

**UNIVERSIDAD AMAZÓNICA DE PANDO**  
**ÁREA DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA**  
**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**



TESIS DE GRADO

**“DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE COHESIÓN Y  
ÁNGULO DE FRICCIÓN MEDIANTE EL EQUIPO AUTOMÁTICO  
DE CORTE DIRECTO EN SUELOS DEL BARRIO LAS PALMAS”**

Tesis de grado presentado para obtener el Título Académico de  
Licenciado en Ingeniería Civil

**Postulante:** Univ. John Nelo Marcos Aruquipa Morales

**Tutor colectivo:** Ing. José Luis Richard Manrique Sanabria

**Asesor:** Ing. Alfredo Escobar Arana

Cobija - Pando - Bolivia

2021



## **DEDICATORIA**

*A Dios, por darme la oportunidad de vivir y por estar conmigo en todo momento, por fortalecer mi mente, cuerpo y espíritu.*

*A mi madre Claudina Morales Blanco, quien me enseñó desde pequeño a luchar para alcanzar mis metas. Por su enorme sacrificio y constante apoyo, motivación y comprensión.*

*A mi abuelita, tíos y primos, por su apoyo incondicional cuando más lo necesitaba, por sus consejos y valores.*

*A mis amigos de la Carrera de Ingeniería Civil, por apoyarme con sus consejos y por todos los momentos compartidos durante los años de estudio.*

*A mi amigo de lucha Manuel C., por apoyarme en el momento más difícil de mi vida, por sus consejos y motivación constante. Por esos momentos de alegría y tristeza compartidos durante el periodo internado en el Hospital del Tórax.*

*Muchas gracias.....*

## **AGRADECIMIENTOS**

*Agradezco infinitamente a Dios, quien me dio la fortaleza física y espiritual para cumplir mi objetivo.*

*Agradezco a mi madre, por todo el amor, aliento y confianza. A mi abuelita, tíos y primos, quienes me apoyaron de una u otra forma durante toda mi carrera.*

*A la Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Amazónica de Pando y en especial a los docentes por transmitirme los conocimientos, experiencias y orientarme a la investigación durante mi formación académica.*

*Al Ing. Erick Arrazola Iriarte Coordinador de la Carrera de Ingeniería Civil, quien apoyó e impulsó la culminación del presente proyecto.*

*A mi asesor el Ing. Alfredo Escobar Arana, por brindarme total colaboración, con sus conocimientos y dirección para llevar adelante mi Proyecto de Tesis.*

*Al Ing. Franz Pablo Antezana López investigador de la GTUMSS, por apoyarme y compartir sus conocimientos durante mis prácticas profesionales en el laboratorio de Geotecnia de la Universidad Mayor de San Simón.*

*A mi amigo y colega Edgar Tinta Alanoca, por su colaboración desinteresada durante toda la etapa de este Proyecto de Tesis.*

*A todo el personal del Laboratorio de Mecánica de Suelos y Hormigones, que ayudaron y facilitaron el desarrollo del presente proyecto.*

## RESUMEN

Se investigó por medio de un diseño descriptivo, la determinación de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción mediante el equipo automático de corte directo en suelos del barrio Las Palmas. Además, con base en 14 registros de sondeos geotécnicos existentes del Plan de ordenamiento urbano de Cobija, proyectos de grado de la U.A.P. y el proyecto de GAMC. Se determinó la ejecución de 10 calicatas manuales que se distribuyeron estratégicamente en toda el área de estudio. De los cuales se obtuvieron muestras de bloque inalteradas de suelo a una profundidad de 1,80 m. Por otro lado, se realizaron ensayos de caracterización (Contenido de humedad, gravedad específica, límites de consistencia, análisis granulométrico y análisis hidrométrico) y ensayo de corte directo CD. Por último, los resultados obtenidos de la caracterización de las 10 muestras de bloque inalteradas, indican que 6 muestras corresponden a suelos “CH”, 3 a “CL” y 1 a “SC”. Aparte de eso, se determinó que en el área de estudio predominan los suelos “CL”, seguido de “SC”. Asimismo, de acuerdo a su distribución granulométrica las arcillas abundan sobre los limos, seguido de las arenas. Con relación a los parámetros de cohesión y ángulo de fricción obtenidos, éstas presentan una dispersión de datos en los suelos “CH”, y no así en los suelos “CL”. Por el contrario, en la muestra de suelo “SC” la cohesión tiende a cero. Por otra parte, de acuerdo a la hipótesis planteada, los parámetros de  $c'_{cr}$  y  $\phi'_{cr}$  satisfacen la demanda de información para el diseño geotécnico preliminar de fundaciones, siempre y cuando se realice un análisis de la capacidad portante última ( $q_u$ ) a largo plazo, dado que los suelos del área de estudio se encuentran en un estado no drenado a corto plazo.

**Palabras clave:** cohesión, ángulo de fricción, equipo automático de corte directo, calicata, muestra inalterada, condición drenada y no drenada, periodo a corto y a largo plazo, parámetros críticos.

## ABSTRACT

It was investigated by means of a descriptive design, the determination of the cohesion parameters and friction angle by means of the automatic equipment for direct cutting in soils of barrio Las Palmas. In addition, based on 14 existing geotechnical survey records from the Cobija Urban Planning Plan, undergraduate projects from the U.A.P. and the GAMC project. It was determined the execution of 10 manual pits that were strategically distributed throughout the study area. From which undisturbed soil block samples were obtained at a depth of 1.80 m. On the other hand, characterization tests (moisture content, specific gravity, consistency limits, granulometric analysis and hydrometric analysis) and direct shear test were carried out CD. Finally, the results obtained from the characterization of the 10 unaltered block samples indicate that 6 samples correspond to “CH” soils, 3 to “CL” and 1 to “SC”. Apart from that, it was determined that “CL” soils predominate in the study area, followed by “SC”. Likewise, according to their granulometric distribution, clays abound on silt, followed by sands. In relation to the cohesion and friction angle parameters obtained, these present a dispersion of data in the “CH” soils, and not in the “CL” soils. On the contrary, in the soil sample “SC” the cohesion tends to zero. On the other hand, according to the hypothesis proposed, the parameters of  $c'_{cr}$  and  $\phi'_{cr}$  satisfy the demand for information for the preliminary geotechnical design of foundations, as long as an analysis of the ultimate bearing capacity is carried out ( $q_u$ ) in the long term, given that the soils of the study area are in an undrained state in the short term.

**Keywords:** cohesion, friction angle, automatic direct cutting equipment, well, unaltered sample, drained and undrained condition, short and long term period, critical parameters.

# ÍNDICE

<b>CAPÍTULO UNO</b> .....	1
<b>1. INTRODUCCIÓN</b> .....	1
1.1 Antecedentes .....	2
1.2 Planteamiento del problema .....	3
1.3 Hipótesis .....	5
1.4 Objetivos .....	5
1.4.1 Objetivo general .....	5
1.4.2 Objetivos específicos .....	5
1.5 Justificación .....	6
1.6 Metodología .....	6
1.7 Alcances .....	7
1.8 Limitaciones .....	7
<b>CAPÍTULO DOS</b> .....	9
<b>2. MARCO TEÓRICO</b> .....	9
2.1 Génesis de la resistencia al corte de los suelos .....	9
2.2 Fundamentos de la resistencia al corte del suelo .....	11
2.2.1 Condiciones de drenaje .....	15
2.2.1.1 Análisis a corto plazo .....	17
2.2.1.2 Análisis a largo plazo .....	19
2.2.2 Condiciones de esfuerzo previo .....	22
2.2.3 Teoría de falla de Mohr-Coulomb .....	25
2.2.4 Criterio de falla para suelos .....	27
2.2.5 Respuesta de los suelos a esfuerzos de corte .....	30
2.2.6 Parámetros de resistencia al corte .....	35

2.2.7	Aplicación de la resistencia al corte del suelo.....	36
2.3	Ensayo de corte directo.....	37
2.3.1	Historia y actualidad.....	38
2.3.2	Sistema automático de equipo de corte directo .....	40
2.3.2.1	Transductores.....	40
2.3.2.2	Software.....	41
2.3.2.3	Accesorios del equipo automático de corte directo .....	42
2.3.3	Principio del ensayo de corte directo .....	46
2.3.4	Método del ensayo de corte directo ASTM D3080-98 .....	47
2.3.4.1	Etapa de consolidación .....	48
2.3.4.1.1	Determinación de la velocidad de rotura .....	48
2.3.4.2	Etapa de corte .....	50
2.4	Conceptos fundamentales.....	52
2.4.1	Ángulo de fricción interna.....	52
2.4.2	Ángulo de reposo .....	52
2.4.3	Arcilla.....	52
2.4.4	Calicata.....	52
2.4.5	Consolidación.....	52
2.4.6	Cohesión.....	53
2.4.7	Cohesión aparente .....	53
2.4.8	Circulo de Mohr .....	53
2.4.9	Condición drenada.....	53
2.4.10	Condición no drenada.....	53
2.4.11	Elasticidad .....	54
2.4.12	Elastoplástico .....	54
2.4.13	Esfuerzo efectivo.....	54
2.4.14	Esfuerzo total.....	54
2.4.15	Estrato.....	54
2.4.16	Geología .....	54

2.4.17	Geotecnia.....	54
2.4.18	Limo .....	55
2.4.19	Muestra.....	55
2.4.20	Muestra alterada .....	55
2.4.21	Muestra inalterada.....	55
2.4.22	Nivel freático.....	55
2.4.23	Parámetros de resistencia al corte .....	55
2.4.24	Permeabilidad.....	55
2.4.25	Piezómetro.....	56
2.4.26	Presión de poros .....	56
2.4.27	Saturación.....	56
2.4.28	Sedimento.....	56
2.4.29	Sondeo.....	56
2.4.30	Suelo.....	56
 <b>CAPÍTULO TRES .....</b>		<b>57</b>
<b>3. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO .....</b>		<b>57</b>
3.1	Ubicación geográfica.....	57
3.2	Características Topográficas .....	61
3.3	Geología regional .....	62
3.4	Estudios geotécnicos .....	63
 <b>CAPÍTULO CUATRO .....</b>		<b>67</b>
<b>4. POSICIÓN GEOGRÁFICA DE LAS CALICATAS Y TOMA DE MUESTRAS INALTERADAS DE SUELO .....</b>		<b>67</b>
4.1	Posición geográfica de las calicatas .....	67
4.1.1	Consideraciones existentes en el área de estudio .....	67
4.1.1.1	Sectorización preliminar de los suelos .....	67

4.1.1.2	Sectorización de la constructividad .....	69
4.1.1.3	Sectorización de los estudios geotécnicos .....	71
4.1.2	Determinación del número de sondeos .....	72
4.1.3	Aprobación o consentimiento informado de los sondeos.....	73
4.2	Toma de muestras inalteradas de suelo .....	77
4.2.1	Procedimiento para la toma de muestras.....	78
4.2.1.1	Ubicación de las calicatas.....	78
4.2.1.2	Excavación del terreno .....	79
4.2.1.3	Tallado de la muestra.....	81
4.2.1.4	Preparación y conservación de las muestras.....	82
4.2.1.5	Descripción de los sondeos proyectados .....	87
<b>CAPÍTULO CINCO .....</b>		<b>89</b>
<b>5. ENSAYOS DE LABORATORIO.....</b>		<b>89</b>
5.1	Contenido de humedad (ASTM D2216-98).....	89
5.1.1	Propósito y alcance.....	89
5.1.2	Materiales y equipos.....	90
5.1.3	Muestra a ensayar .....	90
5.1.4	Procedimiento del ensayo.....	91
5.1.5	Cálculos.....	93
5.1.6	Presentación de resultados.....	93
5.1.7	Observaciones .....	94
5.2	Gravedad específica (ASTM D854-02).....	94
5.2.1	Propósito y alcance.....	95
5.2.2	Materiales y equipos.....	95
5.2.3	Muestra a ensayar .....	96
5.2.4	Calibración del picnómetro .....	97
5.2.4.1	Método.....	97
5.2.4.2	Resultados.....	99

5.2.5	Procedimientos.....	99
5.2.6	Cálculos.....	102
5.2.7	Presentación de resultados .....	103
5.2.8	Observaciones .....	103
5.3	Análisis granulométrico (ASTM D422).....	104
5.3.1	Propósito y alcance .....	104
5.3.2	Materiales y equipos .....	104
5.3.3	Muestra a ensayar.....	105
5.3.4	Procedimientos.....	106
5.3.5	Cálculos.....	109
5.3.6	Presentación de resultados .....	110
5.3.7	Observaciones .....	110
5.4	Análisis hidrométrico (ASTM D422-63) .....	111
5.4.1	Propósito y alcance .....	111
5.4.2	Materiales y equipos .....	111
5.4.3	Muestra a ensayar.....	113
5.4.4	Calibración del hidrómetro 152-H .....	113
5.4.4.1	Curva de calibración del hidrómetro 152-H.....	116
5.4.4.2	Resultados.....	117
5.4.5	Corrección de las lecturas del hidrómetro.....	117
5.4.5.1	Factor de corrección por menisco [ $C_m$ ].....	118
5.4.5.2	Factor de corrección por temperatura [ $C_T$ ].....	119
5.4.5.3	Factor de corrección por agente dispersor y punto cero [ $C_d$ ] .....	119
5.4.5.4	Resultados.....	120
5.4.6	Procedimientos.....	120
5.4.7	Cálculos.....	123
5.4.8	Presentación de resultados .....	124
5.4.9	Observaciones .....	124
5.5	Límites de consistencia (ASTM D4318-00) .....	125

5.5.1	Propósito y alcance.....	125
5.5.2	Materiales y equipos.....	126
5.5.3	Muestra a ensayar.....	127
5.5.4	Procedimientos.....	127
5.5.5	Cálculos.....	131
5.5.6	Presentación de resultados.....	132
5.5.7	Observaciones.....	132
5.6	Sistema de clasificación unificada de suelos “SUCS” (ASTM D2487-11) ....	133
5.6.1	Propósito y alcance.....	133
5.6.2	Presentación de resultados.....	138
5.7	Corte directo CD (ASTM D3080 - 98).....	138
5.7.1	Propósito y alcance.....	139
5.7.2	Materiales y equipos.....	139
5.7.3	Muestra a ensayar.....	141
5.7.4	Procedimientos.....	141
5.7.5	Cálculos.....	147
5.7.6	Presentación de resultados.....	156
5.7.7	Observaciones.....	158
<b>CAPÍTULO SEIS .....</b>		<b>159</b>
<b>6.</b>	<b>ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....</b>	<b>159</b>
6.1	Pérdida de humedad en la conservación de muestras de bloque inalteradas ...	159
6.2	Distribución de las partículas de suelo.....	162
6.3	Propiedades índice y límites de consistencia.....	166
6.4	Clasificación de los suelos existentes.....	169
6.5	Resistencia al corte de los suelos.....	172

<b>CAPÍTULO SIETE</b> .....	179
<b>7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b> .....	179
7.1 Conclusiones .....	179
7.2 Recomendaciones.....	181
<b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....	183
<b>ANEXOS</b> .....	187
Anexo A: Trabajo en campo .....	187
Anexo B: Trabajo en laboratorio.....	200
Anexo C: Beneficiarios del estudio geotécnico .....	212
Anexo D: Curso de capacitación y prácticas profesionales en la GTUMSS.....	214
Anexo E: Planillas de laboratorio de estudios geotécnicos .....	217



## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 3. 1</b>	Estudios geotécnicos del Plan de Ordenamiento Urbano de Cobija .....	65
<b>Tabla 3. 2</b>	Estudios geotécnicos del Gobierno Autónomo Municipal de Cobija .....	65
<b>Tabla 3. 3</b>	Estudios geotécnicos de Proyectos de Grado de la U.A.P. ....	66
<b>Tabla 4. 1</b>	Descripción e identificación preliminar de los suelos del barrio Las Palmas	68
<b>Tabla 4. 2</b>	Estudios geotécnicos realizados en el barrio Las Palmas .....	72
<b>Tabla 4. 3</b>	Numero de pozos de prospección para urbanizaciones.....	73
<b>Tabla 4. 4</b>	Determinación del número de sondeos .....	73
<b>Tabla 4. 5</b>	Información de los 10 sondeos proyectados en el barrio Las Palmas.....	76
<b>Tabla 4. 6</b>	Información básica de las calicatas proyectadas .....	87
<b>Tabla 4. 7</b>	Información básica de las muestras inalteradas. ....	87
<b>Tabla 4. 8</b>	Información básica de los 10 sondeos manuales proyectados .....	88
<b>Tabla 5. 1</b>	Masa mínima de muestra requerida según el tamaño máximo de partículas .	91
<b>Tabla 5. 2</b>	Resultados del ensayo de contenido de humedad .....	93
<b>Tabla 5. 3</b>	Rango general de $G_s$ de varios suelos.....	94
<b>Tabla 5. 4</b>	Masa de muestra recomendada según el tipo de suelo.....	97
<b>Tabla 5. 5</b>	Resultados de la calibración de los picnómetros.....	99
<b>Tabla 5. 6</b>	Resultados del ensayo de gravedad específica.....	103
<b>Tabla 5. 7</b>	Masa de muestra requerida según el tamaño máximo de partículas .....	106
<b>Tabla 5. 8</b>	Resultados del ensayo de análisis granulométrico .....	110
<b>Tabla 5. 9</b>	Masa de muestra requerida según el tipo de suelo .....	113
<b>Tabla 5. 10</b>	Resultado de la calibración del hidrómetro 152-H .....	117
<b>Tabla 5. 11</b>	Resultados de la calibración del tubo cilíndrico de sedimentación.....	117

<b>Tabla 5. 12</b> Resultado de los factores de corrección en la lectura del hidrómetro 152-H .....	120
<b>Tabla 5. 13</b> Resultados del ensayo de análisis hidrométrico .....	124
<b>Tabla 5. 14</b> Masa de muestra requerida de acuerdo al límite de consistencia.....	127
<b>Tabla 5. 15</b> Resultados del ensayo de límite de consistencia .....	132
<b>Tabla 5. 16</b> Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS).....	134
<b>Tabla 5. 17</b> Nombres de grupo para suelos gravosos .....	135
<b>Tabla 5. 18</b> Nombres de grupo para suelos arenosos .....	136
<b>Tabla 5. 19</b> Nombres de grupo para suelos finos inorgánicos.....	137
<b>Tabla 5. 20</b> Resultados de la clasificación de los suelos por el método SUCS .....	138
<b>Tabla 5. 21</b> Criterio de falla de la M - 02 .....	155
<b>Tabla 5. 22</b> Resultados del ensayo de corte directo CD.....	157
<b>Tabla 6. 1</b> Distribución de las partículas de suelos existentes en el área de estudio .....	166
<b>Tabla 6. 2</b> Propiedades índice y límites de consistencia .....	168

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 2. 1</b> Fricción entre superficies planas .....	9
<b>Figura 2. 2</b> Fuerzas que surgen en el deslizamiento entre partículas de suelo.....	11
<b>Figura 2. 3</b> Modelo de una condición de suelo no saturado.....	13
<b>Figura 2. 4</b> Modelo de una condición de suelo saturado.....	15
<b>Figura 2. 5</b> Analogía del drenaje: a) Condición drenada, b) Condición no drenada.....	16
<b>Figura 2. 6</b> Esfuerzo efectivo inmediato debido a la condición drenada del suelo.....	17
<b>Figura 2. 7</b> Comportamiento del suelo en condiciones drenadas.....	18
<b>Figura 2. 8</b> Variación de la presión de poros debido a la condición no drenada del suelo .....	19
<b>Figura 2. 9</b> Comportamiento del suelo en condiciones no drenadas.....	20
<b>Figura 2. 10</b> Variación de los depósitos de suelo en su historia geológica .....	22
<b>Figura 2. 11</b> Comportamiento de la consolidación del suelo en su historia geológica ...	23
<b>Figura 2. 12</b> Influencia de la formación natural del suelo .....	24
<b>Figura 2. 13</b> Envolvente de falla de Mohr y criterio de falla de Mohr-Coulomb .....	27
<b>Figura 2. 14</b> Idealización de falla por esfuerzo desviador o pico .....	27
<b>Figura 2. 15</b> Idealización de falla por deformación unitaria limite.....	28
<b>Figura 2. 16</b> Idealización de falla por máxima relación de esfuerzos principales .....	28
<b>Figura 2. 17</b> Idealización de falla por estado residual.....	29
<b>Figura 2. 18</b> Idealización de falla por estado crítico .....	29
<b>Figura 2. 19</b> Distorsión debido al cortante puro en los suelos: a) Estado original del Suelo, b) Suelos del Tipo I, c) Suelos del Tipo II.....	30
<b>Figura 2. 20</b> Esfuerzo de corte respecto a la deformación angular .....	31
<b>Figura 2. 21</b> Variación de la deformación unitaria respecto al angular .....	32
<b>Figura 2. 22</b> Índice de vacíos respecto a la deformación angular .....	33

<b>Figura 2. 23</b> Esfuerzo de corte en función al esfuerzo efectivo normal.....	33
<b>Figura 2. 24</b> Deformación unitaria en función al esfuerzo efectivo normal .....	34
<b>Figura 2. 25</b> Índice de vacíos crítico en función al esfuerzo efectivo normal.....	34
<b>Figura 2. 26</b> Comportamiento característico de los suelos sometidos al esfuerzo cortante: a) Esfuerzo de corte vs deformación horizontal, b) Esfuerzo de corte vs esfuerzo normal efectivo .....	35
<b>Figura 2. 27</b> Idealización del mecanismo de falla por corte en el suelo: a).Fundación, b) Muro de contención, c) Arriostre en excavaciones, d) Excavación de zanjas, e) Corte de talud, f) Presa de tierra .....	37
<b>Figura 2. 28</b> Disposición convencional de la caja de corte con control de desplazamiento .....	42
<b>Figura 2. 29</b> Esquema frontal del equipo automático de corte directo.....	43
<b>Figura 2. 30</b> Esquema en planta del equipo automático de corte directo.....	43
<b>Figura 2. 31</b> Caja de corte: a) Vista en planta, b) Vista de perfil .....	45
<b>Figura 2. 32</b> Montaje de la caja de corte .....	46
<b>Figura 2. 33</b> Principio del ensayo de corte directo: a) Inicio, b) Ejecución .....	47
<b>Figura 2. 34</b> Ajuste de la curva de consolidación por el método de Taylor .....	49
<b>Figura 2. 35</b> Curvas de esfuerzo de corte versus el desplazamiento horizontal.....	51
<b>Figura 2. 36</b> Envolventes de falla característicos en el ensayo de corte directo: a) Suelos de baja permeabilidad, b) Suelos de alta permeabilidad .....	51
<b>Figura 3. 1</b> Mapa político: a) País Bolivia, b) Departamento Pando, c)Provincia Nicolás Suárez, d) Ciudad de Cobija.....	60
<b>Figura 4. 1</b> Procedimiento de ejecución en la excavación de calicatas: a) Fase 1, b) Fase 2.....	81
<b>Figura 4. 2</b> Esquema de la muestra inalterada: a) Bloque de tierra, b) Bloque tallado final.....	82

<b>Figura 4. 3</b> Esquema del molde metálico: a) Plano 2D, b) Modelo 3D .....	83
<b>Figura 4. 4</b> Esquema de conservación de la muestra: a) Confinamiento, b) Extracción .....	85
<b>Figura 5. 1</b> Hidrómetro 152-H .....	113
<b>Figura 5. 2</b> Curva típica de calibración del hidrómetro 152-H .....	116
<b>Figura 5. 3</b> Consolidación “CS - 01 - P01” .....	149
<b>Figura 5. 4</b> Consolidación “CS - 02 - P02” .....	151
<b>Figura 5. 5</b> Consolidación “CS - 04 - P03” .....	153
<b>Figura 5. 6</b> Esfuerzo de corte respecto al desplazamiento horizontal .....	154
<b>Figura 5. 7</b> Envolvente de falla de la M - 02.....	156
<b>Figura 6. 1</b> Contenido de humedad con relación al tiempo: a) M - 04, b) M - 10 .....	160
<b>Figura 6. 2</b> Pérdida del contenido de humedad con relación al tiempo de conservación de las muestras de bloque inalteradas: a) Suelos “CH”, b) Suelos “CL” y “SC” .....	161
<b>Figura 6. 3</b> Curvas granulométricas por el método de tamizado .....	163
<b>Figura 6. 4</b> Curvas granulométricas por el método de sedimentación .....	164
<b>Figura 6. 5</b> Combinación de las curvas granulométricas por tamizado y sedimentación .....	165
<b>Figura 6. 6</b> Ubicación de las 10 muestras de suelo en la carta de plasticidad de Casagrande .....	170
<b>Figura 6. 7</b> Esfuerzo de corte respecto al desplazamiento horizontal: a) M - 01, M - 06, M - 07 y M - 08, b) M - 02 y M - 04, c) M - 03, M - 05, M - 09 y M - 10 .....	173
<b>Figura 6. 8</b> Desplazamiento vertical respecto al desplazamiento horizontal: a) M - 01, M - 06, M - 07 y M - 08, b) M - 02 y M - 04, c) M - 03, M - 05, M - 09 y M - 10 .....	175
<b>Figura 6. 9</b> Criterio de falla: a) Envoltentes de falla, b) Parámetros de resistencia al corte.....	177

## ÍNDICE DE IMÁGENES

<b>Imagen 2. 1</b> Aparato de corte directo mecánico.....	38
<b>Imagen 2. 2</b> Equipo de laboratorio de corte directo a escala mayor.....	39
<b>Imagen 2. 3</b> Equipo de corte directo in situ.....	39
<b>Imagen 2. 4</b> Equipo automático de corte directo.....	40
<b>Imagen 2. 5</b> Dispositivos electrónicos de medición: a) Transductor de carga, b) Transductor de desplazamiento.....	41
<b>Imagen 3. 1</b> Ubicación del barrio Las Palmas.....	57
<b>Imagen 3. 2</b> Plano catastral del barrio Las Palmas.....	58
<b>Imagen 3. 3</b> Vista panorámica del barrio Las Palmas .....	59
<b>Imagen 3. 4</b> Trabajo topográfico .....	61
<b>Imagen 3. 5</b> Plano topográfico del barrio Las Palmas.....	62
<b>Imagen 3. 6</b> Mapa geológico del departamento de Pando.....	63
<b>Imagen 3. 7</b> Ubicación de los estudios geotécnicos realizados en el barrio Las Palmas	64
<b>Imagen 4. 1</b> Mapa preliminar de los suelos existentes en el barrio Las Palmas.....	68
<b>Imagen 4. 2</b> Mapa de constructividad de la ciudad de Cobija.....	69
<b>Imagen 4. 3</b> Mapa de constructividad del barrio Las Palmas.....	70
<b>Imagen 4. 4</b> Mapa de estudios geotécnicos realizados en el barrio Las Palmas .....	71
<b>Imagen 4. 5</b> Ubicación de los sondeos realizados y proyectados en el barrio Las Palmas .....	74
<b>Imagen 4. 6</b> Distribución de los sondeos en el barrio Las Palmas: a) Sondeos proyectados de acuerdo a la sectorización preliminar de los suelos, b) Sondeos proyectados de acuerdo a la sectorización de la constructividad .....	75
<b>Imagen 4. 7</b> Ubicación de los sondeos proyectados en el barrio Las Palmas .....	77

<b>Imagen 4. 8</b> Ubicación de las calicatas: a) Replanteo topográfico, b) Posición geográfica .....	79
<b>Imagen 4. 9</b> Proceso de excavación manual: a) Trazado, b) Herramientas, c) Ejecución .....	80
<b>Imagen 4. 10</b> Procedimiento de ejecución en el tallado de la muestra de bloque inalterada.....	82
<b>Imagen 4. 11</b> Proceso de confinamiento de la muestra de bloque inalterada.....	84
<b>Imagen 4. 12</b> Proceso de preparación y conservación de la muestra de suelo inalterada .....	85
<b>Imagen 4. 13</b> Identificación de las muestras de suelo inalteradas.....	86
<b>Imagen 5. 1</b> Materiales y equipos en el ensayo de contenido de humedad: a) Horno y desecador, b) Sílica gel, c) Balanza y contenedores, d) Equipo de manipuleo.....	90
<b>Imagen 5. 2</b> Procedimientos del ensayo de contenido de humedad: a) Contenedores más su tapa, b) Determinación de la masa del contenedor, c) Determinación de la masa del contenedor más la muestra húmeda, d) Muestra secada en horno, e) Muestra enfriada en el desecador, f) Determinación de la masa del contenedor más la muestra seca .....	92
<b>Imagen 5. 3</b> Materiales y equipos en el ensayo de gravedad específica: a) Horno y desecador, b) Vaso precipitado y Picnómetros, c) Balanza, hornilla y tamiz N° 4, d) Tira de esponja, embudo, trozo de plastofomo y termómetros, e) Bidón de agua, agua destilada de 1000 mL, batidora y conservadora, f) Equipo de manipuleo .....	96
<b>Imagen 5. 4</b> Método de calibración del picnómetro: a) Determinación de la masa del picnómetro, b) Equipo de trabajo en la conservadora, c) Determinación de la masa del picnómetro más el agua, d) Toma de la temperatura .....	98
<b>Imagen 5. 5</b> Procedimientos del ensayo de gravedad específica: a) Introducción de la muestra seca y el agua destilada, b) Eliminación del contenido de aire de la muestra, c) Introducción del picnómetro en la conservadora, d) Determinación de la masa del picnómetro más la muestra, e) Medición de la temperatura del ensayo, f) Vertido de la muestra en un recipiente.....	101

**Imagen 5. 6** Materiales y equipos en el ensayo de análisis granulométrico: a) Horno y desecador, b) Sílica gel, c) Balanza y tamiz N° 200, d) Juego de recipientes, e) Juego de tamices y tamizador automático, f) Equipo de manipuleo .....105

**Imagen 5. 7** Procedimientos del ensayo de análisis granulométrico: a) Lavado de la muestra en el tamiz N° 200, b) Vertido del material retenido después del lavado, c) Muestra secada en horno, d) Muestra enfriada en el desecador, e) Tamizado de la muestra seca, f) Determinación de la masa retenida en cada tamiz .....108

**Imagen 5. 8** Materiales y equipos en el ensayo de análisis hidrométrico: a) Horno y desecador, b) Balanza, tamiz N° 200 y agente dispersante, c) Hidrómetro 152-H, termómetros, cronómetro y vaso precipitado, d) Agua destilada y cilindros de sedimentación, e) Baño a temperatura constante, f) Equipo de manipuleo .....112

**Imagen 5. 9** Calibración del hidrómetro 152-H: a ) Determinación de la masa del hidrómetro “W<sub>p</sub>”, b) Altura del bulbo “L<sub>2</sub>”, c) Longitud total de la varilla “L<sub>3</sub>”, d) Distancia del tope de la varilla hasta la marca cero de la escala de medición “a”, e) Distancia desde el cuello del bulbo hasta cada una de las marcas de la escala de medición “L<sub>1</sub>”, f) Diámetro de la varilla “d” .....114

**Imagen 5. 10** Medición de las variables que influyen en la lectura del hidrómetro: a) Determinación de la altura de graduación de 600 a 900 mL, b) Determinación del diámetro interno del cilindro de sedimentación, c) Lectura del hidrómetro en agua destilada, d) Determinación del volumen del hidrómetro sumergido, e) Lectura del hidrómetro en agua destilada más el agente dispersante.....115

**Imagen 5. 11** Medición del factor C<sub>m</sub>: a) Lectura del hidrómetro en agua, agente dispersor y suelo, b) Idealización de la lectura del hidrómetro en agua y agente dispersor .....118

**Imagen 5. 12** Procedimientos del ensayo de análisis hidrométrico: a) Introducción de la muestra seca, agua destilada y agente dispersante en el vaso de la batidora, b) Remojo de la muestra mezclada, c) Cilindro de sedimentación en equilibrio térmico, d) Agitación manual del cilindro de sedimentación, e) Medición de la lectura del hidrómetro, f) Toma de la temperatura del ensayo .....122

<b>Imagen 5. 13</b> Materiales y equipos en el ensayo de límites de consistencia: a) Horno y desecador, b) Balanza, tamiz N° 40 y contenedores, c) Aparato de Casagrande y ranuradores, d) Equipo de manipuleo .....	126
<b>Imagen 5. 14</b> Procedimientos del ensayo de límites de consistencia: a) Mezclado de la muestra, b) Colocación de la muestra en el aparato de Casagrande, c) Rasurado de la muestra, d) Muestra de suelo en contacto, e) Amasado de la muestra, f) Hilos de muestra .....	130
<b>Imagen 5. 15</b> Materiales y equipos en el ensayo de corte directo CD: a) Equipo automático de corte directo, b) Transductores de desplazamiento, c) Transductores de carga, d) Accesorios de la caja de corte, e) Balanza y agua destilada, f) Equipo de manipuleo.....	140
<b>Imagen 5. 16</b> Muestras de suelo inalteradas.....	141
<b>Imagen 5. 17</b> Procedimientos del ensayo de corte directo CD: a) Muestra de suelo tallada, b) Ensamblaje de la caja de corte, c) Instalación de la caja de corte, d) Manipulación del equipo automático, e) Muestra de suelo cortada, f) Identificación de las muestras ensayadas.....	144
<b>Imagen 5. 18</b> Ventana del programa Ede.exe: a) Ensayo de consolidación primaria “cálculo de la velocidad”, b) Ensayo de corte directo caja cuadrada.....	145
<b>Imagen 5. 19</b> Archivos “txt” del programa Epacd.exe: a) Ensayo de consolidación primaria “cálculo de la velocidad”, b) Ensayo de corte directo caja cuadrada.....	146
<b>Imagen 6. 1</b> Mapa de clasificación de los suelos del barrio Las Palmas.....	171



# CAPÍTULO UNO

## 1. INTRODUCCIÓN

En países como el nuestro, y más específicamente en la ciudad de Cobija - departamento Pando; el problema principal que afronta es la falta de investigación geotécnica. Además, se evidencia que en la mayoría de las obras civiles solo ejecutan Ensayos de Penetración Estándar (SPT), seguido de ensayos de caracterización. Dejando de lado ensayos complementarios como: corte directo CD, triaxial (CD, CU y UU) y compresión no confinada. El escenario mencionado anteriormente no ha permitido determinar con precisión la capacidad portante última ( $q_u$ ), seguido de la capacidad portante admisible ( $q_{adm}$ ). Hasta la fecha se realizan dichos cálculos mediante el uso indiscriminado de correlaciones y tablas de otro origen, que ponen en riesgo la estabilidad de las obras civiles.

En ese entendido, el presente trabajo de investigación se circunscribe en el barrio Las Palmas de la ciudad de Cobija. Donde, como en otros barrios, existe una carencia de información sobre el estudio geotécnico de los suelos, y más específicamente en la resistencia al corte del suelo. Viendo esta situación, se determinó los parámetros de cohesión y ángulo de fricción mediante el equipo automático de corte directo en muestras de suelo inalteradas.

En primera instancia el trabajo de investigación consistió en la recopilación de registros de estudios geotécnicos existentes. Y con base en esta información se determinó un número de calicatas para la obtención de muestras de bloque inalteradas de suelo. En segunda instancia, se realizaron ensayos de caracterización (contenido de humedad, gravedad específica, límites de consistencia, análisis granulométrico e hidrométrico) y de corte directo CD. Por último, se analizó e interpretó los resultados obtenidos de los parámetros de  $c'_{cr}$  y  $\varphi'_{cr}$ .

Con el desarrollo de esta Tesis se pretende satisfacer la demanda de información sobre el estudio de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción, seguido de su caracterización. Además de su uso en la aplicación preliminar del cálculo de la capacidad portante última ( $q_u$ ) para el diseño geotécnico de las fundaciones.

## 1.1 Antecedentes

Ortiz (2010) en su trabajo de investigación; “Implementación del equipo de corte directo y su aplicación en algunos suelos típicos de Punta Arenas”, realizado en la ciudad de Punta Arenas, cerca de la Patagonia chilena. Donde, se tomaron distintas muestras alteradas de suelo, entre ellos arcilla, limo arcilloso y arena. Los mismos fueron extraídos a una profundidad de 2 m y sometidos a ensayos de caracterización y de corte directo CD. Por otro lado, los resultados obtenidos del estudio muestran que el equipo automático de corte (AutoShear Machine 27-WF2521) se encuentra en buen estado y operativo. En cuanto a la obtención de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción, se obtuvo lo esperado de acuerdo a sus características físicas y mecánicas.

A nivel nacional encontramos que Mamani (2018) en su trabajo de investigación; “Comparación y evaluación de resultados entre la máquina de corte directo manual y semiautomática en Labotecc”, realizado en predios destinados al Hospital Universitario de Tercer Nivel, en la zona de Cota Cota ciudad de La Paz. Donde, se tomaron siete muestras de suelo, los cuales fueron extraídos a profundidades de 1,50 m, 3,00 m, 6,00 m y 8,00 m. Las mismas fueron sometidas a ensayos de caracterización y de corte directo CD. Por otra parte, los resultados obtenidos del estudio muestran que la  $c'$  y  $\phi'$  en las muestras de arena (P-01 y P-16), limo (P-01, P-03 y P-07) y arcilla (P-02), no presentan una desviación estándar diferencial. Por el contrario, en las arenas (P-17) y arcillas (P-02 y P-04), sí presentan una desviación estándar considerable. Estos resultados revelan que la diferencia entre el equipo de corte manual y semiautomático, es causa de la mala manipulación del equipo, muestra alterada e inalterada y sus características físico-mecánicas.

Entre los trabajos de investigación mencionados anteriormente, no se encontraron ninguna que expliquen los factores que influyen a realizar ensayos de corte directo CD en suelos de baja y alta permeabilidad, independientemente si el equipo es manual o semiautomático. Así mismo, no se definen si los parámetros de resistencia al corte obtenidos son: en condiciones pico o crítico. Por otro lado, esto llevó a realizar el presente estudio de investigación, definiendo todos los factores que intervienen para obtener parámetros de cohesión y ángulo de fricción del suelo.

## 1.2 Planteamiento del problema

A nivel mundial podemos observar, “(...) los bordos de los ríos, las dunas, las montañas, los cerros, así como los cortes y rellenos hechos por el hombre, se mantienen en su lugar debido a la resistencia al cortante que posee el suelo o la roca” (Taylor, 1961, p.357). La belleza de esta naturaleza llamó la atención de varios ingenieros y científicos, quienes estudiaron el comportamiento del suelo durante muchos años, logrando que esta rama de la Geología se convierta en una ciencia, llamada *Mecánica de Suelos*.

El escenario descrito anteriormente, dio a conocer los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del suelo y su aplicación. Ahora bien, la gran mayoría de las obras civiles fueron construidas en base a estos criterios de diseño, de los cuales actualmente siguen en pie, y solo algunos han fallado por la mala aplicación de ensayos y teorías. La historia escrita nos recuerda que no debemos cometer los mismos errores del pasado, tales como lo ocurrido en *La Torre de Pisa* en Italia, el *Silo de Transcona* en Canadá y *The Ocean Tower* en EE.UU. entre otros.

En los últimos años en *América Latina* se observa un cambio de actitud y una toma de conciencia, en cuanto a la importancia de un *Estudio Geotécnico*; y más específicamente, a los ensayos para determinar los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante. Hoy como hace un siglo atrás, es impensable hacer *Ingeniería Civil* sino está en contacto con la tierra. De una u otra forma el suelo es un elemento de sustentación y construcción, por lo que es fundamental entender sus propiedades mecánicas e hidráulicas para su correcta aplicación en el diseño geotécnico.

Bolivia un país en constante desarrollo, se vio en la necesidad de realizar una *Guía de Estudios Geotécnicos y Cimentaciones*, debido a la falencia en esta área de estudio con relación a los demás países Latinoamericanos. Si bien este escenario no se da en todo el país, la gran mayoría presenta este problema. En estas condiciones la labor de los Ingenieros Civiles resulta sumamente difícil, lo que lleva a cada uno de ellos al libre albedrío; siendo lo más atractivo y fácil para varios, la realización del ensayo SPT, seguido del uso indiscriminado de correlaciones.

El departamento de Pando de acuerdo al censo 2012 registró 108% de crecimiento poblacional, lo que generó a su vez un “*Boom*” en la construcción de obras civiles hasta la actualidad. Por otro lado, este escenario demandó Estudios Geotécnicos para la ejecución de obras de mediana y gran envergadura. Sin embargo, es bien sabido que en nuestro medio solo se tienen unos cuantos laboratorios de estudios geotécnicos, los cuales brindan servicios mínimos en ensayos de campo y laboratorio. Este escenario mencionado se debe a la oferta y demanda, dado que, una mayoría de los profesionales de la construcción optan por utilizar correlaciones y tablas de otro origen, desconociendo la magnitud que esto conlleva en el diseño geotécnico.

La ciudad de Cobija perteneciente a la Provincia Nicolás Suárez, es un claro ejemplo de lo mencionado anteriormente. No obstante, con la diferencia que esta región cuenta con un *Plan de Ordenamiento Urbano* del año 2002, donde se realizaron diversos estudios, entre ellos el *Geotécnico*. Por otra parte, dichos estudios en el área de la Geotecnia consistieron en ensayos de caracterización y en aquellos para determinar parámetros de diseño. Este último hace referencia a uno de los más importantes, la resistencia al corte del suelo. Sin embargo, los parámetros obtenidos en este estudio en específico, son valores medios probables, estimados mediante métodos empírico-teóricos, que engloban a todo el territorio de la ciudad; por lo que no son valores representativos para su consulta o aplicación preliminar.

En el barrio Las Palmas los profesionales de la construcción que intervienen para proyectar una obra civil, desconocen los parámetros de resistencia al corte que poseen los suelos para el diseño geotécnico. Por ende, no existe un punto de partida para comenzar un predimensionamiento cercano a la realidad del terreno. Así mismo, existen varias causas de este problema que se ha identificado. En este caso en particular sea detectado una carencia de mayor información sobre los registros de sondeos geotécnicos ya existentes en el área de estudio.

La experiencia de los profesionales de la construcción es una opción recurrente a la hora del diseño geotécnico, como consecuencia a falta de información de los parámetros de resistencia al corte entre otros. Este hecho trae consigo una serie de factores que influye de manera directa en la estabilidad íntegra de las obras civiles. Actualmente en la ciudad

de Cobija, y más específicamente en el barrio Las Palmas; no se tienen antecedentes de obras civiles que han fallado por resistencia al corte del suelo, pero es un hecho que la delgada línea entre la seguridad y el colapso inmediato se acorta cada vez más, si el escenario expuesto continúa presentándose.

Con el desarrollo de este trabajo de investigación, se pretende satisfacer la demanda de información sobre los parámetros de resistencia al corte del suelo y su caracterización. Por otro lado, cabe recalcar que los registros del estudio geotécnico realizado en el área de estudio, son documentos de consulta y aplicación preliminar. Por lo que no son estudios definitivos o una verdad absoluta.

### **1.3 Hipótesis**

La determinación de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción mediante el equipo automático de corte directo, satisface la demanda de información para el diseño geotécnico preliminar de fundaciones en el barrio Las Palmas.

### **1.4 Objetivos**

#### **1.4.1 Objetivo general**

Determinar los parámetros de cohesión y ángulo de fricción mediante el equipo automático de corte directo en suelos del barrio Las Palmas.

#### **1.4.2 Objetivos específicos**

- Describir el área de estudio.
- Determinar la posición geográfica de las calicatas y la toma de muestras inalteradas de suelo.
- Realizar ensayos de caracterización y de corte directo CD.
- Analizar e interpretar los resultados.

## **1.5 Justificación**

La obtención de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción del suelo, podrá satisfacer la demanda de información de los profesionales de la construcción que deseen proyectar obras civiles en el barrio Las Palmas. Dicho estudio coadyuvará a un mejor diseño geotécnico preliminar, como también a una mejor elección de los parámetros  $c'$  y  $\varphi'$ . Por consiguiente, este trabajo de investigación aporta al conocimiento teórico sobre los parámetros de resistencia al corte del suelo, que son atípicos en todo el mundo. Así mismo, lo anterior mencionado da pie a otras investigaciones para una toma de decisiones correcta en el diseño geotécnico de fundaciones.

## **1.6 Metodología**

El tipo de investigación que se considera es descriptivo, dado que se busca comprobar la hipótesis, así como los objetivos trazados bajo el planteamiento metodológico del enfoque cuantitativo.

El proceso del presente proyecto de investigación fue tanto en campo, laboratorio y gabinete. El trabajo en campo consistió en describir el área de estudio, y con base en esta información se determinó la posición geográfica de las calicatas y la toma de muestras inalteradas de suelo. Las herramientas y materiales utilizados en el trabajo mencionado anteriormente son: picota, pala, cavador, cuerda, balde, moldes metálicos, combo, hule y planos entre otros. Con relación al trabajo en laboratorio, esta se realizó en el Laboratorio de Mecánica de Suelos y Hormigones de la Universidad Amazónica de Pando, donde se ejecutaron ensayos de caracterización (contenido de humedad, gravedad específica, límites de consistencia, análisis granulométrico e hidrométrico) y ensayos de resistencia mecánica (corte directo CD). Los cuales contaron con los siguientes equipos y materiales: equipo automático de corte directo, balanza, tamizador automático, copa Casagrande, picnómetros, recipientes, cilindros de sedimentación, agua destilada y hexametáfosfato de sodio. En cuanto al trabajo de gabinete, en esta etapa se realizó el procesamiento de datos de los ensayos ejecutados, seguido del análisis e interpretación de resultados. Las herramientas de Software utilizadas en la etapa anterior mencionada son: Microsoft Office Excel 2016, Eds.exe y Epacd.exe.

## 1.7 Alcances

El presente estudio de investigación se circunscribe a suelos del barrio Las Palmas de la ciudad de Cobija. En ese entendido, en el área de estudio se realizó 10 exploraciones en el subsuelo, que consistió en la excavación manual de calicatas para la toma de muestras inalteradas de suelo a una profundidad de 1,80 m. En cuanto a los ensayos de laboratorio, se limita a los siguientes: Contenido de humedad, Gravedad específica, Límites de consistencia, Análisis granulométrico, Análisis hidrométrico y Corte directo CD. Ahora bien, el ensayo de corte directo CD se limita a la obtención de los parámetros  $c'_{cr}$  y  $\varphi'_{cr}$ . Dado que los parámetros de condición crítica permiten diseños óptimos que consideran los esfuerzos principales máximos que tolera el suelo.

## 1.8 Limitaciones

Dado el tipo de trabajo de investigación, las principales limitaciones que se presentaron son las siguientes:

- El nuevo equipo “*S0125/SM/5 Sistema automático de corte directo Soilmatic*” del Laboratorio de Suelos y Hormigones, se encontraba inoperable debido a las fallas en el software y en la parte mecánica. En consecuencia, el desarrollo de esta investigación se aplazó por un periodo de 18 meses, que comprendió entre los meses de octubre de 2017 a marzo de 2019.
- Para llevar a cabo el desarrollo de esta investigación, se necesitó de bibliografía especializada en el área de la *Geotecnia*, el cual en su mayoría se encontraba en el idioma inglés, lo que dificultó el avance de este trabajo de investigación.
- La determinación de la posición geográfica de las calicatas en el área de estudio, fue una limitación durante el proceso de esta investigación, que modificó el 50 % de las exploraciones del subsuelo que originalmente estaban establecidas. Por el hecho de la existencia de rellenos de tierra, nivel freático alto y la ignorancia de los moradores del barrio Las Palmas respecto al estudio geotécnico.



## CAPÍTULO DOS

### 2. MARCO TEÓRICO

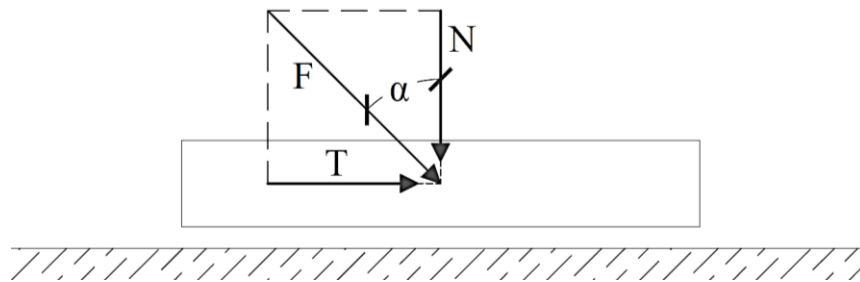
Una de las propiedades más importantes que estudia la mecánica de suelos, es la *resistencia al esfuerzo cortante* que poseen. “En efecto, una valoración correcta de ese concepto constituye un paso previo imprescindible para intentar con esperanzas de éxito, cualquier aplicación de la mecánica de suelos al análisis de la estabilidad de las obras civiles” (Juárez y Rico, 1973, p.305).

#### 2.1 Génesis de la resistencia al corte de los suelos

Para comprender la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, debemos conocer el fenómeno de las leyes que rigen la fricción entre cuerpos según la mecánica elemental. De acuerdo a la *Figura 2.1*, se observa la representación de dos sólidos en contacto a través de una superficie plana. De acuerdo a Bowden y Tabor (1954), una fuerza ( $N$ ) normal al plano comprime ambos sólidos. Ahora bien, si aplicamos una fuerza tangencial ( $T$ ), no se produce el deslizamiento entre ambos sólidos, hasta que ( $T$ ) iguale el valor de ( $\mu N$ ). El coeficiente ( $\mu$ ), llamado coeficiente de rozamiento, permanece prácticamente constante en la mayoría de los casos al variar ( $N$ ) o la superficie de contacto.

**Figura 2. 1**

*Fricción entre superficies planas*



Fuente: The friction and lubrication of solids (Bowden y Tabor, 1954)

El coeficiente de rozamiento entre masas de cualquier tipo, dependen de la naturaleza de la superficie de contacto. Esta teoría fue descubierta experimentalmente por Leonardo da Vinci a principios del siglo XVI.

Terzaghi (1925) concibió que el rozamiento entre dos superficies sin lubricar, es el resultado de los enlaces moleculares formados en el contacto entre ambas superficies, y que esa fuerza era igual al producto del área de contacto real por la resistencia al corte unitario de estos enlaces. Tenemos que saber que por más pulida que esté una superficie de contacto, siempre será rugosa a escala microscópica, y que el área real de contacto es inferior al área total.

De acuerdo a la teoría mencionada anteriormente, el área de contacto real entre las superficies es proporcional a la carga normal, y que la resistencia al corte del contacto es independiente de esta superficie real. Si hacemos que  $\mu = \tan \varphi$ , la condición para que no haya deslizamiento será:

$$T \leq N\mu = N \tan \varphi \quad [2. 1]$$

es decir:

$$\frac{T}{N} = \tan \alpha \leq \tan \varphi$$

o sea:

$$\alpha \leq \varphi \quad [2. 2]$$

Se producirá el deslizamiento cuando el ángulo ( $\alpha$ ) que forma la fuerza ( $F$ ) con la normal ( $N$ ) a la superficie de contacto, sea igual o mayor que el ángulo de fricción ( $\varphi$ ).

La resistencia a la rodadura fue estudiada por Coulomb, indicando que se debe a la deformación plástica producida en el contacto entre dos cuerpos que ruedan, que origina un momento torsor contrario al que produce el movimiento. También señala que un coeficiente de rozamiento en rodadura, se puede expresar como el cociente entre la fuerza tangencial que actúa en el contacto durante este fenómeno y la fuerza normal. Jimenez y Justo (1975) expresan que el coeficiente de rozamiento a la rodadura entre las partículas del suelo es muy pequeño.

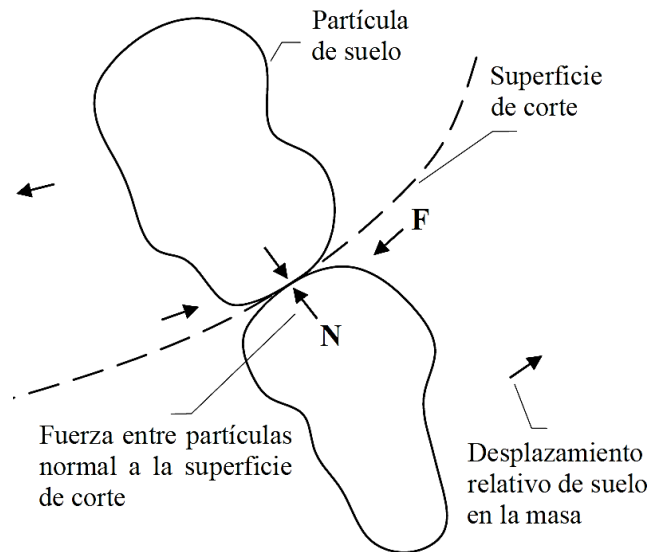
Entre otros estudios, Coulomb fue el primero en explicar el origen de la resistencia de los suelos, y lo atribuyó a la fricción entre partículas, logrando relacionarlo al fenómeno de rozamiento entre cuerpos según la mecánica elemental. También admitió que los suelos fallan por esfuerzo cortante a lo largo de planos de deslizamiento, y que este mecanismo de fricción rige a la gran mayoría de los suelos aproximadamente.

## 2.2 Fundamentos de la resistencia al corte del suelo

La resistencia al corte de un suelo en cualquier dirección, es el esfuerzo cortante máximo que puede ser aplicado a la estructura del suelo en esa dirección. Cuando se alcanza este máximo, se considera que el suelo ha fallado y la fuerza del mismo se ha movilizado por completo (Simons y Menzies, 2000, p.23).

**Figura 2. 2**

*Fuerzas que surgen en el deslizamiento entre partículas de suelo*



Fuente: A short course in foundation engineering (Simons y Menzies, 2000)

Simons y Menzies (2000) menciona que el suelo falla mediante un mecanismo que involucra el cizallamiento, y que esta deriva solo de la resistencia estructural de la masa de suelo y no así de la presión de poros agua. La resistencia de la estructura del suelo al cizallamiento surge de la resistencia a la fricción ( $F$ ), generada por las fuerzas entre partículas ( $N$ ), como se muestra en la *Figura 2.2*. Según Salinas (2002), el concepto anterior mencionado tiene gran importancia en el diseño geotécnico. Si bien el uso correcto nos favorece, requiere de mucho cuidado el obtener sus parámetros, debido a la cantidad de variables que influyen, como ser; el tipo de ensayo, muestra alterada e inalterada, condiciones drenadas o no drenadas, la historia de esfuerzos (suelos normalmente consolidados y sobreconsolidados) y sus propiedades químicas.

Das (2015) sugiere que los ingenieros civiles debemos entender los conceptos y teorías principales a la ruptura del suelo, para analizar problemas geotécnicos que se presentan a diario en las obras civiles.

Los problemas principales en el diseño geotécnico son:

- Selección adecuada de los taludes naturales o de origen humano.
- Capacidad de carga última de cimentaciones superficiales.
- Estimación de la presión lateral de tierra para el diseño de excavaciones.
- Capacidad de carga de pilotes y pozos perforados.

Los problemas expuestos anteriormente tienen algo en común, que es prioridad principal el estimar sus parámetros de resistencia al corte del suelo. Para comprender el uso y la aplicación de la misma, debemos conocer la mecánica de suelos que estudiamos. En principio existen dos teorías sobre ella y su condición natural, como ser:

- Mecánica de suelos en condiciones no saturados.
- Mecánica de suelos en condiciones saturados.

**Mecánica de suelos en condiciones no saturados:** Rojas (2001) menciona que la mecánica clásica o saturada, no representa el estudio de todas las regiones del planeta, debido a que existen superficies de suelos extremadamente áridas, áridas y semiáridas, con niveles freáticos muy por debajo de la rasante del terreno, por ello la mecánica de suelos no saturados, representa mejor esas condiciones reales. Según Fredlund y Rahardjo (1987) si la saturación del suelo es menor al 85%, se deben aplicar los principios de la mecánica de suelos no saturados.

De acuerdo Vanapalli, Rojas y Salinas (2003) el esfuerzo de corte es una propiedad importante en el diseño geotécnico de obras civiles. La gran mayoría de estos diseños se encuentran en un estado no saturado y en ocasiones no se saturan durante el periodo de vida de la obra.

Para suelos en condiciones no saturados Fredlund y Morgenstern (1978) proponen una ecuación para explicar el esfuerzo de corte en términos de dos variables de estado de esfuerzos independientes, como se muestra a continuación:

$$\tau = c' + (\sigma_n - \mu_a) \tan \varphi' + (\mu_a - \mu_w) \tan \varphi^b \quad [2. 3]$$

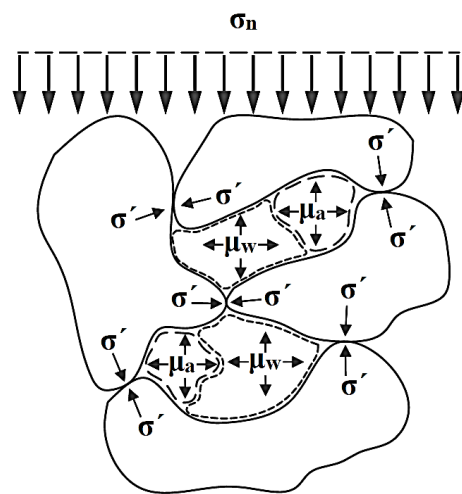
Donde:

- $\tau$  : Esfuerzo de corte
- $\sigma_n$  : Esfuerzo normal total
- $\mu_w$  : Presión de poros agua
- $\mu_a$  : Presión de poros aire
- $\varphi'$  : Angulo de fricción efectiva
- $c'$  : Cohesión efectiva
- $\varphi^b$  : Angulo de fricción interna con respecto a la succión del suelo
- $(\sigma_n - \mu_a)$  : Esfuerzo normal neto
- $(\mu_a - \mu_w) \tan \varphi^b$  : Cohesión aparente debido a la succión matriz
- $(\mu_a - \mu_w)$  : Succión matriz

Huat et al., (2005) menciona que el ángulo de fricción efectiva ( $\varphi'$ ) permanece igual para todos los valores de succión.  $\varphi^b$  es generalmente igual o menor que  $\varphi'$ . En la *Figura 2.3* se observa un modelo de condición de suelo no saturado, sometido a un esfuerzo total, donde interviene el esfuerzo efectivo, presión de poros agua y aire.

**Figura 2. 3**

*Modelo de una condición de suelo no saturado*



Fuente: Elaboración propia

Para estimar los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante en condiciones no saturados, se deben realizar modificaciones a los equipos convencionales de corte directo y triaxial. No obstante Rojas (2018) expresa que estos equipos consumen demasiado tiempo y dejan de ser prácticos para el uso comercial. Es un hecho evidente que los equipos mencionados no son rentables, debido a la complejidad de la mecánica de suelos no saturados. Su uso exclusivo se limita al área de la investigación en la Ingeniería geotécnica entre otros, sin embargo, su estudio no debe ser ajeno para el Ingeniero Civil.

**Mecánica de suelos en condiciones saturados:** La mecánica del suelo clásica se desarrolló inicialmente para estudiar los suelos en condiciones saturados. Esta ciencia nace en Países Bajos y desarrollados, donde el clima es húmedo. Las primeras contribuciones importantes a la mecánica de suelos saturados, se deben a Coulomb, Rankine, Darcy y el padre de toda esta ciencia Karl Terzaghi.

Según Fredlund y Rahardjo (1987), cuando el grado de saturación es mayor al 85%, se deben aplicar los principios de la mecánica de suelos saturados. Suárez (2009) menciona que la representación matemática del esfuerzo de corte para suelos saturados, se comporta de acuerdo a las teorías tradicionales de fricción y cohesión, según la ecuación de Mohr-Coulomb.

$$\tau = c' + (\sigma_n - \mu_w) \tan \phi' \quad [2. 4]$$

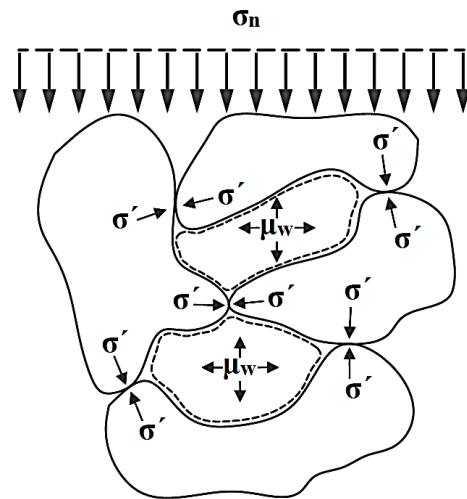
Donde:

- $\tau$  : Esfuerzo de corte
- $\sigma_n$  : Esfuerzo normal total
- $\mu_w$  : Presión de poros agua
- $\phi'$  : Angulo de fricción efectiva
- $c'$  : Cohesión efectiva

En la *Figura 2.4* se observa un modelo de muestra de suelo saturado, sometido a un esfuerzo total, donde interviene el esfuerzo efectivo y la presión de poros agua.

**Figura 2. 4**

*Modelo de una condición de suelo saturado*



Fuente: Elaboración propia

Si bien la gran mayoría de los suelos tiene un comportamiento real en un estado no saturado, realizamos una simplificación al considerarlo en un estado saturado, debido a la complejidad de la presión de poros aire ( $\mu_a$ ). Por otra parte, también se debe a que la condición más desfavorable de un suelo es cuando se encuentra en un estado saturado. Ya sea directa o indirectamente, esto brinda un “*factor de seguridad*” por llamarlo así.

Como es conocimiento de todos, la mecánica de suelos que estudiamos se desarrolla en el estado saturado. Ahora bien, en los ensayos edométricos, corte directo, triaxial y otros, saturamos la muestra durante la ejecución del ensayo con ese fin.

### **2.2.1 Condiciones de drenaje**

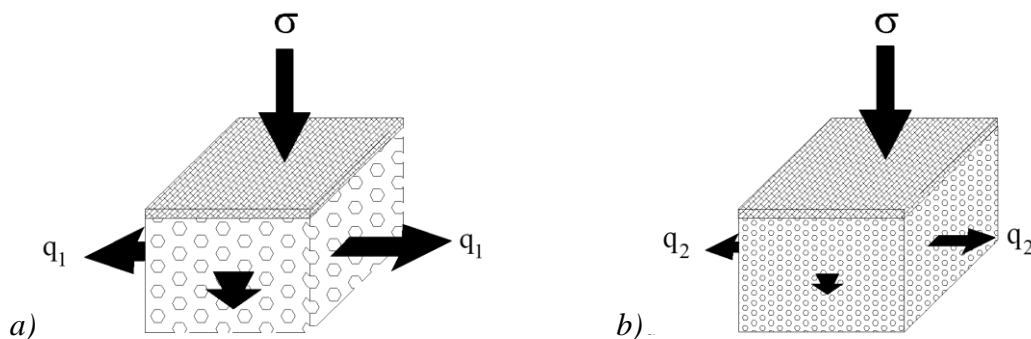
Suárez (2009) señala que este concepto es fundamental para entender el comportamiento de los suelos, dado que la condición de drenaje indicará si el agua puede moverse hacia adentro o hacia fuera del suelo, esto comparado con el tiempo que el suelo soporta un cambio de carga, y si esta carga es capaz o no de producir presión de poros. Este escenario se da “cuando se incrementa el esfuerzo total en una masa de suelo saturado, como ocurre cuando se construye edificios o terraplenes, se incrementa el esfuerzo total según la profundidad” (Salinas, 2002, p.8).

De acuerdo a Salinas (2002), si el suelo tiene características de baja permeabilidad (arcilla), genera un exceso de presión de poros ( $\Delta\mu$ ) a corto plazo, el cual ira disminuyendo a medida que pase el tiempo, hasta que la presión de poros sea ( $\Delta\mu = 0$ ) a largo plazo. Por otra parte, si el suelo tiene permeabilidad alta (arena) no genera exceso de presión de poros, y por ende será ( $\Delta\mu = 0$ ) a corto y a largo plazo.

Para comprender mejor el comportamiento del drenaje en el suelo, recurriremos a la analogía de Salinas, Campos y Guardia (2005), el cual indica, que el suelo puede compararse con la esponja, en el sentido de que tanto la esponja como el suelo, son materiales que contienen volúmenes de vacío (poros), por lo que ambos pueden almacenar cierta cantidad de agua. Ahora bien, si aplicamos una carga normal a una esponja saturada de agua, el esfuerzo normal ( $\sigma$ ) que transmite esta carga a los poros, ocasionará que el agua salga por los orificios de esta, y lo hará con facilidad, debido a los orificios grandes como en el caso de la *Figura 2.5 a*). Por el contrario, la *Figura 2.5 b*) muestra la misma carga aplicada a una esponja, pero con orificios muy pequeños, donde el agua no saldrá con la misma facilidad que en el primer caso, ya que esta requiere de más tiempo.

### Figura 2. 5

Analogía del drenaje: a) Condición drenada, b) Condición no drenada



Fuente: Fundamentos de mecánica de suelos (Salinas et al., 2005)

Como se puede apreciar en la *Figura 2.5*, la condición del drenaje en los suelos se divide en *drenada* y *no drenada*. Ahora bien, los suelos de grano grueso como ser gravas y arenas, se asemejan a la *Figura 2.5 a*). Mientras que los suelos finos como las arcillas, se asemejan a la *Figura 2.5 b*).

Si bien la condición drenada y no drenada lo define el tipo de suelo, el tiempo demuestra si esta condición del drenaje cambia o se mantiene. Para demostrar que esto sucede en la masa de suelo, se analiza una obra civil en dos periodos distintos, como ser:

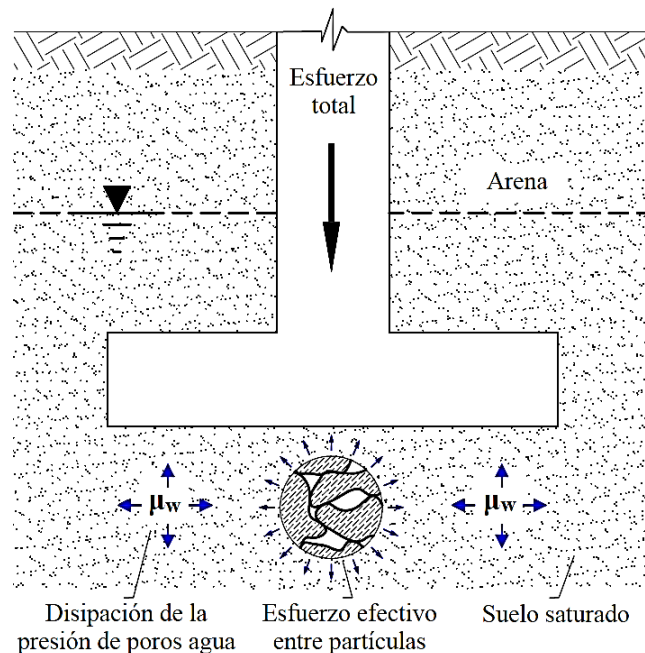
- Análisis a corto plazo.
- Análisis a largo plazo.

### 2.2.1.1 Análisis a corto plazo

Suárez (2009) señala que el análisis a corto plazo se refiere a las condiciones durante la construcción o inmediatamente después de terminar una obra civil. Por ejemplo, si el terreno donde se va a construir es un suelo arenoso saturado de agua, donde la edificación tendrá una cimentación superficial, como se muestra en la *Figura 2.6*. En este caso, el periodo de construcción de la obra fue de cuatro meses, a este tiempo transcurrido se le conoce con el nombre de análisis a corto plazo o tiempo igual a cero ( $t = 0$ ). Ahora bien, durante todo el proceso de construcción de la edificación, el suelo tendrá un comportamiento drenado, debido a la alta permeabilidad de las arenas.

**Figura 2. 6**

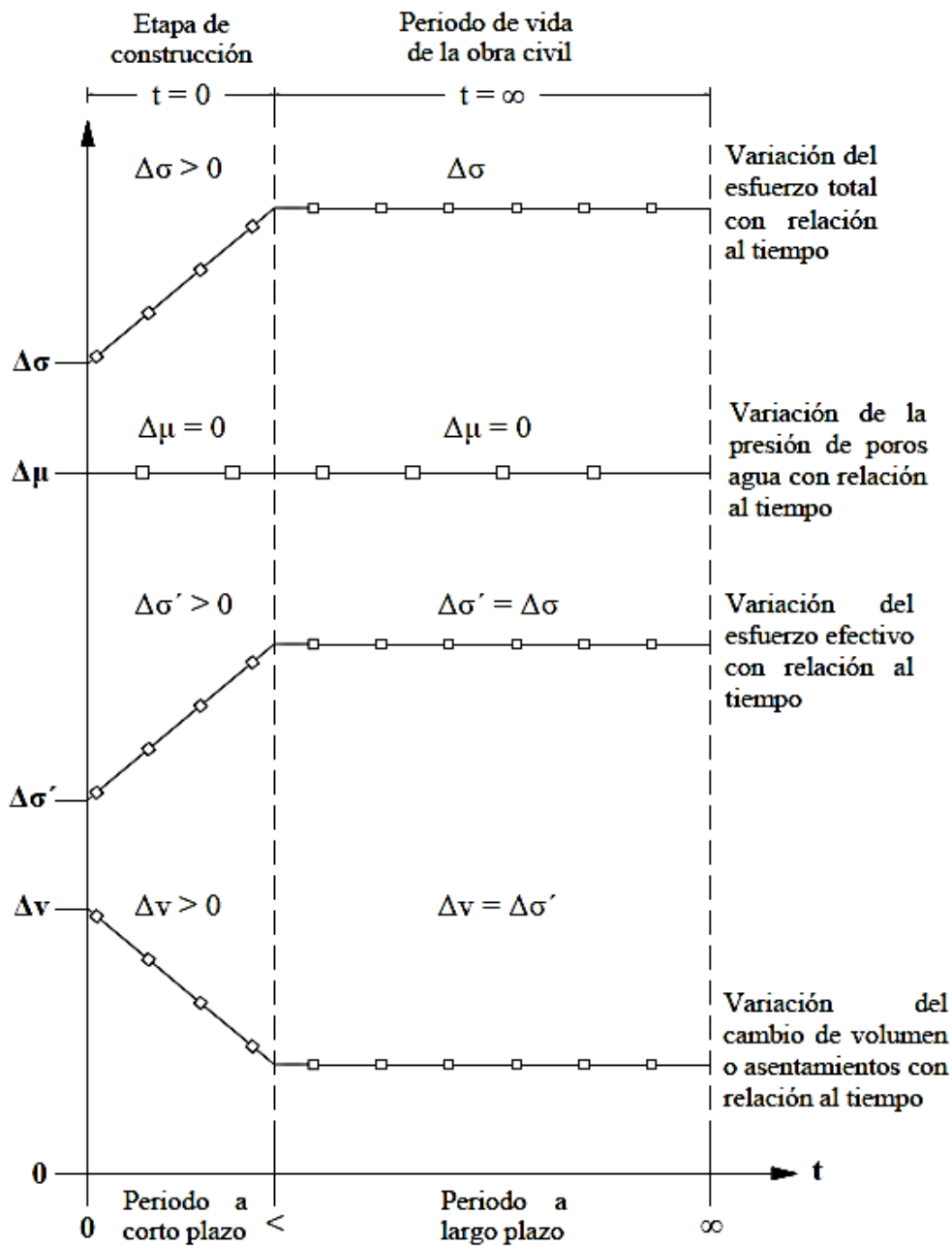
*Esfuerzo efectivo inmediato debido a la condición drenada del suelo*



Fuente: Elaboración propia

**Figura 2. 7**

*Comportamiento del suelo en condiciones drenadas*



Fuente: Modificado de The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems (Bishop y Bjerrum, 1960).

La idealización perfecta para el análisis de la *Figura 2.6*, es la que se observa en la *Figura 2.7*. Ahora bien, todo parte del esfuerzo total que va incrementando hasta llegar a la etapa final de la obra civil, donde este esfuerzo será constante a largo plazo. Dado que

se tienen condiciones drenadas en la masa de suelo, el exceso de presión de poros será igual a cero ( $\Delta u = 0$ ) a corto y a largo plazo. Una vez que esto suceda, el esfuerzo total será soportado por el esfuerzo efectivo ( $\Delta \sigma = \Delta \sigma'$ ), de modo que la magnitud del esfuerzo efectivo a corto plazo, será mayor a cero ( $\Delta \sigma' > 0$ ) y constante a largo plazo. El cambio de volumen o asentamientos, se da siempre y cuando la condición del suelo sea drenada, dado que el mismo está relacionado con el esfuerzo efectivo entre partículas del suelo.

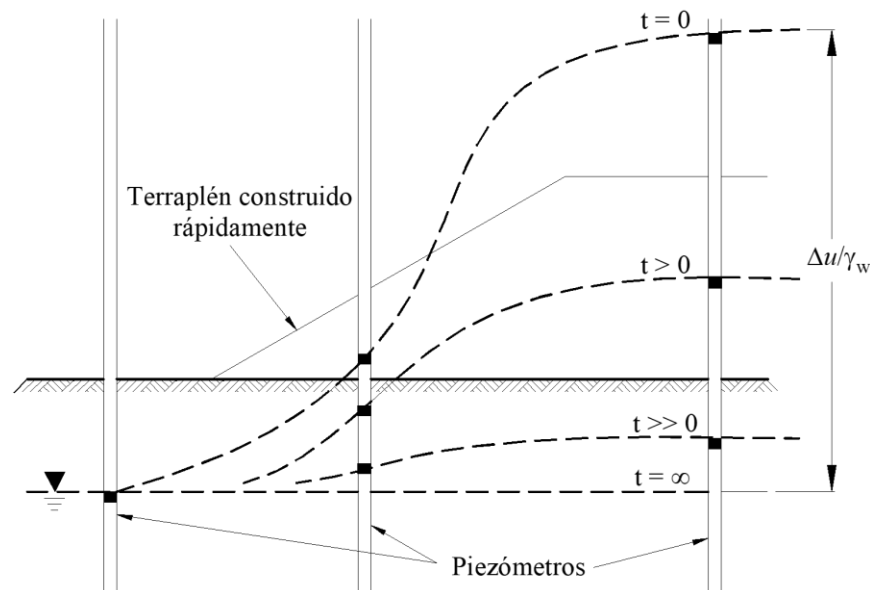
El análisis a corto plazo debido a las condiciones drenadas de la arena, es gracias a que toda variación de esfuerzo total, presión de poros, esfuerzo efectivo y cambio de volumen o asentamientos, se dan en este periodo y no para un tiempo igual a infinito ( $t = \infty$ ). Los parámetros de resistencia al corte ( $c'$  y  $\phi'$ ), obtenidos para esta condición drenada a corto plazo, serán efectivos y constantes a largo plazo.

### 2.2.1.2 Análisis a largo plazo

Este análisis se refiere al periodo de vida de la obra civil, y está asociado inicialmente a la condición no drenada y drenada al final, debido a la baja permeabilidad del suelo.

**Figura 2. 8**

*Variación de la presión de poros debido a la condición no drenada del suelo*

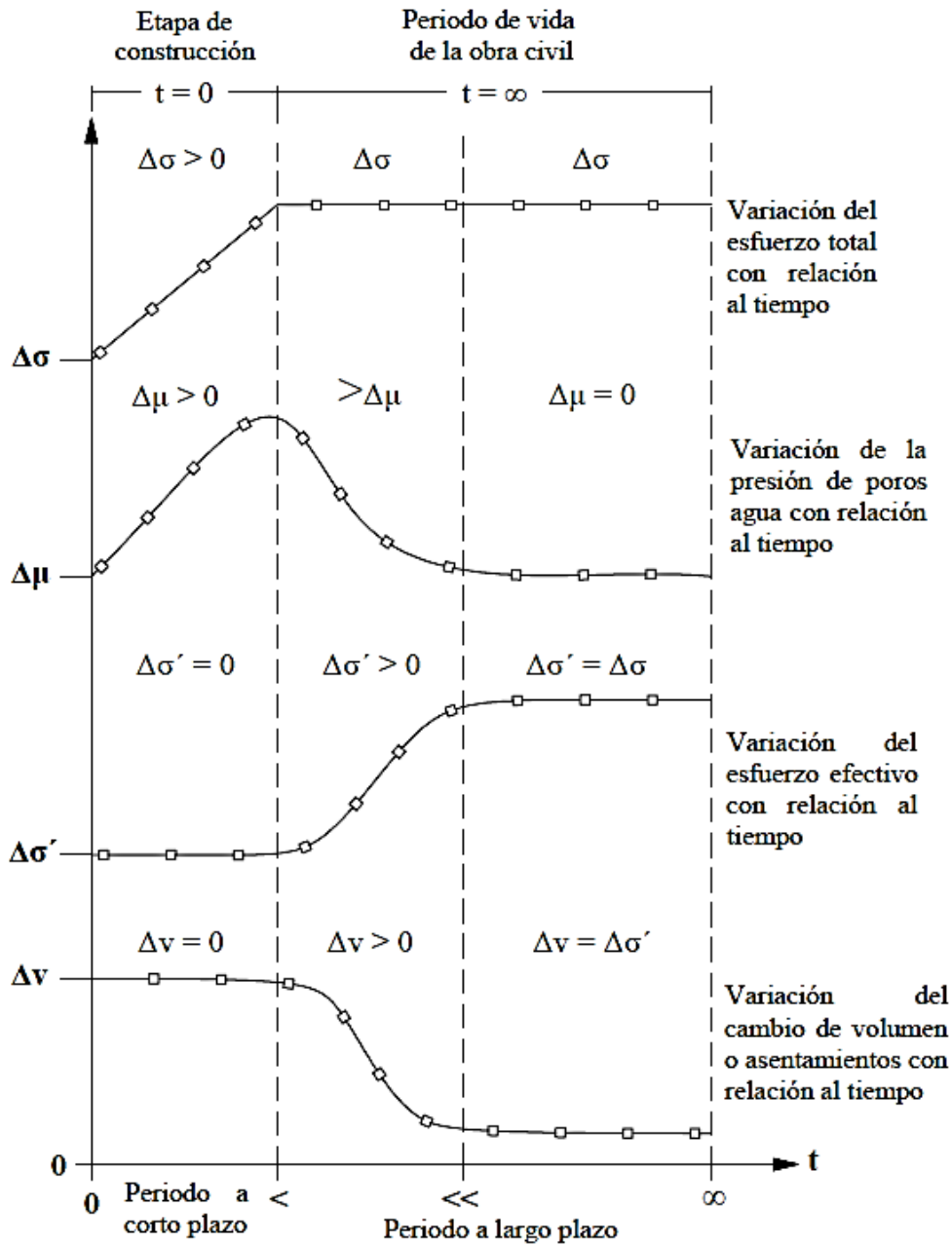


Fuente: A short course in foundation engineering (Simons y Menzies, 2000)

Como se puede observar en la *Figura 2.8*, se tiene el ejemplo de un terraplén que se construyó rápidamente en un suelo arcilloso saturado de agua, inmediatamente se instalaron piezómetros en lugares estratégicos para medir la presión de poros agua.

**Figura 2. 9**

*Comportamiento del suelo en condiciones no drenadas*



Fuente: Modificado de The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems (Bishop y Bjerrum, 1960)

En base al ejemplo propuesto de la *Figura 2.8*, se tiene una idealización perfecta del comportamiento del suelo en la *Figura 2.9*. Ahora bien, el terraplén ha provocado que se transmita a la base el esfuerzo total en la etapa de construcción ( $t = 0$ ), logrando un exceso de presión de poros mayor a cero ( $\Delta\mu > 0$ ). Este escenario originó que todo el esfuerzo total sea soportado por la presión de poros agua ( $\Delta\sigma = \Delta\mu$ ), de modo tal que en este periodo, el esfuerzo efectivo es igual a cero ( $\Delta\sigma' = 0$ ), como también el cambio de volumen o asentamientos ( $\Delta v = 0$ ), dado que su relación es directa con el esfuerzo efectivo.

Para un tiempo  $t > 0$  y  $t \gg 0$  (condición a mediano plazo), la presión de poros irá disminuyendo hasta que a largo plazo ( $t = \infty$ ), esta se disipe por completo ( $\Delta\mu = 0$ ) y se mantenga en equilibrio. Este escenario originó que el esfuerzo efectivo sea mayor a cero ( $\Delta\sigma' > 0$ ), logrando que este soporte todo el esfuerzo total ( $\Delta\sigma = \Delta\sigma'$ ). Ahora bien, al existir el esfuerzo efectivo, se genera cambios de volumen o asentamientos mayores a cero ( $\Delta v > 0$ ).

Cabe mencionar que en principio las arcillas saturadas presentan una condición no drenada para un tiempo ( $t = 0$ ), debido a este comportamiento, los parámetros que se obtengan bajo estas condiciones serán totales ( $c$  y  $\varphi$ ). Después de transcurrir un periodo largo ( $t = \infty$ ), la arcilla presenta una condición drenada, y los parámetros que se obtengan bajo estas condiciones serán efectivos ( $c'$  y  $\varphi'$ ).

El análisis a largo plazo se lo realiza con el fin de conocer el comportamiento de los suelos de baja permeabilidad; sumado a eso, la necesidad de obtener los parámetros de resistencia al corte efectivos. Debemos tener en cuenta que todos los suelos sin excepción, llegan a una condición drenada a largo plazo.

Bajo las condiciones de drenaje del suelo, la mayoría de las obras civiles son diseñadas y analizadas. Ahora bien, la condición drenada y no drenada de los suelos saturados, se pueden describir mediante la ecuación del esfuerzo efectivo. Donde el esfuerzo normal total en un punto, es la suma del esfuerzo efectivo y la presión de poros agua

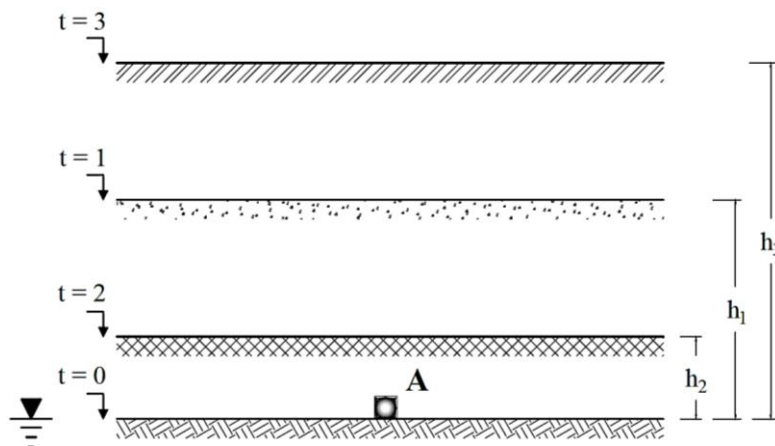
### 2.2.2 Condiciones de esfuerzo previo

Los suelos en su estado natural constantemente están sometidos a esfuerzos que cambian con el paso del tiempo y como consecuencia el suelo se consolida, la forma de consolidación tiene una significativa influencia en la resistencia al corte que presenta el suelo (Salinas, Campos y Guardia, 2005, p.266).

Comprender la historia de una masa de suelo, que fue sometido a esfuerzos que cambian con el tiempo y las condiciones geológicas; nos ayuda a predecir si la carga actual del terreno es la mayor o no de toda su historia. Su conocimiento es tan fundamental para el emplazamiento de una obra civil, que no considerarlo sería ir en contra de su estabilidad.

**Figura 2. 10**

*Variación de los depósitos de suelo en su historia geológica*

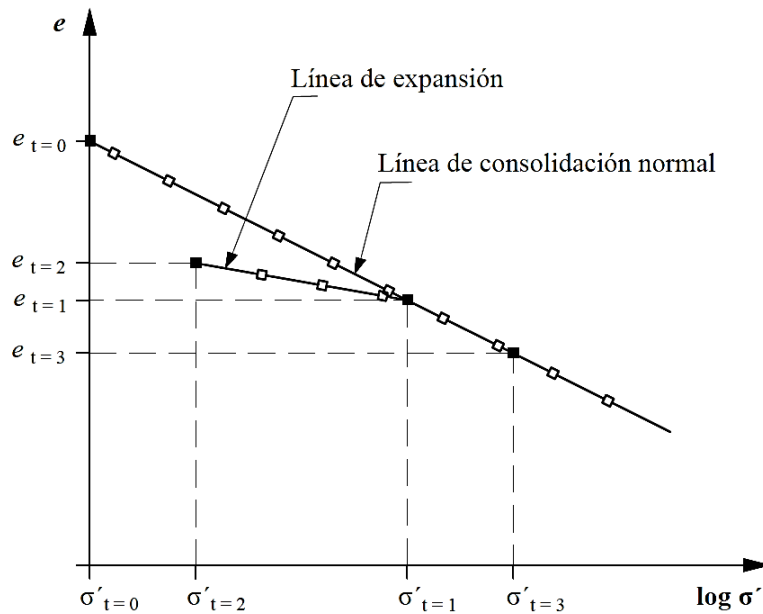


Fuente: A short course in foundation engineering (Simons y Menzies, 2000)

De acuerdo a la *Figura 2.10*, se observa un volumen de suelo sometido a distintos esfuerzos efectivos en su historia geológica. Inicialmente para un tiempo ( $t = 0$ ) se forma un estrato de volumen “A” recién depositado, posteriormente se deposita un nuevo estrato ( $h_1$ ) para un tiempo ( $t = 1$ ); con el paso del tiempo el terreno se erosiona, llegando a un estrato ( $h_2$ ) para un tiempo ( $t = 2$ ); luego de un periodo largo el terreno presenta una deposición de suelo mucho mayor, y el volumen “A” se encuentra bajo el estrato ( $h_3$ ) para un tiempo ( $t = 3$ ). El escenario mencionado anteriormente presenta un nivel freático donde inicia la primera deposición del volumen “A”. Ahora bien, todo el proceso de deposición del suelo fue muy lento, por lo que no se dio el exceso de presión de poros.

**Figura 2. 11**

*Comportamiento de la consolidación del suelo en su historia geológica*



Fuente: Resistencia al corte de los suelos (Salinas, 2002)

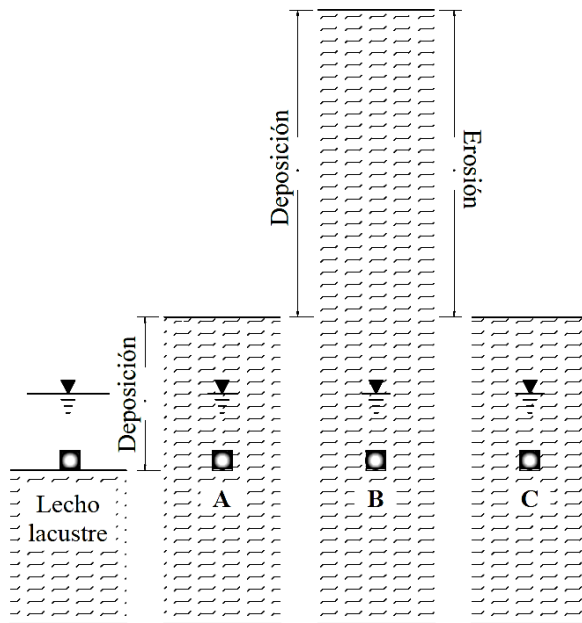
Para comprender mejor la *Figura 2.10*, se realiza un gráfico de índice de vacíos en función del esfuerzo efectivo, como se observa en la *Figura 2.11*. Si nos posicionamos en  $(\sigma'_{t=0})$  el suelo presenta un determinado índice de vacíos y un esfuerzo efectivo nulo; a medida que el suelo sea sometido a una carga nueva en su historia geológica, el índice de vacíos decrece y el esfuerzo efectivo aumenta, como en  $(\sigma'_{t=1})$ . Si en algún momento la carga sobre ese suelo es retirada, como en  $(\sigma'_{t=2})$ ; se presenta una expansión en el material, pero esta deformación recuperada es mínima, dado que el suelo no es perfectamente elástico, sino que es un material elastoplástico; por lo tanto, la trayectoria de expansión no seguirá el comportamiento lineal de la consolidación normal. Ahora bien, para el caso  $(\sigma'_{t=3})$  el suelo es sometido a una carga mucho mayor, donde la trayectoria de  $(\sigma'_{t=2})$  a  $(\sigma'_{t=1})$  presenta índices de vacíos y esfuerzos efectivos mínimos; esto por el hecho de que el suelo ya fue sometido a una carga en  $(\sigma'_{t=1})$ , no obstante, una vez que sobrepase la carga de su historia, la trayectoria de deformación se ajustará a la línea de consolidación normal. Según Salinas et al., (2005), si este proceso de carga y descarga continua, se tendría una reducción gradual del volumen hasta que alcance un equilibrio entre la masa de suelo y el esfuerzo de consolidación.

Salinas et al., (2005) menciona que un suelo es normalmente consolidado cuando el esfuerzo que actúa es mayor a cualquier otro que actuó en toda su historia geológica, como en el caso ( $\sigma'_{t=3}$ ). Por otro lado, un suelo es sobreconsolidado cuando el esfuerzo que actúa es menor al de toda su historia geológica, como en el caso ( $\sigma'_{t=2}$ ).

Cuando nos encontramos en un terreno, desconocemos absolutamente la historia de esfuerzos en la masa de suelo, e ignoramos en qué época geológica vivimos. Podríamos encontrarnos en un suelo sobreconsolidado, como también en uno normalmente consolidado. He aquí la gran importancia de conocer la historia geológica de una masa de suelo, debido a su influencia directa en la estabilidad de las obras civiles.

**Figura 2. 12**

*Influencia de la formación natural del suelo*



Fuente: Physical and geotechnical properties of soils (Bowles, 1979)

De acuerdo a la *Figura 2.12*, si construimos una edificación en la época geológica “A”, sabremos que la carga actual en ese terreno es la mayor de toda su historia, por consiguiente, la reacción del suelo ante la carga de la edificación genera grandes asentamientos, como también una resistencia al corte menor. Para las épocas geológicas “A” y “B”, todas las cargas aplicadas serán nuevas desde el inicio del lecho lacustre, lo

cual determina que el suelo es normalmente consolidado. Si por el contrario construimos una edificación en la época geológica “C”, sabremos que la mayor carga no es la actual, si no el de la época “B”. Ahora bien, el escenario mencionado en la época geológica “C”, genera asentamientos mínimos, lo cual determina que es un suelo sobreconsolidado.

Debemos tener en cuenta que la consolidación es un factor muy importante en la resistencia al corte del suelo, dado que el esfuerzo efectivo depende directamente de aquello. Después de todo no es una coincidencia que la ASTM D3080-98 solo permita ensayos de resistencia al corte en condiciones consolidadas drenadas (CD). Por otra parte, existe también el ensayo “UU”, que no depende de la consolidación ni del drenaje del suelo, el cual está en base a la ASTM D2166-00.

### 2.2.3 Teoría de falla de Mohr-Coulomb

Mohr en 1900 presentó su teoría para el cizallamiento en los materiales. Esta teoría afirma que los materiales fallan debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no de cualquier esfuerzo máximo normal o cortante solo. Por consiguiente, la relación funcional entre el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante en un plano de falla, se expresa como:

$$\tau_f = f(\sigma_n) \quad [2. 5]$$

Donde:

$\tau$  : Esfuerzo de corte

$\sigma_n$  : Esfuerzo normal total

La envolvente de falla descrita por la *Ecuación 2.5* es una curva. “Para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos es suficiente aproximarse al esfuerzo cortante sobre el plano de falla, como una función lineal del esfuerzo normal” (Coulomb, 1776).

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \quad [2. 6]$$

Donde:

$c$  : Cohesión

$\varphi$  : Ángulo de fricción interna

En suelos saturados el esfuerzo normal total es la suma del esfuerzo efectivo y la presión de poros agua.

$$\sigma_n = \sigma' + u_w \quad [2. 7]$$

Donde:

$\sigma'$  : Esfuerzo efectivo

$u_w$  : Presión de poros agua

La *Ecuación 2.6* se la denomina criterio de falla de Mohr-Coulomb. Ahora bien, esta ecuación en términos de esfuerzo efectivo ( $\sigma'$ ), se la reescribe de la siguiente manera.

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad [2. 8]$$

Donde:

$c'$  : Cohesión efectivo

$\varphi'$  : Ángulo de fricción efectivo

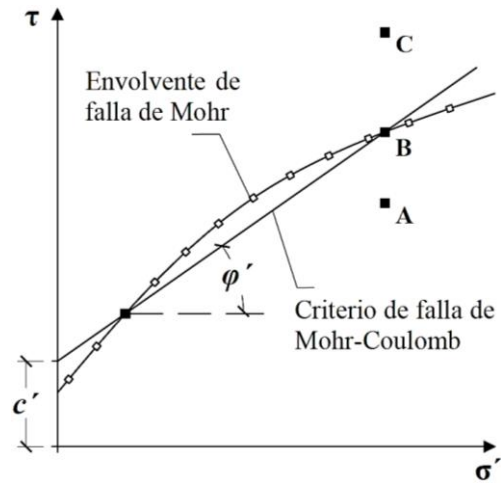
Das (2015) menciona que el valor  $c'$  para arenas y limos inorgánicos es “0”. Por otra parte, para arcillas normalmente consolidadas  $c'$  se puede aproximar a “0” y para arcillas sobreconsolidadas tienen valores de  $c'$  mayores que “0”. Ahora bien, el ángulo de fricción efectivo ( $\varphi'$ ), se refiere a veces como el ángulo de fricción de drenado.

De acuerdo a la *Figura 2.13* podemos explicar el valor de la *envolvente de falla* como sigue:

- Si el esfuerzo normal y el esfuerzo de corte sobre un plano en una masa de suelo están representados por el punto “A”, entonces la falla al corte no ocurrirá a lo largo del plano.
- Si el esfuerzo normal y el esfuerzo de corte sobre un plano están representados por el punto “B”, el cual está sobre la envolvente de falla, esto genera que la falla al corte se dé a lo largo del plano.
- Un estado de esfuerzos representado por el punto “C” no puede existir, puesto que la falla al corte ya habría ocurrido.

**Figura 2. 13**

*Envolvente de falla de Mohr y criterio de falla de Mohr-Coulomb*



Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica (Das, 2015)

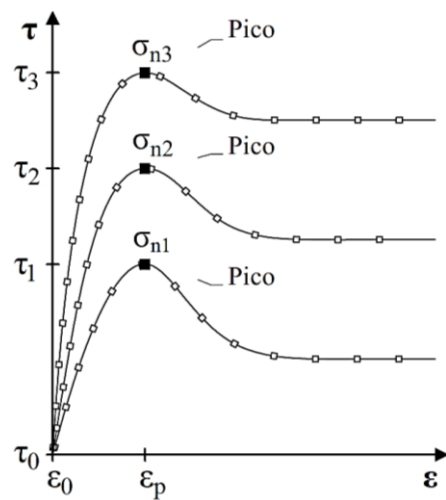
#### 2.2.4 Criterio de falla para suelos

Los criterios de falla que se pueden definir para la determinación del esfuerzo cortante son los siguientes:

- **Máximo esfuerzo desviador ( $\tau_{max}$ ).** Este criterio del esfuerzo desviador máximo o pico, es uno tradicionalmente asociado a la falla en los suelos.

**Figura 2. 14**

*Idealización de falla por esfuerzo desviador o pico*

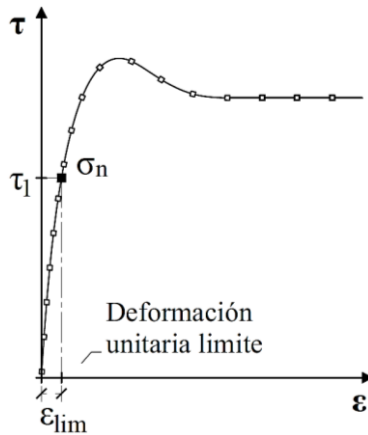


Fuente: Modificado del Manual of soil laboratory testing vol. 2 (Head, 1994)

- **Deformación unitaria límite ( $\epsilon_L$ ).** Este criterio a menudo no es usado, exceptuando en ensayos triaxiales drenados de estado múltiple.

**Figura 2. 15**

*Idealización de falla por deformación unitaria límite*

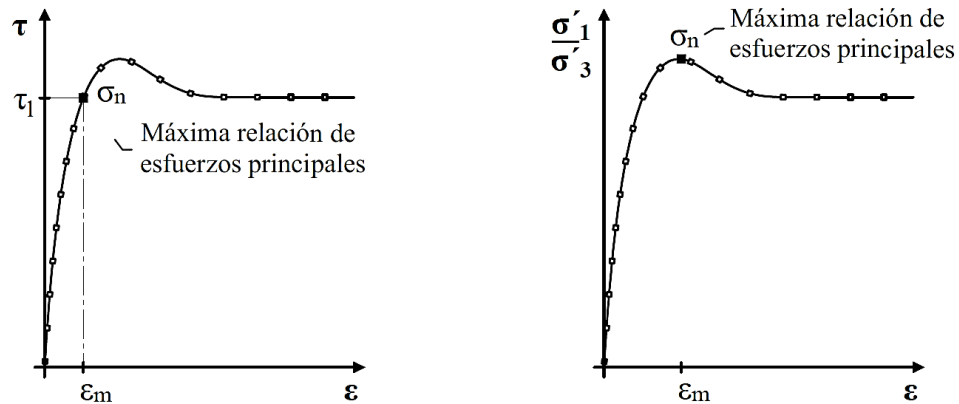


Fuente: Manual of soil laboratory testing vol. 3 (Head, 1998)

- **Máxima relación de esfuerzos principales  $(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3})_{max}$ .** Si los esfuerzos  $\sigma'_1$  y  $\sigma'_3$  son calculados para cada lectura tomada durante un ensayo no drenado, podrá ser calculado con la relación  $\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}$  y graficada contra la deformación unitaria. Por otra parte, este criterio no es usado en ensayos drenados.

**Figura 2. 16**

*Idealización de falla por máxima relación de esfuerzos principales*

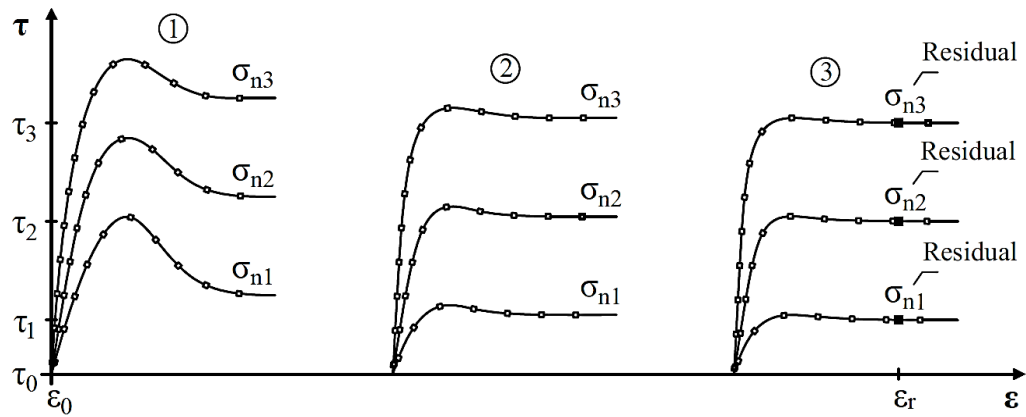


Fuente: Modificado del Manual of soil laboratory testing vol. 3 (Head, 1998)

- **Estado residual ( $\tau_{res}$ ).** Si la deformación del suelo continúa bajo esfuerzo normal constante más allá del estado crítico, la resistencia continúa decreciendo hasta alcanzar un valor constante, lo que representa una resistencia residual.

**Figura 2. 17**

*Idealización de falla por estado residual*

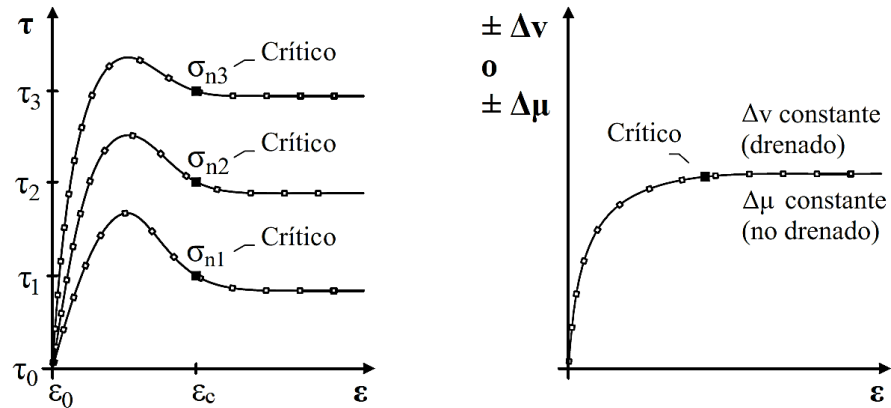


Fuente: Manual of soil laboratory testing vol. 2 (Head, 1994)

- **Estado crítico ( $\tau_{cr}$ ).** En ensayos drenados la condición es que la  $\Delta v$  sea constante. Por otro lado, en ensayos no drenados la condición es que la  $\Delta \mu$  sea constante.

**Figura 2. 18**

*Idealización de falla por estado crítico*



Fuente: Modificado del Manual of soil laboratory testing vol. 3 (Head, 1998)

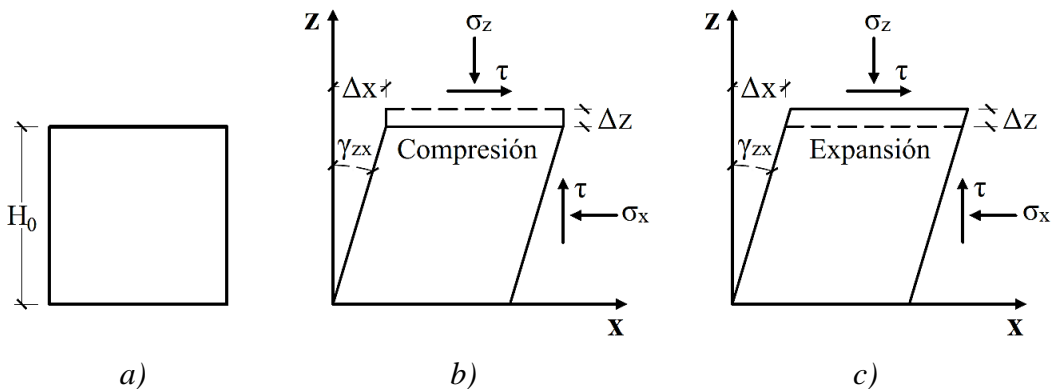
### 2.2.5 Respuesta de los suelos a esfuerzos de corte

“Los suelos del *Tipo I* representarán a las arenas sueltas, arcillas ligeramente sobreconsolidadas y normalmente consolidadas ( $OCR \leq 2$ ). En cambio los suelos del *Tipo II* representarán a las arenas densas y arcillas sobreconsolidadas ( $OCR > 2$ )” (Budhu, 2000, p.201).

La *Figura 2.19* muestra a dos elementos de suelo del *Tipo I* y *II*, que son ensayados a corte puro en estado drenado; por lo que ambos están sometidos a un esfuerzo normal ( $\sigma_z$ ) y de confinamiento ( $\sigma_x$ ), que transmiten esfuerzos efectivos y de corte a las caras del elemento. Por otro lado, el estado original del elemento de suelo se muestra en la *Figura 2.19 a*). Si se mantiene constante el esfuerzo normal y de confinamiento, el elemento de suelo se distorsionará deformándose horizontalmente una cantidad  $\Delta_x$  a medida que se aplica el corte. Durante el ensayo los suelos del *Tipo I* se comprimen, mientras que los suelos del *Tipo II* se expanden; ambos varían una cantidad  $\Delta_z$  respecto a la altura inicial ( $H_0$ ), como se observa en la *Figura 2.19 b*) y *2.19 c*). La distorsión del elemento es medida con la deformación angular ( $\gamma_{zx}$ ) y la compresión o expansión con la deformación unitaria vertical ( $\epsilon_z$ ).

**Figura 2. 19**

*Distorsión debido al cortante puro en los suelos: a) Estado original del Suelo, b) Suelos del Tipo I, c) Suelos del Tipo II*



Fuente: Soil mechanics and foundations (Budhu, 2000)

Para los suelos del *Tipo I* se tendrá que:

$$\gamma_{zx} = \frac{\Delta_x}{H_0} \quad [2. 9]$$

$$\varepsilon_z = \frac{\Delta_z}{H_0} \quad [2. 10]$$

Para los suelos del *Tipo II* se tendrá que:

$$\gamma_{zx} = \frac{\Delta_x}{H_0} \quad [2. 11]$$

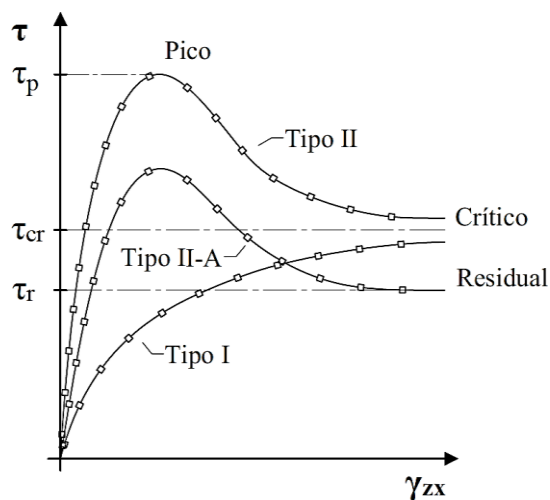
$$\varepsilon_z = \frac{-\Delta_z}{H_0} \quad [2. 12]$$

La *Figura 2.20* muestra la variación del esfuerzo de corte respecto a la deformación angular. Los suelos del *Tipo I* tienen un comportamiento gradual en el esfuerzo de corte con el aumento de la deformación angular hasta un valor que tiende a mantenerse constante, a este valor se lo llama *esfuerzo de corte crítico* ( $\tau_{cr}$ ). En el caso de los suelos del *Tipo II*, el comportamiento del esfuerzo de corte crece rápidamente hasta alcanzar un máximo llamado *esfuerzo de corte pico* ( $\tau_p$ ), luego decrece hasta un valor correspondiente al esfuerzo de corte crítico donde tenderá a mantenerse constante.

En algunas arcillas sobreconsolidadas el valor del esfuerzo de corte crítico disminuye conforme al aumento de la deformación angular, hasta alcanzar un valor de esfuerzo denominado *esfuerzo de corte residual* ( $\tau_r$ ) tolerando una mayor deformación. A los suelos con esta particularidad especial se los identifica como suelos del *Tipo II-A*.

**Figura 2. 20**

*Esfuerzo de corte respecto a la deformación angular*

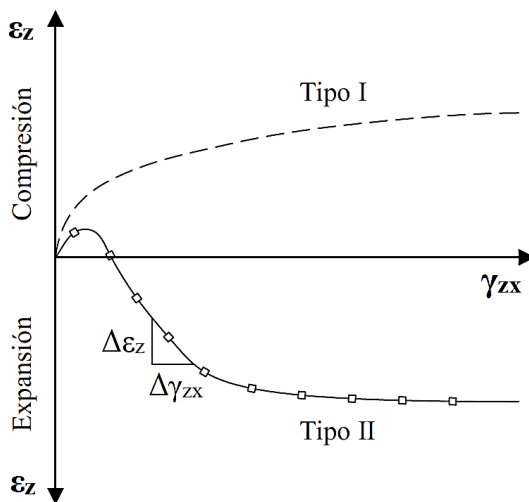


Fuente: Soil mechanics and foundations (Budhu, 2000)

Dos suelos sobreconsolidados con diferentes índices de sobreconsolidación pero con una similar composición mineralógica, exhibirán diferentes valores de: esfuerzo de corte pico y expansión volumétrica. Por lo que índices de sobreconsolidación mayores, resultan en una mayor expansión y valores más elevados de esfuerzo de corte pico (Budhu, 2000, p.205).

**Figura 2. 21**

*Variación de la deformación unitaria respecto al angular*



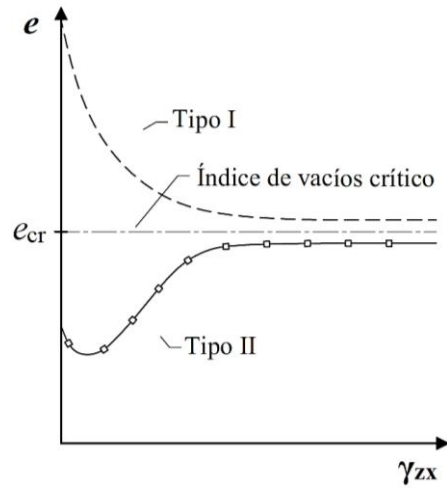
Fuente: Soil mechanics and foundations (Budhu, 2000)

La *Figura 2.21* muestra la variación de la deformación unitaria vertical respecto a la deformación angular. Los suelos del *Tipo I* se comprimen conforme al aumento de la deformación angular, como consecuencia en la *Figura 2.22* muestra que el índice de vacíos decrecerá hasta mantenerse constante, a este valor constante se le conoce como el *índice de vacíos crítico* ( $e_{cr}$ ). En el caso de los suelos del *Tipo II*, existe una ligera compresión inicial (atribuida al ajuste de las partículas) y luego el suelo procede a expandirse como en la *Figura 2.21*, debido a esto en la *Figura 2.22* podemos observar que el índice de vacíos varía hasta llegar al valor crítico.

Las *Figuras 2.20, 2.21 y 2.22*, muestran la respuesta típica de los suelos al cortante para valores constantes de los esfuerzos  $\sigma_z$  y  $\sigma_x$ . Si únicamente se hace variar el esfuerzo normal  $\sigma_z$  a diversos valores constantes cada vez mayores y nuevamente se somete a deformación angular, la respuesta de estos suelos al corte presentará variantes de interés.

**Figura 2. 22**

*Índice de vacíos respecto a la deformación angular*

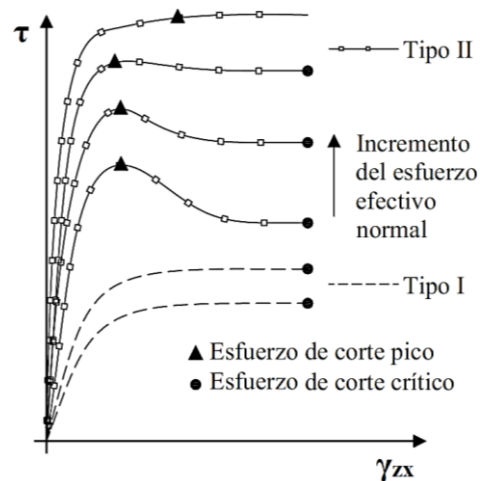


Fuente: Soil mechanics and foundations (Budhu, 2000)

En la *Figura 2.23* se observa que los suelos del *Tipo I*, ante el aumento del esfuerzo efectivo normal produce un incremento en el valor del estado de esfuerzo de corte crítico, es decir que para un elevado esfuerzo efectivo normal se tendrá un elevado esfuerzo de corte crítico. Para el caso de los suelos del *Tipo II*, el esfuerzo de corte pico tiende a desaparecer con el aumento del esfuerzo efectivo normal.

**Figura 2. 23**

*Esfuerzo de corte en función al esfuerzo efectivo normal*

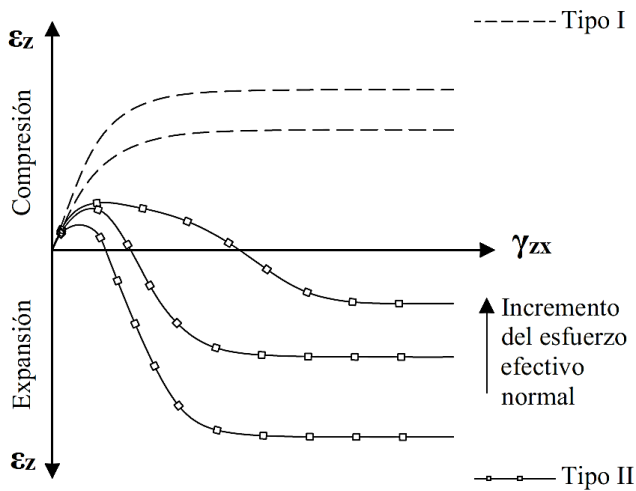


Fuente: Soil mechanics and foundations (Budhu, 2000)

La *Figura 2.24* muestra que el incremento del esfuerzo efectivo resulta en un aumento en la compresión para los suelos del *Tipo I*, en cambio en el caso de los suelos del *Tipo II*, un incremento del esfuerzo efectivo implica una disminución en la expansión del elemento con la tendencia a igualar el comportamiento de los suelos del *Tipo I*.

**Figura 2. 24**

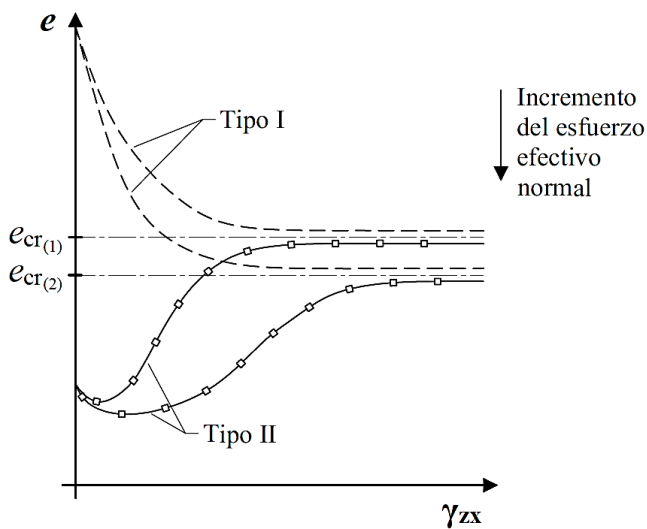
*Deformación unitaria en función al esfuerzo efectivo normal*



Fuente: Soil mechanics and foundations (Budhu, 2000)

**Figura 2. 25**

*Índice de vacíos crítico en función al esfuerzo efectivo normal*



Fuente: Soil mechanics and foundations (Budhu, 2000)

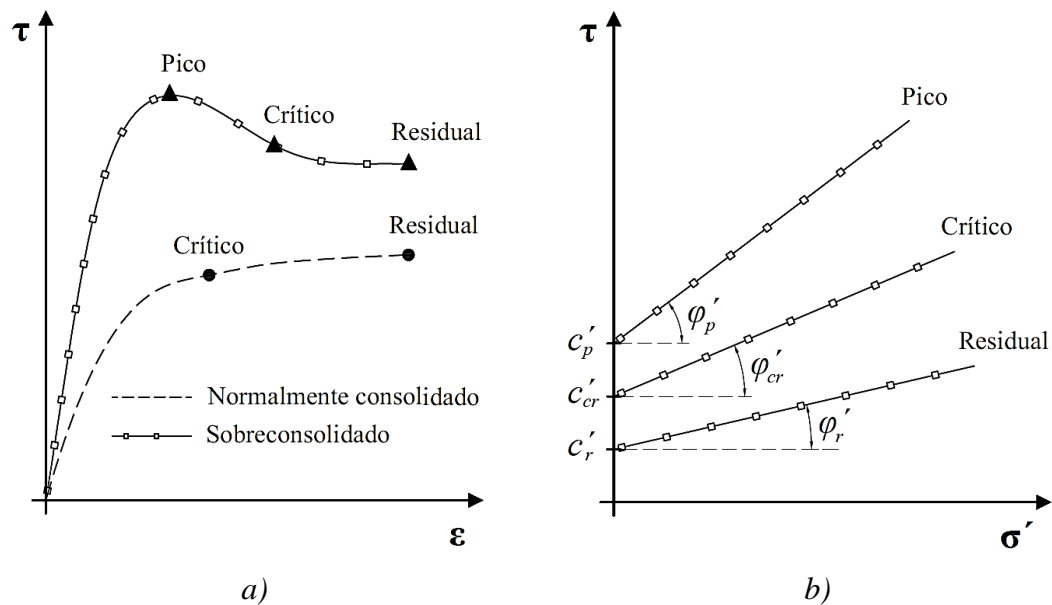
La *Figura 2.25* muestra que el incremento del esfuerzo efectivo ocasiona una disminución del valor del *índice de vacíos crítico*. Todos los suelos alcanzan el valor del índice de vacíos crítico independientemente de su estado inicial, en este estado la deformación angular continuará sin presentar cambios en el esfuerzo de corte y el volumen hasta que se produzca la falla. Según las *Figuras 2.23* y *2.25*, se puede concluir que tanto el esfuerzo de corte crítico como el índice de vacíos crítico dependen de la magnitud del esfuerzo efectivo normal.

### 2.2.6 Parámetros de resistencia al corte

Uno de los puntos más importantes en el diseño geotécnico es la toma de decisiones en cuanto a la condición de los parámetros de resistencia al corte. “Antes de realizar el diseño debe considerarse el tiempo de vida útil del proyecto, para así determinar el tipo de parámetro que sea adecuado y también elegir un apropiado ensayo de laboratorio que proporcione el tipo de parámetro deseado” (Salinas et al., 2005, p.284).

**Figura 2. 26**

*Comportamiento característico de los suelos sometidos al esfuerzo cortante: a) Esfuerzo de corte vs deformación horizontal, b) Esfuerzo de corte vs esfuerzo normal efectivo*



Fuente: Modificado de Ejercicios resueltos de geotecnia t. 1 (Sánchez, 2008)

La *Figura 2.26* muestra gráficos característicos de los suelos sometidos al esfuerzo cortante. Salinas et al. (2005) indica que los parámetros de condición pico, como se muestra en la *Figura 2.26 b)* no constituyen la mejor opción en el diseño geotécnico, debido a que las partículas de suelo en este estado de esfuerzos no se deslizan en un plano de falla completamente desarrollado, además el valor es muy variable y solo los suelos sobreconsolidados lo presentan, como se observa en la *Figura 2.26 a)*. Ahora bien, los parámetros de condición crítico con relación al pico no son conservadores, sino que permiten diseños óptimos que consideran los esfuerzos principales máximos que tolera el suelo. Atkinson (1997) recomienda el uso de parámetros de condición residual, únicamente cuando se tenga certeza que la masa de suelo a sufrido fallas de deslizamiento previas a lo largo de su historia.

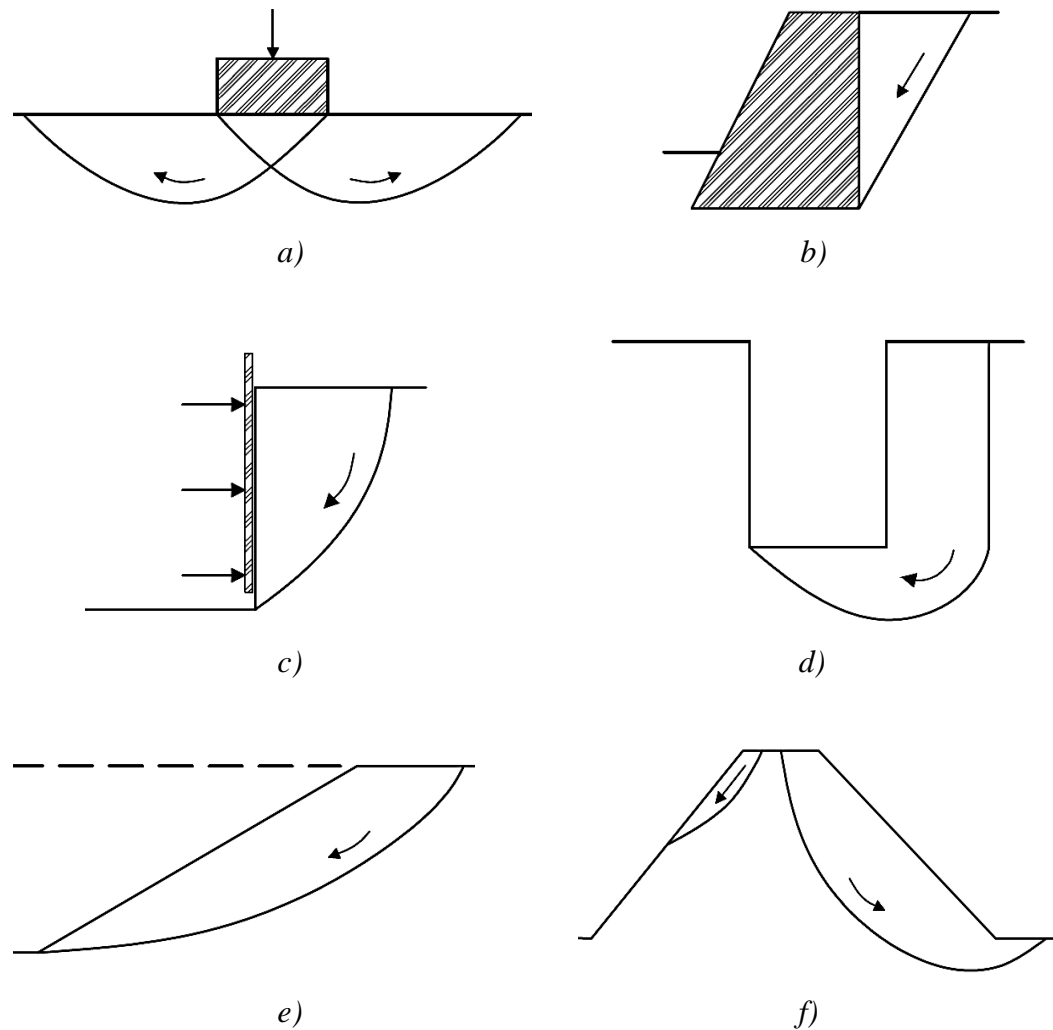
Los suelos con los que trabajamos a diario nunca son de un material en específico, sino que son una mezcla de partículas de suelos finos y gruesos. De acuerdo a esto los suelos se comportan de manera distinta y sus parámetros de resistencia al corte no seguirán un régimen establecido. Por otro lado, estos parámetros de resistencia al corte son determinados mediante ensayos de laboratorio o in situ, como ser: triaxial (CD, CU y UU), corte directo (CD), compresión no confinada, penetrómetro, veleta, molinete y otros. Ahora bien, estos ensayos se clasifican según las condiciones de drenaje, de los cuales se obtienen parámetros de resistencia efectivos y/o totales. La elección de los mismos dependerá del tipo de obra civil, el análisis o simulación geotécnica, y lo más importante, del criterio final del Ingeniero Civil.

### **2.2.7 Aplicación de la resistencia al corte del suelo**

Para comprender la aplicación y la importancia que tiene la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, debemos saber que la filosofía de diseño por estado *limite último* lo gobierna. Ahora bien, esto quiere decir que la seguridad de las obras civiles (edificios, taludes, presas, muros de contención, excavación de zanjas y otros) dependen de la verificación a la falla por corte del suelo. En todo caso, si omitimos esa verificación podemos llevar al colapso inmediato a las obras civiles. De acuerdo a la *Figura 2.27*, se puede observar la idealización de falla por corte, debido a las fuerzas externas e internas que se dan en la masa de suelo.

### Figura 2. 27

*Idealización del mecanismo de falla por corte en el suelo: a).Fundación, b) Muro de contención, c) Arriostre en excavaciones, d) Excavación de zanjas, e) Corte de talud, f) Presa de tierra*



Fuente: Manual of soil laboratory testing vol. 2 (Head, 1994)

### 2.3 Ensayo de corte directo

Durante muchos años la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante fue prácticamente la única usada para la determinación de la resistencia de los suelos; hoy, aun cuando conserva interés práctico (...), ha sido sustituida con ventaja por las pruebas de compresión triaxial (Juárez y Rico, 1973, p.309).

### 2.3.1 Historia y actualidad

El primer intento conocido para medir la resistencia al corte de un suelo fue realizado por el ingeniero francés Alexandre Collin en 1846. Skempton (1958) menciona que Bell construyó un prototipo de caja de corte directo y publicó los resultados de las pruebas de varios tipos de suelo. Un equipo de corte directo en su forma moderna fue diseñado por Arthur Casagrande en Harvard, como se observa en la *Imagen 2.1*.

#### **Imagen 2. 1**

*Aparato de corte directo mecánico*



Fuente: Manual de prácticas de mecánica de suelos (Elizalde et al., 2018)

Sowers (1963) realiza una evaluación crítica sobre la gran cantidad de literatura de ensayos de corte, como también de la presentación periódica de aparatos nuevos con el propósito de mejorar los antiguos. La mayor parte de los llamados equipos con mejoras son demasiado complicados para su uso práctico, y solo algunas universidades y laboratorios comerciales lo usan.

En la actualidad hay una gran variedad de equipos de corte directo, unos mecánicos, otros automatizados y los de corte in situ. Ahora bien, estos equipos de corte directo difieren entre sí, debido a la calidad de obtención de los datos, como también de la posibilidad de realizar ensayos similares al triaxial.

Cabe mencionar que aparte de los equipos de corte directo convencionales, también existen los equipos a escala mayor de laboratorio, pero estos no son muy comunes en la práctica profesional, dado que solo se utilizan en proyectos de investigación, como se observa en la *Imagen 2.2*. En otro orden, podemos mencionar al equipo de *corte directo in situ*, como se observa en la *Imagen 2.3*. Este equipo se ha dado a conocer en los últimos años por la empresa privada de *Terra Foundations*, uno de los líderes en el campo tecnológico de los estudios geotécnicos en Bolivia.

### **Imagen 2. 2**

*Equipo de laboratorio de corte directo a escala mayor*



Fuente: Elaboración propia

### **Imagen 2. 3**

*Equipo de corte directo in situ*



Fuente: Empresa Terra Foundations

### 2.3.2 Sistema automático de equipo de corte directo

El equipo automático de corte directo como se observa en la *Imagen 2.4*, es capaz de realizar las fases de consolidación, corte y corte residual. Está compuesto por una unidad de sobremesa, controlado por un ordenador que utiliza controles PID para aplicar las cargas verticales y horizontales. Por otra parte, también cuenta con transductores de carga; con capacidad de 5 kN para las fuerzas verticales y 5 kN para las fuerzas horizontales, los cuales pueden ser fácilmente sustituidos por otros de mayor capacidad. Así mismo, también cuenta con transductores de desplazamiento; con capacidad de 0 – 20 mm para el recorrido vertical y de 0 – 25 mm para el recorrido horizontal.

El sistema del ordenador muestra el ensayo en tiempo real, con gráfica de los valores de fuerza, deformación, carga y el periodo transcurrido del ensayo. Por otro lado, el ensayo podrá finalizar automáticamente al alcanzar un determinado valor de deformación, periodo o una combinación de eventos que se haya programado.

#### **Imagen 2. 4**

*Equipo automático de corte directo*



Fuente: Elaboración propia

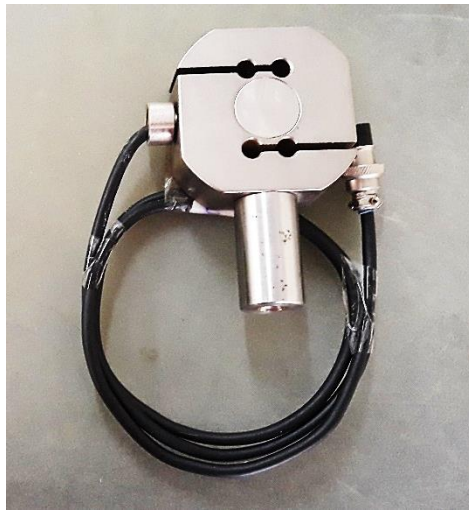
#### **2.3.2.1 Transductores**

“Son dispositivos que se encargan de generar lecturas de voltaje, los mismos pueden ser de carga, presión y de desplazamiento, los cuales están conectados en los puertos de entrada del sistema de adquisición de datos (...)” (Antesana, 2018, p.52).

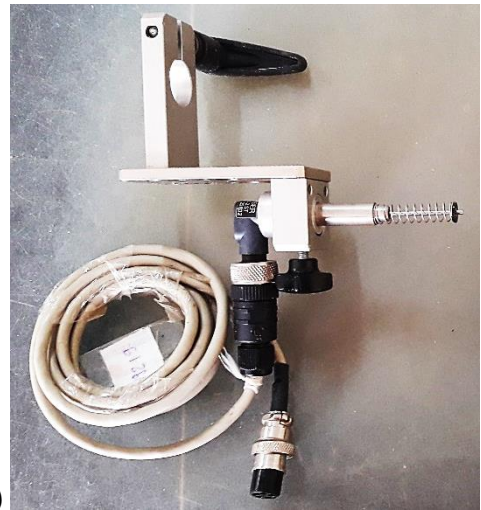
Durante los últimos años los equipos mecánicos fueron automatizándose con el fin de mejorar la fiabilidad en sus resultados. Mucho de los instrumentos de medición, como ser deformímetros y anillos de carga, fueron remplazados por dispositivos de medición electrónicos, como se observa en la *Imagen 2.5*.

### **Imagen 2. 5**

*Dispositivos electrónicos de medición: a) Transductor de carga, b) Transductor de desplazamiento*



a)



b)

Fuente: Elaboración propia

#### **2.3.2.2 Software**

El equipo automático de corte directo cuenta con software avanzados, que le permiten la ejecución de los siguientes ensayos: ensayo consolidómetro (cálculo de la velocidad de corte), ensayo de corte directo y corte residual. El software fue elaborado en LabVIEW (Laboratory Virtual Instrumentation Engineering Workbench), un lenguaje de programación gráfico llamado “G”, que incluye sistemas de librería y herramientas desarrolladas específicamente para la adquisición de datos y control de instrumentos.

Los tipos de software que incluye el equipo automático de corte directo son:

- **Eds.exe:** El software EDS le permite programar el registro de datos continuos a valores predeterminados o por eventos. Por otro lado, también puede pausar y retomar un ensayo, o continuarlo tras un corte de luz.

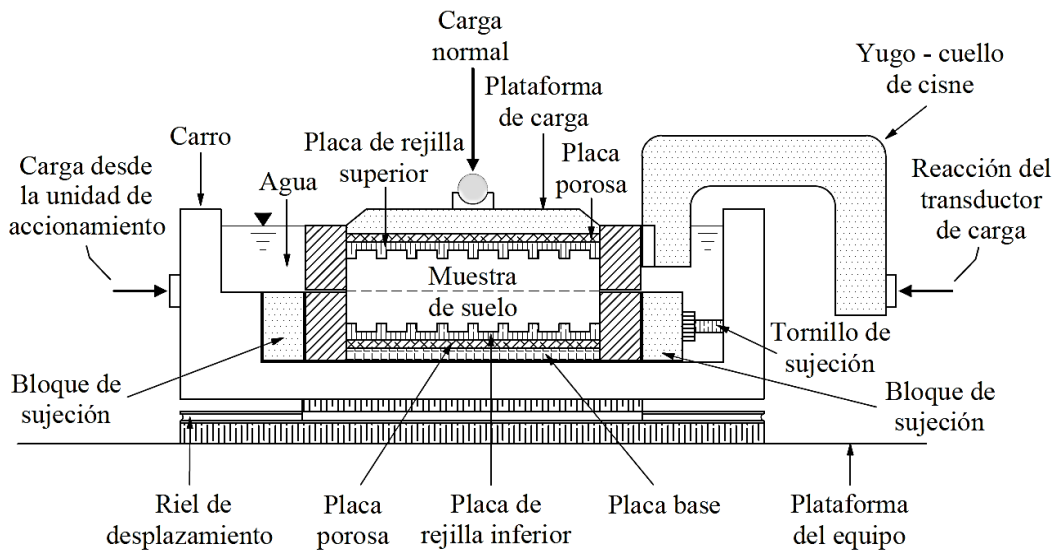
- **Epacd.exe:** El software EPACD le permite el proceso y análisis de los datos tomados en un ensayo, así como la edición de los mismos. Ahora bien, también puede importar y exportar archivos de los ensayos en formato “txt” y “xlsx”.

### 2.3.2.3 Accesorios del equipo automático de corte directo

El equipo automático de corte directo cuenta con diferentes accesorios esenciales, como se muestra en la *Figura 2.28*.

**Figura 2. 28**

*Disposición convencional de la caja de corte con control de desplazamiento*



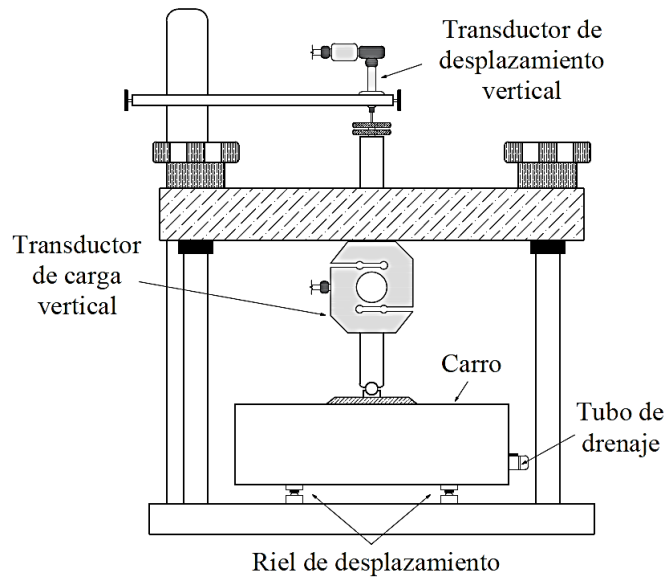
Fuente: Manual of soil laboratory testing vol. 2 (Head, 1994)

Los accesorios del equipo automático de corte directo son los siguientes:

- **Carro deslizante:** En él se sitúa la caja de corte, donde es sumergida en agua durante la ejecución del ensayo. El carro va sobre un riel de baja fricción, permitiendo un movimiento longitudinal, como se muestra en la *Figura 2.28*.
- **Transductor de desplazamiento:** Reemplaza al deformímetro, que se encarga de medir deformaciones en la etapa de consolidación y en la etapa de corte. “El instrumento posee una barra de movimiento que cambia la inductancia del embobinado, estos cambios eléctricos medidos como voltaje, son convertidos en unidades de [mm]” (Antesana, 2018, p.53).

**Figura 2. 29**

*Esquema frontal del equipo automático de corte directo*

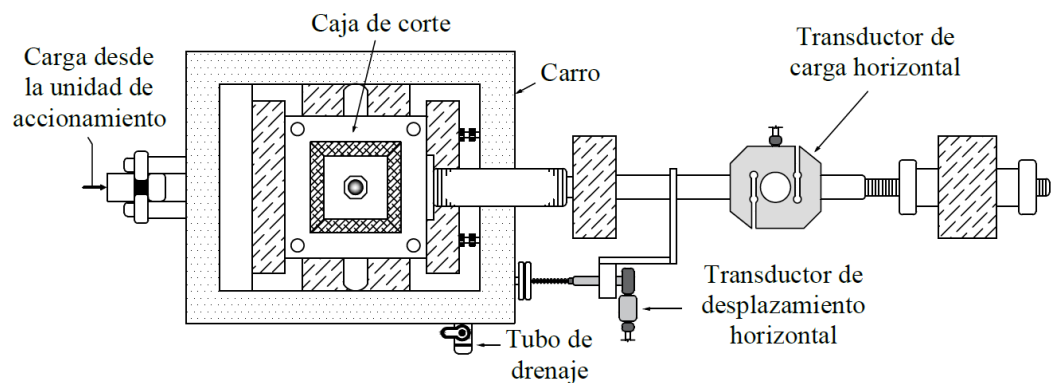


Fuente: Elaboración propia

- **Transductor de carga:** Reemplaza al anillo de carga, que se encarga de medir los esfuerzos en la etapa de consolidación y en la etapa de corte. “Este instrumento está formado por un diafragma unido a un medidor de resistencia eléctrica, donde la carga es transmitida al diafragma (...), induciendo pequeños cambios de voltaje, que son amplificados y convertidos en unidades de [N]” (Antesana, 2018, p.52).

**Figura 2. 30**

*Esquema en planta del equipo automático de corte directo*

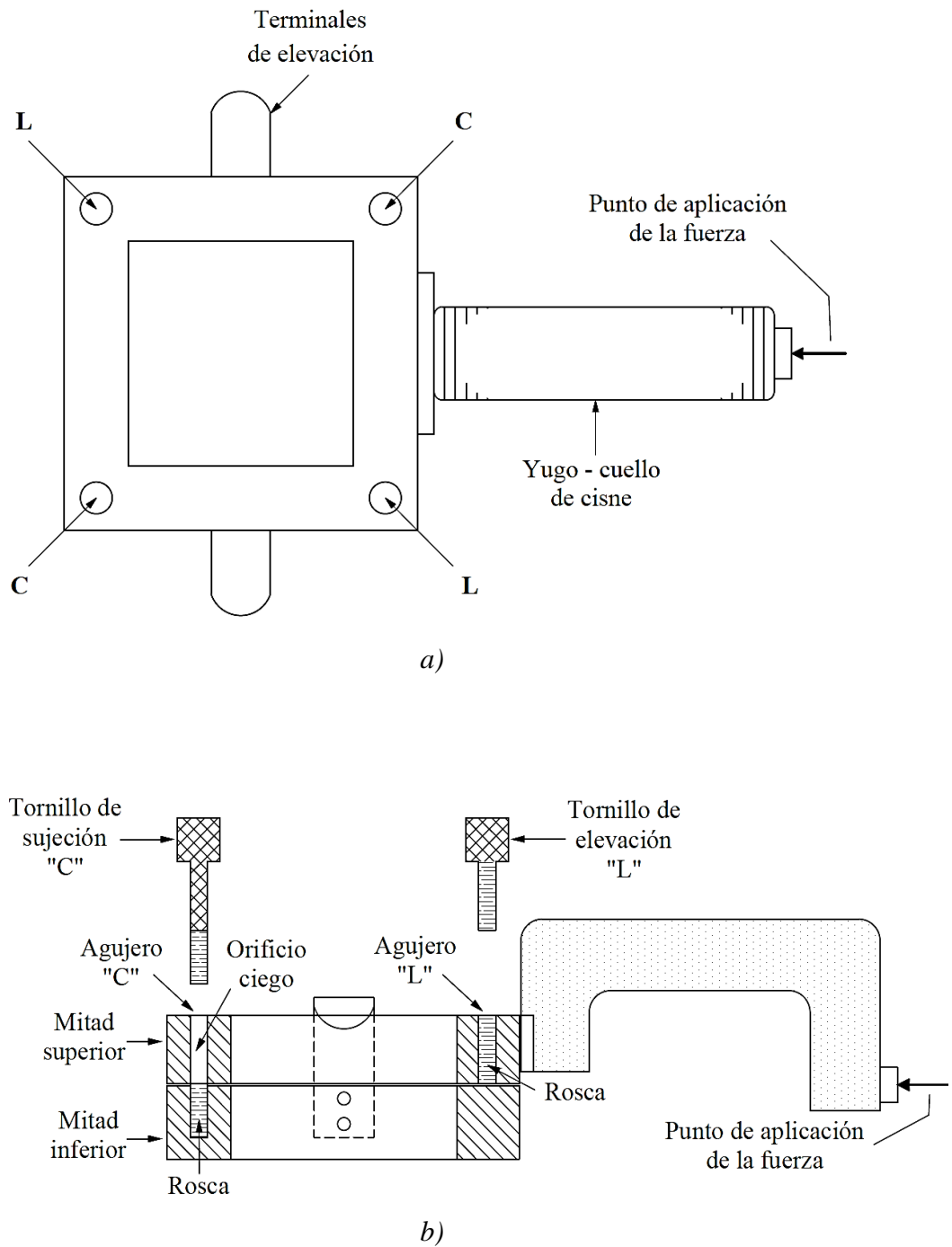


Fuente: Elaboración propia

- **Caja de corte:** Las cajas más usuales de corte como se muestran en la *Figura 2.31*, son de forma prisma cuadrado, de dimensiones de 60 mm de lado, o bien cilíndricas de diámetro de 50 mm, ambas cajas con 20 mm de altura. La caja de corte está dividida horizontalmente en dos mitades. La mitad superior lleva un dispositivo en forma de yugo, denominado cuello de cisne. Dicha forma resulta adecuada para asegurar que el esfuerzo horizontal se ejerza en el mismo plano que el de corte inducido en la muestra. La mitad inferior termina en una placa base acanalada desmontable, que se apoya en una muesca fijada. Las caras en contacto de ambas mitades disponen de una superficie de fricción al mínimo. Por otra parte, dichas mitades incluyen dos tornillos pasadores para fijar las dos mitades, y dos tornillos separadores que permiten la separación de las dos mitades.
- **Placas porosas:** Se precisan dos placas porosas resistentes a la corrosión, como se muestra en la *Figura 2.32*, con dimensiones de 0,5 mm inferiores a las dimensiones internas de la caja de corte. Su porosidad debe permitir el libre drenaje del agua durante el ensayo, evitando la intrusión de partículas de suelos en sus poros.
- **Placas de rejilla:** Se precisan dos pares de placa de rejilla, uno con orificios y otro sin ellos, de dimensiones iguales a las placas porosas. Cada placa de rejilla, como se muestra en la *Figura 2.32*, debe ser lo suficientemente rígida para soportar cargas durante el ensayo.
- **Plataforma de carga:** La plataforma de carga, como se muestra en la *Figura 2.32*, debe tener la rigidez suficiente para transmitir la carga vertical a la muestra de suelo. Sus dimensiones son de 0,5 mm inferiores a las dimensiones internas de la caja de corte, y debe disponer de un asiento central en forma de casquete esférico, donde llevará una bola de acero.
- **Placa base:** Se precisa de una placa base como se muestra en la *Figura 2.32*, lo suficientemente rígida para soportar la carga durante el ensayo, de dimensiones iguales a las placas porosas. Esta placa base es la primera en ser colocada en la caja de corte, seguido de las demás.

**Figura 2. 31**

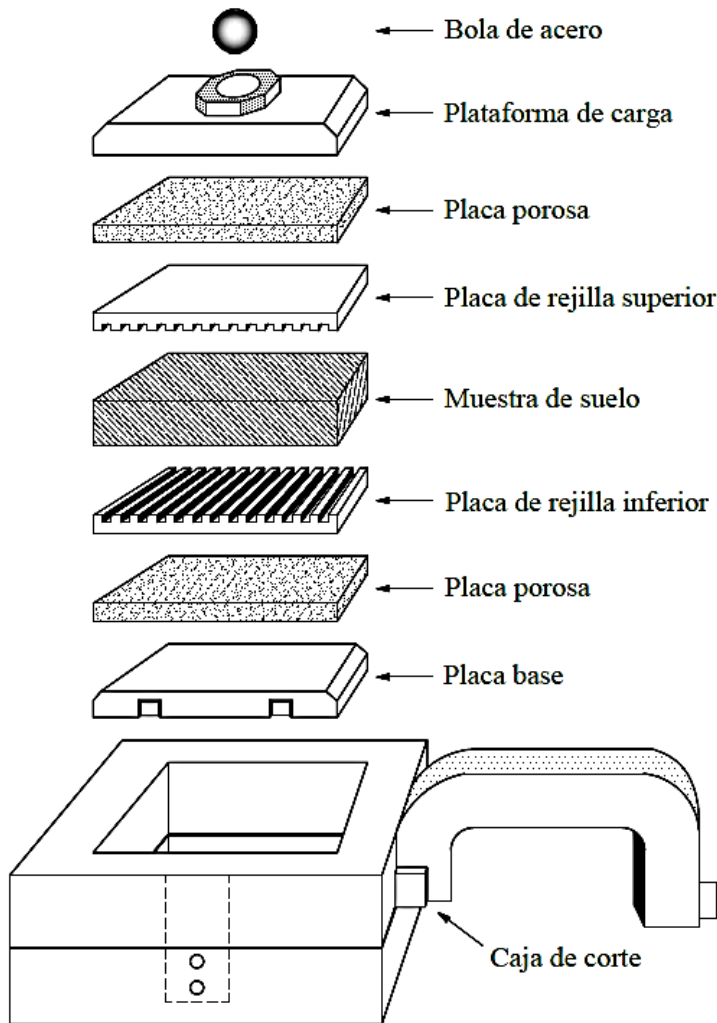
*Caja de corte: a) Vista en planta, b) Vista de perfil*



Fuente: Manual of soil laboratory testing vol. 2 (Head, 1994)

**Figura 2. 32**

*Montaje de la caja de corte*



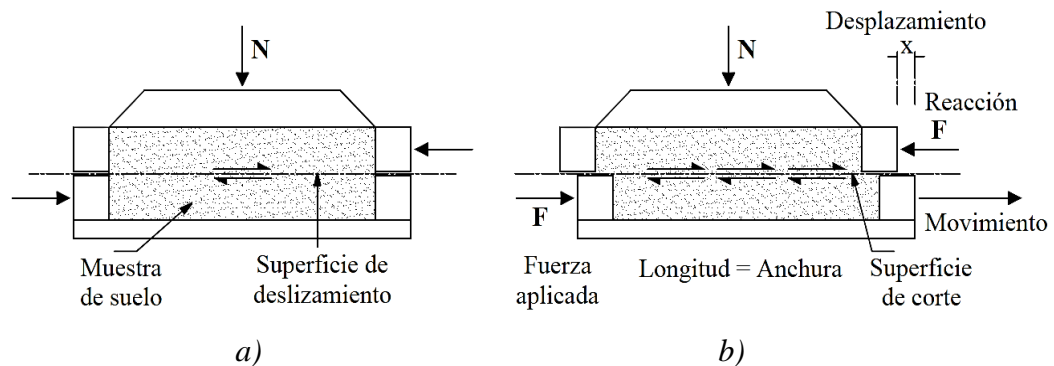
Fuente: Manual of soil laboratory testing vol. 2 (Head, 1994)

### **2.3.3 Principio del ensayo de corte directo**

El ensayo de corte directo consiste en el cizallamiento de una muestra de suelo, debido a la acción de una fuerza de corte horizontal, mientras se aplica una carga constante normal al plano de movimiento relativo, como se observa en la *Figura 2.33*. Este escenario se da colocando la muestra de suelo en una caja metálica rígida, que consta de dos mitades. La parte inferior de la caja puede deslizarse con respecto a la mitad superior, cuando es empujada o jalada por la acción de una fuerza ( $F$ ), mientras que una carga perpendicular al plano de falla proporciona la presión normal ( $N$ ).

**Figura 2. 33**

*Principio del ensayo de corte directo: a) Inicio, b) Ejecución*



Fuente: Manual of soil laboratory testing vol. 2 (Head, 1994)

### 2.3.4 Método del ensayo de corte directo ASTM D3080-98

El ensayo de corte directo ASTM D3080-98 determina los parámetros de resistencia del suelo en condiciones consolidadas y drenadas. Su desarrollo consiste en el ensayo de tres muestras, con una secuencia de carga normal que comprende una relación de incremento, obtenida a través de la duplicación de la carga. Las muestras se cortan a una velocidad de deformación controlada, en un plano horizontal ya determinado.

Este ensayo a diferencia del ensayo triaxial (CD), mide directamente los esfuerzos normales y de corte en el plano de falla que origina el equipo. En términos simples, nosotros obligamos al suelo a que falle en una dirección y en un plano horizontal, lo que facilita el obtener los parámetros de resistencia del suelo, sin la necesidad de utilizar el círculo de Mohr. Los parámetros de resistencia obtenidos por este método, varían con relación a los obtenidos por el ensayo triaxial (CD), dado que el corte directo no representa el comportamiento idealizado de la falla natural del suelo.

Head (1994) indica que la medición de la resistencia al corte drenado de arcillas y limos es la misma que para las arenas, la única diferencia práctica es el periodo requerido para disipar el agua en los poros. El ensayo de corte directo consolidado drenado se divide en dos etapas: etapa de consolidación y etapa de corte.

### 2.3.4.1 Etapa de consolidación

La etapa de consolidación consiste en drenar lentamente el exceso de agua en los poros, con el fin de medir los asentamientos en un determinado periodo, debido a la reducción del volumen en la muestra de suelo. Todo este escenario se da con la muestra de suelo sumergida en agua, hasta la etapa final del ensayo. Ahora bien, para determinar el esfuerzo normal que actúa en la muestra de suelo, recurrimos a la siguiente expresión.

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad [2. 13]$$

Donde:

$\sigma$  : Esfuerzo normal

$N$  : Fuerza normal

$A$  : Área de la muestra

A partir de los valores de consolidación se determina empíricamente la velocidad de rotura a la cual será sometida la muestra de suelo. Por lo general las arenas secas y las arenas saturadas consolidan inmediatamente, y no es prioridad medir los asentamientos para determinar la velocidad de rotura. Por el contrario, en las arcillas y los limos el periodo de consolidación es de 24 horas, por lo que sí son necesarias las mediciones del asentamiento para determinar una velocidad de rotura adecuada.

#### 2.3.4.1.1 Determinación de la velocidad de rotura

Según Head (1994) la velocidad de desplazamiento a la que la muestra debe ser cortada en un ensayo, depende de la característica de drenaje, es decir de la permeabilidad del suelo y el espesor de la muestra. Pues bien, sabemos que la permeabilidad está relacionada con el coeficiente de consolidación, por lo que la etapa de consolidación puede proveer los datos necesarios para estimar el periodo apropiado para la falla de la muestra. Cabe mencionar que la velocidad de corte debe ser lo suficientemente lenta para garantizar condiciones de drenaje adicionales en suelos de baja permeabilidad.

La velocidad de rotura se obtiene de la relación mostrada en la *Ecuación 2.14*.

$$d_r = \frac{d_f}{t_f} \quad [2. 14]$$

Donde:

$d_r$  : Velocidad de rotura

$d_f$  : Desplazamiento horizontal

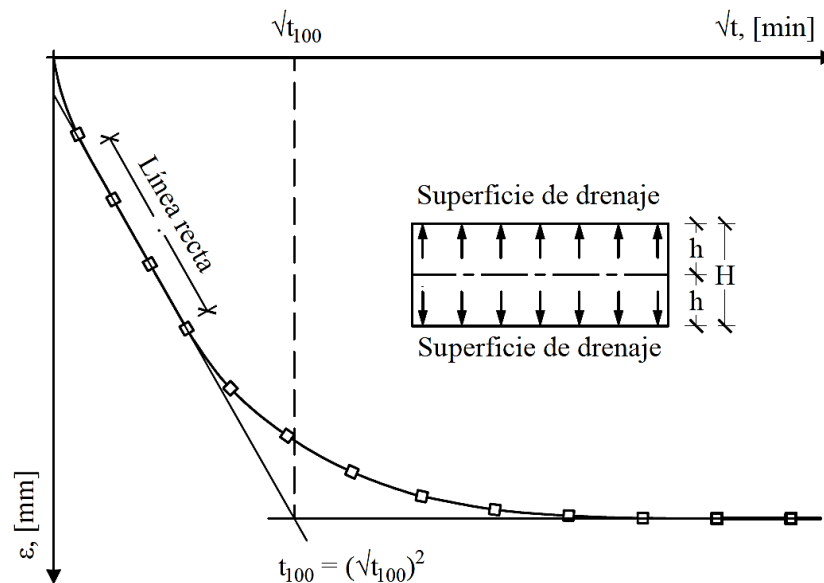
$t_f$  : Tiempo estimado

De acuerdo a la ASTM D3080-98 el desplazamiento horizontal ( $d_f$ ) tiene un valor del 10 al 20 % de la longitud inicial de la muestra de suelo. Por otra parte, también se puede optar valores de desplazamiento de acuerdo al tipo de suelo, como ser; 5 mm para suelos arenosos y 12 mm para suelos finos normalmente o ligeramente sobreconsolidados.

Si bien existen dos métodos conocidos en laboratorio, como ser; el *método de Casagrande* y el *método de Taylor*, los cuales permiten ajustar la curva de consolidación. Según Whitlow (1995) ninguno de los dos métodos produce un ajuste perfecto, sin embargo, los resultados obtenidos son aceptables y ambos métodos son fáciles de aplicar. Ahora bien, Head (1994) recomienda utilizar el *método de Taylor* para representar la curva de consolidación y determinar el periodo de falla de la muestra de suelo, como se observa en la *Figura 2.34*.

**Figura 2. 34**

*Ajuste de la curva de consolidación por el método de Taylor*



Fuente: Manual of soil laboratory testing vol. 2 (Head, 1994)

De acuerdo a la *Figura 2.34*, la curva de consolidación representa el asentamiento de la muestra de suelo en [mm], versus la raíz cuadrada del tiempo en [min]. Bishop y Henkel (1962) recomiendan tras obtener la curva de consolidación, trazar una tangente en la porción inicial de la línea recta en la curva, para que esta pueda intersectarse con la línea horizontal que representa el 100% de la consolidación, que corresponde por lo general a las 24 horas del ensayo. El punto de intersección expresa la  $\sqrt{t_{100}}$ , de modo que al multiplicarlo por sí mismo se obtendrá el valor del  $t_{100}$  en [min]. Ahora bien, Gibson y Henkel (1954) determinan un método empírico para obtener el valor del  $t_f$ , que está relacionado con el  $t_{100}$ , como se muestra en la *Ecuación 2.15*.

$$t_f = 12.7 \cdot t_{100} \quad [2. 15]$$

Donde:

$t_f$  : Tiempo estimado

$t_{100}$  : Tiempo requerido para alcanzar el 100 % de la consolidación

#### 2.3.4.2 Etapa de corte

La etapa de corte se da tras definir primero la carga normal en la etapa de consolidación, seguido de la obtención de una velocidad de rotura. Ahora bien, la etapa final del ensayo consiste en hacer fallar por corte directo la muestra de suelo, por medio de la aplicación de una fuerza horizontal y una presión normal dada. Para determinar los esfuerzos de corte que actúan en la muestra de suelo, recurrimos a la siguiente expresión.

$$\tau = \frac{F}{A} \quad [2. 16]$$

Donde:

$\tau$  : Esfuerzo de corte

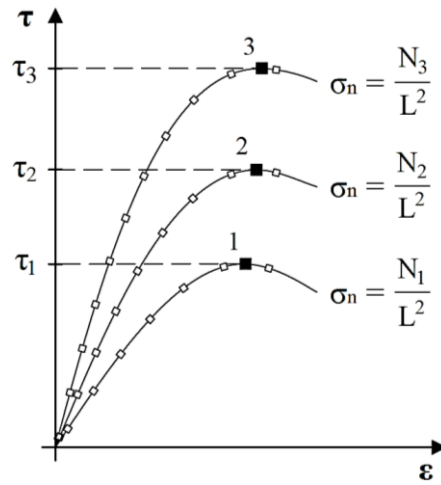
$F$  : Fuerza de corte

$A$  : Área de la sección transversal de la muestra

De acuerdo a la *Figura 2.35*, se tienen curvas de esfuerzo de corte versus la deformación horizontal, los cuales pertenecen a tres muestras de suelo con diferentes esfuerzos normales. A partir de estas curvas se define el criterio de falla que mejor se adecúe a las condiciones reales de trabajo del suelo.

**Figura 2. 35**

*Curvas de esfuerzo de corte versus el desplazamiento horizontal*

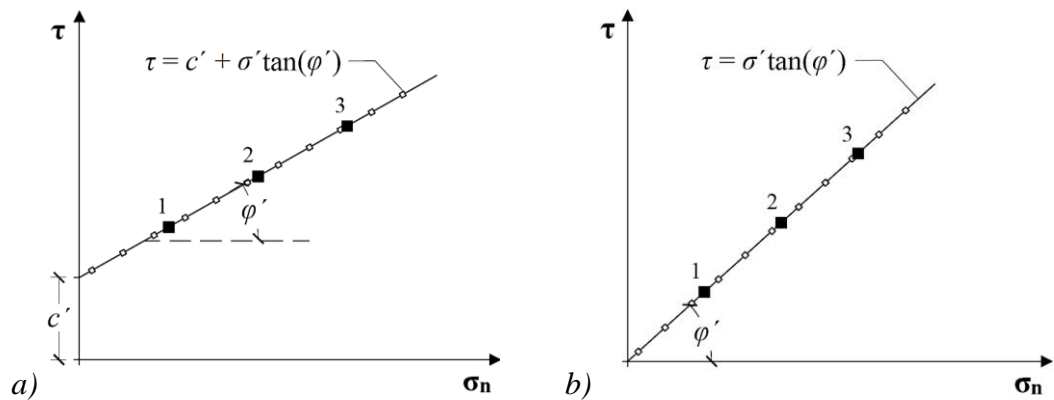


Fuente: Manual of soil laboratory testing vol. 2 (Head, 1994)

En base a un criterio de falla establecido en el ensayo, se procede a graficar el esfuerzo de corte versus el esfuerzo normal, como se muestra en la *Figura 2.36*. La envolvente de falla obtenida en esta etapa final, nos permite obtener de manera directa los parámetros de resistencia al corte del suelo ( $c'$  y  $\phi'$ ). Ahora bien, la *Figura 2.36 a)* es característico en los suelos que presentan un agente cementante (cohesión). Por otra parte, la *Figura 2.36 b)* es característico en los suelos que no presentan cohesión.

**Figura 2. 36**

*Envoltentes de falla característicos en el ensayo de corte directo: a) Suelos de baja permeabilidad, b) Suelos de alta permeabilidad*



Fuente: Modificado del Manual of soil laboratory testing vol. 2 (Head, 1994)

## **2.4 Conceptos fundamentales**

En el campo de la *mecánica de suelos* como en cualquier otra área de estudio, existen términos específicos de gran importancia, que resulta imprescindible conocer el concepto para entender la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

### **2.4.1 Ángulo de fricción interna**

El ángulo de fricción interna de un suelo corresponde al ángulo cuya tangente es el coeficiente promedio de fricción entre las partículas de un suelo (Hoyos, 2012, p.19).

### **2.4.2 Ángulo de reposo**

Según Hoyos (2012), es el ángulo máximo sobre el plano horizontal en el que puede encontrarse un material sin deslizarse. Este escenario se puede observar en un proceso natural de acumulación del suelo, como el que ocurre en sotavento de las dunas o en la base de los depósitos de talud.

### **2.4.3 Arcilla**

De acuerdo a la Norma ASTM D653 la arcilla es un suelo finogranular que puede presentar un comportamiento plástico, dentro de un intervalo de contenido de humedad más o menos amplio, y que tiene una considerable resistencia al corte cuando está seca. El tamaño de las partículas de arcilla es menor a  $2\mu\text{m}$  y sus propiedades dependen principalmente del tipo de mineral que las componen.

### **2.4.4 Calicata**

Es un sondeo o excavación exploratoria, normalmente de poca profundidad.

### **2.4.5 Consolidación**

Es la reducción gradual del volumen de una masa de suelo, debido a la aplicación o al incremento de un esfuerzo de compresión.

#### **2.4.6 Cohesión**

De acuerdo a la Norma ASTM D2166 la cohesión es una característica propia de los materiales que presentan resistencia al corte bajo un esfuerzo normal nulo (un término equivalente en mecánica de rocas es resistencia intrínseca al corte), que puede estimarse como la mitad de la resistencia a la compresión simple.

#### **2.4.7 Cohesión aparente**

Según Head (1998) la cohesión aparente es debida a la acción de la tensión superficial del agua, en contacto entre las partículas de suelos arenosos. Este escenario se da cuando las arenas están húmedas, y no cuando están secas o saturadas.

#### **2.4.8 Circulo de Mohr**

Es el método más común para representar los resultados de los ensayos de corte en los suelos. El círculo de Mohr representa a un ensayo triaxial, y la envolvente de los círculos de Mohr representa el estado de esfuerzos en el momento de una falla al cortante (Suárez, 2009, p.82).

#### **2.4.9 Condición drenada**

Se dice que una condición es drenada cuando el agua es capaz de fluir hacia afuera o hacia adentro de la masa del suelo, estando sometida a una carga y no generando presiones de poros. Esto se debe a que el agua puede moverse libremente, al aumentar o disminuir el volumen de vacíos como respuesta a un cambio en las condiciones de carga (Suárez, 2009, p.80).

#### **2.4.10 Condición no drenada**

Según Suárez (2009) la condición no drenada se da cuando el agua no es capaz de fluir en el momento en el cual la masa de suelo está sometida a una carga, generando esto la presión de poros. El agua en este escenario no se puede mover libremente, como respuesta a la tendencia al cambio del volumen de vacíos por acción de la carga. Si esta carga se aplica muy rápidamente y la permeabilidad del suelo es baja, se produce una *condición no drenada*. Por otra parte, si la carga se aplica lentamente o la permeabilidad del suelo es alta, se produce una *condición drenada*.

#### **2.4.11 Elasticidad**

“Propiedad de los materiales que se deforman proporcionalmente a los esfuerzos a los que son sometidos, recuperando su forma y dimensiones originales cuando cesa la aplicación de tales esfuerzos” (Hoyos, 2012, p.64).

#### **2.4.12 Elastoplástico**

Comportamiento de los materiales que pasan de un estado elástico a uno plástico, generando deformaciones remanentes no reversibles.

#### **2.4.13 Esfuerzo efectivo**

Es la fuerza por unidad de área transmitida entre las partículas de una masa de suelo. Según Suárez (2009) cualquier esfuerzo impuesto sobre el suelo es soportado por el esfuerzo efectivo entre partículas y también por la presión de poros agua; todo esto en una condición saturada del suelo. Ahora bien, los esfuerzos efectivos son los que controlan el comportamiento del suelo a la rotura y no los esfuerzos totales.

#### **2.4.14 Esfuerzo total**

Es toda fuerza o presión aplicada sobre una masa de suelo. Como resultado de esta acción, el esfuerzo total es igual a la suma del esfuerzo efectivo y la presión de poros agua.

#### **2.4.15 Estrato**

“Capa de roca sedimentaria que puede ser diferenciado visualmente de otras capas, independientemente de su litología o composición. El termino estrato es aplicado normalmente a capas cuyo espesor sea mayor a 1 cm” (Hoyos, 2012, p.80).

#### **2.4.16 Geología**

Ciencia que estudia el origen, formación y evolución de la tierra.

#### **2.4.17 Geotecnia**

Según Coduto (1998) es una ciencia que combina el conocimiento de la ingeniería geotécnica y la ingeniería geológica, para el estudio del comportamiento y la clasificación de los elementos encontrados en la corteza terrestre, como ser: suelo, roca y agua subterránea.

#### **2.4.18 Limo**

Es un material fino que presenta muy poca plasticidad, compuesto por sedimentos de rocas preexistentes. El tamaño de sus partículas varía, siendo esta mayor que las arcillas y menor que las arenas.

#### **2.4.19 Muestra**

Porción de material que se toma para determinar las características o propiedades de una parte que se considera representativa del total.

#### **2.4.20 Muestra alterada**

Muestra cuya estructura interna ha sido modificada por manipulación durante el proceso de muestreo y transporte al laboratorio.

#### **2.4.21 Muestra inalterada**

Muestra cuya estructura no ha sido modificada por manipulación durante el proceso de muestreo y transporte al laboratorio.

#### **2.4.22 Nivel freático**

El nivel freático es la altura a la que se encuentra el agua en una perforación. También se conoce con el nombre de capa freática, manto freático, napa freática y napa subterránea.

#### **2.4.23 Parámetros de resistencia al corte**

“Son propiedades características de cada suelo (cohesión y ángulo de fricción interna), que definen su resistencia al corte en condiciones ambientales dadas, de acuerdo con la expresión general de Mohr-Coulomb-Terzaghi” (Hoyos, 2012, p.123).

#### **2.4.24 Permeabilidad**

Capacidad de una roca o de un suelo de permitir el paso de un fluido a través suyo. La permeabilidad es una característica del material, independiente de las propiedades físicas del fluido que pasa a través suyo, y es diferente del coeficiente de permeabilidad o conductividad hidráulica (Hoyos, 2012, p.122).

#### **2.4.25 Piezómetro**

Instrumento utilizado para medir la cabeza de presión de los fluidos en el interior de masas de suelo y roca, que consiste en una cavidad separada del suelo o de la roca por un elemento poroso, y un mecanismo que permite leer la presión del fluido en la cavidad (Hoyos, 2012, p.125).

#### **2.4.26 Presión de poros**

“Es la presión que ejerce el agua presente en los poros del suelo sobre las partículas del mismo. La presión de poros disminuye los esfuerzos normales efectivos entre partículas, trata de separarlas y disminuye la resistencia a la fricción” (Suárez, 2009, p.78).

#### **2.4.27 Saturación**

Condición en la que todos los vacíos del suelo están completamente llenos de agua, y con una presión igual o superior a la atmosférica.

#### **2.4.28 Sedimento**

Material sólido que está en suspensión mientras está siendo transportado, o ha sido movido de su sitio original por el aire, agua, gravedad o hielo, y viene a depositarse sobre la superficie de la tierra.

#### **2.4.29 Sondeo**

“Término genérico para designar cualquier tipo de perforación o excavación que se haga para investigar el subsuelo” (Hoyos, 2012, p.150).

#### **2.4.30 Suelo**

De acuerdo a Das (2015) se define suelo como un agregado no cementado, formado por partículas minerales y materia orgánica en descomposición, con algún líquido y gas en los espacios vacíos.

## CAPÍTULO TRES

### 3. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

En este capítulo se realizará la descripción y el reconocimiento detallado del área de estudio, sobre la cual se ha realizado el desarrollo de la presente investigación. Dicha información será de mucha utilidad, ya que permitirá conocer las condiciones sobre las cuales se está llevando a cabo el estudio. Para este trabajo de investigación se tomaron las siguientes características; Ubicación geográfica, Topografía, Geología regional y Estudios Geotécnicos.

#### 3.1 Ubicación geográfica

El barrio Las Palmas se encuentra ubicado en la ciudad de Cobija y delimita al norte con los B./ El Bosque y Conavi; al sur con los B./ Tahuamanu y Evo Morales; al oeste con el B./ Manantial; al este con el B./ Petrolero. Por otro lado, el área de estudio cubre una superficie de 393.000 m<sup>2</sup> y un perímetro de 2,80 km.

#### Imagen 3. 1

*Ubicación del barrio Las Palmas*



Fuente: Modificado de la imagen satelital (Google Earth Pro, 2020)

En la *Imagen 3.1* se observa la ubicación del barrio Las Palmas, proporcionado por el *SIG Google Earth Pro*. Por otra parte, la *Imagen 3.2* muestra el plano catastral del área de estudio, el cual fue obtenido en la *Unidad de Catastro de GAMC*.

### Imagen 3. 2

#### *Plano catastral del barrio Las Palmas*



Fuente: Unidad de catastro (GAMC, 2019)

En la *Imagen 3.3* se puede observar detalladamente el área de estudio, gracias a las fotografías tomadas por el Dron del laboratorio de la CETIC – AC y T. Por otro lado, en la *Figura 3.1* se observa un Mapa político, donde geográficamente el barrio Las Palmas se encuentra en la ciudad de Cobija, provincia Nicolás Suárez, departamento Pando, país Bolivia.

**Imagen 3. 3**

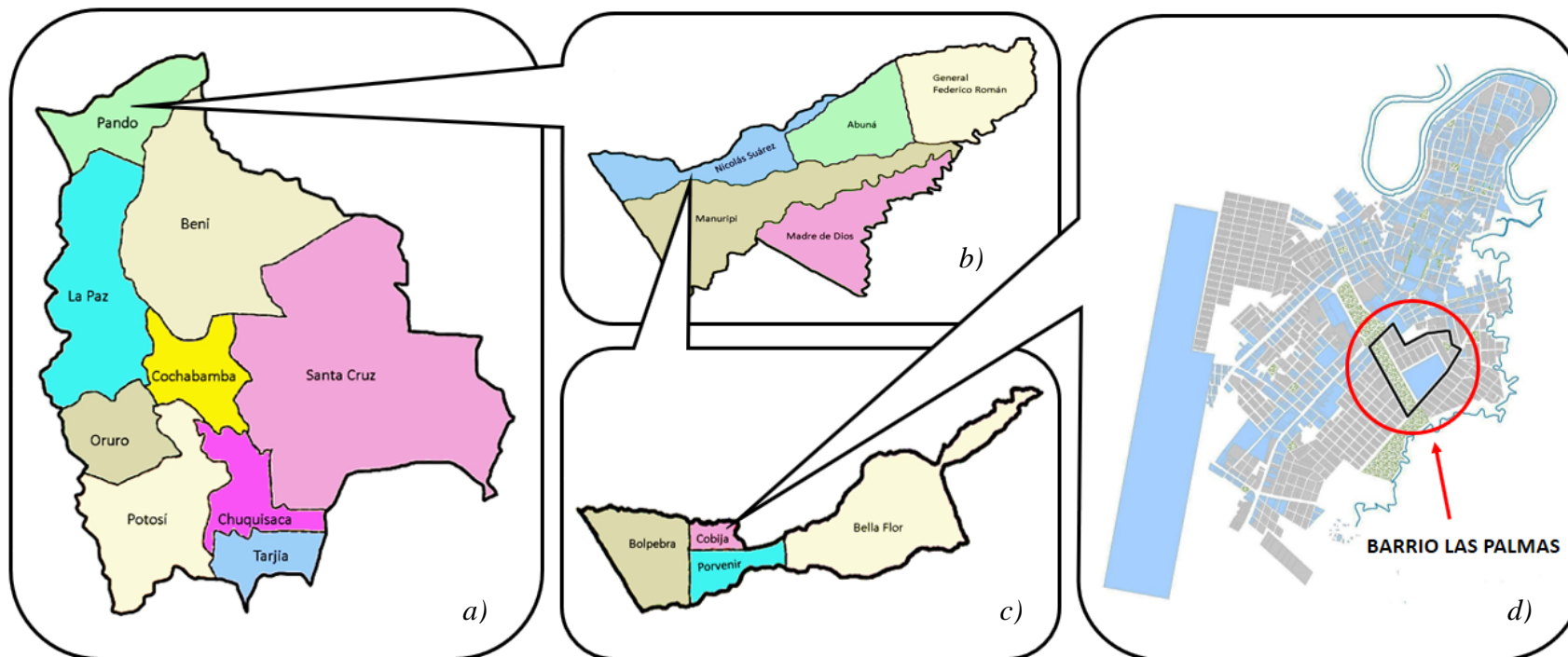
*Vista panorámica del barrio Las Palmas*



Fuente: Elaboración propia

**Figura 3. 1**

*Mapa político: a) País Bolivia, b) Departamento Pando, c) Provincia Nicolás Suárez, d) Ciudad de Cobija*



Fuente: Modificado de la imagen de Family Search “Bolivia - Genealogía”

### 3.2 Características Topográficas

La topografía del área de estudio presenta una geomorfología de relieve ondulado, con pendientes de consideración y una altitud promedio de 215 m.s.n.m aproximadamente. Por otra parte, presenta cuencas que forman vertientes, las cuales desembocan en el arroyo Bahía.

#### Imagen 3.4

*Trabajo topográfico*

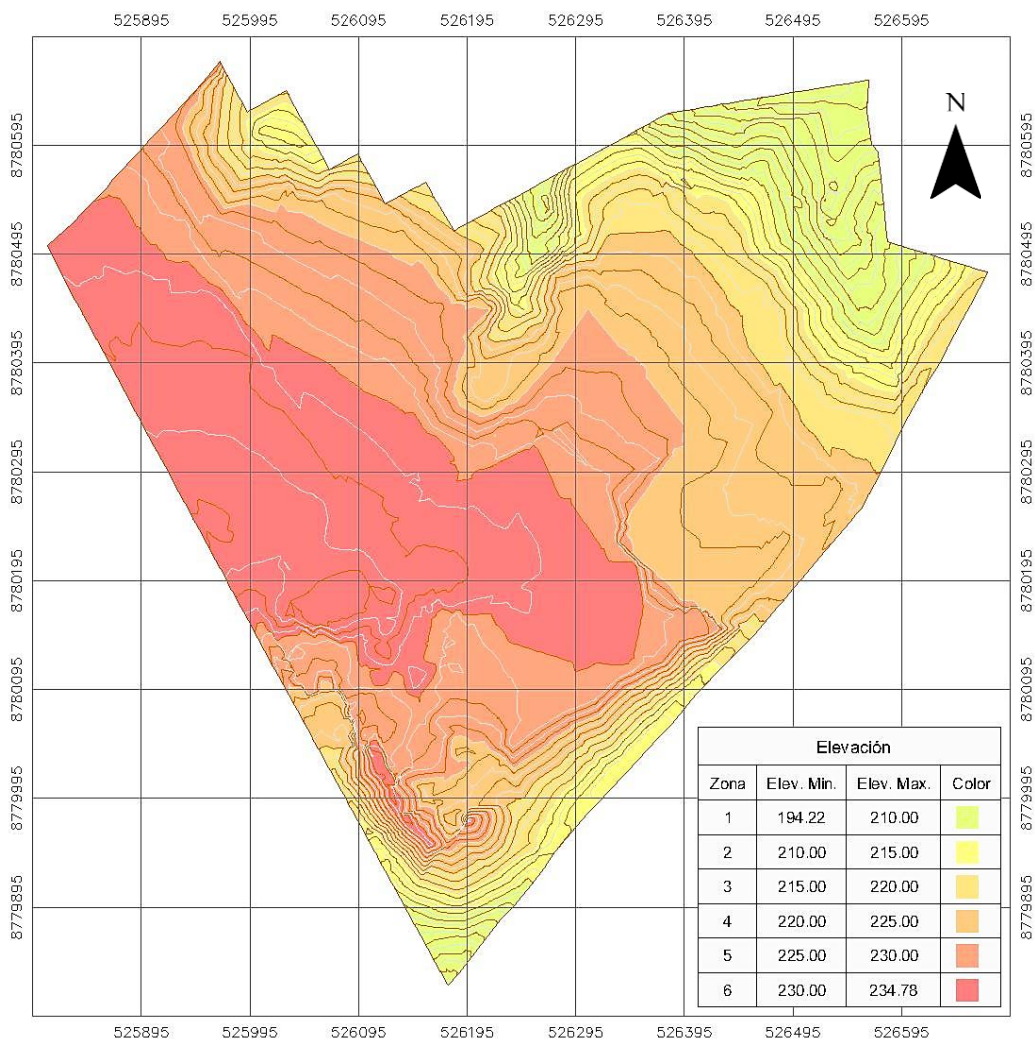


Fuente: Elaboración propia

En la *Imagen 3.4* podemos observar el trabajo topográfico realizado en el barrio Las Palmas, que fue desarrollado gracias a una gran cantidad de puntos de control (BM). Por otro lado, el escenario mencionado permitió la generación de un plano topográfico, como se muestra en la *Imagen 3.5*, el cual representa las condiciones reales del terreno. Dicho plano está dividido en 6 zonas, de acuerdo a la altitud del terreno. La zona roja coral representa la altitud máxima, que se encuentra en el rango de 230,00 a 234,78 m.s.n.m. y la zona verde lunar representa la altitud mínima, que se encuentra en el rango de 194,22 a 210,00 m.s.n.m.

### Imagen 3.5

Plano topográfico del barrio Las Palmas



Fuente: Elaboración propia

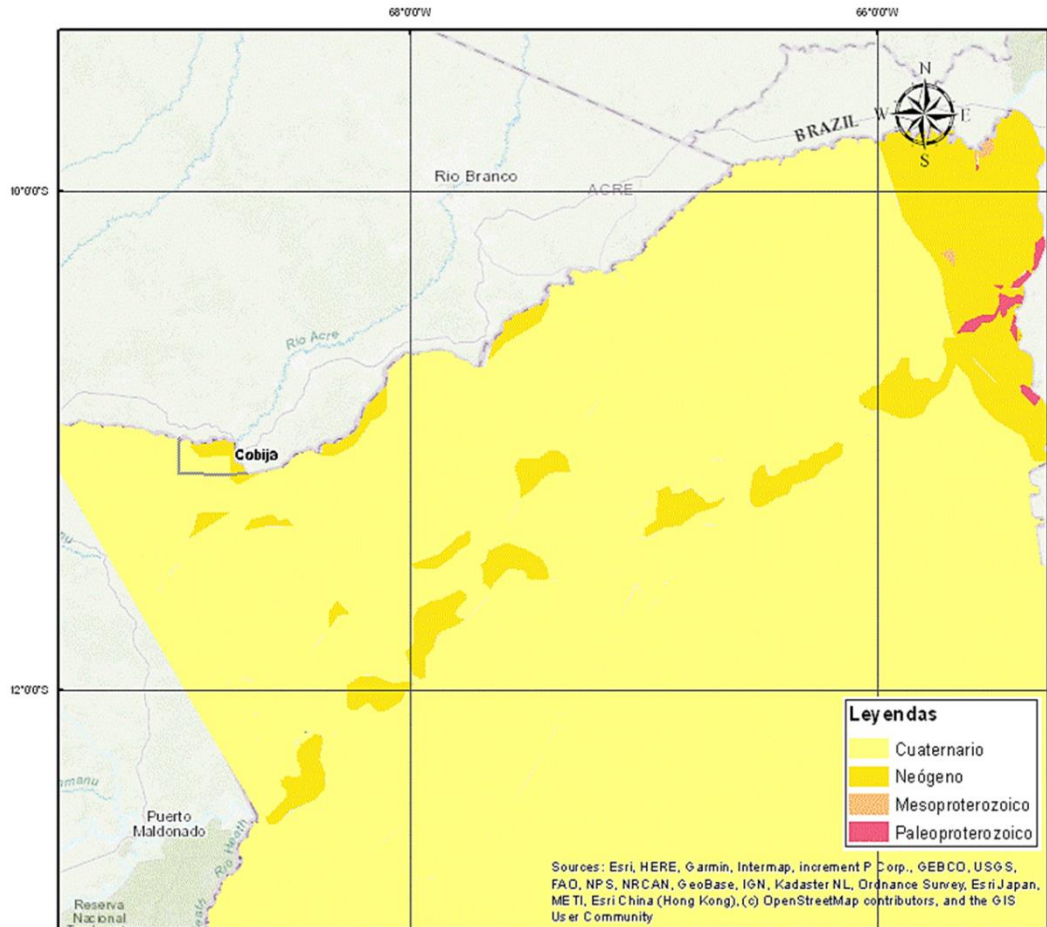
### 3.3 Geología regional

De acuerdo al Plan de Ordenamiento Urbano, el Municipio de Cobija está cubierto en su mayoría por sedimentos recientes de la formación Candelaria (Formación Iñapari en la República del Perú), y esta a su vez cubre los sedimentos neógenos ligeramente plegados de la Formación Cobija.

En la *Imagen 3.6* se muestra un Mapa Geológico de Pando, donde el barrio Las Palmas que pertenece a la ciudad de Cobija, está conformado por sedimentos neógenos, de acuerdo al *Servicio Geológico Minero (SERGEOMIN)*.

**Imagen 3. 6**

*Mapa geológico del departamento de Pando*



Fuente: Geología de Bolivia (*SERGEOMIN, 2020*)

**3.4 Estudios geotécnicos**

El barrio Las Palmas de la ciudad de Cobija cuenta con *14 Estudios Geotécnicos* realizados hasta la actualidad, de los cuales; 9 exploraciones pertenecen al *Plan de Ordenamiento Urbano de Cobija*; 3 a *Proyectos de Grado* de la U.A.P.; y 2 al *Proyecto de GAMC*.

En la *Imagen 3.7* podemos observar la ubicación de los estudios geotécnicos realizados en el área de estudio. Por otro lado, en las *Tablas 3.1, 3.2 y 3.3*, se muestra detalladamente la información de los estudios geotécnicos realizados, tales como; nombre del proyecto, ubicación geográfica, profundidad de sondeo y las características del suelo.

### Imagen 3.7

*Ubicación de los estudios geotécnicos realizados en el barrio Las Palmas*



Fuente: Modificado del plano de la unidad de catastro (GAMC, 2019)

**Tabla 3. 1***Estudios geotécnicos del Plan de Ordenamiento Urbano de Cobija*

CP	ID	Sondeo		Coordenadas		Profundidad		SUCS	
		N	Norte	Este	Cota	[m]	Cota	N.G.	S.G.
	P - 08	1	8780352,188	526613,906	220,037	4,00	216,037	Arena arcillosa	SC
	P - 16	2	8780150,000	526029,413	234,000	6,00	228,000	Arcilla magra con arena	CL
	P - 20	3	8780600,553	525950,000	222,559	3,00	219,559	Arcilla magra con arena	CL
	P - 33	4	8780449,639	526669,808	216,408	2,00	214,408	Arcilla magra con arena	CL
A <sup>+</sup>	P - 34	5	8780289,594	526568,262	220,503	2,00	218,503	Arena arcillosa	SC
	P - 35	6	8779900,268	526207,101	209,810	2,00	207,810	Arena arcillosa	SC
	P - 71	7	8780539,576	526054,509	224,298	2,00	222,298	Arcilla magra con arena	CL
	P - 72	8	8780405,767	526389,466	223,669	2,00	221,669	Arcilla magra con arena	CL
	P - 73	9	8780279,392	526114,057	231,674	2,00	229,674	Arcilla magra arenosa	CL

**Nota:**A<sup>+</sup>: Plan de Ordenamiento Urbano de Cobija (GAMC, 2002)

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 3. 2***Estudios geotécnicos del Gobierno Autónomo Municipal de Cobija*

CP	ID	Sondeo		Coordenadas		Profundidad		SUCS	
		N	Norte	Este	Cota	[m]	Cota	N.G.	S.G.
						0,53	233,290	Arcilla magra arenosa	CL
						1,35	232,470	Arena arcillosa	SC
	U - 01	1	8780210,000	526097,000	233,820	2,80	231,020	Arena arcillosa	SC
						4,53	229,290	Arcilla magra con arena	CL
B <sup>+</sup>						6,00	227,820	Arcilla grasa	CH
						1,25	233,253	Arcilla magra arenosa	CL
						2,70	231,803	Arena arcillosa	SC
	U - 02	2	8780194,000	526080,000	234,503	3,90	230,603	Arena arcillosa	SC
						4,58	229,923	Arcilla magra con arena	CL
						6,00	228,503	Arcilla magra con arena	CL

**Nota:**B<sup>+</sup>: Proyecto construcción U.E. Rogelia Menacho de Balcazar (GAMC, 2019)

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 3. 3***Estudios geotécnicos de Proyectos de Grado de la U.A.P.*

CP	ID	Sondeo		Coordenadas		Profundidad		SUCS	
		N	Norte	Este	Cota	[m]	Cota	N.G.	S.G.
C <sup>+</sup>	A - 01	1	8780573,000	525901,000	228,340	1,50	226,84	Arcilla magra arenosa	CL
						1,95	226,39	Arcilla magra arenosa	CL
						2,40	225,94	Arena arcillosa	SC
						2,85	225,49	Arena arcillosa	SC
						3,30	225,04	Arena arcillosa	SC
						3,75	224,59	Arena arcillosa	SC
S - 01	2	8780341,000	526442,000	222,830	1,50	221,33	Arena arcillosa	SC	
					3,09	219,74	Arena arcillosa	SC	
					4,54	218,29	Arena arcillosa	SC	
					6,08	216,75	Arcilla magra con arena	CL	
					7,51	215,32	Arcilla magra con arena	CL	
					9,00	213,83	Arcilla magra con arena	CL	
D <sup>+</sup>	3	8780321,000	526409,000	224,120	10,45	212,38	Arcilla magra arenosa	CL	
					12,00	210,83	Arcilla grasa	CH	
					1,50	222,62	Arena arcillosa	SC	
					3,00	221,12	Arena arcillosa	SC	
					4,51	219,61	Arcilla magra con arena	CL	
					6,20	217,92	Arcilla magra con arena	CL	
S - 02	3	8780321,000	526409,000	224,120	7,49	216,63	Arcilla magra arenosa	CL	
					9,05	215,07	Arcilla magra arenosa	CL	
					10,46	213,66	Arcilla magra arenosa	CL	

**Nota:**C<sup>+</sup>: Proyecto de grado (Yugar, 2013)D<sup>+</sup>: Proyecto de grado (Villarreal, 2017)

Fuente: Elaboración propia

## CAPÍTULO CUATRO

### 4. POSICIÓN GEOGRÁFICA DE LAS CALICATAS Y TOMA DE MUESTRAS INALTERADAS DE SUELO

Este capítulo está centrado a determinar la posición geográfica de las calicatas y a la toma de muestras inalteradas de suelo. Por otro lado, se tomaron todas las consideraciones existentes para posicionar estratégicamente un determinado número de sondeos, a fin de obtener muestras de suelo representativas en toda el área de estudio.

#### 4 Posición geográfica de las calicatas

Para posicionar geográficamente las calicatas, primero debemos tomar todas las consideraciones existentes en el área de estudio, seguido de la determinación del número de sondeos y por último obtener la aprobación o consentimiento informado de los moradores del barrio Las Palmas.

##### 4.1.1 Consideraciones existentes en el área de estudio

En este trabajo de investigación se tomaron todas las consideraciones existentes en el área de estudio, los cuales serán descritos y desarrollados a continuación:

- Sectorización preliminar de los suelos.
- Sectorización de la constructividad.
- Sectorización de los estudios geotécnicos.

##### 4.1.1.1 Sectorización preliminar de los suelos

En el área de estudio se lograron identificar superficialmente 4 tipos de suelo, de acuerdo al color, textura y olor. Los trabajos preliminares como el anterior mencionado, nos permite planificar y ejecutar estudios geotécnicos de manera estratégica.

En la *Tabla 4.1* podemos observar la descripción e identificación preliminar de los suelos existentes, los cuales se distribuyen en distintos puntos del Barrio Las Palmas, como se observa en la *Imagen 4.1*.

**Tabla 4. 1**

*Descripción e identificación preliminar de los suelos del barrio Las Palmas*

ID	Características del suelo			Extensión territorial
	Color	Consistencia	Olor	[ha]
CS - 01	Rojo	Firme	Orgánico	30,30
CS - 02	Amarillo	Suave	Orgánico	5,44
CS - 03	Gris claro	Suave	Orgánico	3,26
CS - 04	Marrón rojizo	Dura	Inusual	0,30

**Nota:**

La descripción e identificación preliminar de los suelos esta con base en la ASTM D2488-00.

Fuente: Elaboración propia

**Imagen 4. 1**

*Mapa preliminar de los suelos existentes en el barrio Las Palmas*



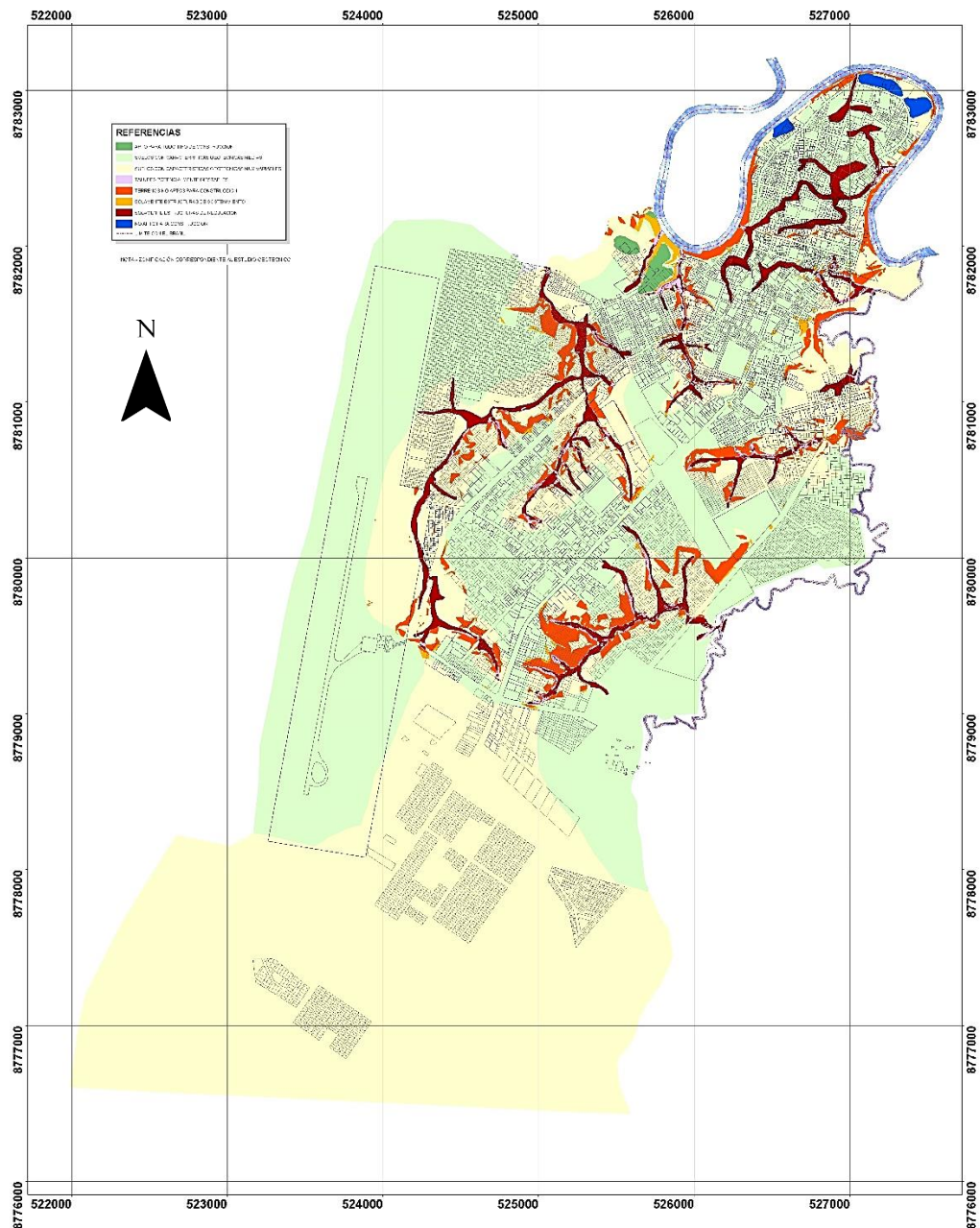
Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.1.2 Sectorización de la constructividad

El mapa de constructividad del *Plan de Ordenamiento Urbano de Cobija*, está zonificado de acuerdo al grado de riesgo geotécnico existente o potencial, en función a la proyección de las obras civiles, como se observa en la *Imagen 4.2*.

**Imagen 4. 2**

*Mapa de constructividad de la ciudad de Cobija*

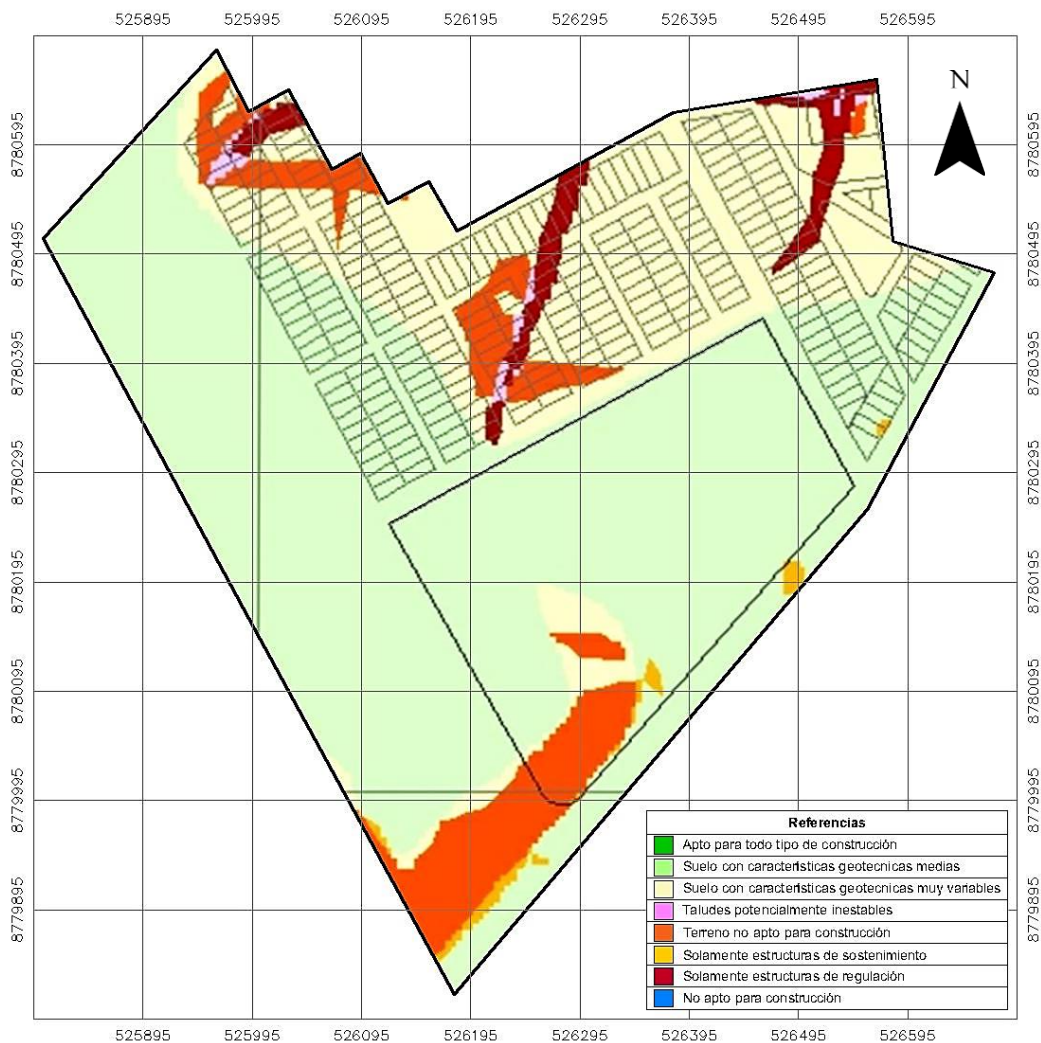


Fuente: Plan de ordenamiento urbano de Cobija (GAMC, 2002)

En la *Imagen 4.3* podemos observar a detalle el *Mapa de Constructividad del barrio Las Palmas*, el cual presenta 6 zonas existentes o potenciales con riesgo geotécnico. Por otro lado, de la superficie total del área de estudio, la mayor parte presenta suelos con características geotécnicas medias y variables, y solo una mínima parte presenta suelos con características inestables, no apto para construcciones o solo obras civiles de regulación y sostenimiento. Está claro que el mapa de constructividad del área de estudio, es una información valiosa de referencia, que representa el punto de partida inicial de una obra civil.

### Imagen 4.3

*Mapa de constructividad del barrio Las Palmas*



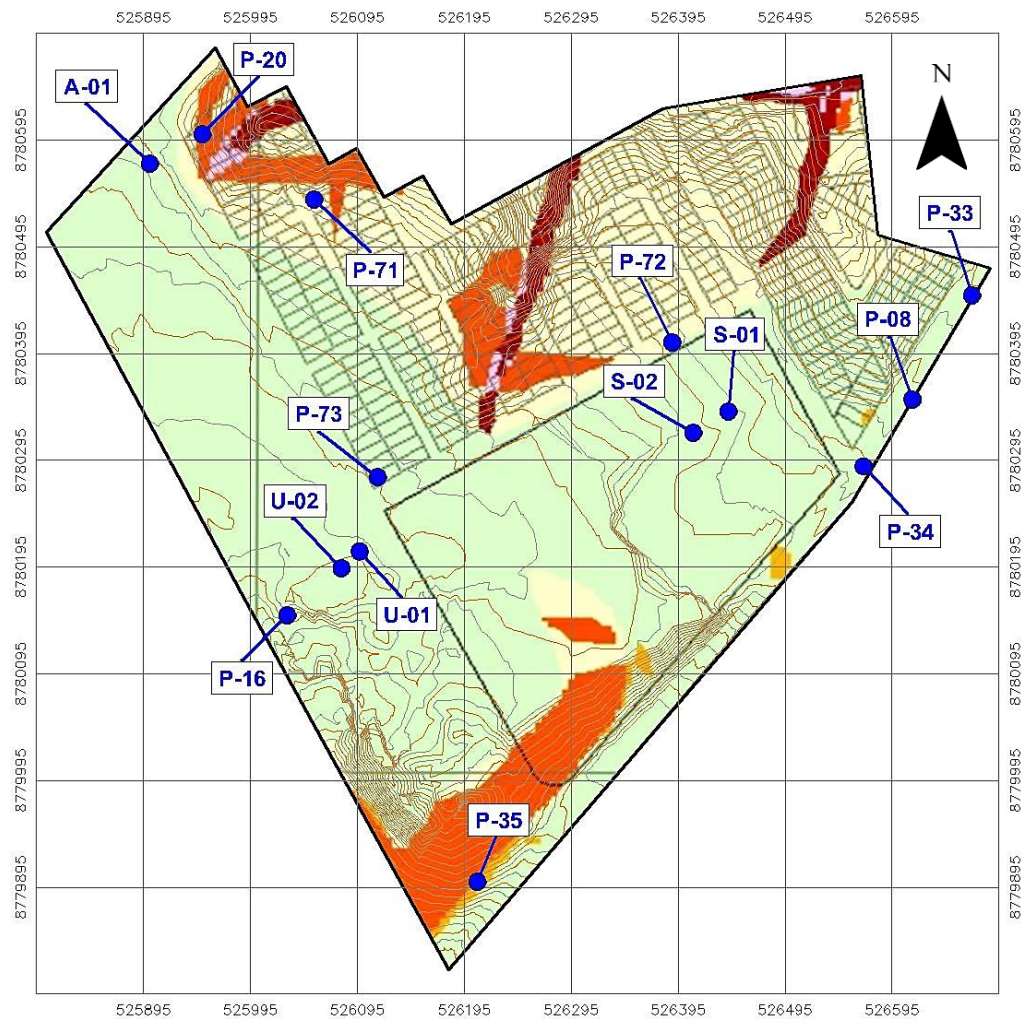
Fuente: Plan de ordenamiento urbano de Cobija (GAMC,2002)

#### 4.1.1.3 Sectorización de los estudios geotécnicos

En el barrio Las Palmas se realizaron 14 pozos de exploración, de los cuales 9 fueron ejecutados por el Plan de Ordenamiento Urbano de Cobija, 3 por proyectos de grado de la U.A.P. y 2 por el proyecto de GAMC.

#### Imagen 4. 4

*Mapa de estudios geotécnicos realizados en el barrio Las Palmas*



Fuente: Modificado del mapa de constructividad del barrio Las Palmas (GAMC,2002)

En la *Imagen 4.4* podemos observar los 14 sondeos realizados en el área de estudio, de los cuales 12 se encuentran en zonas con suelos de características geotécnicas medias y variables, y solo 2 en zonas con suelos de características inestables, no apto para construcciones o solo obras civiles de regulación y sostenimiento.

En la *Tabla 4.2* podemos observar la cantidad de sondeos realizados, la posición geográfica, el tipo de proyecto y el periodo de ejecución de los estudios geotécnicos en el barrio Las Palmas. Por otro lado, también se puede apreciar que los sondeos del *Plan de Ordenamiento Urbano de Cobija*, están ubicados estratégicamente para satisfacer la demanda de información de los suelos del área de estudio.

**Tabla 4. 2**

*Estudios geotécnicos realizados en el barrio Las Palmas*

CP	ID	Coordenadas			Sondeo
		Norte	Este	Cota	N°
A <sup>+</sup>	P - 08	8780352,188	526613,906	220,037	1
	P - 16	8780150,000	526029,413	234,000	2
	P - 20	8780600,553	525950,000	222,559	3
	P - 33	8780449,639	526669,808	216,408	4
	P - 34	8780289,594	526568,262	220,503	5
	P - 35	8779900,268	526207,101	209,810	6
	P - 71	8780539,576	526054,509	224,298	7
	P - 72	8780405,767	526389,466	223,669	8
	P - 73	8780279,392	526114,057	231,674	9
B <sup>+</sup>	U - 01	8780210,000	526097,000	233,820	10
	U - 02	8780194,000	526080,000	234,503	11
C <sup>+</sup>	A - 01	8780573,000	525901,000	228,340	12
D <sup>+</sup>	S - 01	8780341,000	526442,000	222,830	13
	S - 02	8780321,000	526409,000	224,120	14

**Nota:**

A<sup>+</sup>: Plan de Ordenamiento Urbano de Cobija (GAMC, 2002)

B<sup>+</sup>: Proyecto construcción U.E. Rogelia Menacho de Balcázar (GAMC, 2019)

C<sup>+</sup>: Proyecto "Diseño del restaurante el castaño" (Yugar, 2014)

D<sup>+</sup>: Proyecto "Diseño del nuevo bloque para el ACyT de 5 plantas con un semisótano" (Villarreal, 2017)

Fuente: Elaboración Propia

#### 4.1.2 Determinación del número de sondeos

Para determinar el número de sondeo mínimo en el área de estudio, nos apoyaremos en la Norma para *Estudios Geotécnicos* de la "Asociación Boliviana de Ingeniería Geotécnica (ABIG)", la cual establece en su acápite, apertura de pozos para urbanizaciones, como se muestra en la *Tabla 4.3*.

**Tabla 4. 3***Numero de pozos de prospección para urbanizaciones*

<b>Superficie</b>	<b>Pozos</b>
<b>[m<sup>2</sup>]</b>	<b>N°</b>
De 3000 a 10000	9
De 10000 a 30000	15
De 30000 en adelante	20

Fuente: Estudios geotécnicos (ABIG, 2007)

La extensión territorial del barrio Las Palmas es de 393.000 m<sup>2</sup> aproximadamente, lo cual es mayor a 30.000 m<sup>2</sup>, por lo que le corresponde 20 pozos de prospección como mínimo, como lo establece la *Tabla 4.3*. Ahora bien, el área de estudio ya cuenta con 14 pozos de prospección, por lo que solo se proyectará 10 pozos para llegar a superar el mínimo de sondeos, como se muestra en la *Tabla 4.4*.

**Tabla 4. 4***Determinación del número de sondeos*

<b>Barrio</b>	<b>Área</b>	<b>Perímetro</b>	<b>Pozos mínimo</b>	<b>Pozos realizados</b>	<b>Pozos proyectados</b>	<b>Sondeo total</b>
	<b>[ha]</b>	<b>[km]</b>	<b>ABIG</b>	<b>[2002-2019]</b>	<b>[2019-2020]</b>	<b>N°</b>
Las Palmas	39,30	2,80	20	14	10	24

Fuente: Elaboración propia

La decisión de proyectar solo 10 pozos de prospección en el área de estudio, es debido a que se tiene una información detallada y confiable de los demás sondeos realizados. Por otra parte, la cantidad de sondeos proyectados satisface la demanda de información de los suelos del barrio Las Palmas.

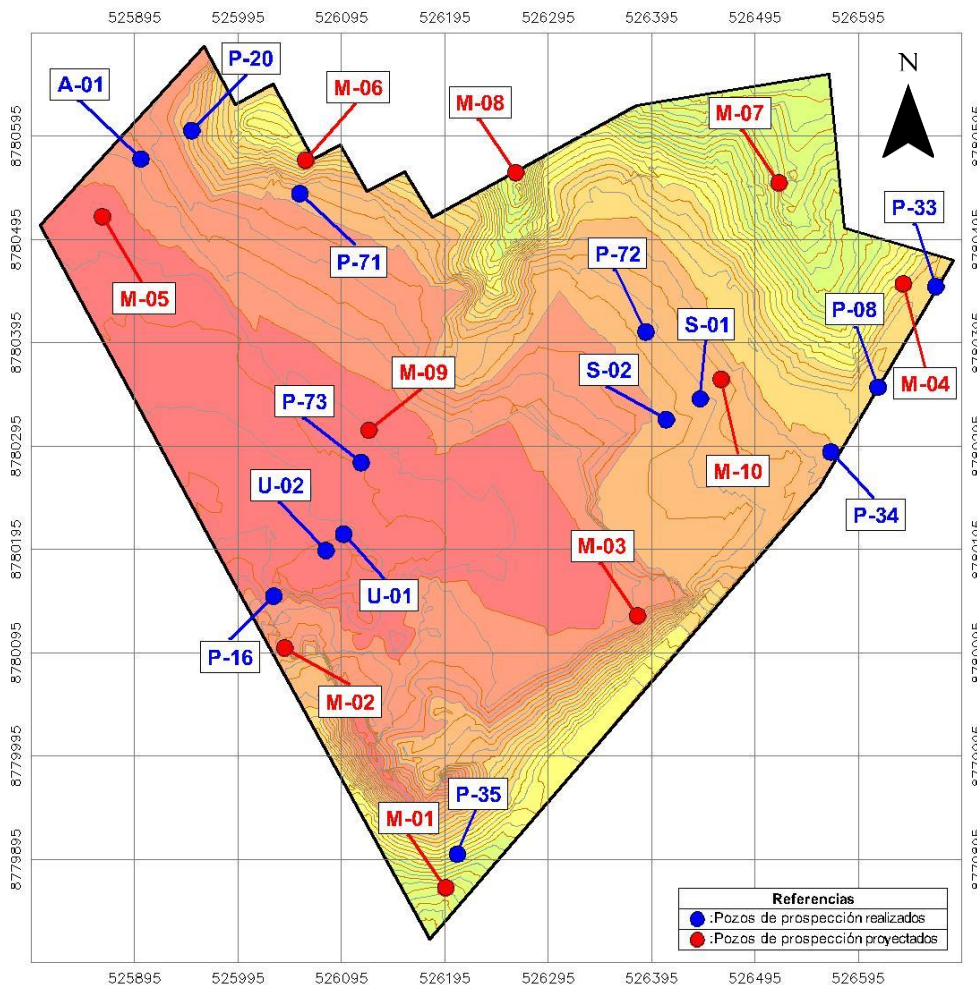
#### **4.1.3 Aprobación o consentimiento informado de los sondeos**

La aprobación o consentimiento informado, no es más que el permiso otorgado por los moradores del barrio Las Palmas, para realizar el estudio geotécnico en un determinado lugar. Este factor ha limitado la posición geográfica del 50 % de las calicatas, por el hecho de no tener la aprobación de un predio privado o institución pública.

En la *Imagen 4.5* se observa los 14 sondeos realizados y los 10 proyectados, sumando un total de 24 sondeos ubicados en el área de estudio. De los 10 sondeos proyectados en el barrio Las Palmas, el 60% se encuentra ubicado cerca de los 14 realizados. Esto con el objetivo de verificar los resultados del estudio geotécnico anterior.

### Imagen 4.5

*Ubicación de los sondeos realizados y proyectados en el barrio Las Palmas*

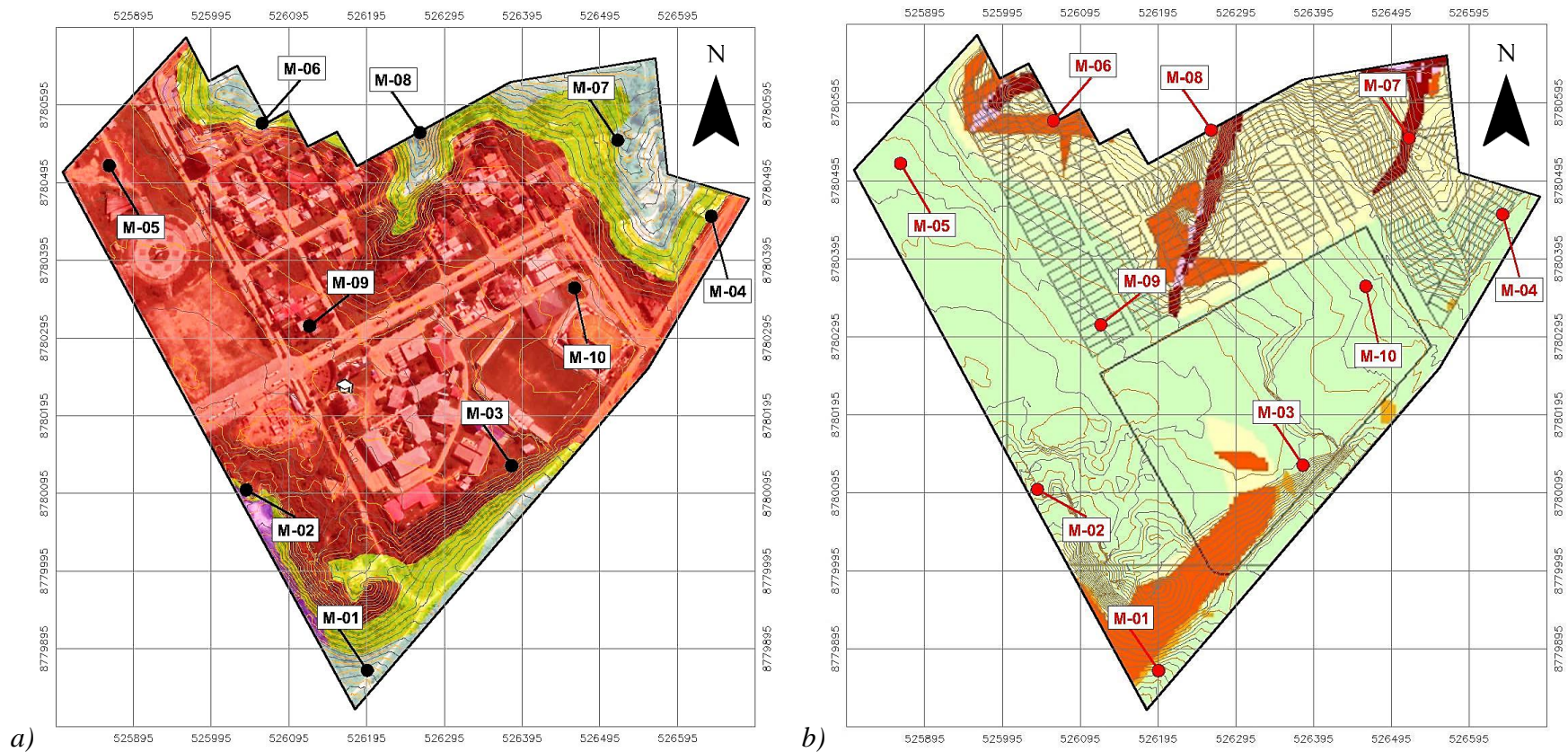


Fuente: Elaboración propia

En la *Imagen 4.6* podemos observar los 10 sondeos proyectados, los cuales están ubicados estratégicamente de acuerdo a la sectorización de la constructividad y a la sectorización preliminar de los suelos. El 40% de los sondeos están ubicados en un suelo en particular, que predomina en el barrio Las Palmas. Y el otro porcentaje restante de los sondeos, se encuentran distribuidos en varios suelos en específico.

#### Imagen 4. 6

Distribución de los sondeos en el barrio Las Palmas: a) Sondeos proyectados de acuerdo a la sectorización preliminar de los suelos, b) Sondeos proyectados de acuerdo a la sectorización de la constructividad



Fuente: Modificado de la imagen satelital y del mapa de constructividad del barrio Las Palmas

En la *Tabla 4.5* podemos observar la cantidad de sondeos proyectados, la posición geográfica y las características de la ubicación en el barrio Las Palmas. Dichos sondeos serán ejecutados mediante la excavación superficial de calicatas a cielo abierto. El 50% de las calicatas proyectadas se ubican en áreas verdes, avenidas y calles. Y el otro porcentaje restante se encuentran ubicados en instituciones públicas y predios privados.

**Tabla 4. 5**

*Información de los 10 sondeos proyectados en el barrio Las Palmas*

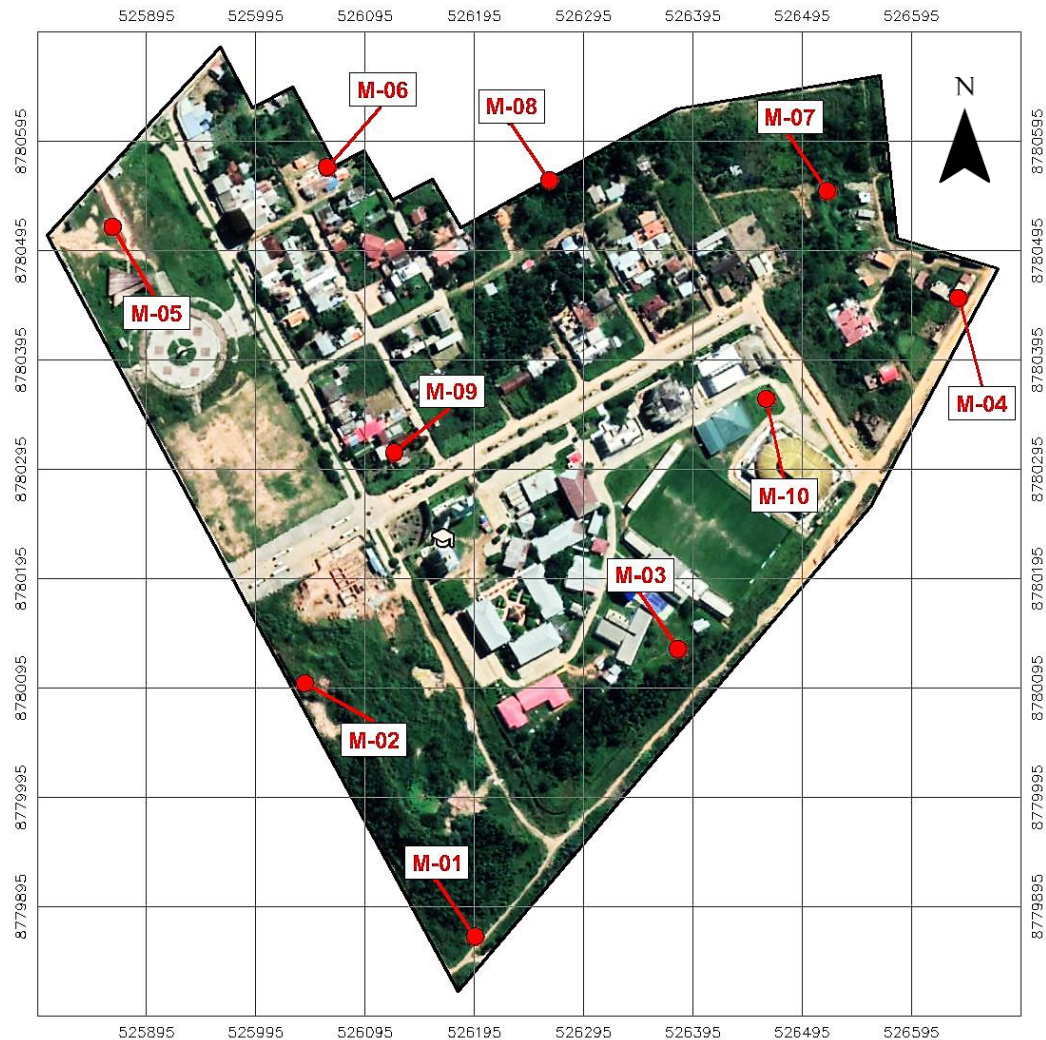
ID	Característica de la ubicación	Coordenadas			Sondeo
		Norte	Este	Cota	Nº
M - 01	Área publica/avenida	8779867,620	526195,749	203,497	1
M - 02	Área publica/avenida	8780099,770	526040,065	224,736	2
M - 03	Institución publica	8780130,858	526381,503	228,801	3
M - 04	Predio privado	8780451,937	526638,296	213,757	4
M - 05	Área publica/verde	8780517,243	525863,824	230,316	5
M - 06	Predio privado	8780571,720	526060,451	214,369	6
M - 07	Área publica/calle	8780549,787	526518,158	201,108	7
M - 08	Área publica/verde	8780559,824	526263,631	202,653	8
M - 09	Predio privado	8780310,660	526121,640	231,340	9
M - 10	Institución publica	8780359,926	526462,306	222,230	10

Fuente: Elaboración propia

En la *Imagen 4.7* podemos observar la posición geográfica de los 10 sondeos proyectados en una imagen satelital del barrio Las Palmas. Está claro que las consideraciones existentes en el área de estudio, respaldan el criterio tomado para determinar el número de sondeos y la posición geográfica del mismo. Este trabajo previo a la toma de muestras inalteradas de suelo, garantiza la validez de los estudios geotécnicos realizados. Por ende, dicha información del área de estudio es una imagen representativa de las condiciones del subsuelo.

## Imagen 4. 7

*Ubicación de los sondeos proyectados en el barrio Las Palmas*



Fuente: Elaboración propia

### 4.2 Toma de muestras inalteradas de suelo

Para determinar las propiedades de caracterización del suelo y estimar los parámetros de resistencia al corte de la misma, se deben contar con muestras representativas, las cuales brinden resultados confiables. Actualmente existen diversas técnicas e instrumentos para la toma de muestras de suelo, entre los más conocidos son: SPT, Tubo Shelby, Barreno manual y Bloque inalterado.

Sfriso (2019) menciona que el obtener la muestra de suelo siempre será indispensable para los ingenieros civiles; porque todavía se necesita tocar la masa de suelo. Y números indirectos sacados con ensayos de tomografía no alcanzan para determinar las propiedades del suelo. Por qué no importa que pasen los años y la experiencia suficiente que creamos tener, todavía necesitamos de esa muestra de suelo.

En este trabajo de investigación se empleó el método de la toma de muestra superficial de suelo inalterado (Bloque inalterado). Dicho método es uno de los mejores para determinar las propiedades del suelo en condiciones naturales.

#### **4.2.1 Procedimiento para la toma de muestras**

El procedimiento de campo para la toma de muestra es sin lugar a duda uno de los trabajos más importantes y críticos del ingeniero geotécnico, ya que de ello depende el éxito de la estabilidad de una edificación u obra de tierra.

Contando con la información del área de estudio, se procedió a desarrollar todo el trabajo de campo, a fin de explicar paso por paso todo lo realizado en la toma de muestra superficial de suelo inalterado.

El trabajo de campo se dividió en las siguientes etapas:

- Etapa 1 - Ubicación de las calicatas.
- Etapa 2 - Excavación del terreno.
- Etapa 3 - Tallado de la muestra.
- Etapa 4 - Preparación y conservación de las muestras.
- Etapa 5 - Descripción de los sondeos proyectados.

##### **4.2.1.1 Ubicación de las calicatas**

De acuerdo a la *Tabla 4.5*, las coordenadas geográficas de las calicatas ya están establecidas como punto de partida. El primer paso a realizar como se observa en la *Imagen 4.8*, es la ubicación de las coordenadas en el terreno de estudio, utilizando una *Estación Total Leica TPS800*, con el cual se replanteo las coordenadas geográficas.

## Imagen 4. 8

Ubicación de las calicatas: a) Replanteo topográfico, b) Posición geográfica



Fuente: Elaboración propia

### 4.2.1.2 Excavación del terreno

En función a la ubicación geográfica de las calicatas, se procede a trazar el terreno para la excavación de la misma, como se observa en la *Imagen 4.9*. La dimensión en planta de las calicatas es de un ancho de 1.20 m y un largo 1.70 m, con una profundidad de 1.80 m. Las herramientas utilizadas en esta actividad son: picota, pala, cavador, soga y balde.

## Imagen 4. 9

Proceso de excavación manual: a) Trazado, b) Herramientas, c) Ejecución

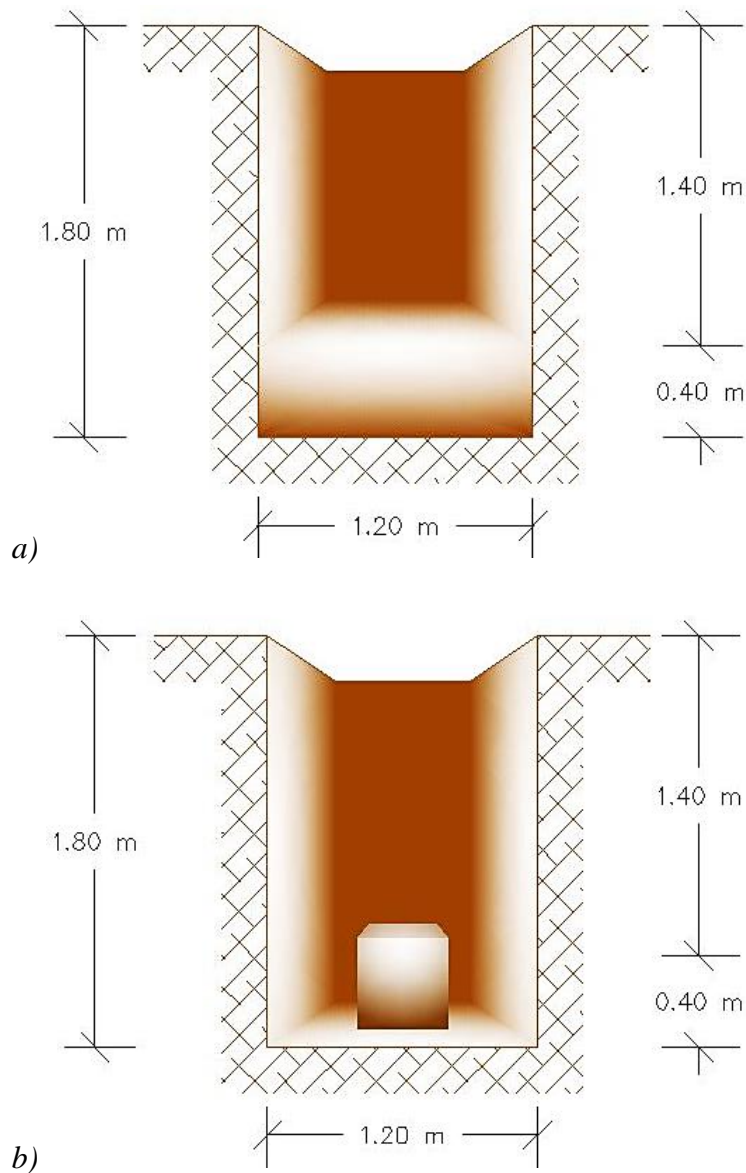


Fuente: Elaboración propia

Durante el proceso de excavación manual de las 10 calicatas, se logró un movimiento de tierra de  $36.72 \text{ m}^3$ , con solo el trabajo de 2 personas como mínimo. Ahora bien, la excavación de calicatas a cielo abierto se dividió en dos fases, como se observa en la *Figura 4.1*. La primera fase consiste en una excavación libre, donde la profundidad de la calicata llega a 1.40 m. Por otro lado, la segunda fase consiste en la continuación de la excavación, pero de manera controlada. En esta última fase se llega a una profundidad de 1.80 m, donde se deja un bloque de tierra, de dimensiones mayores a la muestra que será extraída.

### Figura 4. 1

Procedimiento de ejecución en la excavación de calicatas: a) Fase 1, b) Fase 2



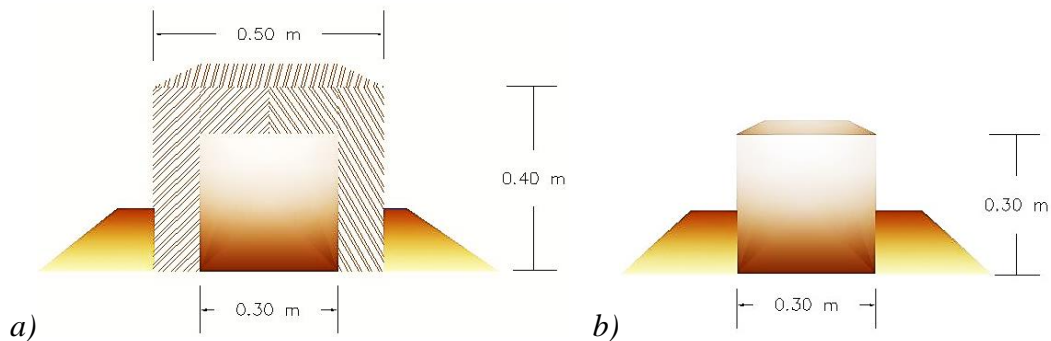
Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.1.3 Tallado de la muestra

Cuando ya se tiene el bloque de tierra como se observa en la *Figura 4.2 a)*, se procede al tallado de la muestra cúbica, de dimensiones de 30 cm por cada lado, como se observa en la *Figura 4.2 b)*. Dicha actividad se realiza con sumo cuidado, evitando alterar la estructura interna de la muestra de suelo, como se observa en la *Imagen 4.10*. Las herramientas utilizadas en esta actividad son: cavador, espátula, pala y picota pequeña.

**Figura 4. 2**

*Esquema de la muestra inalterada: a) Bloque de tierra, b) Bloque tallado final*



Fuente: Elaboración propia

**Imagen 4. 10**

*Procedimiento de ejecución en el tallado de la muestra de bloque inalterada*



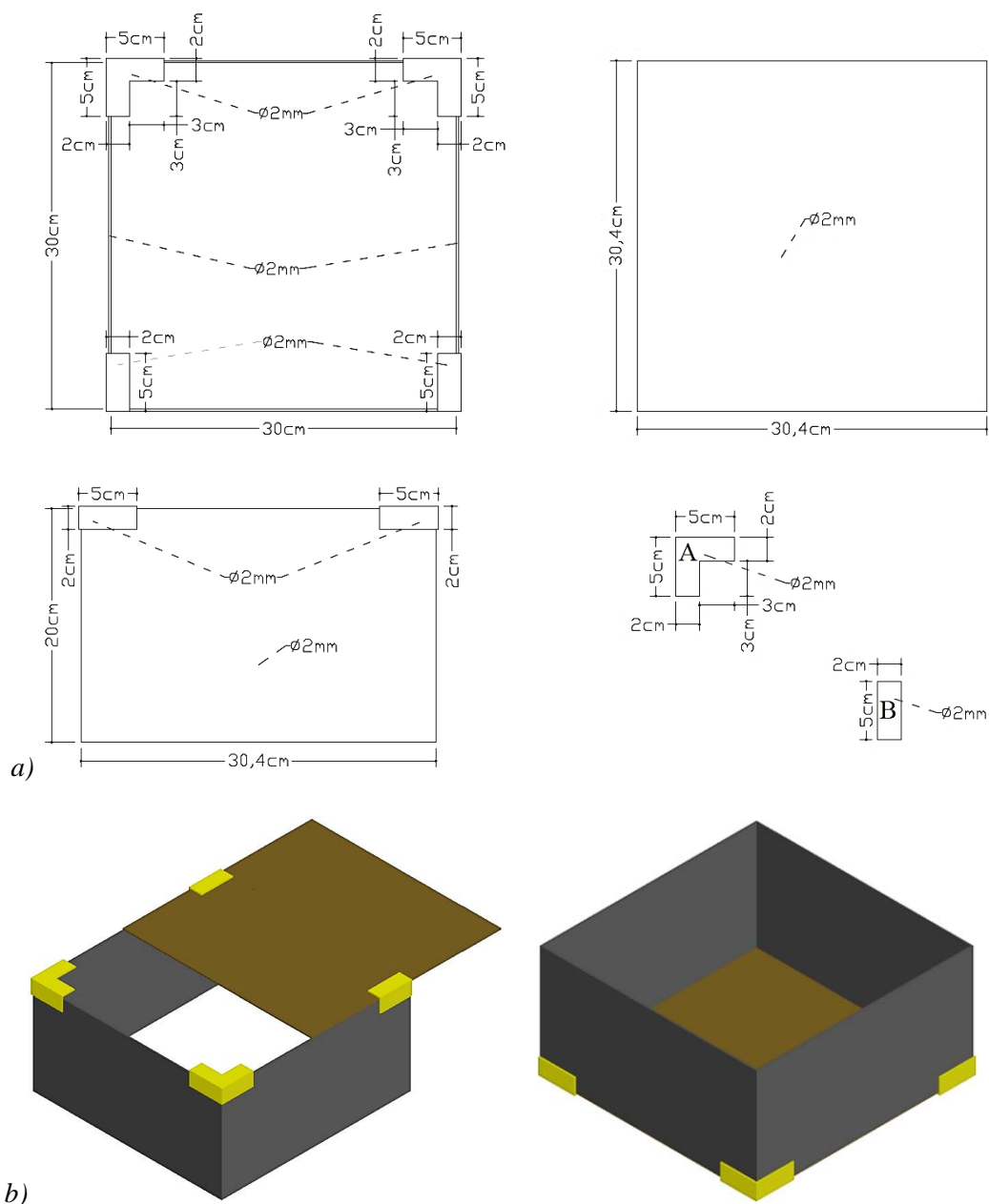
Fuente: Elaboración propia

#### **4.2.1.4 Preparación y conservación de las muestras**

Cuando la muestra de suelo esté lista para su transporte, se debe confinarla en un molde metálico. Dicho molde tiene dimensiones internas de 30 cm de ancho y 30 cm de largo, con una altura de 20 cm y un espesor de 2 mm, como se muestra en la *Figura 4.3*.

**Figura 4.3**

*Esquema del molde metálico: a) Plano 2D, b) Modelo 3D*



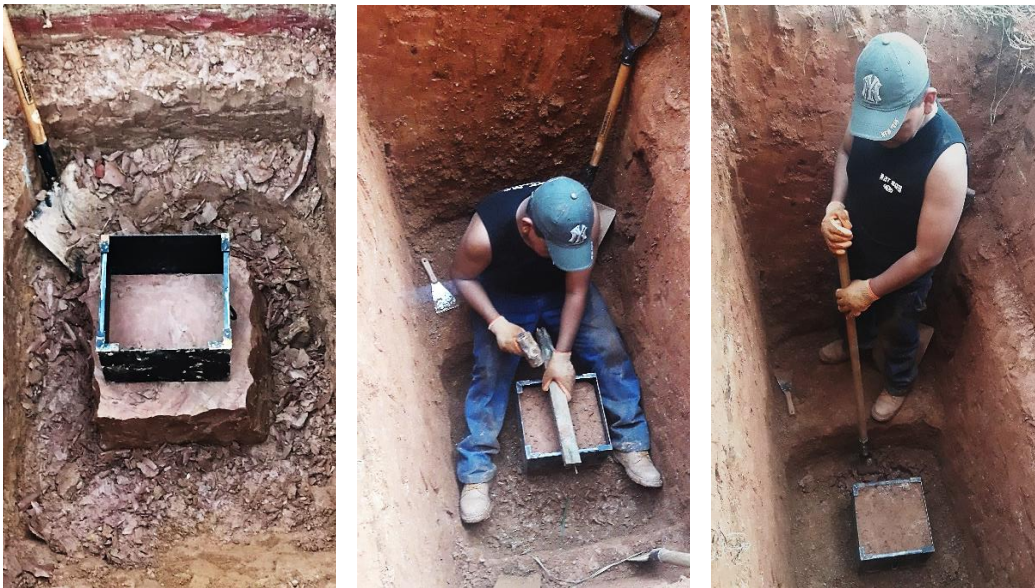
Fuente: Elaboración propia

Para la preparación de la muestra de bloque, se necesitan de las siguientes herramientas y materiales: madera de 2x2" con una longitud de 40 cm, combo, machete y soga. En cuanto al molde metálico, si se requiere se puede afilar la parte superior del molde, a fin de facilitar el confinamiento de la muestra de suelo.

El primer paso para conservar la muestra de suelo inalterada, es colocar el molde metálico con la parte afilada hacia abajo, la misma debe estar sobre la parte superior de la muestra de bloque para confinarla, como se observa en la *Imagen 4.11*. Si no existiese imperfecciones en la muestra, el molde debería deslizarse hasta el tope de 20 cm. Por otro lado, lo anterior mencionado no sucede con frecuencia, por ende, se recurre al impacto suave sobre el molde, a fin de deslizarlo lentamente. El proceso mencionado anteriormente consiste en impactar el combo sobre la madera y este al molde, con el fin de no generar vibraciones altas en la estructura de la muestra de suelo.

#### **Imagen 4. 11**

*Proceso de confinamiento de la muestra de bloque inalterada*

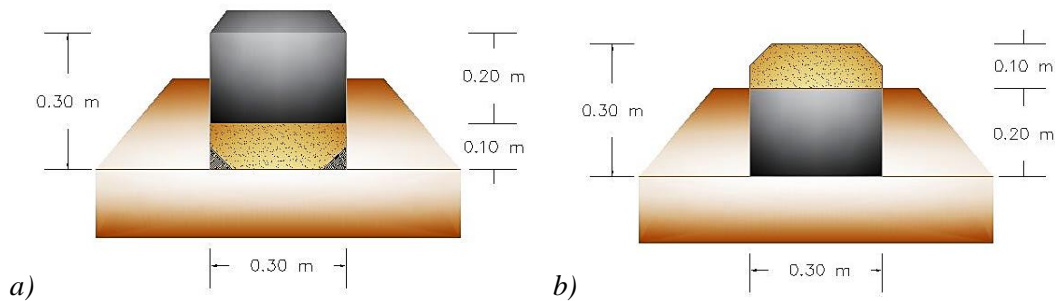


Fuente: Elaboración propia

Luego de confinar cuidadosamente la muestra en el molde metálico, se procede a tallar los bordes de la parte inferior del bloque, con un ángulo de  $45^\circ$  aproximadamente, como se observa en la *Figura 4.4 a*). Cuando la muestra de bloque esté lista, apalancamos cuidadosamente para desprenderlo de su estado natural, seguido colocamos la muestra en posición de apronte, como se observa en la *Figura 4.4 b*). El proceso mencionado anteriormente es un trabajo largo y complejo, que debe realizarse cuidadosamente para evitar fisurar o agrietar la muestra de suelo. En suelos normalmente consolidados este proceso de tallado es más complicado, y en ocasiones se descarta la toma de muestra.

**Figura 4. 4**

*Esquema de conservación de la muestra: a) Confinamiento, b) Extracción*



Fuente: Elaboración propia

Una vez que la muestra este confinada y extraída de su estado natural, se procede a enganchar una soga al asa del molde metálico para su debido izaje a la superficie del terreno. Para conservar dicha muestra, se necesitan de las siguientes herramientas y materiales: 1 m<sup>2</sup> de hule, tijera, cinta adhesiva y polietileno de baja densidad.

El segundo paso a realizar cuando se tenga la muestra de suelo extraída, es la limpieza y perfilado de la misma, seguido de cuatro embalajes con polietileno de baja densidad. Después del embalaje mencionado anteriormente, se vuelve a embalar nuevamente, pero esta vez con hule de 1 m<sup>2</sup>. Todo el proceso de trabajo realizado anteriormente, es con el fin de evitar la pérdida de humedad en la muestra de suelo, como se observa en la *Imagen 4.12*.

**Imagen 4. 12**

*Proceso de preparación y conservación de la muestra de suelo inalterada*



Fuente: Elaboración propia

Después de embalar la muestra de bloque completamente, debemos sellarlo con cinta adhesiva, y darle las vueltas que sean necesarias. Este último embalaje protege a la muestra de la temperatura ambiente, conservándolo por un periodo para su debido ensayo de laboratorio. Por otra parte, una vez que la muestra esté lista para su transporte, se debe identificar con los siguientes datos: número de muestra, lugar de procedencia, coordenadas geográficas, profundidad y nivel freático si existiese. La identificación de las muestras de suelo como se observa en la *Imagen 4.13*, no permite que las mismas se intercambien, dado que cada uno lleva datos primordiales de su origen.

#### **Imagen 4. 13**

*Identificación de las muestras de suelo inalteradas*



Fuente: Elaboración propia

Todo el proceso de preparación y conservación de las muestras de suelo inalteradas, descritos en este capítulo, tienen como base el manual de la ABC, Vol. 4 “Ensayos de suelos y materiales”, el cual hace referencia a las normativas NLT 203 y ASTM D 4220 - 95. Las normativas mencionadas anteriormente, indican que las muestras de bloque inalteradas deben ser cubiertas con vendas de algodón y bañadas en parafina, seguido de un confinamiento en caja de madera. Esta práctica estándar o guía para la conservación y transporte de muestras inalteradas, son para casos extremos, donde la muestra a tomar esté a una distancia considerable con relación a la ubicación del laboratorio de Geotecnia. Por otra parte, en este trabajo de investigación se mejoraron las condiciones de conservación, así como el costo, tiempo y trabajo.

#### 4.2.1.5 Descripción de los sondeos proyectados

El presente trabajo de investigación fue orientado al reconocimiento y distribución del área de estudio, tanto en superficie como en profundidad. La proyección de los sondeos manuales mediante el método de excavación a cielo abierto (Calicatas), está definido por las exigencias y requerimientos de la Normativa para *Estudios Geotécnicos* de la “Asociación Boliviana de Ingeniería Geotécnica (ABIG)”. En consecuencia, los sondeos proyectados fueron distribuidos estratégicamente, de acuerdo a la sectorización preliminar de los suelos, su constructividad y estudios geotécnicos existentes.

En lo referente a las dimensiones de la calicata y de la muestra de bloque inalterada, estos fueron asumidos de acuerdo a la comodidad, parámetros de referencia de obras civiles y experiencia de los laboratorios de geotecnia. Los datos de las dimensiones de las calicatas y muestras inalteradas, se pueden observar en la *Tabla 4.6 y 4.7*.

**Tabla 4. 6**

*Información básica de las calicatas proyectadas*

Dimensiones			Tipo de excavación
Ancho	Largo	Profundidad	
[m]	[m]	[m]	
1,20	1,70	1,80	Manual

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 4. 7**

*Información básica de las muestras inalteradas.*

Dimensiones			Tipo de muestra
Ancho	Largo	Altura	
[cm]	[cm]	[cm]	
30	30	30	Bloque

Fuente: Elaboración propia

Los datos de campo de los 10 sondeos manuales proyectados, se pueden observar en la *Tabla 4.8*, los cuales incluyen información básica como: identificación de la muestra, coordenadas geográficas, formación del estrato y nivel freático.

**Tabla 4. 8***Información básica de los 10 sondeos manuales proyectados*

ID	Coordenadas			Formación del estrato		Nivel freático	Sondeo
	Norte	Este	Cota	E	[m]	[m]	N°
M - 01	8779867,620	526195,749	203,497	EO - 01	0,20	1,50	1
				E - 02	1,60		
M - 02	8780099,770	526040,065	224,736	E - 01	0,50	-	2
				E - 02	0,30		
				E - 03	1,00		
M - 03	8780130,858	526381,503	228,801	EO - 01	0,30	-	3
				E - 02	1,50		
				E - 01	0,60		
M - 04	8780451,937	526638,296	213,757	ER - 02	0,10	-	4
				E - 03	1,10		
				E - 01	0,40		
M - 05	8780517,243	525863,824	230,316	EO - 02	0,40	-	5
				E - 03	1,00		
				EO - 01	0,20		
M - 06	8780571,720	526060,451	214,369	E - 02	1,60	-	6
				EO - 01	0,20		
M - 07	8780549,787	526518,158	201,108	E - 02	1,60	1,80	7
				EO - 01	0,30		
M - 08	8780559,824	526263,631	202,653	E - 02	1,50	1,80	8
				EO - 01	0,30		
M - 09	8780310,660	526121,640	231,340	E - 02	1,50	-	9
				EO - 01	0,40		
M - 10	8780359,926	526462,306	222,230	E - 02	1,40	-	10
				EO - 01	0,40		

**Nota:**

E : Estrato de suelo a confirmar en laboratorio.

EO : Estrato de suelo orgánico.

ER : Deposito de sedimento densificado por el óxido de hierro y otros.

Fuente: Elaboración propia

## CAPÍTULO CINCO

### 5. ENSAYOS DE LABORATORIO

En el presente capítulo se mostrará el procedimiento y los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio. Dichos ensayos se realizaron en el Laboratorio de Suelos y Hormigones de la carrera de Ingeniería Civil de la U.A.P., dado que cuenta con todos sus equipos certificados ante IBMETRO, lo que avala los procedimientos de ejecución de acuerdo a normativa.

Los ensayos de laboratorio se dividen en:

- ✓ *Ensayos básicos o de caracterización*
  - Contenido de humedad (ASTM D2216).
  - Gravedad específica (ASTM D854-02).
  - Análisis granulométrico (ASTM D422).
  - Análisis hidrométrico (ASTM D422-63).
  - Límites de consistencia (ASTM D4318-00).
  - Clasificación de suelos SUCS (ASTM D2487-11).
- ✓ *Ensayos de resistencia mecánica*
  - Corte directo CD (ASTM D3080-98).

#### 5.1 Contenido de humedad (ASTM D2216-98)

Bowles (1981) expresa que la humedad de un suelo se define como la razón entre el peso del agua de los poros del suelo y el peso de los sólidos del suelo. Por otro lado, el método de terminación del contenido de humedad no da resultados representativos para materiales que contengan cantidades significativas de halosita y montmorillonita.

##### 5.1.1 Propósito y alcance

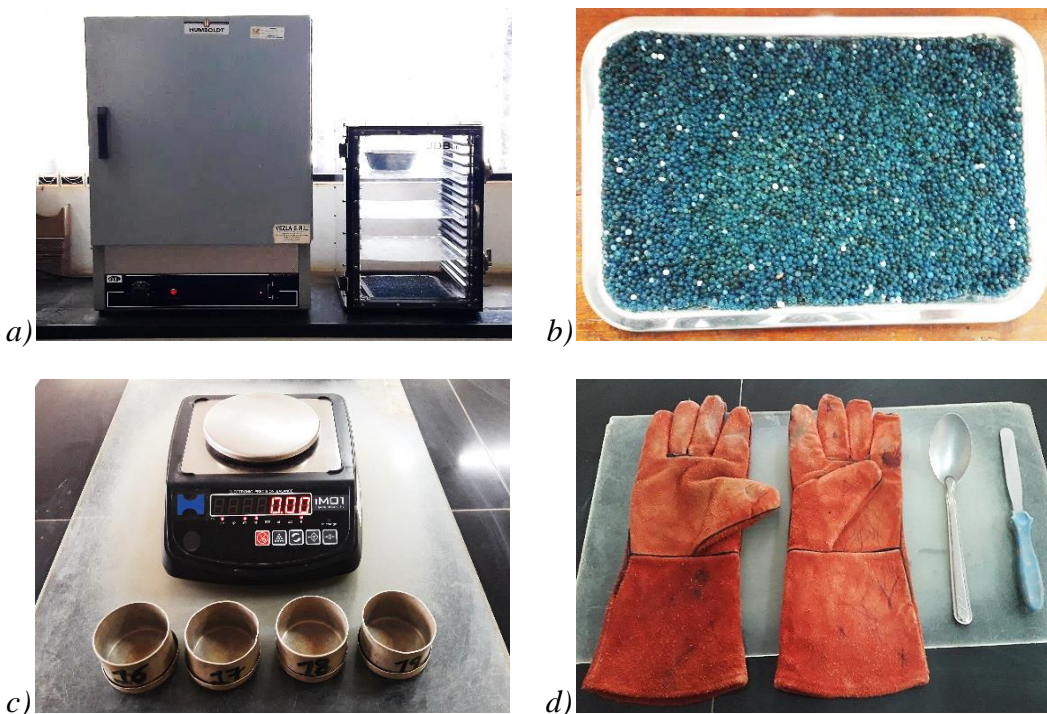
El contenido de agua de un suelo se usa en casi todas las ecuaciones que expresan las relaciones de fase entre aire, agua y sólidos. Para muchos tipos de suelo, el contenido de humedad es una de las propiedades índices más significativas que se emplea para establecer una correlación entre el comportamiento de dicho suelo y otras propiedades.

### 5.1.2 Materiales y equipos

- Horno de secado, controlado por un termostato, capaz de mantener una temperatura uniforme de  $110 \pm 5^\circ\text{C}$ .
- Balanza de 0.01 g de precisión para muestras de hasta 200 g de masa.
- Desecador con contenido de sílica gel. Verificar que dicho contenido presente el color azul antes de conservar la muestra.
- Contenedores. Los mismos deben ser claramente identificados.
- Equipo de manipuleo: guantes de asbesto, espátula y cuchara.

#### Imagen 5. 1

*Materiales y equipos en el ensayo de contenido de humedad: a) Horno y desecador, b) Sílica gel, c) Balanza y contenedores, d) Equipo de manipuleo*



Fuente: Elaboración propia

### 5.1.3 Muestra a ensayar

A menos que se indique lo contrario, se adoptarán las cantidades mínimas de material estipulado por norma para obtener resultados con una precisión de  $\pm 0,1 \%$ , como se observa en la *Tabla 5.1*.

**Tabla 5. 1**

*Masa mínima de muestra requerida según el tamaño máximo de partículas*

<b>Tamiz</b>	<b>Tamaño máximo de partícula</b>	<b>Masa de muestra mínima</b>
	<b>[mm]</b>	<b>[g]</b>
Nº. 10	2,00 o menos	20
Nº. 4	4,75	100
3/8 plg	9,50	500
3/4 plg	19,00	2500
1 ½ plg	37,50	10000
3 plg	75,00	50000

Fuente: Contenido de humedad (ASTM D2216-98, 1999)

#### **5.1.4 Procedimiento del ensayo**

- Tomar un contenedor con su tapa, limpio y seco. Registrar la masa y el número del mismo, como se observa en la *Imagen 5.2 a)* y *5.2 b)*.
- Seleccionar una porción de suelo que represente el contenido de humedad total de la muestra, esto de acuerdo a la *Tabla 5.1*.
- Colocar la muestra húmeda seleccionada en el contenedor correspondiente para determinar la masa de ambos, como se observa en la *Imagen 5.2 c)*.
- Una vez que el contenedor tenga la muestra húmeda, colocar sobre la tapa del mismo para introducirlo al horno, como se observa en la *Imagen 5.2 d)*. El tiempo de permanencia en el horno será de un mínimo de 12 a 16 horas.
- Cuando el tiempo de permanencia concluya en el horno, extraer el contenedor con la muestra, para luego introducirlo al desecador, donde el mismo alcance una temperatura ambiente, como se observa en la *Imagen 5.2 e)*.
- Una vez que el contenedor y la muestra seca tengan una temperatura ambiente, determinar la masa del mismo, utilizando una balanza de 0,01 g de precisión, como se observa en la *Imagen 5.2 f)*.
- Repetir este procedimiento en tres o más muestras correspondientes al mismo suelo. Siendo el promedio aritmético del mismo, el resultado del ensayo.

## Imagen 5. 2

*Procedimientos del ensayo de contenido de humedad: a) Contenedores más su tapa, b) Determinación de la masa del contenedor, c) Determinación de la masa del contenedor más la muestra húmeda, d) Muestra secada en horno, e) Muestra enfriada en el desecador, f) Determinación de la masa del contenedor más la muestra seca*



Fuente: Elaboración propia

### 5.1.5 Cálculos

Los datos obtenidos del procedimiento del ensayo, son los siguientes:

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad [5. 1]$$

Datos:

$w$  : Contenido de humedad [%].

$W_c$  : Masa del contenedor [g].

$W_w$  : Masa del agua “( $W_1 - W_2$ )” [g].

$W_s$  : Masa de los sólidos del suelo “( $W_2 - W_c$ )” [g].

$W_1$  : Masa del contenedor más muestra húmeda [g].

$W_2$  : Masa del contenedor más muestra seca [g].

### 5.1.6 Presentación de resultados

Los resultados del ensayo de contenido de humedad se observan en la *Tabla 5.2*, y la información a detalle se encuentra desarrollado en el capítulo de Anexo E.

**Tabla 5. 2**

*Resultados del ensayo de contenido de humedad*

Calicata	Muestra	Contenido de humedad parcial				$w$
		N-01	N-02	N-03	N-04	
Nº	Nº					[%]
1	M - 01	30,44	33,86	33,19	33,68	32,79
2	M - 02	20,98	22,55	21,44	21,03	21,50
3	M - 03	19,04	18,76	17,98	17,59	18,34
4	M - 04	31,41	30,79	28,22	28,11	29,63
5	M - 05	16,97	16,05	16,90	16,79	16,68
6	M - 06	29,52	28,83	29,25	27,36	28,74
7	M - 07	27,25	26,63	26,25	25,85	26,50
8	M - 08	23,77	25,46	24,84	26,31	25,10
9	M - 09	19,40	19,10	18,61	18,89	19,00
10	M - 10	14,61	14,59	14,69	14,49	14,60

**Nota:**

El contenido de humedad de todas las muestras inalteradas, fue determinado a una profundidad de 1,80 m.

Fuente: Elaboración propia

### 5.1.7 Observaciones

Los siguientes errores causarían determinaciones imprecisas en el ensayo de contenido de humedad:

- Muestra demasiado pequeña: mientras más grande es la muestra, más precisa es la determinación del contenido de humedad.
- Pérdida de humedad antes de la determinación de la misma: en el contenedor cubierto, la muestra puede perder una cantidad significativa de agua, a menos que se determine lo más pronto posible.
- Determinar la masa de la muestra secada al horno cuando aún está caliente. La precisión de una balanza sensible puede ser afectada por estar caliente la muestra y/o el recipiente al realizar la determinación de la masa.

### 5.2 Gravedad específica (ASTM D854-02)

Bowles (1981) expresa que la gravedad específica de cualquier sustancia, se define como la razón entre el peso unitario del material y el peso unitario del agua destilada a 4°C. El obtener  $G_s$  de los granos del suelo, requiere encontrar el peso y el volumen de una porción representativa del suelo.

Los resultados de muchas determinaciones de gravedad específica del suelo, indican que los valores de 2,55 a 2,80 en marcarán casi todos los suelos, en donde la mayoría de los valores estarán entre 2,60 y 2,75. Bowles (1979) indica que el ensayo de gravedad específica no es realizado frecuentemente y los valores se toman de tablas, como se observa en la *Tabla 5.3*.

**Tabla 5. 3**

*Rango general de  $G_s$  de varios suelos*

Tipo de suelo	Rango de $G_s$
Arena	2,63 - 2,67
Limo	2,65 - 2,70
Arcilla y arcilla limosa	2,67 - 2,90
Suelo orgánico	menos de 2

Fuente: Soil mechanics laboratory manual (Das, 2002)

### **5.2.1 Propósito y alcance**

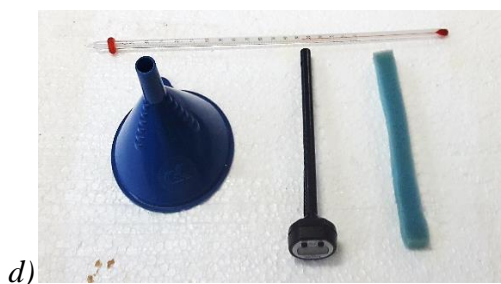
El ensayo tiene por objetivo determinar la gravedad específica de los sólidos de una muestra de suelo, cuyas partículas tienen un tamaño menor a 4,75 mm, por medio de una serie de mediciones y procedimientos normalizados. En caso de que el tamaño de las partículas sea mayor a la especificada anteriormente, deberá ser analizado mediante el procedimiento de la ASTM C127.

### **5.2.2 Materiales y equipos**

- Picnómetro con una capacidad mínima de 250 mL. El volumen del mismo debe ser 2 o 3 veces el volumen de la muestra húmeda.
- Horno de secado, controlado por un termostato, capaz de mantener una temperatura uniforme de  $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$ .
- Balanza de 0.01 g de precisión, con una capacidad de 500 g cuando se utilice el picnómetro de 250 mL y 1000 g para el picnómetro de 500 mL.
- Desecador con contenido de sílica gel. Verificar que dicho contenido presente el color azul antes de conservar la muestra.
- Termómetro de  $0.1^{\circ}\text{C}$  de precisión.
- Equipo de remoción de aire, constituido por una hornilla, capaz de mantener la temperatura adecuada para hervir el agua.
- Tamiz N° 4 (abertura de 4.75 mm).
- Batidora de suelo.
- Embudo.
- Tira de esponja.
- Conservadora.
- Vaso precipitado.
- Trozo de plastoformo, sobre el cual se asentará el picnómetro.
- Agua destilada.
- Bidón de agua de 1000 mL.
- Equipo de manipuleo: guantes de asbesto, espátula y cuchara.

### Imagen 5.3

*Materiales y equipos en el ensayo de gravedad específica: a) Horno y desecador, b) Vaso precipitado y Picnómetros, c) Balanza, hornilla y tamiz N° 4, d) Tira de esponja, embudo, trozo de plastoformo y termómetros, e) Bidón de agua, agua destilada de 1000 mL, batidora y conservadora, f) Equipo de manipuleo*



Fuente: Elaboración propia

#### 5.2.3 Muestra a ensayar

La masa de la muestra representativa del suelo secado al horno, deberá corresponder al rango presentado en la *Tabla 5.4*.

**Tabla 5. 4**

*Masa de muestra recomendada según el tipo de suelo*

Tipo de suelo	Masa seca de muestra para picnómetro de 250 ml	Masa seca de muestra para picnómetro de 500 ml
	[g]	[g]
SP, SP-SM	60 ± 10	100 ± 10
SP-SC, SM, SC	45 ± 10	75 ± 10
Limo o arcilla	35 ± 10	50 ± 10

Fuente: Gravedad específica (ASTM D854-02, 2003)

#### **5.2.4 Calibración del picnómetro**

El objetivo de esta práctica es el de calibrar el picnómetro que se usa posteriormente en la determinación de la gravedad específica del suelo.

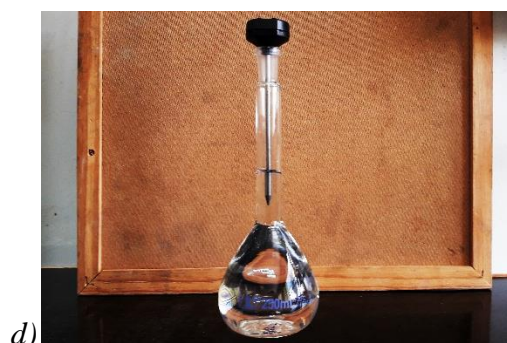
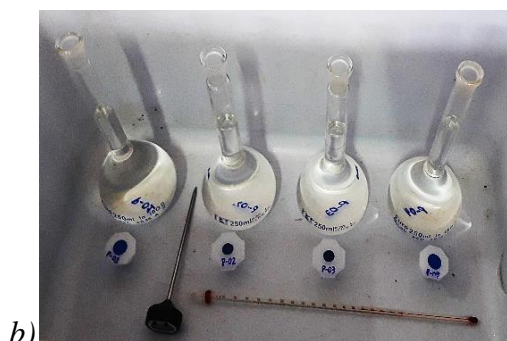
##### **5.2.4.1 Método**

- Determinar y registrar la masa del picnómetro, como se observa en la *Imagen 5.4 a*). Realizar el proceso del mismo 5 veces, y la desviación estándar de los valores debe ser menor o igual que 0,02 g.
- Llenar el picnómetro con agua destilada hasta rebalsar la marca de calibración.
- Introducir a la conservadora el picnómetro, termómetro y el tapón del picnómetro, como se observa en la *Imagen 5.4 b*). Dejar que el picnómetro entre en equilibrio térmico, por al menos 3 horas, a una temperatura entre 15° a 30°C.
- Extraer el picnómetro, tomando este por la parte superior del cuello para no alterar la temperatura del agua en él.
- Utilizando la tira de esponja, ajustar el nivel del agua en el picnómetro hasta que la parte inferior coincida con la marca de graduación.
- Determinar la masa del picnómetro lleno de agua, con una precisión de 0,01g, como se observa en la *Imagen 5.4 c*).

- Extraer el termómetro de la conservadora e insertar este en el agua contenida en el picnómetro, hasta una profundidad de 25 a 80 mm, como se observa en la *Imagen 5.4 d)*. Registrar la temperatura del agua en el picnómetro, con una precisión de  $0,1^{\circ}\text{C}$ .
- Repetir los pasos hasta obtener 5 medidas independientes para cada picnómetro que esté siendo calibrado.
- Calcular el promedio y la desviación estándar de los 5 volúmenes determinados. La desviación estándar debe ser menor o igual que  $0,05\text{ mL}$ .

#### **Imagen 5. 4**

*Método de calibración del picnómetro: a) Determinación de la masa del picnómetro, b) Equipo de trabajo en la conservadora, c) Determinación de la masa del picnómetro más el agua, d) Toma de la temperatura*



Fuente: Elaboración propia

### 5.2.4.2 Resultados

Los resultados de la calibración de los picnómetros se observan en la *Tabla 5.5*, y la información a detalle se encuentra desarrollado en el capítulo de Anexo E.

**Tabla 5. 5**

*Resultados de la calibración de los picnómetros*

Picnómetro				
N°	Wp	Vp	Wp + Agua	Sv
	[g]	[ml]	[g]	[ml]
P - 01	98,11	249,08	346,29	0,00
P - 02	103,07	248,93	351,10	0,00
P - 03	93,72	249,11	341,93	0,00
P - 04	102,88	248,69	350,67	0,00
P - 05	97,90	248,85	345,85	0,00

**Nota:**

Wp : Masa del picnómetro.

Vp : Volumen del picnómetro.

Sv : Desviación estándar.

Fuente: Elaboración propia

### 5.2.5 Procedimientos

- Verificar que la masa del picnómetro este dentro de los 0,02 g de la masa calibrada, de lo contrario recalibrar el mismo.
- Utilizando la *Tabla 5.4*, determinar la cantidad de muestra necesaria de acuerdo al tipo de suelo.
- Colocar 100 mL de agua destilada en la batidora, seguido de la muestra que pasa por el tamiz N° 4, como se observa en la *Imagen 5.5 a)*. Batir todo hasta disolver la muestra seca.
- Utilizando el embudo, colocar la mezcla de suelo en el picnómetro. Lavar todas las partículas retenidas en el embudo y en el vaso de la batidora, haciendo que estas entren al picnómetro.
- Adicionar agua hasta que el nivel se encuentre a 1/3 o 1/2 del alto del cuerpo del picnómetro. Agitar el mismo hasta formar una mezcla homogénea.

- Para poder remover el contenido de aire, se hierva la muestra por un mínimo de 2 horas, como se observa en la *Imagen 5.5 b*). Aplicar solamente el calor necesario para que la mezcla se mantenga hirviendo. Agitar la muestra tanto como sea necesario para evitar que el suelo se adhiera al picnómetro.
- Llenar el picnómetro con agua destilada hasta rebasar la marca de calibración, introduciendo un tubo flexible de diámetro pequeño, cuya punta se mantenga ligeramente sumergida en la mezcla contenida por el picnómetro. Este proceso debe ser realizado cuidadosamente para evitar que se generen burbujas de aire en la muestra de suelo.
- Dejar enfriar el picnómetro antes de introducir a la conservadora.
- Introducir a la conservadora el picnómetro, termómetro, botella con agua y el tapón del picnómetro, como se observa en la *Imagen 5.5 c*). Dejar que el picnómetro entre en equilibrio térmico durante toda la noche.
- Extraer el picnómetro de la conservadora, tomando este por la parte superior del cuello para no alterar la temperatura del agua. Luego colocarlo sobre el plastoforno para evitar cambios de temperatura.
- Ajustar el agua a la marca de calibración del picnómetro, con la ayuda de la tira de esponja.
- Determinar la masa del conjunto del picnómetro, suelo y agua, con una precisión de 0,01 g, como se observa en la *Imagen 5.5 d*).
- Medir con el termómetro la temperatura de la mezcla, con una precisión de 0,1°C, tomando el dato a una profundidad de 25 a 80 mm, como se observa en la *Imagen 5.5 e*).
- Verter la muestra en un contenedor, evitando que queden partículas en el picnómetro, como se observa en la *Imagen 5.5 f*).
- Secar la muestra en el horno, a una temperatura de  $110 \pm 5^\circ\text{C}$ .
- Sacar la muestra del horno y dejar enfriar en el desecador.
- Determinar la masa de la muestra seca, con una precisión de 0,01 g.

### Imagen 5. 5

Procedimientos del ensayo de gravedad específica: a) Introducción de la muestra seca y el agua destilada, b) Eliminación del contenido de aire de la muestra, c) Introducción del picnómetro en la conservadora, d) Determinación de la masa del picnómetro más la muestra, e) Medición de la temperatura del ensayo, f) Vertido de la muestra en un recipiente



Fuente: Elaboración propia

### 5.2.6 Cálculos

Los datos obtenidos del procedimiento del ensayo, son los siguientes:

✓ *Gravedad específica:*

$$G_s = \frac{W_s}{W_p + (V_p \times \rho_{w,t}) - (W_{pws} - W_s)} \quad [5.2]$$

✓ *Factor de corrección:*

$$k = \frac{\rho_{w,t}}{\rho_{w,20^\circ C}} \quad [5.3]$$

✓ *Gravedad específica aparente a 20°C:*

$$G_{s,20^\circ C} = G_s \times k \quad [5.4]$$

✓ *Correlaciones de densidad y viscosidad ( $10^\circ C \leq T \leq 30^\circ C$ ):*

$$\rho_w = 1 \cdot 10^{-3} [1000.2 + 0.0076 T - 0.0053 T^2] \quad [5.5]$$

$$\eta_w = 10 [1.79 \cdot 10^{-3} - 5.65 \cdot 10^{-5} T + 1 \cdot 10^{-6} T^2 - 7.43 \cdot 10^{-9} T^3] \quad [5.6]$$

Datos:

$G_s$  : Gravedad específica [\*].

$W_s$  : Masa de la muestra seca [g].

$W_p$  : Masa del picnómetro calibrado [g].

$V_p$  : Volumen del picnómetro calibrado [mL].

$\rho_{w,t}$  : Densidad del agua a la temperatura del ensayo [g/mL].

$W_{pws}$  : Masa del picnómetro más agua y la muestra de suelo [g].

$k$  : Factor de corrección [\*].

$\rho_{w,20^\circ C}$  : Densidad del agua a 20°C [g/mL].

$\rho_w$  : Densidad del agua [g/mL].

$\eta_w$  : Viscosidad del agua [g/cm·s].

$T$  : Temperatura [°C].

### 5.2.7 Presentación de resultados

Los resultados del ensayo de gravedad específica se observan en la *Tabla 5.6*, y la información a detalle se encuentra desarrollado en el capítulo de Anexo E.

**Tabla 5. 6**

*Resultados del ensayo de gravedad específica*

Calicata	Muestra	$G_s$	$G_{s,20^\circ C}$
N°	N°	N-01	
1	M - 01	2,74	2,74
2	M - 02	2,75	2,74
3	M - 03	2,74	2,73
4	M - 04	2,81	2,80
5	M - 05	2,71	2,71
6	M - 06	2,76	2,75
7	M - 07	2,70	2,70
8	M - 08	2,68	2,68
9	M - 09	2,72	2,71
10	M - 10	2,68	2,67

**Nota:**

La gravedad específica de todas las muestras inalteradas, fue determinado a una profundidad de 1,80 m.

Fuente: Elaboración propia

### 5.2.8 Observaciones

Bowles (1981) indica que la mayor fuente de error en la determinación experimental de la gravedad específica, es la inadecuada deaireación de la mezcla suelo-agua. Por otra parte, el agua contiene en condiciones normales aire disuelto, así como las partículas del suelo, y si este aire no se remueve de ambos materiales, el volumen de aire produce una disminución en el peso  $W_{pws}$  bastante grande. Lo cual da un menor valor de  $G_s$ , ya que  $W_w$  resulta mayor.

### **5.3 Análisis granulométrico (ASTM D422)**

Este ensayo abarca la determinación del tamaño de partículas mayores a 0,075 mm, por medio de un proceso de tamizado y el cálculo de los coeficientes de uniformidad ( $C_u$ ) y curvatura ( $C_c$ ), siempre y cuando sean aplicables. Por otra parte, dicho ensayo no provee información sobre la forma de los granos del suelo, si ellos son angulares o redondeados. Solamente da información sobre los granos que pueden pasar a través de una malla de abertura rectangular de un cierto tamaño.

#### **5.3.1 Propósito y alcance**

Bowles (1981) expresa que en la clasificación de suelos es universalmente acostumbrado utilizar algún tipo de análisis granulométrico. Una parte importante de los criterios de aceptabilidad de suelos para carreteras, aeropistas, presas de tierra, diques y otro tipo de terraplenes, es el análisis granulométrico.

La información obtenida del análisis granulométrico se presenta en forma de curva para poder comparar suelos y visualizar más fácilmente la distribución de los tamaños de granos presentes, y como una masa de suelo típica puede tener partículas que varíen entre tamaños de 2 mm y 0,075 mm las más pequeñas.

#### **5.3.2 Materiales y equipos**

- Horno de secado, controlado por un termostato, capaz de mantener una temperatura uniforme de  $110 \pm 5^\circ\text{C}$ .
- Desecador con contenido de sílica gel. Verificar que dicho contenido presente el color azul antes de conservar la muestra en él.
- Balanza de 0.01 g de precisión para muestras de hasta 200 g de masa y de 0.1 g de precisión para muestras de más de 200 g de masa.
- Juego de tamices (3", 2", 1",  $\frac{3}{4}$ ",  $\frac{1}{2}$ ",  $\frac{3}{8}$ " y  $\frac{1}{4}$ ", N° 4, N° 10, N° 30, N° 50, N° 100, N° 200 y bandeja).
- Tamiz N° 200 para lavado.
- Recipientes.
- Tamizador automático.
- Equipo de manipuleo: guantes de asbesto, cuchara, brocha y cepillo.

### Imagen 5. 6

*Materiales y equipos en el ensayo de análisis granulométrico: a) Horno y desecador, b) Sílica gel, c) Balanza y tamiz N° 200, d) Juego de recipientes, e) Juego de tamices y tamizador automático, f) Equipo de manipuleo*



Fuente: Elaboración propia

#### 5.3.3 Muestra a ensayar

Seleccionar una cantidad de muestra representativa según la *Tabla 5.7*, ya sea por cuarteo o por una selección aleatoria del suelo, mezclando regularmente el material antes de obtener la muestra requerida.

**Tabla 5. 7**

*Masa de muestra requerida según el tamaño máximo de partículas*

Tamaño máximo de partículas	Tamiz	Masa de muestra mínima
[mm]	[N°]	[g]
9,5 o menos	3/8"	500
19	3/4"	1000
25	1"	2000
38	1 ½"	3000
50	2"	4000
75	3"	5000

Fuente: Análisis granulométrico (ASTM D422, 2003)

#### **5.3.4 Procedimientos**

- Determinar la masa de un recipiente limpio y seco.
- Seleccionar una muestra de suelo de acuerdo a la *Tabla 5.7*, y determinar su masa seca junto con el recipiente.
- Colocar la muestra de suelo en el tamiz N° 200 y proceder a lavar cuidadosamente utilizando agua del grifo hasta que esta se vuelva clara y el suelo retenido por el tamiz no presente finos, como se observa en la *Imagen 5.7 a*).
- Hay que tener mucho cuidado de no dañar el tamiz N° 200 ni perder suelo en este proceso.
- Si existe una considerable cantidad de material grueso, es recomendable utilizar el tamiz N° 4, además del N° 200, a fin de reducir el daño de la misma.
- Determinar nuevamente la masa de un recipiente limpio y seco.
- El material retenido debe ser cuidadosamente vertido en el recipiente previamente pesado. Se debe tener cuidado de no dejar partículas de suelo en la malla del tamiz N° 200, como se observa en la *Imagen 5.7 b*).
- Dejar reposar la muestra lavada hasta que la parte superior en suspensión se aclare y las partículas se hayan precipitado casi en su totalidad.

- Vaciar la mayor parte del agua clara y colocar el recipiente más la muestra de suelo en el horno de secado durante 24 horas, como se observa en la *Imagen 5.7 c*).
- Luego de 24 horas, dejar enfriar en el desecador y determinar la masa del recipiente más la muestra seca, como se observa en la *Imagen 5.7 d*).
- En caso de que exista más del 10 % de grava (material mayor a 4,75 mm) se debe separar manualmente las partículas grandes a través de los tamices 3", 2", 1", ¾", ½", ⅜" y ¼", y registrar las masas retenidas respectivas a cada tamiz.
- Para la determinación de la masa del material grueso se debe utilizar un recipiente limpio y seco.
- Verificar que los tamices N° 4, N° 10, N° 30, N° 50, N° 100, N° 200 y bandeja, se encuentren limpios y libre de partículas retenidas entre la malla.
- Colocar la muestra seca en la máquina de tamizado, verificando que los tamices N° 4, N° 10, N° 30, N° 50, N° 100, N° 200 y bandeja, estén apilados en ese orden en el tamizador automático, y tamizar durante 10 minutos, como se observa en la *Imagen 5.7 e*).
- Extraer los tamices de la máquina de tamizado y colocar cada uno sobre un recipiente.
- Verter el material retenido de cada tamiz, empezando por el tamiz de mayor abertura.
- Determinar las masas de suelo retenido en cada uno de los tamices, como se observa en la *Imagen 5.7 f*).
- Es importante no perder ninguna partícula de suelo. Es común que aparezcan partículas retenidas en la malla del tamiz, cuando esto sucede, se debe limpiar con el cepillo por la parte inferior de la malla, teniendo cuidado que las partículas caigan dentro del recipiente.

### Imagen 5. 7

*Procedimientos del ensayo de análisis granulométrico: a) Lavado de la muestra en el tamiz N° 200, b) Vertido del material retenido después del lavado, c) Muestra secada en horno, d) Muestra enfriada en el desecador, e) Tamizado de la muestra seca, f) Determinación de la masa retenida en cada tamiz*



a)



b)



c)



d)



e)



f)

Fuente: Elaboración propia

### 5.3.5 Cálculos

Los datos obtenidos del procedimiento del ensayo, son los siguientes:

✓ *Porcentaje retenido:*

$$\%_{ret} = \frac{W_{ret\ acum}}{W_s} \times 100 \quad [5.7]$$

✓ *Porcentaje que pasa:*

$$\%_{pasa} = 100\% - \%_{ret} \quad [5.8]$$

✓ *Porcentaje de error en el tamizado:*

$$\%_{error} = \frac{W_s(N^\circ 200) - W_a}{W_s(N^\circ 200)} \times 100 \quad [5.9]$$

✓ *Coefficiente de uniformidad:*

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad [5.10]$$

✓ *Coefficiente de curvatura:*

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad [5.11]$$

Datos:

$\%_{ret}$  : Porcentaje retenido [%].

$W_{ret\ acum}$  : Masa retenida acumulada “( $W_{ret\ sup} + W_{ret\ act}$ )” [g].

$W_s$  : Masa de la muestra seca [g].

$\%_{pasa}$  : Porcentaje que pasa [%].

$\%_{error}$  : Porcentaje de error [%].

$W_s(N^\circ 200)$  : Masa de la muestra seca retenida en el tamiz N° 200 después del lavado [g].

$W_a$  : Masa retenida en cada tamiz [g].

$D_{10}, D_{30}, D_{60}$  : Diámetro aparente de partículas menores al 10, 30, 60 % [mm].

### 5.3.6 Presentación de resultados

Los resultados del ensayo de Análisis Granulométrico se observan en la *Tabla 5.8*, y la información a detalle se encuentra desarrollado en el capítulo de Anexo E.

**Tabla 5. 8**

*Resultados del ensayo de análisis granulométrico*

Calicata	Muestra	$W_s$	$W_{s(N^{\circ} 200)}$	Grava	Arena	Finos	[%]	[%]
N°	N°	[g]	[g]	[%]	[%]	[%]	Error	Pasa <sub>(N° 200)</sub>
1	M - 01	590,20	32,16	0,00	5,45	94,55	0,03	94,55
2	M - 02	416,30	85,37	0,00	20,50	79,50	0,06	79,50
3	M - 03	458,60	178,53	0,00	38,91	61,09	0,00	61,09
4	M - 04	462,30	26,92	0,80	5,02	94,18	0,00	94,18
5	M - 05	470,60	171,93	1,01	35,53	63,47	0,01	63,47
6	M - 06	513,40	22,21	0,04	4,28	95,67	0,00	95,67
7	M - 07	554,50	22,94	0,04	4,09	95,87	0,09	95,87
8	M - 08	439,00	14,55	0,00	3,31	96,69	0,00	96,69
9	M - 09	422,70	167,35	0,87	38,71	60,42	0,04	60,42
10	M - 10	452,00	236,79	0,00	52,39	47,61	0,00	47,61

**Nota:**

El análisis granulométrico de todas las muestras inalteradas, fue determinado a una profundidad de 1,80 m.

D10, D30, D60 : Diámetro aparente de partículas a determinar con el análisis hidrométrico.

Cu, Cc : Coeficiente de uniformidad y curvatura a determinar con el análisis hidrométrico.

Fuente: Elaboración propia

### 5.3.7 Observaciones

Los siguientes errores causarían determinaciones imprecisas en el ensayo de análisis granulométrico:

- Aglomeraciones de partículas que no han sido completamente disgregadas. Si el material contiene partículas finas plásticas, la muestra debe ser disgregada antes del tamizado.
- Los tamices han sido agitados por un periodo demasiado corto o con movimientos horizontales inadecuados.
- La malla de los tamices está rota o deformada: los tamices deben ser frecuentemente inspeccionados para asegurar que no tengan aberturas más grandes que la especificada.

- Los valores obtenidos en laboratorio son válidos, siempre y cuando la sumatoria de todas las masas retenidas, más la masa seca del material grueso si existiese, no difieren en más del 2% con relación a la masa seca total.

#### **5.4 Análisis hidrométrico (ASTM D422-63)**

Bowles (1981) expresa que el análisis hidrométrico es un método ampliamente utilizado para obtener un estimado de la distribución granulométrica de los suelos, cuyas partículas se encuentran desde el tamiz N° 200 (0,075 mm) hasta alrededor de 0,001 mm.

##### **5.4.1 Propósito y alcance**

El ensayo del hidrómetro implica dispersar una pequeña cantidad de suelo en agua para formar una suspensión (normalmente con un agente para neutralizar las cargas de las partículas de suelo para inhibir la floculación) y medir la gravedad específica de la suspensión a intervalos de tiempo. Dicho ensayo se basa en la ley de Stokes, la cual relaciona la velocidad de una esfera, cayendo libremente a través de un fluido, con el diámetro de la esfera. La ley de Stokes es aproximadamente válida para un intervalo en el diámetro de partículas entre  $0,0002 < D < 0,2$  mm.

##### **5.4.2 Materiales y equipos**

- Horno de secado, controlado por un termostato, capaz de mantener una temperatura constante de  $110 \pm 5^\circ\text{C}$ .
- Desecador con contenido de sílica gel. Verificar que dicho contenido presente el color azul antes de conservar la muestra en él.
- Balanza de 0.01 g de precisión.
- Tamiz N° 200 (abertura de 0.075 mm).
- Hidrómetro ASTM 152-H.
- Dos cilindros de sedimentación de 1000 mL.
- Termómetro.
- Baño a temperatura constante.
- Agente dispersante: solución de hexametáfosfato de sodio diluido en agua destilada a una proporción de 40 g de  $\text{NaPO}_3$  por 1000 mL de solución.
- Agua destilada.

- Cronómetro.
- Vaso precipitado.
- Equipo de manipuleo: guantes de asbesto, espátula, pipeta y recipiente.

### Imagen 5. 8

*Materiales y equipos en el ensayo de análisis hidrométrico: a) Horno y desecador, b) Balanza, tamiz N° 200 y agente dispersante, c) Hidrómetro 152-H, termómetros, cronómetro y vaso precipitado, d) Agua destilada y cilindros de sedimentación, e) Baño a temperatura constante, f) Equipo de manipuleo*



Fuente: Elaboración propia

### 5.4.3 Muestra a ensayar

El tamaño aproximado de la muestra para el análisis hidrométrico, varía con el tipo de suelo que va a ser ensayado. Por otra parte, la cantidad requerida de suelo para el ensayo se observa en la *Tabla 5.9*.

**Tabla 5. 9**

*Masa de muestra requerida según el tipo de suelo*

Tipo de suelo	Masa de muestra seca
	[g]
Arenas	75 a 100
Limos y arcillas	50 a 60

Fuente: Análisis hidrométrico (ASTM D422-63, 2003)

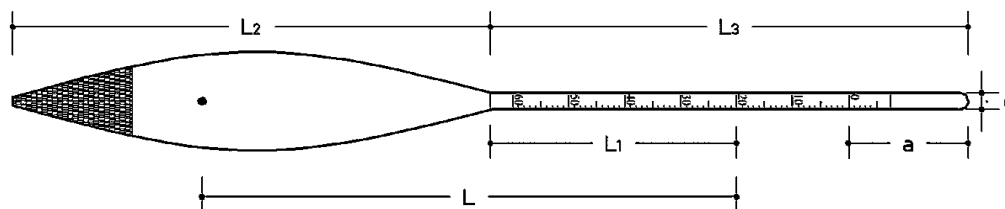
### 5.4.4 Calibración del hidrómetro 152-H

Antes de realizar el ensayo se debe proceder a calibrar el hidrómetro 152-H, de manera que se obtengan los factores de corrección a ser aplicados en los resultados. La calibración es un proceso en el que se realiza la medición de las variables que tienen influencia directa en los resultados, como se observa en la *Imagen 5.9* y *5.10*.

Antes de realizar la calibración se debe tomar medida de las dimensiones del hidrómetro, como se observa en la *Figura 5.1*. Entre las dimensiones que deben medirse están: peso del hidrómetro ( $W_p$ ), altura del bulbo ( $L_2$ ), distancia del tope de la varilla hasta la marca cero de la escala de medición ( $a$ ), longitud total de la varilla ( $L_3$ ), diámetro de la varilla ( $d$ ) y volumen del hidrómetro ( $V_p$ ).

**Figura 5. 1**

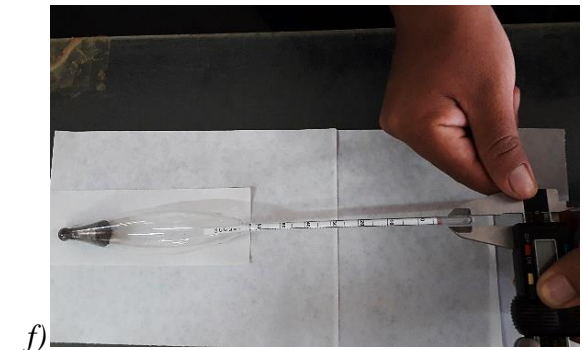
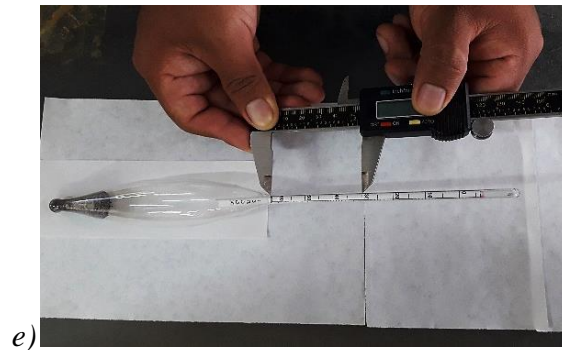
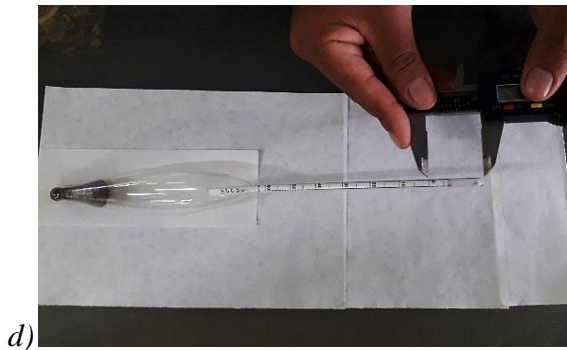
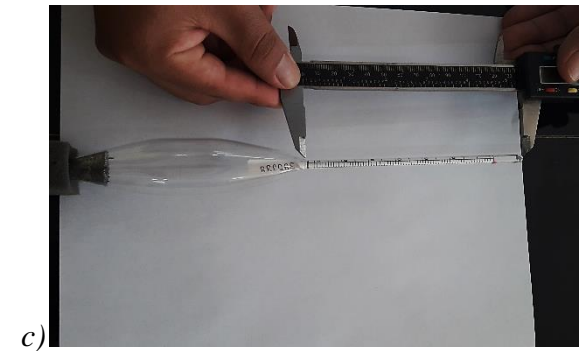
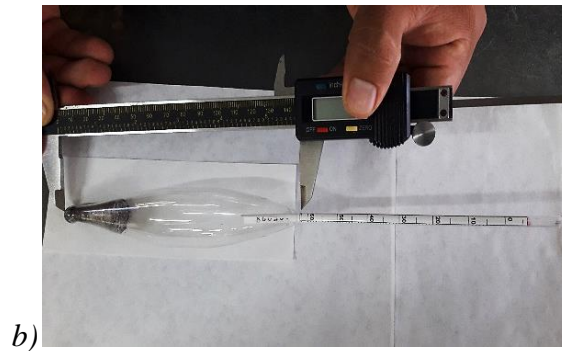
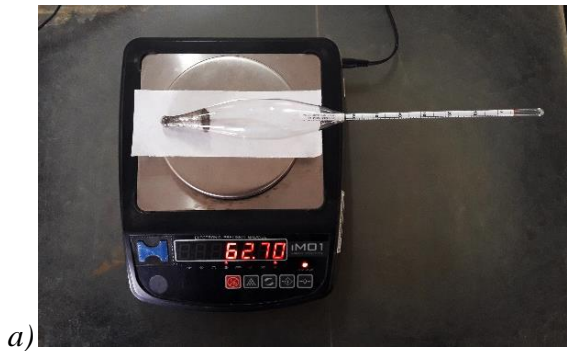
*Hidrómetro 152-H*



Fuente: Elaboración propia

**Imagen 5. 9**

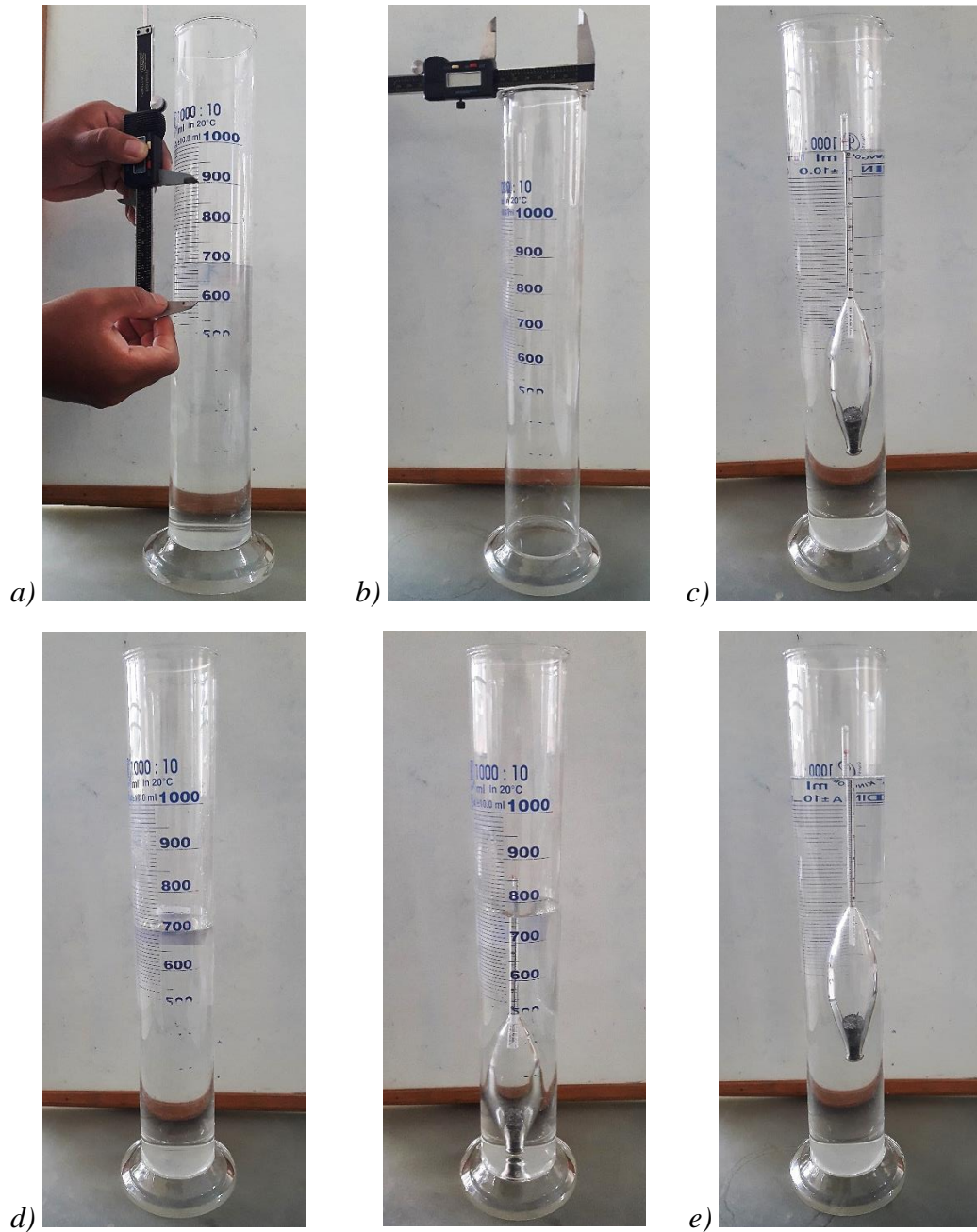
*Calibración del hidrómetro 152-H: a ) Determinación de la masa del hidrómetro “ $W_p$ ”, b) Altura del bulbo “ $L_2$ ”, c) Longitud total de la varilla “ $L_3$ ”, d) Distancia del tope de la varilla hasta la marca cero de la escala de medición “ $a$ ”, e) Distancia desde el cuello del bulbo hasta cada una de las marcas de la escala de medición “ $L_1$ ”, f) Diámetro de la varilla “ $d$ ”*



Fuente: Elaboración propia

### Imagen 5. 10

*Medición de las variables que influyen en la lectura del hidrómetro: a) Determinación de la altura de graduación de 600 a 900 mL, b) Determinación del diámetro interno del cilindro de sedimentación, c) Lectura del hidrómetro en agua destilada, d) Determinación del volumen del hidrómetro sumergido, e) Lectura del hidrómetro en agua destilada más el agente dispersante*



Fuente: Elaboración propia

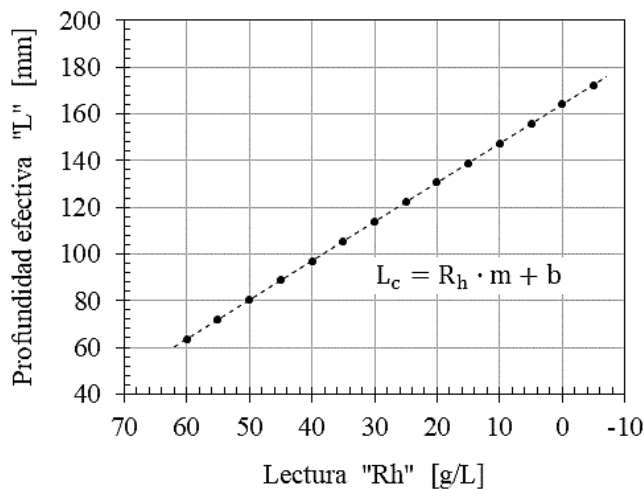
#### 5.4.4.1 Curva de calibración del hidrómetro 152-H

Para obtener la curva de calibración como se observa en la *Figura 5.2*, se debe medir la longitud real ( $L_1$ ) que corresponde a la distancia entre la parte superior del bulbo y la marca correspondiente en la escala de medición del hidrómetro ( $R_h$ ). Así mismo, se debe medir el área del cilindro de sedimentación ( $A$ ), que corresponde al volumen incluido entre dos graduaciones del cilindro, dividido entre la distancia medida de la misma.

Para graficar la curva de calibración se deben realizar varias mediciones de acuerdo a la graduación de la escala del hidrómetro. Por otro lado, con los datos medidos de  $L_1$ ,  $L_2$ ,  $V_p$  y  $A$ , se calcula la longitud efectiva ( $L$ ), de acuerdo a la *Ecuación 5.12*.

**Figura 5. 2**

*Curva típica de calibración del hidrómetro 152-H*



Fuente: Elaboración propia

✓ *Longitud efectiva:*

$$L = L_1 + \frac{1}{2} \left[ L_2 - \left( \frac{V_p}{A} \right) \right] \quad [5. 12]$$

A partir de los datos obtenidos de la longitud efectiva ( $L$ ), se realiza un ajuste lineal de la misma, de acuerdo a la *Ecuación 5.13*.

✓ *Longitud efectiva corregida:*

$$L_c = R_h \times m + b \quad [5. 13]$$

#### 5.4.4.2 Resultados

Los resultados de la calibración del hidrómetro 152-H y del tubo cilíndrico, se pueden observar en la *Tabla 5.10* y *5.11*. Por otro lado, la información a detalle se encuentra desarrollado en el capítulo de Anexo E.

**Tabla 5. 10**

*Resultado de la calibración del hidrómetro 152-H*

Características del hidrómetro 152-H						
N°	W <sub>p</sub>	V <sub>p</sub>	L <sub>2</sub>	L <sub>3</sub>	a	d
	[g]	[cm <sup>3</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
P - 01	62,69	60	140,20	135,30	31,00	6,00

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 5. 11**

*Resultados de la calibración del tubo cilíndrico de sedimentación*

Tubo cilíndrico de sedimentación				
N°	H	V	D	A
	[mm]	[cm <sup>3</sup> ]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]
P - 01	92,50	300,00	64,00	3243,24
P - 02	92,80	300,00	63,50	3232,76
P - 03	92,50	300,00	64,00	3243,24
P - 04	93,00	300,00	64,00	3225,81
P - 05	92,80	300,00	63,50	3232,76

**Nota:**

H : Altura entre las graduaciones de 600 - 900 mL.

V : Volumen entre la graduación de 600 - 900 mL.

D : Diámetro interno del tubo cilíndrico.

A : Área del cilindro graduado.

Fuente: Elaboración propia

#### 5.4.5 Corrección de las lecturas del hidrómetro

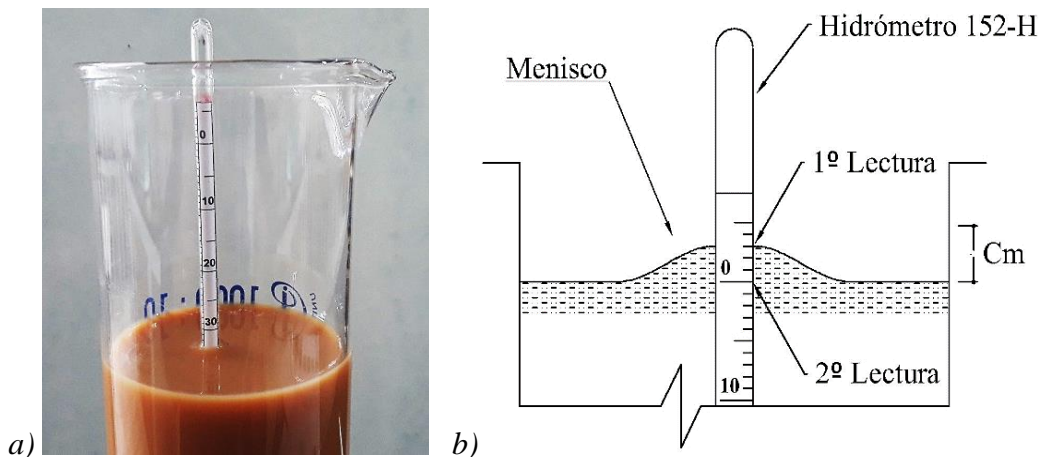
Antes de proceder con los cálculos, las lecturas del hidrómetro deberán ser corregidas por menisco, temperatura, agente dispersor y punto cero.

### 5.4.5.1 Factor de corrección por menisco [ $C_m$ ]

Los hidrómetros se calibran para leer correctamente a la altura de la superficie del líquido, no obstante, cuando la misma contiene suelo no es transparente y no es posible leer directamente a la superficie del líquido, como se observa en la *Imagen 5.11 a*). Por lo tanto, para la corrección por  $C_m$  debe prepararse una solución del agente dispersor (hexametáfosfato de sodio) en un litro de agua, en la misma proporción que se utilizara en el ensayo. El cilindro que contiene la solución de hexametáfosfato de sodio, debe colocarse en un baño de agua hasta que la temperatura se mantenga constante, en ese instante se introduce el hidrómetro en el cilindro de muestra para hacer dos lecturas ( $R_1$  y  $R_2$ ). El factor  $C_m$  se calcula de acuerdo a la *Ecuación 5.14*, como la diferencia entre las dos lecturas observadas en la *Imagen 5.11 b*).

#### Imagen 5. 11

*Medición del factor  $C_m$ : a) Lectura del hidrómetro en agua, agente dispersor y suelo, b) Idealización de la lectura del hidrómetro en agua y agente dispersor*



Fuente: Elaboración propia

✓ *Corrección por menisco:*

$$C_m = R_1 - R_2 \quad [5.14]$$

Donde:

$C_m$  : Factor de corrección por menisco [g/L].

$R_1, R_2$  : Lectura visual del hidrómetro [g/L].

#### 5.4.5.2 Factor de corrección por temperatura [ $C_T$ ]

En caso de no disponer de un baño maría o de un cuarto con temperatura constante que le permita realizar toda la prueba a 20°C, a cada una de las lecturas del hidrómetro se debe aplicar un factor de corrección  $C_T$ , el cual debe sumarse a cada lectura. Este factor puede ser positivo o negativo, dependiendo de la temperatura de la suspensión en el momento de hacer cada lectura.

✓ *Corrección por temperatura* ( $10^\circ\text{C} \leq T \leq 30^\circ\text{C}$ ):

$$C_T = 1 \times 10^3 [\rho_{w 20^\circ} - \rho_{w T} - \alpha(T - 20)] \left( \frac{2.65}{1.65} \right) \quad [5. 15]$$

Donde:

$C_T$  : Factor de corrección por temperatura [g/L].

$T$  : Temperatura del ensayo [°C].

$\rho_{w 20^\circ}$  : Densidad del agua a 20°C [g/cm<sup>3</sup>].

$\rho_{w T}$  : Densidad del agua en el ensayo [g/cm<sup>3</sup>].

$\alpha$  : Coeficiente de dilatación volumétrica del hidrómetro ( $\alpha = 2.5 \times 10^{-5}$ ).

#### 5.4.5.3 Factor de corrección por agente dispersor y punto cero [ $C_d$ ]

Los granos de suelos muy finos en suspensión tienden normalmente a flocular y se adhieren de tal forma que tienden a precipitarse juntos. Por lo tanto, es necesario añadir a las muestras de suelo un agente de disgregación para evitar la floculación durante el ensayo. La adición de un agente defloculante produce un aumento en la densidad del líquido y obliga a realizar una corrección a la lectura observada en el hidrómetro.

El procedimiento para determinar la corrección por  $C_d$ , consistirá en los pasos siguientes: se selecciona un cilindro graduado de 1000 mL de capacidad y se llena con agua destilada, con una cantidad de defloculante igual a la que se empleará en el ensayo. Si en el ensayo no se va a utilizar un agente dispersante, llénese el cilindro solo con agua destilada, en ese caso la corrección será solamente por punto cero. Por otra parte, se realiza también la corrección por menisco y temperatura, como se observa en la *Ecuación 5.16*.

✓ *Corrección por agente dispersor y punto cero:*

$$C_d = r_h + C_m + C_T \quad [5. 16]$$

Donde:

$C_d$  : Factor de corrección por agente dispersor y punto cero [g/L].

$r_h$  : Lectura del hidrómetro en agua con defloculante únicamente [g/L].

$C_m$  : Factor de corrección por menisco [g/L].

$C_T$  : Factor de corrección por temperatura [g/L].

#### 5.4.5.4 Resultados

Los resultados de la corrección de las lecturas del hidrómetro 152-H, se pueden observar en la *Tabla 5.12*. Por otro lado, la información a detalle se encuentra desarrollado en el capítulo de anexos.

**Tabla 5. 12**

*Resultado de los factores de corrección en la lectura del hidrómetro 152-H*

Factores de corrección			
N°	$C_m$	$C_T$	$C_d$
	[g/L]	[g/L]	[g/L]
P - 01	0,50	A*	6,73

**Nota:**

A\* : Depende de la temperatura en la lectura del ensayo.

T : Temperatura de calibración 26,50°C.

Fuente: Elaboración propia.

#### 5.4.6 Procedimientos

- Determinar la masa de suelo a ser utilizada en el ensayo de hidrometría. Se debe usar aproximadamente 50 g de muestra seca de acuerdo a la *Tabla 5.9*.
- Colocar la muestra seleccionada dentro del vaso de la batidora, junto con 125 mL de agua destilada, seguido de 5 g de hexametáfosfato de sodio, como se observa en la *Imagen 5.12 a)*.

- Batir la muestra hasta que el suelo se encuentre totalmente húmedo y dejar remojar por al menos 16 horas, como se observa en la *Imagen 5.12 b*).
- Después de la etapa de remojo, dispersar la muestra de suelo colocando está en un equipo mezclador. Si no existiese el equipo mencionado, agitar el cilindro manualmente durante 1 minuto, volteándolo 60 veces.
- Verificar la calibración del hidrómetro ( $C_m$ ,  $C_T$  y  $C_d$ , además, relación lectura del hidrómetro y profundidad efectiva).
- Inmediatamente, después de la dispersión de la muestra, verter el contenido en un cilindro de sedimentación, procurando no perder partículas de suelo.
- Añadir agua al cilindro hasta completar un volumen de 1000 mL.
- Colocar el cilindro de sedimentación en baño a temperatura constante durante 1 minuto, para que la suspensión suelo-agua alcance un equilibrio térmico, como se observa en la *Imagen 5.12 c*).
- Sacar el cilindro del baño maría y usando la palma de la mano, tapar y agitar el mismo, volteándolo repetidas veces durante 1 min (el número de volteos durante el minuto debe ser de 60 veces y no se debe permitir que exista material en el fondo del cilindro), como se observa en la *Imagen 5.12 d*).
- Una vez completado el minuto de agitación, colocar inmediatamente el cilindro de sedimentación en el baño a temperatura constante y comenzar a registrar las lecturas del hidrómetro, como se observa en la *Imagen 5.12 e*).
- Realizar las lecturas del hidrómetro a los siguientes intervalos de tiempo: 0,50, 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120, 240, 480, 1440 min. Dichas lecturas del hidrómetro se deben realizar en la parte superior del menisco, por lo que, deberán ser corregidas por el factor de corrección por menisco.
- Durante cada lectura esperar entre 20 y 25 segundos para registrar la medida del hidrómetro. Tan pronto la lectura es realizada remover el hidrómetro y colocarlo en otro cilindro de sedimentación con agua destilada para su limpieza. El hidrómetro se debe limpiar haciéndolo girar para liberar a este de las partículas de suelo que podrían haberse adherido.
- Después de cada lectura determinar la temperatura de la suspensión insertando un termómetro, como se observa en la *Imagen 5.12 f*).

### Imagen 5. 12

*Procedimientos del ensayo de análisis hidrométrico: a) Introducción de la muestra seca, agua destilada y agente dispersante en el vaso de la batidora, b) Remojo de la muestra mezclada, c) Cilindro de sedimentación en equilibrio térmico, d) Agitación manual del cilindro de sedimentación, e) Medición de la lectura del hidrómetro, f) Toma de la temperatura del ensayo*



Fuente: Elaboración propia.

### 5.4.7 Cálculos

Los datos obtenidos del procedimiento del ensayo, son los siguientes:

✓ *Corrección de la lectura del hidrómetro:*

$$R = R'_h + C_m - C_d \pm C_T \quad [5. 17]$$

✓ *Diámetro de partículas del suelo:*

$$D = \sqrt{\frac{30 \times \eta}{\rho_w \times (G_s - 1) \times g} \times \frac{L}{t}} \quad [5. 18]$$

✓ *Porcentaje de suelo en suspensión:*

$$P = \frac{R \times a}{W_{S(N^\circ 200)}} \times 100 \quad [5. 19]$$

✓ *Corrección por gravedad específica:*

$$a = \frac{G_s \times 1.65}{(G_s - 1) \times 2.65} \quad [5. 20]$$

Donde:

$R$  : Lectura corregida del hidrómetro [g/L].

$R'_h$  : Lectura visual del hidrómetro [g/L].

$D$  : Diámetro de partículas del suelo [mm].

$\eta$  : Coeficiente de viscosidad del agua [g/cm·s].

$G_s$  : Gravedad específica de las partículas del suelo [\*].

$\rho_w$  : Densidad del agua [g/cm<sup>3</sup>].

$g$  : Gravedad adoptada para Bolivia ( $g = 9.78 \text{ m/s}^2$ ).

$L$  : Profundidad efectiva corregida [cm].

$t$  : Lectura del intervalo de tiempo [min].

$P$  : Porcentaje de suelo en suspensión [%].

$a$  : Corrección por gravedad específica [\*].

$W_{S(N^\circ 200)}$  : Masa de muestra seca que pasa el tamiz N° 200 [g/L].

#### 5.4.8 Presentación de resultados

Los resultados del ensayo de análisis hidrométrico se observan en la *Tabla 5.13*, y la información a detalle se encuentra desarrollado en el capítulo de Anexo E.

**Tabla 5. 13**

*Resultados del ensayo de análisis hidrométrico*

<b>Calicata</b>	<b>Muestra</b>	<b>[%]</b>	<b>Limo</b>	<b>Arcilla</b>
<b>N°</b>	<b>N°</b>	<b>Pasa<sub>(N° 200)</sub></b>	<b>[%]</b>	<b>[%]</b>
1	M - 01	94,55	41,10	58,90
2	M - 02	79,50	51,75	48,25
3	M - 03	61,09	21,98	78,02
4	M - 04	94,18	51,27	48,73
5	M - 05	63,47	35,25	64,75
6	M - 06	95,67	51,38	48,62
7	M - 07	95,87	50,83	49,17
8	M - 08	96,69	30,60	69,40
9	M - 09	60,42	34,26	65,74
10	M - 10	47,61	36,59	63,41

**Nota:**

El análisis hidrométrico de todas las muestras inalteradas, fue determinado a una profundidad de 1,80 m.

Fuente: Elaboración propia.

#### 5.4.9 Observaciones

Los siguientes errores causarían determinaciones imprecisas en el ensayo de análisis hidrométrico:

- Agente dispersante no satisfactorio o cantidad insuficiente: Siempre y cuando se vayan a ensayar en suelos nuevos o no usuales, es necesario realizar tanteos para determinar el tipo y la cantidad de compuesto químico que producirá la dispersión y defloculación más efectiva.
- Dispersión incompleta del suelo en la suspensión: Agitación insuficiente de la suspensión en el cilindro al comienzo del ensayo.

- Demasiado suelo en suspensión: Los resultados del análisis hidrométrico serán afectados si el tamaño de la muestra excede las cantidades recomendadas.
- Perturbación de la suspensión cuando se introduce o se remueve el hidrómetro: Tal perturbación es muy corriente que ocurra cuando el hidrómetro se extrae rápido después de una lectura.
- El hidrómetro no está suficientemente limpio: La presencia de polvo o grasa en el vástago del hidrómetro puede impedir el desarrollo de un menisco uniforme.
- Pérdida de material después del ensayo: Para determinar el suelo seco después del ensayo, se debe tener cuidado de no perder muestra en el lavado del cilindro de sedimentación.

## **5.5 Límites de consistencia (ASTM D4318-00)**

Crespo (2004) menciona que la plasticidad puede definirse como la propiedad que presentan los suelos para deformarse, hasta cierto límite sin romperse. Por medio de ella se puede medir el comportamiento de los suelos en todas las épocas. Para conocer la plasticidad de un suelo, A. Atterberg en 1911 propuso 5 límites de consistencia, los cuales son; límite de cohesión, pegajosidad, contracción, plástico y líquido.

### **5.5.1 Propósito y alcance**

*Límite líquido:* es la humedad expresada como porcentaje de la masa de suelo seco en el horno, de un suelo remoldeado en el límite entre los estados líquido y plástico. Corresponde a la humedad necesaria para que una muestra de suelo remoldeada, depositada en la taza de bronce de la máquina Casagrande y dividida en dos porciones simétricas separadas en 2 mm entre sí, fluya y entren en contacto en una longitud de 13 mm, aplicando 25 golpes.

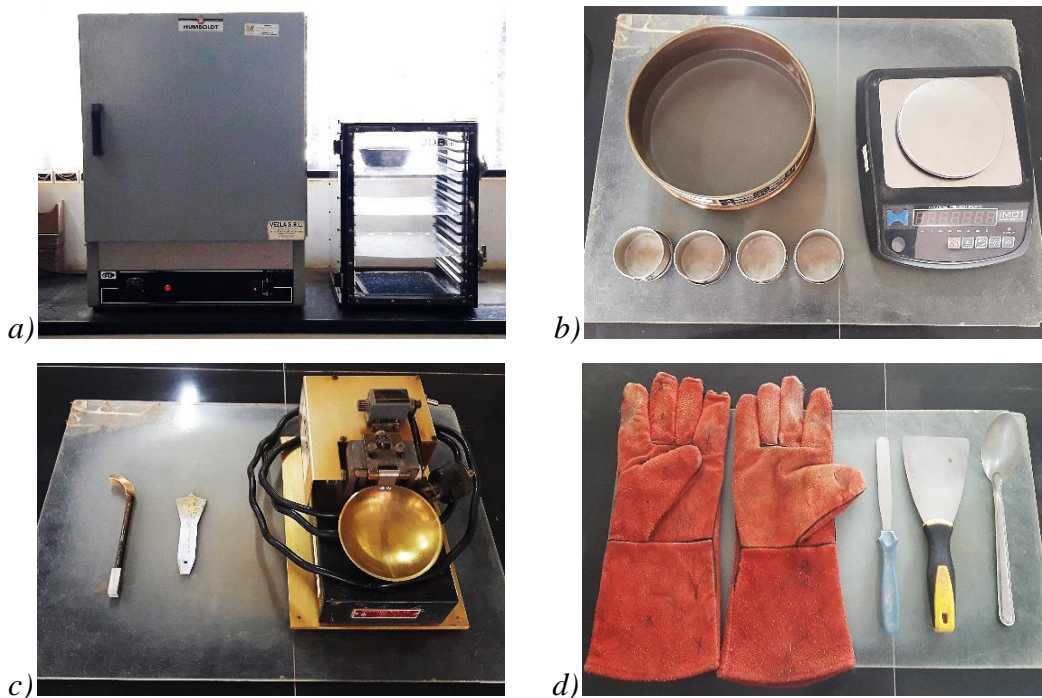
*Límite plástico:* es la humedad expresada como porcentaje de la masa de suelo seco en el horno, de un suelo remoldeado en el límite entre los estados plástico y semisólido. Corresponde a la humedad necesaria para que bastones cilíndricos de suelo de 3,2 mm de diámetro se disgreguen en trozos de 0,5 a 1 cm de largo y no puedan ser reamasados ni reconstituidos.

## 5.5.2 Materiales y equipos

- Aparato de Casagrande.
- Ranurador ASTM y Casagrande.
- Tamiz N° 40.
- Placa de vidrio.
- Horno de secado, controlado por un termostato, capaz de mantener una temperatura uniforme de  $110 \pm 5^\circ\text{C}$ .
- Balanza de 0.01 g de precisión.
- Desecador con contenido de sílica gel. Se debe verificar que la misma presente el color azul antes de conservar la muestra.
- Agua destilada.
- Equipo de manipuleo: guantes de asbesto, cuchara y espátulas.

### Imagen 5. 13

*Materiales y equipos en el ensayo de límites de consistencia: a) Horno y desecador, b) Balanza, tamiz N° 40 y contenedores, c) Aparato de Casagrande y ranuradores, d) Equipo de manipuleo*



Fuente: Elaboración propia

### 5.5.3 Muestra a ensayar

El tamaño aproximado de la muestra que se debe usar para los límites de consistencia, se observan en la *Tabla 5.14*.

**Tabla 5. 14**

*Masa de muestra requerida de acuerdo al límite de consistencia*

Límites de consistencia	Tamiz N°	Masa de muestra mínima [g]
Líquido	40	150 ó 200
Plástico	40	20

Fuente: Límites de consistencia (ASTM 4318-00, 2003)

### 5.5.4 Procedimientos

✓ *Límite líquido:*

- Seleccionar la cantidad de muestra que garantice 150 a 200 g de suelo que pase el tamiz N° 40.
- Mezclar la muestra seleccionada con agua destilada sobre una placa de vidrio con ayuda de una espátula, como se observa en la *Imagen 5.14 a*).
- Guardar la muestra en una bolsa con cierre hermético, que evite la pérdida de humedad, y dejarla reposar por al menos 16 horas. Para iniciar el ensayo se debe volver a mezclar la muestra de suelo.
- Colocar una porción de la muestra preparada en la copa del aparato de Casagrande, presionarla hacia abajo y dispersarla horizontalmente, hasta una profundidad de 10 mm en su parte más profunda, como se observa en la *Imagen 5.14 b*). Por otro lado, se debe tener cuidado en eliminar las burbujas de aire presentes en la muestra, así también de posibles cambios en su contenido de humedad.
- Con el ranurador, formar una ranura en la muestra dentro del aparato de Casagrande, como se observa en la *Imagen 5.14 c*). Al utilizar la herramienta ranuradora, se debe tener cuidado en que esta permanezca perpendicular a la superficie de la copa en el momento del corte.

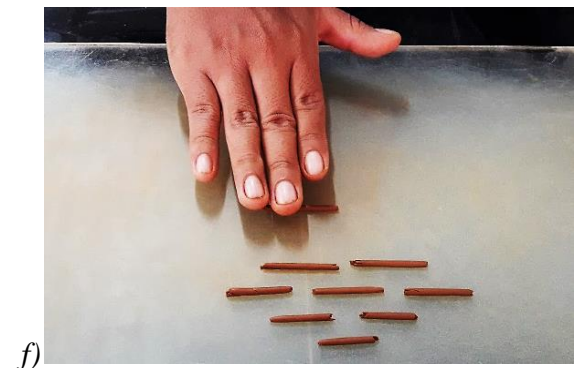
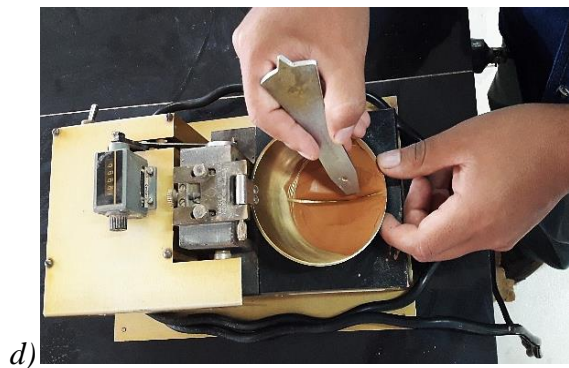
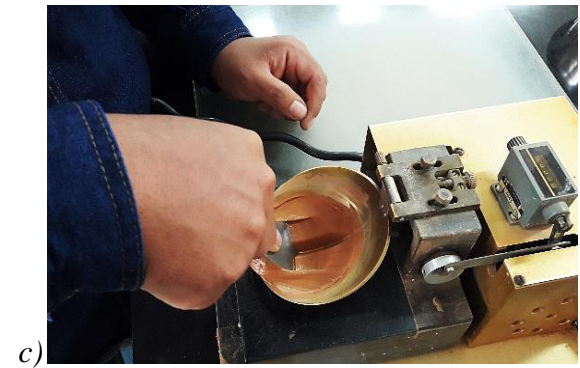
- Levantar y dejar caer la copa girando la manivela del aparato a una velocidad de 1,9 a 2,1 caídas por segundo, hasta que las dos mitades de la muestra entren en contacto en una distancia de 13 mm, como se observa en la *Imagen 5.14 d*).
- Verificar que la ranura no sea cerrada por la presencia de burbujas de aire, esto observando que ambas mitades de la muestra hayan fluido con aproximadamente la misma forma. Si una burbuja de aire causara el contacto de ambas mitades, se deberá retirar la muestra de la copa, agregar una pequeña cantidad de agua para remplazar la pérdida de humedad durante la anterior operación y repetir todo el proceso. Si la muestra de suelo resbala sobre la superficie de la copa, se deberá repetir los pasos anteriores con una menor cantidad de agua. Si después de varios intentos la muestra sigue deslizándose o si el número de golpes para cerrar la ranura es siempre menor a 25, registrar que el límite líquido no puede ser determinado, y reportar el suelo como no plástico.
- Registrar el número de golpes requerido para cerrar la ranura. Remover una porción de la muestra de la copa con ayuda de una espátula. Esta operación debe realizarse manteniendo la espátula perpendicular a la superficie de la copa y la ranura, además se debe retirar el segmento que corresponde a la unión de las mitades. Colocar la muestra retirada en un recipiente previamente pesado y taparlo inmediatamente. A continuación, obtener la masa del recipiente más la muestra húmeda.
- Retirar de la copa la muestra sobrante y reunirla al resto de la muestra. Limpiar la copa y la herramienta ranuradora.
- Volver a mezclar toda la muestra guardada agregando agua destilada para incrementar el contenido de humedad del suelo.
- Uno de los ensayos deberá estar entre 15 a 25 golpes, otro entre 20 y 30 golpes y el último entre 25 a 35 golpes.
- Determinar el contenido de humedad de las muestras de suelo correspondientes a cada número de golpes.

✓ *Límite plástico:*

- Seleccionar la cantidad de muestra que garantice 20 g de suelo que pase el tamiz N° 40.
- Mezclar la muestra seleccionada con agua destilada sobre una placa de vidrio con ayuda de una espátula.
- Guardar la muestra en una bolsa con cierre hermético, que evite la pérdida de humedad, y dejarla reposar al menos 16 horas. Para iniciar el ensayo se debe volver a mezclar la muestra de suelo.
- Reducir el contenido de humedad hasta una consistencia en la cual esta pueda ser enrollada sin adherirse a la mano. Para ello se puede mezclar y esparcir la muestra sobre la placa de vidrio continuamente, o se puede emplear una secadora eléctrica.
- De la porción de 20 g, seleccionar aproximadamente 1,5 a 2,0 g y formar con esta una masa elipsoidal.
- Enrollar la masa de suelo entre la palma de la mano o los dedos y la placa de vidrio, con la presión suficiente para llevar al hilo de muestra a un diámetro uniforme a través de toda su longitud, como se observa en la *Imagen 5.14 e*). El hilo de muestra deberá alcanzar un diámetro aproximado de 3,2 mm en 1 o más de 2 minutos. La presión requerida para enrollar la muestra varía de acuerdo al tipo de suelo.
- Cuando el hilo de muestra alcance aproximadamente 3,2 mm de diámetro, romper la misma en varias partes, como se observa en la *Imagen 5.14 f*). Apretar y amasar entre el pulgar y el primer dedo de cada mano, volver a formar la masa elipsoidal y volver a enrollar. Evitar hilos de muestra inferiores o mayores a lo especificado por norma.
- Juntar las partes desmenuzadas y colocarlas en un recipiente previamente pesado. Tapar inmediatamente y determinar la masa del recipiente más la muestra húmeda.
- Seleccionar otra muestra de 1,5 a 2,0 g y repetir los pasos anteriores hasta obtener 3 recipientes con muestras de aproximadamente 6 g de suelo.
- Determinar el contenido de humedad de cada una de las muestras.

**Imagen 5. 14**

*Procedimientos del ensayo de límites de consistencia: a) Mezclado de la muestra, b) Colocación de la muestra en el aparato de Casagrande, c) Rasurado de la muestra, d) Muestra de suelo en contacto, e) Amasado de la muestra, f) Hilos de muestra*



Fuente: Elaboración propia

### 5.5.5 Cálculos

Los datos obtenidos del procedimiento del ensayo, son los siguientes:

✓ *Contenido de humedad:*

$$w_N = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad [5. 21]$$

✓ *Regresión logarítmica simple:*

$$w_N = \ln N \cdot m + b \quad [5. 22]$$

$$w_N = LL$$

$$b = \frac{\sum w_N \sum (\ln N)^2 - \sum \ln N \sum (\ln N) w_N}{n \sum (\ln N)^2 - [\sum (\ln N)]^2}$$

$$m = \frac{n \sum (\ln N) w_N - \sum \ln N \sum w_N}{n \sum (\ln N)^2 - [\sum (\ln N)]^2}$$

✓ *Índice de plasticidad:*

$$PI = LL - LP \quad [5. 23]$$

Donde:

$w_N$  : Contenido de humedad respecto al número de golpes [%].

$W_w$  : Masa del agua [g].

$W_s$  : Masa de los sólidos del suelo [g].

$N$  : Numero de golpes [\*].

$b$  : Ordenada [\*].

$m$  : Pendiente [\*].

$n$  : Número de puntos del ensayo [\*].

$PI$  : Índice de plasticidad [%].

$LL$  : Límite líquido [%].

$LP$  : Límite plástico [%].

### 5.5.6 Presentación de resultados

Los resultados del ensayo de límite de consistencia se observan en la *Tabla 5.15*, y la información a detalle se encuentra desarrollado en el capítulo de Anexo E.

**Tabla 5. 15**

*Resultados del ensayo de límite de consistencia*

<b>Calicata</b>	<b>Muestra</b>	<b>Límite líquido</b>	<b>Límite plástico</b>	<b>Índice de plasticidad</b>
<b>N°</b>	<b>N°</b>	<b>[%]</b>	<b>[%]</b>	<b>[%]</b>
1	M - 01	71,88	25,47	46,41
2	M - 02	51,26	19,44	31,82
3	M - 03	42,94	22,30	20,64
4	M - 04	61,96	27,73	34,23
5	M - 05	44,13	22,92	21,21
6	M - 06	63,84	24,80	39,04
7	M - 07	59,41	20,99	38,42
8	M - 08	64,29	18,70	45,59
9	M - 09	41,80	18,28	23,52
10	M - 10	32,52	14,58	17,94

**Nota:**

- El límite de consistencia de todas las muestras inalteradas, fue determinado a una profundidad de 1,80 m.
- El límite líquido corresponde a la intersección de la línea recta dibujada con la abscisa de 25 golpes.

Fuente: Elaboración propia.

### 5.5.7 Observaciones

Los siguientes errores causarían determinaciones imprecisas en el ensayo de límites de consistencia:

✓ *Límite líquido:*

- Tamaño de la masa de suelo contenida en la copa de cobre (espesor y cantidad).
- La velocidad a la cual se le dan los golpes es 120 revoluciones por minuto.

- Tiempo de reposo del suelo en la copa antes de comenzar la cuenta de golpes y estado de limpieza de la copa antes de cada ensayo.
- Ajuste de la altura de caída de la copa (debe ser exactamente 1 cm).
- Tipo de herramienta utilizada para hacer la ranura. La herramienta ranuradora de la ASTM sirve para suelos con bajo límite líquido (arenosos y limosos) y la herramienta de Casagrande sirve para suelos con alto límite líquido (arcilla limosa y arcillas).
- Número de puntos del ensayo insuficientes para predecir el límite líquido del suelo (es necesario 3 puntos como mínimo para el ensayo).
- El número de puntos obtenido en el ensayo, no debe diferir en más del 2 % en el valor extrapolado de la línea de tendencia logarítmica.

✓ *Límite plástico:*

- Se obtendrá un resultado incorrecto si el diámetro del hilo de muestra no es de 3,2 mm, o si el operador no tiene el cuidado de como se enrolla el hilo de muestra.
- Este ensayo está más sometido a la subjetividad del operador que el ensayo de límite líquido, pero la experiencia indica que los resultados son reproducibles dentro de 1 a 3 % por técnicos más experimentados.

## **5.6 Sistema de clasificación unificada de suelos “SUCS” (ASTM D2487-11)**

Bowles (1981) menciona que los elementos esenciales del sistema de clasificación de suelos fueron propuestos inicialmente por Arturo Casagrande en 1942 y adoptado continuamente por el cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos para la construcción de aeropuertos. Actualmente, este sistema se utiliza con modificaciones mínimas en la mayoría de los países fuera de los Estados Unidos.

### **5.6.1 Propósito y alcance**

Esta práctica describe un sistema para la clasificación mineral y orgánica-mineral de suelos para propósitos de la Ingeniería Civil. Con base en la determinación de ensayos de laboratorio, tales como: análisis granulométrico y límites de consistencia, como se observa en la *Tabla 5.16, 5.17, 5.18 y 5.19*.

**Tabla 5. 16**

*Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS)*

Criterio para la asignación de símbolos de grupo					
<b>Suelos de grano grueso</b>	<b>Gravas</b>	Gravas limpias	$Cu \geq 4$ y $1 \leq Cc \leq 3$	GW	
		Menos del 5% de finos.	$Cu < 4$ y/o $1 > Cc > 3$	GP	
	Más de 50% de fracción gruesa retenida en el tamiz N° 4.	Gravas con finos	Más del 12% de finos.	$PI < 4$ o gráficos por debajo de la línea "A".	GM
				$PI > 7$ y gráficos en o por encima de la línea "A".	GC
	Más de 50% retenido en el tamiz N° 200.	<b>Arenas</b>	Arenas limpias	$Cu \geq 6$ y $1 \leq Cc \leq 3$	SW
			Menos del 5% de finos.	$Cu < 6$ y/o $1 > Cc > 3$	SP
50% o más de la fracción gruesa pasa tamiz N° 4.	Arenas con finos	Más del 12% de finos.	$PI < 4$ o gráficos por debajo de la línea "A".	SM	
			$PI > 7$ y gráficos en o por encima de la línea "A".	SC	
<b>Suelos de grano fino</b>	<b>Limos y arcillas</b>	Inorgánico	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de la línea "A".	CL	
			$PI < 4$ o gráficos por debajo de la línea "A".	ML	
	Límite líquido menor que 50.	Orgánico	$\frac{LL: \text{secado}}{LL: \text{no secado}} < 0.75$		OL
			<b>Limos y arcillas</b>	Inorgánico	Gráficos PI en o por encima de la línea "A".
	Gráficos PI por debajo de la línea "A".	MH			
	50% o más pasa a través del tamiz N° 200.	Límite líquido 50 o más.	Orgánico	$\frac{LL: \text{secado}}{LL: \text{no secado}} < 0.75$	

Fuente: Clasificación de suelos (ASTM D2487-11, 2010)

**Tabla 5. 17***Nombres de grupo para suelos gravosos*

<b>Símbolo de grupo</b>	<b>Criterio SF (%)</b>	<b>Nombre de grupo</b>
GW	< 15	Grava bien gradada
	≥ 15	Grava bien gradada con arena
GP	< 15	Grava pobremente gradada
	≥ 15	Grava pobremente gradada con arena
GM	< 15	Grava limosa
	≥ 15	Grava limosa con arena
GC	< 15	Grava arcillosa
	≥ 15	Grava arcillosa con arena
GC-GM	< 15	Grava limo arcillosa
	≥ 15	Grava limo arcillosa con arena
GW-GM	< 15	Grava bien gradada con limo
	≥ 15	Grava bien gradada con limo y arena
GW-GC	< 15	Grava bien gradada con arcilla
	≥ 15	Grava bien gradada con arcilla y arena
GP-GM	< 15	Grava pobremente gradada con limo
	≥ 15	Grava pobremente gradada con limo y arena
GP-GC	< 15	Grava pobremente gradada con arcilla
	≥ 15	Grava pobremente gradada con arcilla y arena

**Nota:**  
 $R_{N^{\circ}200}$  : % retenido en el tamiz N° 200  
GF : Fracción de grava =  $R_{N^{\circ}4}$   
SF : Fracción de arena =  $R_{N^{\circ}200} - GF$

Fuente: Clasificación de suelos (ASTM D2487-11, 2010)

**Tabla 5. 18***Nombres de grupo para suelos arenosos*

<b>Símbolo de grupo</b>	<b>Criterio GF (%)</b>	<b>Nombre de grupo</b>
SW	< 15	Arena bien gradada
	≥ 15	Arena bien gradada con grava
SP	< 15	Arena pobremente gradada
	≥ 15	Arena pobremente gradada con grava
SM	< 15	Arena limosa
	≥ 15	Arena limosa con grava
SC	< 15	Arena arcillosa
	≥ 15	Arena arcillosa con grava
SM-SC	< 15	Arena limosa arcillosa
	≥ 15	Arena limosa arcillosa con grava
SW-SM	< 15	Arena bien gradada con limo
	≥ 15	Arena bien gradada con limo y grava
SW-SC	< 15	Arena bien gradada con arcilla
	≥ 15	Arena bien gradada con arcilla y grava
SP-SM	< 15	Arena pobremente gradada con limo
	≥ 15	Arena pobremente gradada con limo y grava
SP-SC	< 15	Arena pobremente gradada con arcilla
	≥ 15	Arena pobremente gradada con arcilla y grava

**Nota:**R<sub>N°4</sub> : % retenido en el tamiz N° 4GF : Fracción de grava = R<sub>N°4</sub>

Fuente: Clasificación de suelos (ASTM D2487-11, 2010)

**Tabla 5. 19**

*Nombres de grupo para suelos finos inorgánicos*

Símbolo de grupo	R <sub>N° 200</sub>	SF/GF	GF	SF	Nombre de grupo
CL	15 a 29	≥1			Arcilla magra
		<1			Arcilla magra con arena
	≥30	≥1	<15		Arcilla magra con grava
		≥1	≥15		Arcilla magra arenosa
		<1		<15	Arcilla magra arenosa con grava
		<1		≥15	Arcilla magra gravosa
ML	<15				Arcilla magra gravosa con arena
	15 a 29	≥1			Limo
		<1			Limo con arena
	≥30	≥1	<15		Limo con grava
		≥1	≥15		Limo arenoso
		<1		<15	Limo arenoso con grava
	<1		≥15	Limo gravoso	
CL-ML	<15				Limo gravoso con arena
	15 a 29	≥1			Arcilla limosa
		<1			Arcilla limosa con arena
	≥30	≥1	<15		Arcilla limosa con grava
		≥1	≥15		Arcilla limosa arenosa
		<1		<15	Arcilla limosa arenosa con grava
	<1		≥15	Arcilla limosa gravosa	
CH	<15				Arcilla limosa gravosa con arena
	15 a 29	≥1			Arcilla grasa
		<1			Arcilla grasa con arena
	≥30	≥1	<15		Arcilla grasa con grava
		≥1	≥15		Arcilla grasa arenosa
		<1		<15	Arcilla grasa arenosa con grava
	<1		≥15	Arcilla grasa gravosa	
MH	<15				Arcilla grasa gravosa con arena
	15 a 29	≥1			Limo elástico
		<1			Limo elástico con arena
	≥30	≥1	<15		Limo elástico con grava
		≥1	≥15		Limo elástico arenoso
		<1		<15	Limo elástico arenoso con grava
	<1		≥15	Limo elástico gravoso	
				Limo elástico gravoso con arena	

**Nota:**

R<sub>N° 4</sub> : % retenido en el tamiz N° 4

R<sub>N° 200</sub> : % retenido en el tamiz N° 200

GF : Fracción de grava = R<sub>N° 4</sub>

SF : Fracción de arena = R<sub>N° 200</sub> - GF

Fuente: Clasificación de suelos (ASTM D2487-11, 2010)

## 5.6.2 Presentación de resultados

Los resultados de la clasificación de los suelos por el método SUCS, se observan en la *Tabla 5.20*.

**Tabla 5. 20**

*Resultados de la clasificación de los suelos por el método SUCS*

Calicata N°	Muestra N°	F <sub>N° 200</sub>	R <sub>N° 200</sub>	R <sub>N° 4</sub>	LL [%]	PI [%]	Nombre de grupo	S.G.
1	M - 01	94,55	5,45	0,00	71,88	46,41	Arcilla grasa	CH
2	M - 02	79,50	20,50	0,00	51,26	31,82	Arcilla grasa con arena	CH
3	M - 03	61,09	38,91	0,00	42,94	20,64	Arcilla magra arenosa	CL
4	M - 04	94,18	5,82	0,80	61,96	34,23	Arcilla grasa	CH
5	M - 05	63,47	36,53	1,01	44,13	21,21	Arcilla magra arenosa	CL
6	M - 06	95,67	4,33	0,04	63,84	39,04	Arcilla grasa	CH
7	M - 07	95,87	4,13	0,04	59,41	38,42	Arcilla grasa	CH
8	M - 08	96,69	3,31	0,00	64,29	45,59	Arcilla grasa	CH
9	M - 09	60,42	39,58	0,87	41,80	23,52	Arcilla magra arenosa	CL
10	M - 10	47,61	52,39	0,00	32,52	17,94	Arena arcillosa	SC

**Nota:**

F<sub>N° 200</sub> : % que pasa por el tamiz N° 200.

R<sub>N° 200</sub> : % retenido en el tamiz N° 200.

R<sub>N° 4</sub> : % retenido en el tamiz N° 4.

LL : Límite líquido.

PI : Índice de plasticidad.

S.G. : Símbolo de grupo.

Fuente: Elaboración propia

## 5.7 Corte directo CD (ASTM D3080 - 98)

El ensayo de corte directo es uno de los más útiles para hallar la resistencia de los suelos, dado que es más rápido y económico que el ensayo triaxial. A través del ensayo de corte directo se puede obtener el ángulo de fricción ( $\phi'$ ) y cohesión ( $c'$ ), los cuales intervienen en el diseño geotécnico de fundaciones.

### 5.7.1 Propósito y alcance

El ensayo está diseñado para determinar rápidamente las propiedades de resistencia consolidadas y drenadas del suelo. Por otra parte, dicho ensayo también se puede aplicar a suelos impermeables, utilizando técnicas y métodos de laboratorio que están respaldados por investigaciones especializadas. Su desarrollo consiste en el ensayo de tres muestras como mínimo, con una secuencia de carga normal que comprende una relación de incremento, obtenida a través de la duplicación de la carga.

### 5.7.2 Materiales y equipos

✓ *Sistema automático de equipo de corte directo*

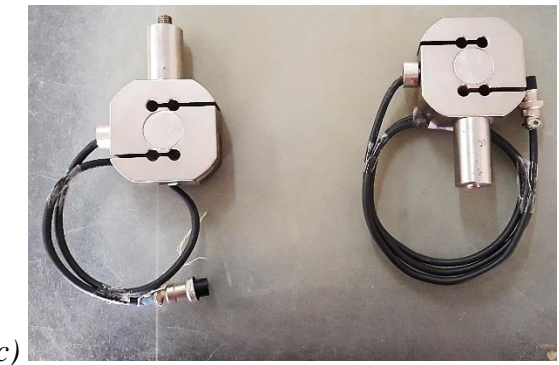
- Equipo automático de corte directo.
- Computadora de escritorio.
- Transductores de carga, con capacidad de 5 kN para las fuerzas verticales y 5 kN para las fuerzas horizontales.
- Transductores de desplazamiento, con una capacidad de 0 a 20 mm para el recorrido vertical y de 0 a 25 mm para el recorrido horizontal.
- Accesorios del equipo: Caja de corte, muestreador, extractor de muestra, accesorios de la caja de corte, piedras porosas, plataforma de carga, placa base y placas de rejilla.

✓ *Otros*

- Horno de secado, controlado por un termostato, capaz de mantener una temperatura uniforme de  $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$ .
- Desecador con contenido de sílica gel. Verificar que dicho contenido presente el color azul antes de conservar la muestra.
- Balanza de 0.01 g de precisión, con una capacidad de 500 g.
- Equipo de estabilizador de tensión.
- Agua destilada.
- Equipo de manipuleo: guantes de asbesto, llaves combinadas, nivel de mano, recipientes, film de polietileno de baja densidad (Hule), manguera, probeta de 1000 mL y espátulas.

**Imagen 5. 15**

*Materiales y equipos en el ensayo de corte directo CD: a) Equipo automático de corte directo, b) Transductores de desplazamiento, c) Transductores de carga, d) Accesorios de la caja de corte, e) Balanza y agua destilada, f) Equipo de manipuleo*



Fuente: Elaboración propia

### 5.7.3 Muestra a ensayar

Las muestras de suelo para el ensayo de corte directo se dividen en 2; alterada e inalterada. En ese entendido, se optó por las muestras de suelo inalteradas, las cuales representan mejor las condiciones naturales del suelo.

Para muestras alteradas, se deberá tener al menos la cantidad necesaria para obtener tres especímenes (aproximadamente 500 g). Por el contrario, si se opta por muestras inalteradas, deberá ser suficientemente grande para proveer un mínimo de tres especímenes idénticos, como se observa en la *Imagen 5.16*.

#### **Imagen 5. 16**

*Muestras de suelo inalteradas*



Fuente: Elaboración propia

### 5.7.4 Procedimientos

#### ✓ *Etapas de consolidación:*

- Calibración del muestreador cuadrado; el molde metálico deberá ser calibrado midiendo todos los lados del mismo. El promedio de dichas lecturas realizadas mediante el calibrador digital, será el valor del ancho y largo del muestreador.
- Determinar la masa del muestreador.
- Una vez que el muestreador este calibrado y pesado, colocar el mismo sobre la muestra de bloque inalterada para trazar el espécimen de sección cuadrado.

- A partir del trazado del espécimen, se deberá tener cuidado extremo en el tallado y perfilado del mismo, para no alterar la estructura del suelo. Otro factor que influye en la actividad mencionada anteriormente, es el tiempo de ejecución, ya que de ello depende prevenir la pérdida de humedad natural del suelo.
- Cuando el espécimen cuadrado este totalmente tallado, confinarlo en el muestreador para luego extraer el mismo, como se observa en la *Imagen 5.17 a*). Este proceso se deberá realizar con mucho cuidado, evitando fisurar su estructura natural. Cuando ya se tenga el espécimen, tallar la parte que estaba unida a la muestra de bloque.
- Al terminar de obtener el espécimen, la muestra de bloque inalterada deberá ser embalada con polietileno de baja densidad y sellada con cinta adhesiva. El proceso mencionado anteriormente es con el fin de conservar la muestra en su estado natural, para posteriormente extraer los especímenes faltantes.
- Una vez que el espécimen este completamente listo, determinar la masa húmeda más el muestreador.
- Ensamblar la caja de corte en su primera fase; 1° unir las dos mitades de la caja de corte, 2° colocar y enroscar los tornillos mariposa en los orificios correspondiente, 3° colocar la placa base, 4° la placa porosa y 5° la placa de rejilla inferior.
- Colocar y alinear el muestreador sobre la caja de corte, para que el extractor deslice el espécimen hacia su confinamiento, como se observa en la *Imagen 5.17 b*).
- Para completar de armar dicha caja de corte, se debe continuar de la siguiente manera; 6° colocar la placa de rejilla superior, 7° la placa porosa y 8° la plataforma de carga.
- Colocar la caja de corte ensamblada en el recipiente del equipo automático de corte, como se observa en la *Imagen 5.17 c*).
- Prender la computadora de escritorio para ajustar automáticamente el equipo de corte directo, como se observa en la *Imagen 5.17 d*). El

desplazamiento del motor horizontal se debe ajustar para que la caja de corte se alinee con la plataforma del motor vertical.

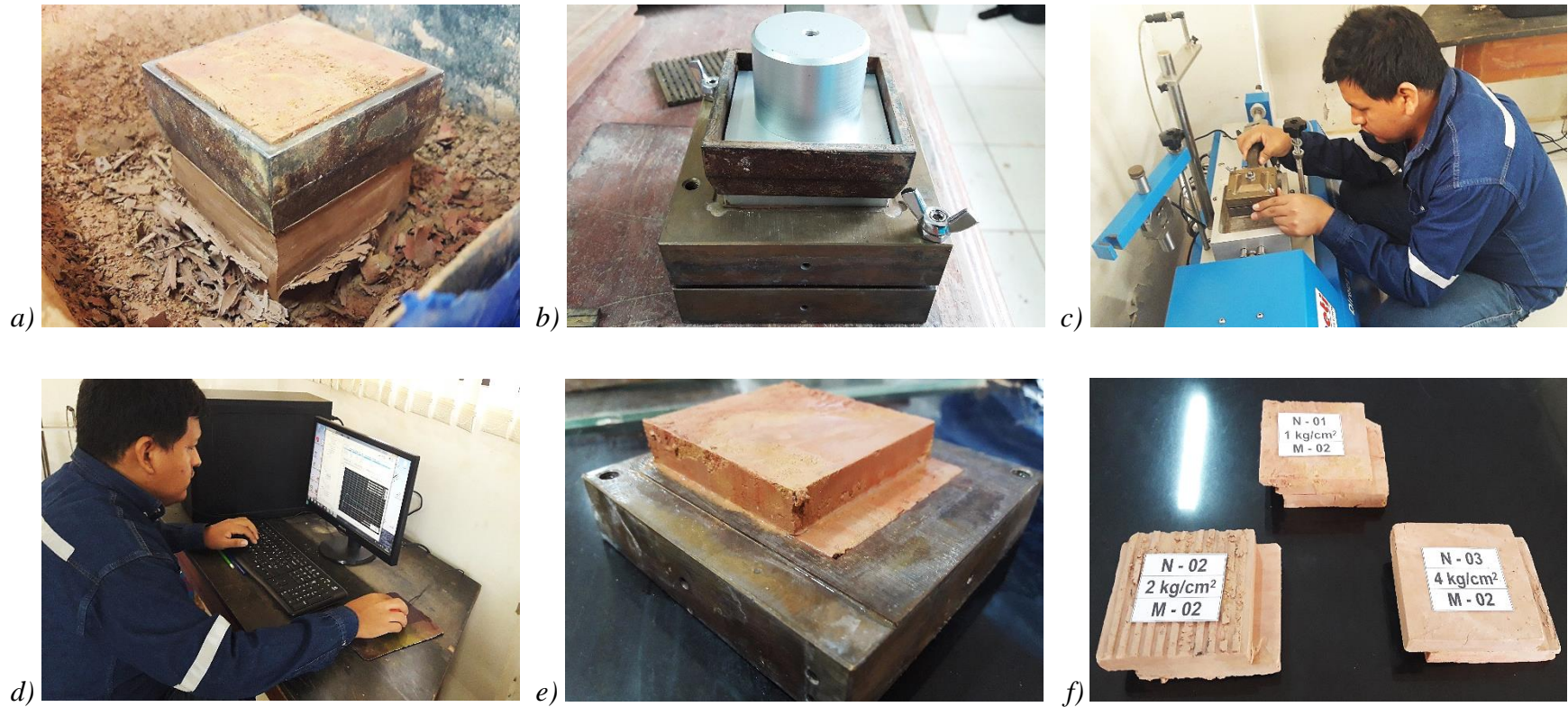
- El transductor de carga horizontal y vertical se deben ajustar, de tal forma que el primero este en contacto con el recipiente y el segundo con la plataforma de carga.
- Los transductores de desplazamiento horizontal y vertical se deben ajustar, de tal forma que el primero este en contacto con el recipiente y el segundo con la plataforma del motor vertical.
- Llenar con agua destilada el recipiente que contiene la caja de corte y mantenerlo lleno de agua durante la realización del ensayo. En esta etapa, el equipo de corte se encuentra totalmente instalado.
- Calcular las cargas normales necesarias para obtener los esfuerzos normales deseados. Introducir los datos calculados de la carga en el programa Eds.exe, para que se ejecute la etapa de consolidación, como se observa en la *Imagen 5.18 a*).
- Una vez que concluya la etapa de consolidación primaria, se debe ingresar al programa Epacd.exe para exportar los datos en un archivo “txt” o “xlsx”, como se observa en la *Imagen 5.19 a*).

✓ *Etapas de corte:*

- Calcular la velocidad de corte mediante la curva de consolidación primaria.
- Remover los tornillos alineadores de la caja de corte.
- Introducir al programa Eds.exe los datos de velocidad y distancia, para que se ejecute la etapa de corte, como se observa en la *Imagen 5.18 b*).
- Una vez que concluya la etapa de corte, se debe ingresar al programa Epacd.exe para exportar los datos en un archivo “txt” o “xlsx”, como se observa en la *Imagen 5.19 b*).
- Desmontar la caja de corte para obtener el espécimen de suelo cortado, como se observa en la *Imagen 5.17 e*).
- Determinar el contenido de humedad final e identificar los especímenes ensayados, como se observa en la *Imagen 5.17 f*).

**Imagen 5. 17**

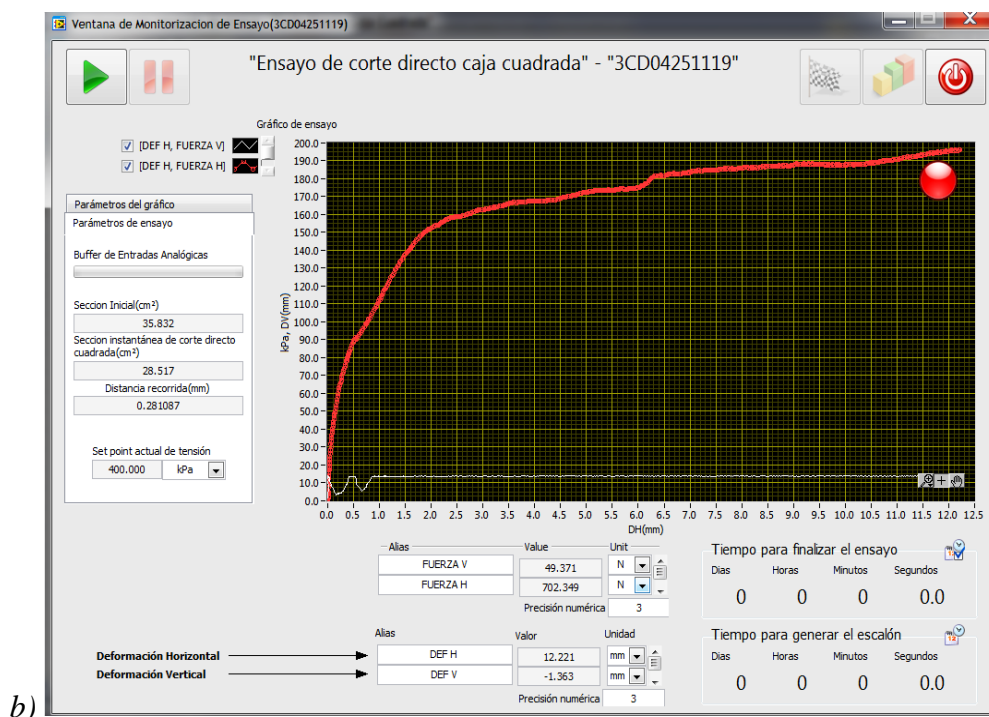
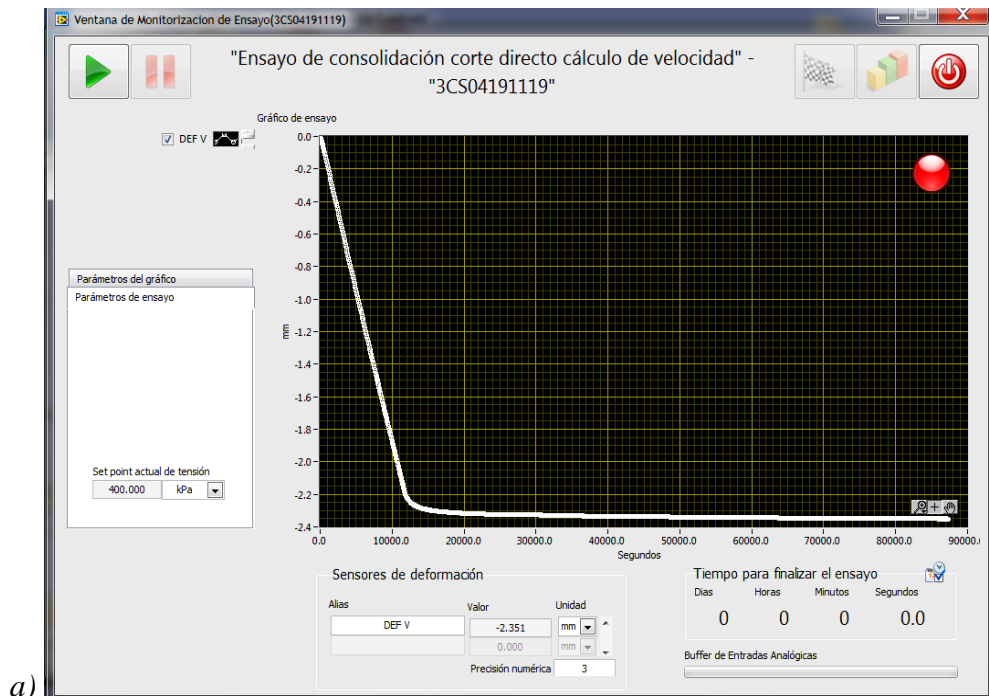
*Procedimientos del ensayo de corte directo CD: a) Muestra de suelo tallada, b) Ensamblaje de la caja de corte, c) Instalación de la caja de corte, d) Manipulación del equipo automático, e) Muestra de suelo cortada, f) Identificación de las muestras ensayadas*



Fuente: Elaboración propia

### Imagen 5. 18

Ventana del programa Ede.exe: a) Ensayo de consolidación primaria “cálculo de la velocidad”, b) Ensayo de corte directo caja cuadrada



Fuente: Elaboración propia

## Imagen 5. 19

Archivos “txt” del programa Epacd.exe: a) Ensayo de consolidación primaria  
 “cálculo de la velocidad”, b) Ensayo de corte directo caja cuadrada

a)

TimeStamp	DidEscalonOccured	IsTestTimeOfInitialPart	Signal - DEF V	Signal - FUERZA V	Au
19-12-2019 11:01:39.250	0	1	-0.001507	18.459348	11.000000
19-12-2019 11:02:39.276	0	0	-0.007046	57.274767	461.207526
19-12-2019 11:03:39.457	0	0	-0.013255	89.987095	
19-12-2019 11:04:39.637	0	0	-0.020822	122.038565	
19-12-2019 11:05:39.829	0	0	-0.028891	154.264514	
19-12-2019 11:06:39.841	0	0	-0.037165	187.266699	
19-12-2019 11:07:39.845	0	0	-0.045399	221.019824	
19-12-2019 11:08:40.046	0	0	-0.054061	254.969969	
19-12-2019 11:09:40.058	0	0	-0.056393	254.936403	
19-12-2019 11:10:40.092	0	0	-0.057467	254.646390	
19-12-2019 11:11:40.295	0	0	-0.057989	254.777735	
19-12-2019 11:12:40.303	0	0	-0.058484	254.835624	
19-12-2019 11:13:40.303	0	0	-0.059135	254.823301	
19-12-2019 11:14:40.303	0	0	-0.059490	254.926755	
19-12-2019 11:15:40.310	0	0	-0.059927	254.831165	
19-12-2019 11:16:40.327	0	0	-0.059926	254.901946	
19-12-2019 11:17:40.512	0	0	-0.060287	254.857353	
19-12-2019 11:18:40.719	0	0	-0.060349	255.078775	
19-12-2019 11:19:40.768	0	0	-0.060639	255.140718	
19-12-2019 11:20:40.964	0	0	-0.061072	254.982131	
19-12-2019 11:21:41.146	0	0	-0.061159	254.903081	
19-12-2019 11:22:41.353	0	0	-0.061364	255.117368	
19-12-2019 11:23:41.372	0	0	-0.061675	254.954078	
19-12-2019 11:24:41.374	0	0	-0.061841	254.906243	
19-12-2019 11:25:41.568	0	0	-0.061940	255.059479	
19-12-2019 11:26:41.597	0	0	-0.062189	254.846894	
19-12-2019 11:27:41.606	0	0	-0.062630	254.950592	
19-12-2019 11:28:41.785	0	0	-0.062572	254.826868	
19-12-2019 11:29:41.926	0	0	-0.062661	254.825400	

b)

DidEscalonOccured	IsTestTimeOfInitialPart	Signal - DEF H	Signal - DEF V	Signal - FUERZA V	!
53.568	0	0.001007	0.000352	5.000686	1.146513
01.401	0	0.000912	-0.000085	10.082286	0.944955
07.768	0	0.008771	0.001760	15.141915	0.956712
29.479	0	0.001486	-0.000444	16.298969	2.370942
26.853	0	0.009186	0.001446	16.375263	7.731121
29.598	0	0.005656	0.000404	16.647521	10.091605
34.253	0	0.009632	0.001388	16.315752	15.131286
39.969	0	0.002370	-0.000705	16.452449	20.434873
45.681	0	0.004979	-0.000195	16.453746	25.593170
50.341	0	0.003333	-0.000836	16.585496	30.839436
56.056	0	0.012081	0.001516	16.291105	36.000003
01.986	0	0.012773	0.001447	16.320941	41.451313
09.185	0	0.013790	0.001517	16.319401	47.623319
15.107	0	0.014296	0.001381	16.171029	52.746185
21.037	0	0.015404	0.001394	16.718706	57.798352
28.239	0	0.008502	-0.000780	16.392127	63.107128
29.722	0	0.016179	0.001370	16.296375	64.547141
36.918	0	0.015161	0.000577	16.456259	69.569796
43.061	0	0.018626	0.001269	16.232243	74.669717
50.257	0	0.011965	-0.000900	16.711734	80.341233
58.931	0	0.021058	0.001088	16.452854	85.666468
06.341	0	0.022381	0.001120	16.322238	90.825170
13.750	0	0.023180	0.000983	16.153598	95.973738
22.427	0	0.024445	0.000770	16.326698	101.357105
29.829	0	0.018216	-0.001449	16.293618	105.768356
45.921	0	0.027771	0.000298	15.999632	110.851495
02.023	0	0.028496	-0.000278	16.380290	115.961145
15.150	0	0.029800	-0.000469	16.530850	121.109956
28.271	0	0.031058	-0.000713	16.085006	126.182473
29.963	0	0.023625	-0.002864	16.182461	127.050973
42.876	0	0.032609	-0.001125	16.463799	132.282158
54.728	0	0.034311	-0.001358	16.265646	137.418645
06.372	0	0.036044	-0.001748	16.325238	142.478433
19.494	0	0.037525	-0.002166	16.285348	147.840883

Fuente: Elaboración propia

### 5.7.5 Cálculos

Ejemplo de cálculo de la muestra “M - 02”

#### ✓ Determinación del esfuerzo normal

Prueba N° 1:

$$\sigma_n = \frac{N_1}{A} \rightarrow \sigma_n = \frac{35.83 \text{ kgf}}{35.83 \text{ cm}^2} \rightarrow \sigma_n = 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \rightarrow \sigma_n = \mathbf{98.07 \text{ kPa}}$$

Prueba N° 2:

$$\sigma_n = \frac{N_2}{A} \rightarrow \sigma_n = \frac{71.66 \text{ kgf}}{35.83 \text{ cm}^2} \rightarrow \sigma_n = 2 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \rightarrow \sigma_n = \mathbf{196.13 \text{ kPa}}$$

Prueba N° 3:

$$\sigma_n = \frac{N_3}{A} \rightarrow \sigma_n = \frac{143.32 \text{ kgf}}{35.83 \text{ cm}^2} \rightarrow \sigma_n = 4 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \rightarrow \sigma_n = \mathbf{392.27 \text{ kPa}}$$

#### ✓ Etapa de consolidación

a) Cálculo de la velocidad “CS - 01 - P01”

**Recta 01:**

$$\text{Raíz del tiempo: } \sqrt{t} = \begin{cases} 3.3166 \\ 3.7417 \\ 4.1231 \end{cases} \quad \text{Deformación vertical: } \varepsilon_v = \begin{cases} 0.0786 \text{ mm} \\ 0.0958 \text{ mm} \\ 0.1159 \text{ mm} \end{cases}$$

Ordenada:

$$b_1 = \frac{\sum \varepsilon_v \cdot \sum (\sqrt{t})^2 - \sum \sqrt{t} \cdot \sum (\sqrt{t}) \varepsilon_v}{n \cdot \sum (\sqrt{t})^2 - [\sum (\sqrt{t})]^2} \quad [5.24]$$

$$b_1 = \frac{0.2903 \times 42.0001 - 11.1814 \times 1.0970}{3 \times 42.0001 - [11.1814]^2} \rightarrow b_1 = \mathbf{-0.0751}$$

Pendiente:

$$m_1 = \frac{n \cdot \sum (\sqrt{t}) \varepsilon_v - \sum \sqrt{t} \cdot \sum \varepsilon_v}{n \cdot \sum (\sqrt{t})^2 - [\sum (\sqrt{t})]^2} \quad [5.25]$$

$$m_1 = \frac{3 \times 1.0970 - 11.1814 \times 0.2903}{3 \times 42.0001 - [11.1814]^2} \rightarrow m_1 = \mathbf{0.0461}$$

Ecuación de la recta 01:

$$\varepsilon_v = 0.0461\sqrt{t} - 0.0751 \quad [5.26]$$

**Recta 02:**

$$\text{Raíz del tiempo: } \sqrt{t} = \begin{cases} 19.7990 \\ 22.0454 \\ 24.0832 \end{cases} \quad \text{Deformación vertical: } \varepsilon_v = \begin{cases} 0.1412 \text{ mm} \\ 0.1416 \text{ mm} \\ 0.1426 \text{ mm} \end{cases}$$

Ordenada:

$$b_2 = \frac{\sum \varepsilon_v \cdot \sum (\sqrt{t})^2 - \sum \sqrt{t} \cdot \sum (\sqrt{t}) \varepsilon_v}{n \cdot \sum (\sqrt{t})^2 - [\sum (\sqrt{t})]^2} \quad [5.27]$$

$$b_2 = \frac{0.4254 \times 1458.0006 - 65.9276 \times 9.3515}{3 \times 1458.0006 - [65.9276]^2} \rightarrow b_2 = 0.1347$$

Pendiente:

$$m_2 = \frac{n \cdot \sum (\sqrt{t}) \varepsilon_v - \sum \sqrt{t} \cdot \sum \varepsilon_v}{n \cdot \sum (\sqrt{t})^2 - [\sum (\sqrt{t})]^2} \quad [5.28]$$

$$m_2 = \frac{3 \times 9.3515 - 65.9276 \times 0.4254}{3 \times 1458.0006 - [65.9276]^2} \rightarrow m_2 = 0.0003$$

Ecuación de la recta 02:

$$\varepsilon_v = 0.0003\sqrt{t} + 0.1347 \quad [5.29]$$

**Intersección IR:**

$$1) \quad \varepsilon_v = m_1 \cdot \sqrt{t} + b_1 \qquad 2) \quad \varepsilon_v = m_2 \cdot \sqrt{t} + b_2$$

1) y 2)

$$m_1 \cdot \sqrt{t} + b_1 = m_2 \cdot \sqrt{t} + b_2 \rightarrow \sqrt{t} = \frac{(b_2 - b_1)}{(m_1 - m_2)}$$

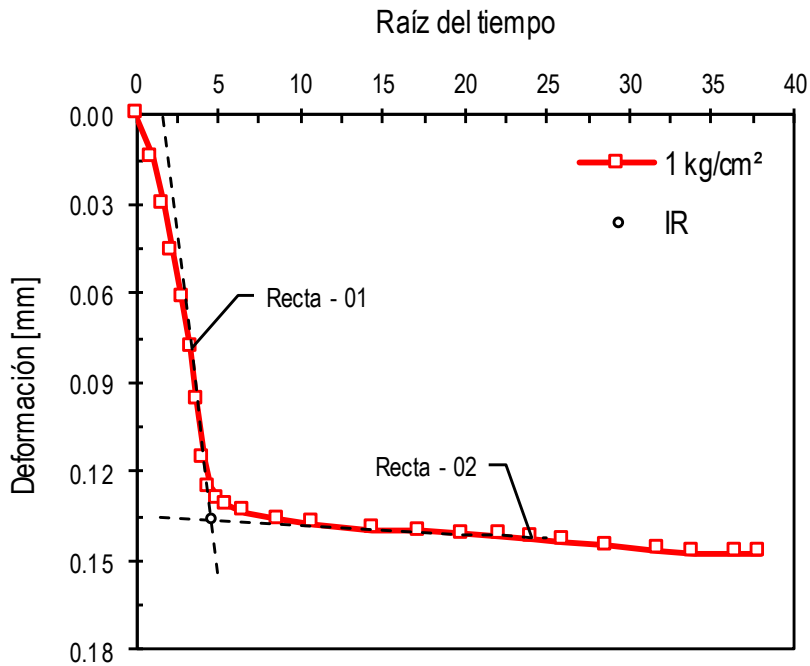
$$\sqrt{t} = \frac{(0.1347 + 0.0751)}{(0.0461 - 0.0003)} \rightarrow \sqrt{t} = 4.5808$$

$\sqrt{t}$  en 1)

$$\varepsilon_v = 0.0461 \times 4.5808 - 0.0751 \rightarrow \varepsilon_v = 0.1361 \text{ mm}$$

**Figura 5. 3**

Consolidación "CS - 01 - P01"



Fuente: Elaboración propia

**Velocidad:**

Consolidación al 100%:

$$t_{100} = \sqrt{t} \cdot \sqrt{t} \rightarrow t_{100} = 4.5808^2 \rightarrow t_{100} = 20.9837 \text{ min}$$

Tiempo estimado de falla:

$$t_f = 12.7t_{100} \rightarrow t_f = 12.7 \times 20.9837 \text{ min} \rightarrow t_f = 266.4930 \text{ min}$$

Desplazamiento horizontal:

$$d_f = 12 \text{ mm} \rightarrow \text{para arcillas}$$

Velocidad de rotura:

$$d_r = \frac{d_f}{t_f} \rightarrow d_r = \frac{12 \text{ mm}}{266.4930 \text{ min}} \rightarrow d_r = 0.0450 \text{ mm/min}$$

b) Cálculo de la velocidad “CS - 02 - P02”

**Recta 01:**

$$\text{Raíz del tiempo: } \sqrt{t} = \begin{cases} 5.6569 \\ 6.0000 \\ 6.3246 \end{cases} \quad \text{Deformación vertical: } \varepsilon_v = \begin{cases} 0.1851 \text{ mm} \\ 0.2039 \text{ mm} \\ 0.2219 \text{ mm} \end{cases}$$

Ordenada:

$$b_1 = \frac{0.61090 \times 108.00108 - 17.98150 \times 3.67392}{3 \times 108.00108 - [17.98150]^2} \rightarrow b_1 = -0.1267$$

Pendiente:

$$m_1 = \frac{3 \times 3.67392 - 17.98150 \times 0.61090}{3 \times 108.00108 - [17.98150]^2} \rightarrow m_1 = 0.0551$$

Ecuación de la recta 01:

$$\varepsilon_v = 0.0551\sqrt{t} - 0.1267 \quad [5.30]$$

**Recta 02:**

$$\text{Raíz del tiempo: } \sqrt{t} = \begin{cases} 18.5742 \\ 23.0868 \\ 26.8701 \end{cases} \quad \text{Deformación vertical: } \varepsilon_v = \begin{cases} 0.2744 \text{ mm} \\ 0.2753 \text{ mm} \\ 0.2755 \text{ mm} \end{cases}$$

Ordenada:

$$b_2 = \frac{0.82520 \times 1600.00351 - 68.53110 \times 18.85527}{3 \times 1600.00351 - [68.53110]^2} \rightarrow b_2 = 0.2720$$

Pendiente:

$$m_2 = \frac{3 \times 18.85527 - 68.53110 \times 0.82520}{3 \times 1600.00351 - [68.53110]^2} \rightarrow m_2 = 0.0001$$

Ecuación de la recta 02:

$$\varepsilon_v = 0.0001\sqrt{t} + 0.2720 \quad [5.31]$$

**Intersección IR:**

$$1) \varepsilon_v = m_1 \cdot \sqrt{t} + b_1 \quad 2) \varepsilon_v = m_2 \cdot \sqrt{t} + b_2$$

1) y 2)

$$m_1 \cdot \sqrt{t} + b_1 = m_2 \cdot \sqrt{t} + b_2 \rightarrow \sqrt{t} = \frac{(b_2 - b_1)}{(m_1 - m_2)}$$

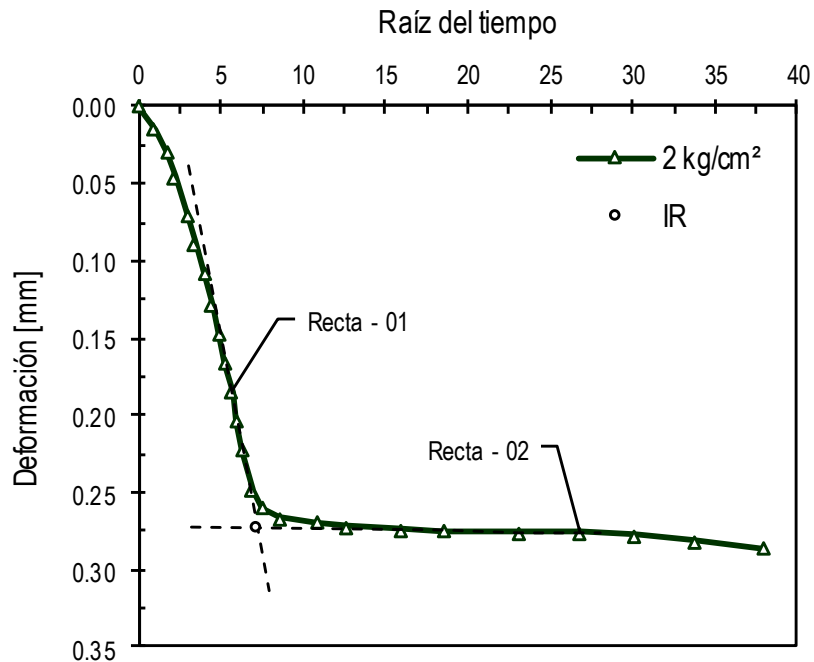
$$\sqrt{t} = \frac{(0.2720 + 0.1267)}{(0.0551 - 0.0001)} \rightarrow \sqrt{t} = 7.2491$$

$\sqrt{t}$  en 1)

$$\varepsilon_v = 0.0551 \times 7.2491 - 0.1267 \rightarrow \varepsilon_v = 0.2727 \text{ mm}$$

**Figura 5. 4**

Consolidación "CS - 02 - P02"



Fuente: Elaboración propia

### Velocidad:

Consolidación al 100%:

$$t_{100} = \sqrt{t} \cdot \sqrt{t} \rightarrow t_{100} = 7.2491^2 \rightarrow t_{100} = 52.5495 \text{ min}$$

Tiempo estimado de falla:

$$t_f = 12.7t_{100} \rightarrow t_f = 12.7 \times 52.5495 \text{ min} \rightarrow t_f = 667.3787 \text{ min}$$

Desplazamiento horizontal:

$$d_f = 12 \text{ mm} \rightarrow \text{para arcillas}$$

Velocidad de rotura:

$$d_r = \frac{d_f}{t_f} \rightarrow d_r = \frac{12 \text{ mm}}{667.3787 \text{ min}} \rightarrow d_r = 0.0180 \text{ mm/min}$$

c) Cálculo de la velocidad “CS - 04 - P03”

**Recta 01:**

$$\text{Raíz del tiempo: } \sqrt{t} = \begin{cases} 8.6023 \\ 9.0554 \\ 9.5917 \end{cases} \quad \text{Deformación vertical: } \varepsilon_v = \begin{cases} 0.3182 \text{ mm} \\ 0.3494 \text{ mm} \\ 0.3816 \text{ mm} \end{cases}$$

Ordenada:

$$b_1 = \frac{1.04920 \times 248.00054 - 27.24940 \times 9.56140}{3 \times 248.00054 - [27.24940]^2} \rightarrow b_1 = -0.2312$$

Pendiente:

$$m_1 = \frac{3 \times 9.56140 - 27.24940 \times 1.04920}{3 \times 248.00054 - [27.24940]^2} \rightarrow m_1 = 0.0640$$

Ecuación de la recta 01:

$$\varepsilon_v = 0.0640\sqrt{t} - 0.2312 \quad [5.32]$$

**Recta 02:**

$$\text{Raíz del tiempo: } \sqrt{t} = \begin{cases} 25.9808 \\ 29.4109 \\ 32.4962 \end{cases} \quad \text{Deformación vertical: } \varepsilon_v = \begin{cases} 0.4224 \text{ mm} \\ 0.4219 \text{ mm} \\ 0.4227 \text{ mm} \end{cases}$$

Ordenada:

$$b_2 = \frac{1.26700 \times 2596.00602 - 87.88790 \times 37.11889}{3 \times 2596.00602 - [87.88790]^2} \rightarrow b_2 = 0.4211$$

Pendiente:

$$m_2 = \frac{3 \times 37.11889 - 87.88790 \times 1.26700}{3 \times 2596.00602 - [87.88790]^2} \rightarrow m_2 = \mathbf{0.00004}$$

Ecuación de la recta 02:

$$\varepsilon_v = \mathbf{0.00004\sqrt{t} + 0.4211} \quad [5.33]$$

**Intersección IR:**

$$1) \varepsilon_v = m_1 \cdot \sqrt{t} + b_1 \qquad 2) \varepsilon_v = m_2 \cdot \sqrt{t} + b_2$$

1) y 2)

$$m_1 \cdot \sqrt{t} + b_1 = m_2 \cdot \sqrt{t} + b_2 \rightarrow \sqrt{t} = \frac{(b_2 - b_1)}{(m_1 - m_2)}$$

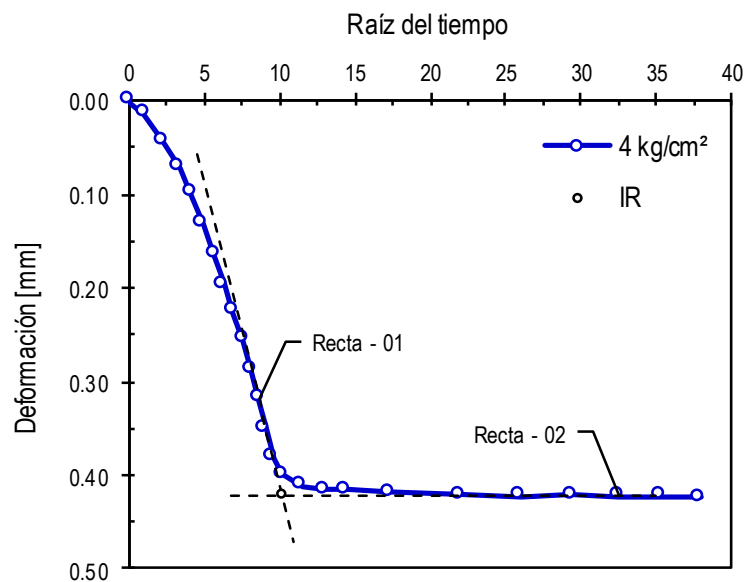
$$\sqrt{t} = \frac{(0.4211 + 0.2312)}{(0.0640 - 0.00004)} \rightarrow \sqrt{t} = \mathbf{10.1986}$$

$\sqrt{t}$  en 1)

$$\varepsilon_v = 0.0640 \times 10.1986 - 0.2312 \rightarrow \varepsilon_v = \mathbf{0.4215 \text{ mm}}$$

**Figura 5.5**

*Consolidación "CS - 04 - P03"*



Fuente: Elaboración propia

### Velocidad:

Consolidación al 100%:

$$t_{100} = \sqrt{t} \cdot \sqrt{t} \rightarrow t_{100} = 10.1986^2 \rightarrow t_{100} = \mathbf{104.0114 \text{ min}}$$

Tiempo estimado de falla:

$$t_f = 12.7t_{100} \rightarrow t_f = 12.7 \times 104.0114 \text{ min} \rightarrow t_f = \mathbf{1320.9448 \text{ min}}$$

Desplazamiento horizontal:

$$d_f = \mathbf{12 \text{ mm}} \rightarrow \text{para arcillas}$$

Velocidad de rotura:

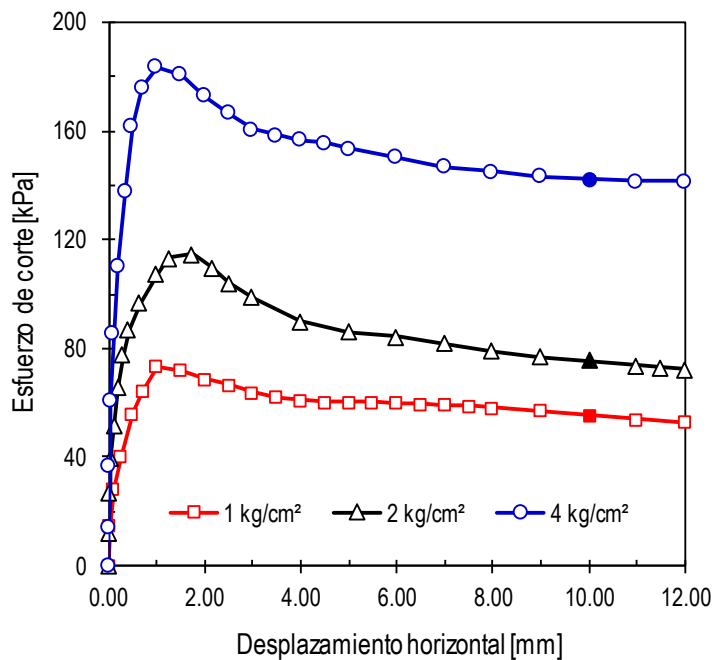
$$d_r = \frac{d_f}{t_f} \rightarrow d_r = \frac{12 \text{ mm}}{1320.9448 \text{ min}} \rightarrow d_r = \mathbf{0.0091 \text{ mm/min}}$$

### ✓ Etapa de corte:

a) Determinación del criterio de falla:

#### Figura 5. 6

*Esfuerzo de corte respecto al desplazamiento horizontal*



Fuente: Elaboración propia

**Tabla 5. 21***Criterio de falla de la M - 02*

Prueba	Esfuerzo normal	Desplazamiento horizontal	Esfuerzo de corte	
			Pico	Crítico
N°	[kPa]	[mm]	[kPa]	[kPa]
1	98,07	10,00	-	55,37
2	196,13	10,00	-	75,35
3	392,27	10,00	-	142,26

Fuente: Elaboración propia

b) Determinación de la cohesión y el ángulo de fricción:

$$\text{Esfuerzo normal: } \sigma_n = \begin{cases} 98.07 \text{ kPa} \\ 196.13 \text{ kPa} \\ 392.27 \text{ kPa} \end{cases} \quad \text{Esfuerzo de corte: } \tau = \begin{cases} 55.37 \text{ kPa} \\ 75.35 \text{ kPa} \\ 142.26 \text{ kPa} \end{cases}$$

Ordenada:

$$b = \frac{\sum \tau \cdot \sum (\sigma_n)^2 - \sum \sigma_n \cdot \sum (\sigma_n) \tau}{n \cdot \sum (\sigma_n)^2 - [\sum (\sigma_n)]^2} \quad [5.34]$$

$$b = \frac{272.98 \times 201960.45 - 686.47 \times 76012.86}{3 \times 201960.45 - [686.47]^2} \rightarrow b = 21.91$$

Pendiente:

$$m = \frac{n \cdot \sum (\sigma_n) \tau - \sum \sigma_n \cdot \sum \tau}{n \cdot \sum (\sigma_n)^2 - [\sum (\sigma_n)]^2} \quad [5.35]$$

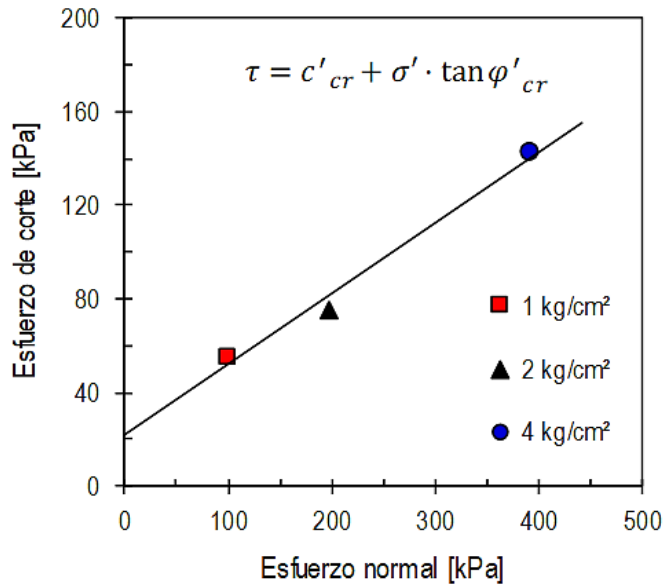
$$m = \frac{3 \times 76012.86 - 686.47 \times 272.98}{3 \times 201960.45 - [686.47]^2} \rightarrow m = 0.302$$

Ecuación de la recta:

$$\tau = 21.91 + 0.302\sigma' \quad [5.36]$$

**Figura 5. 7**

*Envolvente de falla de la M - 02*



Fuente: Elaboración propia

Cohesión:

$$b = 21.91 \rightarrow c'_{cr} = 21.91 \text{ kPa} \rightarrow c'_{cr} = \mathbf{0.22 \text{ kgf/cm}^2}$$

Ángulo de fricción:

$$m = \tan \varphi'_{cr} \rightarrow \varphi'_{cr} = \tan^{-1}(0.302) \rightarrow \varphi'_{cr} = \mathbf{16.80^\circ}$$

Ecuación general del esfuerzo cortante:

$$\tau = \mathbf{0.22 + \sigma' \cdot \tan 16.80^\circ} \quad [5.37]$$

### 5.7.6 Presentación de resultados

Los resultados del ensayo de corte directo CD se observan en la *Tabla 5.22*, y la información a detalle se encuentra desarrollado en el capítulo de Anexo E.

**Tabla 5. 22***Resultados del ensayo de corte directo CD*

Calicata	Muestra	$\gamma_h$	$d_r$	$\sigma_n$	$\varphi'_{cr}$	$c'_{cr}$
N°	N°	[kN/m <sup>3</sup> ]	[mm/min]	[kg/cm <sup>2</sup> ]	[°]	[kPa]
1	M - 01	18,19	0,0046	2,00	10,17	19,68
		18,03	0,0025	4,00		
		18,35	0,0029	8,00		
2	M - 02	19,74	0,0449	1,00	16,80	21,91
		19,33	0,0180	2,00		
		20,08	0,0091	4,00		
3	M - 03	17,59	0,0407	1,00	21,68	7,95
		17,39	0,0297	2,00		
		17,29	0,0033	4,00		
4	M - 04	18,07	0,0436	1,00	19,89	17,86
		18,02	0,0171	2,00		
		18,74	0,0042	4,00		
5	M - 05	18,00	0,0254	2,00	21,38	7,58
		17,66	0,0032	4,00		
		18,53	0,0036	8,00		
6	M - 06	18,55	0,0135	2,00	16,34	13,17
		18,13	0,0030	4,00		
		18,42	0,0044	8,00		
7	M - 07	18,49	0,0076	2,00	14,54	12,43
		18,64	0,0032	4,00		
		18,71	0,0032	8,00		
8	M - 08	19,32	0,0099	2,00	11,33	19,36
		19,22	0,0033	4,00		
		19,39	0,0029	8,00		
9	M - 09	15,08	0,0112	1,00	20,87	7,20
		16,07	0,0054	2,00		
		15,51	0,0016	4,00		
10	M - 10	16,98	0,0040	2,00	23,35	0,42
		16,74	0,0017	4,00		
		16,88	0,0025	8,00		

**Nota:**

Los parámetros de resistencia al corte de todas las muestras inalteradas, fue determinado a una profundidad de 1,80 m.

$\varphi'_{cr}$  : Ángulo de fricción efectiva crítica.

$c'_{cr}$  : Cohesión efectiva crítica.

Fuente: Elaboración propia

### 5.7.7 Observaciones

Los siguientes errores causarían determinaciones imprecisas en el ensayo de corte directo CD:

- El espécimen obtenido de la muestra de bloque inalterada, debe ser cuidadosamente confinada en la caja de corte para evitar dañar la misma.
- Los transductores de carga y desplazamiento tienen que ser calibrados por el fabricante para evitar lecturas incorrectas.
- La plataforma donde se encuentra el transductor de carga vertical, debe ser nivelado para evitar lecturas erróneas y no dañar el transductor de carga.
- Se debe verificar que los transductores de carga y desplazamiento estén en contacto con la caja de corte. Así mismo, verificar que dichos transductores registren lecturas en la pantalla de la computadora.
- Cuando se ejecute el ensayo de corte directo CD, se debe evitar en lo posible las vibraciones en el equipo y en el ambiente, ya que los transductores son sensibles.
- No se ha establecido hasta el momento un valor de referencia para determinar la validez de los resultados del ensayo.

## CAPÍTULO SEIS

### 6. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

En el presente capítulo se analizará e interpretará los resultados obtenidos del ensayo de caracterización. Considerándose una de las etapas más importantes y relevantes, puesto que permitirá entender el comportamiento de los suelos sometidos al corte directo CD. Así como la influencia sobre los parámetros de  $c'_{cr}$  y  $\varphi'_{cr}$  obtenidos.

#### 6.1 Pérdida de humedad en la conservación de muestras de bloque inalteradas

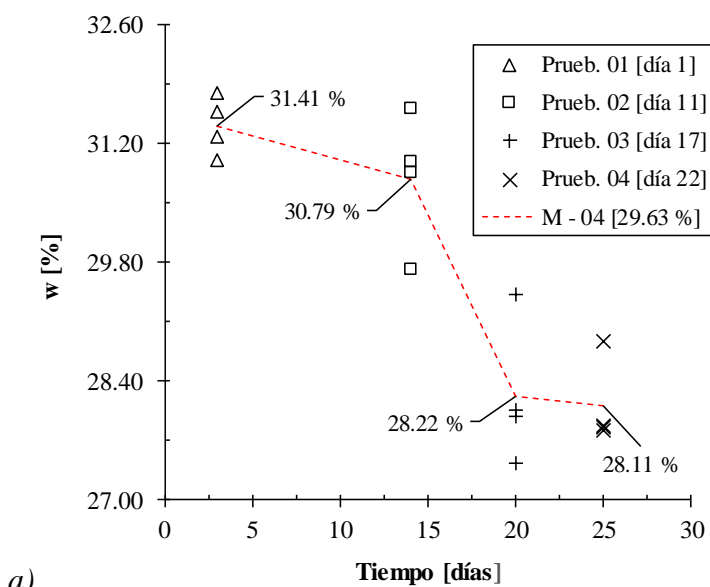
El contenido de humedad junto con la cantidad de aire, es una de las características más importantes para explicar el comportamiento del suelo. De acuerdo a Bowles (1979) el valor de la humedad natural del terreno varía según la ubicación de la muestra de suelo, ya sea esta horizontal o verticalmente.

En este trabajo de investigación se tomaron todas las medidas de protección para conservar las muestras de bloque inalteradas, con el fin de no perder el contenido de humedad o en su defecto perder lo mínimo durante la etapa del ensayo de corte directo CD.

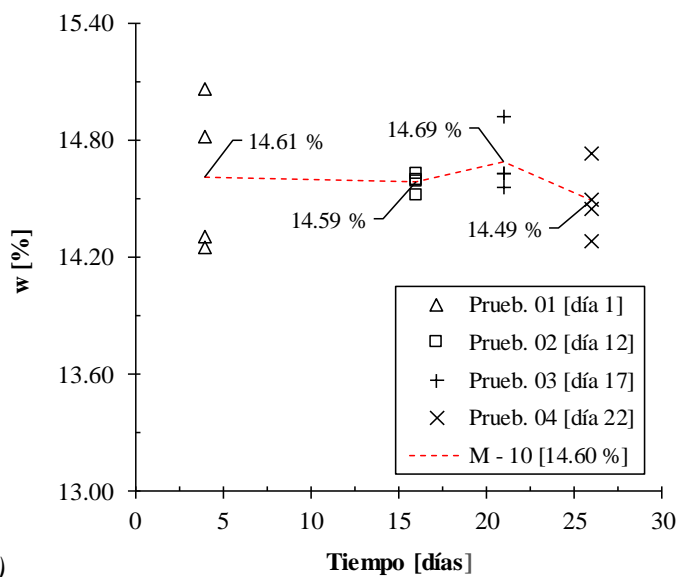
En la *Figura 6.1* se observa el comportamiento del contenido de humedad con relación al tiempo, donde se presenta 2 de 10 muestras ensayadas. En la muestra M - 04 se realizaron 4 pruebas en periodos distintos, en los días 1, 11, 17 y 22. Así mismo, para cada prueba se tomaron 4 muestras de suelo para determinar el contenido de humedad promedio, como se observa en la *Figura 6.1 a)*. Para la muestra M - 10 se tomaron las mismas consideraciones de la muestra anterior, lo único que varía es el periodo de ejecución del ensayo, como se observa en la *Figura 6.1 b)*. Por otro lado, podemos observar que ambas muestras mencionadas anteriormente, tienen una dispersión de datos en cada prueba realizada en un determinado día. Lo que hace suponer que el contenido de humedad en la masa de suelo no es homogéneo, y que esta variará sin importar el tamaño de la muestra de suelo seleccionada. Es muy importante en todos los análisis y ensayos, saber o prever el grado de humedad, ya que el comportamiento mecánico de la masa de suelo está condicionada a la humedad, entre otros.

**Figura 6. 1**

Contenido de humedad con relación al tiempo: a) M - 04, b) M - 10



a)



b)

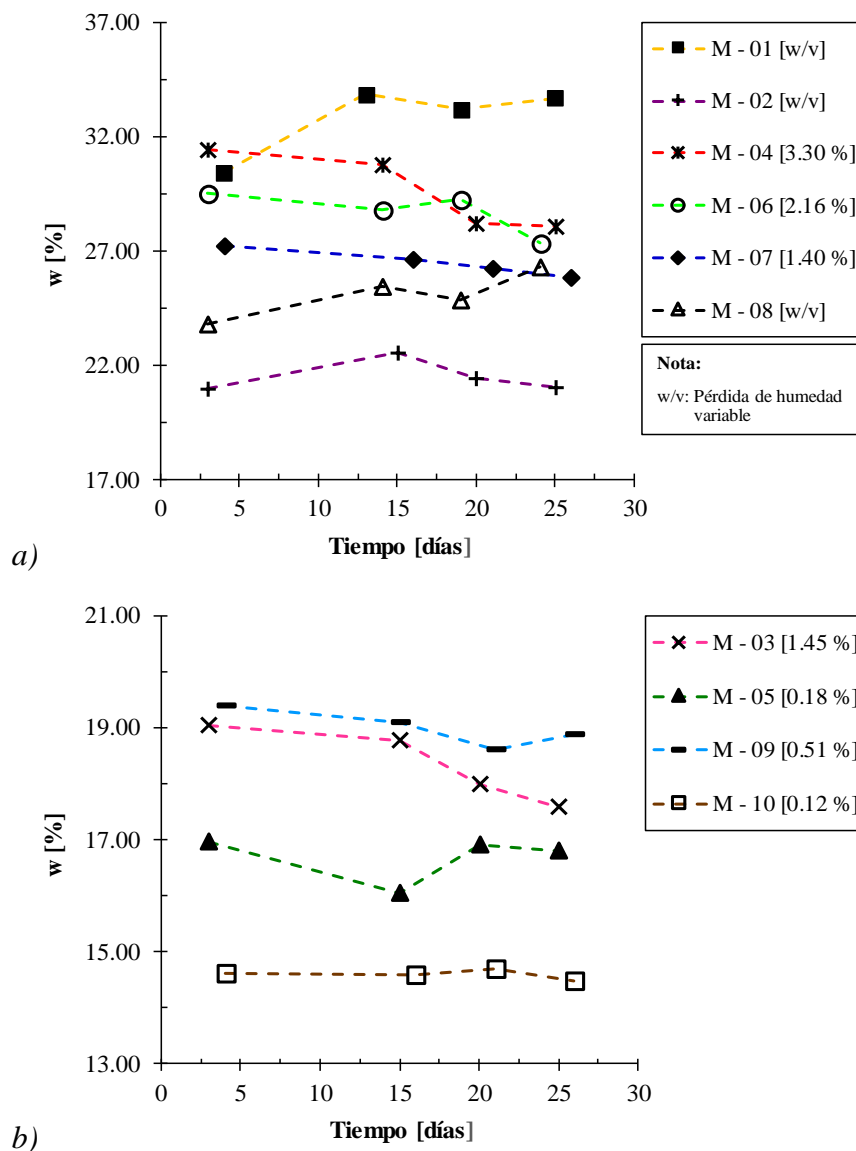
Fuente: Elaboración propia

Con base en los resultados del ensayo de contenido de humedad, se aprecia en la *Figura 6.2* la pérdida del contenido de humedad con relación al tiempo de conservación de las muestras de bloque inalteradas. En el caso de los suelos “CH” se tienen dos tendencias marcadas. Por un lado, tenemos a las muestras M - 04, M - 06 y M - 07 que presentan una pérdida de humedad en un rango de 22 días aproximadamente. Y por el

otro, tenemos a las muestras M - 01, M - 02 y M - 08 que no presentan una pérdida de humedad, ya que la misma es muy variable con relación al tiempo. Por el contrario, en el caso de los suelos “CL” y “SC” se tiene una sola tendencia marcada, dado que las muestras M - 03, M - 05, M - 09 y M - 10 presentan una pérdida de humedad en un rango de periodo similar a las muestras “CH”.

**Figura 6. 2**

*Pérdida del contenido de humedad con relación al tiempo de conservación de las muestras de bloque inalteradas: a) Suelos “CH”, b) Suelos “CL” y “SC”*



Fuente: Elaboración propia

Si bien una parte de las muestras “CH” presentan una pérdida de humedad considerable con relación a las muestras “CL” y “SC”, el valor máximo obtenido es de 3,30 % y el mínimo de 0,12 %. Finalmente, no se ha establecido hasta el momento un valor de referencia de la pérdida de humedad en la conservación de las muestras de bloque inalteradas de suelo.

## **6.2 Distribución de las partículas de suelo**

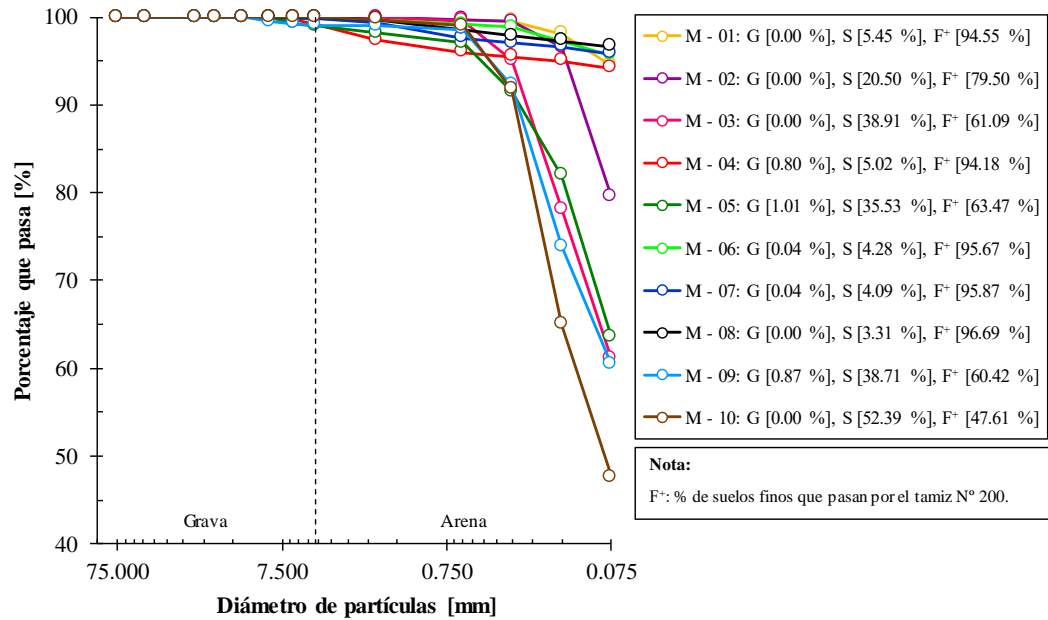
“En la mecánica de suelos clásica se puede diferenciar claramente dos grupos de materiales, los materiales gruesos que son la grava y la arena; y los materiales finos que son el limo y la arcilla” (Rojas, 2006, p.12). La mayoría de los suelos naturales son una mezcla de elementos granulares y finos, por lo que su clasificación requiere determinar el diámetro de sus partículas. En ese entendido, se realizó el ensayo de análisis granulométrico e hidrométrico, para determinar la distribución del tamaño de grano del suelo. El análisis granulométrico por el método del tamizado determinó las partículas mayores a 0,075 mm. Y el análisis hidrométrico por el método de sedimentación determinó las partículas menores a 75  $\mu$ m.

En la *Figura 6.3* se observa 10 curvas granulométricas por el método de tamizado, además, se aprecia que todas las curvas tienden a la horizontalidad superior, lo que indica que abundan los materiales finos. No obstante, a partir del tamiz N° 50 (0,30 mm) una parte de las curvas granulométricas tienden a la verticalidad inferior, lo que indica también la presencia de suelos arenosos.

Por otra parte, las muestras M - 01, M - 04, M - 06, M - 07 y M - 08 tienen un promedio aproximado del 95 % de suelos finos y un 5 % de suelos granulares. Con relación a la M - 02, este presenta 79,50 % de suelos finos y 20,50 % de suelos granulares. Por otro lado, las muestras M - 03, M - 05 y M - 09 tienen un promedio aproximado del 61 % de suelos finos y un 39 % de suelos granulares. Respecto a la muestra M - 10, este presenta 47,61 % de suelos finos y 52,39 % de suelos granulares. En resumen, se tiene dos inclinaciones marcadas en el comportamiento de la distribución del tamaño de las partículas de suelo.

**Figura 6.3**

*Curvas granulométricas por el método de tamizado*



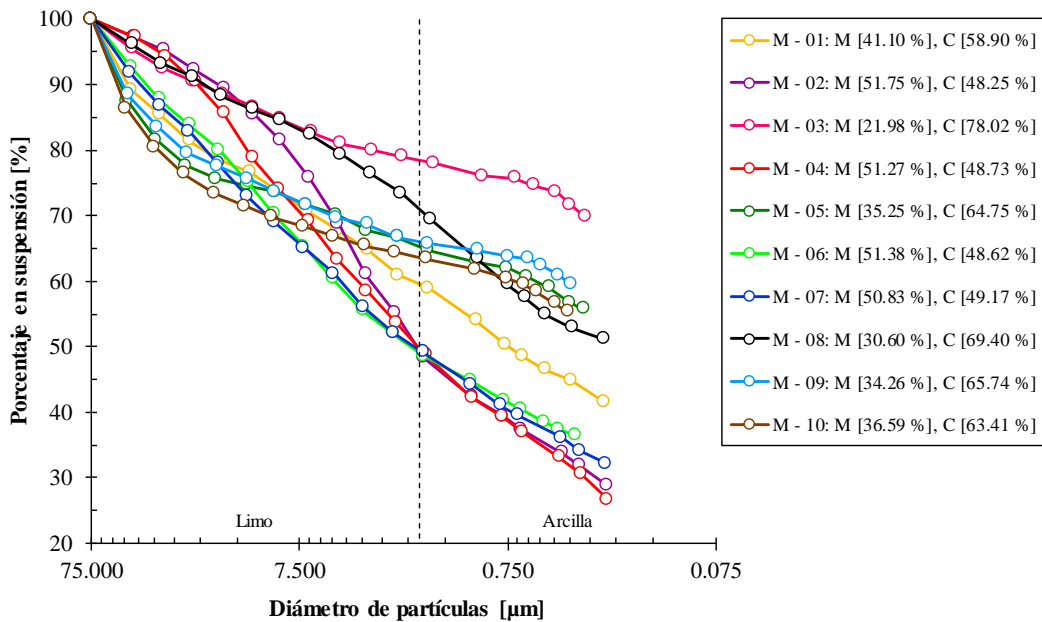
Fuente: Elaboración propia

Para completar las curvas granulométricas de la *Figura 6.3*, es necesario recurrir al análisis granulométrico por el método de sedimentación, para clasificar limos y arcillas que pasan por el tamiz N° 200, como se observa en la *Figura 6.4*.

En las curvas granulométricas obtenidas por el método de sedimentación, se puede observar dos tendencias marcadas en el comportamiento de la distribución del tamaño de las partículas de suelo. Las muestras M - 02, M - 04, M - 06 y M - 07 tienen un promedio aproximado del 48 % de suelos arcillosos y 52 % de suelos limosos. Por el contrario, la muestra M - 01 tiene 58,90 % de arcilla y 41,10 % de limo, seguido de la muestra M - 08 que tiene 69,40 % de arcilla y 30,60 % de limo. Si bien estas dos últimas muestras se desmarcan de la tendencia de sus curvas granulométricas semejantes. Todas las muestras mencionadas anteriormente pertenecen a un solo grupo de suelo en específico. Por otro lado, las muestras M - 05, M - 09 y M - 10 tienen un promedio aproximado del 64 % de suelos arcillosos y 36 % de suelos limosos. En cambio, la muestra M - 03 tiene 78,02 % de arcilla y 21,98 % de limo. Esta última muestra mencionada anteriormente, se aparta de sus curvas granulométricas semejantes. Aun así, pertenece al mismo grupo de suelo.

**Figura 6. 4**

*Curvas granulométricas por el método de sedimentación*



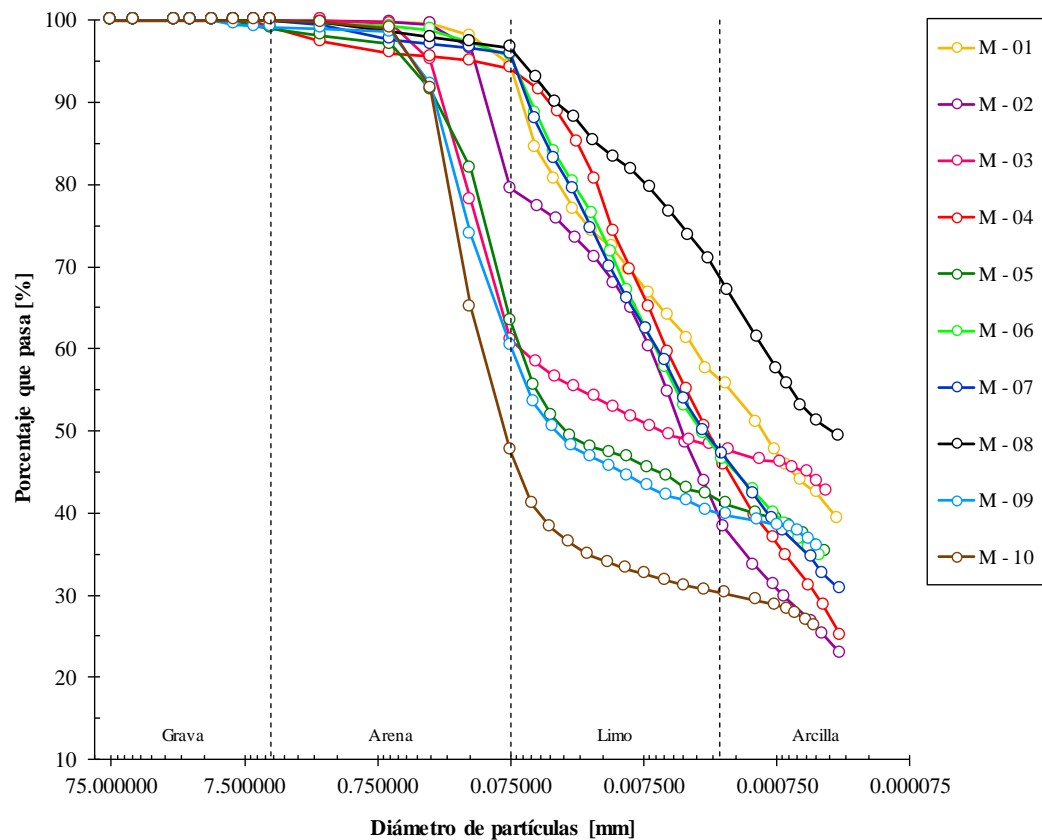
Fuente: Elaboración propia

A partir de los resultados obtenidos del análisis granulométrico por tamizado y sedimentación, se realizó una combinación de ambas curvas granulométricas para obtener una sola. Donde se muestra la distribución de las gravas, arenas, limos y arcillas, como se observa en la *Figura 6.5*.

Analizando las 10 curvas granulométricas, se aprecia que no es posible determinar si se trata de un suelo bien o mal gradado. Dado que las curvas granulométricas no sobrepasan el diámetro efectivo  $D_{20}$ , que corresponde al 20 % de los suelos finos. En consecuencia, el  $D_{10}$ ,  $C_u$  y  $C_c$  no será posible el calcular sus parámetros. Ahora bien, de acuerdo a las curvas granulométricas tipo de Burmister, se identificó dos corrientes del comportamiento de la distribución de las partículas de suelo. Por un lado, las muestras M - 01, M - 02, M - 04, M - 06, M - 07 y M - 08 corresponden a curvas convexas, con predominio de los materiales finos. Y por el otro, las muestras M - 03, M - 05, M - 09 y M - 10 corresponden a curvas S, de distribución intermedia aproximadamente, con arenas y materiales finos.

**Figura 6.5**

*Combinación de las curvas granulométricas por tamizado y sedimentación*



Fuente: Elaboración propia

En definitiva, un buen ensayo de análisis granulométrico por el método de tamizado y sedimentación, permite obtener una clasificación de las partículas de suelo representativa, como se observa en la *Tabla 6.1*. La gran mayoría de las muestras obtenidas en el área de estudio, prácticamente carecen de la presencia de gravas. En cuanto a las arenas, el 50 % de las muestras presenta una cantidad considerable, que varía entre 20 % y 50 % aproximadamente. Con relación a los suelos finos, los limos y las arcillas se complementan en igualdad de condiciones en el 40 % de las muestras inalteradas, y en el otro 60 % restante, las arcillas predominan sobre los limos. Si bien la distribución granulométrica de los suelos finos es una cantidad estimada, la misma no está alejado de la realidad. Por último, se puede afirmar que las 10 muestras de bloque inalteradas están gobernadas por las arcillas seguido de los limos, lo que indica que los suelos del Barrio Las Palmas tienen un comportamiento no drenado.

**Tabla 6. 1***Distribución de las partículas de suelos existentes en el área de estudio*

Calicata	Muestra	Grava	Arena	Limo	Arcilla
N°	N°	[%]	[%]	[%]	[%]
1	M - 01	0,00	5,45	38,86	55,69
2	M - 02	0,00	20,50	41,14	38,36
3	M - 03	0,00	38,91	13,43	47,66
4	M - 04	0,80	5,02	48,29	45,89
5	M - 05	1,00	35,53	22,37	41,10
6	M - 06	0,05	4,28	49,16	46,51
7	M - 07	0,04	4,09	48,73	47,14
8	M - 08	0,00	3,31	29,59	67,10
9	M - 09	0,87	38,71	20,70	39,72
10	M - 10	0,00	52,39	17,42	30,19

Fuente: Elaboración propia

### 6.3 Propiedades índice y límites de consistencia

Las propiedades índice y los límites de consistencia permiten la diferenciación de los suelos de una misma categoría, comportamiento físico, condiciones de estado y consistencia del suelo. Entre algunas de las propiedades índices y los límites de consistencia, se obtuvo la gravedad específica, peso unitario, índice de vacíos, porosidad y saturación, seguido de los límites líquido y plástico, como se observa en la *Tabla 6.2*.

Se identificó que la gravedad específica del suelo obtenida, se encuentra en el rango general de varios suelos establecidos por Das (2002), como se observa en la *Tabla 5.4*. Las muestras M - 01, M - 02, M - 04, M - 06, M - 07 y M - 08 que corresponden a los suelos "CH", se hallan entre los valores de 2,67 a 2,90 de  $G_s$ . Así mismo, las muestras M - 03, M - 05 y M - 09 que corresponden a los suelos "CL", también se encuentran entre los valores de  $G_s$  anteriormente mencionados. En cambio, la muestra M - 10 que corresponde a un suelo "SC", se encuentra entre los valores de 2,63 a 2,67 de  $G_s$ . Si bien la última muestra mencionada anteriormente no es una arena limpia, para considerarlo en ese rango de la gravedad específica. La misma no tendría problemas en ubicarse en el rango opuesto de los suelos finos, dado que él % de sus arenas y finos son semejantes.

Con relación al peso unitario húmedo obtenido, se observa que la mayoría de los suelos se encuentra en un promedio de  $18 \text{ kN/m}^3$  aproximadamente. No obstante, se identificó que la muestra M - 09 tiene un valor mínimo de  $15,08 \text{ kN/m}^3$ , seguido de la muestra M - 02 que posee un valor máximo de  $19,74 \text{ kN/m}^3$ . Nótese que valores mínimos de peso unitario húmedo del suelo, nos indica la presencia considerable de volúmenes de vacío con relación al volumen de sólidos. Por el contrario, valores elevados de peso unitario húmedo del suelo, nos da a entender de cuan densificado se encuentra la masa del suelo por unidad de volumen.

Por otra parte, el índice de vacíos y porosidad obtenidos presenta una cantidad considerable de volúmenes de vacío en función del volumen de sólidos y el volumen total de la muestra inalterada de suelo. Así mismo, se identificó que la muestra M - 09 en particular contiene un volumen de vacío mayor al 50 % con relación al volumen total de la muestra inalterada de suelo. Lo que indica que el volumen de sólidos es menor al volumen de vacío, y que el volumen de aire es mayor al volumen de agua. Es sabido que valores elevados de índice de vacíos y porosidad, puede generar grandes deformaciones en la masa de suelo, por efecto de la aplicación de incrementos de esfuerzos totales. Lo anterior mencionado en términos simples, es una referencia de que tan susceptible es el suelo a sufrir asentamientos.

Se observa que las muestras M - 01, M - 02, M - 04, M - 06, M - 07 y M - 08 que corresponden a los suelos "CH", tienen un grado de saturación promedio del 90 % aproximadamente. En cambio, las muestras M - 03, M - 05 y M - 09 que corresponden a los suelos "CL", presentan un grado de saturación de 64 %, 61 % y 48 % respectivamente. Con relación a la muestra M - 10 que corresponde a un suelo "SC", presenta un grado de saturación del 51 %. De acuerdo a los resultados obtenidos, ninguna de las muestras presenta un grado de saturación del 100 %, eso nos indica que el volumen de agua no igualo al volumen de vacíos. Lo anterior mencionado tiene gran importancia, ya que de acuerdo a Fredlund y Rahardjo (1987), un suelo se considera saturado cuando es mayor al 85 %. En ese entendido, solo las muestras obtenidas que corresponden a un suelo "CH" se encuentra en un estado saturado, y no así las muestras de suelo "CL" y "SC".

Con respecto a los límites de consistencia, las muestras M - 03, M - 05 y M - 09 presentan un LL promedio de 43 % y un PI de 22 %. Por el contrario, las muestras M - 04, M - 06, M - 07 y M - 08 presentan un LL promedio de 62 % y un PI de 39 %. Con relación a las muestras M - 01, M - 02 y M - 10 presentan un LL de 71,88 %, 51,26 % y 32,52 %, y un PI de 46,41 %, 31,82 % y 17,94 % respectivamente. En muestras donde predominan los suelos finos, los límites líquidos y plásticos tienden a incrementar su valor numérico como en M - 01, M - 02, M - 04, M - 06, M - 07 y M - 08. Y en muestras donde los suelos gruesos predominan o son equivalentes a los suelos finos, los límites de consistencia tienden a disminuir como en M - 03, M - 05, M - 09 y M - 10.

Por otra parte, sabemos bien que la validez de los resultados del límite de consistencia está en función de un operador calificado (técnico de laboratorio). En ese sentido, se realizaron una cantidad considerable de ensayos para su evaluación y precisión, con el fin de que los valores obtenidos se encuentren dentro del rango aceptable de la norma ASTM D4318-98.

**Tabla 6. 2**

*Propiedades índice y límites de consistencia*

Calicata	Muestra	G <sub>s</sub>	$\gamma_h$	e	n	S	LL	PI
N°	N°	[*]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[*]	[*]	[%]	[%]	[%]
1	M - 01	2,74	18,19	0,97	0,49	96	71,88	46,41
2	M - 02	2,74	19,74	0,64	0,39	90	51,26	31,82
3	M - 03	2,73	17,59	0,81	0,45	64	42,94	20,64
4	M - 04	2,80	18,07	0,99	0,50	89	61,96	34,23
5	M - 05	2,71	18,00	0,71	0,42	61	44,13	21,21
6	M - 06	2,75	18,55	0,87	0,47	91	63,84	39,04
7	M - 07	2,70	18,49	0,81	0,45	89	59,41	38,42
8	M - 08	2,68	19,32	0,70	0,41	97	64,29	45,59
9	M - 09	2,71	15,08	1,10	0,52	48	41,80	23,52
10	M - 10	2,67	16,98	0,76	0,43	51	32,52	17,94

**Nota:**

Gravedad adoptada para Bolivia ( $g = 9.78 \text{ m/s}^2$ ).

Volumen del espécimen inalterado ( $v = 82.55 \text{ cm}^3$ ).

Fuente: Elaboración propia

#### **6.4 Clasificación de los suelos existentes**

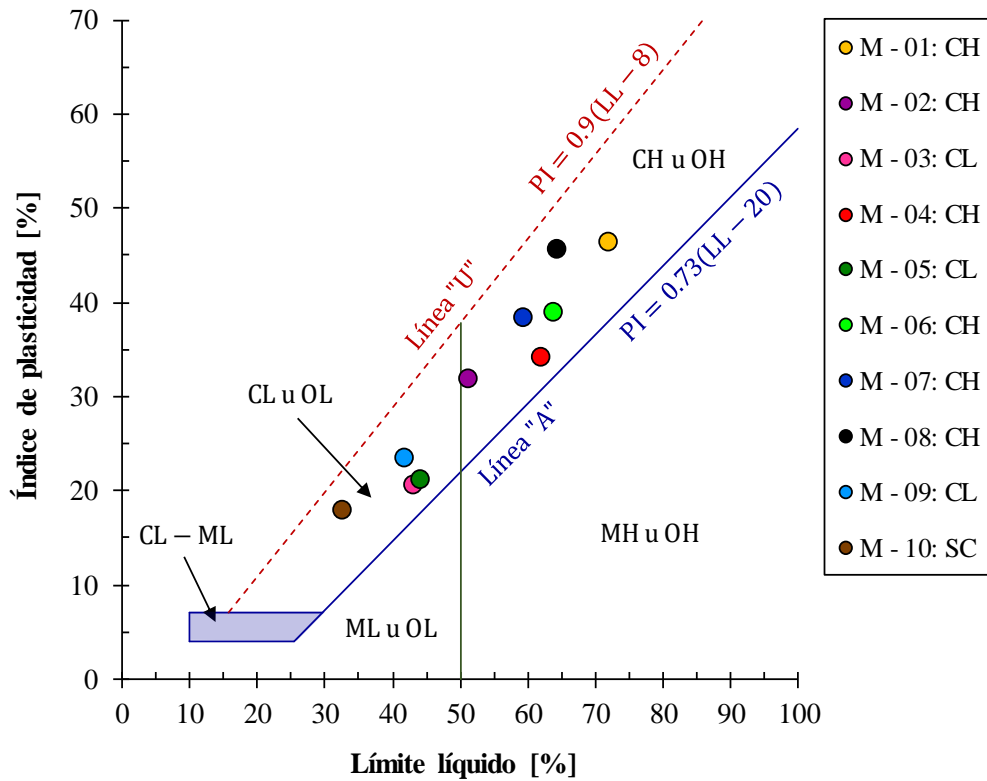
Con base en los resultados obtenidos del análisis granulométrico y los límites de consistencia (límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad), ha sido posible identificar la clasificación de las 10 muestras de suelo inalteradas, como se observa en la *Figura 6.6*.

Se aprecia que las muestras M - 01, M - 02, M - 04, M - 06, M - 07 y M - 08 se ubican por encima de la Línea “A” y con un LL mayor al 50 %. Donde son considerados arcillas inorgánicas de alta plasticidad (CH). Además, se observa que las muestras mencionadas se dividieron en grupos de acuerdo a sus características granulométricas marcadas. Por ejemplo, las muestras M - 01 y M - 08 se clasifican como arcillas grasas, por la presencia de arena menor al 15 % y por la cantidad de arcilla considerable con relación a los limos. Si bien las muestras M - 04, M - 06 y M - 07 se clasifican al igual que las muestras mencionadas anteriormente, el porcentaje equivalente de limos y arcillas hace que se distancie de sus semejantes. Por el contrario, la muestra M - 02 se clasifica como una arcilla grasa con arena, por la presencia de arena mayor al 15 % y menor al 29 %. Lo que hace que se distancie considerablemente de sus semejantes en la zona de los suelos “CH”.

Respecto a las muestras M - 03, M - 05, M - 09 y M - 10, las mismas se ubican por encima de la Línea “A” y con un LL menor al 50 %. Donde son considerados arcillas inorgánicas de baja plasticidad (CL). De acuerdo a sus características granulométricas las muestras M - 03, M - 05 y M - 09 se clasifican como arcillas magras arenosas, por la presencia de arena mayor al 30 % y por el predominio de las arcillas sobre los limos. Así mismo, se podría afirmar que las muestras mencionadas anteriormente se comportan como si fueran uno solo, dado que su diferencia es prácticamente despreciable o provocada por la inexperiencia del operador. Por el contrario, la muestra M - 10 se clasifica como una arena arcillosa, por la presencia de arena mayor al 50 % con relación al 47,61 % de los suelos finos. Si bien la muestra mencionada se clasifica como “SC”, los suelos finos dominarán el comportamiento de la masa de suelo de acuerdo a la Ley del 30 % de los suelos compuestos. Esto debido a que el porcentaje retenido en el tamiz N° 200 es menor que el doble del porcentaje de arcilla.

**Figura 6. 6**

*Ubicación de las 10 muestras de suelo en la carta de plasticidad de Casagrande*

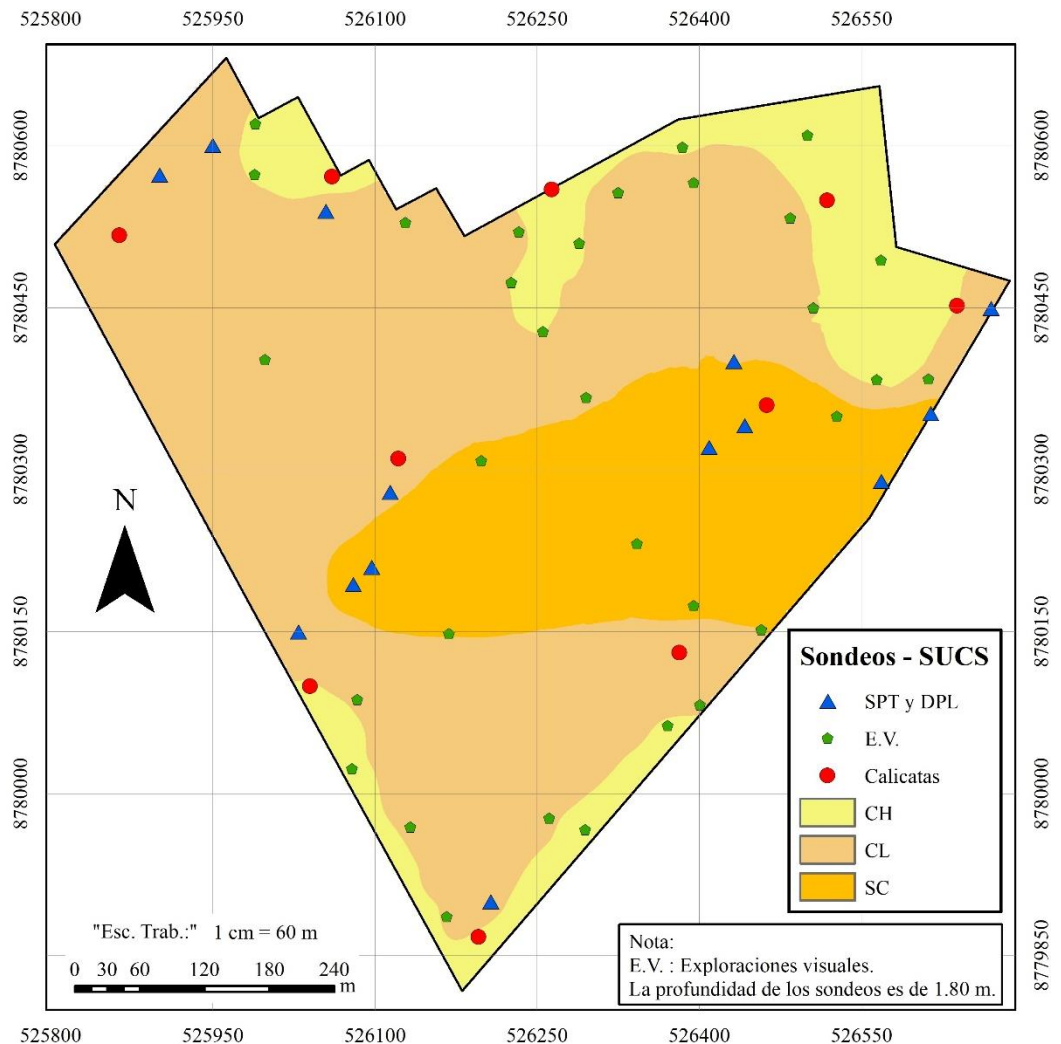


Fuente: Elaboración propia

En la *Imagen 6.1* se puede observar el mapa de clasificación de los suelos a una profundidad de 1,80 m. Donde se identifican 3 tipos de suelos en toda la extensión territorial, además de los tipos de sondeos realizados. Por otro lado, los suelos localizados en el área de estudio presentan características similares a las establecidas en el plan de ordenamiento urbano de Cobija, proyectos de grado de la U.A.P. y proyectos de GAMC. A fin de estandarizar la denominación de los suelos del barrio Las Palmas, se clasificaron en arcillas de alta plasticidad (CH), arcillas de baja plasticidad (CL) y arenas arcillosas (SC). Con relación a los estudios geotécnicos realizados, la base de datos que permite la elaboración del mapa de clasificación de los suelos corresponde a 24 sondeos y 32 exploraciones visuales (E.V.). Los sondeos se dividieron en su mayoría en 9 ensayos DPL, 5 ensayos SPT y 10 calicatas manuales. Por el contrario, las exploraciones visuales consistieron en la descripción e identificación de los suelos en los cortes descubiertos del terreno y zanjas abiertas por el proyecto de agua potable y alcantarillado sanitario.

## Imagen 6. 1

### Mapa de clasificación de los suelos del barrio Las Palmas



Fuente: Elaboración propia

Finalmente, los resultados obtenidos hasta este punto garantizan la validez de los ensayos de caracterización, así como su aplicación preliminar. Tanto el trabajo en campo como en laboratorio, permitieron estimar razonablemente la distribución de los suelos del área de estudio. Esta tarea se realizó considerando la sectorización preliminar de los suelos, su constructividad y estudios geotécnicos realizados anteriormente. Además de la ubicación de las calicatas y la conservación de las muestras de bloque inalteradas de suelo. Por lo que dicha información es una imagen representativa de las condiciones del subsuelo del barrio Las Palmas.

## 6.5 Resistencia al corte de los suelos

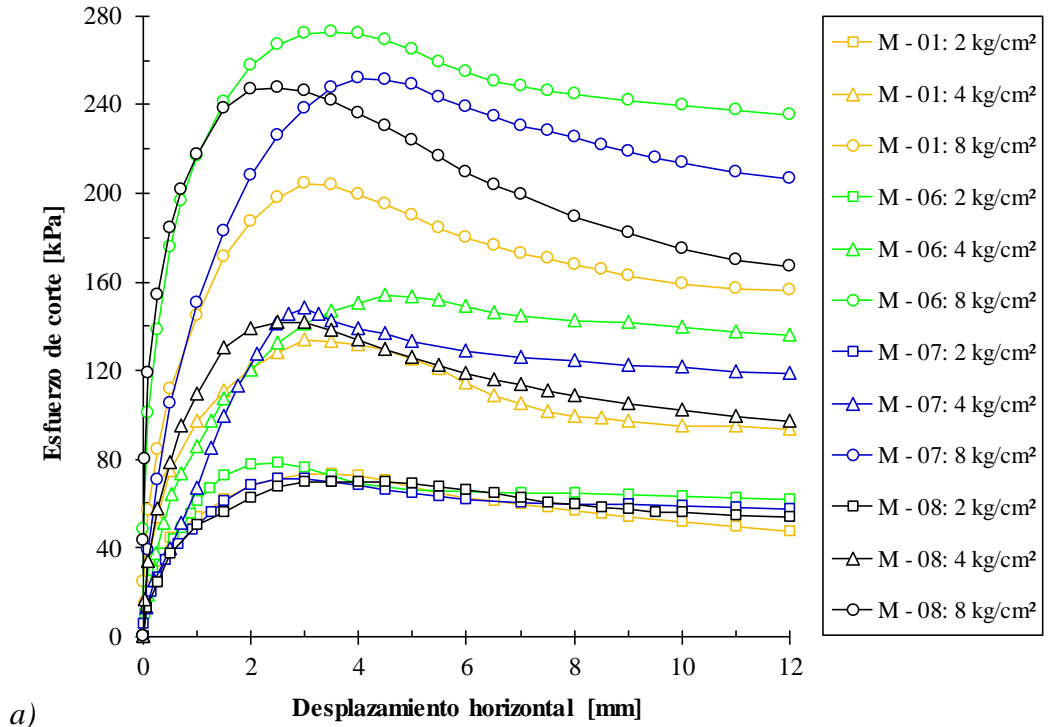
El tratamiento que debe darse a los datos que se obtienen de los ensayos de corte directo CD, requieren un análisis e interpretación detallado, para ver si son representativos y fiables, o si han sido influenciados por algunos factores ligados a la heterogeneidad de las muestras inalteradas. En ese entendido, se presenta el comportamiento de cada una de las muestras de suelo ensayadas, como se observa en las *Figuras 6.7, 6.8 y 6.9*.

En la *Figura 6.7* se aprecia la variación del esfuerzo de corte respecto al desplazamiento horizontal. Donde las muestras M - 01, M - 06, M - 07 y M - 08 son ensayadas a tensiones verticales de 2, 4 y 8 kg/cm<sup>2</sup>. Además, presentan un comportamiento del esfuerzo de corte que crece rápidamente hasta alcanzar un máximo de esfuerzo de corte pico, luego decrece hasta alcanzar un valor correspondiente al esfuerzo de corte crítico, donde tiende a mantenerse constante en su mayoría. Igualmente, se observa que las muestras M - 02, M - 03 y M - 04 son ensayadas a tensiones verticales de 1, 2 y 4 kg/cm<sup>2</sup>. Y el comportamiento de las mismas es igual a las muestras mencionadas en principio. Por otro lado, las muestras M - 05 y M - 10 son ensayadas a tensiones verticales de 2, 4 y 8 kg/cm<sup>2</sup>, seguido de la muestra M - 09 que fue ensayada a tensiones verticales de 1, 2 y 4 kg/cm<sup>2</sup>. Las muestras mencionadas anteriormente tienen un comportamiento gradual en el esfuerzo de corte con el aumento del desplazamiento horizontal, hasta un valor que tiende a mantenerse constante, llamado esfuerzo de corte crítico.

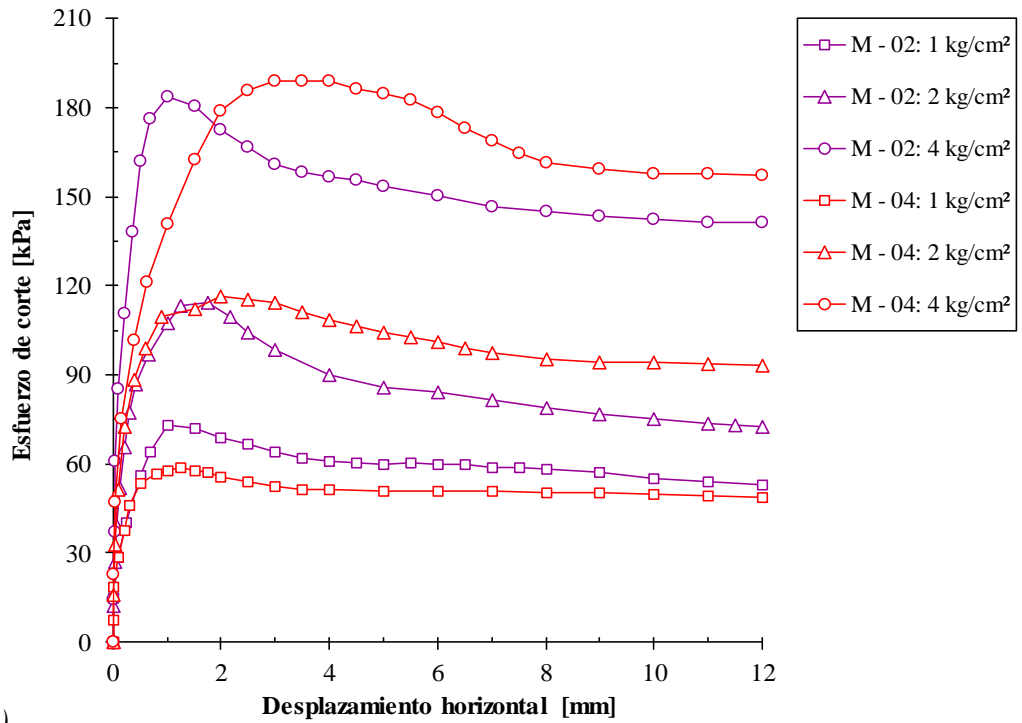
Se aprecia también que las muestras de suelo “CH” se dispersan a medida que la tensión vertical aumenta. Lo que no ocurre en las muestras de suelo “CL”, dado que la mayoría es semejante para un valor correspondiente al esfuerzo de corte crítico. Además, con el incremento de la tensión vertical se observa que el valor del esfuerzo de corte pico disminuye, y el esfuerzo de corte crítico crece. Por otra parte, se puede afirmar que de acuerdo al comportamiento de las curvas de esfuerzo de corte respecto a la deformación horizontal; las muestras M - 01, M - 02, M - 03, M - 04, M - 06, M - 07 y M - 08 son considerados suelos sobreconsolidados. Y las muestras M - 05, M - 09 y M - 10 son suelos normalmente consolidados. Por último, a partir de este punto ya se puede definir el criterio de falla que mejor se adecúe a las condiciones reales de trabajo del suelo.

**Figura 6.7**

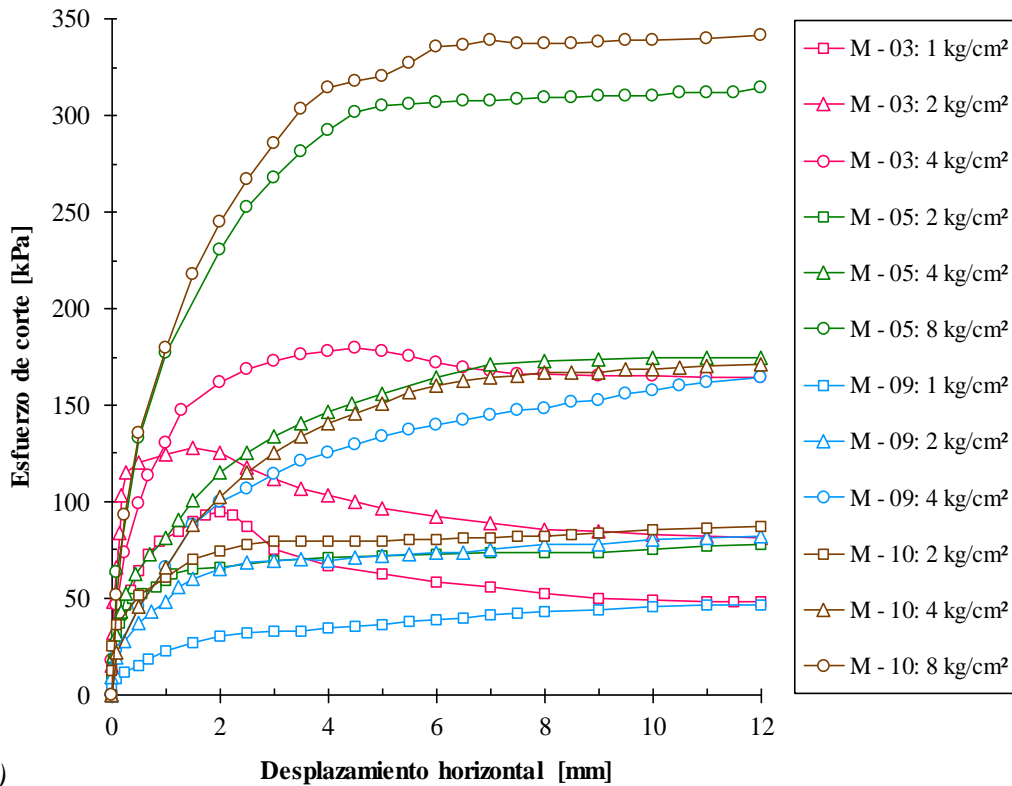
*Esfuerzo de corte respecto al desplazamiento horizontal: a) M - 01, M - 06, M - 07 y M - 08, b) M - 02 y M - 04, c) M - 03, M - 05, M - 09 y M - 10*



a)



b)



c)

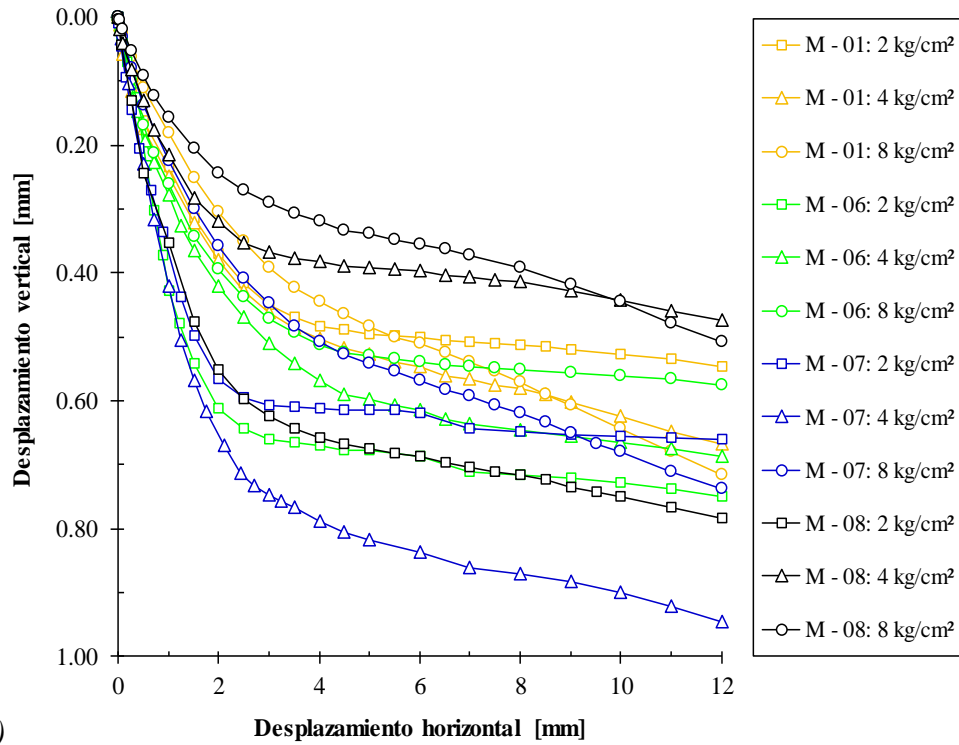
Fuente: Elaboración propia

Es de interés notar que absolutamente todas las muestras ensayadas sufrieron una expansión, independientemente si se consideraron suelos sobreconsolidados o normalmente consolidados, como se observa en la *Figura 6.8*. Lo anterior mencionado tiene relación, ya que de acuerdo a su distribución granulométrica la masa de suelo no es homogénea en la mayoría de las muestras inalteradas. Por ejemplo, las muestras M - 03, M - 05 y M - 09 presentan una cantidad considerable de arena, pero no mayor a los suelos finos. Mientras que la muestra M - 10 tiene una particularidad especial; la cantidad de arena es equivalente a los suelos finos. Por el contrario, en las muestras M - 01, M - 02, M - 04, M - 06, M - 07 y M - 08 predominan los suelos finos sobre las arenas. Por otro lado, se observa que el incremento de la tensión vertical implica una disminución en la expansión de las muestras ensayadas. Particularmente esto se puede verificar en las muestras M - 06 y M - 08, donde la expansión de los especímenes sometidos a una tensión vertical de 8 kg/cm<sup>2</sup> es menor a su antecesor de 4 kg/cm<sup>2</sup>, y este penúltimo es menor a 2 kg/cm<sup>2</sup>. Mientras que en las muestras M - 03, M - 05, M - 07 y M - 10, la disminución en la expansión de los especímenes está en proceso.

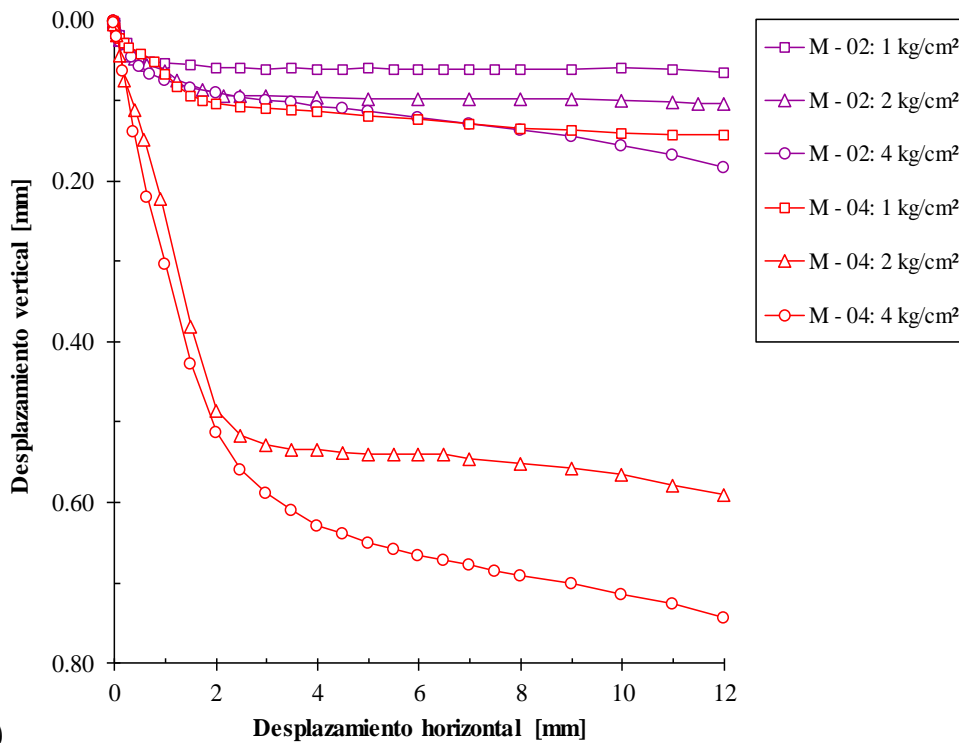
**Figura 6. 8**

*Desplazamiento vertical respecto al desplazamiento horizontal: a) M - 01,*

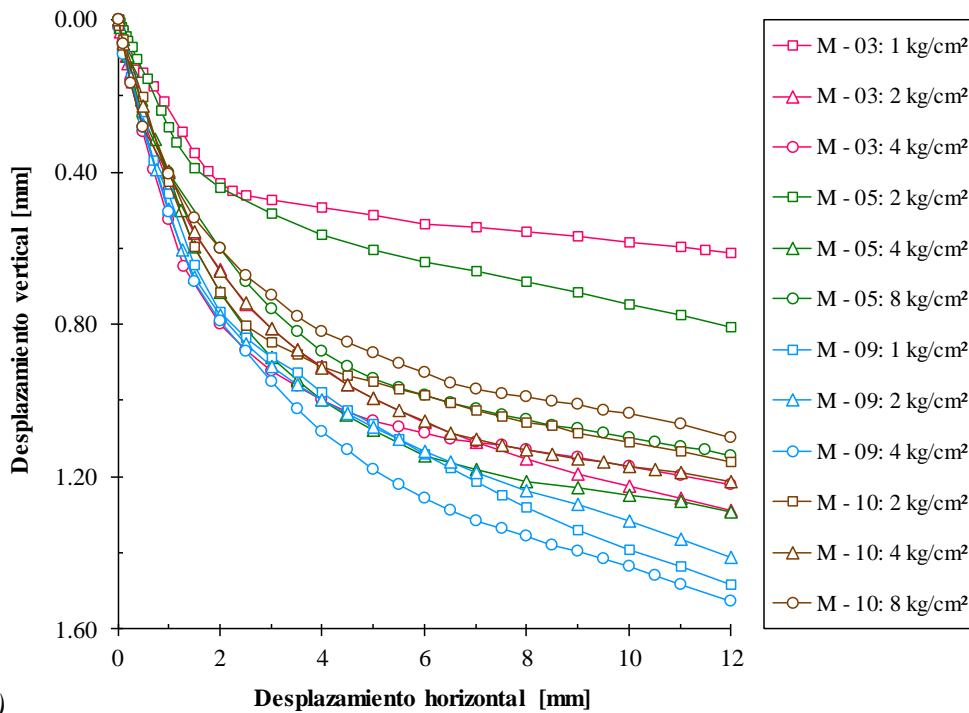
*M - 06, M - 07 y M - 08, b) M - 02 y M - 04, c) M - 03, M - 05, M - 09 y M - 10*



a)



b)



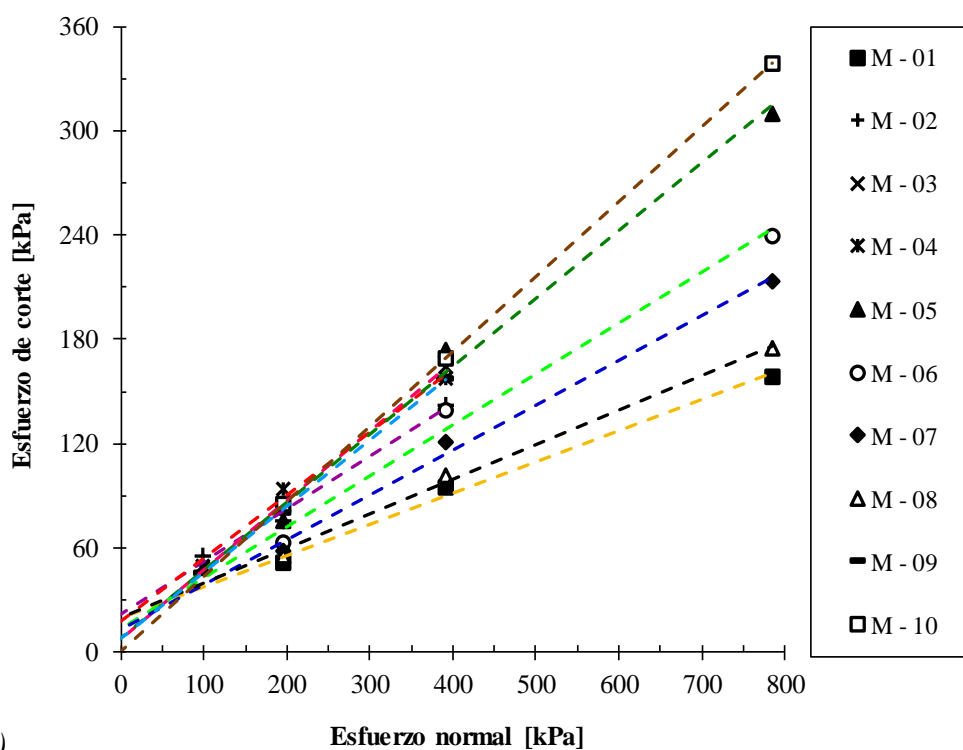
c)

Fuente: Elaboración propia

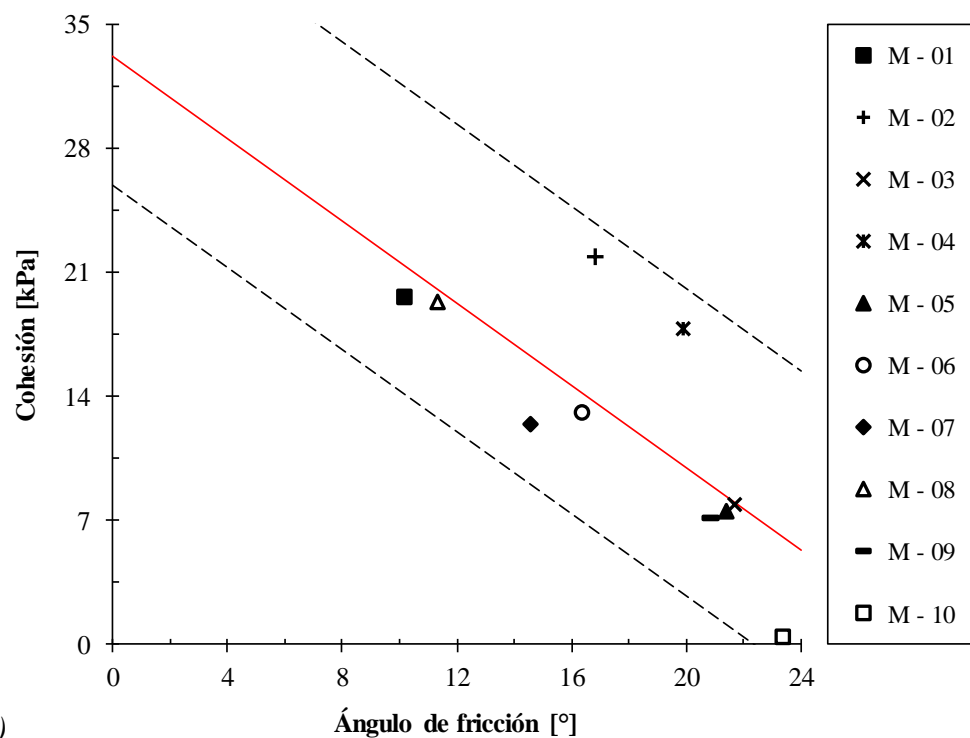
La *Figura 6.9* muestra las envolventes de falla y los parámetros de resistencia al corte, con base en el criterio de falla establecido del esfuerzo crítico. Las envolventes de falla obtenidas a partir de las curvas del esfuerzo de corte respecto al desplazamiento horizontal, nos permite obtener de manera directa los parámetros de cohesión y ángulo de fricción. Además, las muestras M - 02, M - 03, M - 04 y M - 09 presentan un rango de aplicación de las cargas transmitidas al suelo de 1 a 4 kg/cm<sup>2</sup>. Mientras que las muestras M - 01, M - 05, M - 06, M - 07, M - 08 y M - 10 presentan un rango de aplicación de las cargas transmitidas al suelo de 2 a 8 kg/cm<sup>2</sup>. Lo anterior mencionado quiere decir que el suelo llegará a tener un rango de aplicación de esfuerzos normales a largo plazo, dado que está asociado inicialmente a la condición no drenada y drenada al final. Por otra parte, los parámetros obtenidos de cohesión y ángulo de fricción presentan una dispersión de datos en los suelos “CH”, en cambio en los suelos “CL” la dispersión de datos es prácticamente nula. Con relación a la muestra de suelo “SC” la cohesión tiende a cero. Finalmente, los resultados obtenidos de  $c'_{cr}$  y  $\phi'_{cr}$  satisfacen la demanda de información, siempre y cuando se realice un análisis de las obras civiles a largo plazo, dado que los suelos del área de estudio se encuentran en un estado no drenado a corto plazo.

**Figura 6.9**

*Criterio de falla: a) Envolventes de falla, b) Parámetros de resistencia al corte*



a)



b)

Fuente: Elaboración propia



## CAPÍTULO SIETE

### 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para terminar el trabajo de investigación, en este capítulo se dan a conocer las conclusiones y recomendaciones alcanzadas a lo largo del estudio de los parámetros de resistencia al corte y la caracterización de las muestras de suelo inalteradas del barrio Las Palmas.

#### 7.1 Conclusiones

En esta Tesis se determinó los parámetros de cohesión y ángulo de fricción mediante el equipo automático de corte directo en suelos del barrio Las Palmas. Además, lo más importante fue la aplicación de muestras de suelo inalteradas en los ensayos de caracterización y de corte directo CD. Puesto que, dichas muestras representan la condición natural de la masa de suelo. Por otro lado, la implementación del equipo automático de corte directo fue lo que ayudó a garantizar la validez de los resultados obtenidos, ya que el equipo cuenta con transductores de carga y desplazamiento, lo cual elimina errores en las lecturas provocado por el operador. Finalmente, lo más difícil de la obtención de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción, se la atribuye a la inexperiencia en la realización de ensayos de corte directo CD, más aún, con un sistema de equipo automático. Dado que, para obtener los resultados finales se realizó un número mayor de ensayos de los 10 proyectados, los cuales contemplan pruebas de funcionamiento del equipo y errores en la aplicación de tensiones normales insuficientes.

- Con respecto a la descripción del área de estudio, los registros de sondeos geotécnicos existentes fueron la base principal sobre la cual se realizó el trabajo de investigación. Dado que, de antemano permitió conocer las condiciones del subsuelo. A parte de eso, lo que más favoreció fue que se tuviera 14 sondeos geotécnicos de diferentes proyectos de estudio. Ya que, se logró garantizar la veracidad de los ensayos de laboratorio en suelos del barrio Las Palmas.
- Se determinó que la posición geográfica de las calicatas y la toma de muestras de suelo inalteradas, fue esencial para el éxito del trabajo de investigación. Puesto que, se

consiguió confirmar los resultados obtenidos de la caracterización de los suelos con los ya existentes, como se observa en el mapa de clasificación de los suelos del barrio Las Palmas. Además, se garantizó la calidad de las muestras de bloque inalteradas en los ensayos de laboratorio, dado que, se obtuvieron a una profundidad de 1,80 m. Por otra parte, la sectorización en función a la información obtenida en el área de estudio, fue lo que coadyuvó a determinar 10 calicatas y distribuirlos estratégicamente. Por último, esto no sería posible sin la aprobación o consentimiento informado de los propietarios de predios privados o instituciones públicas. Dado que, fue una limitante a la hora de posicionar geográficamente las calicatas, por el hecho del desconocimiento de un estudio geotécnico.

- De acuerdo a los ensayos de caracterización de las 10 muestras de bloque inalteradas, se determinó que 6 muestras corresponden a suelos “CH”, 3 a “CL” y 1 a “SC”. Aparte de eso, la obtención de los límites de consistencia para la clasificación de los suelos fue determinante. Puesto que, está sujeta a la experiencia del operador calificado de laboratorio. En ese entendido, se cumplió con las exigencias de la repetitividad impuestas por la ASTM D4318-98 para la validez de los resultados obtenidos. Por otra parte, con el ensayo de corte directo CD se obtuvieron parámetros de  $c'_{cr}$  y  $\phi'_{cr}$ , los cuales permiten diseños óptimos que consideran los esfuerzos principales máximos que tolera el suelo. Dichos parámetros se obtuvieron aplicando tensiones normales de 1, 2 y 4 kg/cm<sup>2</sup>, además de las de 2, 4 y 8 kg/cm<sup>2</sup>. El hecho de variar las tensiones normales se debe a que la carga sobre el espécimen de suelo no fue lo suficiente para medir correctamente las tensiones tangenciales. Por lo que, se eliminó la aplicación de tensiones normales de 0,5 kg/cm<sup>2</sup> en las 10 muestras ensayadas, ya que se obtenían cohesiones negativas que no eran representativas. Para terminar, las muestras de bloque de 45 kg de masa aproximadamente, fue lo que proveyó y garantizó la ejecución completa de los ensayos de laboratorio. Dado que, en el proceso de estudio se repitieron varias pruebas por verificación de resultados y por ensayos erróneos.
- Con base en los resultados obtenidos y registros de estudios geotécnicos existentes, se determinó que en el área de estudio predominan los suelos “CL”, seguido de “SC”. Asimismo, de acuerdo a su distribución granulométrica las arcillas abundan sobre los

limos, seguido las arenas. Puesto que, se trata de un suelo mal gradado que tiene un comportamiento no drenado a corto plazo. Además, de acuerdo a las propiedades índice obtenidos, se demostró la presencia considerable de volúmenes de vacío en las muestras de bloque inalteradas, lo que indica que el suelo es susceptible a sufrir asentamientos importantes por efecto de la aplicación de incrementos de esfuerzos totales. La obtención de estos resultados no sería posible sin las medidas de protección adoptadas para la conservación de las muestras de bloque inalteradas, que garantizó la disminución de la pérdida de humedad en la masa de suelo. Por otra parte, con relación a los parámetros de cohesión y ángulo de fricción, éstas presentan una dispersión de datos en los suelos “CH”, y no así en los suelos “CL”. Por el contrario, en la muestra de suelo “SC” la cohesión tiende a cero. Ahora bien, el hecho de que exista una dispersión de datos se debe a su distribución granulométrica, al predominio de los suelos finos que no logra disipar correctamente la presión de poros agua. Finalmente, de acuerdo a la hipótesis planteada, los parámetros de  $c'_{cr}$  y  $\phi'_{cr}$  satisfacen la demanda de información para el diseño geotécnico preliminar de fundaciones, siempre y cuando se realice un análisis de la capacidad portante última ( $q_u$ ) a largo plazo, dado que, los suelos del área de estudio se encuentran en un estado no drenado a corto plazo.

## 7.2 Recomendaciones

Considerando la importancia que tiene esta investigación y en función de los resultados obtenidos, se recomienda determinar los parámetros de resistencia al corte mediante el ensayo de compresión no confinada y/o triaxial UU en suelos del barrio Las Palmas. Dado que, los suelos del área de estudio se encuentran en un estado no drenado a corto plazo. Además, se debe garantizar la aplicación de muestras de suelo inalteradas y la utilización de un equipo automático para eliminar errores en las lecturas provocado por el operador.

- Se sugiere realizar una investigación encaminada a los suelos “CH”, dado que, de acuerdo a la descripción del área de estudio no existe información relevante en los registros de estudios geotécnicos, aparte de este trabajo de investigación.

- Respecto a la realización de un estudio geotécnico en un determinado lugar, se recomienda socializar el proyecto de investigación con todos los involucrados del área de estudio, a fin de evitar malos entendidos y problemas futuros. Por otro lado, con relación a la obtención de muestras de bloque inalteradas, se recomienda primero embalar el bloque de suelo con hule de baja densidad las veces que sean necesarias, seguido confinarlo en un molde metálico para luego embalarlo nuevamente con hule. Esto con el propósito de mejorar las medidas de protección para la conservación de las características naturales de la masa de suelo.
- En los ensayos de caracterización y más específicamente en el análisis hidrométrico, se recomienda la selección aleatoria de la masa de suelo en las muestras de bloque inalteradas. Puesto que, los limos y las arcillas son muy susceptibles a cambiar de distribución granulométrica debido al tamaño de sus partículas. Por otra parte, en el equipo automático de corte directo empleado, se recomienda que la aplicación de tensiones normales no supere  $8 \text{ kg/cm}^2$ . Dado que, la capacidad de los transductores de carga es de 500 kg, además, este valor se reduce al 80 % de su capacidad para evitar daños en el dispositivo de medición. Con relación al ensayo de especímenes inalterados, es muy importante tomar en cuenta que la masa de suelo sufrirá asentamientos considerables con relación a la cantidad de volúmenes de vacío. En ese entendido, se recomienda realizar un ajuste en el montaje de la caja de corte, aumentando una placa de rejilla por debajo de la placa porosa inferior. Esto para evitar que la placa de rejilla superior se desplace a la superficie de corte, y dañe el equipo automático de corte directo.
- Por último, de acuerdo a los resultados obtenidos se recomienda la determinación de los parámetros de resistencia al corte en condiciones no drenadas del suelo. Además, en suelos donde se garantice la obtención de muestras inalteradas saturadas, se recomienda determinar el parámetro  $c_u$  mediante el ensayo de compresión no confinada. Y en suelos no saturados se recomienda la determinación de los parámetros de  $c_u$  y  $\phi_u$  mediante el ensayo de compresión triaxial UU. Todo esto a fin de contrastar la antítesis de los parámetros de resistencia al corte obtenidos para el análisis de la capacidad portante última ( $q_u$ ) a corto plazo.

## BIBLIOGRAFÍA

- **Antezana López, F. P. (2018).** Validación de parámetros de consolidación mediante el método de carga con deformación controlada en suelos cohesivos saturados de Cochabamba. Tesis de licenciatura. U.M.S.S., Cochabamba, Bolivia.
- **Atkinson, J. H. (1997).** Personal parameters. Ground engineering.
- **Bishop, A. W., & Bjerrum, L. (1960).** The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems. Shear strength of cohesive soils, 437-501.
- **Bishop, A. W., & Henkel, D. J. (1962).** The measurement of soil properties in the triaxial test. Londres, Inglaterra: Edward Arnold.
- **Bowden, F. P., & Tabor, D. (1954).** The friction and lubrication of solids. Londres: Oxford University Press.
- **Bowles, J. E. (1979).** Physical and geotechnical properties of soils. New York: McGRAW-HILL Book Company.
- **Bowles, J. E. (1981).** Manual de laboratorio de suelos de ingeniería civil (Primera ed.). Mexico D.F., Mexico: McGRAW-HILL.
- **Budhu, M. (2000).** Soil mechanics and foundations. New York: John Wiley & Sons
- **Coduto, D. P. (1999).** Geotechnical Engineering: Principles and Practices (Primera ed.). New Jersey, E.E.U.U.: Prentice Hall.
- **Das, B. M. (2002).** Soil mechanics laboratory manual (Sixth ed.). New York, E.E.U.U.: Oxford University Press.
- **Das, B. M. (2015).** Fundamentos de ingeniería geotécnica (Cuarta ed.). México: Cengage Learning.
- **Díaz Rodríguez, J. A. (2014).** Mecánica de suelos. México D.F., México: Trillas.
- **Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1987).** Soil mechanics principles for highway engineering in arid regions. Transportation research record (1137), 1-11.

- **Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R., & Widger, R. A. (1978).** The shear strength of unsaturated soils. *Canadian geotechnical journal*, 15(3), 313-321.
- **Gibson, R. E., & Henkel, D. J. (1954).** Influence of duration of tests at constant rate of strain on measured drained strength. *Géotechnique*, 4(1), 6-15.
- **Head, K. H. (1994).** *Manual of soil laboratory testing (Vol. II)*. Londres, Inglaterra: Wiley.
- **Head, K. H. (1998).** *Manual of soil laboratory testing (Vol. III)*. Londres, Inglaterra: Wiley.
- **Holguín, E., Gutiérrez, C. E., Cuevas, A., & Segovia, J. A. (1992).** *Diseño geotécnico de cimentaciones*. México: tgc geotecnia sa.
- **Hoyos P., F. (2012).** *Geotecnia. Diccionario básico (Primera ed.)*. Medellín, Colombia: Hombre nuevo editores.
- **Huat, B. K., Ali, F. H., Abdullah, A., Mariappan, S., & Hashim, S. (2005).** Shear strength parameters of unsaturated residual soils. *Jurnal kejuruteraan* (17), 33-46.
- **Jiménez Salas, J. A., & Justo Alpañes, J. L. (1975).** *Geotecnia y cimientos I*. Madrid: Rueda.
- **Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. (1973).** *Mecánica de suelos (Vol. I)*. México: Limusa.
- **Mamani Alejo, A. (2018).** *Comparación y evaluación de resultados entre la máquina de corte directo manual y semiautomática en LABOTECC*. Tesis de licenciatura. U.M.S.A., La Paz, Bolivia.
- **Morilla Abad, I. (2012).** *Interpretación de los ensayos geotécnicos en suelos (Primera ed.)*. Madrid, España: Varias editoriales.
- **Ortiz Bahamondez, J. S. (2010).** *Implementación del equipo de Corte Directo y su aplicación en algunos suelos típicos de Punta Arenas*. Tesis de licenciatura. Universidad de Magallanes, Punta Arenas, Chile.

- **Rojas, J. C. (julio - septiembre de 2001).** Conceptos básicos de mecánica de suelos no saturados. Geotecnia (6), 5-8.
- **Rojas, B. (junio de 2006).** Propiedades índice características de los suelos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Geotecnia, 9(1), 12-15.
- **Rojas, J. C. (2018).** Estudios geotécnicos. Diseño de fundaciones superficiales. Sucre: USFX.
- **Salinas, L. M. (enero - marzo de 2002).** Resistencia al corte de los suelos. Geotecnia (8), 8-12.
- **Salinas, L. M., Campos, J., & Guardia, G. (2005).** Fundamentos de mecánica de suelos. Cochabamba: UMSS.
- **Sánchez, A. M. (2008).** Ejercicios resueltos de geotecnia (Vol. I). Madrid, España: Bellisco.
- **Simons, N., & Menzies, B. (2000).** A short course in foundation engineering. London: Thomas telford publishing.
- **Skinner, A. E. (1969).** A note on the influence of interparticle friction on the shearing strength of a random assembly of spherical particles.
- **Suárez D., J. (2009).** Deslizamientos (Primera ed., Vol. I). Bucaramanga, Colombia: UIS.
- **Taylor, D. W. (1961).** Principios fundamentales de mecánica de suelos (Primera ed.). México: Continental.
- **Vanapalli, S. K., Rojas, J. C., & Salinas, L. M. (junio de 2003).** Procedimiento experimental simple para la determinación del parámetro k para la predicción del esfuerzo de corte de un suelo no saturado. Geotecnia, 6(2), 22-27.
- **Villarreal Domínguez, S. S. (2017).** Diseño del nuevo bloque para el área de ciencias y tecnologías de 5 plantas con un semisótano. Tesis de Licenciatura. U.A.P., Cobija, Bolivia.

- **Whitlow, R. (1995).** Basic soil mechanics. Londres, Inglaterra: Longman.
- **Yugar, A. (2014).** Diseño del restaurante el castañoero. Tesis de licenciatura. U.A.P., Cobija, Bolivia.
- **ABIG, Asociación boliviana de ingeniería geotécnica (2007).** Normativa de Estudios geológicos - geotécnicos, La Paz, Bolivia.
- **ASTM, American Society for Testing and Materials (1999).** “D2216-98 Standard test method for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass”.
- **ASTM, American Society for Testing and Materials (2003).** “D854-02 Standard Test Method for Specific Gravity of Soils 2003 annual book of ASTM standards”.
- **ASTM, American Society for Testing and Materials (2003)** “D422 Standard Test Method for Particle Size Analysis of Soil”.
- **ASTM, American Society for Testing and Materials (2003).** “D4318-98 Standard Test Method for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils 2003 annual book of ASTM standards”.
- **ASTM, American Society for Testing and Materials (2010).** “D2487-11 Standard Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). In 2003 Annual Book of ASTM Standard”.
- **ASTM, American Society for Testing and Materials (2003)** “D3080-98 Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions. In 2003 Annual Book of ASTM Standard”.
- **ASTM, American Society for Testing and Materials (2003)** “D2488-00 Description and Identification of Soils (Visual – Manual)” 2003 annual book of ASTM standards.
- **Ingeniería y asistencia técnica Argentina (2002).** Plan de ordenamiento urbano de Cobija. Estudios geotécnicos. G.A.M.C., Cobija, Bolivia.

## **ANEXOS**

### **Anexo A: Trabajo en campo**

**Imagen 7. 1**

*Cortes descubiertos del terreno y zanjas abiertas de alcantarillado sanitario*



**Imagen 7. 2**

*Vista panorámica del barrio Las Palmas*



### Imagen 7.3

*Trabajo topográfico*



### Imagen 7. 4

*Replanteo y trazado de las calicatas*



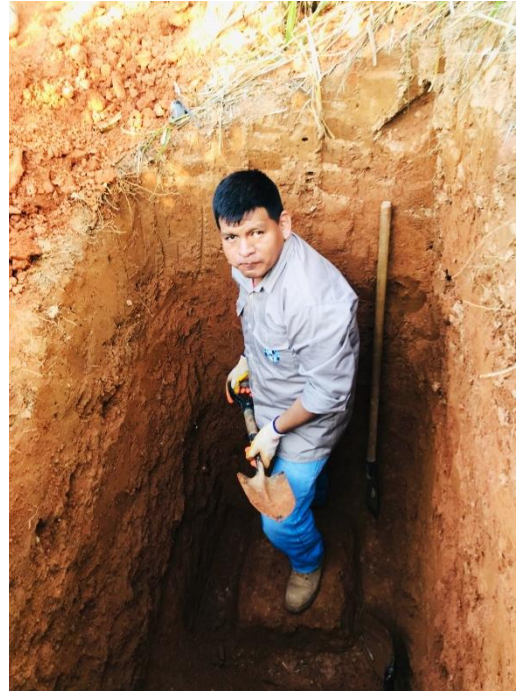
**Imagen 7. 5**

*Excavación de calicatas - fase 1*



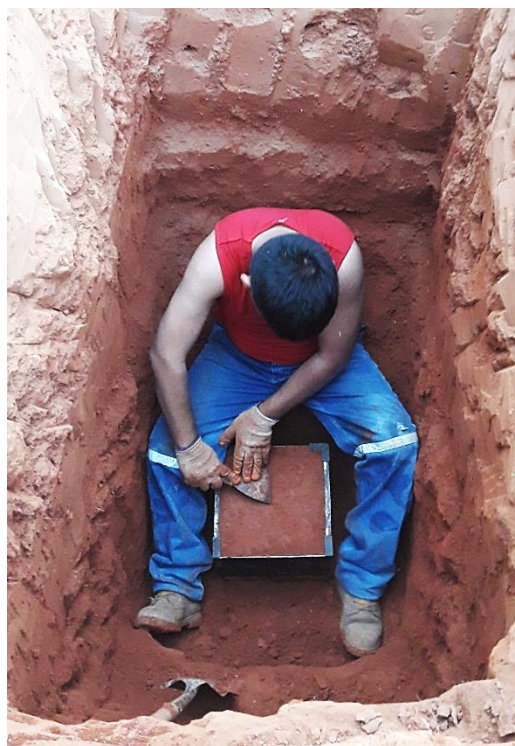
**Imagen 7. 6**

*Excavación de calicatas - fase 2*



**Imagen 7.7**

*Tallado y confinamiento de las muestras de bloque inalteradas*



### Imagen 7. 8

*Profundidad de excavación de las calicatas*



**Imagen 7.9**

*Preparación y conservación de las muestras de bloque inalteradas*



### Imagen 7. 10

Identificación de las muestras inalteradas M - 01, M - 02 y M - 03



**Imagen 7. 11**

*Identificación de las muestras inalteradas M - 04, M - 05 y M - 06*



### Imagen 7. 12

Identificación de las muestras inalteradas M - 07, M - 08, M - 09 y M - 10



## **Anexo B: Trabajo en laboratorio**

**Imagen 7. 13**

*Ensayos de contenido de humedad y límites de consistencia*



**Imagen 7. 14**

*Ensayos de gravedad específica*

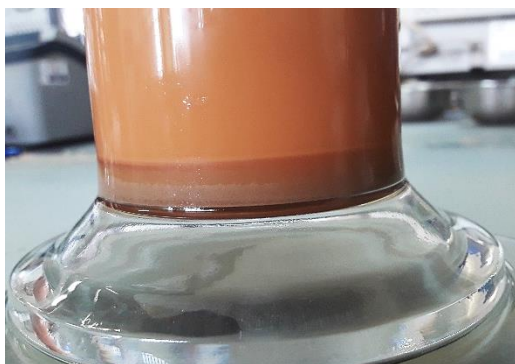
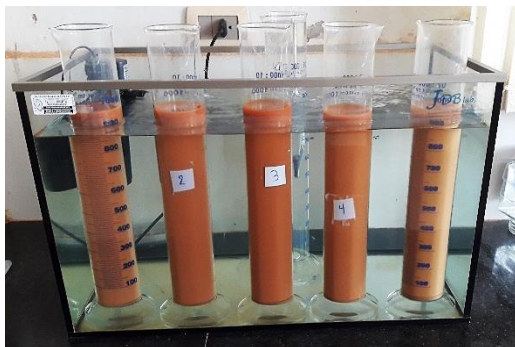
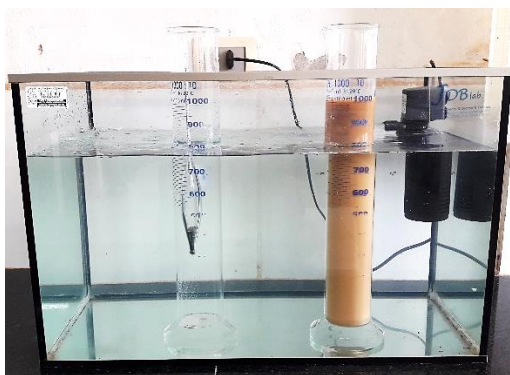
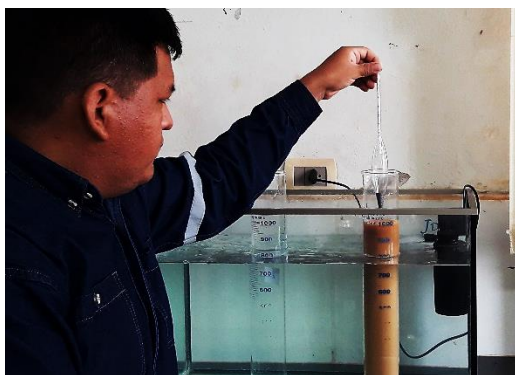


**Imagen 7. 15**  
*Ensayos de análisis granulométrico*



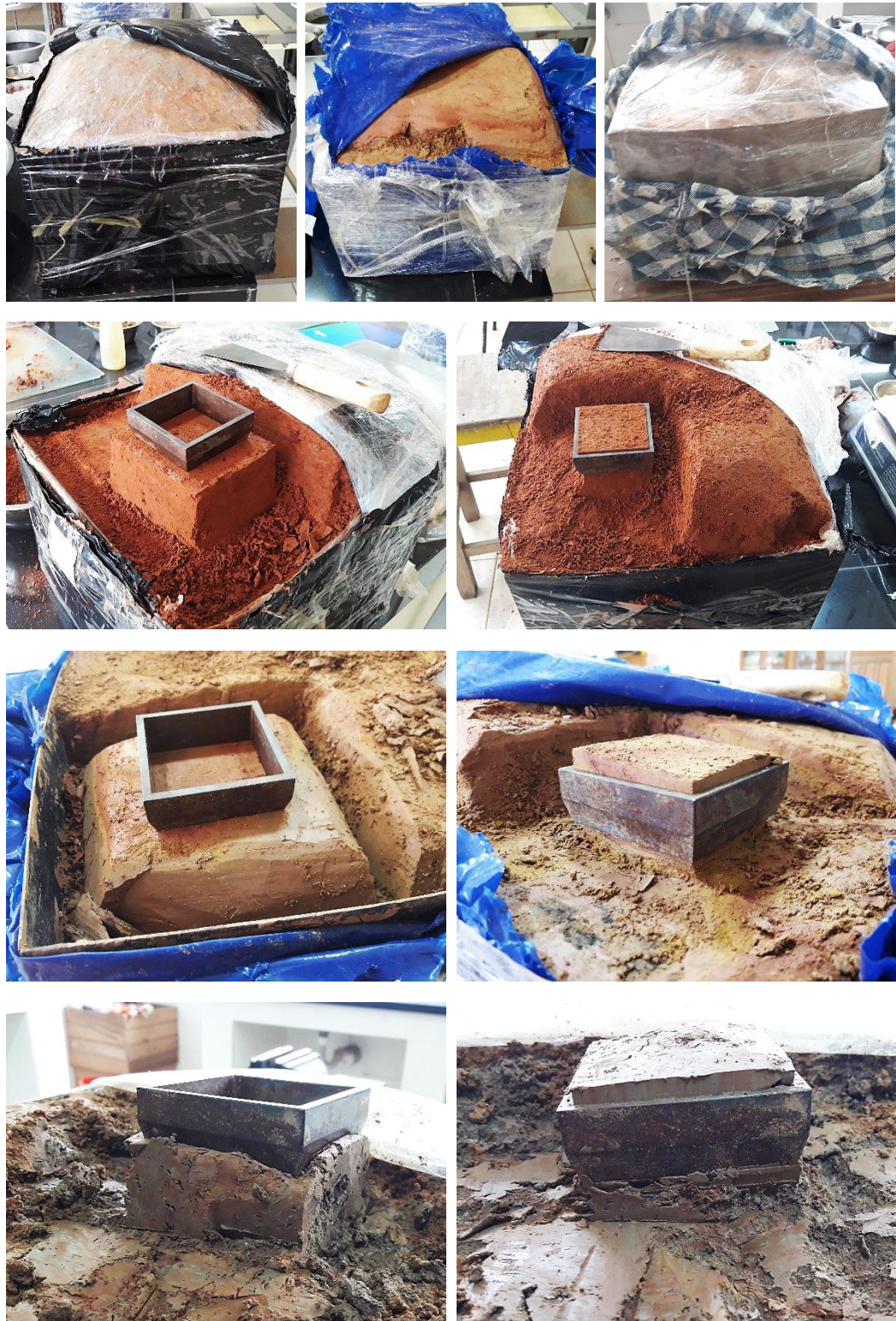
**Imagen 7. 16**

*Ensayos de análisis hidrométrico*



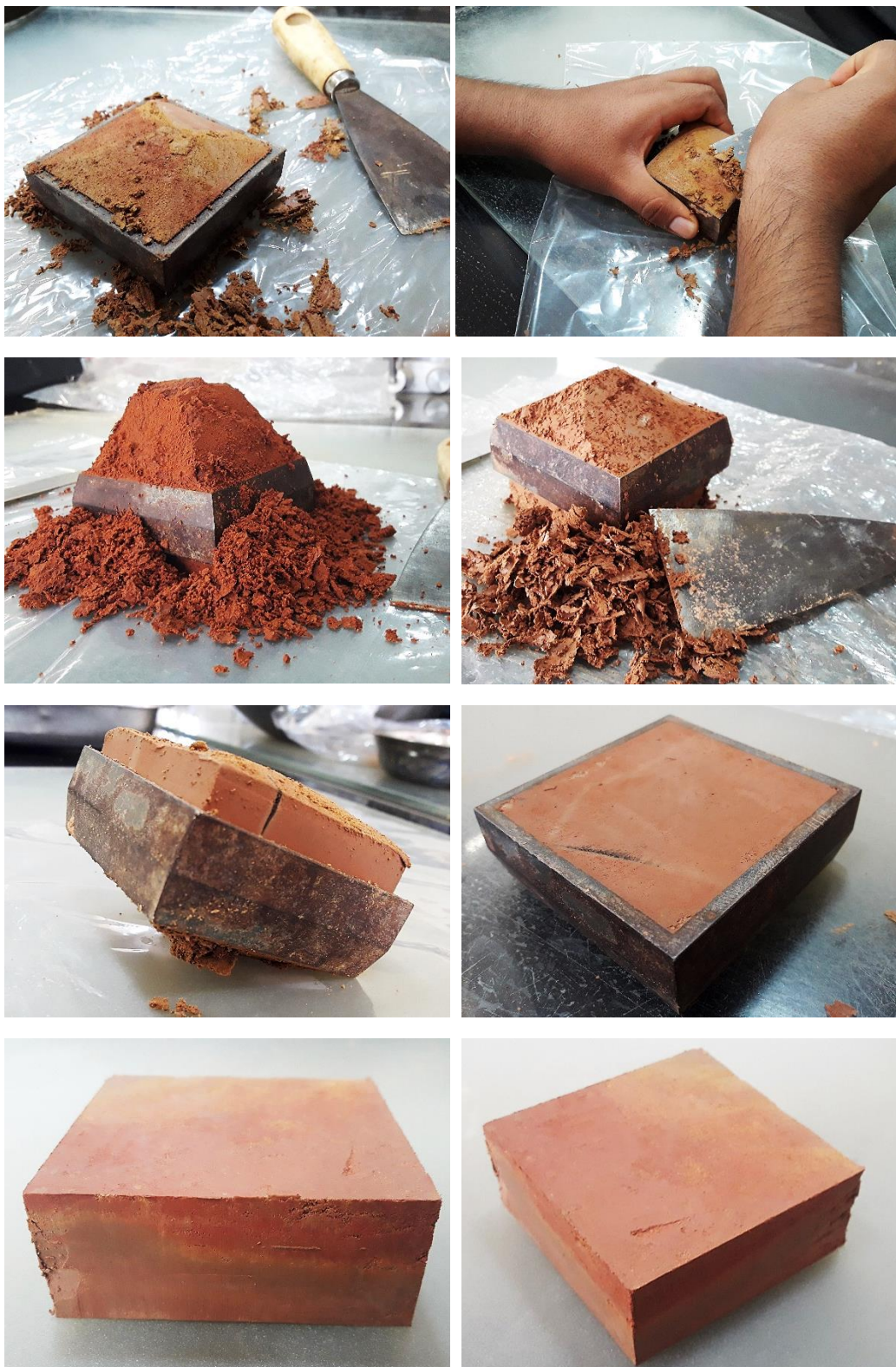
**Imagen 7. 17**

*Muestras de bloque inalteradas y especímenes confinados*



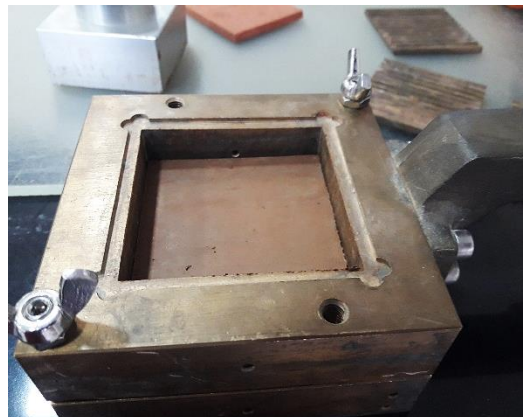
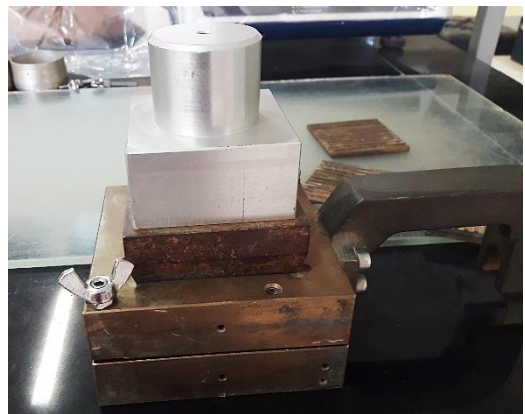
**Imagen 7. 18**

*Tallado de los especímenes inalterados*



**Imagen 7. 19**

*Accesorios de la caja de corte y confinamiento del espécimen*



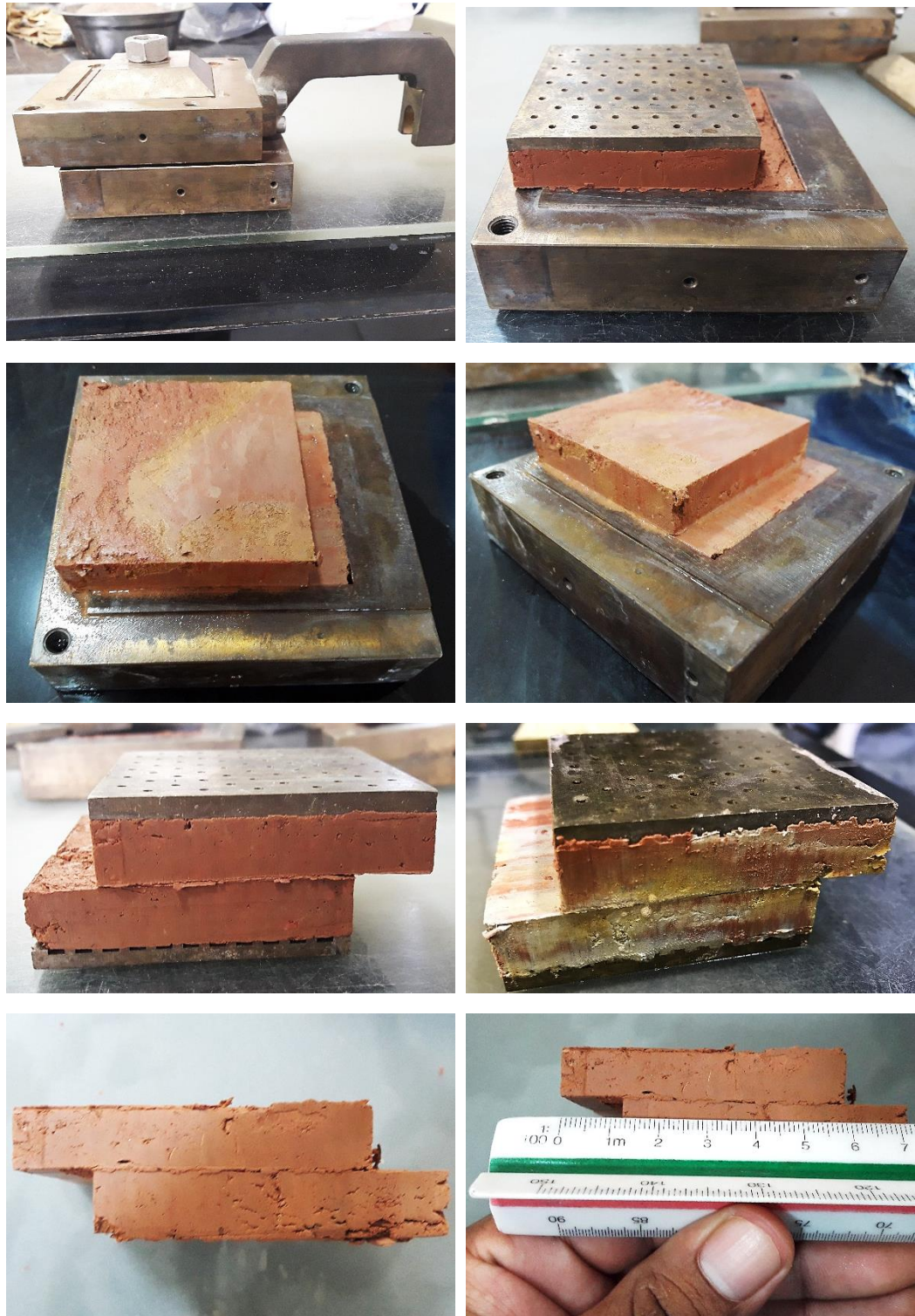
**Imagen 7. 20**

*Equipo automático de corte directo*



**Imagen 7. 21**

*Corte del espécimen inalterado*



**Imagen 7. 22**

*Identificación de los especímenes ensayados*



**Imagen 7. 23**

*Muestras de bloque inalteradas*



**Anexo C: Beneficiarios del estudio geotécnico**

**Imagen 7. 24**

*Beneficiarios del estudio geotécnico M - 04, M - 06 y M - 09*



## **Anexo D: Curso de capacitación y prácticas profesionales en la GTUMSS**

**Imagen 7. 25**

*Curso de capacitación de estudios geotécnicos en la GTUMSS*



**Imagen 7. 26**

*Prácticas profesionales en la GTUMSS*



**Anexo E: Planillas de laboratorio de estudios geotécnicos**

**“M-02”**

# LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGONES

## CONTENIDO DE HUMEDAD

ASTM D2216-98

### A. DATOS GENERALES

**Proyecto:** Determinación de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción mediante el equipo automático de corte directo en suelos del barrio Las Palmas  
**Fecha:** 03/04/19 **Operador:** John Nelo M.  
**Ubicación:** Barrio Las Palmas **Procesador:** John Nelo M.

### B. DATOS DE LA MUESTRA

**Identificación de la muestra:** M - 02 **Obtención:** John Nelo M.  
**Método de extracción:** Inalterada **Profundidad:** 1.80 m

### C. DATOS TECNICOS

PRUEBA N - 01					
Número de contenedor:	[Nº]	19	20	22	23
Masa del contenedor:	[gr]	19.68	18.71	22.12	19.24
Masa del suelo húmedo + Masa del contenedor:	[gr]	66.40	59.90	55.30	55.10
Masa del suelo seco + Masa del contenedor:	[gr]	58.40	52.70	49.50	48.90
Masa del suelo seco:	[gr]	38.72	33.99	27.38	29.66
Masa de agua:	[gr]	8.00	7.20	5.80	6.20
Contenido de humedad parcial:	[%]	20.66	21.18	21.18	20.90
<b>Contenido de humedad:</b>	<b>[%]</b>	<b>20.98</b>			

PRUEBA N - 02					
Número de contenedor:	[Nº]	16	17	18	20
Masa del contenedor:	[gr]	18.76	18.25	22.21	18.71
Masa del suelo húmedo + Masa del contenedor:	[gr]	56.77	53.91	58.13	60.22
Masa del suelo seco + Masa del contenedor:	[gr]	49.78	47.36	51.53	52.55
Masa del suelo seco:	[gr]	31.02	29.11	29.32	33.84
Masa de agua:	[gr]	6.99	6.55	6.60	7.67
Contenido de humedad parcial:	[%]	22.53	22.50	22.51	22.67
<b>Contenido de humedad:</b>	<b>[%]</b>	<b>22.55</b>			

PRUEBA N - 03					
Número de contenedor:	[Nº]	30	31	32	34
Masa del contenedor:	[gr]	17.80	18.79	23.71	18.61
Masa del suelo húmedo + Masa del contenedor:	[gr]	67.95	67.15	68.15	70.84
Masa del suelo seco + Masa del contenedor:	[gr]	59.07	58.62	60.26	61.70
Masa del suelo seco:	[gr]	41.27	39.83	36.55	43.09
Masa de agua:	[gr]	8.88	8.53	7.89	9.14
Contenido de humedad parcial:	[%]	21.52	21.42	21.59	21.21
<b>Contenido de humedad:</b>	<b>[%]</b>	<b>21.44</b>			

PRUEBA N - 04					
Número de contenedor:	[Nº]	23	26	28	36
Masa del contenedor:	[gr]	19.24	17.87	18.53	17.31
Masa del suelo húmedo + Masa del contenedor:	[gr]	68.09	76.18	65.20	71.66
Masa del suelo seco + Masa del contenedor:	[gr]	59.65	66.15	57.05	62.12
Masa del suelo seco:	[gr]	40.41	48.28	38.52	44.81
Masa de agua:	[gr]	8.44	10.03	8.15	9.54
Contenido de humedad parcial:	[%]	20.89	20.77	21.16	21.29
<b>Contenido de humedad:</b>	<b>[%]</b>	<b>21.03</b>			

### D. RESULTADO DEL ENSAYO

<b>Contenido de humedad final:</b>	<b>[%]</b>	<b>21.50</b>
------------------------------------	------------	--------------

UNIVERSIDAD AMAZÓNICA DE PANDO - ÁREA DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA - CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGONES**  
**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO**  
 ASTM D422

**A. DATOS GENERALES**

**Proyecto:** Determinación de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción mediante el equipo automático de corte directo en suelos del barrio Las Palmas  
**Fecha:** 08/04/19 **Operador:** John Nelo M.  
**Ubicación:** Barrio Las Palmas **Procesador:** John Nelo M.

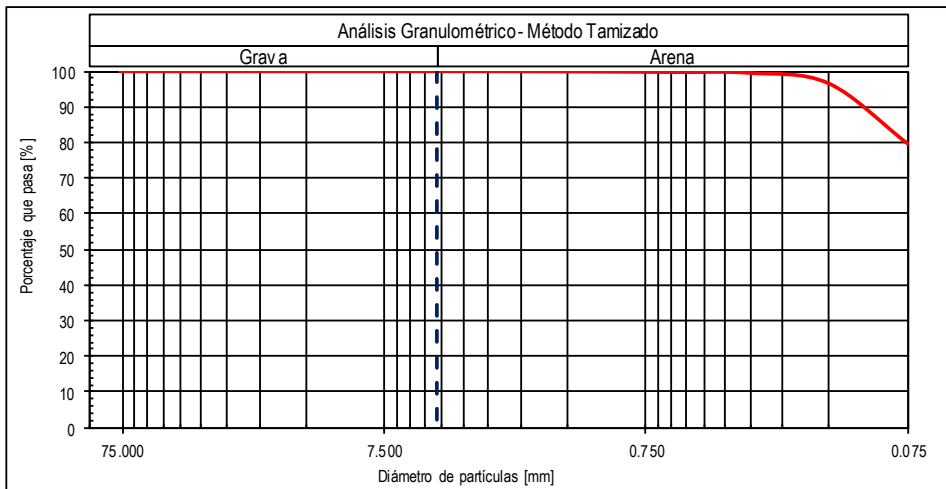
**B. DATOS DE LA MUESTRA**

**Identificación de la muestra:** M - 02 **Obtención:** John Nelo M.  
**Método de extracción:** Inalterada **Profundidad:** 1.80 m

**C. DATOS TECNICOS**

Masa del contenedor:	[gr]	180.90
Masa de la muestra seca + Masa del contenedor:	[gr]	597.20
Masa de la muestra seca:	[gr]	416.30
Masa de la muestra seca retenida en el tamiz N° 200 después del lavado:	[gr]	85.37

Tamiz N°	Diámetro [mm]	Masa ret. [gr]	Masa ret. acum. [gr]	[%] Retenido	[%] Que pasa
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.000	0.00	0.00	0.00	100.00
1/2"	13.000	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.000	0.00	0.00	0.00	100.00
1/4"	6.300	0.00	0.00	0.00	100.00
4	4.750	0.00	0.00	0.00	100.00
10	2.000	0.11	0.11	0.03	99.97
30	0.600	0.87	0.98	0.24	99.76
50	0.300	0.96	1.94	0.47	99.53
100	0.150	12.28	14.22	3.42	96.58
200	0.075	71.10	85.32	20.50	79.50
Bandeja	0.000	0.00	416.25	100.00	0.00



**D. RESULTADOS DEL ENSAYO**

D <sub>60</sub> , [mm]:	Suelo muy fino	Cc:	A determinar	[%] de Grava:	0.00
D <sub>30</sub> , [mm]:	Suelo muy fino	Cu:	A determinar	[%] de Arena:	20.50
D <sub>10</sub> , [mm]:	Suelo muy fino	Error:	0.06%	[%] de Finos:	79.50



# LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGONES

## LÍMITES DE CONSISTENCIA

ASTM D4318-00

### A. DATOS GENERALES

**Proyecto:** Determinación de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción mediante el equipo automático de corte directo en suelos del barrio Las Palmas

**Fecha:** 12/04/19 **Operador:** John Nelo M.

**Ubicación:** Barrio Las Palmas **Procesador:** John Nelo M.

### B. DATOS DE LA MUESTRA

**Identificación de la muestra:** M - 02 **Obtención:** John Nelo M.

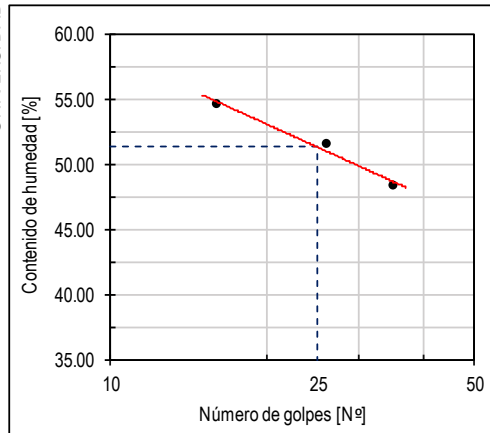
**Método de extracción:** Inalterada **Profundidad:** 1.80 m

### C. DATOS TECNICOS

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO				
Número de contenedor:	[Nº]	25	27	29
Masa del contenedor:	[gr]	20.80	18.38	17.45
Número de golpes:	[Nº]	16	26	35
Masa del suelo húmedo + Masa del contenedor:	[gr]	28.22	24.03	25.28
Masa del suelo seco + Masa del contenedor:	[gr]	25.60	22.11	22.73
Masa de suelo seco:	[gr]	4.80	3.73	5.28
Masa de agua:	[gr]	2.62	1.92	2.55
<b>Contenido de humedad:</b>	<b>[%]</b>	<b>54.58</b>	<b>51.47</b>	<b>48.30</b>

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO				
Número de contenedor:	[Nº]	13	14	15
Masa del contenedor:	[gr]	12.33	12.27	12.28
Masa del suelo húmedo + Masa del contenedor:	[gr]	15.65	14.99	14.73
Masa del suelo seco + Masa del contenedor:	[gr]	15.12	14.54	14.33
Masa de suelo seco:	[gr]	2.79	2.27	2.05
Masa de agua:	[gr]	0.53	0.45	0.40
<b>Contenido de humedad:</b>	<b>[%]</b>	<b>19.00</b>	<b>19.82</b>	<b>19.51</b>

### D. RESULTADOS DEL ENSAYO



Límite Líquido [%]:	51.26
Límite Plástico [%]:	19.44
<b>Índice de Plasticidad [%]:</b>	<b>31.82</b>

# LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGONES

## GRAVEDAD ESPECÍFICA

ASTM D854-02

### A. DATOS GENERALES

**Proyecto:** Determinación de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción mediante el equipo automático de corte directo en suelos del barrio Las Palmas

**Fecha:** 05/04/19 **Operador:** John Nelo M.

**Ubicación:** Barrio Las Palmas **Procesador:** John Nelo M.

### B. DATOS DE LA MUESTRA

**Identificación de la muestra:** M - 02 **Obtención:** John Nelo M.

**Método de extracción:** Inalterada **Profundidad:** 1.80 m

### C. CALIBRACIÓN DEL PICNÓMETRO

PICNÓMETRO P - 02					
Prueba Nº	Masa picnómetro [gr]	Masa picnómetro + agua [gr]	Temperatura [°C]	Densidad [gr/mL]	Volumen [mL]
1	103.07	351.10	27.5	0.99640	248.93
2	103.07	351.10	27.5	0.99640	248.93
3	103.07	351.10	27.5	0.99640	248.93
4	103.07	351.10	27.5	0.99640	248.93
5	103.07	351.10	27.5	0.99640	248.93

Promedio			Desviación estándar		
Masa del picnómetro:	103.07	[gr]	Masa del picnómetro:	0.000	[gr]
Volumen del picnómetro:	248.93	[mL]	Volumen del picnómetro:	0.000	[mL]

### D. DATOS TECNICOS

Identificación del picnómetro	P - 02	
Temperatura:	[°C]	28.00
Masa del picnómetro:	[gr]	103.07
Volumen del picnómetro:	[mL]	248.93
Masa del picnómetro + agua:	[gr]	351.06
Masa del picnómetro + agua + suelo:	[gr]	379.19
Masa del contenedor:	[gr]	63.66
Masa del contenedor + masa de la muestra seca:	[gr]	107.88
Masa de la muestra seca:	[gr]	44.22
Densidad del agua a la temperatura del ensayo:	[gr/mL]	0.99626
Factor de corrección a la temperatura del ensayo:	[K]	0.99804
Gravedad específica sin corrección:	[*]	2.75

### E. RESULTADO DEL ENSAYO

Gravedad específica aparente a 20°C:	[Gs]	2.74
--------------------------------------	------	------

UNIVERSIDAD AMAZÓNICA DE PANDO - ÁREA DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA - CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



# LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGONES

## ANÁLISIS HIDROMÉTRICO

ASTM D422-63

### A. DATOS GENERALES

**Proyecto:** Determinación de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción mediante el equipo automático de corte directo en suelos del barrio Las Palmas

**Fecha:** 10/04/19 **Operador:** John Nelo M.  
**Ubicación:** Barrio Las Palmas **Procesador:** John Nelo M.

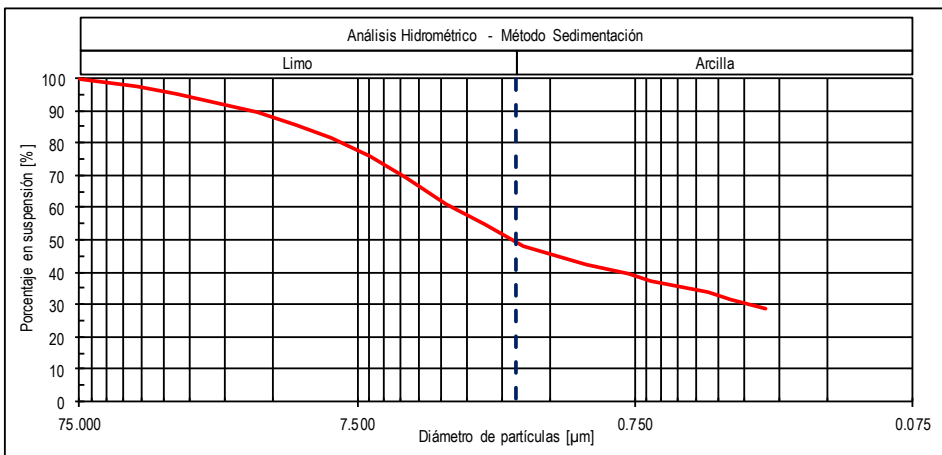
### B. DATOS DE LA MUESTRA

**Identificación de la muestra:** M - 02 **Obtención:** John Nelo M.  
**Método de extracción:** Inalterada **Profundidad:** 1.80 m

### C. DATOS TECNICOS

Hidrómetro 152 - H					
% que pasa el tamiz N° 200:	79.50	[%]	Factor de corrección [a]:	0.98	[*]
Temperatura de calibración [T]:	26.50	[°C]	Gravedad específica del suelo [Gs]:	2.74	[*]
Corrección por menisco [Cm]:	0.50	[gr/L]	Masa del defloculante:	5	[gr]
Lectura en agua + defloculante [rh]:	4	[gr/L]	Gravedad adoptada para Bolivia [g]:	978	[cm/s²]
Corrección por defloculante y punto cero [c]:	6.73	[gr/L]	Masa de suelo seco:	50.00	[gr]

Fecha	Hora	Tiempo visual [min]	Lect. [gr/L]	Temp. [°C]	Lect. correg. por (Cm) [gr/L]	Corrección por temp. (Ct) [gr/L]	Profundidad efectiva correg. [mm]	Lect. correg. [gr/L]	Diámetro de partículas [µm]	% en suspensión
10/04/2019	16:01:00	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	75.00	100.00
10/04/2019	16:01:30	0.5	53.00	28.00	53.50	2.85	74.94	49.62	46.89	97.25
10/04/2019	16:02:00	1	52.00	28.00	52.50	2.85	76.61	48.62	33.52	95.29
10/04/2019	16:03:00	2	50.50	28.00	51.00	2.85	79.11	47.12	24.09	92.35
10/04/2019	16:05:00	4	49.00	28.00	49.50	2.85	81.62	45.62	17.30	89.41
10/04/2019	16:09:00	8	47.00	28.00	47.50	2.85	84.96	43.62	12.48	85.49
10/04/2019	16:16:00	16	45.00	28.00	45.50	2.85	88.30	41.62	9.29	81.57
10/04/2019	16:31:00	30	42.00	28.00	42.50	2.85	93.31	38.62	6.75	75.69
10/04/2019	17:01:00	60	38.50	28.00	39.00	2.85	99.15	35.12	4.92	68.83
10/04/2019	18:01:00	120	34.50	28.00	35.00	2.85	105.83	31.12	3.60	60.99
10/04/2019	20:01:00	240	31.50	28.00	32.00	2.85	110.84	28.12	2.60	55.11
11/04/2019	0:01:00	480	28.00	28.00	28.50	2.85	116.69	24.62	1.89	48.25
11/04/2019	16:01:00	1440	25.00	28.00	25.50	2.85	121.70	21.62	1.11	42.37
12/04/2019	16:01:00	2880	23.00	29.00	23.50	3.28	125.04	20.05	0.79	39.30
13/04/2019	16:01:00	4320	22.00	29.00	22.50	3.28	126.71	19.05	0.65	37.34
18/04/2019	16:01:00	1620	21.00	27.00	21.50	2.43	128.38	17.20	0.41	33.71
22/04/2019	16:01:00	17280	20.00	27.00	20.50	2.43	130.05	16.20	0.34	31.75
02/05/2019	16:01:00	31680	18.50	27.00	19.00	2.43	132.55	14.70	0.25	28.81



### D. RESULTADOS DEL ENSAYO

[%] de Limo:	51.75	[%] de Arcilla:	48.25
--------------	-------	-----------------	-------

# LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGONES

## CALIBRACIÓN DEL HIDRÓMETRO

ASTM 152-H

### A. DATOS GENERALES

**Proyecto:** Determinación de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción mediante el equipo automático de corte directo en suelos del barrio Las Palmas

**Fecha:** 10/04/19 **Operador:** John Nelo M.

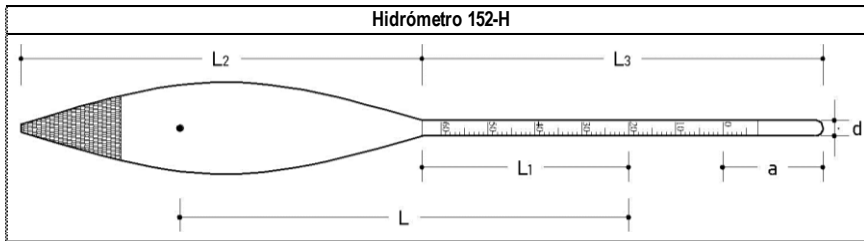
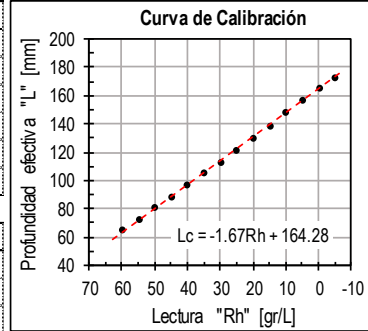
**Ubicación:** Barrio Las Palmas **Procesador:** John Nelo M.

### B. DATOS TECNICOS

Hidrómetro 152-H		
Peso del hidrómetro [Wp]:	62.69	[gr]
Altura del bulbo [L2]:	140.20	[mm]
Distancia del tope a la lectura 0 [a]:	31.00	[mm]
Longitud total de la varilla [L3]:	135.30	[mm]
Diámetro de la varilla [d]:	6.00	[mm]
Volumen del hidrómetro sumergido [Vp]:	60.00	[cm³]

Tubo cilíndrico graduado P - 02		
Altura entre graduaciones 600 - 900 mL [H]:	92.80	[mm]
Volumen entre las dos graduaciones [V]:	300	[cm³]
Área del cilindro graduado [A]:	3233	[mm²]



### C. RESULTADOS

Nº	Profundidad efectiva [L]			
	Rh [gr/L]	L1 [mm]	L [mm]	Lc [mm]
1	-5	112.30	173.12	172.63
2	0	104.30	165.12	164.28
3	5	95.55	156.37	155.93
4	10	86.80	147.62	147.58
5	15	78.05	138.87	139.23
6	20	69.30	130.12	130.88
7	25	60.90	121.72	122.53
8	30	52.50	113.32	114.18
9	35	44.25	105.07	105.83
10	40	36.00	96.82	97.48
11	45	28.00	88.82	89.13
12	50	20.00	80.82	80.78
13	55	12.00	72.82	72.43
14	60	4.00	64.82	64.08

Longitud efectiva corregida [Lc]	
$L_c = R_h \cdot m + b$	
Pendiente [m]:	-1.67
Ordenada [b]:	164.28

Factores de corrección		
Corrección por menisco [Cm]		
$C_m = R_1 - R_2$		
1º Lectura visual en el menisco [R1]:	2	[gr/L]
2º Lectura visual al nivel del agua [R2]:	2.50	[gr/L]
Cm:		0.50 [gr/L]

Corrección por temperatura [CT]	
$C_T = 1 \times 10^3 [\rho_w 20^\circ - \rho_w T - \alpha(T - 20)] \left( \frac{2.65}{1.65} \right)$	
$\alpha = 2.5 \times 10^{-5}$	
Para hidrómetro 152-H	

Corrección por defloculante y punto cero [Cd]		
$C_d = r_h + C_m + C_T$		
Temperatura de calibración [T]:	26.50	[°C]
Lectura en agua mas defloculante [rh]:	4	[gr/L]
Corrección por menisco [Cm]:	0.50	[gr/L]
Corrección por temperatura [CT]:	2.23	[gr/L]
Cd:		6.73 [gr/L]

# LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGONES

## VELOCIDAD DE CORTE CAJA CUADRADA

### A. DATOS GENERALES

**Proyecto:** Determinación de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción mediante el equipo automático de corte directo en suelos del barrio Las Palmas

**Fecha:** 15/04/19 **Operador:** John Nelo M.

**Ubicación:** Barrio Las Palmas **Procesador:** John Nelo M.

### B. DATOS DE LA MUESTRA

**Identificación de la muestra:** M - 02 **Obtención:** John Nelo M.

**Descripción de la muestra:** Arcilla grasa con arena (CH) **Profundidad:** 1.80 m

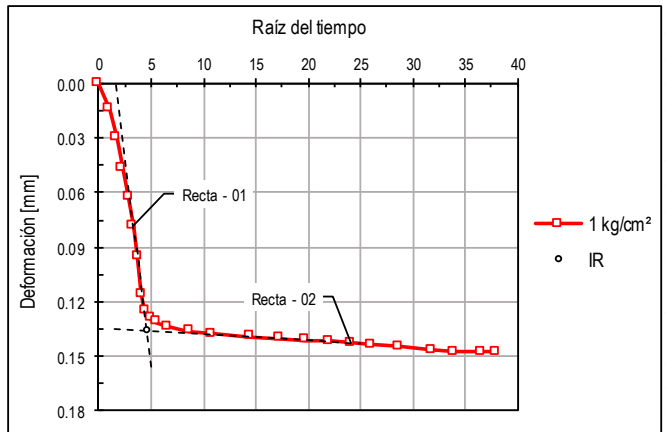
**Identificación del ensayo:** CS - 01 - P01 **Método de extracción:** Inalterada

### C. DATOS TECNICOS

Propiedades de la muestra					
Longitud:	[mm]	59.86	Contenido de humedad:	[%]	20.98
Ancho:	[mm]	59.86	Gravedad específica del suelo:	[*]	2.74
Altura:	[mm]	23.04	Gravedad adoptada para Bolivia:	[m/s <sup>2</sup> ]	9.78
Área:	[cm <sup>2</sup> ]	35.83	Peso específico húmedo:	[kN/m <sup>3</sup> ]	19.74
Volumen:	[cm <sup>3</sup> ]	82.55	Peso específico seco:	[kN/m <sup>3</sup> ]	16.32
Masa de la muestra:	[gr]	166.60	Humedad final:	[%]	24.24

Sistema automático de equipo empleado - S0125/SM/5					
Periodo de ensayo:	[min]	1440.00	Carga normal:	[kgf]	35.83
Periodo de registro:	[min]	1.00	Esfuerzo normal:	[kPa]	98.07

Tiempo		Deformación vertical	
t	√t	t	√t
[min]	[*]	[mm]	[mm]
0	0.00	0.0000	
1	1.00	0.0143	
3	1.73	0.0301	
5	2.24	0.0462	
8	2.83	0.0621	
11	3.32	0.0786	
14	3.74	0.0958	
17	4.12	0.1159	
20	4.47	0.1253	
25	5.00	0.1292	
30	5.48	0.1313	
43	6.56	0.1337	
74	8.60	0.1364	
117	10.82	0.1379	
207	14.39	0.1395	
299	17.29	0.1403	
392	19.80	0.1412	
486	22.05	0.1416	
580	24.08	0.1426	
675	25.98	0.1438	
817	28.58	0.1449	
1008	31.75	0.1465	
1152	33.94	0.1475	
1335	36.54	0.1477	
1440	37.95	0.1477	



Recta - 01					
√t	[*]	1.50	3.32	3.74	4.12
Def. vertical	[mm]	-0.0059	0.0786	0.0958	0.1159
Par. recta	m:		0.0461	b:	-0.0751

Recta - 02					
√t	[*]	1.50	19.80	22.05	24.08
Def. vertical	[mm]	0.1351	0.1412	0.1416	0.1426
Par. recta	m:		0.0003	b:	0.1347

Intersección	
x:	4.58
y:	0.14

### D. RESULTADOS DEL ENSAYO

Desplazamiento horizontal [df]:	[mm]	12.00
Consolidación al 100% [t100%]:	[min]	20.99
Tiempo total estimado de falla [tf]:	[min]	267
Velocidad de corte [dr]:	[mm/min]	0.0449

UNIVERSIDAD AMAZÓNICA DE PANDO - ÁREA DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA - CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

# LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGONES

## CORTE DIRECTO CD

ASTM D3080-98

### A. DATOS GENERALES

**Proyecto:** Determinación de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción mediante el equipo automático de corte directo en suelos del barrio Las Palmas

**Fecha:** 17/04/19 **Operador:** John Nelo M.

**Ubicación:** Barrio Las Palmas **Procesador:** John Nelo M.

### B. DATOS DE LA MUESTRA

**Identificación de la muestra:** M - 02 **Obtención:** John Nelo M.

**Descripción de la muestra:** Arcilla grasa con arena (CH) **Profundidad:** 1.80 m

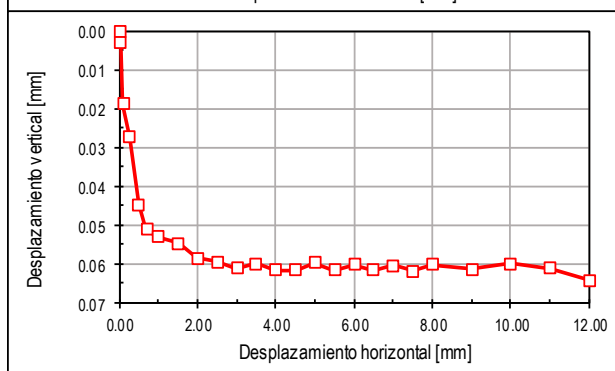
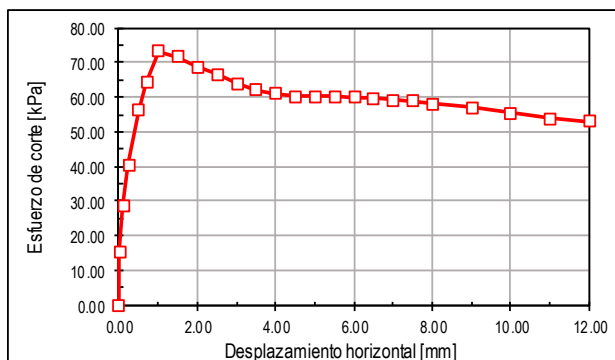
**Identificación del ensayo:** CD - 01 - P01 **Método de extracción:** Inalterada

### C. DATOS TECNICOS

Propiedades de la muestra					
Longitud:	[mm]	59.86	Gravedad adoptada para Bolivia:	[m/s <sup>2</sup> ]	9.78
Altura:	[mm]	23.04	Peso específico húmedo:	[kN/m <sup>3</sup> ]	19.74
Area:	[cm <sup>2</sup> ]	35.83	Peso específico seco:	[kN/m <sup>3</sup> ]	16.32
Volumen:	[cm <sup>3</sup> ]	82.55	Contenido de humedad:	[%]	20.98
Masa de la muestra:	[gr]	166.60	Humedad final:	[%]	24.24

Sistema automático de equipo empleado - S0125/SM/5					
Periodo de ensayo:	[min]	267.00	Velocidad de corte:	[mm/min]	0.0449
Periodo de registro:	[min]	1.00	Carga normal:	[kgf]	35.83
Desplazamiento horizontal:	[mm]	12.00	Esfuerzo normal:	[kPa]	98.07

Desplazamiento		Esfuerzo cortante [kPa]
Horizontal [mm]	Vertical [mm]	
0.0000	0.0000	0.00
0.0200	0.0030	15.06
0.1000	0.0188	28.54
0.2500	0.0274	40.39
0.5000	0.0448	56.18
0.7000	0.0512	64.34
1.0000	0.0530	73.20
1.5000	0.0547	71.81
2.0000	0.0586	68.91
2.5000	0.0594	66.76
3.0000	0.0612	63.96
3.5000	0.0599	62.23
4.0000	0.0617	61.10
4.5000	0.0616	60.29
5.0000	0.0598	60.15
5.5000	0.0616	60.19
6.0000	0.0602	59.95
6.5000	0.0616	59.76
7.0000	0.0604	59.06
7.5000	0.0618	59.03
8.0000	0.0601	58.21
9.0000	0.0614	57.06
10.0000	0.0600	55.37
11.0000	0.0612	53.86
12.0000	0.0643	53.04



### D. RESULTADOS DEL ENSAYO

Esfuerzo normal:	[kPa]	98.07
Esfuerzo de corte pico:	[kPa]	-
Esfuerzo de corte crítico:	[kPa]	55.37

# LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGONES

## VELOCIDAD DE CORTE CAJA CUADRADA

### A. DATOS GENERALES

**Proyecto:** Determinación de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción mediante el equipo automático de corte directo en suelos del barrio Las Palmas

**Fecha:** 20/04/19 **Operador:** John Nelo M.

**Ubicación:** Barrio Las Palmas **Procesador:** John Nelo M.

### B. DATOS DE LA MUESTRA

**Identificación de la muestra:** M - 02 **Obtención:** John Nelo M.

**Descripción de la muestra:** Arcilla grasa con arena (CH) **Profundidad:** 1.80 m

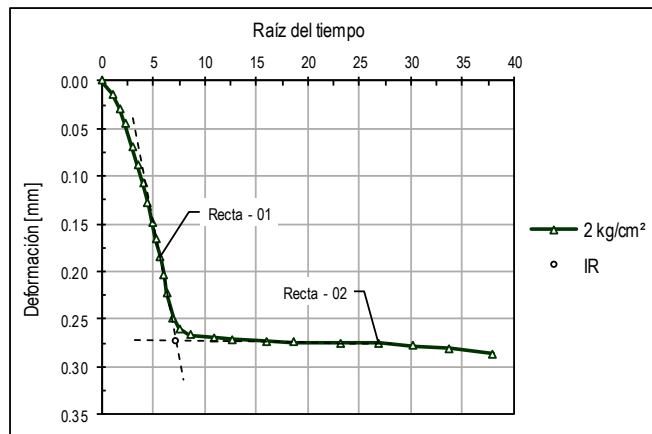
**Identificación del ensayo:** CS - 02 - P02 **Método de extracción:** Inalterada

### C. DATOS TECNICOS

Propiedades de la muestra					
Longitud:	[mm]	59.86	Contenido de humedad:	[%]	22.55
Ancho:	[mm]	59.86	Gravedad específica del suelo:	[*]	2.74
Altura:	[mm]	23.04	Gravedad adoptada para Bolivia:	[m/s <sup>2</sup> ]	9.78
Área:	[cm <sup>2</sup> ]	35.83	Peso específico húmedo:	[kN/m <sup>3</sup> ]	19.33
Volumen:	[cm <sup>3</sup> ]	82.55	Peso específico seco:	[kN/m <sup>3</sup> ]	15.77
Masa de la muestra:	[gr]	163.20	Humedad final:	[%]	25.50

Sistema automático de equipo empleado - S0125/SM/5					
Periodo de ensayo:	[min]	1440.00	Carga normal:	[kgf]	71.66
Periodo de registro:	[min]	1.00	Esfuerzo normal:	[kPa]	196.13

Tiempo		Deformación vertical [mm]
t [min]	$\sqrt{t}$	
0	0.00	0.0000
1	1.00	0.0143
3	1.73	0.0293
5	2.24	0.0453
9	3.00	0.0696
12	3.46	0.0884
16	4.00	0.1081
20	4.47	0.1285
24	4.90	0.1479
28	5.29	0.1666
32	5.66	0.1851
36	6.00	0.2039
40	6.32	0.2219
48	6.93	0.2483
57	7.55	0.2600
74	8.60	0.2664
117	10.82	0.2696
162	12.73	0.2719
253	15.91	0.2737
345	18.57	0.2744
533	23.09	0.2753
722	26.87	0.2755
913	30.22	0.2780
1140	33.76	0.2813
1440	37.95	0.2863



Recta - 01						
$\sqrt{t}$	[*]	3.00	5.66	6.00	6.32	8.00
Def. vertical	[mm]	0.0386	0.1851	0.2039	0.2219	0.3142
Par. recta	m:		0.0551	b:		-0.1267

Recta - 02						
$\sqrt{t}$	[*]	3.20	18.57	23.09	26.87	28.00
Def. vertical	[mm]	0.2724	0.2744	0.2753	0.2755	0.2757
Par. recta	m:		0.0001	b:		0.2720

Intersección	
x:	7.25
y:	0.27

### D. RESULTADOS DEL ENSAYO

Desplazamiento horizontal [df]:	[mm]	12.00
Consolidación al 100% [t100]:	[min]	52.59
Tiempo total estimado de falla [tf]:	[min]	668
Velocidad de corte [dr]:	[mm/min]	0.0180

UNIVERSIDAD AMAZÓNICA DE PANDO - ÁREA DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA - CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



# LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGONES

## CORTE DIRECTO CD

ASTM D3080-98

### A. DATOS GENERALES

**Proyecto:** Determinación de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción mediante el equipo automático de corte directo en suelos del barrio Las Palmas

**Fecha:** 22/04/19 **Operador:** John Nelo M.

**Ubicación:** Barrio Las Palmas **Procesador:** John Nelo M.

### B. DATOS DE LA MUESTRA

**Identificación de la muestra:** M - 02 **Obtención:** John Nelo M.

**Descripción de la muestra:** Arcilla grasa con arena (CH) **Profundidad:** 1.80 m

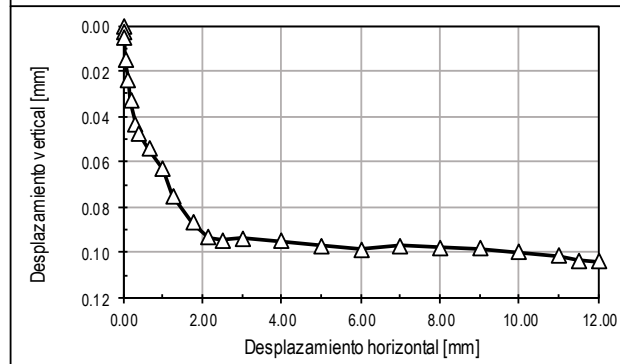
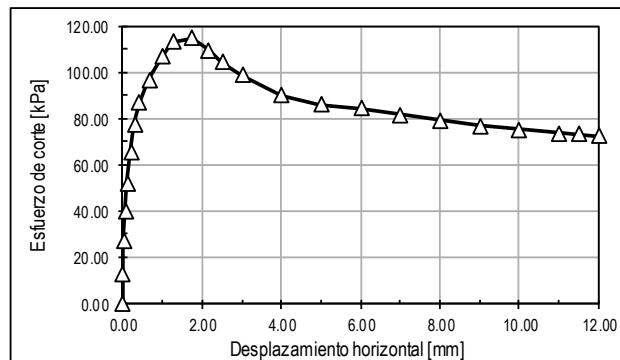
**Identificación del ensayo:** CD - 02 - P02 **Método de extracción:** Inalterada

### C. DATOS TECNICOS

Propiedades de la muestra					
Longitud:	[mm]	59.86	Gravedad adoptada para Bolivia:	[m/s <sup>2</sup> ]	9.78
Altura:	[mm]	23.04	Peso específico húmedo:	[kN/m <sup>3</sup> ]	19.33
Área:	[cm <sup>2</sup> ]	35.83	Peso específico seco:	[kN/m <sup>3</sup> ]	15.77
Volumen:	[cm <sup>3</sup> ]	82.55	Contenido de humedad:	[%]	22.55
Masa de la muestra:	[gr]	163.20	Humedad final:	[%]	25.50

Sistema automático de equipo empleado - S0125/SM/5					
Periodo de ensayo:	[min]	668.00	Velocidad de corte:	[mm/min]	0.0180
Periodo de registro:	[min]	1.00	Carga normal:	[kgf]	71.66
Desplazamiento horizontal:	[mm]	12.00	Esfuerzo normal:	[kPa]	196.13

Desplazamiento		Esfuerzo cortante [kPa]
Horizontal [mm]	Vertical [mm]	
0.0000	0.0000	0.00
0.0010	0.0028	12.36
0.0250	0.0049	26.90
0.0530	0.0146	39.48
0.1160	0.0237	51.92
0.2000	0.0333	65.58
0.3000	0.0432	77.55
0.4100	0.0476	86.79
0.6500	0.0544	96.78
1.0000	0.0631	107.36
1.2500	0.0751	113.28
1.7500	0.0871	114.59
2.1500	0.0935	109.71
2.5000	0.0947	104.22
3.0000	0.0938	98.68
4.0000	0.0952	89.87
5.0000	0.0971	86.06
6.0000	0.0986	84.33
7.0000	0.0970	81.67
8.0000	0.0980	79.08
9.0000	0.0985	76.95
10.0000	0.0999	75.35
11.0000	0.1015	73.70
11.5000	0.1038	72.98
12.0000	0.1042	72.36



### D. RESULTADOS DEL ENSAYO

Esfuerzo normal:	[kPa]	196.13
Esfuerzo de corte pico:	[kPa]	-
Esfuerzo de corte crítico:	[kPa]	75.35



# LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGONES

## VELOCIDAD DE CORTE

### CAJA CUADRADA

#### A. DATOS GENERALES

**Proyecto:** Determinación de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción mediante el equipo automático de corte directo en suelos del barrio Las Palmas

**Fecha:** 25/04/19 **Operador:** John Nelo M.

**Ubicación:** Barrio Las Palmas **Procesador:** John Nelo M.

#### B. DATOS DE LA MUESTRA

**Identificación de la muestra:** M - 02 **Obtención:** John Nelo M.

**Descripción de la muestra:** Arcilla grasa con arena (CH) **Profundidad:** 1.80 m

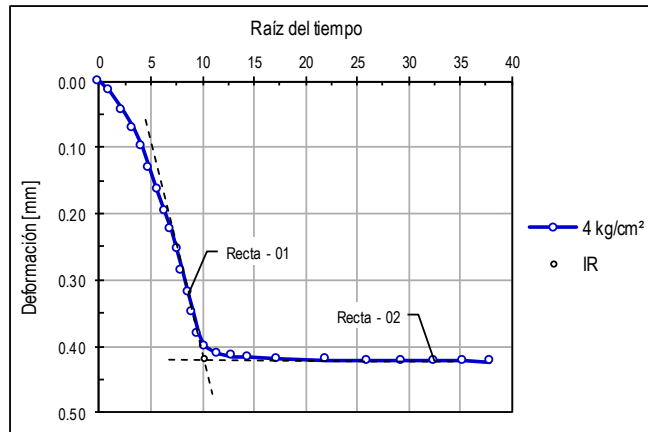
**Identificación del ensayo:** CS - 04 - P03 **Método de extracción:** Inalterada

#### C. DATOS TECNICOS

Propiedades de la muestra					
Longitud:	[mm]	59.86	Contenido de humedad:	[%]	21.44
Ancho:	[mm]	59.86	Gravedad específica del suelo:	[*]	2.74
Altura:	[mm]	23.04	Gravedad adoptada para Bolivia:	[m/s <sup>2</sup> ]	9.78
Área:	[cm <sup>2</sup> ]	35.83	Peso específico húmedo:	[kN/m <sup>3</sup> ]	20.08
Volumen:	[cm <sup>3</sup> ]	82.55	Peso específico seco:	[kN/m <sup>3</sup> ]	16.53
Masa de la muestra:	[gr]	169.50	Humedad final:	[%]	25.04

Sistema automático de equipo empleado - S0125/SM/5					
Periodo de ensayo:	[min]	1440.00	Carga normal:	[kgf]	143.32
Periodo de registro:	[min]	1.00	Esfuerzo normal:	[kPa]	392.27

Tiempo		Deformación vertical [mm]
t [min]	$\sqrt{t}$	
0	0.00	0.0000
1	1.00	0.0144
5	2.24	0.0430
11	3.32	0.0712
17	4.12	0.0989
24	4.90	0.1324
32	5.66	0.1645
40	6.32	0.1959
48	6.93	0.2253
57	7.55	0.2554
65	8.06	0.2867
74	8.60	0.3182
82	9.06	0.3494
92	9.59	0.3816
104	10.20	0.4000
131	11.45	0.4115
167	12.92	0.4155
207	14.39	0.4163
299	17.29	0.4192
486	22.05	0.4217
675	25.98	0.4224
865	29.41	0.4219
1056	32.50	0.4227
1248	35.33	0.4230
1440	37.95	0.4241



Recta - 01						
$\sqrt{t}$	[*]	4.50	8.60	9.06	9.59	11.00
Def. vertical	[mm]	0.0566	0.3182	0.3494	0.3816	0.4724
Par. recta	m:	0.0640		b:	-0.2312	

Recta - 02						
$\sqrt{t}$	[*]	6.80	25.98	29.41	32.50	35.00
Def. vertical	[mm]	0.4214	0.4224	0.4219	0.4227	0.4226
Par. recta	m:	0.0000		b:	0.4211	

Intersección	
x:	10.21
y:	0.42

#### D. RESULTADOS DEL ENSAYO

Desplazamiento horizontal [df]:	[mm]	12.00
Consolidación al 100% [t100]:	[min]	104.15
Tiempo total estimado de falla [tf]:	[min]	1323
Velocidad de corte [dr]:	[mm/min]	0.0091

# LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGONES

## CORTE DIRECTO CD

ASTM D3080-98

### A. DATOS GENERALES

**Proyecto:** Determinación de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción mediante el equipo automático de corte directo en suelos del barrio Las Palmas

**Fecha:** 27/04/19 **Operador:** John Nelo M.

**Ubicación:** Barrio Las Palmas **Procesador:** John Nelo M.

### B. DATOS DE LA MUESTRA

**Identificación de la muestra:** M - 02 **Obtención:** John Nelo M.

**Descripción de la muestra:** Arcilla grasa con arena (CH) **Profundidad:** 1.80 m

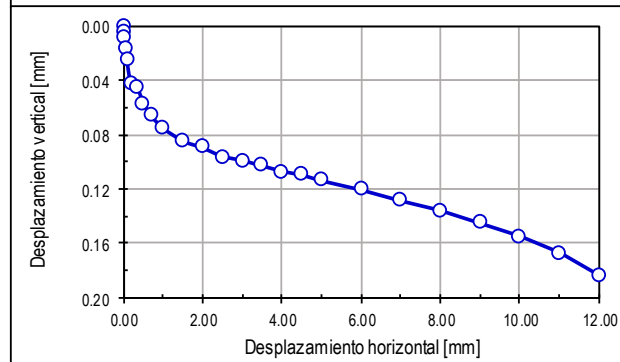
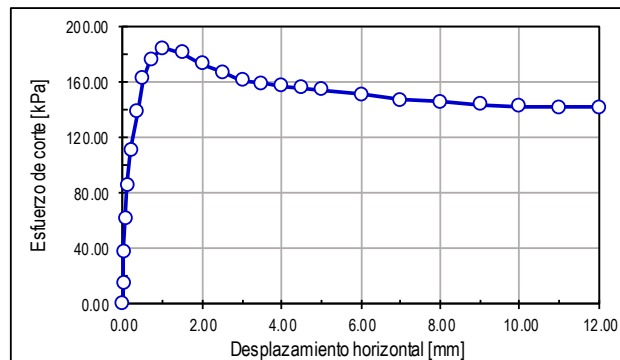
**Identificación del ensayo:** CD - 04 - P03 **Método de extracción:** Inalterada

### C. DATOS TECNICOS

Propiedades de la muestra					
Longitud:	[mm]	59.86	Gravedad adoptada para Bolivia:	[m/s <sup>2</sup> ]	9.78
Altura:	[mm]	23.04	Peso específico húmedo:	[kN/m <sup>3</sup> ]	20.08
Área:	[cm <sup>2</sup> ]	35.83	Peso específico seco:	[kN/m <sup>3</sup> ]	16.53
Volumen:	[cm <sup>3</sup> ]	82.55	Contenido de humedad:	[%]	21.44
Masa de la muestra:	[gr]	169.50	Humedad final:	[%]	25.04

Sistema automático de equipo empleado - S0125/SM/5					
Periodo de ensayo:	[min]	1323.00	Velocidad de corte:	[mm/min]	0.0091
Periodo de registro:	[min]	1.00	Carga normal:	[kgf]	143.32
Desplazamiento horizontal:	[mm]	12.00	Esfuerzo normal:	[kPa]	392.27

Desplazamiento		Esfuerzo cortante [kPa]
Horizontal [mm]	Vertical [mm]	
0.0000	0.0000	0.00
0.0050	0.0050	14.45
0.0250	0.0090	37.05
0.0500	0.0163	60.81
0.1000	0.0253	85.30
0.2000	0.0428	110.54
0.3500	0.0460	138.11
0.5000	0.0570	162.04
0.7000	0.0661	176.14
1.0000	0.0753	183.77
1.5000	0.0849	180.82
2.0000	0.0892	172.83
2.5000	0.0965	166.67
3.0000	0.0993	160.79
3.5000	0.1026	158.39
4.0000	0.1076	156.88
4.5000	0.1092	155.54
5.0000	0.1137	153.69
6.0000	0.1203	150.30
7.0000	0.1284	146.94
8.0000	0.1361	145.18
9.0000	0.1451	143.36
10.0000	0.1552	142.26
11.0000	0.1672	141.55
12.0000	0.1835	141.38



### D. RESULTADOS DEL ENSAYO

Esfuerzo normal:	[kPa]	392.27
Esfuerzo de corte pico:	[kPa]	-
Esfuerzo de corte crítico:	[kPa]	142.26



# LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGONES

## CORTE DIRECTO CD

ASTM D3080-98

### A. DATOS GENERALES

**Proyecto:** Determinación de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción mediante el equipo automático de corte directo en suelos del barrio Las Palmas

**Fecha:** 29/04/19 **Operador:** John Nelo M.

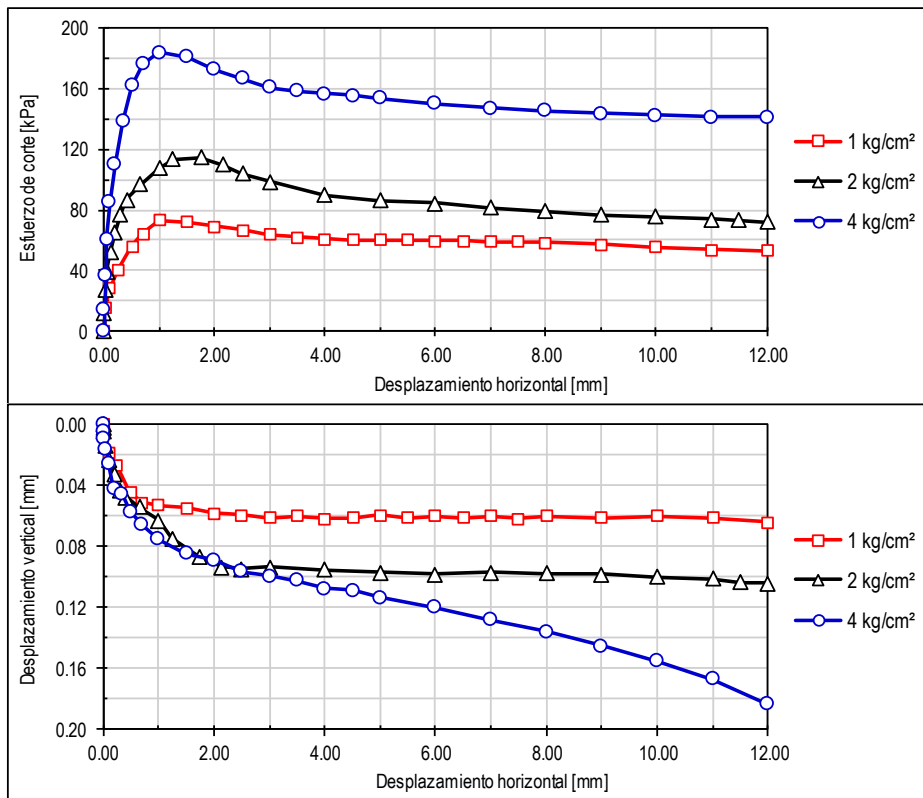
**Ubicación:** Barrio Las Palmas **Procesador:** John Nelo M.

### B. DATOS DE LA MUESTRA

**Identificación de la muestra:** M - 02 **Obtención:** John Nelo M.

**Descripción de la muestra:** Arcilla grasa con arena (CH) **Profundidad:** 1.80 m

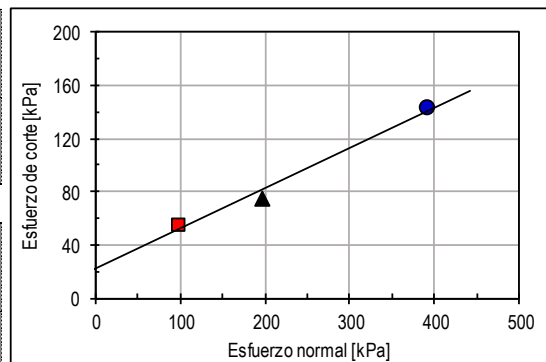
### C. DATOS TECNICOS



### D. RESULTADOS DEL ENSAYO

Esfuerzo normal [kPa]	Esfuerzo de corte	
	Pico [kPa]	Crítico [kPa]
98.07	-	55.37
196.13	-	75.35
392.27	-	142.26

Parámetros de resistencia	Condición	
	Pico	Crítica
Cohesión [kPa]:	-	21.91
Ángulo de fricción [°]:	-	16.80



UNIVERSIDAD AMAZÓNICA DE PANDO - ÁREA DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA - CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

