartir su conocimiento y experiencia en el Laboratorio de Mecánica de Suelos para la elaboración de mi trabajo de graduación.

**Compañeros del
Laboratorio de Mecánica
de Suelos**

Por brindarme sus conocimientos, guía y consejos dentro del laboratorio y por pasar buenos momentos gracias al Ing. Óscar Montes y el Ing. Byron Vielman.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XIII
GLOSARIO.....	XV
RESUMEN.....	XIX
OBJETIVOS.....	XXI
INTRODUCCIÓN.....	XXIII
1. SUELOS DEL VALLE DE GUATEMALA.....	1
1.1. Ciclo de las rocas y origen del suelo.....	1
1.1.1. Meteorización.....	2
1.1.2. Rocas ígneas.....	3
1.1.3. Rocas sedimentarias.....	5
1.1.4. Rocas metamórficas.....	6
1.2. Geología del Valle de Guatemala.....	7
2. ENSAYO DE CORTE TRIAXIAL.....	11
2.1. Prueba no consolidada y no drenada (UU).....	14
2.1.1. Prueba no consolidada y no drenada en suelos cohesivos saturados.....	14
2.1.2. Prueba no consolidada y no drenada en suelos cohesivos parcialmente saturados.....	16
2.2. Prueba consolidada y no drenada (CU).....	18
2.2.1. Prueba consolidada y no drenada en suelos saturados.....	19

2.2.2.	Prueba consolidada y no drenada en suelos parcialmente saturados	20
2.3.	Prueba consolidada y drenada (CD)	21
2.3.1.	Prueba consolidada y drenada en arenas saturadas.....	23
2.3.2.	Prueba consolidada y drenada en arcillas saturadas.....	23
2.3.3.	Prueba consolidada y drenada en suelos parcialmente saturados	24
2.3.4.	Prueba consolidada y drenada en suelos secos	24
3.	DESARROLLO EXPERIMENTAL	27
3.1.	Obtención de las muestras.....	27
3.1.1.	Macrolocalización del área de muestreo.....	27
3.1.2.	Microlocalización del área de muestreo.....	29
3.1.2.1.	Muestra 1.....	29
3.1.2.2.	Muestra 2.....	30
3.1.2.3.	Muestra 3.....	31
3.1.2.4.	Muestra 4.....	32
3.2.	Límites de consistencia del suelo	34
3.2.1.	Consistencia del suelo.....	34
3.2.2.	Límites de Atterberg	34
3.2.2.1.	Límite líquido	35
3.2.2.2.	Límite plástico.....	36
3.2.2.3.	Índice de plasticidad	37
3.2.3.	Equipo a utilizar	38
3.2.3.1.	Equipo para límite líquido	38
3.2.3.2.	Equipo para límite plástico	46
3.2.4.	Descripción de ensayo	46

	3.2.4.1.	Límite líquido.....	46	
	3.2.4.2.	Límite plástico	48	
3.3.		Granulometría.....	49	
	3.3.1.	Análisis mecánico del suelo	50	
		3.3.1.1. Análisis por tamiz	51	
		3.3.1.2. Análisis por hidrómetro.....	52	
	3.3.2.	Tamaño efectivo	53	
	3.3.3.	Coeficiente de uniformidad (Cu).....	54	
	3.3.4.	Coeficiente de curvatura (Cc).....	54	
	3.3.5.	Equipo a utilizar	55	
	3.3.6.	Procedimiento de ensayo.....	60	
3.4.		Sistemas de clasificación de suelos.....	62	
	3.4.1.	Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS)	62	
	3.4.2.	Sistema de clasificación PRA (<i>Public Road Administration Classification System</i>)	65	
3.5.		Corte triaxial	67	
	3.5.1.	Equipo a utilizar	67	
	3.5.2.	Procedimiento de ensayo.....	73	
4.		ANÁLISIS DE RESULTADOS	75	
	4.1.	Muestra de cálculo.....	75	
		4.1.1. Límites de Atterberg de la muestra 1	75	
			4.1.1.1. Límite Líquido de la muestra 1	75
			4.1.1.2. Límite Plástico de la muestra 1	78
			4.1.1.3. Índice Plástico de la muestra 1.....	79
			4.1.1.4. Clasificación de suelo debido a la plasticidad (Carta de Plasticidad)	80
	4.1.2.	Granulometría de la muestra 1.....	80	

	4.1.2.1.	Porcentajes que pasan	81
	4.1.2.2.	Porcentajes de Grava, Arena y Finos ..	84
	4.1.2.3.	Coeficiente de Uniformidad y Curvatura.....	85
4.1.3.		Clasificación del suelo (SUCS y PRA)	86
	4.1.3.1.	Clasificación SUCS.....	86
	4.1.3.2.	Clasificación PRA	86
4.1.4.		Corte Triaxial	87
4.2.		Tabulación de resultados	93
	4.2.1.	Muestra de suelo 1	93
	4.2.1.1.	Límites de Atterberg	93
	4.2.1.2.	Granulometría.....	94
	4.2.1.3.	Corte triaxial	95
	4.2.1.3.1.	Velocidad de 0,0168 pulg/min	95
	4.2.1.3.2.	Velocidad de 0,0056 pulg/min	97
	4.2.1.3.3.	Velocidad de 0,028 pulg/min	98
4.2.2.		Muestra de suelo 2	99
	4.2.2.1.	Límites de Atterberg de muestra 2	99
	4.2.2.2.	Granulometría de muestra 2	100
	4.2.2.3.	Corte triaxial de muestra 2	101
	4.2.2.3.1.	Velocidad de 0,0168 pulg/min	102
	4.2.2.3.2.	Velocidad de 0,0056 pulg/min	103
	4.2.2.3.3.	Velocidad de 0,028 pulg/min	104

4.2.3.	Muestra de suelo 3	105
4.2.3.1.	Límites de Atterberg de muestra 3	105
4.2.3.2.	Granulometría de muestra 3.....	106
4.2.3.3.	Corte triaxial de muestra 3	107
4.2.3.3.1.	Velocidad de 0,0168 pulg/min	108
4.2.3.3.2.	Velocidad de 0,0056 pulg/min	109
4.2.3.3.3.	Velocidad de 0,028 pulg/min	110
4.2.4.	Muestra de suelo 4	111
4.2.4.1.	Límites de Atterberg de muestra 4	111
4.2.4.2.	Granulometría de muestra 4.....	112
4.2.4.3.	Corte triaxial.....	113
4.2.4.3.1.	Velocidad de 0,0168 pulg/min	114
4.2.4.3.2.	Velocidad de 0,0056 pulg/min	115
4.2.4.3.3.	Velocidad de 0,028 pulg/min	116
4.3.	Interpretación de resultados	117
4.3.1.	Muestra de suelo 1	118
4.3.2.	Muestra de suelo 2	120
4.3.3.	Muestra de suelo 3	122
4.3.4.	Muestra de suelo 4	124
CONCLUSIONES		127
RECOMENDACIONES.....		129
BIBLIOGRAFÍA.....		131

APÉNDICES 133
ANEXOS 171

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Ciclo de las rocas.....	1
2.	Ejemplos de rocas ígneas	4
3.	Serie de reacción de Bowen.....	5
4.	Ejemplos de rocas sedimentarias.....	6
5.	Ejemplos de rocas metamórficas	7
6.	Mapa geológico de la estructura del Valle de Guatemala.....	8
7.	Diagrama de presión de poro	12
8.	Círculos de Mohr y envolvente de falla para suelo cohesivo saturado... ..	15
9.	Círculos de Mohr y envolvente de falla para suelo cohesivo parcialmente saturado con esfuerzos totales	16
10.	Círculos de Mohr y envolvente de falla para suelo cohesivo parcialmente saturado con esfuerzos efectivos no consolidado y no drenado.....	17
11.	Círculos de Mohr y envolvente de falla con esfuerzos efectivos y totales consolidado y no drenado.....	18
12.	Círculos de Mohr y envolvente de falla con esfuerzos totales consolidado y no drenado de una arcilla sobreconsolidada.....	20
13.	Círculos de Mohr y envolvente de falla con esfuerzos totales y efectivos consolidado y drenado y no drenado bajo misma presión	22
14.	Delimitación del Valle de Guatemala.....	28
15.	Ubicación de muestras representativas.....	29
16.	Localización de muestra 1.....	30

17.	Localización de muestra 2	31
18.	Localización de muestra 3	32
19.	Localización de muestra 4	33
20.	Límites de consistencia del suelo	35
21.	Copa de Casagrande.....	39
22.	Ranuradores metálicos	40
23.	Recipiente de Porcelana.....	40
24.	Espátula metálica	41
25.	Bureta de 25 mL	42
26.	Tamiz No. 40	42
27.	Balanza de precisión	43
28.	Recipientes metálicos grande para el suelo.....	44
29.	Recipiente metálico para tomar humedades	44
30.	Piseta.....	45
31.	Horno....	45
32.	Curva granulométrica	50
33.	Hidrómetro.....	53
34.	Brocha.....	55
35.	Cepillo metálico	56
36.	Batería de tamices.....	57
37.	Máquina tamizadora	58
38.	Tamiz No. 200 para lavado.....	59
39.	Diagrama de clasificación SUCS	63
40.	Carta de plasticidad	64
41.	Clasificación PRA	66
42.	Molde de probeta.....	68
43.	Espátula metálica	69
44.	Martillo de goma	69
45.	Máquina de triaxial.....	70

46.	Anillo de carga	71
47.	Compresor de aire	72
48.	Membrana de látex	72
49.	Gráfica granulométrica de muestra de suelo 1	95
50.	Gráfico de envolvente de falla (Círculos de Mohr) de muestra 1, velocidad 1	96
51.	Gráfico de envolvente de falla (Círculos de Mohr) de muestra 1, velocidad 2	97
52.	Gráfico de envolvente de falla (Círculos de Mohr) de muestra 1, velocidad 3	98
53.	Gráfica granulométrica de muestra de suelo 2	101
54.	Gráfico de envolvente de falla (Círculos de Mohr) de muestra 2, velocidad 1	102
55.	Gráfico de envolvente de falla (Círculos de Mohr) de muestra 2, velocidad 2	103
56.	Gráfico de envolvente de falla (Círculos de Mohr) de muestra 2, velocidad 3	104
57.	Gráfica granulométrica de muestra de suelo 3	107
58.	Gráfico de envolvente de falla (Círculos de Mohr) de muestra 3, velocidad 1	108
59.	Gráfico de envolvente de falla (Círculos de Mohr) de muestra 3, velocidad 2	109
60.	Gráfico de envolvente de falla (Círculos de Mohr) de muestra 3, velocidad 3	110
61.	Gráfica granulométrica de muestra de suelo 4	113
62.	Gráfico de envolvente de falla (Círculos de Mohr) de muestra 4, velocidad 1	114
63.	Gráfico de envolvente de falla (Círculos de Mohr) de muestra 4, velocidad 2	115

64.	Gráfico de envolvente de falla (Círculos de Mohr) de muestra 4, velocidad 3	116
-----	---	-----

TABLAS

I.	Designación de tamices.....	52
II.	Datos de límite líquido de la muestra 1	76
III.	Datos de límite plástico de la muestra 1	78
IV.	Datos obtenidos de granulometría de suelo 1	81
V.	Datos obtenidos de ensayo triaxial de muestra 1 velocidad 1 (0,0168 pulg/min).....	88
VI.	Límites de Atterberg	94
VII.	Porcentajes que pasan de muestra de suelo 1	94
VIII.	Clasificación en PRA y SUCS de muestra de suelo 1	95
IX.	Parámetros de Corte $v = 0,0168$ pul/min, muestra 1, velocidad 1	97
X.	Parámetros de Corte $v = 0,0056$ pul/min, muestra 1, velocidad 2.....	98
XI.	Parámetros de Corte $v = 0,028$ pul/min, muestra 1, velocidad 3.....	99
XII.	Límites de Atterberg de muestra 2	99
XIII.	Porcentajes que pasan de muestra de suelo 2	100
XIV.	Clasificación en PRA y SUCS de muestra de suelo 2.....	101
XV.	Parámetros de Corte $v = 0,0168$ pul/min, muestra 2, velocidad 1	103
XVI.	Parámetros de Corte $v = 0,0056$ pul/min, muestra 2, velocidad 2.....	104
XVII.	Parámetros de Corte $v = 0,028$ pul/min, muestra 2, velocidad 3.....	105
XVIII.	Límites de Atterberg	105
XIX.	Porcentajes que pasan de muestra de suelo 3	106
XX.	Clasificación en PRA y SUCS de muestra de suelo 3	107
XXI.	Parámetros de Corte $v = 0,0168$ pul/min, muestra 3, velocidad 1	109
XXII.	Parámetros de Corte $v = 0,0056$ pul/min, muestra 3, velocidad 2.....	110
XXIII.	Parámetros de Corte $v = 0,028$ pul/min, muestra 3, velocidad 3.....	111

XXIV.	Límites de Atterberg de muestra 4	111
XXV.	Porcentajes que pasan de muestra de suelo 4.....	112
XXVI.	Clasificación en PRA y SUCS de muestra de suelo 4	113
XXVII.	Parámetros de Corte $v = 0,0168$ pul/min, muestra 4, velocidad 1	115
XXVIII.	Parámetros de Corte $v = 0,0056$ pul/min, muestra 4, velocidad 2	116
XXIX.	Parámetros de Corte $v = 0,028$ pul/min, muestra 4, velocidad 3	117
XXX.	Resumen de esfuerzos principales 1 y 3 de círculos de Mohr	117
XXXI.	Tabla resumen de resultados	126

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
\emptyset	Ángulo de fricción interna
A	Área
cm^2	Centímetro cuadrado
C_c	Coefficiente de curvatura
C_u	Coefficiente de uniformidad
C	Cohesión
D	Diámetro
D_{30}	Diámetro correspondiente al 30 % más fino
D_{10}	Diámetro efectivo
D_{60}	Diámetro para el cual el 60 % de las partículas son menores que ese diámetro
σ_3	Esfuerzo de confinamiento
σ_{des}	Esfuerzo desviador
σ'	Esfuerzo efectivo
σ	Esfuerzo normal
σ_1	Esfuerzo total
K	Factor de corrección de esfuerzo desviador
F	Fuerza
IP	Índice de plasticidad
Kg_f	Kilogramo fuerza
LL	Límite líquido
LP	Límite plástico

m^2	Metro cuadrado
μm	Micrómetro
mm	Milímetro
min	Minuto
N	Número de golpes
γ	Peso específico
γ'	Peso específico efectivo
$\%H$	Porcentaje de humedad
Z	Profundidad
CD	Prueba consolidada y drenada
CU	Prueba consolidada y no drenada
UU	Prueba no consolidada y no drenada
$Pulg$	Pulgada
Ton	Tonelada
v	Velocidad

GLOSARIO

Clástica	Son una clase de rocas sedimentarias compuestas de fragmentos, o clastos, de roca y minerales preexistentes acumulados mecánicamente, que se han consolidado en mayor o menor grado.
Cohesión	Unión entre las moléculas de un cuerpo, debida a la fuerza de atracción molecular.
Confinamiento	Aislamiento del agua estancada en una depresión de terreno, que provoca disminución de la cantidad de oxígeno y aumento de hidrógeno sulfurado.
Consolidación	Reducción de volumen de los suelos finos cohesivos provocado por sollicitaciones sobre su masa.
Esfuerzo de corte	Es el esfuerzo interno o resultante de las tensiones paralelas a la sección transversal de un prisma mecánico
Esfuerzo desviador	El valor de la diferencia entre los esfuerzos principales. de suelo, para que los vacíos que estén llenos de aire se llenen de agua con el fin de saturar la muestra.

Esfuerzo efectivo	Es la diferencia entre el esfuerzo total en y la presión del agua que existe en los vacíos del suelo.
Esfuerzo normal	Es el esfuerzo interno o resultante de las tensiones perpendiculares a la sección transversal de un prisma mecánico.
Falla transcurrente	Falla cuando el desplazamiento es horizontal y paralelo al rumbo de la falla.
Falla	Punto en el que el material ensayado ya ha alcanzado su punto máximo de resistencia.
Feldespatos	Correspondientes a los silicatos de aluminio, sodio, potasio y calcio o mezclas de sus bases, son los minerales que más abundan en la corteza terrestre.
Geotecnia	Conjunto de partículas sólidas que queda depositado en el fondo del recipiente que contiene un líquido.
Gradación	Distribución de las partículas que conforman un suelo.
Látex	Sustancia de aspecto lechoso constituida por resinas, alcaloides, entre otros, que se obtiene de los cortes hechos en el tronco de algunos árboles y de ciertas materias primas, como el caucho y la laca.
Meteorización	Proceso de descomposición de las rocas mediante procesos mecánicos y químicos.

Muestra inalterada	Muestra de suelo obtenida de un pozo de tal forma que esta mantiene sus propiedades mecánicas y características físicas en todo momento.
PBH	Peso bruto húmedo.
PBS	Peso bruto seco.
Plasticidad	Propiedad que tiene un material de ser moldeado o trabajado para cambiarlo de forma.
PNH	Peso neto húmedo.
PNS	Peso neto seco.
Presión de poro	Indica que el agua genera una carga extra en el suelo, disminuyendo la resistencia de los materiales.
Probeta remoldeada	Probeta utilizada luego de que esta ya ha pasado por una prueba de triaxial.
Sedimento	Conjunto de partículas sólidas que queda depositado en el fondo del recipiente que contiene un líquido.
Trabajabilidad	Facilidad que tiene un material para ser manejado por el personal correspondiente.

RESUMEN

La presente tesis abarca el análisis y evaluación de la variación de condiciones en la velocidad de la carga en una prueba triaxial no consolidada y no drenada establecida en la norma AASHTO T296-05, la cual indica cuales son las condiciones de la evaluación de una probeta, ya sea compactada o tallada. Con las especificaciones de la norma se determina, como un suelo puede sufrir alteraciones de sus propiedades al hacer variaciones significantes a las condiciones de ensayo.

Para poder examinar, de una forma adecuada, la información recabada experimentalmente, se obtuvieron muestras representativas de algunos estratos encontrados dentro del perímetro del valle de Guatemala, estos poseen características de suelos granulares en los cuales se basa la presente investigación.

Mediante pruebas de laboratorio se determinan las propiedades físicas que un suelo puede tener, principalmente la plasticidad y la gradación de un suelo. Las variaciones de las condiciones de ensayo se realizarán en la prueba triaxial y con los resultados obtenidos se hace una comparación para obtener variaciones de condiciones establecidas dentro de la norma.

OBJETIVOS

General

Determinar la variación de resultados del ensayo de corte triaxial no consolidado y no drenado en suelos granulares del Valle de Guatemala por la aplicación de distintas velocidades de carga.

Específicos

1. Obtener muestras representativas para la realización de los ensayos de corte triaxial.
2. Clasificar los suelos utilizados basándose en dos sistemas de clasificación.
3. Dibujar los círculos de Mohr para cada ensayo triaxial de las muestras de suelo obtenidas.
4. Obtener los ángulos de fricción interna y cohesión de los ensayos a cada suelo para posteriormente hacer una comparación de resultados.

INTRODUCCIÓN

La geología que se encuentra en distintos puntos del globo, varía por motivos de la meteorización que sufren las rocas los diferentes puntos, también por la actividad volcánica que pueda haber en el sitio, dando así a lugar las reacciones de Bowen que dan a lugar que tipo de rocas pueden llegar a tener luego de que el magma empiece su proceso de enfriamiento. Tal es el caso de la geología del valle de Guatemala, que debido a sus características sísmicas y de actividad volcánica ha hecho que este tenga una composición mayoritaria de suelo granular de procedencia volcánica sin embargo con una cierta cantidad de partículas plásticas por el proceso de meteorización que hayan sufrido un conjunto de rocas.

En el campo de la construcción, uno de los factores importantes es la cimentación que sostendrá una obra de infraestructura y para ello se conocen parámetros del suelo necesarios para hacer el diseño. A través del ensayo de corte triaxial es posible conocer los parámetros del suelo, el procedimiento y las propiedades en las que se plantea realizar previamente la ejecución de la obra.

Para conocer de forma completa las propiedades de los suelos, estos deben pasar una serie de pruebas de laboratorio específicas. Cada una de las pruebas que un suelo requiera dependerá del propósito para el que sea utilizado, ya que hay ensayos para cimentaciones y para carreteras y cada uno expone al suelo a distintas condiciones de tal forma que se simulen a las que estará sometido y así poder observar y determinar con mayor acierto las propiedades del suelo y como poder aprovecharlas para la obra que sea destinada.

Teniendo resultados de distintos ensayos de laboratorio se pueden aplicar a una muestra de suelo e interpretar cada uno, para dar una conclusión al uso apropiado del mismo. Con una muestra representativa se obtienen datos de cohesión y ángulo de fricción interna, para analizar las condiciones que pueden afectar la variación de los resultados.

1. SUELOS DEL VALLE DE GUATEMALA

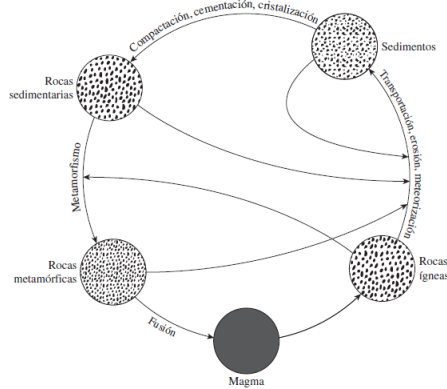
1.1. Ciclo de las rocas y origen del suelo

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:

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

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

Figura 1. Ciclo de las rocas



Fuente: DAS, Braja M., *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica 4ta. Ed.* p.17

1.1.1. Meteorización

A este también se le conoce como intemperización y comprende un proceso de descomposición de las rocas que son procesos mecánicos y químicos que implican en volver las rocas en fragmentos más pequeños. La meteorización mecánica puede ser provocada por el comportamiento 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 hagan 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.¹

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 provocan 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.

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

¹ DAS, Braja M., *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. 4. México, D.F.: Cengage Learning. 2015. 18 p.

pequeños de diferentes tamaños que pueden ir desde cantos rodados de gran tamaño a pequeñas partículas de arcilla. Las propiedades plásticas que caracterizan a una arcilla son debido a un proceso de meteorización química de feldespatos, ferro-magnesitas y micas.

Los resultados de la meteorización se pueden quedar fijos en un mismo lugar o bien pueden ser transportados 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 son conocidos 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 glaciales
- Suelos aluviales
- Suelos lacustres
- Suelos marinos
- Suelos eólicos

1.1.2. Rocas ígneas

Estas rocas son formadas debido al enfriamiento y solidificación del magma expulsado de manto terrestre. Esto se da al momento de que ocurre 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.²

Figura 2. Ejemplos de rocas ígneas

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

Fuente: *Las Rocas Ígneas (Intrusivas y Extrusivas)*. <https://quizlet.com/250357778/las-rocas-igneas-intrusivas-y-extrusivas-diagram/>. Consulta: diciembre de 2019.

Se conoce una explicación entre la tasa de enfriamiento del magma con la formación de diferentes tipos de rocas, a esta explicación se le conoce como Serie de Reacción de Bowen, en la cual se describe cómo debido a estos dos factores se forman nuevos minerales a medida que el magma inicia su enfriamiento. Lo minerales forman cristales y estos tienden a hacer dos acciones,

² DAS, Braja M., *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. 4. México, D.F.: Cengage Learning. 2015. 16-17 p.

se hacen más grandes o se asientan. Todo este proceso finaliza basta que el cuerpo del material fundido se solidifica en su totalidad.

Figura 3. **Serie de reacción de Bowen**



Fuente: DAS, Braja M., *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p.18.

1.1.3. 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 pueden ser parte de una meteorización para formar nuevos sedimentos o puede ser sometido al proceso de metamorfismo para convertirse en roca metamórfica.

Figura 4. **Ejemplos de rocas sedimentarias**



Fuente: *Rocas Sedimentarias*. <http://investigacionesderocas.blogspot.com/2017/02/rocas-sedimentarias.html>. Consulta: diciembre de 2019.

1.1.4. **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 da 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 a fundirse para así formar nuevamente magma y todo el proceso de meteorización se repite.³

Figura 5. **Ejemplos de rocas metamórficas**



Fuente: *Rocas Metamórficas*. <https://geologiaweb.com/rocas-metamorficas/>. Consulta: diciembre 2019.

1.2. **Geología del Valle de Guatemala**

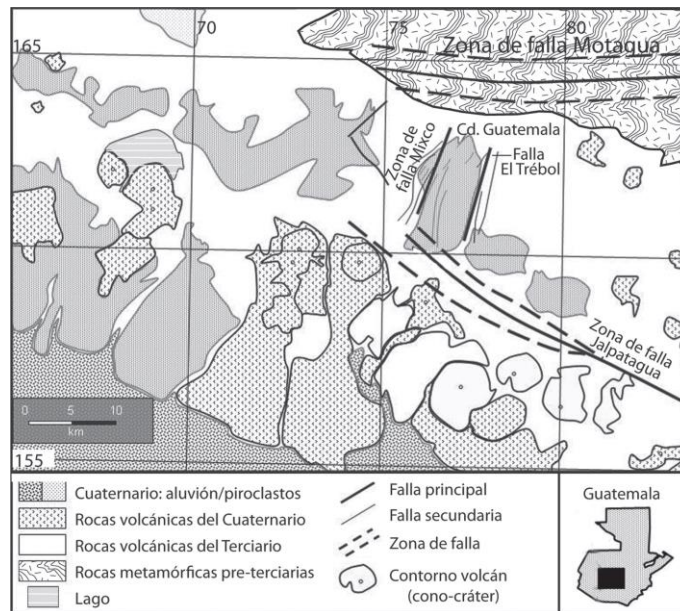
Se ha determinado mediante investigaciones de la comunidad geocientífica que la estructura del valle de Guatemala es una depresión de origen tectónico delimitada por dos fallas, la falla de Mixco, parte occidental, y Pinula, parte oriental; estas dos son fallas normales de gran ángulo y muy aproximadamente paralelas ambas de 20 km de largo con orientación de norte a noroeste y debido

³ DAS, Braja M., *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. 4. México, D.F.: Cengage Learning. 2015. 22 p.

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 Raymundo y San Pedro Ayampuc.

Con base en 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 6. **Mapa geológico de la estructura del Valle de Guatemala**



Fuente: PÉREZ, Carlos L., *Revista Geológica de América Central, Estructura Geológica del Valle de la ciudad de Guatemala interpretada mediante un modelo de cuenca por distensión*, p.73.

Los flujos de lodo que se vieron involucrados para la formación de los abanicos lobulares de Fraijanes 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.

Con base en 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.⁴

Todo el proceso de formación del Valle de la ciudad de Guatemala está totalmente relacionado con las fallas transcurrentes de Motagua y Jalpatagua y la zona de distensión que se forma en intersección a éstas. Dada las fallas en estas se generó un área debilitada la cual fue aprovechada para que existiera un ascenso de magmas que formaron las estructuras volcánicas del volcán Pinula y El Naranjo. La zona de distensión inicialmente sirvió como un medio para el ascenso de los magmas, pero al continuar con tales movimientos se originó la falla de Mixco la cual tiene una forma con base al contorno del volcán Pinula.

⁴ PÉREZ, Carlos L., *Estructura Geológica del Valle de la ciudad de Guatemala interpretada mediante un modelo de cuenta por distensión*, *Revista Geológica de América Central*, p. 74. <https://revistas.ucr.ac.cr/index/php/geologica/article/view/4179>. Consulta: diciembre 2019

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 oriental del Valle de la ciudad de Guatemala; debido a las pendientes que presenta, las cuales van de 4 a 18 %, 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 Amatitlán.

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, Villanueva al Sur, Pinula al Este y Mixco al Oeste.

El proceso de formación del valle se ha dado debido tanto a actividades tectónicas de las fallas mencionadas como todos los procesos de meteorización y todo el ciclo de las rocas. Los suelos encontrados dentro del valle que tienen propiedades plásticas se han dado por esto, los procesos de meteorización y de igual forma los suelos transportados con el paso de todos los años que pasaron para su formación, han ido siendo depositados dentro del valle creando así, suelos con distintas características cuando estos están bajo estudios. Los suelos transportados que han beneficiado a la formación de la estratigrafía del valle pueden ser: suelos aluviales, suelos lacustres y suelos eólicos, esto dado que por la ubicación geográfica del valle son los que tienen trascendencia dentro de los tipos de suelos transportados.

2. ENSAYO DE CORTE TRIAXIAL

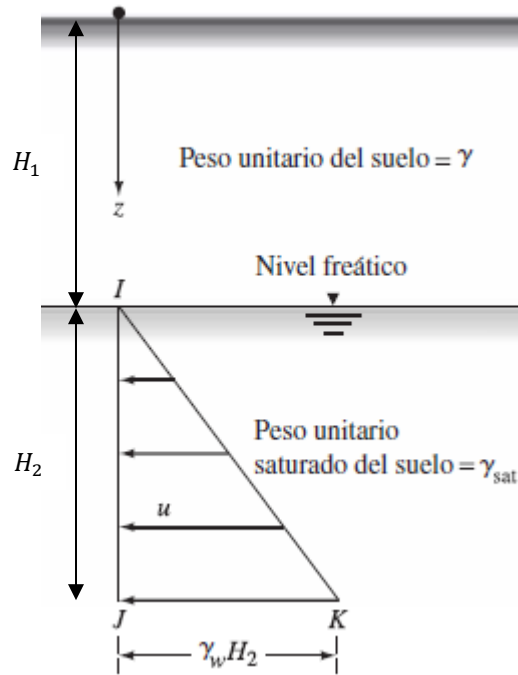
El realizar un ensayo de corte triaxial es debido a la confiabilidad que este presenta al determinar los parámetros de soporte de cada suelo. Una prueba puede ser segura por diferentes situaciones:

- La información relacionada con el comportamiento esfuerzo-deformación que el suelo presenta.
- El esfuerzo final es más uniforme que el obtenido en la prueba de corte directo al realizar la concentración de esfuerzos en el plano de falla.
- Es más flexible en términos de la aplicación de la carga.⁵

La principal razón al realizar un ensayo de compresión triaxial es, al igual que la prueba de corte directo, determinar las propiedades mecánicas que el suelo presenta bajo un incremento de esfuerzos, tales como la cohesión, ángulo de fricción interna y capacidad de carga del suelo; en una prueba triaxial es bajo condiciones de esfuerzos de compresión, pero dada la forma cilíndrica de la probeta que se utiliza para este ensayo, se puede tener una apreciación de las deformaciones. Las probetas utilizadas para las pruebas de triaxial dependen principalmente de la máquina que se disponga, ya que cada una brinda las especificaciones de los diámetros para la cual fue diseñada.

⁵ DAS, Braja M., *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. 4. México, D.F.: Cengage Learning. 2015. 239 p.

Figura 7. Diagrama de presión de poro



Fuente: DAS, Braja M., *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica 4ta. Ed.* p.382.

Previo a definir los tipos de ensayo de triaxial se debe conocer el principio de esfuerzo efectivo, ya que durante el proceso del ensayo la probeta está sumergida en agua y esta ejerce un esfuerzo sobre el suelo dentro de la cámara en la cual es colocada. El esfuerzo efectivo se presenta en suelos saturados o parcialmente saturados. En ambos casos el suelo contiene un porcentaje de agua entre sus partículas la cual ejerce una presión dentro de los poros que se tienen dentro del suelo. El esfuerzo efectivo está en función de la presión de poro, la cual está en función de la profundidad a la que se encuentra el suelo en el sitio y el fluido por el cual está siendo afectado el suelo.

La presión de poro está definida como:

$$\Delta u = Z * \gamma \quad (1)$$

Dónde:

- Δu : Presión de poro [KN/m^2]
- Z : Altura a partir del nivel freático [m]
- γ : Peso específico del agua [$9.81 KN/m^3$]

El esfuerzo efectivo entonces, está en función de la presión de poro debido a que al momento que se quiere hacer el análisis del suelo bajo los esfuerzos aplicados se requiere saber cómo es la resistencia del suelo sin la presencia del esfuerzo que genera el agua dentro de los espacios porosos de la muestra de suelo. El esfuerzo efectivo se utiliza para la obtención de los parámetros de corte del suelo y va a depender del tipo de ensayo que se vaya a realizar, ya que en algunos tipos de ensayo se considera la presión de poro al momento de hacer el análisis y en otras ocasiones no se requiere la presión de poro y esta se desprecia de los resultados obtenidos del ensayo.

El esfuerzo efectivo se define cómo:

$$\Delta \sigma' = \Delta \sigma - \Delta u \quad (2)$$

Dónde:

- $\Delta \sigma'$: Esfuerzo efectivo [KN/m^2]
- Δu : Presión de poro [KN/m^2]
- $\Delta \sigma$: Esfuerzo [KN/m^2]

Los ensayos de corte triaxial se pueden clasificar en tres tipos, los cuales se basan en diferentes condiciones relacionadas al procedimiento y se clasifican en:

- Prueba no consolidada y no drenada (UU)
- Prueba no consolidada y drenada (CU)
- Prueba consolidada y drenada (CD)

2.1. Prueba no consolidada y no drenada (UU)

Durante esta prueba no hay disipación de la presión de poro ni drenaje durante la aplicación del esfuerzo desviador y se conserva constante el esfuerzo principal menor σ_3 hasta que la falla se presenta con el aumento del esfuerzo principal mayor σ_1 . Este ensayo se puede realizar con la medición de la presión de poro o sin ella, dependiendo del tipo de suelo que se va a ensayar y el tipo de análisis para el cual se utilizará el resultado. ⁶

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 estando 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.

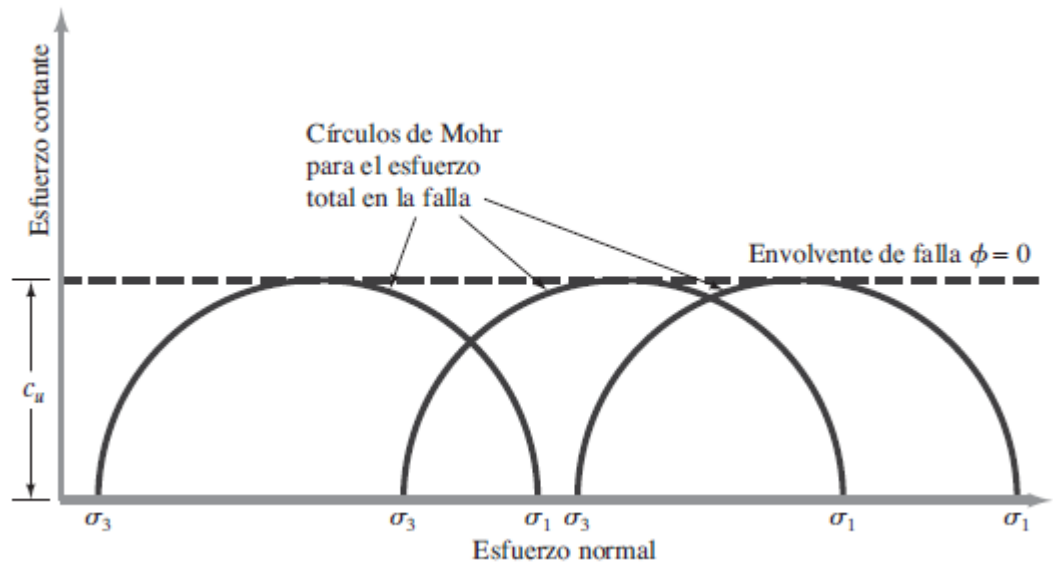
2.1.1. Prueba no consolidada y no drenada en suelos cohesivos saturados

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

⁶ DAS, Braja M., *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. 4. México, D.F.: Cengage Learning. 2015. 254 p.

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



Fuente: DAS, Braja M., *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica 4ta. Ed.* p.255.

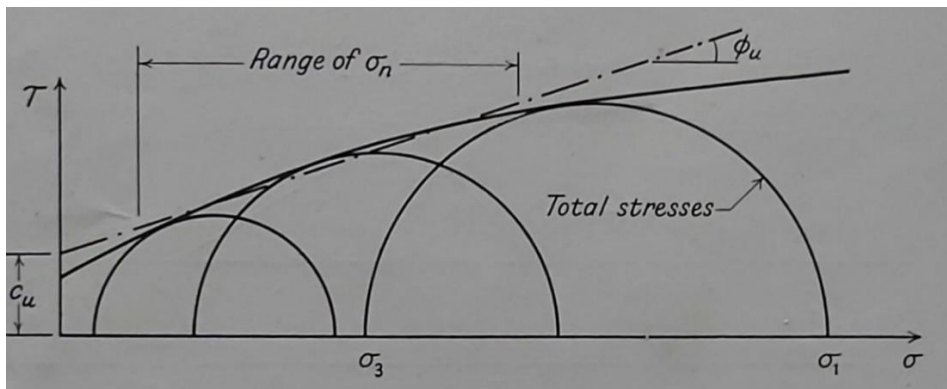
Por lo tanto, en este ensayo solamente se obtiene un círculo de Mohr y la forma de la falla en términos del esfuerzo efectivo no se puede determinar. Los cambios en la presión de poro ocurren durante el muestreo y la preparación de muestras inalteradas como el resultado de la remoción del esfuerzo principal 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 realizada en pruebas sin drenar en muestras saturadas.

2.1.2. 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.⁷

Figura 9. **Círculos de Mohr y envolvente de falla para suelo cohesivo parcialmente saturado con esfuerzos totales**

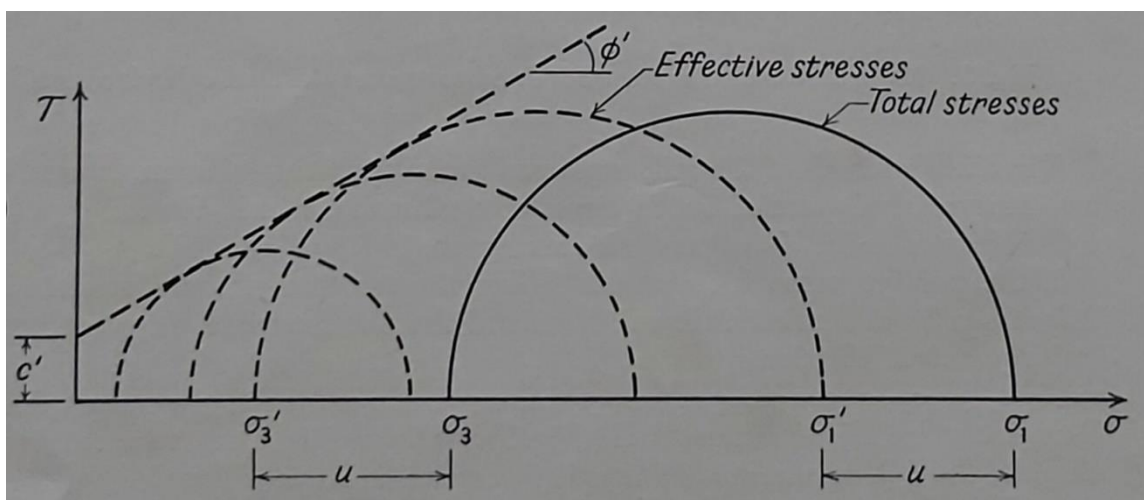


Fuente: BISHOP, Alan W. y HENKEL, D. J., *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*, p. 12.

⁷ BISHOP, Alan W. y Henkel, David J. *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*. London: English Book Society and Edward Arnold. 1957. 12 p.

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 es comprimido 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 10. **Círculos de Mohr y envolvente de falla para suelo cohesivo parcialmente saturado con esfuerzos efectivos no consolidado y no drenado**



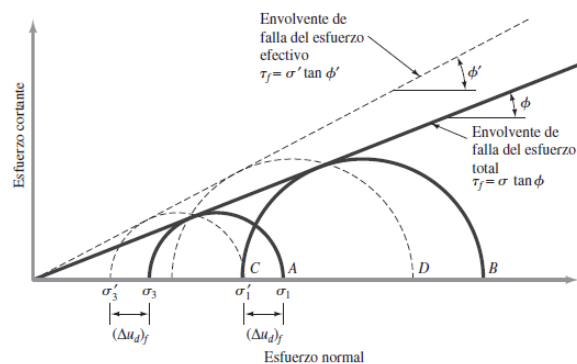
Fuente: BISHOP, Alan W. y HENKEL, D. J., *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*, p. 12.

2.2. Prueba consolidada y no drenada (CU)

Este es un ensayo en el cual la muestra de suelo primero es consolidada bajo un esfuerzo total dentro de la cámara del triaxial antes de que se presente la falla esto incrementando el esfuerzo principal mayor. Se puede realizar con o sin la medición de la presión de poro, aunque para mayores aplicaciones la medición de la presión de poro es deseable.⁸

En el campo la consolidación del suelo ocurre bajo condiciones en las cuáles tanto el esfuerzo mayor como el menor no son iguales, por ejemplo, en las condiciones del nivel de suelo o bajo un sistema de esfuerzo particular obtenido en una pendiente.

Figura 11. **Círculos de Mohr y envolvente de falla con esfuerzos efectivos y totales consolidado y no drenado**



Fuente: DAS, Braja M., *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica 4ta. Ed.* p.251.

⁸ BISHOP, Alan W. y Henkel, David J. *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test.* London: English Book Society and Edward Arnold. 1957. 12 p.

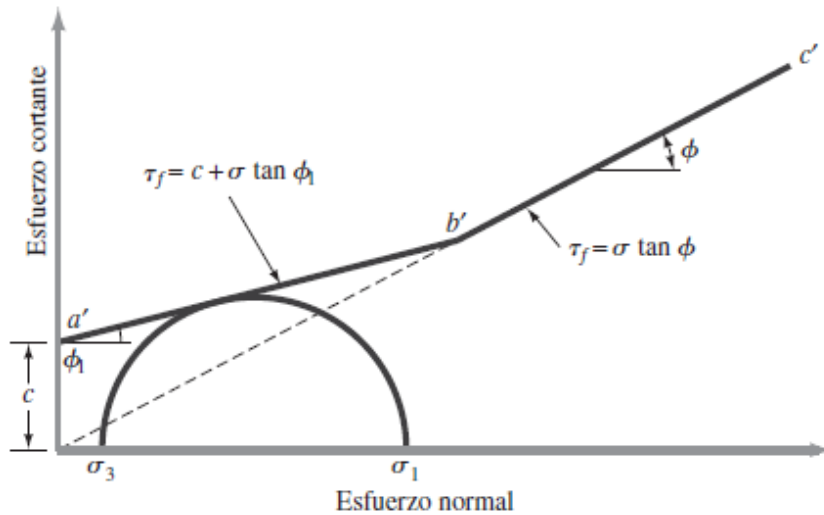
2.2.1. Prueba consolidada y no drenada en suelos saturados

Este ensayo se lleva a cabo en muestras inalteradas de arcilla, limo y turba; en muestras remoldeadas de arcilla y limos; y en muestras redefinidas de suelos sin cohesión tales como arenas y gravas. En el caso de suelos sin cohesión la membrana de látex está soportada por un formador rígido mientras la muestra es introducida dentro del agua con este. Una pequeña presión de poro negativa es aplicada mientras el formador es retirado, para darle a la muestra la suficiente fuerza para mantenerse sin soporte hasta que la presión de la cámara pueda ser aplicada.⁹

En la prueba a la muestra se le permite ser consolidada bajo una presión de la cámara con una magnitud conocida, los tres esfuerzos principales así son iguales. Entonces la muestra es cortada bajo condiciones sin drenar al aplicar una carga axial. El resultado del ensayo, en términos de esfuerzos totales, puede así ser expresado con el valor de una cohesión aparente, ploteado contra la presión de consolidación.

⁹ BISHOP, Alan W. y Henkel, David J. *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test.* London: English Book Society and Edward Arnold. 1957. 15-16 p.

Figura 12. **Círculos de Mohr y envolvente de falla con esfuerzos totales consolidado y no drenado de una arcilla sobreconsolidada**



Fuente: DAS, Braja M., *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica 4ta. Ed.* p.252.

Los resultados de ensayos consolidados y no drenados, expresados en términos de esfuerzos totales, pueden ser aplicados en práctica solamente a una pequeña extensión limitada. Si la presión de poro es medida durante la etapa de drenaje del ensayo, los resultados pueden ser, sin embargo, expresados en términos de esfuerzos efectivos.

2.2.2. Prueba consolidada y no drenada en suelos parcialmente saturados

Este ensayo se utiliza para determinar la cohesión efectiva (c') y el ángulo de fricción interna efectivo (ϕ') en muestras inalteradas o en muestras compactadas en material de relleno, en particular cuando el grado de saturación no es lo suficientemente bajo para resultar en un rango suficiente de esfuerzos

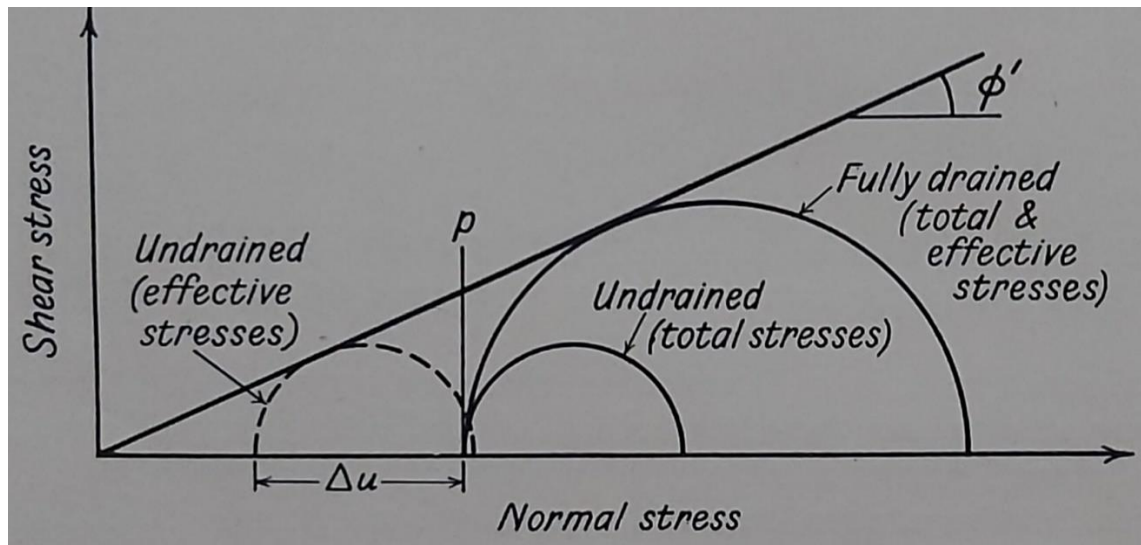
en el ensayo sin drenar para definir una envolvente de falla satisfactoria. Este puede ser utilizado también para poder hacer una observación de la cohesión y el ángulo de fricción interna en cimentaciones en estratos con nivel freático actuando y en materiales de relleno.¹⁰

2.3. Prueba consolidada y drenada (CD)

La prueba consolidada y drenada es un ensayo de compresión en la cual la muestra es primeramente consolidada bajo una presión total igual de todos los esfuerzos, y es cuando es más propenso a fallar por el incremento de esfuerzo axial bajo condiciones de un drenaje completo. La velocidad de la aplicación de cargas o deformaciones está dispuesta de tal manera que el exceso de la presión de poro es despreciable en el espécimen en cualquier momento durante la aplicación de la aplicación de la carga axial y particularmente en la falla.

¹⁰ BISHOP, Alan W. y Henkel, David J. *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test.* London: English Book Society and Edward Arnold. 1957. 18 p.

Figura 13. **Círculos de Mohr y envolvente de falla con esfuerzos totales y efectivos consolidado y drenado y no drenado bajo misma presión**



Fuente: BISHOP, Alan W. y HENKEL, D. J., *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*, p. 124.

Este ensayo se lleva a cabo en muestras de suelo de todo tipo, es decir, en muestras inalteradas, remodeladas, compactadas o redepositadas. Las muestras pueden ser completamente saturadas o parcialmente saturadas. Muestras de suelo sin cohesión tales como arena, grava y rellenos de roca son usualmente ensayados completamente secos y así simplifica el proceso de laboratorio. Esto puede causar una pequeña sobrestimación del valor del ángulo de fricción interna efectivo (ϕ') en algunos casos.

El ensayo consolidado y drenado provee información, además de la cohesión y el ángulo de fricción interna, esta es acerca de los cambios de volúmenes los cuales son acompañados de la aplicación de la presión total y el

esfuerzo desviador, y en las características de esfuerzo-deformación propias del suelo.

2.3.1. Prueba consolidada y drenada en arenas saturadas

Este ensayo lleva el mismo procedimiento de consolidación que el del ensayo consolidado y no drenado. Cuando la consolidación es completada el pistón es puesto en contacto con la capa de carga en la forma usual, la prueba de compresión es iniciada y el cambio de volumen es medido.¹¹

Como las arenas son libres de drenaje la duración del ensayo es prioritario por la necesidad de poder tomar medidas acertadas de carga y cambios de volumen, es recomendable que la duración del ensayo en arenas saturadas sea de una hora.

2.3.2. Prueba consolidada y drenada en arcillas saturadas

De igual forma, el procedimiento de consolidación es igual al del ensayo consolidado y no drenado. Mientras el volumen aumenta se espera que seguido a ello se presente el proceso de corte, como en el caso de una muestra sobre-consolidada, la consolidación inicial y la compresión debe ser llevada a cabo con una presión de poro. Sabiendo de la poca permeabilidad de las arcillas, los ensayos drenados de estos materiales deben ser llevados a cabo lento de tal manera que el exceso de la presión de poro sea despreciable. Aunque rangos

¹¹ BISHOP, Alan W. y Henkel, David J. *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test.* London: English Book Society and Edward Arnold. 1957. 123 p.

adecuados para llevar a cabo el ensayo drenado pueden ser encontrados en el proceso de prueba y error, es útil para ser capaz de calcular de una forma avanzada el tiempo requerido para estos ensayos.

La etapa de consolidación, antes de la prueba de cortante, puede ser utilizado para encontrar el coeficiente de consolidación. Mediante métodos numéricos para calcular el coeficiente de consolidación a partir de la medición de la relación entre un cambio de volumen y el tiempo.¹²

2.3.3. Prueba consolidada y drenada en suelos parcialmente saturados

El procedimiento inicial de la prueba es idéntica a la preparación de las pruebas consolidadas y no drenadas. Los cambios de volumen en los cuales ocurre tanto en las etapas de consolidación y el corte de la prueba drenada son obtenidos por la medición del volumen del agua fluyendo dentro de la cámara. En la práctica el tiempo necesario para poder llevar a cabo la prueba está entre 4 y 8 horas si se es usado un drenaje paralelo.¹³

2.3.4. Prueba consolidada y drenada en suelos secos

Cuando suelos secos están bajo el ensayo de condiciones drenadas y consolidadas usando muestras de 2,5" de diámetro, el sistema de presión

¹² BISHOP, Alan W. y Henkel, David J. *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test.* London: English Book Society and Edward Arnold. 1957. 123-124 p.

¹³ BISHOP, Alan W. y Henkel, David J. *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test.* London: English Book Society and Edward Arnold. 1957. 129 p.

constante de aire es utilizado para poder medir el cambio de volumen. Luego de llenar la cámara con agua, la presión dentro de la cámara se incrementa mientras que la succión se reduce al mismo rango hasta que el aire en los espacios porosos es nuevamente la presión atmosférica. La consolidación se realiza posteriormente al aumentar la presión dentro de la cámara.¹⁴

¹⁴ BISHOP, Alan W. y Henkel, David J. *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*. London: English Book Society and Edward Arnold. 1957. 130-131 p.

3. DESARROLLO EXPERIMENTAL

3.1. Obtención de las muestras

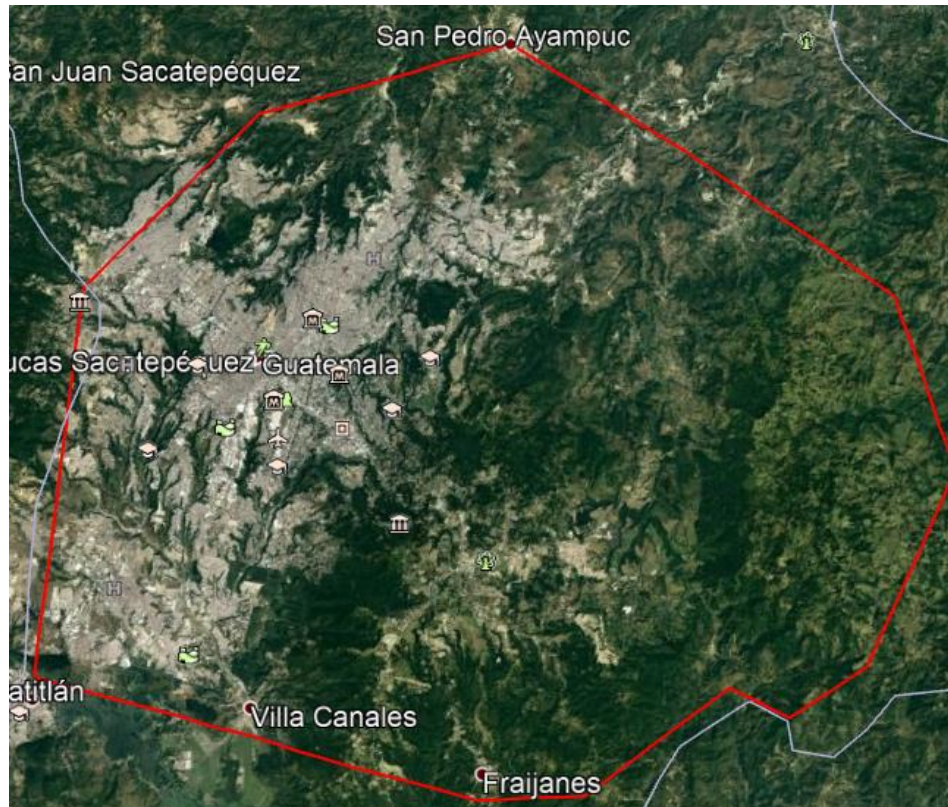
La cantidad de muestras representativas fueron 4 con características en su mayoría de granos gruesos, es decir, que estos fueran suelos arenosos y que fuesen extraídos dentro del perímetro del valle de Guatemala.

Los suelos granulares tienden a tener características notorias tales como; la plasticidad, que puede ser nula o bien muy baja, al poseer granos gruesos en su mayoría la plasticidad es nula, y la presencia de limos y arcillas son escasas, sin embargo, puede haber excepciones con esta característica ya que en las partículas gruesas se encuentran impregnadas las partículas de los finos plásticos los cuales les da una plasticidad muy baja.

3.1.1. Macrolocalización del área de muestreo

La localización en general de las muestras se realizó dentro del área del valle de Guatemala debido a las características que los suelos presentan en esta área, al ser creado por una cantidad de eventos tanto sísmicos como volcánicos dieron a lugar los suelos granulares dentro de las fronteras.

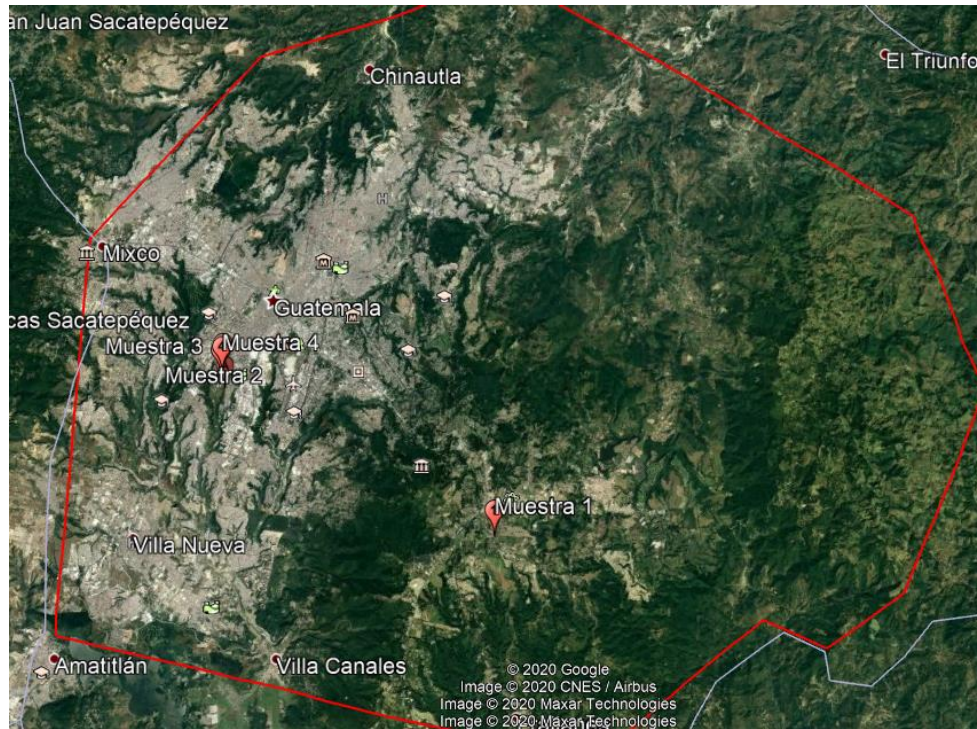
Figura 14. **Delimitación del Valle de Guatemala**



Fuente: elaboración propia, empleando Google Earth Pro.

La delimitación es de un aproximado de 848 Km², la cual abarca desde San Pedro Ayampuc al norte, Villa Nueva al Sur, Mixco al Oeste y Pinula al Este y dentro de estas limitantes se obtuvieron las muestras representativas de suelos granulares. Cada muestra se obtuvo de distintos lugares de donde se consideró la realización de ensayos de laboratorio respectivos.

Figura 15. **Ubicación de muestras representativas**



Fuente: elaboración propia, empleando Google Earth Pro.

3.1.2. **Microlocalización del área de muestreo**

Las muestras representativas se obtuvieron dentro del perímetro del valle de Guatemala, siendo estas georreferenciadas para brindar una descripción acertada del lugar de su extracción.

3.1.2.1. **Muestra 1**

La primera muestra obtenida de suelo granular es procedente de Fraijanes cuyas coordenadas son: Latitud $14^{\circ}31'42,92''N$ y Longitud $90^{\circ}27'4,72''O$. En este lugar estaba en proceso la construcción de una vivienda unifamiliar por lo que la

muestra es directamente del área de donde esta se estaba cimentando; la muestra estaba a una profundidad de aproximadamente 1 m, esta presentó un color grisáceo claro al momento de realizarle una inspección in situ, también de una forma rápida se pudo determinar que este suelo era un limo arenoso que, posteriormente se realizaron pruebas para la correcta clasificación del suelo a utilizar.

Figura 16. **Localización de muestra 1**



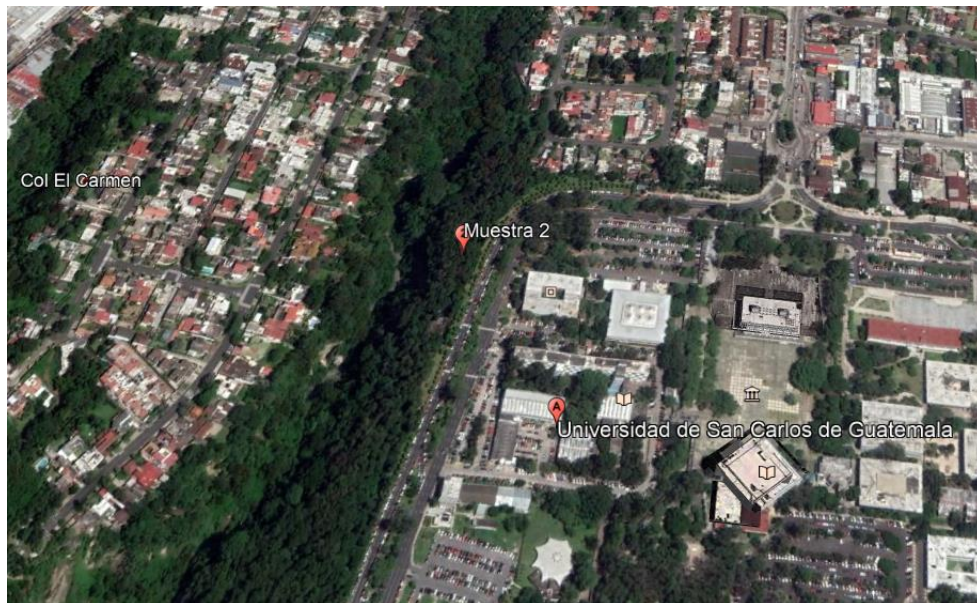
Fuente: elaboración propia, empleando Google Earth.

3.1.2.2. **Muestra 2**

La segunda muestra obtenida de suelo granular es procedente de la Universidad de San Carlos de Guatemala cuyas coordenadas son: Latitud $14^{\circ}35'19,95''N$ y Longitud $90^{\circ}33'15,29''O$. En este lugar estaba en proceso la

elaboración de un pozo de visita para un sistema de alcantarillado de la universidad; la muestra estaba a una profundidad de aproximadamente 10 m, esta presentó un color café oscuro al momento de realizarle una inspección in situ, también de una forma rápida se pudo determinar que este suelo era una arena arcillosa, posteriormente se realizaron pruebas para la correcta clasificación del suelo a utilizar.

Figura 17. **Localización de muestra 2**



Fuente: elaboración propia, empleando Google Earth Pro.

3.1.2.3. **Muestra 3**

La tercera muestra obtenida de suelo granular es procedente de la Universidad de San Carlos de Guatemala cuyas coordenadas son: Latitud $14^{\circ}35'11,29''N$ y Longitud $90^{\circ}33'17,85''O$. En este lugar estaba en proceso la elaboración de un pozo de visita para un sistema de alcantarillado de la

universidad; la muestra estaba a una profundidad de aproximadamente 20 m, esta presentó un color gris claro al momento de realizarle una inspección in situ, también de una forma rápida se pudo determinar que este suelo era una arena y no presentó ningún rasgo de partículas de finos plásticos, posteriormente se realizaron pruebas para la correcta clasificación del suelo a utilizar

Figura 18. **Localización de muestra 3**



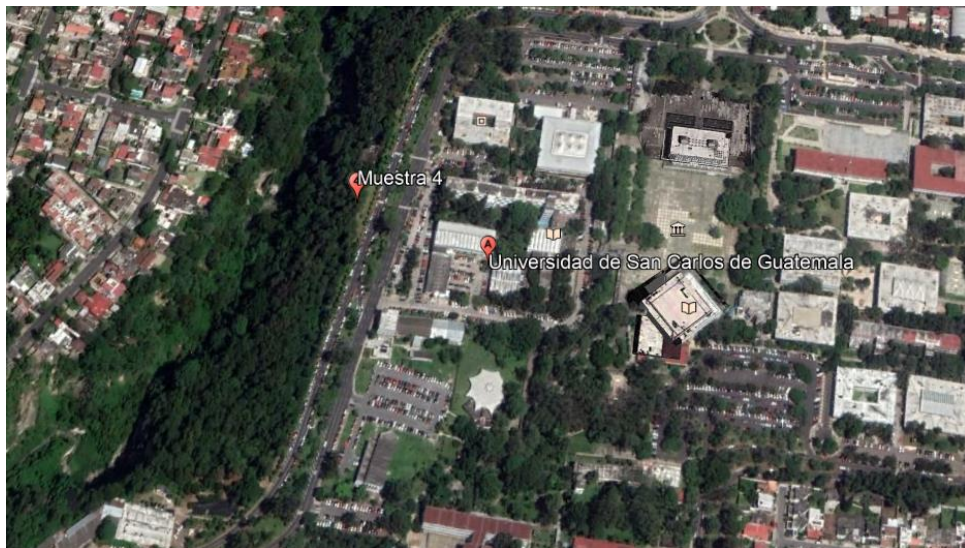
Fuente: elaboración propia, empleando Google Earth Pro.

3.1.2.4. Muestra 4

La cuarta muestra obtenida de suelo granular es procedente de la Universidad de San Carlos de Guatemala cuyas coordenadas son: Latitud 14°35'16,05"N y Longitud 90°33'16,23"O. En este lugar estaba en proceso la elaboración de un pozo de visita para un sistema de alcantarillado de la

universidad; la muestra estaba a una profundidad de aproximadamente 3 m, esta presentó un color amarillo claro al momento de realizarle una inspección in situ, también de una forma rápida se pudo determinar que este suelo era una arena pómez y no presentó ningún rasgo de partículas de finos plásticos (aparentemente), posteriormente se realizaron pruebas para la correcta clasificación del suelo a utilizar.

Figura 19. **Localización de muestra 4**



Fuente: elaboración propia, empleando Google Earth Pro.

Cabe destacar que las muestras 2, 3 y 4 fueron obtenidas de pozos distintos dentro de los que se estaban realizando los trabajos de excavación dentro de la universidad para la construcción del sistema de alcantarillado, todas las muestras obtenidas fueron representativas de cada estrato observado ya que algunos estratos eran de un material con más finos plásticos y estos no serían útiles para los ensayos posteriores planificados.

Cabe destacar que el valle al ser formado por los movimientos telúricos y actividades volcánicas en el pasado, los estratos formados dentro del valle usualmente son exactamente los mismos con la diferencia de los espesores de estos porque se puede tener bastantes variaciones de los espesores, sin embargo, estos continuarán siendo los mismos tipos de suelo.

3.2. Límites de consistencia del suelo

Los límites de consistencia del suelo o bien, Límites de Atterberg, son utilizados para la caracterización de los suelos finos a pesar que sus comportamientos pueden llegar a variar conforme el tiempo.

3.2.1. Consistencia del suelo

La consistencia se puede definir como la resistencia al flujo, que está relacionado con la fuerza de atracción entre partículas y es más fácil de sentir físicamente que de describir cuantitativamente. Cuando las partículas de arcilla se hacen presente en los suelos finos, el suelo obtiene la característica de que se puede remover en presencia de una cantidad de humedad sin que esta se desmorone. La naturaleza cohesiva se debe al agua absorbida que rodea a las partículas de arcilla.

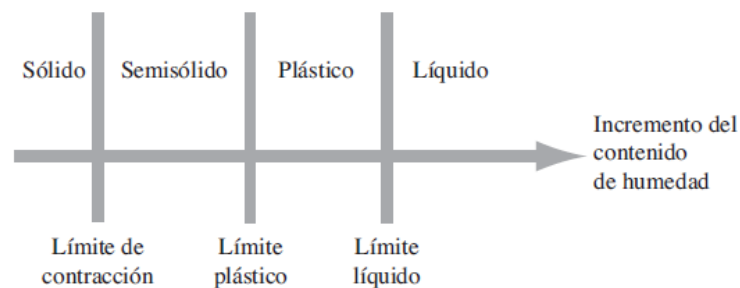
3.2.2. Límites de Atterberg

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 es 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 entre cada estado básico del suelo se le denominan límites, es por así decirlo, una frontera entre los estados en los que se puede encontrar el suelo en función del aumento de la cantidad de agua dentro de este, sin embargo, poder hacer una determinación visual de las fronteras entre los estados de consistencia es muy relativo ya que no se tiene una certeza de como determinarlo a simple vista y se requieren de procedimientos de laboratorio para poder llegar a conocer tales límites.

Figura 20. **Límites de consistencia del suelo**



Fuente: DAS, Braja M., *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica 4ta. Ed.* p.64.

3.2.2.1. 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 segundo método consiste en obtener un resultado en un rango de aceptación que 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 que se mide la cantidad de golpes del ensayo para la determinación del límite líquido.

La ecuación de Lambe está definida como:

$$LL = \%H * \left(\frac{N}{25}\right)^{0.121} \quad (3)$$

Dónde:

- LL: Límite líquido [%]
- %H: Porcentaje de humedad [%]
- N: Número de golpes de la copa Casagrande [Valor adimensional]

3.2.2.2. 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.

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:

$$\%H = LP = \left(\frac{PBH - PNS}{PNS} \right) * 100 \quad (4)$$

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]

3.2.2.3. 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:

$$IP = LL - LP \quad (5)$$

Dónde:

- IP: Índice de plasticidad [Porcentaje]
- LL: Límite líquido [Porcentaje]

- LP: Límite plástico [Porcentaje]

3.2.3. Equipo a utilizar

El equipo que se utiliza en el ensayo de Límites de Atterberg es muy sencillo y poco complicado de manejarlo.

3.2.3.1. Equipo para límite líquido

El equipo para realizar el límite líquido es:

- Copa de Casagrande: este instrumento fue ideado por Arthur Casagrande el cual consiste en un cucharón metálico con radio de 54 mm, una manivela (en caso sea manual) para que se pueda girar y poder contar los golpes o bien, que sea eléctrico y tenga un contador automático de golpes.

Figura 21. **Copa de Casagrande**



Fuente: elaboración propia, Laboratorio de Mecánica de Suelos, USAC.

- **Ranurador metálico:** el ranurador metálico se puede presentar en dos tipos distintos, cada uno tiene su propósito, sin embargo, cumplen con la misma función, la cual es poder separar la pasta de suelo humedecida dentro de la copa y dejar un espacio en el fondo de 2 mm.

Figura 22. **Ranuradores metálicos**



Fuente: elaboración propia, Laboratorio de Mecánica de Suelos, USAC.

- Recipiente de porcelana: este tipo de recipiente se utiliza debido a que el material con el que está elaborado permite que este no absorba agua que se ha agregado a la muestra de suelo y así mantenga la humedad.

Figura 23. **Recipiente de Porcelana**



Fuente: elaboración propia, Laboratorio de Mecánica de Suelos, USAC.

- **Espátula:** la espátula es utilizada para evitar contacto con las manos y el suelo, para que la humedad que tiene no sea extraída en exceso.

Figura 24. **Espátula metálica**



Fuente: elaboración propia, Laboratorio de Mecánica de Suelos, USAC.

- **Bureta de 25 mL:** esta se utiliza para poder medir la cantidad de agua que se le agrega a la muestra de suelo a utilizar para el ensayo.

Figura 25. **Bureta de 25 mL**



Fuente: elaboración propia, Laboratorio de Mecánica de Suelos, USAC.

- Tamiz No. 40: se utiliza este tamiz según la norma AASHTO T089-02 para poder separar las arenas de las partículas finas.

Figura 26. **Tamiz No. 40**



Fuente: elaboración propia, Laboratorio de Mecánica de Suelos, USAC.

- Balanza de precisión de 0,01 g: utilizada para poder conocer la cantidad de suelo que se utilizará para realizar el ensayo.

Figura 27. **Balanza de precisión**



Fuente: elaboración propia, Laboratorio de Mecánica de Suelos, USAC.

- Recipientes metálicos: se requiere de 2 recipientes pequeños para poder obtener muestras significativas para la obtención de la humedad del ensayo y un recipiente más grande para poder tener en este la cantidad de suelo que sea necesario para el ensayo.

Figura 28. **Recipientes metálicos grande para el suelo**



Fuente: elaboración propia, Laboratorio de Mecánica de Suelos, USAC.

Figura 29. **Recipiente metálico para tomar humedades**



Fuente: elaboración propia, Laboratorio de Mecánica de Suelos, USAC.

- Piseta: esta se utilizar para llenarla de agua e ir agregando gradualmente a la muestra de suelo.

Figura 30. **Piseta**



Fuente: elaboración propia, Laboratorio de Mecánica de Suelos, USAC.

- Horno: el horno se utiliza para secar las muestras que se ensayan para posterior mente poder obtener un porcentaje de humedad del suelo, debe estar a una temperatura constante de 110 °C.

Figura 31. **Horno**



Fuente: elaboración propia, Laboratorio de Mecánica de Suelos, USAC.

3.2.3.2. Equipo para límite plástico

El equipo a utilizar para este ensayo es muy parecido al utilizado en el ensayo de límite líquido, con la diferencia que no se utiliza un equipo mecanizado para su realización, el equipo que utiliza el ensayo de límite plástico que es idéntico al ensayo de límite líquido y estos se enlistan en el apartado 3.2.3.1, adicional a este se utilizan hojas de papel periódico.

3.2.4. Descripción de ensayo

El proceso del ensayo de Límites de Atterberg, a pesar de que es un proceso bastante sencillo, se debe de realizar con el cuidado necesario para poder obtener resultados congruentes a lo que se está realizando. El fallar con la toma de datos o algún proceso se traduce a que el ensayo se debe de repetir para poder tener los resultados esperados para sus posteriores propósitos. Por lo tanto, los pasos que se deben seguir para el ensayo son los siguientes:

3.2.4.1. Límite líquido

Los procedimientos que a continuación se enlistarán, están con base en la norma AASTHO T089-02.

- Se debe de secar el material (suelo) que se va a ensayar, esto debido a que es más sencillo tener el material seco para tener una mejor trabajabilidad del suelo; de preferencia el suelo se debe de secar al aire libre.

- Luego de que el material esté seco, este debe de pasar por el tamiz No. 40 para poder separar los granos finos plásticos de las arenas y así poder facilitar el proceso del ensayo,
- Ya con la cantidad de 100g pesada con la balanza de precisión, se procede a verter todo el material dentro del recipiente de porcelana para poder agregarle cantidades de agua medidas.
- Cuando el material se encuentre dentro del recipiente de porcelana, se procede agregarle agua en cantidades controladas, es decir, con el uso de la probeta de 25 mL.
- Cuando se considere que la cantidad de agua que se le ha agregado al suelo es la adecuada, este pasa a colocarse dentro de la Copa de Casagrande, con ayuda de la espátula se debe ir colocando en capas y procurar que este llegue a una profundidad de 1 cm.
- Ya con la pasta de suelo colocada dentro de la Copa de Casagrande, esta se debe de separar en dos taludes que parten del centro de la pasta colocada, esta se hace con el ranurador metálico.
- Con la pasta colocada y de ranurarla, se debe de girar la manivela de la Copa de Casagrande, si esta es manual, o bien encenderla si esta es mecánica e ir contando los golpes que la copa da contra la base, recordando que esta debe de caer en un rango de entre 22-28 golpes.
- Una vez ha sido concluido el ensayo, es decir, se tuvo una cantidad de golpes entre el rango establecido se deben de tomar dos recipientes metálicos debidamente identificados y pesados con antelación; se debe

de tomar una mitad de la pasta del suelo y depositarlo en uno de los recipientes metálicos para luego pesarlo y anotarlo.

- Luego de pesados los recipientes metálicos, se ingresan al horno con una temperatura constante de 110 °C durante 24 horas para poder extraerle toda la humedad del suelo para luego tomar el peso bruto seco.

3.2.4.2. Límite plástico

Los procedimientos que a continuación se enlistarán, están con base en la norma AASTHO T090-00.

- Se repiten los primeros 3 pasos del apartado 3.2.4.1.
- Luego de realizados los primeros 3 pasos del apartado 3.2.4.1, se procede a agregarle agua al suelo en cantidades medidas con la bureta, conociendo la cantidad de agua que se le ha agregado al suelo en el ensayo de límite líquido.
- Se deben de pesar dos recipientes metálicos y estos deben estar debidamente identificados, esto para posteriormente obtener los resultados de humedad del ensayo.
- Cuando se obtenga una consistencia que se considere que puede ser maleable, se inicia la realización de cilindros con el suelo que tengan el diámetro de 1/8 de pulgada y un largo aproximado de 2 pulgadas.
- Al paso que se vayan haciendo los cilindros del suelo, deben de verterse dentro de los recipientes metálicos pequeños antes mencionados; la

cantidad de cilindros que se deben hacer no está establecido pero lo que se indica es que la cantidad de cilindros deben ser tal que el fondo del recipiente metálico no se pueda observar, en ese punto ya se puede dejar de hacer cilindros.

- Cuando se tengan los dos recipientes con los cilindros dentro, estos se deben de pesar en la balanza de precisión para así obtener el PBH de cada recipiente y se anota el dato.
- Estos se ingresan al horno a una temperatura constante de 110 °C por lo menos 24 horas para que toda la humedad dentro del suelo sea expulsada en su totalidad.
- Pasadas las 24 horas dentro del horno, se procede a retirar los recipientes metálicos del horno para poder pesarlos y así obtener el PBS (Peso Bruto Seco), con lo que se utilizará posteriormente para la obtención de la humedad que tenía el suelo.

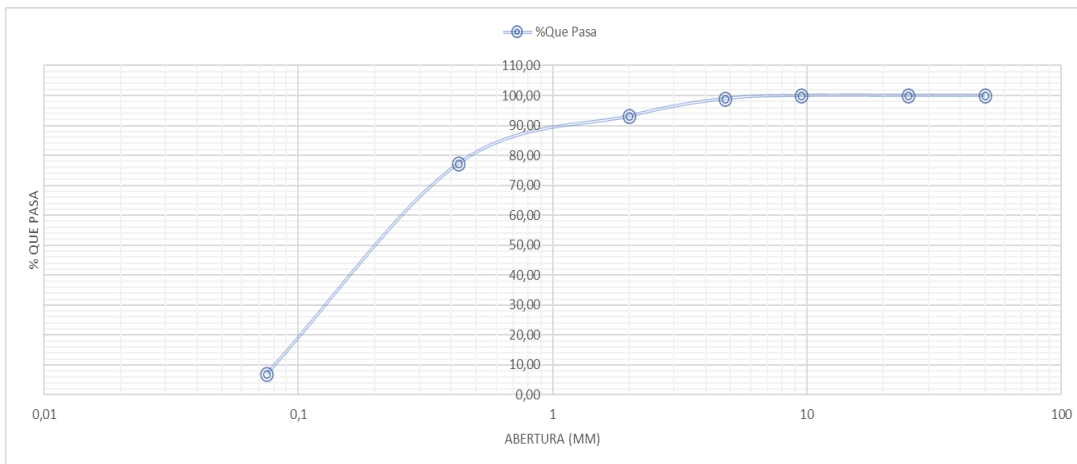
3.3. Granulometría

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. Para el conocimiento de la composición granulométrica de un determinado suelo existen métodos distintos para la determinación de los porcentajes de tamaños que se encuentran presentes.

Este ensayo tiene la finalidad de poder conocer como están distribuidas todas las partículas de suelo presentes en un estrato a analizar, para ello se hace un análisis numérico en función de los resultados obtenidos del laboratorio y

estos se pueden graficar en una escala semilogarítmica para poder tener una mayor apreciación de los resultados obtenidos y así llegar a una mejor interpretación y análisis de estos.

Figura 32. **Curva granulométrica**



Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

3.3.1. **Análisis mecánico del suelo**

El análisis mecánico del suelo es la determinación 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 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.

3.3.1.1. 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.

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 pulg² y así sucesivamente con todas las designaciones de este tipo.

Según norma AASHTO la batería de tamices que se debe de utilizar para el análisis granulométrico se indican a continuación:

Tabla I. **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 μm
40	425 μm
60	250 μm
100	150 μm
140	106 μm
200	75 μm

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2016.

Cabe destacar que se pueden utilizar otros tamices intermedios e incluso más pequeños que el tamiz No.200 sin embargo, el uso de tamices más pequeños en un análisis de suelos no es muy convencional más bien, estos tamices son utilizados para otros materiales que son necesariamente más finos que el tamiz No.200. Ahora bien, si se utilizan tamices intermedios entre las designaciones antes del No.200 son útiles para poder tener una mayor precisión en los resultados del ensayo.

3.3.1.2. Análisis por hidrómetro

Este método se basa en el principio de la sedimentación de las partículas de suelo en el agua. Este método de ensayo se realiza para poder determinar la distribución de las partículas más finas que presentan un suelo, es decir, los limos y las arcillas las cuales pasan por el tamiz No. 200. Cuando una muestra de suelo

está dispersa en el agua, las partículas de suelo se depositan de distintas maneras en función de la velocidad en la que estas precipitan, y la velocidad a su vez está en función de la forma, tamaño y peso de estas.

Figura 33. **Hidrómetro**



Fuente: <http://www.equipamientocientifico.com/shop/product/hidrometro-para-suelos-de-bouyoucos-astm-151h-gilson-sa-1-9596>. Consulta: agosto de 2020.

3.3.2. **Tamaño efectivo**

El tamaño efectivo de un suelo se define como el diámetro en la curva de distribución de tamaño de partícula a la cual corresponde el 10 % más fino. El tamaño efectivo indica un límite inferior razonable con el cual se indican los tamaños de partícula presente en el estrato a analizar. Este se representa como:

D_{10}

3.3.3. Coeficiente de uniformidad (C_u)

Este parámetro representa una idea de cómo se encuentran distribuidas las partículas de suelo dentro de un análisis granulométrico; si el coeficiente se encuentra en un valor numérico elevado, es muy probable que el suelo se encuentre bien graduado indicando que el suelo es relativamente incompresible y resistente. El coeficiente de uniformidad se determina de la siguiente manera:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (6)$$

Dónde:

- C_u : Coeficiente de uniformidad [valor adimensional]
- D_{60} : diámetro para el cual el 60 % de las partículas son menores que ese diámetro [mm]
- D_{10} : tamaño efectivo del suelo [mm]

3.3.4. Coeficiente de curvatura (C_c)

Este coeficiente se define para evitar una granulometría con muchos vacíos para ella, se toma como punto central de la curva granulométrica D_{30} . Para que se puedan evitar vacíos en la granulometría el coeficiente debe estar en un rango entre 1 a 3, siendo este un valor adimensional. El coeficiente de curvatura se determina de la siguiente manera:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}} \quad (7)$$

Dónde:

- C_c : Coeficiente de curvatura [valor adimensional]
- D_{60} : diámetro para el cual el 60 % de las partículas son menores que ese diámetro [mm]
- D_{10} : tamaño efectivo del suelo [mm]
- D_{30} : diámetro correspondiente al 30 % más fino [mm]

3.3.5. Equipo a utilizar

Para el ensayo de granulometría se utiliza el siguiente equipo:

Brocha: este se utiliza para poder remover suelo que al finalizar el proceso de tamizado quedan adheridas partículas de suelo en la grilla de los tamices.

Figura 34. **Brocha**



Fuente: elaboración propia, Laboratorio de Mecánica de Suelos, USAC.

- Cepillo metálico: al igual que la brocha, este se utiliza más recurrentemente en los tamices de grilla más pequeña, esto porque las partículas de suelo se quedan atoradas y se requiere que se remuevan de

los espacios de las grillas para así perder la menor cantidad de material posible.

Figura 35. **Cepillo metálico**



Fuente: elaboración propia, Laboratorio de Mecánica de Suelos, USAC.

- Batería de tamices: la batería de tamices que se debe utilizar es la que indica la norma AASHTO T00-00, está se menciona en la Tabla I.

Figura 36. **Batería de tamices**



Fuente: elaboración propia, Laboratorio de Mecánica de Suelos USAC.

- Máquina tamizadora: la máquina tamizadora debe ser capaz de poder realizar movimientos tanto verticales como horizontales y al mismo tiempo, dar golpes en la parte inferior de toda la batería de tamices; también debe de contar con un temporizador incorporado para programarlo por el tiempo normado para el ensayo.

Figura 37. **Máquina tamizadora**



Fuente: elaboración propia, Laboratorio de Mecánica de Suelos USAC.

- Recipiente metálico: este recipiente es para colocar la muestra representativa a utilizar para el ensayo, este es idéntico al que se muestra en la Figura 28.
- Tamiz No. 200 para lavado: este es un tamiz diferente al utilizado en la batería de tamices, esto porque tiene la particularidad de que es mucho más alto que los tamices ordinarios, la razón de esto es que como el propósito de este es lavar el suelo entonces este con la característica que es más alto, evita que el agua salga por los lados y brinde una trabajabilidad más apropiada para este proceso.

Figura 38. Tamiz No. 200 para lavado



Fuente: elaboración propia, Laboratorio de Mecánica de Suelos, USAC.

- Piseta: la piseta se usa para poder retirar las partículas más pequeñas que se adhieren a las paredes del tamiz y también del recipiente metálico. Esta es igual a la mostrada en la Figura 30.
- Horno: el horno se utiliza para secar las muestras que se requiera obtener la granulometría, esto porque el material debe estar completamente seco. El horno debe de poder mantener una temperatura constante de 110 °C. Este es igual al que se muestra en la Figura 31.
- Balanza de precisión de 0,01 g: utilizada para poder conocer la cantidad de suelo que se utilizará para realizar el ensayo. Esta es igual a la mostrada en la Figura 27.

3.3.6. Procedimiento de ensayo

Los procedimientos que a continuación se enlistarán, están con base en la norma AASTHO T088-00.

- El suelo debe de pasar por un proceso de cuarteo previo al proceso de tamizado para poder realizar el ensayo; esto se realiza tomando una muestra representativa del suelo a analizar e ir mezclándolo constantemente para que todas las partículas de suelo queden completamente mezcladas, posterior al cuarteo se debe de secar la muestra de suelo durante 24 horas en un horno a una temperatura de 110 °C.
- Pasadas las 24 horas de estar el suelo en el horno, se procede a retirar la bandeja en donde se depositó el suelo y se lleva a la balanza de precisión para conocer el PBS (Peso Bruto Seco) del suelo.
- Conociendo el peso del suelo se lleva al área de lavado para iniciar a retirar todas las partículas que pasan el tamiz No. 200, se inicia colocando el suelo en un recipiente metálico profundo para poder llenarlo de agua y con la mano hacer movimientos circulares para poder hacer que todas las partículas más finas queden suspendidas en el agua y las más grandes queden sedimentadas en el fondo del recipiente.
- Al momento de estar mezclando todas las partículas de suelo con el agua se debe retirar el agua del recipiente metálico y toda el agua se debe de pasar por el tamiz No. 200; ahora bien, si al momento de pasar el agua por el tamiz quedan partículas más grandes que las aberturas, se deben de

regresar al recipiente metálico para no perder cantidad de suelo de la muestra representativa.

- Una vez terminado el proceso de lavado todo el material remanente que queda depositado en el recipiente metálico se debe de ingresar al horno nuevamente por 24 horas a una temperatura constante de 110 °C.
- Transcurridas las 24 horas, se procede a retirar el material del horno y se prepara la batería de tamices en el orden que indica la norma y las cuales se detallan en la Tabla I; cabe destacar que se debe de agregar un fondo a la batería de tamices para que se pueda retener alguna partícula rezagada que pudiera pasar el tamiz No. 200.
- Una vez retirado el suelo del horno y preparada la batería de tamices, se procede a colocar todo el suelo dentro de la batería procurando evitar que al momento de verterlo este levante una nube de polvo. Una vez colocado el suelo en la batería, se le coloca la tapadera al primer tamiz.
- Preparada la batería de tamices, esta se lleva a la tamizadora para colocarla en la posición correcta, es decir en las marcas que tiene la tamizadora para colocarla. Se inicia colocando el temporizador de la tamizadora en un rango de 5-10 minutos de agitación mecánica, este tiempo está estipulado dentro de la norma y se hace con la finalidad de poder separar en su totalidad todas las partículas y estas queden retenidas en cada tamiz dependiendo del tamaño de los granos del suelo.
- Se descarta el material del fondo y se procede a la toma de los pesos del suelo, cabe destacar que hay varias formas de tomar los datos para los cálculos posteriores, por simplicidad la forma en que se tomará es con

Peso Retenido Acumulado de forma ascendente, es decir del tamiz con abertura más pequeña a la que tenga mayor abertura

3.4. Sistemas de clasificación de suelos

La clasificación de suelos se vuelve algo de suma importancia al momento de hacer ensayos geotécnicos, porque de esta manera se puede conocer qué tipo de suelo es y a que limitantes o ventajas se presentan al conocer el nombre exacto del tipo de suelo. Por lo tanto, se presentan dos métodos de clasificación de suelos los cuales dependen de dos ensayos, de los Límites de Atterberg y su granulometría, en función de esta información se puede llegar a clasificar los suelos.

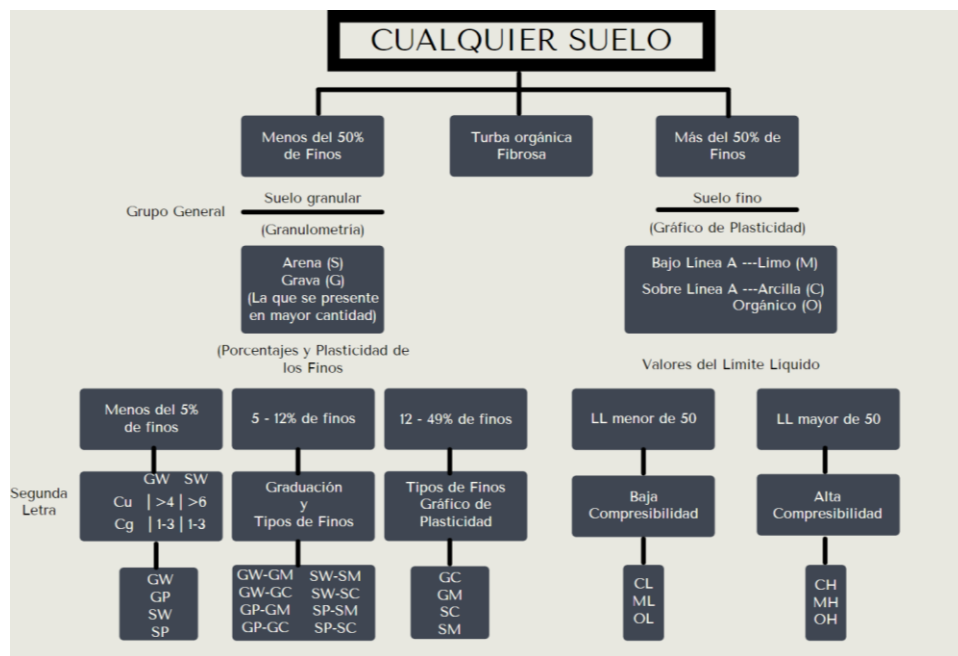
3.4.1. Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS)

Los primeros pasos para la clasificación de suelos por este método fueron propuestas por Arthur Casagrande, sin embargo, este sistema es una modificación y adaptación más generalizada al sistema de clasificación que propuso en 1942.¹⁵ En la actualidad, este sistema es ampliamente utilizado por los laboratoristas e ingenieros dedicados al estudio de suelos; dentro de este método de clasificación de suelos se presentan dos grandes categorías en las que un suelo analizado puede ser descrito, estos dependen de los porcentajes de arena, gravas y finos, su plasticidad y sus coeficientes tanto de uniformidad como de curvatura. Los dos grupos son:

¹⁵ CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. México, D.F.: Limusa. 2014. 88 p.

- Suelos de grano grueso principalmente las gravas y arenas las cuales presentan un porcentaje menor del 50 % que pasa el tamiz No. 200. Los prefijos que usan estos pueden ser S (arena) o G (grava).
- Suelos de grano fino principalmente arcilla y limo las cuales presentan un porcentaje mayor al 50 % que pasa el tamiz No. 200. Los prefijos que usa este grupo puede ser C (arcilla), M (limo) u O (suelos orgánicos).

Figura 39. Diagrama de clasificación SUCS

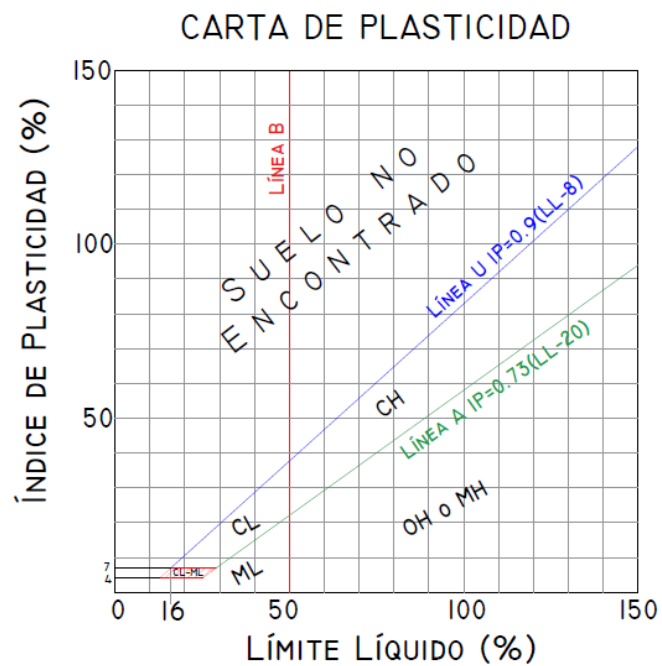


Fuente: elaboración propia, empleando Canva.

Otras designaciones que también se utilizan para la clasificación de suelos por SUCS son:

- W: bien graduado
- P: mal graduado
- L: baja plasticidad (límite líquido menor al 50 %)
- H: alta plasticidad (límite líquido mayor al 50 %)

Figura 40. **Carta de plasticidad**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2020.

3.4.2. Sistema de clasificación PRA (*Public Road Administration Classification System*)

Este sistema de clasificación de suelos fue desarrollado en 1929 como el sistema de Clasificación de Administración de Carreteras.¹⁶ Este con el paso de los años ha sido revisado constantemente y ahora con la versión actual fue propuesta por la Comisión de Clasificación de Materiales para los Tipos de Carreteras Subrasantes y Granulares de la Junta de Investigación de Carreteras en 1945.

Según sistema de clasificación, también conocido como AASHTO, el suelo se puede clasificar en 7 grupos principales: A-1 a A-7. Los grupos A-1 al A-3 son materiales granulares, donde el 3 % o menos de la muestra de suelo analizada pasa por el tamiz No. 200. Los suelos donde más del 35 % pasa por el tamiz No. 200 se clasifican en los grupos restantes, es decir el A-4 al A-7. Estos son principalmente materiales finos, es decir suelos que poseen una plasticidad.

¹⁶ DAS, Braja M., *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. 4. México, D.F.: Cengage Learning. 2015. 78 p.

Figura 41. Clasificación PRA

GRUPO SUB-GRUPO	Suelos Granulares 35 % o menos pasa tamiz No. 200							Suelos Arcillosos y Limosos: Más de 35 % pasa tamiz No. 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	51min 10max	35max	35max	35max	35max	36min	36min	36min	36min	
Plasticidad Pasa el tamiz No. 40 LL LP	6max		NP	40max 10max	41min 10max	40max 11min	41min 11min	40max 10max	41min 10max	40max 11min	41min 11min	
Índice de Grupo	0		0	0		4max		8max	12max	16max	20max	
Materiales Constructivos	Fragmentos de piedra, grava y		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-50
 Índice de Grupo: $IG = (F_{200} - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F_{200} - 15)(IP - 10)$

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2020.

El índice de grupo que se muestra en la Tabla II indica que tan bueno es un suelo para ser utilizado en obras de infraestructura de carácter vial, y la forma en como se interpreta el valor es que si al momento de ingresar los valores en la ecuación que se indica dentro de la tabla este debe de ser cero o muy cercano a cero; mientras más cercano a cero sea el resultado, mejor será el suelo para ser utilizado para el campo de las obras viales de infraestructura. Hay casos especiales en los cuales el valor del índice de grupo da como resultado un valor negativo, en esos casos se aproxima al valor cero.

3.5. Corte triaxial

El ensayo de corte triaxial es un método por el cual se pueden determinar las propiedades mecánicas de los suelos cuya finalidad es la obtención de valores de la cohesión que posee, así como su ángulo de fricción para el diseño de cimentaciones de obras de infraestructura.

3.5.1. Equipo a utilizar

El equipo que se utiliza para el ensayo de corte triaxial es el siguiente:

- Brocha: este se utiliza para poder remover suelo que al finalizar el proceso de tamizado quedan adheridas partículas de suelo en la grilla de los tamices, por lo que este se utiliza para poder removerlas y que se pierda la menor cantidad de material posible.
- Horno: el horno se utiliza para secar las muestras que se requiera obtener la granulometría, esto porque el material debe estar completamente seco.
- Tamiz No. 4: se utiliza este tamiz según la norma AASHTO T089-02 para poder separar las arenas de las partículas finas.
- Balanza de precisión de 0,01 g: utilizada para poder conocer la cantidad de suelo que se utilizará para realizar el ensayo. Esta es igual a la mostrada en la Figura 27.
- Molde para probeta de triaxial: este molde tiene las especificaciones necesarias para que cumplan las medidas del diámetro y la altura de la probeta para conservar la proporción de 1:2 que se busca, el molde consta

de una base, el cuerpo de la probeta, el apisonador y una extensión, esta última se requiere para que se tenga una mejor certeza de la cantidad de capas en las que se compacta la probeta y así no perder la medida por capa que se va a utilizar.

Figura 42. **Molde de probeta**



Fuente: elaboración propia, Laboratorio de Mecánica de Suelos, USAC.

- Espátula: esta se utiliza para dejar una superficie plana en la parte alta del molde de la probeta luego de que el suelo se haya compactado.

Figura 43. **Espátula metálica**



Fuente: elaboración propia, Laboratorio de Mecánica de Suelos, USAC.

- Martillo de goma: el martillo de goma se utiliza para realizar la compactación de la muestra de suelo dentro del molde de la probeta.

Figura 44. **Martillo de goma**



Fuente: elaboración propia, Laboratorio de Mecánica de Suelos, USAC.

- Máquina de triaxial: esta máquina utiliza agua y presión de aire para que pueda funcionar, con estos dos elementos se logra mantener las presiones dentro de la cámara de triaxial a la deseada para el ensayo.

Figura 45. **Máquina de triaxial**



Fuente: elaboración propia, Laboratorio de Mecánica de Suelos, USAC.

- Anillo de carga de 5 000lb: el anillo de carga es para poder registrar las deformaciones que presenta al momento de aplicar la carga a la probeta de triaxial y con estas deformaciones, por medio de una tabla de valores brindada por el fabricante.

Figura 46. **Anillo de carga**



Fuente: elaboración propia, Laboratorio de Mecánica de Suelos, USAC.

- Compresor de aire: este se utiliza para enviar aire a presión a la máquina de triaxial, este para poder tener una presión de confinamiento controlada.

Figura 47. **Compresor de aire**



Fuente: elaboración propia, Laboratorio de Mecánica de Suelos, USAC.

- Membrana de látex: membrana que se utiliza para evitar que a la muestra de suelo compactada se le filtre el agua así evitar errores de cálculo y del procedimiento del ensayo.

Figura 48. **Membrana de látex**



Fuente: https://is.alicdn.com/img/pb/212/885/364/364885212_090.jpg. Consulta: septiembre 2020.

3.5.2. Procedimiento de ensayo

Los pasos necesarios para poder realizar el ensayo de corte triaxial son los siguientes, estos están basados en la norma AASHTO T 296-05:

- Tomar la muestra de suelo y verificar la humedad en la que se encuentra antes de ensayarla, para ello se toman recipientes debidamente identificados para poder colocar en ellos muestras representativas para poder tomar un peso neto húmedo e introducir las al horno a temperatura constantes de 110 °C por al menos 24 horas.
- Se prepara el material que se va a utilizar para hacer las probetas del suelo que se va a ensayar, para eso se toma una cantidad tal que se puedan hacer tres probetas para que estas 3 conserven la misma humedad, para eso el suelo se pasa por el tamiz No. 4.
- Teniendo el material ya tamizado, se procede a agregarle agua al suelo de forma gradual con una probeta para controlar la cantidad a agregar.
- Se arma el cuerpo del molde de la probeta de triaxial, se fija con abrazaderas para que este se mantenga rígido y así no se abra al momento de estar compactando el suelo y se separa en seis partes la cantidad de suelo que entra en la probeta.
- Cuando se termina de compactar la sexta capa, con la espátula se retira el exceso de suelo que llegase a quedar. Retirado el exceso se desarma el cuerpo del molde retirando las abrazaderas y con cuidado retirar las partes del molde para no romper la probeta.

- Se monta la muestra en la máquina de triaxial, colocándola centrada en la base indicada en la máquina. Luego se le coloca la membrana a la muestra y asegurándola con anillos de hule para sellar aún más la muestra y evitar filtraciones de agua y que esta estropee la toma de datos de cargas.
- Una vez montado todo en la máquina de triaxial, se procede a establecer la velocidad de aplicación de carga en la programación de la máquina y una vez establecida se inicia el ensayo.
- Para desmontar la probeta se debe de extraer toda la presión de aire de la cámara y luego se procede a drenar el agua dentro de esta, una vez vacía se retira la cámara y se tiene solamente la probeta con la membrana y los anillos de hule, con cuidado de no romper la probeta en ningún momento, se debe de retirar primero los anillos de hule y posterior retirar la membrana de látex.
- Una vez retirada la membrana se procede a tomar la probeta ensayada e introducirla al horno a una temperatura constante de 110 °C por al menos 24 horas para poder registrar la humedad en la que se ensayó.

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Para poder realizar el análisis de resultados que se obtuvieron mediante la experimentación, se realizaron cálculos mediante formulaciones matemáticas y estas serán explicadas en una muestra de cálculo paso a paso para cada ensayo realizado.

4.1. Muestra de cálculo

Para la muestra de los cálculos de los ensayos realizados se tomarán como ejemplo los datos obtenidos de la muestra de suelo 1.

4.1.1. Límites de Atterberg de la muestra 1

Para determinar los Límites de Atterberg lo normal es que en el proceso se realice primero el límite líquido y posterior el límite plástico, esto para poder corroborar que el suelo posee plasticidad con el primer ensayo.

4.1.1.1. Límite Líquido de la muestra 1

Los datos obtenidos del ensayo son los siguientes:

Tabla II. Datos de límite líquido de la muestra 1

NO. GOLPES	LÍMITE LÍQUIDO	
	26	
TARRO	S-7	S-6
PBH [g]	51,11	49,66
PBS [g]	47,50	46,09
TARA [g]	34,73	33,38

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

- Se debe de determinar el peso neto seco de las muestras de suelo tomadas al realizar el ensayo, para ello se utiliza:

$$PNH \text{ o } PNS = PBH \text{ o } PBS - TARA [g] \quad (8)$$

Para el tarro con designación S-7, se determina PNS con la ecuación 8.

$$PNS_{S-7} = PBS_{S-7} - TARA_{S-7}$$

$$PNS_{S-7} = 47,50 - 34,73 = 12,77 \text{ g}$$

- Se determina la diferencia entre el PBH y PBS

$$Dif = PBH - PBS [g] \quad (9)$$

Para el tarro con designación S-7 se determinará la diferencia de ambos pesos con la ecuación 9.

$$Dif_{S-7} = 51,11 - 47,50 = 3,61 \text{ g}$$

- Determinada la diferencia entre ambos pesos brutos, se procede a determinar el porcentaje de humedad que tenía el suelo al concluir el ensayo de límite líquido; esta se determina con la ecuación 4.

La humedad para el tarro con designación S-7 es la siguiente:

$$\%H = \frac{Dif}{PNS} * 100 = \frac{3,61 \text{ g}}{12,77 \text{ g}} * 100 = 28,27 \%$$

- El mismo proceso se hace para el tarro con designación S-6 para la determinación de la humedad de ambos tarros para luego determinar un promedio de las humedades del suelo, para ello se utiliza la siguiente expresión.

$$\%H_{Promedio} = \frac{\%H_1 + \%H_2}{2} [\%] \quad (10)$$

Dónde:

$\%H_{Promedio}$: Humedad promedio

$\%H_1$: Humedad de tarro 1

$\%H_2$: Humedad de tarro 2

La humedad promedio entonces para el límite líquido es:

$$\%H_{Promedio} = \frac{28,27\% + 28,09\%}{2} = 28,18 \%$$

- Obtenida la humedad promedio que se determina con los datos obtenidos en laboratorio, se procede a calcular el límite líquido del suelo mediante la ecuación 3, siendo este el siguiente:

$$L.L = \%H_{Promedio} * \left(\frac{N}{25}\right)^{0.121} = 28,18 \% * \left(\frac{26}{25}\right)^{0.121} = 28,31 \%$$

Siendo este el valor obtenido mediante pruebas de laboratorio del límite líquido del suelo 1; este valor junto con el de límite plástico se utilizarán posteriormente para la determinación de la plasticidad que posee el suelo.

4.1.1.2. Límite Plástico de la muestra 1

Los datos obtenidos en el ensayo son los siguientes:

Tabla III. Datos de límite plástico de la muestra 1

NO. GOLPES	LÍMITE PLÁSTICO	
	No Aplica	
TARRO	A-34	A-60
PBH [g]	39,41	38,18
PBS [g]	36,65	35,69
TARA [g]	24,34	24,83

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

- Lo primero que se debe de determinar es el peso neto seco del suelo (PSN), el cual se determina mediante la ecuación 8, siendo este para el tarro A-34:

$$PNS_{A-34} = PBS_{A-34} - Tara_{A-34}$$

$$PNS_{A-34} = 39,41 \text{ g} - 24,34 \text{ g} = 12,31 \text{ g}$$

- Determinado el peso neto seco del tarro, se procede a determinar la diferencia entre el peso bruto húmedo y el peso bruto seco mediante la ecuación 9, siendo este:

$$Dif_{A-34} = PBH_{A-34} - PBS_{A-34}$$

$$Dif_{A-34} = 36,65 - 39,41 = 2,76 \text{ g}$$

- Con los datos obtenidos del paso 1 y 2, se procede a determinar el porcentaje de humedad del suelo, para esto se emplea la ecuación 4, siendo esta:

$$\%H_{A-34} = \frac{Dif}{PNS} * 100 = \frac{2,76 \text{ g}}{12,31 \text{ g}} * 100 = 22,42 \%$$

- El procedimiento se repite con el tarro con designación A-60 para determinar su humedad y así posteriormente determinar la humedad promedio que se tiene en ambos tarros que para el límite plástico este promedio de humedad representa tal límite; la humedad promedio se determina mediante la ecuación 10 siendo esta:

$$\%H_{Promedio} = L.P = \frac{22,42 \% + 22,93 \%}{2} = 22,67 \%$$

4.1.1.3. Índice plástico de la muestra 1

Al obtener los valores del límite líquido y del límite plástico se debe de determinar la plasticidad que el suelo presenta al estar en contacto con agua, para ello se determina mediante la ecuación 5 siendo el índice plástico del suelo uno el siguiente:

$$IP = L.L - L.P = 28,31 \% - 22,67 \%$$

$$IP = 5,64 \%$$

Este valor indica que para que el suelo pase del estado plástico al estado líquido, se requiere un aumento de 5,64 % de humedad con respecto a la cantidad de material que se tiene presente.

4.1.1.4. Clasificación de suelo debido a la plasticidad (Carta de Plasticidad)

La clasificación del suelo de este suelo se puede hacer conociendo solamente los primeros resultados de los ensayos realizados, es decir los límites de Atterberg. Esta clasificación únicamente se hace mediante la carta de plasticidad la cual se muestra en la figura 41, y para poder clasificarlo solamente se debe de ubicar en el eje de las abscisas el límite líquido y en el eje de las ordenadas el índice de plasticidad. Siendo este ubicado en ML (Limo de baja plasticidad).

4.1.2. Granulometría de la muestra 1

Para la determinación de la distribución de los granos de suelo, no se tiene una ecuación establecida, sino que depende mucho la forma en como se toman los datos luego de tener el suelo. Al igual que para la muestra de cálculo de Límites de Atterberg, se utilizará el suelo 1 como ejemplo.

Tabla IV. **Datos obtenidos de granulometría de suelo 1**

PBS [g]		1 130,91
Tara [g]		165,85
Tamiz	Abertura	Peso Bruto retenido acumulado g.
3"	75 mm	666,20
2"	50 mm	666,20
1 1/2"	37,5 mm	666,20
1"	25 mm	666,20
3/4"	19,0 mm	666,20
3/8"	9,5 mm	666,20
4	4,75 mm	655,92
10	2,00 mm	629,98
20	850 μm	587,51
40	425 μm	534,17
60	250 μm	471,97
100	150 μm	389,87
140	106 μm	256,73
200	75 μm	202,43

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

4.1.2.1. **Porcentajes que pasan**

Los porcentajes que pasan de cada tamiz se utilizan para la determinación de valores necesarios para conocer la distribución que se tiene de las partículas que componen el suelo a analizar y también para conocer que tanto porcentaje de gravas, arenas y finos posee; los cálculos se harán con base en los valores de la tabla V.

- Se determina el peso neto seco de la muestra total analizada del suelo, siendo está calculada mediante la ecuación 8:

$$PNS = PBS - Tara$$

$$PNS = 1\,130,91 - 165,85 = 965,06\text{ g}$$

- Se observa en la tabla V que los datos tomados luego de tamizar el suelo son pesos brutos, por lo que se procede a calcular el peso neto retenido acumulado de cada tamiz, estos se calculan con la ecuación 8 y se toman de abajo para arriba, sin incluir el fondo ya que este se determina con la diferencia del peso neto del total de la muestra de suelo y el peso neto del primer tamiz, esto debido a que el peso neto del primer tamiz representa, al ser un peso retenido acumulado, el peso que queda luego de que el suelo es lavado.

$$PNS_{Fondo} = 965,06 - 500,35 = 464,71$$

$$PNS_{No.200} = 202,43 - 165,85 = 36,58\text{ g}$$

$$PNS_{No.140} = 256,73 - 165,85 = 90,88\text{ g}$$

$$PNS_{No.100} = 389,87 - 165,85 = 224,02\text{ g}$$

$$PNS_{No.60} = 471,97 - 165,85 = 306,12\text{ g}$$

$$PNS_{No.40} = 534,17 - 165,85 = 368,32\text{ g}$$

$$PNS_{No.20} = 587,51 - 165,85 = 421,66\text{ g}$$

$$PNS_{No.10} = 629,98 - 165,85 = 464,13\text{ g}$$

$$PNS_{No.4} = 655,92 - 165,85 = 490,07\text{ g}$$

$$PNS_{3/8"} = 666,20 - 165,85 = 500,35\text{ g}$$

Los resultados de PNS del tamiz de 3/8" se repiten hasta llegar al tamiz de 3", esto suele presentarse cuando dentro de la muestra ya no hay partículas más grandes y por lo tanto en los tamices no queda material retenido.

- Teniendo los resultados de los pesos netos de cada tamiz, se puede determinar los porcentajes que pasan cada tamiz, para ello se utiliza la siguiente expresión:

$$\% \text{que pasa} = \frac{PNS_{\text{Tamiz a Analizar}} + PNS_{\text{Fondo}}}{PSN_{\text{Total}}} * 100 \quad (11)$$

La ecuación 11 se utiliza para el tamiz No. 140 al tamiz de 3", para determinar el porcentaje de material que pasa el tamiz No. 200 se utiliza la siguiente expresión:

$$\% \text{que pasa} = \frac{PNS_{\text{Fondo}}}{PNS_{\text{Total}}} * 100 \quad (12)$$

Entonces los porcentajes que pasan de cada tamiz son:

$$\begin{aligned} \% \text{que pasa}_{\text{No.200}} &= \frac{464,71 \text{ g}}{965,06 \text{ g}} * 100 = 48,15 \% \\ \% \text{que pasa}_{\text{No.140}} &= \frac{90,88 \text{ g} + 464,71 \text{ g}}{965,06} * 100 = 57,57 \% \\ \% \text{que pasa}_{\text{No.100}} &= \frac{224,02 \text{ g} + 464,71 \text{ g}}{965,06} * 100 = 71,37 \% \\ \% \text{que pasa}_{\text{No.60}} &= \frac{306,12 \text{ g} + 464,71 \text{ g}}{965,06} * 100 = 79,87 \% \\ \% \text{que pasa}_{\text{No.40}} &= \frac{368,32 \text{ g} + 464,71 \text{ g}}{965,06} * 100 = 86,32 \% \\ \% \text{que pasa}_{\text{No.20}} &= \frac{421,66 \text{ g} + 464,71 \text{ g}}{965,06} * 100 = 91,85 \% \\ \% \text{que pasa}_{\text{No.10}} &= \frac{464,13 \text{ g} + 464,71 \text{ g}}{965,06} * 100 = 96,25 \% \end{aligned}$$

$$\% \text{que pasa}_{No.4} = \frac{490,07 \text{ g} + 464,71 \text{ g}}{965,06} * 100 = 98,93 \%$$

$$\% \text{que pasa}_{3/8"} = \frac{500,35 \text{ g} + 464,71 \text{ g}}{965,06} * 100 = 100 \%$$

El porcentaje que pasa del tamiz 3/8" se repite hasta el tamiz de 3", esto porque al no tener material retenido en las mallas, en estos tamices se dice que pasa el 100 % de todo el material ensayado.

4.1.2.2. Porcentajes de Grava, Arena y Finos

Con los resultados de los porcentajes que pasan de cada tamiz, se puede determinar los porcentajes de grava, arena y finos de la muestra ensayada y también se puede determinar los porcentajes de arena gruesa, media y fina, para ello se utilizan las siguientes expresiones:

$$\%Grava = 100 \% - \% \text{que pasa}_{No.4} \quad (13)$$

$$\%Arena = \% \text{que pasa}_{No.4} - \% \text{que pasa}_{No.200} \quad (14)$$

$$\%Finos = \% \text{que pasa}_{No.200} \quad (15)$$

Ahora bien, para la determinación de los porcentajes de los tipos de arena que se presentan en el suelo se utilizan las siguientes expresiones:

$$\%Arena Gruesa = \% \text{que pasa}_{No.4} - \% \text{que pasa}_{No.10} \quad (16)$$

$$\%Arena Media = \% \text{que pasa}_{No.10} - \% \text{que pasa}_{No.40} \quad (17)$$

$$\%Arena Fina = \% \text{que pasa}_{No.40} - \% \text{que pasa}_{No.200} \quad (18)$$

Conociendo las expresiones, se procede al cálculo de los porcentajes de grava, arena, finos, arena gruesa, arena media y arena media con las ecuaciones 13 a la 18:

$$\begin{aligned}\%Grava &= 100 \% - \%que\ pasa_{No.4} = 100 \% - 98,93 \% \\ \%Grava &= 1,07 \%\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\%Arena &= \%que\ pasa_{No.4} - \%que\ pasa_{No.200} = 98,93 \% - 48,15 \% \\ \%Arena &= 50,78 \%\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\%Finos &= \%que\ pasa_{No.200} \\ \%Finos &= 48,15 \%\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\%Arena\ Gruesa &= \%que\ pasa_{No.4} - \%que\ pasa_{No.10} = 98,93 \% - 96,25 \% \\ \%Arena\ Gruesa &= 2,69 \%\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\%Arena\ Media &= \%que\ pasa_{No.10} - \%que\ pasa_{No.40} = 96,25 \% - 86,32 \% \\ \%Arena\ Media &= 9,93 \%\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\%Arena\ Fina &= \%que\ pasa_{No.40} - \%que\ pasa_{No.200} = 86,32 \% - 48,15 \% \\ \%Arena\ Fina &= 38,17 \%\end{aligned}$$

4.1.2.3. Coeficiente de Uniformidad y Curvatura

Estos coeficientes se determinan mediante las ecuaciones 6 y 7 con los valores de los diámetros efectivos 10, 30 y 60; sin embargo, para este suelo no se pueden determinar estos coeficientes, debido a que por la distribución granulométrica es imposible determinar el diámetro efectivo D_{10} .

4.1.3. Clasificación del suelo (SUCS y PRA)

Los métodos de clasificación de suelo son utilizados para poder dar un nombre específico a la muestra que se está trabajando, esto mediante condiciones específicas que cada método provee.

4.1.3.1. Clasificación SUCS

Para poder clasificar el suelo por medio del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, se debe de referenciar a la figura 40 y 41, las cuales ayudan a la clasificación; siguiendo los pasos detallados en la sección 3.4.1, el suelo presenta un 50,78 % de arenas y un 48,15 % de partículas finas en la muestra, por lo tanto al ser un porcentaje menor del 50 % de finos y que se tiene en mayoría un porcentaje de arenas, se escoge como prefijo S (Arena) y el sufijo para este caso, se determina por medio de la carta de plasticidad y como se especificó en la sección 4.1.1.4 el suelo es un limo de baja plasticidad por lo tanto el suelo tendrá una clasificación SUCS de SM (Arena limosa de baja plasticidad).

4.1.3.2. Clasificación PRA

Para realizar la clasificación PRA se debe de referenciar a la tabla II, en ella están identificados los grupos y subgrupos, como se indica en la sección 3.4.2 se debe de leer de izquierda a derecha y de arriba hacia abajo, como se indica en la tabla, se debe de observar que hay cinco grupos en los cuales se tiene que se presentan más del 35 % de finos en la muestra de suelo por lo que en este caso se inicia por estos grupos. Al ver las limitantes del porcentaje que pasa del tamiz No. 200 es igual para los 5 grupos, se procede a observar las limitantes que se tienen para el Límite Líquido y el Índice de Plasticidad y según los resultados mostrados en la tabla VII, justo abarca las condiciones que propone el grupo A-

4, por lo que esta sería la clasificación del suelo en la clasificación PRA, siendo este un Suelo Limoso y la calidad para ser usada en subrasante va de regular a mala.

4.1.4. Corte Triaxial

Para la determinación los parámetros de corte que posee el suelo, se debe de determinar cuáles son los esfuerzos que llegaron a soportar las probetas para cada presión de confinamiento para luego dibujar los círculos de Mohr respectivos y así determinar estos parámetros. Al igual que para la muestra de cálculo de Límites de Atterberg, se utilizará la muestra 1 y la probeta de presión de confinamiento de $5 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ como ejemplo.

Tabla V. **Datos obtenidos de ensayo triaxial de muestra 1 velocidad 1 (0,0168 pulg/min)**

	Probeta para Presión de Confinamiento σ_3 [Ton/m²]		
	5	10	20
PNH [g]	853,17	849,61	902,46
PNS [g]	716,68	699,97	781,39
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Lectura de Anillo	Lectura de Anillo
0,0	0,0	0,0	0,0
5,0	5,0	13,0	18,0
10,0	13,0	21,0	30,0
15,0	20,0	27,0	40,0
20,0	27,0	34,0	52,0
25,0	36,0	45,0	61,0
50,0	62,0	73,0	97,0
75,0	63,0	80,0	108,0
100,0	63,0	81,0	113,0
125,0	-	82,0	114,0
150,0	-	-	115,0
175,0	-	-	119,0
200,0	-	-	121,0
225,0	-	-	121,0

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

- Primero se debe de determinar el porcentaje de humedad que la probeta tuvo al momento de correr la prueba de corte triaxial, para ello se utiliza la ecuación 4, siendo entonces la humedad para esta probeta de:

$$\%H = \frac{Dif}{PNS} * 100 = \frac{853,17g - 716,68g}{716,68g} * 100$$

$$\%H = 19,04 \%$$

- Se debe de determinar el área de contacto que tiene la probeta con el pistón de la máquina de triaxial, esta al ser un área circular se calcula de la siguiente manera:

$$A = \frac{1}{4}\pi D^2 \quad (19)$$

Siendo el área de contacto de la probeta:

$$A = \frac{1}{4}\pi(2,8 \text{ pulg})^2 = 6,1575 \text{ pulg}^2$$

El resultado se requiere en cm^2 por lo que se hace la respectiva conversión de unidades de medida, siendo entonces el área:

$$A = 6,1575 \text{ pulg}^2 * \frac{2,54^2 \text{ cm}^2}{1 \text{ pulg}^2} = 39,7259 \text{ cm}^2$$

Este valor se mantiene constantes para todas las probetas utilizadas en esta investigación.

- Se debe de determinar las fuerzas que son aplicadas en la probeta en los intervalos de deformación que se presentan en la tabla VI, para ello se requiere de una ecuación modelada mediante datos brindados por el fabricante del anillo de carga utilizado para realizar el ensayo, luego de tabular todos los datos y generar dicha ecuación esta se define como:

$$Fuerza = 2,2361x + 1,3417 [Kg] \quad (20)$$

Las fuerzas obtenidas hasta llegar a la falla de la probeta son:

$$\begin{aligned}
 F_{0} &= 2,2361(0) + 1,3417 = 1,3417 \text{ Kg} \\
 F_{5} &= 2,2361(5) + 1,3417 = 12,5222 \text{ Kg} \\
 F_{10} &= 2,2361(13) + 1,3417 = 30,411 \text{ Kg} \\
 F_{15} &= 2,2361(20) + 1,3417 = 46,0637 \text{ Kg} \\
 F_{20} &= 2,2361(27) + 1,3417 = 61,7164 \text{ Kg} \\
 F_{25} &= 2,2361(36) + 1,3417 = 81,8413 \text{ Kg} \\
 F_{50} &= 2,2361(62) + 1,3417 = 139,9799 \text{ Kg} \\
 F_{75} &= 2,2361(63) + 1,3417 = 142,216 \text{ Kg} \\
 F_{100} &= 2,2361(63) + 1,3417 = 142,216 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

- Determinadas las fuerzas obtenidas del ensayo, se deben de calcular los esfuerzos desviadores que hay en cada una de estas fuerzas, sin embargo, en cada fuerza el área cambia debido al ensanchamiento que resulta de la aplicación de una fuerza axial sobre la probeta, para ello se utiliza un factor K para poder determinar este esfuerzo y este se define como:

$$K = \frac{(1 - \epsilon)}{A} * 10 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{Kg} * \text{m}^2} \right] \quad (21)$$

Entonces, el factor K para cada lectura de deformación es de:

$$\begin{aligned}
 K_0 &= \frac{(1 - 5 * 0,0001)}{39,7259 \text{ cm}^2} * 10 = 0,252 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{Kg} * \text{m}^2} \right] \\
 K_5 &= \frac{(1 - 10 * 0,0001)}{39,7259 \text{ cm}^2} * 10 = 0,251 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{Kg} * \text{m}^2} \right] \\
 K_{10} &= \frac{(1 - 15 * 0,0001)}{39,7259 \text{ cm}^2} * 10 = 0,251 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{Kg} * \text{m}^2} \right] \\
 K_{15} &= \frac{(1 - 15 * 0,0001)}{39,7259 \text{ cm}^2} * 10 = 0,251 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{Kg} * \text{m}^2} \right]
 \end{aligned}$$

$$K_{20} = \frac{(1 - 20 * 0,0001)}{39,7259 \text{ cm}^2} * 10 = 0,251 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{Kg} * \text{m}^2} \right]$$

$$K_{25} = \frac{(1 - 25 * 0,0001)}{39,7259 \text{ cm}^2} * 10 = 0,251 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{Kg} * \text{m}^2} \right]$$

$$K_{50} = \frac{(1 - 50 * 0,0001)}{39,7259 \text{ cm}^2} * 10 = 0,250 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{Kg} * \text{m}^2} \right]$$

$$K_{75} = \frac{(1 - 75 * 0,0001)}{39,7259 \text{ cm}^2} * 10 = 0,250 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{Kg} * \text{m}^2} \right]$$

$$K_{100} = \frac{(1 - 100 * 0,0001)}{39,7259 \text{ cm}^2} * 10 = 0,249 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{Kg} * \text{m}^2} \right]$$

Este factor K es el mismo para todas las probetas analizadas.

- Teniendo el factor K determinado y la fuerza aplicada, se puede determinar el esfuerzo desviador de cada lectura de anillo que se tiene registro, este esfuerzo se determina de la siguiente manera:

$$\sigma_{\text{Desviador}} = \text{Fuerza} * K \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right] \quad (22)$$

Siendo entonces los esfuerzos desviadores para cada lectura de anillo los siguientes:

$$\sigma_{\text{Desviador}-0} = 1,3417 * 0,252 = 0,34 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$\sigma_{\text{Desviador}-5} = 12,5222 * 0,251 = 3,14 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$\sigma_{\text{Desviador}-10} = 30,411 * 0,251 = 7,63 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$\sigma_{\text{Desviador}-15} = 46,0637 * 0,251 = 11,56 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$\sigma_{Desviador-20} = 61,7164 * 0,251 = 15,49 \left[\frac{Ton}{m^2} \right]$$

$$\sigma_{Desviador-25} = 81,8413 * 0,251 = 20,46 \left[\frac{Ton}{m^2} \right]$$

$$\sigma_{Desviador50} = 139,9799 * 0,250 = 34,85 \left[\frac{Ton}{m^2} \right]$$

$$\sigma_{Desviador75} = 142,216 * 0,250 = 35,27 \left[\frac{Ton}{m^2} \right]$$

$$\sigma_{Desviador100} = 142,216 * 0,249 = 35,13 \left[\frac{Ton}{m^2} \right]$$

- Por último, se debe de determinar el esfuerzo total (σ_1), este se determina con la siguiente expresión:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_{Desviador} \left[\frac{Ton}{m^2} \right] \quad (23)$$

Siendo entonces los esfuerzos totales en cada lectura de deformación las siguientes, siendo para la primera probeta el esfuerzo de confinamiento (σ_3) para todas las lecturas de $5 \left[\frac{Ton}{m^2} \right]$:

$$\sigma_{1_0} = 5 + 0,34 = 5,34 \left[\frac{Ton}{m^2} \right]$$

$$\sigma_{1_5} = 5 + 3,14 = 8,14 \left[\frac{Ton}{m^2} \right]$$

$$\sigma_{1_{10}} = 5 + 7,63 = 12,63 \left[\frac{Ton}{m^2} \right]$$

$$\sigma_{1_{15}} = 5 + 11,56 = 16,56 \left[\frac{Ton}{m^2} \right]$$

$$\sigma_{1_{20}} = 5 + 15,49 = 20,49 \left[\frac{Ton}{m^2} \right]$$

$$\sigma_{1_{25}} = 5 + 20,46 = 25,46 \left[\frac{Ton}{m^2} \right]$$

$$\sigma_{150} = 5 + 34,85 = 39,85 \left[\frac{Ton}{m^2} \right]$$

$$\sigma_{175} = 5 + 35,27 = 40,27 \left[\frac{Ton}{m^2} \right]$$

$$\sigma_{100} = 5 + 35,13 = 40,13 \left[\frac{Ton}{m^2} \right]$$

Siendo este el esfuerzo en la lectura de deformación 100, el esfuerzo en la falla para la probeta de confinamiento de $5 \left[\frac{Ton}{m^2} \right]$; el proceso se realiza igual para todas las probetas con un cambio en el esfuerzo de confinamiento para cada probeta.

4.2. Tabulación de resultados

Se procede a tabular los resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio para cada muestra de suelo analizado.

4.2.1. Muestra de suelo 1

La muestra de suelo 1, obtenida en Fraijanes, Guatemala, tiene los siguientes resultados de cada ensayo.

4.2.1.1. Límites de Atterberg

Los resultados obtenidos de límites de Atterberg son los siguientes para el suelo 1.

Tabla VI. Límites de Atterberg

L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN DEL SUELO
28,31	5,64	ML	Limo arenoso color gris

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

4.2.1.2. Granulometría

Los resultados de la distribución de los granos de suelo, tanto los porcentajes de materiales que pasan cada tamiz y la gráfica granulométrica son los siguientes:

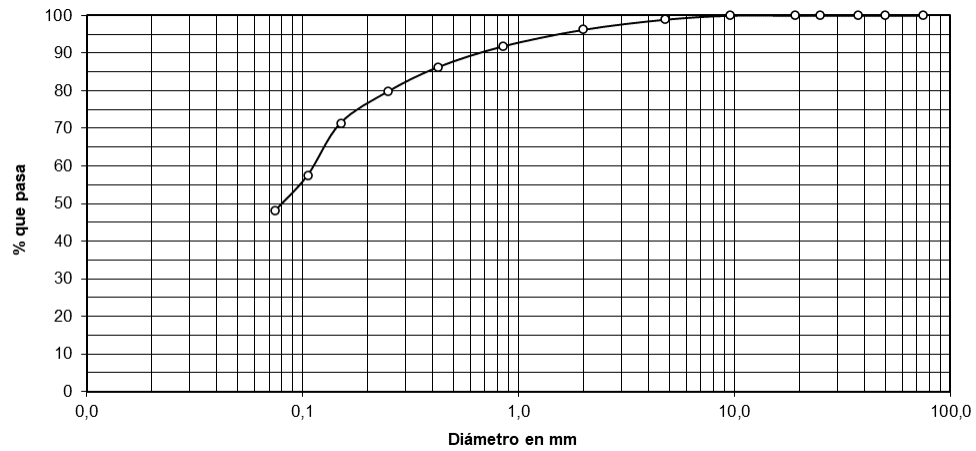
Tabla VII. Porcentajes que pasan de muestra de suelo 1

Tamiz	Abertura	% que pasa	Tamiz	Abertura	% que pasa
3"	75 mm	100	10	2.00 mm	96,25
2"	50 mm	100	20	850 µm	91,85
1 1/2"	37,5 mm	100	40	425 µm	86,32
1"	25 mm	100	60	250 µm	79,87
3/4"	19,0 mm	100	100	150 µm	71,37
3/8"	9,5 mm	100	140	106 µm	57,57
4	4,75 mm	98,93	200	75 µm	48,15

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Con los resultados de la tabla VIII se debe de hacer la gráfica correspondiente.

Figura 49. **Gráfica granulométrica de muestra de suelo 1**



Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Y la clasificación en ambos sistemas son:

Tabla VIII. **Clasificación en PRA y SUCS de muestra de suelo 1**

Clasificación	
SUCS	SM
PRA	A-4

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

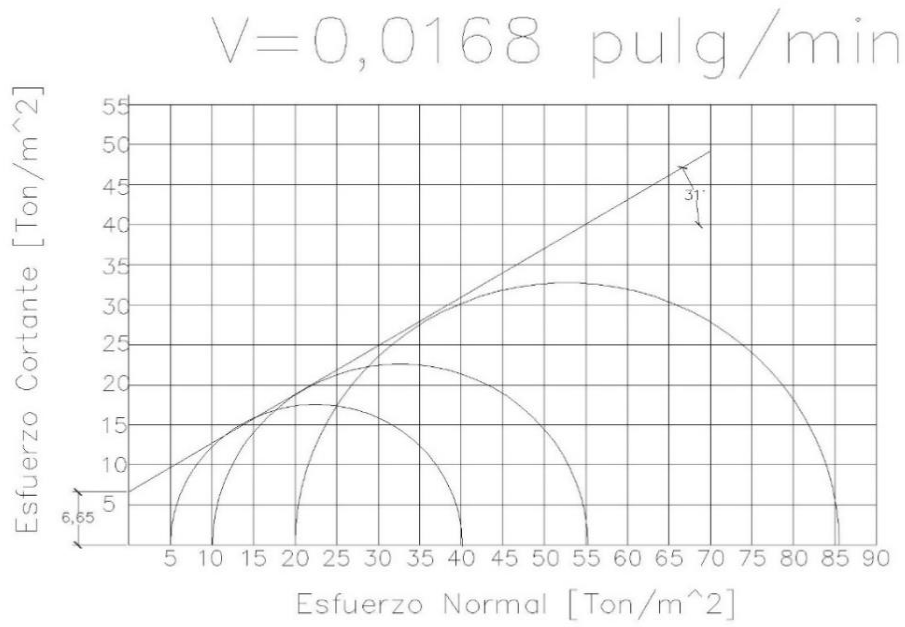
4.2.1.3. Corte triaxial

Los resultados se distribuirán en 3 velocidades distintas de aplicación de carga.

4.2.1.3.1. Velocidad de 0,0168 pulg/min

Los resultados para esta primera velocidad son de:

Figura 50. **Gráfico de envolvente de falla (Círculos de Mohr) de muestra 1, velocidad 1**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2020.

De estos resultados se obtienen los parámetros de corte que son:

Tabla IX. **Parámetros de Corte $v = 0,0168$ pul/min, muestra 1, velocidad 1**

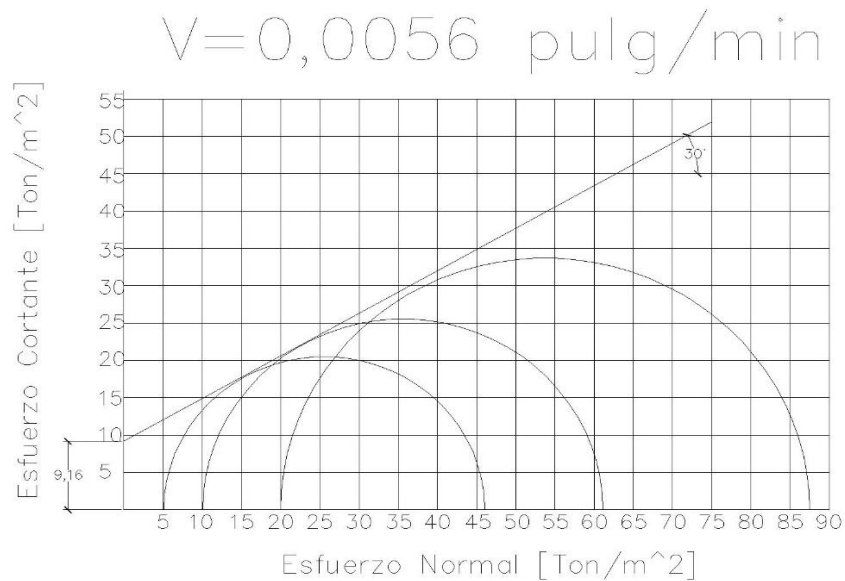
Parámetros de Corte	
Cohesión [Ton/m ²]	6,65
Ángulo de Fricción Interna	31 °

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

4.2.1.3.2. Velocidad de 0,0056 pulg/min

Los resultados para esta segunda velocidad son de:

Figura 51. **Gráfico de envolvente de falla (Círculos de Mohr) de muestra 1, velocidad 2**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2020.

De estos resultados se obtienen los parámetros de corte que son:

Tabla X. **Parámetros de Corte $v = 0,0056$ pul/min, muestra 1, velocidad 2**

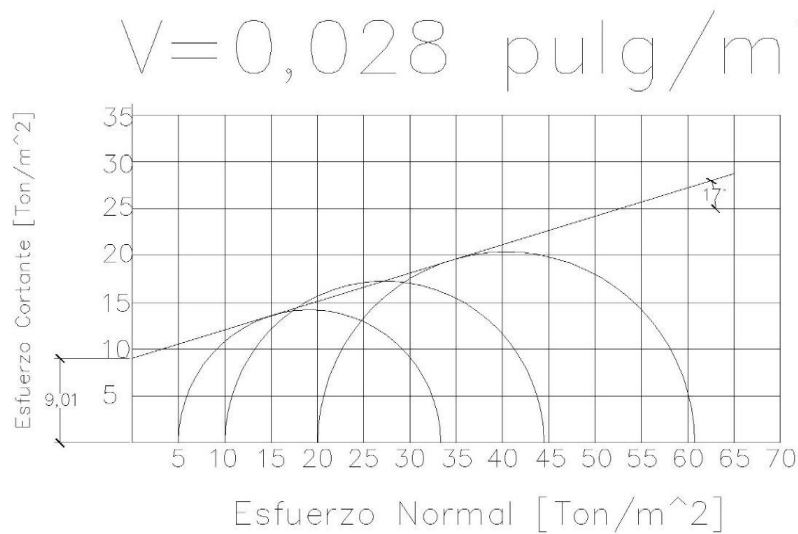
Parámetros de Corte	
Cohesión [Ton/m ²]	9,16
Ángulo de Fricción Interna	30 °

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

4.2.1.3.3. Velocidad de 0,028 pulg/min

Los resultados para esta tercera velocidad son de:

Figura 52. **Gráfico de envolvente de falla (Círculos de Mohr) de muestra 1, velocidad 3**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2020.

De estos resultados se obtienen los parámetros de corte que son:

Tabla XI. **Parámetros de Corte $v = 0,028$ pul/min, muestra 1, velocidad 3**

Parámetros de Corte	
Cohesión [Ton/m ²]	9,01
Ángulo de Fricción Interna	17 °

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

4.2.2. Muestra de suelo 2

La muestra de muestra 2, obtenida en Fraijanes, Guatemala, tiene los siguientes resultados de cada ensayo.

4.2.2.1. Límites de Atterberg de muestra 2

Los resultados obtenidos de límites de Atterberg son los siguientes para el suelo 2.

Tabla XII. **Límites de Atterberg de muestra 2**

L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN DEL SUELO
N/A	N/A	N/A	Arena arcillosa color café

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

4.2.2.2. Granulometría de muestra 2

Los resultados de la distribución de los granos de suelo, tanto los porcentajes de materiales que pasan cada tamiz y la gráfica granulométrica son los siguientes:

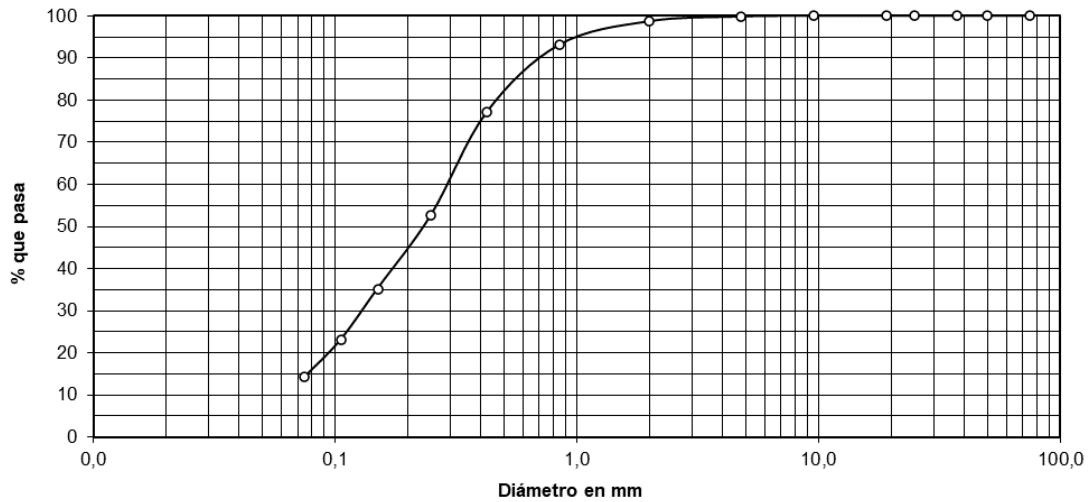
Tabla XIII. Porcentajes que pasan de muestra de suelo 2

Tamiz	Abertura	% que pasa	Tamiz	Abertura	% que pasa
3"	75 mm	100	10	2,00 mm	98,74
2"	50 mm	100	20	850 μm	93,18
1 1/2"	37,5 mm	100	40	425 μm	77,13
1"	25 mm	100	60	250 μm	52,71
3/4"	19,0 mm	100	100	150 μm	35,20
3/8"	9,5 mm	100	140	106 μm	23,20
4	4,75 mm	99,85	200	75 μm	14,29

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Con los resultados de la tabla XXIII se debe de hacer la gráfica correspondiente.

Figura 53. **Gráfica granulométrica de muestra de suelo 2**



Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Y la clasificación en ambos sistemas son:

Tabla XIV. **Clasificación en PRA y SUCS de muestra de suelo 2**

Clasificación	
SUCS	SP-SC
PRA	A-2-7

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

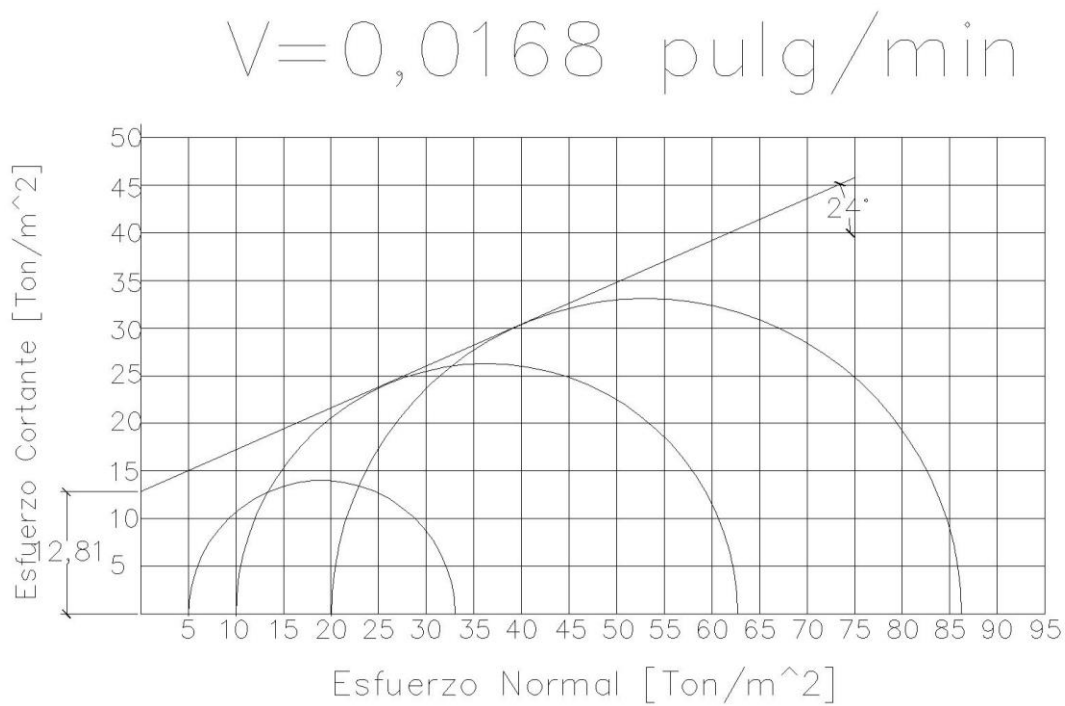
4.2.2.3. Corte triaxial de muestra 2

Los resultados se distribuirán en 3 velocidades distintas de aplicación de carga.

4.2.2.3.1. Velocidad de 0,0168 pulg/min

Los resultados para esta primera velocidad son de:

Figura 54. **Gráfico de envolvente de falla (Círculos de Mohr) de muestra 2, velocidad 1**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2020.

De estos resultados se obtienen los parámetros de corte que son:

Tabla XV. **Parámetros de Corte $v = 0,0168$ pul/min, muestra 2, velocidad 1**

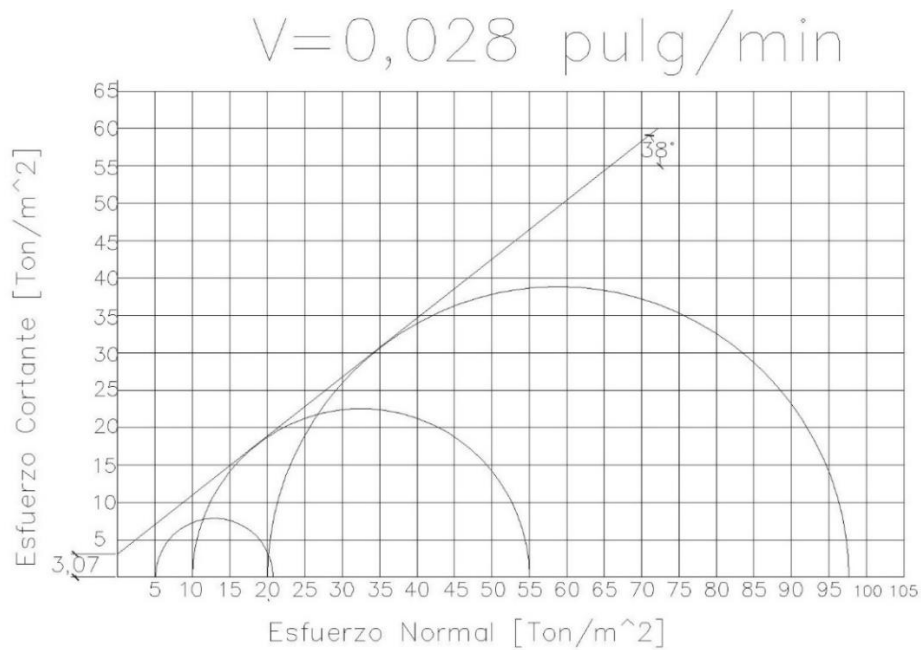
Parámetros de Corte	
Cohesión [Ton/m ²]	12,81
Ángulo de Fricción Interna	24 °

Fuente: elaboración propia en Excel 2019.

4.2.2.3.2. Velocidad de 0,0056 pulg/min

Los resultados para esta segunda velocidad son de:

Figura 55. **Gráfico de envolvente de falla (Círculos de Mohr) de muestra 2, velocidad 2**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2020.

De estos resultados se obtienen los parámetros de corte que son:

Tabla XVI. **Parámetros de Corte $v = 0,0056$ pul/min, muestra 2, velocidad 2**

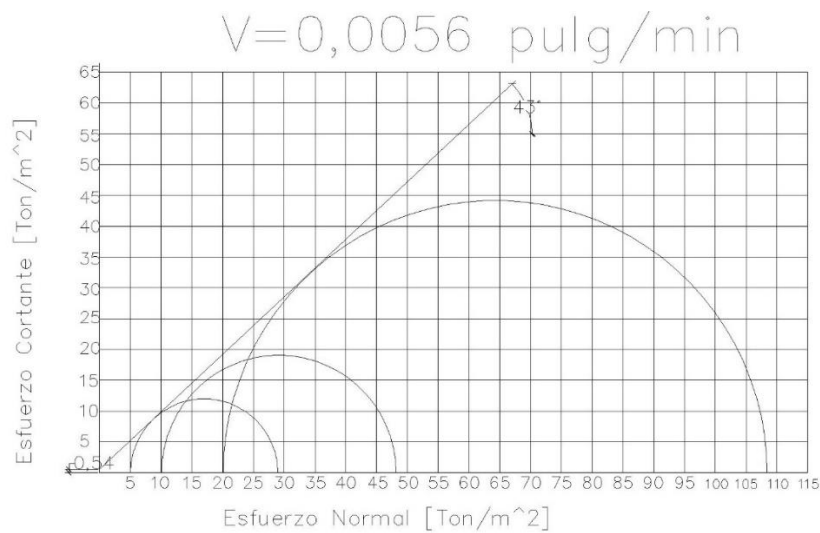
Parámetros de Corte	
Cohesión [Ton/m ²]	0,54
Ángulo de Fricción Interna	43 °

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

4.2.2.3.3. Velocidad de 0,028 pulg/min

Los resultados para esta tercera velocidad son de:

Figura 56. **Gráfico de envolvente de falla (Círculos de Mohr) de muestra 2, velocidad 3**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2020.

De estos resultados se obtienen los parámetros de corte que son:

Tabla XVII. **Parámetros de Corte $v = 0,028$ pul/min, muestra 2, velocidad 3**

Parámetros de Corte	
Cohesión [Ton/m ²]	8,07
Ángulo de Fricción Interna	38 °

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

4.2.3. Muestra de suelo 3

La muestra de suelo 3, obtenida en Fraijanes, Guatemala, tiene los siguientes resultados de cada ensayo.

4.2.3.1. Límites de Atterberg de muestra 3

Los resultados obtenidos de límites de Atterberg son los siguientes para la muestra 3 son:

Tabla XVIII. **Límites de Atterberg**

L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN DEL SUELO
N/A	N/A	N/A	Arena limosa color gris

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

4.2.3.2. Granulometría de muestra 3

Los resultados de la distribución de los granos de suelo, tanto los porcentajes de materiales que pasan cada tamiz y la gráfica granulométrica son los siguientes:

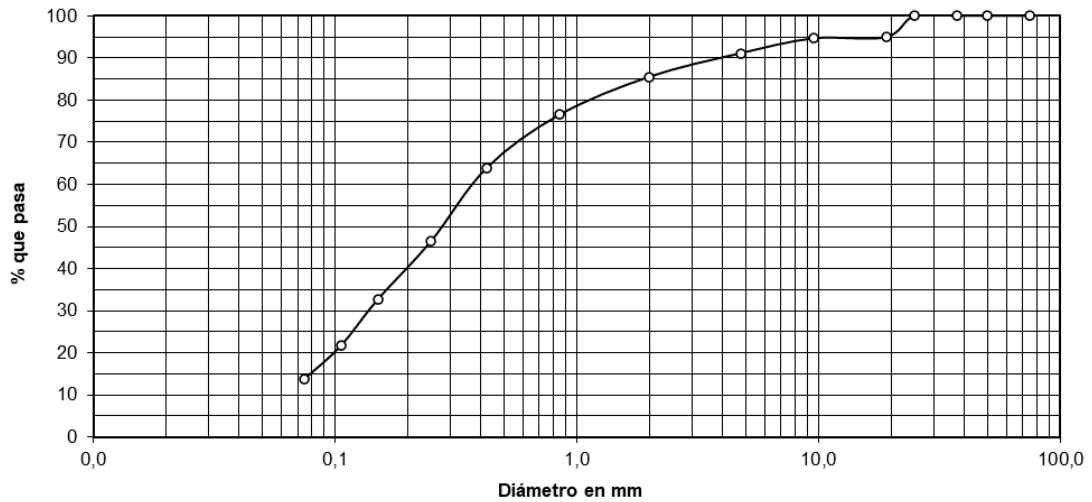
Tabla XIX. Porcentajes que pasan de muestra de suelo 3

Tamiz	Abertura	% que pasa	Tamiz	Abertura	% que pasa
3"	75 mm	100	10	2,00 mm	85,54
2"	50 mm	100	20	850 μ m	76,53
1 1/2"	37,5 mm	100	40	425 μ m	63,92
1"	25 mm	100	60	250 μ m	46,51
3/4"	19,0 mm	94,94	100	150 μ m	32,61
3/8"	9,5 mm	94,64	140	106 μ m	21,75
4	4,75 mm	91,09	200	75 μ m	13,88

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019

Con los resultados de la tabla XXXVIII se debe de hacer la gráfica correspondiente.

Figura 57. **Gráfica granulométrica de muestra de suelo 3**



Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019

Y la clasificación en ambos sistemas son:

Tabla XX. **Clasificación en PRA y SUCS de muestra de suelo 3**

Clasificación	
SUCS	SM
PRA	A-2-4

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

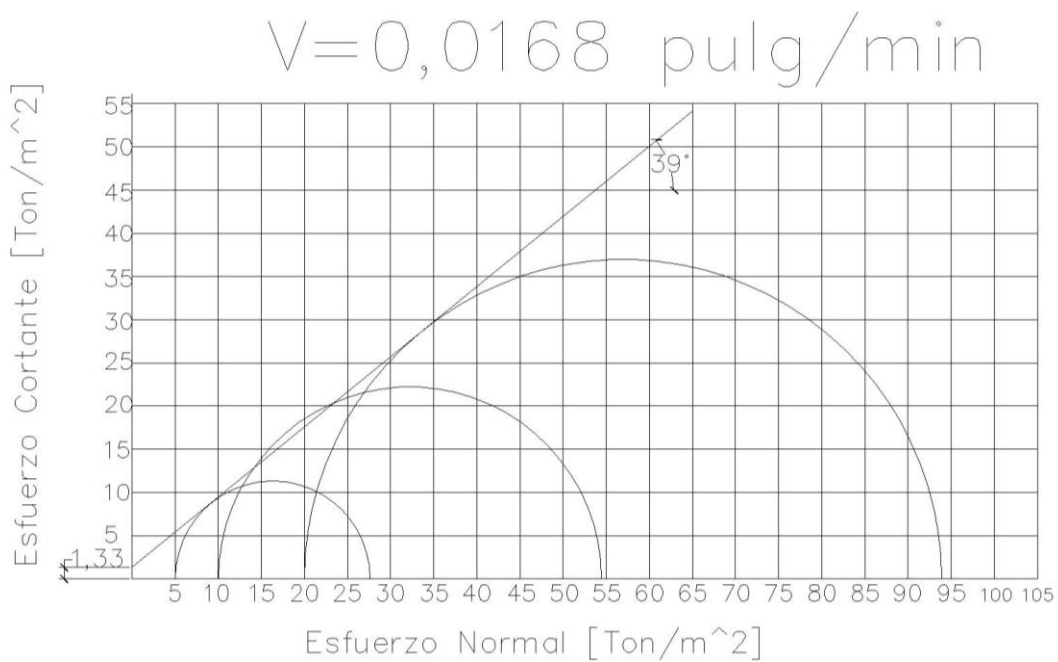
4.2.3.3. Corte triaxial de muestra 3

Los resultados se distribuirán en 3 velocidades distintas de aplicación de carga.

4.2.3.3.1. Velocidad de 0,0168 pulg/min

Los resultados para esta primera velocidad son de:

Figura 58. **Gráfico de envolvente de falla (Círculos de Mohr) de muestra 3, velocidad 1**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2020.

De estos resultados se obtienen los parámetros de corte que son:

Tabla XXI. **Parámetros de Corte $v = 0,0168$ pul/min, muestra 3, velocidad 1**

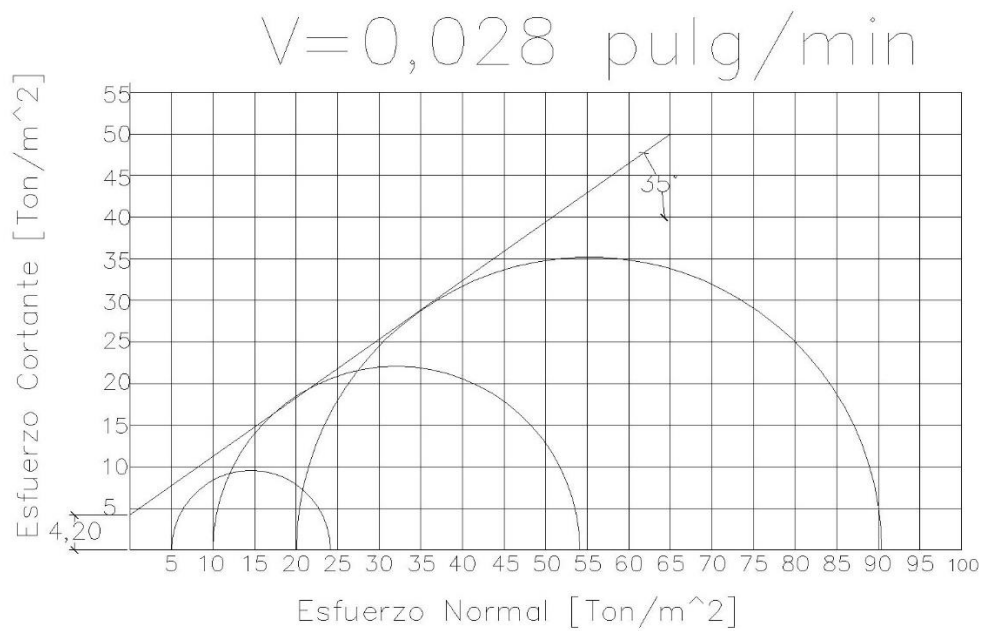
Parámetros de Corte	
Cohesión [Ton/m ²]	1,31
Ángulo de Fricción Interna	39 °

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

4.2.3.3.2. Velocidad de 0,0056 pulg/min

Los resultados para esta segunda velocidad son de:

Figura 59. **Gráfico de envolvente de falla (Círculos de Mohr) de muestra 3, velocidad 2**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2020.

De estos resultados se obtienen los parámetros de corte que son:

Tabla XXII. **Parámetros de Corte $v = 0,0056$ pul/min, muestra 3, velocidad 2**

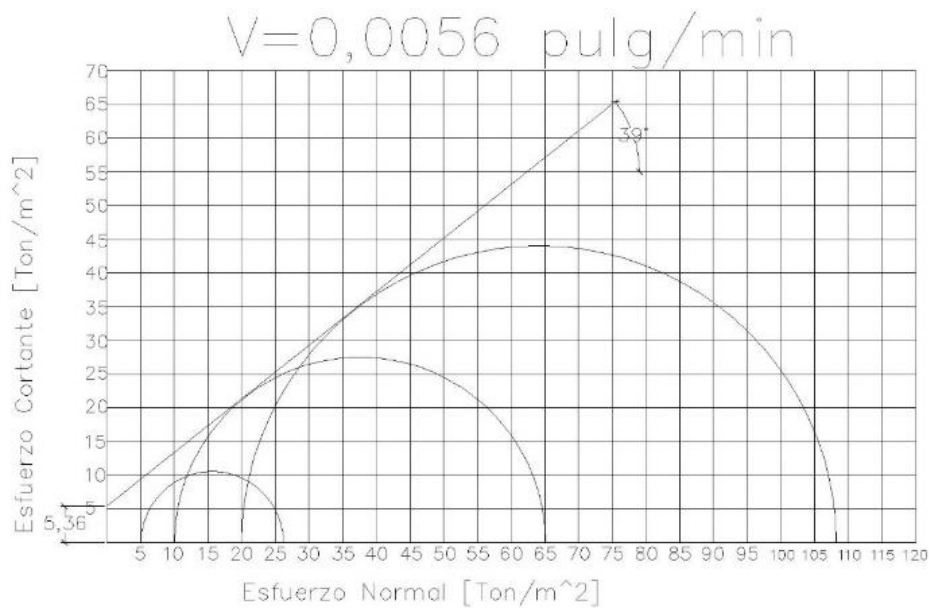
Parámetros de Corte	
Cohesión [Ton/m ²]	9,16
Ángulo de Fricción Interna	30 °

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

4.2.3.3.3. Velocidad de 0,028 pulg/min

Los resultados para esta tercera velocidad son de:

Figura 60. **Gráfico de envolvente de falla (Círculos de Mohr) de muestra 3, velocidad 3**



Fuente: elaboración propia empleando AutoCAD 2020.

De estos resultados se obtienen los parámetros de corte que son:

Tabla XXIII. **Parámetros de Corte** $v = 0,028$ pul/min, muestra 3, velocidad 3

Parámetros de Corte	
Cohesión [Ton/m ²]	4,20
Ángulo de Fricción Interna	35 °

Fuente: elaboración propia empleando Microsoft Excel 2019.

4.2.4. Muestra de suelo 4

La muestra de suelo 4, obtenida en Fraijanes, Guatemala, tiene los siguientes resultados de cada ensayo.

4.2.4.1. Límites de Atterberg de muestra 4

Los resultados obtenidos de límites de Atterberg son los siguientes para el suelo 1.

Tabla XXIV. **Límites de Atterberg de muestra 4**

L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN DEL SUELO
54,7	6,6	CL	Arena pómez amarilla con presencia de arcilla

Fuente: elaboración propia empleando Microsoft Excel 2019.

4.2.4.2. Granulometría de muestra 4

Los resultados de la distribución de los granos de suelo, tanto los porcentajes de materiales que pasan cada tamiz y la gráfica granulométrica son los siguientes:

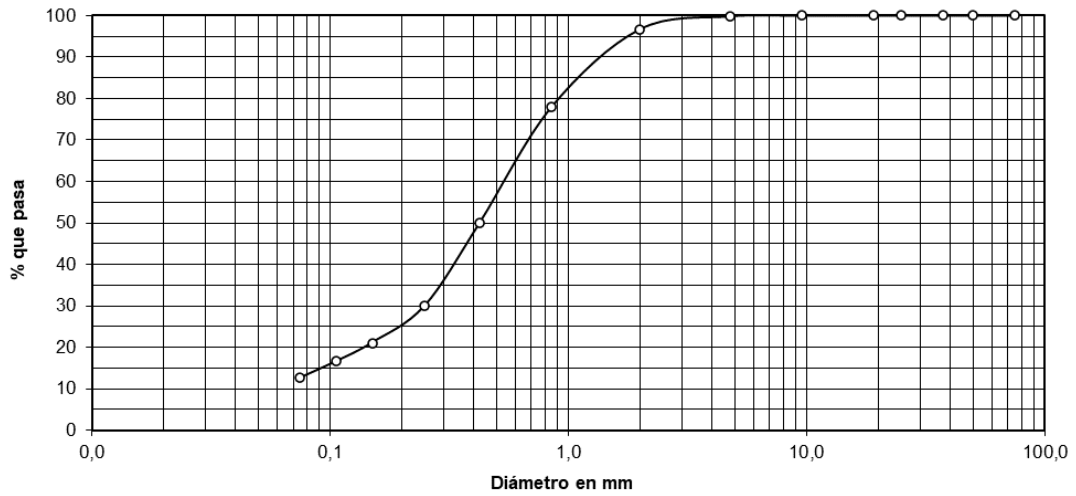
Tabla XXV. Porcentajes que pasan de muestra de suelo 4

Tamiz	Abertura	% que pasa	Tamiz	Abertura	% que pasa
3"	75 mm	100,00	10	2,00 mm	96,71
2"	50 mm	100,00	20	850 μ m	77,87
1 1/2"	37,5 mm	100,00	40	425 μ m	49,95
1"	25 mm	100,00	60	250 μ m	29,99
3/4"	19,0 mm	100,00	100	150 μ m	21,08
3/8"	9,5 mm	100,00	140	106 μ m	16,60
4	4,75 mm	99,83	200	75 μ m	12,64

Fuente: elaboración propia empleando Microsoft Excel 2019.

Con los resultados de la tabla LII se debe de hacer la gráfica correspondiente.

Figura 61. **Gráfica granulométrica de muestra de suelo 4**



Fuente: elaboración propia empleando Microsoft Excel 2019.

Y la clasificación en ambos sistemas son:

Tabla XXVI. **Clasificación en PRA y SUCS de muestra de suelo 4**

Clasificación	
SUCS	SC
PRA	A-2-4

Fuente: elaboración propia empleando Microsoft Excel 2019.

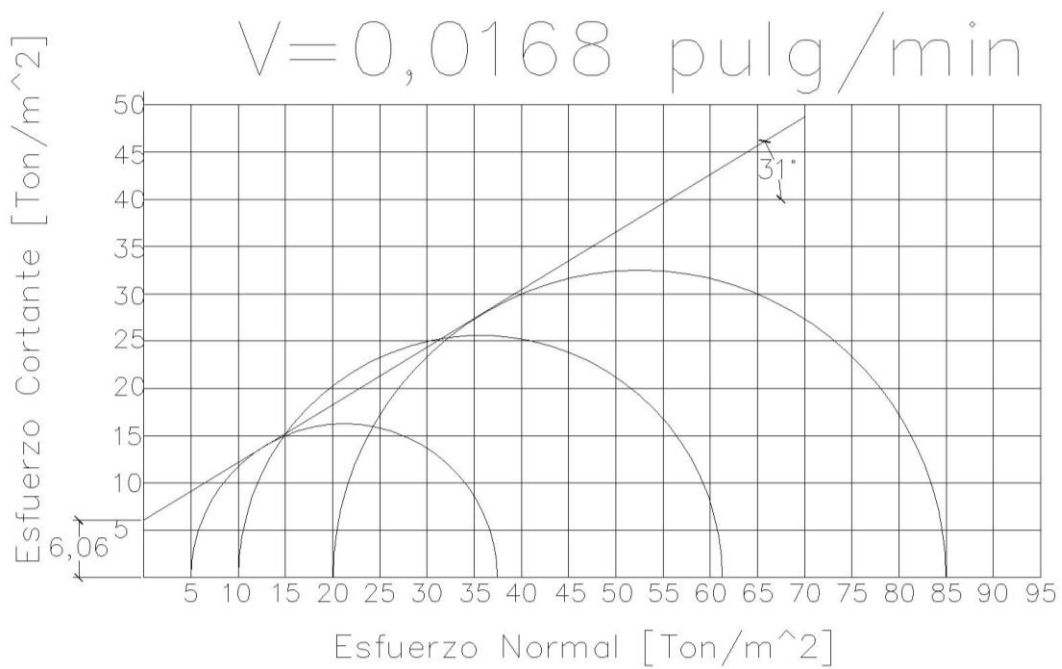
4.2.4.3. Corte triaxial

Los resultados se distribuirán en 3 velocidades distintas de aplicación de carga.

4.2.4.3.1. Velocidad de 0,0168 pulg/min

Los resultados para esta primera velocidad son de:

Figura 62. **Gráfico de envolvente de falla (Círculos de Mohr) de muestra 4, velocidad 1**



Fuente: elaboración propia empleando AutoCAD 2020.

De estos resultados se obtienen los parámetros de corte que son:

Tabla XXVII. **Parámetros de Corte $v = 0,0168$ pul/min, muestra 4, velocidad 1**

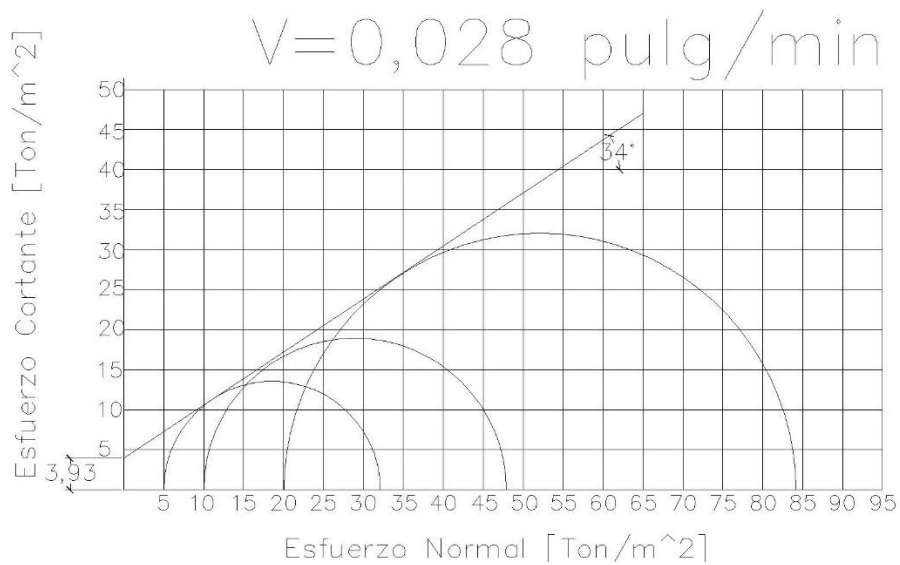
Parámetros de Corte	
Cohesión [Ton/m ²]	6,06
Ángulo de Fricción Interna	31 °

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

4.2.4.3.2. Velocidad de 0,0056 pulg/min

Los resultados para esta segunda velocidad son de:

Figura 63. **Gráfico de envolvente de falla (Círculos de Mohr) de muestra 4, velocidad 2**



Fuente: elaboración propia empleando AutoCAD 2020.

De estos resultados se obtienen los parámetros de corte que son:

Tabla XXVIII. **Parámetros de Corte $v = 0,0056$ pul/min, muestra 4, velocidad 2**

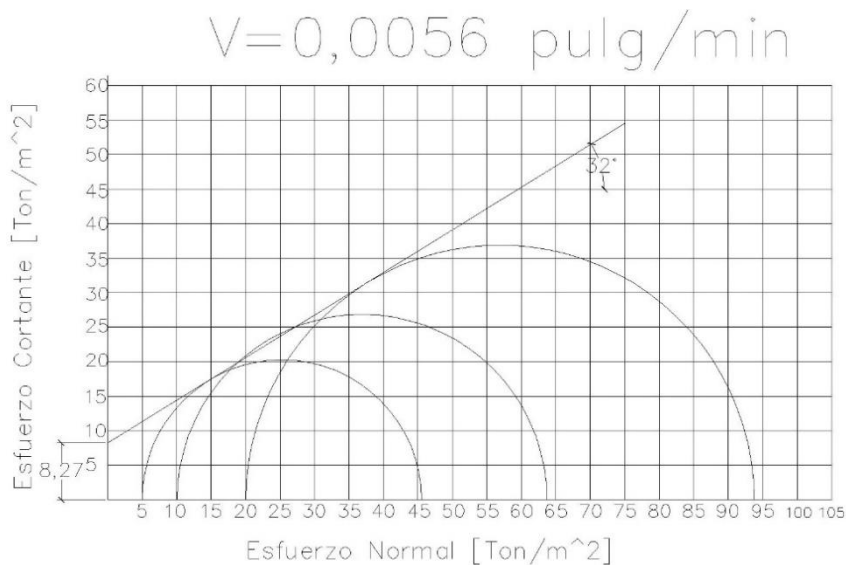
Parámetros de Corte	
Cohesión [Ton/m ²]	8,27
Ángulo de Fricción Interna	32 °

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

4.2.4.3.3. Velocidad de 0,028 pulg/min

Los resultados para esta tercera velocidad son de:

Figura 64. **Gráfico de envolvente de falla (Círculos de Mohr) de muestra 4, velocidad 3**



Fuente: elaboración propia empleando AutoCAD 2020.

De estos resultados se obtienen los parámetros de corte que son:

Tabla XXIX. **Parámetros de Corte $v = 0,028 \text{ pul/min}$, muestra 4, velocidad 3**

Parámetros de Corte	
Cohesión [Ton/m ²]	3,93
Ángulo de Fricción Interna	34 °

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

4.3. Interpretación de resultados

Cada suelo se comporta distinto dependiendo de las características que estos poseen, desde la plasticidad hasta la capacidad de carga.

Tabla XXX. **Resumen de esfuerzos principales 1 y 3 de círculos de Mohr**

Muestra		Velocidad 1 (0,0168 $\frac{\text{pul}}{\text{min}}$)	Velocidad 2 (0,0056 $\frac{\text{pul}}{\text{min}}$)	Velocidad 3 (0,028 $\frac{\text{pul}}{\text{min}}$)
	Esfuerzo 3 [Ton/m ²]	Esfuerzo 1 [Ton/m ²]	Esfuerzo 1 [Ton/m ²]	Esfuerzo 1 [Ton/m ²]
1	5	40,13	46,08	33,35
	10	55,25	6,19	48,18
	20	85,53	87,52	66,19
2	5	33,06	20,80	28,98
	10	62,71	55,07	48,22
	20	66,31	97,71	106,34
3	5	27,61	24,19	26,28
	10	54,7	54,16	65,18
	20	93,98	91,03	109,26
4	5	37,50	32,17	45,62
	10	61,28	47,89	63,79
	20	84,99	84,18	92,73

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

4.3.1. Muestra de suelo 1

Para la muestra 1 se obtuvo que es un suelo con una muy baja plasticidad siendo esta la mostrada en la tabla VII, presenta un índice de plasticidad de 5,64 %, lo cual representa que el suelo tiene una plasticidad muy baja y esta no llega a deformarse mucho bajo condiciones de humedad también lo que indica que al pasar por el tamiz No. 40 este posee un porcentaje de arena fina que provoca que la plasticidad se reduzca de una manera considerable en el suelo, ya que estas partículas de suelo no son capaces de absorber el agua que entra en contacto con ellas por lo que la cohesión entre sus partículas es menor. El suelo por sus características esta se puede clasificar en la carta de plasticidad como una ML (Limo de baja plasticidad), esto por las particularidades descritas.

Por otro lado, los resultados obtenidos en granulometría, mostrados en la tabla VIII y en la figura 49 muestra cada porcentaje que pasa de la batería de tamices utilizados según norma y estos indican que es un suelo mal graduado, este se puede asignar así debido a que según los datos obtenidos no muestran un porcentaje que pasa menor al 10 % por lo que no se puede determinar el diámetro efectivo (D_{10}), el cual es necesario para poder determinar los coeficientes tanto de uniformidad como de curvatura, y si no se observa un porcentaje menor al 10 % de forma inmediata el suelo se puede clasificar como un suelo mal graduado y que este posee entre toda su estructura una cantidad muy pequeña de finos plásticos que provocan una falta de datos por determinar.

El suelo está compuesto por una pequeña cantidad de gravas, representando un 1,07 % de la muestra analizada, un 50,87 % de arena la cual se divide en un 2,69 % de arena gruesa, 9,93 % de arena media y 38,17 % de arena fina y por último un 48,15 % de finos, por lo tanto este suelo en sistema de clasificación SUCS se determina que es un SM (Arena limosa) y en sistema PRA

se clasifica como A-4 (Suelos limosos) siendo también un suelo que con una método de estabilización se podría utilizar en el uso de subrasantes pero para poder corroborar se deben de hacer otro tipo de ensayos; en estos resultados se observa que el porcentaje de finos y de arena fina solamente difiere en un 10 % por lo que se puede afirmar que por esta pequeña diferencia entre estos dos porcentajes difiere la plasticidad que tiene el suelo.

De las pruebas triaxiales que se elaboraron, se tuvieron 3 velocidades de 0,1 % de la altura de la probeta, 0,3 % y 0,5 % siendo la velocidad de 0,3 % la normada para suelos frágiles, es decir, de suelos granulares que son los que más presentan fragilidad por su baja cohesión que poseen, los resultados obtenidos se resumen en las tablas X, XI y XIII respectivamente.

Con la velocidad que está normada se obtuvieron resultados de una cohesión de $6,65 \text{ Ton}/m^2$ y un ángulo de fricción interna de 31° , en la velocidad más baja que es la velocidad 2, se tuvo un incremento del 37,74 % en el valor de la cohesión dando un valor de cohesión de $9,16 \text{ Ton}/m^2$ y una disminución del 3,22 % sobre el valor del ángulo de fricción interna dando un valor de 30° ; el aumento de la cohesión se pudo dar a lugar debido a que la velocidad al ser menor, las partículas de suelo compactadas tuvieron una brecha de tiempo considerable para poder acomodarse mejor y brindar una mayor cohesión entre sus partículas, ahora bien con el valor del ángulo de fricción no hubo un cambio significativo por lo que la humedad del suelo en esta comparación fue la adecuada dando así solo un cambio en la cohesión de forma considerable.

Para la velocidad 3, siendo esta la más rápida, tuvo un aumento del 35,49 % en el valor de cohesión dando como resultado de $9,01 \text{ Ton}/m^2$ y reducción del 45,16 % del valor de ángulo de fricción interna, este cambio tan abrupto en el ángulo de fricción se pudo deber a que la humedad del suelo tenía

un porcentaje un poco más que la obtenida en las probetas de la velocidad base, teniendo así este cambio tan abrupto y esta misma humedad siendo mayor hizo que las partículas finas plásticas pudieran unirse de mejor manera dando así de igual forma una cohesión mayor a la de la velocidad base.

4.3.2. Muestra de suelo 2

Para la muestra 2 se obtuvo que es un suelo no plástico siendo esta la mostrada en la tabla XIII, esto debido que el suelo en su estructura la cantidad de finos plásticos es muy pequeña por lo que hace que este suelo carezca de plasticidad alguna, al ser no plástico no tiene una clasificación por medio de la carta de plasticidad.

Los resultados de granulometría, mostrados en la tabla XIV y en la figura 53, en estos se ve que el suelo está conformado por un 0,15 % de gravas, 85,55 % de arena y que esta se divide en 1,11 % de arena gruesa, 21,62 % de arena media y 62,83 % de arena fina, y un 14,29 % de finos. Con estos resultados se puede ver el motivo de que el suelo no posee plasticidad, porque tiene un porcentaje de arena fina mucho mayor que el porcentaje de finos y esto lo que hace es que las partículas plásticas que posee la estructura no logren una unión entre ellas ya que la misma arena al no verse afectada por el agua, provoca que este no sea maleable ante la presencia de agua en la muestra de suelo.

En la figura 53 se puede observar que al no haber un porcentaje que pasa menor al 10 % no se pueden determinar los coeficientes de curvatura y de uniformidad del suelo, haciendo que este suelo sea mal graduado; por ello la clasificación de este suelo en sistema SUCS es SC siendo la designación para una arena pobremente graduada con una leve presencia de arcilla de baja plasticidad y la clasificación para el sistema PRA es de A-2-7 siendo este una

arena arcillosa de baja plasticidad y según la clasificación no indica la calidad que tiene este tipo de suelo para el uso de subrasantes por lo que para saber con exactitud la calidad que puede tener se deben realizar otros ensayos pertinentes para conocer esas características del suelo.

De las pruebas triaxiales que se elaboraron, se tuvieron 3 velocidades de 0.1% de la altura de la probeta, 0,3 % y 0,5 % siendo la velocidad de 0,3 % la normada para suelos frágiles, es decir, de suelos granulares que son los que más presentan fragilidad por su baja cohesión que poseen, los resultados obtenidos se resumen en las tablas XVI, XVII y XVIII respectivamente.

Con la velocidad que está normada se obtuvieron resultados de una cohesión de $12,81 \text{ Ton}/\text{m}^2$ y un ángulo de fricción interna de 24° ; en la velocidad más baja que es la velocidad 2, se tuvo una disminución del 95,75 % en el valor de la cohesión dando un valor de cohesión de $0,54 \text{ Ton}/\text{m}^2$ y un aumento del 79,17 % sobre el valor del ángulo de fricción interna dando un valor de 43° ; la disminución de la cohesión se pudo dar a lugar debido a que la velocidad al ser menor y las partículas de suelo se pueden acomodar de mejor forma, al ser un suelo con una cantidad de arena prevaeciente en toda la muestra la cohesión de esta es muy pequeña y al acomodarse por más tiempo y al ser una arena estas se desprenden con mayor facilidad de la estructura de la probeta sin embargo, el ángulo de fricción interna aumenta de una forma muy considerable por la misma razón de que al tener una velocidad más lenta se acomodan las partículas y tienen una mayor resistencia al corte.

Para la velocidad 3, siendo esta la más rápida, tuvo una reducción del 76,03 % en el valor de cohesión dando como resultado de $3,07 \text{ Ton}/\text{m}^2$ y un aumento del 58,33 % del valor de ángulo de fricción interna, el valor de la cohesión tendría que ser un poco mayor al de la velocidad base y con un ángulo

de fricción de igual forma mayor, pero en esta situación pudo suceder que la humedad obtenida a pesar de agregar la cantidad de agua correcta para que se mantuviera la misma para todas las probetas, haya sido menor y esto haya provocado este cambio, sin embargo, si se ha tenido una variación considerable de los resultados en función de la velocidad del ensayo.

4.3.3. Muestra de suelo 3

Para la muestra 3 se obtuvo que es un suelo no plástico siendo esta la mostrada en la tabla XIX, esto debido que el suelo en su estructura la cantidad de finos plásticos es muy pequeña por lo que hace que este suelo carezca de plasticidad alguna, al ser no plástico no tiene una clasificación por medio de la carta de plasticidad.

Los resultados de granulometría, mostrados en la tabla XX y en la figura 57, en estos se ve que el suelo está conformado por un 8,91 % de gravas, 77,21 % de arena y que esta se divide en 5,55 % de arena gruesa, 21,62 % de arena media y 50,04 % de arena fina, y un 13,88 % de finos. Con estos resultados se puede ver el motivo de que el suelo no posee plasticidad, porque tiene un porcentaje de arena fina mucho mayor que el porcentaje de finos y esto lo que hace es que las partículas plásticas que posee la estructura no logren una unión entre ellas ya que la misma arena al no verse afectada por el agua, provoca que este no sea maleable ante la presencia de agua en la muestra de suelo.

En la figura 57 se puede observar que al no haber un porcentaje que pasa menor al 10 % no se pueden determinar los coeficientes de curvatura y de uniformidad del suelo, haciendo que este suelo sea mal graduado; por ello la clasificación de este suelo en sistema SUCS es SM siendo la designación para una arena pobremente graduada con una leve presencia de arcilla de baja

plasticidad y la clasificación para el sistema PRA es de A-2-4 siendo este una arena limosa de baja plasticidad y según esta clasificación el suelo puede tener una calidad de buena a excelente para el uso de subrasantes sin embargo, para saber con exactitud la calidad que puede tener se deben realizar otros ensayos pertinentes para conocer esas características del suelo.

De las pruebas triaxiales que se elaboraron, se tuvieron 3 velocidades de 0,1 % de la altura de la probeta, 0,3 % y 0,5 % siendo la velocidad de 0,3 % la normada para suelos frágiles, es decir, de suelos granulares que son los que más presentan fragilidad por su baja cohesión que poseen, los resultados obtenidos se resumen en las tablas XXII, XXIII y XXIV respectivamente.

Con la velocidad que está normada se obtuvieron resultados de una cohesión de $1,33 \text{ Ton}/\text{m}^2$ y un ángulo de fricción interna de 39° ; en la velocidad más baja que es la velocidad 2, se tuvo un incremento del 303,01 % en el valor de la cohesión dando un valor de $5,34 \text{ Ton}/\text{m}^2$ y el ángulo de fricción interna se mantuvo igual, es decir, de 39° ; el aumento tan notorio en el valor de la cohesión puede deberse a que la carga al ser aplicada a una velocidad constante de $0,0056 \text{ pulg}/\text{min}$ las partículas de suelo se pudieron reacomodar luego de ser compactadas debidamente y estas estar sometidas a esfuerzos, dando así una mayor resistencia al corte con una velocidad más pequeña.

Para la velocidad 3, siendo esta la más rápida, tuvo un aumento del 215,79 % en el valor de cohesión dando como resultado de $4,2 \text{ Ton}/\text{m}^2$ y una reducción del 10,25 % del valor de ángulo de fricción interna siendo esta de 35° , a pesar de que la velocidad es más rápida que la base, este tuvo un aumento muy grande y una de las razones es de que este suelo, a pesar de que se trató de mantener una humedad igual para todas las probetas al ser una arena con una baja cantidad de finos plásticos, los cuales al no retener el agua por mucho

tiempo estos tienden a perder humedad de manera más rápida y hace que tengan estos comportamientos tan erráticos.

4.3.4. Muestra de suelo 4

Para la muestra 4 se obtuvo que es un suelo con una muy baja plasticidad siendo esta la mostrada en la tabla XXV, presenta un índice de plasticidad de 6,64 %, lo cual representa que el suelo tiene una plasticidad muy baja y esta no llega a deformarse mucho bajo condiciones de humedad también lo que indica que al pasar por el tamiz No. 40 este posee un porcentaje de arena fina que provoca que la plasticidad se reduzca de una manera considerable en el suelo, ya que estas partículas de suelo no son capaces de absorber el agua que entra en contacto con ellas por lo que la cohesión entre sus partículas es menor, a pesar de que este suelo posee en su estructura una cantidad de arena fina que pasa por el tamiz No. 40 las partículas de finos tienen la plasticidad suficiente para que este se pueda deformar con la presencia de agua. El suelo por sus características esta se puede clasificar en la carta de plasticidad como una CL (Arcilla de baja plasticidad), esto por las particularidades descritas.

Los resultados de granulometría, mostrados en la tabla XXVI y en la figura 61, en estos se ve que el suelo está conformado por un 0,17 % de gravas, 87,20 % de arena y que esta se divide en 3,13 % de arena gruesa, 46,76 % de arena media y 37,31 % de arena fina, y un 12,64 % de finos. A pesar de que la cantidad de arena fina es mucho mayor que el porcentaje de finos, estos, a diferencia de las muestras de suelo 2 y 3, son finos plásticos y por este motivo se pudo determinar que este es un suelo arenoso con plasticidad baja, siendo así posible poder determinar su índice de plasticidad.

En la figura 61 se puede observar que al no haber un porcentaje que pasa menor al 10 % no se pueden determinar los coeficientes de curvatura y de uniformidad del suelo, haciendo que este suelo sea mal graduado; por ello la clasificación de este suelo en sistema SUCS es SC siendo la designación para una arena pobremente graduada con una leve presencia de arcilla de baja plasticidad y la clasificación para el sistema PRA es de A-2-4 siendo este una arena limosa de baja plasticidad y según está clasificación el suelo puede tener una calidad de buena a excelente para el uso de subrasantes sin embargo, para saber con exactitud la calidad que puede tener se deben realizar otros ensayos pertinentes para conocer esas características del suelo.

De las pruebas triaxiales que se elaboraron, se tuvieron 3 velocidades de 0,1 % de la altura de la probeta, 0,3 % y 0,5 % siendo la velocidad de 0,3 % la normada para suelos frágiles, es decir, de suelos granulares que son los que más presentan fragilidad por su baja cohesión que poseen, los resultados obtenidos se resumen en las tablas XXVIII, XXIX y XXX respectivamente.

Con la velocidad que está normada se obtuvieron resultados de una cohesión de $6,06 \text{ Ton}/\text{m}^2$ y un ángulo de fricción interna de 31° ; en la velocidad más baja, que es la velocidad 2, se tuvo un incremento del 37,47 % en el valor de la cohesión dando un valor de $8,27 \text{ Ton}/\text{m}^2$ y el ángulo de fricción interna tuvo un aumento del 3,23 % siendo este de 32° ; el aumento en el ángulo de fricción interna y de la cohesión en esta velocidad se debe a la mejor acomodación de las partículas de suelo que se tuvo al tener una velocidad de $0,0056 \text{ Pulg}/\text{min}$ de aplicación de carga, lo que da como resultado que la humedad que tuvieron las probetas y la plasticidad que tenían estas pudieron cohesionarse mejor y dar así este aumento en ambos resultados.

Para la velocidad 3, siendo esta la más rápida, tuvo una disminución del 35,14 % en el valor de cohesión dando como resultado de 3,93 Ton/m^2 y un aumento del ángulo de fricción interna del 9,68 % del valor de ángulo de fricción interna siendo esta de 34 °, la cohesión al ser menor que la velocidad base da a entender que el suelo no ha terminado de acomodarse para llegar a la cohesión de la velocidad 1, de igual forma al no estar acomodada completamente se tuvo el aumento del ángulo de fricción interna en 9,68 % y al aumentar la velocidad se ve que es normal que el ángulo disminuya por el mismo acomodamiento de las partículas de suelo.

Tabla XXXI. **Tabla resumen de resultados**

Muestra de Suelo	Velocidad 1 (0,0168 pulg/min)		Velocidad 2 (0,0056 pulg/min)		Velocidad 3 (0,028 pulg/min)	
	Cohesión $\left[\frac{Ton}{m^2}\right]$	Ángulo de Fricción Interna \emptyset	Cohesión $\left[\frac{Ton}{m^2}\right]$	Ángulo de Fricción Interna \emptyset	Cohesión $\left[\frac{Ton}{m^2}\right]$	Ángulo de Fricción Interna \emptyset
1	6,65	31 °	9,16	30 °	9,01	17 °
2	12,81	24 °	0,54	43 °	3,07	38 °
3	1,33	39 °	5,36	39 °	4,20	35 °
4	6,06	31 °	8,27	32 °	3,93	34 °

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

CONCLUSIONES

1. Aplicar distintas velocidades en compresión triaxial de suelos granulares tiene resultados significativos en la obtención de los resultados. La diferencia para suelos limosos tiende a disminuir su ángulo de fricción interna y aumentar su cohesión y para suelos arcillosos está en aumentar su ángulo de fricción interna y disminuir su cohesión, cuando se incrementa la velocidad de sobrecarga.
2. Se obtuvieron las muestras representativas de forma alterada siendo estas, parte del perímetro del valle de Guatemala cuyas características preliminares se determinaron mediante una inspección visual y se pudieron definir como suelos granulares con presencia de algún fino con el cual pueda presentar una plasticidad en la composición completa del suelo.
3. Se clasificaron las muestras realizando ensayos de límites de Atterberg y granulometría por cribado, que dio como resultado en suelos arenosos con presencia de finos plásticos arcillosos y limosos, comprobando así que los suelos utilizados en la investigación fueran granulares. Siendo el suelo 1 una arena limosa (SM), el 2 una arena pobremente gradada con presencia de arcilla (SP-SC), el 3 una arena limosa (SM) al igual que la muestra 1 y el suelo 4 una arena arcillosa (SC). Y según las clasificaciones con el sistema PRA son suelos arenosos y que tienen una calidad de regular a mala para el uso de subrasantes.

4. Mediante los círculos de Mohr obtenidos de cada prueba triaxial, se puede describir que los suelos finos tienen una mejora en sus resultados cuando la velocidad de aplicación de la sobrecarga (esfuerzo 1) disminuye, y los suelos gruesos tienen condiciones de aumentar sus características cuando la velocidad es mayor.

5. Se determinaron las propiedades mecánicas de cada muestra, bajo cada variación de velocidad al aplicarse la carga axial a la probeta de suelo. Con cada muestra se obtuvieron 3 resultados de parámetros de corte, llegando así a que cada una presenta variaciones, del suelo 1 se obtuvieron las cohesiones 6,65 mínima y 9,16 máxima, el ángulo de fricción interno 17 ° mínimo y 31 ° máximo, del suelo 2 una cohesión mínima de 0,54 y máxima de 12,81, el ángulo de fricción interna de 24 ° mínimo y máximo 43 °, del suelo 3 una cohesión mínima de 1,33 y máxima de 5,36, el ángulo de fricción interna de 35 ° mínimo y máximo 39 °, del suelo 4 una cohesión mínima de 3,93 y máxima de 8,27, el ángulo de fricción interna de 31 ° mínimo y máximo 34 °.

RECOMENDACIONES

1. Mantener buenos resultados en el ensayo de corte triaxiales primordial para el posterior uso en un diseño estructural, para ello es necesario revisar las normas pertinentes para su realización dado que estas dan indicaciones para los tipos de suelo, por ejemplo, en la norma AASHTO T 296-05 indica que hay dos velocidades para poder trabajar una prueba triaxial y estas son de $1\%h_{probeta}/min$ la cual es expresamente para suelos muy cohesivos y que poseen una plasticidad relativamente alta y la segunda es de $0,3\%h_{probeta}/min$ la cual es precisamente para suelos frágiles o suelos granulares que poseen una plasticidad muy baja o nula y en los resultados que se obtuvieron que con un cambio de la velocidad siendo una cambio bastante pequeño, si se tienen variaciones en sus resultados dando así, una incerteza de datos si no se escoge debidamente una velocidad en función de las propiedades mecánicas y características físicas que posee el suelo.
2. Regular en todo proceso de laboratorio las buenas prácticas, es decir manipular todo el equipo debidamente para así sacar provecho de estas y así poder obtener los mejores resultados posibles del suelo ya que de estos dependen muchos diseños de infraestructura y de estar erróneos puede ocurrir accidentes luego de ejecutada una obra.
3. Tener en consideración las cantidades de suelo y de agua que tendrán las probetas en muestras de suelo alterado, estas en dado caso no puedan ser inalteradas, se debe de manejar un criterio previo a realizar un ensayo de corte triaxial y se debe de analizar una muestra representativa para

conocer unas características, es decir las condiciones en estado natural en las que se encuentra para así asemejar las probetas compactadas con una elaborada directamente de una muestra inalterada.

BIBLIOGRAFÍA

1. BISHOP, Alan W. y HENKEL, David J. *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*. Londres: Edward Arnold Publishers Ltd. 1962. 189 p.
2. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. México, D.F.: Limusa. 2014. 650 p.
3. DAS, Braja M., *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. 4. México, D.F.: Cengage Learning. 2015. 636 p.
4. JUAREZ BADILLO, Eulalio y RICO RODRÍGUEZ, Alfonso, *Mecánica de suelos*. México: Limusa. 2015. 640 p.
5. Norma AASHTO T 296-05. *Método Estándar para prueba No Consolidada y No Drenada para suelos Cohesivos en Compresión Triaxial*. 2010. 10 p.
6. Norma AASHTO T 89-02. *Método Estándar para la Determinación del Límite Líquido de los Suelos*. 2013. 11 p.
7. Norma AASHTO T 88-00. *Método Estándar de prueba de Análisis Granulométrico de los Suelos*. 2020. 20 p.
8. Norma AASHTO T 090-00. *Método Estándar para la Determinación del Límite Plástico e Índice de Plasticidad*. 2020. 5 p.

9. PÉREZ, Carlos L., *Estructura Geológica del Valle de la ciudad de Guatemala interpretada mediante un modelo de cuenca por distensión*, *Revista Geológica de América Central*, p. 73-76. [en línea].
<<https://revistas.ucr.ac.cr/index.php/geologica/article/view/4179>>.
[Fecha de consulta: diciembre 2019]
10. SMITH, Michael John. *Soil Mechanics*. 4. Reino Unido: Longman Scientific & Technical. 1981. 165 p.

APÉNDICES

Apéndice 1. **Resultados de probeta de 5 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 1, velocidad 1**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
5				
PNH [g]	853,17			
PNS [g]	716,68			
Humedad	19,04 %			
Velocidad	0,0168 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,252	0,3
5,0	5,0	12,5	0,251	3,1
10,0	13,0	30,4	0,251	7,6
15,0	20,0	46,1	0,251	11,6
20,0	27,0	61,7	0,251	15,5
25,0	36,0	81,8	0,250	20,5
50,0	62,0	140,0	0,249	34,9
75,0	63,0	142,2	0,248	35,3
100,0	63,0	142,2	0,247	35,1

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 2. **Resultados de probeta de 10 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 1, velocidad 1**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
10				
PNH [g]	849,61			
PNS [g]	699,97			
Humedad	21,38 %			
Velocidad	0,0168 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,252	0,34
5,0	13,0	30,4	0,251	7,63
10,0	21,0	48,3	0,251	12,12
15,0	27,0	61,7	0,251	15,49
20,0	34,0	77,4	0,251	19,42
25,0	45,0	102,0	0,250	25,49
50,0	73,0	164,6	0,249	40,98
75,0	80,0	180,2	0,248	44,70
100,0	81,0	182,5	0,247	45,07
125,0	82,0	184,7	0,245	45,25

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 3. **Resultados de probeta de 20 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 1, velocidad 1**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
20				
PNH [g]	942,46			
PNS [g]	781,39			
Humedad	20,61 %			
Velocidad	0,0168 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,252	0,34
5,0	18,0	41,6	0,251	10,44
10,0	30,0	68,4	0,251	17,17
15,0	40,0	90,8	0,251	22,79
20,0	52,0	117,6	0,251	29,52
25,0	61,0	137,7	0,250	34,44
50,0	97,0	218,2	0,249	54,34
75,0	108,0	242,8	0,248	60,22
100,0	113,0	254,0	0,247	62,74
125,0	114,0	256,3	0,245	62,78
150,0	115,0	258,5	0,244	63,07
175,0	119,0	267,4	0,243	64,99
200,0	121,0	271,9	0,242	65,80
225,0	121,0	271,9	0,241	65,53

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 4. **Resultados de probeta de 5 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 1, velocidad 2**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
5				
PNH [g]	1 089,64			
PNS [g]	917,02			
Humedad	18,82 %			
Velocidad	0,0056 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,252	0,34
5,0	6,0	14,8	0,251	3,70
10,0	15,0	34,9	0,251	8,76
15,0	19,0	43,8	0,251	11,00
20,0	24,0	55,0	0,251	13,81
25,0	29,0	66,2	0,250	16,55
50,0	48,0	108,7	0,249	27,06
75,0	61,0	137,7	0,248	34,16
100,0	67,0	151,2	0,247	37,34
125,0	72,0	162,3	0,245	39,77
150,0	74,0	166,8	0,244	40,70
175,0	75,0	169,0	0,243	41,08

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 5. **Resultados de probeta de 10 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 1, velocidad 2**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
10				
PNH [g]	1 048,35			
PNS [g]	883,27			
Humedad	18,82 %			
Velocidad	0,0056 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,252	0,34
5,0	1,0	1,3	0,251	0,34
10,0	1,0	3,6	0,251	0,90
15,0	3,0	8,1	0,251	2,02
20,0	9,0	21,5	0,251	5,39
25,0	16,0	37,1	0,250	9,28
50,0	41,0	93,0	0,249	23,16
75,0	57,0	128,8	0,248	31,94
100,0	68,0	153,4	0,247	37,89
125,0	75,0	169,0	0,245	41,42
150,0	80,0	180,2	0,244	43,98
175,0	84,0	189,2	0,243	45,97
200,0	87,0	195,9	0,242	47,40
225,0	89,0	200,4	0,241	48,29
250,0	92,0	207,1	0,239	49,49
275,0	95,0	213,8	0,238	50,88
300,0	96,0	216,0	0,237	51,19

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 6. **Resultados de probeta de 20 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 1, velocidad 2**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
20				
PNH [g]	1 043,39			
PNS [g]	881,22			
Humedad	18,40 %			
Velocidad	0,0056 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,252	0,34
5,0	18,0	41,6	0,251	10,44
10,0	28,0	64,0	0,251	16,05
15,0	36,0	81,8	0,251	20,54
20,0	42,0	95,3	0,251	23,91
25,0	50,0	113,1	0,250	28,29
50,0	73,0	164,6	0,249	40,98
75,0	86,0	193,6	0,248	48,02
100,0	95,0	213,8	0,247	52,80
125,0	101,0	227,2	0,245	55,66
150,0	105,0	236,1	0,244	57,62
175,0	110,0	247,3	0,243	60,10
200,0	13,0	30,4	0,242	7,36
225,0	116,0	260,7	0,241	62,84
250,0	120,0	269,7	0,239	64,45
275,0	122,0	274,1	0,238	65,25
300,0	124,0	278,6	0,237	66,03
325,0	125,0	280,9	0,236	66,28
350,0	128,0	287,6	0,234	67,29
375,0	129,0	289,8	0,233	67,52

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 7. **Resultados de probeta de 5 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 1, velocidad 3**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
5				
PNH [g]	1 085,21			
PNS [g]	903,48			
Humedad	20,11 %			
Velocidad	0,028 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,252	0,34
5,0	6,0	14,8	0,251	3,70
10,0	16,0	37,1	0,251	9,32
15,0	23,0	52,8	0,251	13,25
20,0	28,0	64,0	0,251	16,05
25,0	30,0	68,4	0,250	17,11
50,0	37,0	84,1	0,249	20,94
75,0	41,0	93,0	0,248	23,07
100,0	45,0	102,0	0,247	25,19
125,0	47,0	106,4	0,245	26,08
150,0	49,0	110,9	0,244	27,06
175,0	50,0	113,1	0,243	27,49
200,0	52,0	117,6	0,242	28,46
225,0	52,0	117,6	0,241	28,35

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 8. **Resultados de probeta de 10 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 1, velocidad 3**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
20				
PNH [g]	1 087,98			
PNS [g]	903,82			
Humedad	20,38 %			
Velocidad	0,028 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,252	0,34
5,0	6,0	14,8	0,251	3,70
10,0	10,0	23,7	0,251	5,95
15,0	15,0	34,9	0,251	8,76
20,0	17,0	39,4	0,251	9,88
25,0	22,0	50,5	0,250	12,63
50,0	36,0	81,8	0,249	20,38
75,0	45,0	102,0	0,248	25,29
100,0	49,0	110,9	0,247	27,39
125,0	53,0	119,9	0,245	29,36
150,0	56,0	126,6	0,244	30,88
175,0	59,0	133,3	0,243	32,38
200,0	62,0	140,0	0,242	33,88
225,0	63,0	142,2	0,241	34,27
250,0	64,0	144,5	0,239	34,52
275,0	66,0	148,9	0,238	35,44
300,0	68,0	153,4	0,237	36,35
325,0	69,0	155,6	0,236	36,73
350,0	71,0	160,1	0,234	37,46
375,0	72,0	162,3	0,233	37,83
400,0	73,0	164,6	0,232	38,18

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 9. **Resultados de probeta de 20 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 1, velocidad 3**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
20				
PNH [g]	1 099,48			
PNS [g]	915,82			
Humedad	18,40 %			
Velocidad	0,028 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,252	0,34
5,0	3,0	8,1	0,251	2,02
10,0	6,0	14,8	0,251	3,70
15,0	11,0	25,9	0,251	6,51
20,0	15,0	34,9	0,251	8,76
25,0	20,0	46,1	0,250	11,52
50,0	38,0	86,3	0,249	21,49
75,0	4,0	10,3	0,248	2,55
100,0	55,0	124,3	0,247	30,71
125,0	60,0	135,5	0,245	33,20
150,0	64,0	144,5	0,244	35,25
175,0	67,0	151,2	0,243	36,73
200,0	69,0	155,6	0,242	37,66
225,0	73,0	164,6	0,241	39,66
250,0	75,0	169,0	0,239	40,40
275,0	76,0	171,3	0,238	40,77

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 10. **Resultados de probeta de 5 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 2, velocidad 1**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
5				
PNH [g]	807,46			
PNS [g]	668,55			
Humedad	20,78 %			
Velocidad	0,0168 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,252	0,34
5,0	7,0	17,0	0,251	4,27
10,0	12,0	28,2	0,251	7,07
15,0	17,0	39,4	0,251	9,88
20,0	21,0	48,3	0,251	12,12
25,0	26,0	59,5	0,250	14,87
50,0	46,0	104,2	0,249	25,95
75,0	50,0	113,1	0,248	28,06

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 11. **Resultados de probeta de 10 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 2, velocidad 1**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
10				
PNH [g]	770,24			
PNS [g]	665,61			
Humedad	15,72 %			
Velocidad	0,0168 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,252	0,34
5,0	10,0	23,7	0,251	5,95
10,0	18,0	41,6	0,251	10,44
15,0	24,0	55,0	0,251	13,81
20,0	31,0	70,7	0,251	17,74
25,0	40,0	90,8	0,250	22,70
50,0	79,0	178,0	0,249	44,32
75,0	91,0	204,8	0,248	50,80
100,0	95,0	213,8	0,247	52,80
125,0	96,0	216,0	0,245	52,92
150,0	96,0	216,0	0,244	52,71

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 12. **Resultados de probeta de 20 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 2, velocidad 1**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
20				
PNH [g]	782,94			
PNS [g]	680,00			
Humedad	15,14 %			
Velocidad	0,0168 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,252	0,34
5,0	2,0	5,8	0,251	1,46
10,0	15,0	34,9	0,251	8,76
15,0	22,0	50,5	0,251	12,68
20,0	29,0	66,2	0,251	16,61
25,0	37,0	84,1	0,250	21,02
50,0	72,0	162,3	0,249	40,42
75,0	87,0	195,9	0,248	48,58
100,0	99,0	222,7	0,247	55,01
125,0	107,0	240,6	0,245	58,95
150,0	112,0	251,8	0,244	61,44
175,0	116,0	260,7	0,243	63,36
200,0	119,0	267,4	0,242	64,72
225,0	121,0	271,9	0,241	65,53
250,0	123,0	276,4	0,239	66,06
275,0	124,0	278,6	0,238	66,31

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 13. **Resultados de probeta de 5 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 2, velocidad 2**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
5				
PNH [g]	822,76			
PNS [g]	661,46			
Humedad	24,39 %			
Velocidad	0,0056 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,316	0,42
5,0	3,0	8,1	0,315	2,54
10,0	7,0	17,0	0,315	5,35
15,0	10,0	23,7	0,315	7,47
20,0	13,0	30,4	0,314	9,55
25,0	16,0	37,1	0,314	11,66
50,0	30,0	68,4	0,313	21,42
75,0	34,0	77,4	0,311	24,06
100,0	34,0	77,4	0,310	23,98

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 14. **Resultados de probeta de 10 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 2, velocidad 2**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
10				
PNH [g]	788,97			
PNS [g]	657,65			
Humedad	19,97 %			
Velocidad	0,0056 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,316	0,42
5,0	6,0	14,8	0,315	4,65
10,0	11,0	25,9	0,315	8,17
15,0	14,0	32,6	0,315	10,28
20,0	16,0	37,1	0,314	11,66
25,0	19,0	43,8	0,314	13,76
50,0	29,0	66,2	0,313	20,72
75,0	36,0	81,8	0,311	25,45
100,0	44,0	99,7	0,310	30,92
125,0	49,0	110,9	0,308	34,16
150,0	52,0	117,6	0,306	35,99
175,0	55,0	124,3	0,305	37,92
200,0	56,0	126,6	0,303	38,35
225,0	56,0	126,6	0,302	38,22

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 15. **Resultados de probeta de 20 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 2, velocidad 2**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
20				
PNH [g]	788,71			
PNS [g]	654,92			
Humedad	20,43 %			
Velocidad	0,0056 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,316	0,42
5,0	10,0	23,7	0,315	7,47
10,0	17,0	39,4	0,315	12,40
15,0	25,0	57,2	0,315	18,03
20,0	32,0	72,9	0,314	22,89
25,0	42,0	95,3	0,314	29,91
50,0	83,0	186,9	0,313	58,51
75,0	107,0	240,6	0,311	74,83
100,0	116,0	260,7	0,310	80,83
125,0	122,0	274,1	0,308	84,44
150,0	124,0	278,6	0,306	85,26
175,0	126,0	283,1	0,305	86,34
200,0	127,0	285,3	0,303	86,45
225,0	128,0	287,6	0,302	86,84

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 16. **Resultados de probeta de 5 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 2, velocidad 3**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
5				
PNH [g]	788,86			
PNS [g]	653,47			
Humedad	20,72 %			
Velocidad	0,028 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,252	0,34
5,0	8,0	19,2	0,251	4,83
10,0	19,0	43,8	0,251	11,00
15,0	21,0	48,3	0,251	12,12
20,0	23,0	52,8	0,251	13,25
25,0	24,0	55,0	0,250	13,75
50,0	27,0	61,7	0,249	15,37
75,0	28,0	64,0	0,248	15,86
100,0	28,0	64,0	0,247	15,80

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 17. **Resultados de probeta de 10 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 2, velocidad 3**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
10				
PNH [g]	774,55			
PNS [g]	621,68			
Humedad	24,59 %			
Velocidad	0,028 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,252	0,34
5,0	0,0	1,3	0,251	0,34
10,0	1,0	3,6	0,251	0,90
15,0	7,0	17,0	0,251	4,27
20,0	13,0	30,4	0,251	7,63
25,0	20,0	46,1	0,250	11,52
50,0	50,0	113,1	0,249	28,17
75,0	71,0	160,1	0,248	39,71
100,0	78,0	175,8	0,247	43,41
125,0	81,0	182,5	0,245	44,70
150,0	82,0	184,7	0,244	45,07

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 18. **Resultados de probeta de 20 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 2, velocidad 3**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
20				
PNH [g]	802,04			
PNS [g]	662,55			
Humedad	21,05 %			
Velocidad	0,028 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,252	0,34
5,0	6,0	14,8	0,251	3,70
10,0	12,0	28,2	0,251	7,07
15,0	28,0	64,0	0,251	16,05
20,0	35,0	79,6	0,251	19,98
25,0	40,0	90,8	0,250	22,70
50,0	87,0	195,9	0,249	48,77
75,0	115,0	258,5	0,248	64,11
100,0	127,0	285,3	0,247	70,48
125,0	136,0	305,5	0,245	74,84
150,0	139,0	312,2	0,244	76,17
175,0	143,0	321,1	0,243	78,03
200,0	143,0	321,1	0,242	77,71

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 19. **Resultados de probeta de 5 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 3, velocidad 1**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
5				
PNH [g]	871,15			
PNS [g]	782,01			
Humedad	11,40 %			
Velocidad	0,0168 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	6,0	14,8	0,252	3,72
5,0	13,0	30,4	0,251	7,63
10,0	18,0	41,6	0,251	10,44
15,0	24,0	55,0	0,251	13,81
20,0	27,0	61,7	0,251	15,49
25,0	39,0	88,5	0,250	22,14
50,0	40,0	90,8	0,249	22,61

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 20. **Resultados de probeta de 10 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 3, velocidad 1**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
10				
PNH [g]	870,52			
PNS [g]	780,76			
Humedad	11,50 %			
Velocidad	0,0168 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,252	0,34
5,0	5,0	12,5	0,251	3,14
10,0	14,0	32,6	0,251	8,19
15,0	22,0	50,5	0,251	12,68
20,0	33,0	75,1	0,251	18,86
25,0	45,0	102,0	0,250	25,49
50,0	75,0	169,0	0,249	42,09
75,0	80,0	180,2	0,248	44,70
100,0	80,0	180,2	0,247	44,52

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 21. **Resultados de probeta de 20 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 3, velocidad 1**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
20				
PNH [g]	871,7			
PNS [g]	782,7			
Humedad	11,37 %			
Velocidad	0,0168 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0.0	0.0	1.3	0.252	0.34
5.0	11.0	25.9	0.251	6.51
10.0	20.0	46.1	0.251	11.56
15.0	29.0	66.2	0.251	16.61
20.0	40.0	90.8	0.251	22.79
25.0	55.0	124.3	0.250	31.08
50.0	102.0	229.4	0.249	57.13
75.0	125.0	280.9	0.248	69.65
100.0	133.0	298.7	0.247	73.79
125.0	135.0	303.2	0.245	74.29
150.0	135.0	303.2	0.244	73.98

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 22. **Resultados de probeta de 5 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 3, velocidad 2**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
5				
PNH [g]	894,6			
PNS [g]	794,27			
Humedad	12,63 %			
Velocidad	0,0056 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,316	0,42
5,0	5,0	12,5	0,315	3,94
10,0	11,0	25,9	0,315	8,17
15,0	14,0	32,6	0,315	10,28
20,0	19,0	43,8	0,314	13,76
25,0	21,0	48,3	0,314	15,17
50,0	29,0	66,2	0,313	20,72
75,0	30,0	68,4	0,311	21,28
100,0	30,0	68,4	0,310	21,21

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 23. **Resultados de probeta de 10 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 3, velocidad 2**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
10				
PNH [g]	900,17			
PNS [g]	804,54			
Humedad	11,89 %			
Velocidad	0,0056 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,316	0,42
5,0	9,0	21,5	0,315	6,76
10,0	23,0	52,8	0,315	16,62
15,0	31,0	70,7	0,315	22,26
20,0	41,0	93,0	0,314	29,21
25,0	50,0	113,1	0,314	35,53
50,0	73,0	164,6	0,313	51,51
75,0	78,0	175,8	0,311	54,66
100,0	79,0	178,0	0,310	55,18

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 24. **Resultados de probeta de 20 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 3, velocidad 2**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
20				
PNH [g]	892,22			
PNS [g]	797,24			
Humedad	11,91 %			
Velocidad	0,0056 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,316	0,42
5,0	14,0	32,6	0,315	10,28
10,0	35,0	79,6	0,315	25,08
15,0	49,0	110,9	0,315	34,94
20,0	65,0	146,7	0,314	46,06
25,0	80,0	180,2	0,314	56,59
50,0	117,0	263,0	0,313	82,31
75,0	127,0	285,3	0,311	88,74
100,0	129,0	289,8	0,310	89,84
125,0	129,0	289,8	0,308	89,26

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 25. **Resultados de probeta de 5 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 3, velocidad 3**

Probeta para Presión de Confinamiento σ_3 [Ton/m²]				
5				
PNH [g]	866,6			
PNS [g]	786,34			
Humedad	10,21 %			
Velocidad	0,028 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,252	0,34
5,0	6,0	14,8	0,251	3,70
10,0	13,0	30,4	0,251	7,63
15,0	18,0	41,6	0,251	10,44
20,0	23,0	52,8	0,251	13,25
25,0	27,0	61,7	0,250	15,43
50,0	33,0	75,1	0,249	18,71
75,0	34,0	77,4	0,248	19,19

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 26. **Resultados de probeta de 10 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 3, velocidad 3**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
10				
PNH [g]	868,18			
PNS [g]	787,53			
Humedad	10,24 %			
Velocidad	0,028 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,252	0,34
5,0	14,0	1,3	0,251	0,34
10,0	23,0	52,8	0,251	13,25
15,0	31,0	70,7	0,251	17,74
20,0	40,0	90,8	0,251	22,79
25,0	48,0	108,7	0,250	27,17
50,0	74,0	166,8	0,249	41,54
75,0	79,0	178,0	0,248	44,14
100,0	80,0	180,2	0,247	44,52
125,0	80,0	180,2	0,245	44,16

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 27. **Resultados de probeta de 20 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 3, velocidad 3**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
20				
PNH [g]	866,2			
PNS [g]	785,69			
Humedad	10,25 %			
Velocidad	0,028 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,252	0,34
5,0	9,0	21,5	0,251	5,39
10,0	19,0	43,8	0,251	11,00
15,0	30,0	68,4	0,251	17,17
20,0	41,0	93,0	0,251	23,35
25,0	56,0	126,6	0,250	31,64
50,0	108,0	242,8	0,249	60,47
75,0	123,0	276,4	0,248	68,54
100,0	128,0	287,6	0,247	71,03
125,0	128,0	287,6	0,245	70,45

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 28. **Resultados de probeta de 5 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 4, velocidad 1**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
5				
PNH [g]	575,62			
PNS [g]	467,74			
Humedad	23,06 %			
Velocidad	0,0168 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,5	2,5	0,252	0,62
5,0	8,0	19,2	0,251	4,83
10,0	13,0	30,4	0,251	7,63
15,0	20,0	46,1	0,251	11,56
20,0	27,0	61,7	0,251	15,49
25,0	54,0	122,1	0,250	30,52
50,0	58,0	131,0	0,249	32,63
75,0	58,0	131,0	0,248	32,50

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 29. **Resultados de probeta de 10 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 4, velocidad 1**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
5				
PNH [g]	576,11			
PNS [g]	467,19			
Humedad	23,31%			
Velocidad	0,0168 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,252	0,34
5,0	7,0	17,0	0,251	4,27
10,0	12,0	28,2	0,251	7,07
15,0	18,0	41,6	0,251	10,44
20,0	25,0	57,2	0,251	14,37
25,0	34,0	77,4	0,250	19,34
50,0	78,0	175,8	0,249	43,76
75,0	91,0	204,8	0,248	50,80
100,0	93,0	209,3	0,247	51,70
125,0	93,0	209,3	0,245	51,28

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 30. **Resultados de probeta de 20 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 4, velocidad 1**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
20				
PNH [g]	576,23			
PNS [g]	452,7			
Humedad	27,29 %			
Velocidad	0,0168 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,252	0,34
5,0	1,0	3,6	0,251	0,90
10,0	8,0	19,2	0,251	4,83
15,0	11,0	25,9	0,251	6,51
20,0	23,0	52,8	0,251	13,25
25,0	33,0	75,1	0,250	18,78
50,0	90,0	202,6	0,249	50,45
75,0	112,0	251,8	0,248	62,44
100,0	115,0	258,5	0,247	63,85
125,0	117,0	263,0	0,245	64,43
150,0	118,0	265,2	0,244	64,71
175,0	119,0	267,4	0,243	64,99

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 31. **Resultados de probeta de 5 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 4, velocidad 2**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
5				
PNH [g]	633,73			
PNS [g]	460,59			
Humedad	37,59 %			
Velocidad	0,0056 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,316	0,42
5,0	5,0	12,5	0,315	3,94
10,0	11,0	25,9	0,315	8,17
15,0	14,0	32,6	0,315	10,28
20,0	20,0	46,1	0,314	14,46
25,0	24,0	55,0	0,314	17,27
50,0	49,0	110,9	0,313	34,72
75,0	58,0	131,0	0,311	40,75
100,0	58,0	131,0	0,310	40,62

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 32. **Resultados de probeta de 10 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 4, velocidad 2**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
10				
PNH [g]	624,75			
PNS [g]	454,55			
Humedad	37,44 %			
Velocidad	0,0056 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,316	0,42
5,0	6,0	14,8	0,315	4,65
10,0	15,0	34,9	0,315	10,99
15,0	23,0	52,8	0,315	16,62
20,0	29,0	66,2	0,314	20,78
25,0	38,0	86,3	0,314	27,10
50,0	71,0	160,1	0,313	50,11
75,0	76,0	171,3	0,311	53,27
100,0	77,0	173,5	0,310	53,79

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 33. **Resultados de probeta de 20 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 4, velocidad 2**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
20				
PNH [g]	629,8			
PNS [g]	459,88			
Humedad	36,95 %			
Velocidad	0,0056 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,316	0,42
5,0	7,0	17,0	0,315	5,35
10,0	16,0	37,1	0,315	11,69
15,0	25,0	57,2	0,315	18,03
20,0	34,0	77,4	0,314	24,29
25,0	45,0	102,0	0,314	32,02
50,0	79,0	178,0	0,313	55,71
75,0	96,0	216,0	0,311	67,18
100,0	103,0	231,7	0,310	71,81
125,0	105,0	236,1	0,308	72,73
150,0	106,0	238,4	0,306	72,94
175,0	107,0	240,6	0,305	73,38

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 34. **Resultados de probeta de 5 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 4, velocidad 3**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
5				
PNH [g]				
PNS [g]	447,19			
Humedad	29,96 %			
Velocidad	0,028 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,252	0,34
5,0	4,0	10,3	0,251	2,58
10,0	7,0	17,0	0,251	4,27
15,0	11,0	25,9	0,251	6,51
20,0	15,0	34,9	0,251	8,76
25,0	20,0	46,1	0,250	11,52
50,0	40,0	90,8	0,249	22,61
75,0	48,0	108,7	0,248	26,95
100,0	49,0	110,9	0,247	27,39
125,0	49,0	110,9	0,245	27,17

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 35. **Resultados de probeta de 10 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 4, velocidad 3**

		Probeta para Presión de Confinamiento		
		σ_3 [Ton/m²]		
		20		
PNH [g]	617,26			
PNS [g]	446,72			
Humedad	28,18%			
Velocidad	0,028 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,252	0,34
5,0	0,0	1,3	0,251	0,34
10,0	7,0	17,0	0,251	4,27
15,0	14,0	32,6	0,251	8,19
20,0	17,0	39,4	0,251	9,88
25,0	23,0	52,8	0,250	13,19
50,0	49,0	110,9	0,249	27,62
75,0	65,0	146,7	0,248	36,38
100,0	68,0	153,4	0,247	37,89

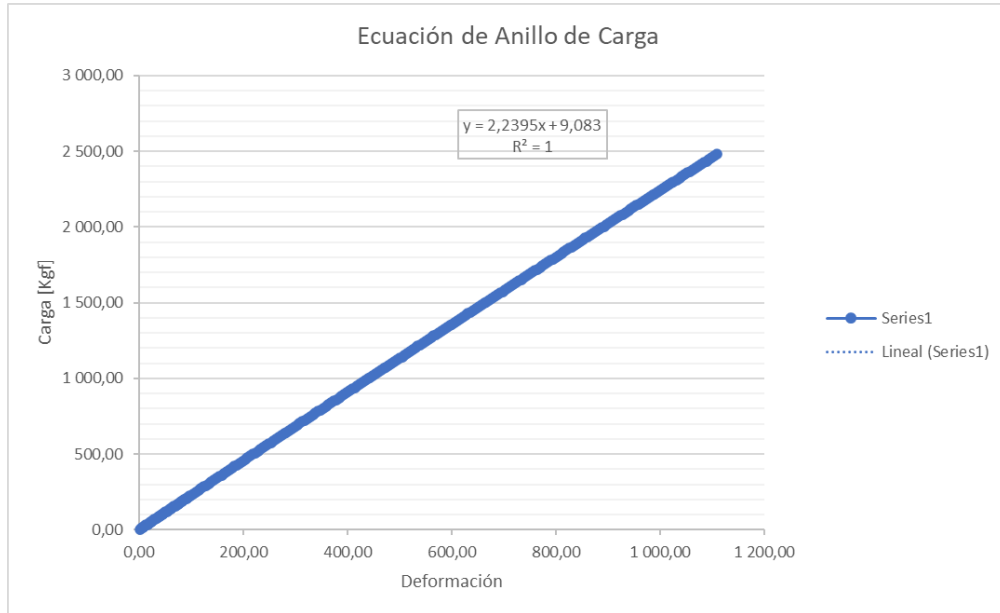
Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 36. **Resultados de probeta de 20 Ton/m² de presión de confinamiento de muestra 4, velocidad 3**

Probeta para Presión de Confinamiento				
σ_3 [Ton/m²]				
20				
PNH [g]	574,9			
PNS [g]	438,76			
Humedad	31,03 %			
Velocidad	0,028 pulg/min			
Lectura de Deformación	Lectura de Anillo	Fuerza [Kg]	Factor K	Esfuerzo Total
0,0	0,0	1,3	0,252	0,34
5,0	4,0	10,3	0,251	2,58
10,0	9,0	21,5	0,251	5,39
15,0	15,0	34,9	0,251	8,76
20,0	22,0	50,5	0,251	12,68
25,0	32,0	72,9	0,250	18,22
50,0	84,0	189,2	0,249	47,10
75,0	113,0	254,0	0,248	63,00
100,0	117,0	263,0	0,247	64,95
125,0	117,0	263,0	0,245	64,43

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

Apéndice 37. Ecuación de Anillo de Carga



Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2019.

ANEXOS

Anexo 1. Datos para generar ecuación de anillo de carga

Load Ring Calibration

Model: H-4454.050 Serial Number: 2511
 CALIBRATED USING LOAD CELL 626314 CAL. DATE 7/31/2009 | DEFLT = 0.0001 in

KN	DEFL	KN	DEFL	KN	DEFL	KN	DEFL	LBF	DEFL
0.000	-0.6	2.222	98.4	7.779	347.9	13.335	600.4	18.891	855.7
0.044	1.4	2.334	103.4	7.890	353.0	13.446	605.5	19.002	860.9
0.089	3.4	2.445	108.3	8.001	358.0	13.557	610.5	19.113	866.0
0.133	5.3	2.556	113.3	8.112	363.0	13.668	615.6	19.224	871.2
0.178	7.3	2.667	118.3	8.223	368.0	13.779	620.7	19.335	876.3
0.222	9.3	2.778	123.2	8.334	373.0	13.890	625.8	19.446	881.4
0.267	11.3	2.889	128.2	8.445	378.1	14.001	630.9	19.557	886.6
0.311	13.2	3.000	133.2	8.556	383.1	14.113	636.0	19.669	891.7
0.356	15.2	3.111	138.1	8.668	388.1	14.224	641.0	19.780	896.9
0.400	17.2	3.223	143.1	8.779	393.2	14.335	646.1	19.891	902.0
0.444	19.2	3.334	148.1	8.890	398.2	14.446	651.2	20.002	907.2
0.489	21.1	3.445	153.0	9.001	403.2	14.557	656.3	20.113	912.3
0.533	23.1	3.556	158.0	9.112	408.3	14.668	661.4	20.224	917.5
0.578	25.1	3.667	163.0	9.223	413.3	14.779	666.5	20.335	922.6
0.622	27.1	3.778	168.0	9.334	418.3	14.890	671.6	20.446	927.8
0.667	29.1	3.889	173.0	9.445	423.4	15.001	676.7	20.558	932.9
0.711	31.0	4.000	177.9	9.556	428.4	15.113	681.8	20.669	938.1
0.756	33.0	4.112	182.9	9.668	433.4	15.224	686.9	20.780	943.2
0.800	35.0	4.223	187.9	9.779	438.5	15.335	692.0	20.891	948.4
0.845	37.0	4.334	192.9	9.890	443.5	15.446	697.1	21.002	953.5
0.889	38.9	4.445	197.9	10.001	448.6	15.557	702.2	21.113	958.7
0.933	40.9	4.556	202.9	10.112	453.6	15.668	707.3	21.224	963.9
0.978	42.9	4.667	207.8	10.223	458.7	15.779	712.4	21.335	969.0
1.022	44.9	4.778	212.8	10.334	463.7	15.890	717.5	21.447	974.2
1.067	46.9	4.889	217.8	10.445	468.7	16.002	722.6	21.558	979.3
1.111	48.8	5.000	222.8	10.557	473.8	16.113	727.7	21.669	984.5
1.156	50.8	5.112	227.8	10.668	478.8	16.224	732.8	21.780	989.7
1.200	52.8	5.223	232.8	10.779	483.9	16.335	737.9	21.891	994.8
1.245	54.8	5.334	237.8	10.890	488.9	16.446	743.0	22.002	1000.0
1.289	56.8	5.445	242.8	11.001	494.0	16.557	748.1	22.113	1005.2
1.333	58.7	5.556	247.8	11.112	499.1	16.668	753.2	22.224	1010.3
1.378	60.7	5.667	252.8	11.223	504.1	16.779	758.4	22.336	1015.5
1.422	62.7	5.778	257.8	11.334	509.2	16.891	763.5	22.447	1020.7
1.467	64.7	5.889	262.8	11.446	514.2	17.002	768.6	22.558	1025.9
1.511	66.7	6.001	267.8	11.557	519.3	17.113	773.7	22.669	1031.0
1.556	68.7	6.112	272.8	11.668	524.3	17.224	778.8	22.780	1036.2
1.600	70.6	6.223	277.8	11.779	529.4	17.335	783.9	22.891	1041.4
1.645	72.6	6.334	282.8	11.890	534.5	17.446	789.1	23.002	1046.6
1.689	74.6	6.445	287.8	12.001	539.5	17.557	794.2	23.113	1051.8
1.734	76.6	6.556	292.8	12.112	544.6	17.668	799.3	23.225	1056.9
1.778	78.6	6.667	297.8	12.223	549.7	17.780	804.4	23.336	1062.1
1.822	80.5	6.778	302.8	12.335	554.7	17.891	809.6	23.447	1067.3
1.867	82.5	6.890	307.8	12.446	559.8	18.002	814.7	23.558	1072.5
1.911	84.5	7.001	312.8	12.557	564.9	18.113	819.8	23.669	1077.7
1.956	86.5	7.112	317.8	12.668	569.9	18.224	824.9	23.780	1082.9
2.000	88.5	7.223	322.9	12.779	575.0	18.335	830.1	23.891	1088.0
2.045	90.5	7.334	327.9	12.890	580.1	18.446	835.2	24.002	1093.2
2.089	92.4	7.445	332.9	13.001	585.2	18.557	840.3	24.113	1098.4
2.134	94.4	7.556	337.9	13.112	590.2	18.669	845.5	24.225	1103.6
2.178	96.4	7.667	342.9	13.224	595.3	18.780	850.6	24.336	1108.8

Humboldt Mfg. Co., 3801 North 25th Ave, Schiller Park, IL 60176
 1.800.537.4183 - 1.919.832.6509 - 1.919.833.5283 (fax) - hsi@humboldtmgf.com - www.humboldtmgf.com

Page 5 of 5

Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos, USAC

Anexo 2. Formatos de Tomas de Datos

nb

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERÍA
SECCIÓN MECÁNICA DE SUELOS
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMICES Suelo 2

INTERESADO: Jose Yantuche O.T. No.: _____
 PROYECTO: _____
 FECHA: _____
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Arena arcillosa color café

MUESTRA TOTAL:
 Peso bruto seco en gramos: 449.41 gr.
 Tara en gramos: 135.60 gr.
 Peso neto seco: _____ gr.


Tamiz	Abertura	Peso Bruto gr.	Tara gr.	Peso Neto gr.	Por Ciento
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	<u>407.56</u>			
4	4.75 mm	<u>404.08</u>			
10	2.00 mm	<u>400.61</u>			
20	850 μm	<u>383.16</u>			
40	425 μm	<u>332.79</u>			
60	250 μm	<u>256.19</u>			
100	150 μm	<u>201.25</u>			
140	106 μm	<u>163.60</u>			
200	75 μm	<u>147.81</u>			

% de gravas: _____ D₁₀ = _____
 % de arenas: _____ D₃₀ = _____
 % arena gruesa: _____ D₆₀ = _____
 % arena media: _____ Cu = _____
 % arena fina: _____ Cc = _____
 % de finos: _____


CLASIFICACION: _____ SISTEMA UNIFICADO: _____
 SISTEMA P.R.A.: _____

3600

Continuación Anexo 2



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
ENSAYOS DE HUMEDAD Y PLASTICIDAD



O.T. _____

RESADO _____

YECTO _____

BAR _____

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL _____

OPERADOR _____

FECHA _____ / ____ / ____

6cm + 10cm + 10cm +
(10cm) + 6cm

DESCRIPCIÓN			
ENSAYO	HUMEDAD NATURAL	LÍMITE LÍQUIDO LL	LÍMITE PLÁSTICO LP
GOLPES			
TARRO			
PBH g			
PBS g			
TARA g			
DIF g			
PNS g			
HUMEDAD			
PROMEDIO		K=	

N.P.

DESCRIPCIÓN			
ENSAYO	HUMEDAD NATURAL	LÍMITE LÍQUIDO LL	LÍMITE PLÁSTICO LP
GOLPES			
TARRO		S-0 S-3	
PBH g		131.81 131.89	
PBS g		128.48 128.56	
TARA g		34.95 33.89	
DIF g			
PNS g			
HUMEDAD		3.50 3.52	
PROMEDIO		K= 3.54	

DESCRIPCIÓN			
ENSAYO	HUMEDAD NATURAL	LÍMITE LÍQUIDO LL	LÍMITE PLÁSTICO LP
GOLPES			
TARRO			
PBH g			
PBS g			
TARA g			
DIF g			
PNS g			
HUMEDAD			
PROMEDIO		K=	

N	K
15	0.9401
16	0.9474
17	0.9544
18	0.9610
19	0.9673
20	0.9734
21	0.9791
22	0.9847
23	0.9900
24	0.9951
25	1.0000
26	1.0048
27	1.0094
28	1.0138
29	1.0181
30	1.0223
31	1.0264
32	1.0303
33	1.0342
34	1.0379
35	1.0416

Continuación Anexo 2

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERÍA
SECCIÓN MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

PROYECTO: _____ INTERESADO: _____ O.T.: _____

DESCRIPCIÓN DEL SUELO: _____

FOZ: _____ PROFUNDIDAD: _____ PROBETA: _____

TIPO DE ENSAYO: UU CU CD

HUMEDAD		CHEQUEO INICIAL	PROBETA	VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN: 0.25 plg/min		PESO ESPECÍFICO DEL SUELO	
TARRO				Do:	2.5 plg	6.35 cm	W _u (gr.)
PBH (gr.)				Lo	5.00 plg	12.70 cm	W _p (gr.)
PDS (gr.)				Ao	4.91 plg ²	31.67 cm ²	W _s (gr.)
TARA (gr.)				Vo	24.544 plg ²	402.0 cm ²	V _a (gr/cm ³)
DIF (gr.)				γ _h :		Ton/m ³	V _p (cm ³)
W _N (gr.)			307.40	γ _d :		Ton/m ³	V _s (cm ³)
W _S (gr.)			168.50				V _w (cm ³)
W _H			20.78				V _w (cm ³)
W _H (gr.)							V _w (cm ³)

ANILLO DE CARGA: ANILLO LIVIANO: Y = 4.669PX - 1.8801
ANILLO GRUEO: Y = 1.17X + 8.34

PRESIÓN DE CONFINAM. σ ₃ (Ton/m ²)	LECTURA DE DEFORM. (0.001 plg.)	LECTURA CARGA K	FUERZA (kg.)	FACTOR k	ε %	ESFUERZO DESVIADOR σ _d (Ton/m ²)	PRESIÓN DE PORO U (Ton/m ²)	CENTRO CIRC. C.C. (Ton/m ²)
5	0	0		0.315	0.0			
	5	7		0.315	0.1			
	10	12		0.315	0.2			
	15	17		0.315	0.3			
	20	21		0.315	0.4			
	25	26		0.314	0.5			
	50	46		0.313	1.0			
	75	50		0.311	1.5			
	100	48		0.309	2.0			
	125			0.308	2.5			
	150			0.305	3.0			
	175			0.305	3.5			
	200			0.303	4.0			
	225			0.302	4.5			
	250			0.300	5.0			
	275			0.298	5.5			
	300			0.297	6.0			
	325			0.295	6.5			
	350			0.294	7.0			
	375			0.292	7.5			
	400			0.291	8.0			
	425			0.289	8.5			
	450			0.287	9.0			
	475			0.285	9.5			

Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos, USAC.