



**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**RELACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA DRENADA, OBTENIDA  
DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO, Y RESISTENCIA NO  
DRENADA, OBTENIDA DEL ENSAYO DE COMPRESIÓN  
TRIAxIAL DE UN SUELO COHESIVO.**

**TESIS**

**PRESENTADA POR:**

**Bach. CONDORI RODRÍGUEZ JERBERT DANTE**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**PUNO – PERÚ**

**2022**



## DEDICATORIA

*A Dios, por siempre darme fortaleza para continuar.*

*A mi madre Hermelinda, el mejor regalo que me pudo dar  
Dios, por su inmenso amor, su apoyo incondicional y  
comprensión.*

*A mi abuelo Alejandro, por todas las enseñanzas que me dio  
y me sigue dando a lo largo de mi vida*

*A mi hermano Rony, por ser un buen ejemplo a seguir y  
motivarme.*

*A todos ellos ... muchas gracias.*

***Jerbert Dante Condori Rodríguez***



## AGRADECIMIENTOS

*A Dios, que con su divina misericordia y bondad me dio la fuerza, salud y perseverancia para poder hacer realidad el presente trabajo.*

*A mi institución, Universidad Nacional del Altiplano, y a la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, por darme la oportunidad de ser parte de estas y poder avanzar un poco más en el campo del conocimiento.*

*A mis jurados, Ing. José Luis Cutipa Arapa, Ing. Gleny Zoila De La Riva Tapia e Ing. Samuel Laura Huanca, quienes con su experiencia y conocimiento lograron una mejor versión del trabajo presentado y por su apoyo brindado para la realización del trabajo.*

*A mi director de tesis, Ing. Mariano Roberto García Loayza, por su guía, respaldo y apoyo desinteresado para la elaboración del presente trabajo.*

*A mi asesor de tesis, Ing. Samuel Laura Huanca, por sus consejos, recomendaciones y tiempo dedicado a la revisión de la tesis.*

*A mis compañeros de laboratorio, Deywid Marrón, Denis Sucasaca y Hilmar Quispe, amigos que siempre estuvieron conmigo brindándome su apoyo y colaboración desinteresada.*

*A los amigos y familiares que con su ayuda hicieron posible la culminación de esta investigación.*

***Jerbert Dante Condori Rodríguez***



## ÍNDICE GENERAL

**DEDICATORIA**

**AGRADECIMIENTOS**

**ÍNDICE GENERAL**

**ÍNDICE DE FIGURAS**

**ÍNDICE DE TABLAS**

**ÍNDICE DE ACRÓNIMOS**

**RESUMEN ..... 14**

**ABSTRACT..... 15**

### **CAPÍTULO I**

#### **INTRODUCCIÓN**

**1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA ..... 17**

**1.2. ENUNCIADO DEL PROBLEMA ..... 20**

1.2.1. Problema general ..... 20

1.2.2. Problemas específicos..... 21

**1.3. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA ..... 21**

1.3.1. Justificación teórica ..... 22

1.3.2. Justificación práctica ..... 23

1.3.3. Justificación social..... 24

1.3.4. Justificación económica..... 25

**1.4. OBJETIVOS ..... 25**

1.4.1. Objetivo general ..... 25

1.4.2. Objetivos específicos ..... 26

**1.5. HIPÓTESIS ..... 26**

1.5.1. Hipótesis general ..... 26

1.5.2. Hipótesis específicas..... 27



## CAPÍTULO II

### REVISIÓN DE LITERATURA

<b>2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN .....</b>	<b>28</b>
<b>2.2. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE .....</b>	<b>30</b>
2.2.1. Resistencia drenada. ....	34
2.2.2. Resistencia no drenada .....	49
<b>2.3. RELACIÓN ENTRE RESISTENCIA DRENADA Y NO DRENADA... ..</b>	<b>57</b>
2.3.1. Condiciones drenadas y no-drenadas .....	59
2.3.2. Criterios de resistencia pico, estado crítico y resistencias residuales.....	66
<b>2.4. PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE .....</b>	<b>67</b>
2.4.1. Conceptos de fricción .....	69
2.4.2. Conceptos de cohesión .....	70
<b>2.5. SUELOS COHESIVOS .....</b>	<b>71</b>

## CAPÍTULO III

### MATERIALES Y MÉTODOS

<b>3.1. POBLACIÓN Y MUESTRA .....</b>	<b>73</b>
<b>3.2. UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO .....</b>	<b>74</b>
3.2.1. Suelo cohesivo de las orillas del lago titicaca .....	75
<b>3.3. PROCEDIMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN.....</b>	<b>76</b>
3.3.1. Extracción de la muestra.....	77
3.3.2. Granulometría.....	80
3.3.3. Límites de consistencia.....	81
3.3.4. Corte directo cd .....	85
3.3.5. Compresión triaxial uu .....	91

## CAPÍTULO IV

### RESULTADOS Y DISCUSIÓN

<b>4.1. PARÁMETROS DE RESISTENCIA DRENADA.....</b>	<b>100</b>
4.1.1. Primer ensayo “cd – 1”.....	100



4.1.2. Segundo ensayo “cd – 2”:	103
4.1.3. Tercer ensayo “cd – 3”	105
<b>4.2. PARÁMETROS DE RESISTENCIA NO DRENADA</b>	<b>109</b>
4.2.1. Primero ensayo “t – 1”:	109
4.2.2. Segundo ensayo “t – 2”:	112
4.2.3. Tercer ensayo “t – 3”:	115
<b>4.3. ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESISTENCIA DRENADA Y RESISTENCIA NO DRENADA</b>	<b>119</b>
<b>4.4. CAPACIDAD PORTANTE POR RESISTENCIA</b>	<b>126</b>
4.4.1. Corte directo cd:	126
4.4.2. Compresión triaxial uu:	129
<b>4.5. PRUEBA ESTADÍSTICA</b>	<b>134</b>
4.5.1. Correlación de spearman	135
4.5.2. Prueba de hipótesis – correlación de spearman	137
<b>V. CONCLUSIONES</b>	<b>142</b>
<b>VI. RECOMENDACIONES</b>	<b>143</b>
<b>VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>144</b>
<b>ANEXOS</b>	<b>149</b>

**Tema:** Relación entre resistencia drenada y resistencia no drenada

**Área:** Geotecnia

**Línea de investigación:** Geotecnia

**FECHA DE SUSTENTACIÓN:** 11 de febrero 2022



## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1</b>	Modos de falla para cimientos, muros de contención y pendientes del suelo .....	32
<b>Figura 2</b>	Resultados típicos de pruebas triaxiales consolidadas sin drenaje y drenadas.....	34
<b>Figura 3</b>	Probetas en aparatos de corte simple .....	37
<b>Figura 4</b>	Concepto de prueba de corte .....	44
<b>Figura 5</b>	Prueba de corte directo (o caja de corte).....	45
<b>Figura 6</b>	Resultados típicos de la prueba de corte directo en (a, b) arena suelta y (c, d) arena densa.....	46
<b>Figura 7</b>	Determinación del criterio de falla de Mohr-coulomb para arena (prueba de corte directo).....	47
<b>Figura 8</b>	Determinación del criterio de falla de Mohr-coulomb para arcilla (prueba de corte directo).....	49
<b>Figura 9</b>	Círculos de Mohr para tensiones totales .....	57
<b>Figura 10</b>	Cambio volumétrico de una muestra.....	58
<b>Figura 11</b>	Diferencia de suelos finos y gruesos por velocidad de carga y permeabilidad .....	59
<b>Figura 12</b>	Esquema de la resistencia al esfuerzo cortante drenado. ....	60
<b>Figura 13</b>	Esfuerzo y presión de poros - resistencia drenada .....	61
<b>Figura 14</b>	Esquema de la resistencia al esfuerzo cortante no drenado. ....	63
<b>Figura 15</b>	Esfuerzo y presión de poros - resistencia no drenada .....	64
<b>Figura 16</b>	Comparación de ensayo de compresión triaxial UU y corte directo CD	65
<b>Figura 17</b>	Envolventes de falla de las resistencias pico y residual .....	67
<b>Figura 18</b>	Grano de mineral .....	70
<b>Figura 19</b>	Organigrama para elaboración de especímenes .....	74
<b>Figura 20</b>	Ubicación de la zona de estudio.....	75
<b>Figura 21</b>	Extracción de muestra inalterada de la pared de una calicata .....	79
<b>Figura 22</b>	Tallado de espécimen para el ensayo de corte directo .....	87
<b>Figura 23</b>	Enrasado de espécimen para ensayo de corte directo .....	88
<b>Figura 24</b>	Dispositivo de corte ensamblado .....	89
<b>Figura 25</b>	Equipo para ensayo de corte directo consolidado drenado .....	90



<b>Figura 26</b>	Muestra utilizada para especímenes de ensayo de compresión triaxial ..	93
<b>Figura 27</b>	Tallado de espécimen para ensayo de compresión triaxial .....	93
<b>Figura 28</b>	Cámara triaxial .....	95
<b>Figura 29</b>	Diagrama del proceso de percolación de la muestra .....	96
<b>Figura 30</b>	Proceso de saturación mediante percolación del espécimen.....	97
<b>Figura 31</b>	Equipo para el ensayo de compresión triaxial.....	98
<b>Figura 32</b>	Curva esfuerzo de corte vs deformación tangencial, del ensayo "CD - 1" .....	101
<b>Figura 33</b>	Curva deformación volumétrica vs deformación tangencial, del ensayo "CD - 1".....	102
<b>Figura 34</b>	Esfuerzo de corte vs esfuerzo normal, del ensayo "CD - 1" .....	103
<b>Figura 35</b>	Curva esfuerzo de corte vs deformación tangencial, del ensayo "CD - 2" .....	104
<b>Figura 36</b>	Curva deformación volumétrica vs deformación tangencial, del ensayo "CD - 2".....	104
<b>Figura 37</b>	Esfuerzo de corte vs esfuerzo normal, del ensayo "CD - 2" .....	105
<b>Figura 38</b>	Curva esfuerzo de corte vs deformación tangencial, del ensayo "CD - 3" .....	106
<b>Figura 39</b>	Curva deformación volumétrica vs deformación tangencial, del ensayo "CD - 3".....	107
<b>Figura 40</b>	Esfuerzo de corte vs esfuerzo normal, del ensayo "CD - 3" .....	108
<b>Figura 41</b>	Esfuerzo desviador vs deformación tangencial, del ensayo "T - 1".....	110
<b>Figura 42</b>	Especímenes sometidos a corte del ensayo "T - 1" .....	111
<b>Figura 43</b>	Criterio de Mohr-coulomb del ensayo "T - 1". .....	112
<b>Figura 44</b>	Esfuerzo desviador vs deformación tangencial, del ensayo "T - 2".....	113
<b>Figura 45</b>	Especímenes sometidos a corte del ensayo "T - 2" .....	114
<b>Figura 46</b>	Criterio de Mohr-coulomb del ensayo "T - 2" .....	115
<b>Figura 47</b>	Esfuerzo desviador vs deformación tangencial, del ensayo "T - 3".....	116
<b>Figura 48</b>	Especímenes sometidos a corte del ensayo "T - 3" .....	117
<b>Figura 49</b>	Criterio de Mohr-coulomb del ensayo "T - 3". .....	118
<b>Figura 50</b>	Comparación de parámetros de resistencia entre $ECD_{CD}$ Y $ECT_{UU}$ ....	122
<b>Figura 51</b>	Línea de tendencia de la Cohesión.....	124
<b>Figura 52</b>	Línea de tendencia del ángulo de fricción.....	125





<b>Figura 53</b>	Comparación de la capacidad portante ultima y admisible.....	133
<b>Figura 54</b>	Proceso de selección de una prueba estadística.....	135
<b>Figura 55</b>	Grafica para cohesión.....	139
<b>Figura 56</b>	Grafica para ángulo de fricción.....	141



## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1</b>	Descripción de la trinchera.....	76
<b>Tabla 2</b>	Perfil estratigráfico de la trinchera .....	85
<b>Tabla 3</b>	Resumen de parámetros de resistencia – $ECD_{CD}$ .....	108
<b>Tabla 4</b>	Resumen de parámetros de resistencia – $ECT_{UU}$ .....	119
<b>Tabla 5</b>	Comparación de parámetros de resistencia drenada y no drenada.....	120
<b>Tabla 6</b>	Calculo para la relación de la cohesión.....	123
<b>Tabla 7</b>	Calculo para la relación del ángulo de fricción.....	125
<b>Tabla 8</b>	Parámetros para la determinación de la capacidad portante utilizando datos del $ECD_{CD}$ .....	126
<b>Tabla 9</b>	Cálculo de factores de capacidad de carga, de forma, de profundidad y de inclinación. ....	127
<b>Tabla 10</b>	Cálculo de la capacidad portante ultima y admisible para el $ECD_{CD}$ ...	129
<b>Tabla 11</b>	Parámetros para la determinación de la capacidad portante utilizando datos del $ECT_{UU}$ .....	130
<b>Tabla 12</b>	Cálculo de factores de capacidad de carga, de forma, de profundidad y de inclinación. ....	131
<b>Tabla 13</b>	Cálculo de la capacidad portante ultima y admisible para el $ECT_{UU}$ ..	132
<b>Tabla 14</b>	Comparación de la capacidad portante ultima y admisible.....	133
<b>Tabla 15</b>	Interpretación del coeficiente de correlación .....	136
<b>Tabla 16</b>	Datos para correlación de Spearman para cohesión.....	138
<b>Tabla 17</b>	Datos para correlación de Spearman para ángulo de fricción.....	140



## ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

AASHTO	Asociación Estadounidense de funcionarios Estatales de Carreteras y Transporte (American Association of State Highway and Transportation Officials)
B	Ancho de la cimentación
c	Cohesión o cohesión aparente
c'	Cohesión efectiva, parámetro obtenido mediante el ensayo de corte directo consolidado drenado
c <sub>u</sub>	Cohesión no drenada, parámetro obtenido mediante el ensayo de compresión triaxial no consolidado no drenado.
D <sub>f</sub>	Profundidad de desplante
ECD <sub>CD</sub>	Ensayo de corte directo consolidado drenado
ECT <sub>UU</sub>	Ensayo de compresión triaxial no consolidado no drenado
E1, E2, E3, E4	Estrato número 1, estrato número 2, estrato número 3 y estrato número 4 respectivamente
FS	Factor de seguridad
F <sub>CD</sub> , F <sub>qd</sub> , F <sub>γd</sub>	Factores de profundidad
F <sub>ci</sub> , F <sub>qi</sub> , F <sub>γi</sub>	Factores de inclinación
F <sub>CS</sub> , F <sub>qs</sub> , F <sub>γs</sub>	Factores de forma
IP, I <sub>p</sub>	Índice de plasticidad
L	Largo de la cimentación
LL, w <sub>L</sub>	Limite líquido
LP, w <sub>P</sub>	Limite plástico



$N_c, N_q, N_\gamma$	Factores de capacidad de carga
NF	Nivel freático
NP	No plástico
NTP	Norma Técnica Peruana
$q$	Esfuerzo efectivo de sobrecarga a nivel de la base de la cimentación
$q_{adm}$	Capacidad portante admisible
$q_{adm-CD}$	Capacidad portante admisible para los parámetros del ensayo corte directo CD
$q_{adm-CT}$	Capacidad portante admisible para los parámetros del ensayo de compresión triaxial UU
$q_u$	Capacidad portante ultima
$q_{u-CD}$	Capacidad portante ultima para los parámetros del ensayo de corte directo CD
$q_{u-CT}$	Capacidad portante ultima para los parámetros del ensayo de compresión triaxial UU
s	Desviación estándar
SUCS	Sistema unificado de clasificación de suelos
$\Delta_u$	Cambio resultante de presión de poros medido bajo condiciones no drenadas.
$\Delta\sigma_3$	Incremento isotrópico de la presión de cámara
$\mu_i$	Presión de poros inicial
$\sigma'$	Esfuerzos efectivos normales en el plano de corte



$\sigma_1$	Esfuerzo total principal mayor, tensión del desviador en caso de falla más la presión de la cámara.
$\sigma_3$	Esfuerzo total principal menor, presión de la cámara.
$\tau_d$	Resistencia al esfuerzo cortante drenada
$\tau_f$	Resistencia al esfuerzo cortante en el suelo
$\tau_u$	Resistencia al esfuerzo cortante no drenada
$\varphi'$	Ángulo de fricción efectiva, parámetro obtenido mediante el ensayo de corte directo consolidado drenado
$\varphi_u$	Ángulo de fricción no drenada, parámetro obtenido mediante el ensayo de compresión triaxial no consolidado no drenado.
$\Delta\sigma$	Esfuerzo desviador
$\gamma$	Peso específico del suelo
$\mu$	Presión de poros, presión intersticial.
$\sigma$	Esfuerzos totales normales en el plano de corte.
$\varphi$	Ángulo de rozamiento interno, ángulo de fricción interna o ángulo de fricción.
$\beta$	Parámetro de presión de agua de poro de Skempton



## RESUMEN

En este proyecto se considera que la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo cohesivo es un factor muy importante para realizar el diseño de cimentaciones de cualquier construcción, sin embargo en nuestra región el método más utilizado para determinar los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de un suelo cohesivo es el ensayo de corte directo, que proporciona resultados con relativa rapidez y menor costo pero, en la mayoría de casos alejados de la realidad, por lo que sería más adecuado realizar el ensayo triaxial, pero este es muy costoso para el bajo presupuesto con el que cuentan las obras de la región. Por esta razón se pretende realizar una relación entre los parámetros de resistencia drenada del ensayo de corte directo consolidado drenado y los parámetros de resistencia no drenada del ensayo de compresión triaxial no consolidado no drenado. Para lo cual se realizará una trinchera en la bahía del lago Titicaca de Puno para obtener muestra inalterada, seguidamente en el laboratorio se realizarán ensayos de clasificación, ensayos de corte directo CD y triaxial UU. Al finalizar los ensayos se obtuvo una relación de,  $c_u = 22.204 (c') - 150.16$  y  $\varphi_u = 0.2376 (\varphi') - 4.0387$ , por último, se concluye que la relación servirá a obras con bajo presupuesto las cuales podrán realizar el ensayo de corte directo y mediante esta relación podrán obtener resultados aproximados a un ensayo de compresión triaxial, los cuales se ajustan más a las condiciones más desfavorables para un suelo cohesivo.

**Palabras clave :** cohesión, ángulo de fricción, corte directo, triaxial



## ABSTRACT

In this project it is considered that the resistance to shear stress of a cohesive soil is a very important factor for the design of foundations of any construction, however in our region the most used method to determine the parameters of shear resistance of a building cohesive soil is the direct shear test, which provides results with relative speed and lower cost but, in most cases far from reality, so it would be more appropriate to perform the triaxial test, but this is very expensive for the low budget with which they count the works of the region. For this reason, it is intended to make a relationship between the drained resistance parameters of the direct consolidated drained cut and the undrained resistance parameters of the unconsolidated undrained triaxial. For which a trench will be made in the bay of Lake Titicaca from Puno to obtain an unaltered sample, then in the laboratory classification tests, direct shear CD and triaxial UU tests will be carried out. At the end of the tests, a ratio of,  $c_u = 22.204 (c') - 150.16$  and  $\varphi_u = 0.2376 (\varphi') - 4.0387$ . Finally, it is concluded that the relationship it will serve works with a low budget which will be able to carry out the direct shear test and through this relationship they will be able to obtain approximate results to a triaxial compression test, which are more adjusted to the most unfavorable conditions for a cohesive soil.

**Keywords:** cohesion, friction angle, direct shear, triaxial



# CAPÍTULO I

## INTRODUCCIÓN

En la actualidad a nivel nacional existe una necesidad de expansión de la población para el desarrollo de la sociedad, es por tal motivo que la ciudad de Puno no es ajena a este menester, lo que está ocasionando una necesidad aun mayor de ocupar más espacios para diferentes edificaciones, por lo cual es incuestionable evaluar posibles suelos para el crecimiento de la población; y considerando la disminución en el nivel de agua del lago Titicaca es que se considera una solución factible como zona de expansión la bahía de la ciudad de Puno. No obstante, resulta imprescindible evaluar las propiedades geotécnicas del suelo de esta posible zona de expansión y analizar el comportamiento de estos suelos frente a cargas producidas por nuevas edificaciones las cuales serán primordialmente viviendas unifamiliares o multifamiliares. En consecuencia, para analizar el comportamiento del suelo se deberá cumplir con dos requisitos: asegurar la estabilidad de la edificación y conseguir que las deformaciones sean aceptables, por tal motivo es ineludible determinar los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante para poder establecer la capacidad máxima admisible del suelo. Por consiguiente, lo que se pretende sustentar en esta tesis, es que, debido a la importancia del desarrollo de la población e indudable necesidad de expansión hacia nuevas zonas de construcción, resulta imprescindible determinar los parámetros de  $\tau_d$  y  $\tau_u$ , los cuales se obtendrán mediante los  $ECD_{CD}$  y  $ECT_{UU}$  respectivamente (Laura, 2016) (Pérez, 2005).

Para toda edificación es absolutamente imposible independizar el comportamiento de la estructura y el del suelo debido a que la estructura siempre se apoya sobre un suelo, la cual está encargada de transmitir esfuerzos al suelo de fundación los cuales





producen deformaciones de maneras distintas como son: deformación elástica de las partículas del suelo, cambio de volumen en el suelo como consecuencia de la evacuación del líquido existente en los espacios vacíos y deslizamiento de las partículas del suelo. Sin embargo, se puede conseguir que estas deformaciones sean aceptables, para lo cual es indispensable el conocimiento de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo de fundación. La resistencia al esfuerzo cortante se determina a través de dos parámetros: la cohesión aparente y el ángulo de fricción interna del suelo, los cuales se obtienen mediante diferentes ensayos de laboratorio; por otro lado, se deberá tener en consideración que, si el suelo de fundación se puede consolidar y si puede drenar, y si esto ocurre en un corto o largo plazo. En consecuencia, es inevitable realizar ensayos de laboratorio para determinar la  $\tau_d$ , el cual ocurrirá en un largo plazo debido al tipo de suelo estudiado en esta tesis, así pues para esta tesis se realizara el  $ECD_{CD}$ ; de la misma manera para determinar la  $\tau_u$ , el cual sucederá en un corto plazo, se medirá mediante el  $ECT_{UU}$  (Velasquez, 2007) (Aburto & Rodriguez, 2011) (Nieto, Camacho, & Ruiz, 2009) (Rivera, 2018).

## 1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

A lo largo de la historia el ser humano en busca de desarrollo, tuvo la necesidad de expandirse y conquistar nuevos terrenos, esto conllevó a la construcción de nuevas edificaciones en terrenos inexplorados o impensados en el pasado. Así es el caso de la ciudad de Puno que tiene la necesidad de desarrollarse y expandirse, y se tiene como posible zona de expansión la bahía del lago. Sin embargo, esta zona era impensada debido al nivel del agua y el temor de la población a que este nivel aumente en consecuencia de las excesivas lluvias, no obstante, con el pasar de los años el nivel del agua ha ido decreciendo por motivos



como el calentamiento global. Por ello resulta inevitable pensar en esta zona como zona de expansión para viviendas unifamiliares o multifamiliares primordialmente, las cuales producirán un esfuerzo en suelo de fundación, por tal motivo es imprescindible el estudio de los suelos y la verificación de los datos obtenidos, en específico de la resistencia al esfuerzo cortante debido a que existen varios métodos para obtener estos parámetros entre los cuales los más populares y utilizados son el ensayo de corte directo y compresión triaxial (Laura, 2016) (Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2015) (Juárez & Rico, 2003) (Ravines, 2017) (Jimenez, 2010) (Atkinson, 2007) (Craig, 2004) (Verruijt, 2001).

En la ciudad de Puno existen diferentes edificaciones como viviendas unifamiliares y multifamiliares en la bahía del lago Titicaca, las cuales se limitan a solicitar el  $ECD_{CD}$  para poder realizar el diseño de sus cimentaciones, esto en consecuencia a lo económico que resulta dicho ensayo comparado con el  $ECT_{UU}$ , por otro lado, lo económico no es la única diferencia entre estos dos ensayos, sino también la precisión de sus resultados dado que el  $ECT_{UU}$  simula mucho mejor las condiciones de campo que el  $ECD_{CD}$ . Al mismo tiempo, la diferencia que abarca esta investigación consiste entre los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante drenado (a largo plazo -  $ECD_{CD}$ ) y resistencia al esfuerzo cortante no drenado (a corto plazo -  $ECT_{UU}$ ) aplicado para suelos cohesivos (Fernández, 2015) (Salas, 2011) (Suárez, Deslizamientos - Análisis Geotécnico, 2008).

El  $ECD_{CD}$  (ASTM-D3080, 2011), como su nombre indica, la muestra se consolida y en la etapa de corte se permite el drenaje, haciendo una comparación con la realidad, y poniendo el caso de una cimentación sobre un suelo cohesivo como el de la bahía del lago, el cual no es muy permeable, es decir el drenaje



ocurre pasado bastante tiempo y la consolidación de la misma forma, en consecuencia, este ensayo nos brindara parámetros de resistencia al esfuerzo cortante para un largo plazo (Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2015) (Suárez, Deslizamientos - Análisis Geotécnico, 2008) (Crespo, 2005).

En lo que concierne al  $ECT_{UU}$  (ASTM-D2850, 2015), este simularía las condiciones reales del suelo al momento de ejecutar la cimentación en una construcción, esto a causa de que al momento de ejecutar la cimentación, primordialmente zapatas aisladas, el suelo de fundación no se consolidará al instante y muchos menos drenara, esto por el tipo de suelo, recordando que estamos considerando un suelo cohesivo típico de la bahía del lago Titicaca (Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2015) (Suárez, Deslizamientos - Análisis Geotécnico, 2008) (Atkinson, 2007).

Factores como la mejor simulación de condiciones de campo, la consolidación y drenaje pueden ser elementos determinantes para la obtención de los parámetros de  $\tau_d$  y  $\tau_u$ . En una situación donde se colocará una cimentación (zapata aislada) sobre un suelo cohesivo, este suelo al momento de la colocación no drenará ni se consolidará de inmediato, para lo cual en este preciso momento se deberá tener en cuenta una resistencia al esfuerzo cortante a “corto plazo”, de ahí que esta situación se puede simular mejor con el  $ECT_{UU}$ . Contrariamente, pasado un largo tiempo, el suelo cohesivo comenzará a drenar y se consolidará, de tal forma que para esta situación se deberá considerar una resistencia al esfuerzo cortante a “largo plazo”, en consecuencia, el ensayo que simulará mejor esta etapa será el  $ECD_{CD}$ . Es por tal motivo que se pretende analizar estos dos valores para contemplar como difieren uno del otro y posteriormente realizar una



relación entre estos dos valores, de forma tal que las construcciones que no tengan el presupuesto para un  $ECT_{UU}$ ; y solo se permitan realizar el  $ECD_{CD}$ ; puedan obtener datos aproximados de la resistencia al esfuerzo cortante a corto plazo mediante la relación que se plantea obtener en esta investigación, los cuales serán más aproximados a la realidad al momento de ejecutar una cimentación (Rincon & Suárez, 2012) (Villamizar & Díaz, 2010) (Peña & Perez, 2012) (Cometa & Mendez, 2016) (Suárez, Deslizamientos - Análisis Geotécnico, 2008) (NG & Menzies, 2007).

## **1.2. ENUNCIADO DEL PROBLEMA**

Para la presente investigación teniendo conocimiento del planteamiento del problema presentado anteriormente, se ha formulado interrogantes que se deben responder mediante esta investigación, por consiguiente, se plantea los siguientes problemas, general y específicos, para esta investigación.

### **1.2.1. PROBLEMA GENERAL**

El problema general generado en la investigación es obtener una relación entre la resistencia drenada y la resistencia no drenada a partir de ensayos de laboratorio, de ahí que, se formula el siguiente problema general:

¿Cuál es la relación entre la resistencia drenada del ensayo corte directo CD con la resistencia no drenada del triaxial UU de un suelo cohesivo de la bahía interior de la ciudad de Puno?



### 1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

Además del problema general, se han generado diferentes interrogantes en la presente investigación, de las cuales se ha considerado adecuadas para responder en esta investigación aquellas que nos ayudara a entender mejor el planteamiento del problema, de ahí que, se considera las siguientes preguntas:

- ¿Cuáles son las propiedades básicas de un suelo cohesivo de la bahía interior de la ciudad de Puno?
- ¿Cuáles son los parámetros de resistencia drenada mediante el ensayo de corte directo CD de un suelo cohesivo de la bahía interior de la ciudad de Puno?
- ¿Cuáles son los parámetros de resistencia no drenada mediante el ensayo de triaxial UU de un suelo cohesivo de la bahía interior de la ciudad de Puno?

### 1.3. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

Esta sección se referirá a la justificación de la presente tesis. La primera realizara una justificación teórica la cual abarcara el propósito de la presente investigación; en el segundo apartado mostrara la justificación practica la cual considera el hecho de porque se realiza una relación entre el  $ECD_{CD}$  y  $ECT_{UU}$ ; como tercer punto se tendrá la justificación social donde se explicara como la presente tesis contribuirá a la sociedad, y por último se tiene la justificación económica donde se manifiesta los motivos económicos por los que se quiere determinar una relación en esta tesis.



### 1.3.1. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA

La cimentación para una estructura es muy importante porque debe transmitir las cargas de la superestructura al terreno, también cumple funciones como las de apoyar a la construcción, distribuir las cargas considerando un factor de seguridad y mantener la posición vertical de la estructura, por tal motivo, es prácticamente imposible independizar el suelo de la estructura, para lo cual es inevitable realizar el cálculo de la capacidad portante del suelo, por lo que se hace indispensable determinar los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del suelo. (Laura, 2016) (Magdaleno, 2000) (Velasquez, 2007)

En la actualidad en la ciudad de Puno, las construcciones determinar los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del suelo a través del  $ECD_{CD}$ , el cual nos brinda resultados aceptables, pero no tan cercanos a los reales, esto debido a diferentes factores entre los cuales se puede mencionar: que el  $ECD_{CD}$  puede o no modelar las condiciones reales de campo, el plano de falla esta predeterminado por lo que la falla puede no ocurrir en el plano más débil, el control sobre la consolidación y el drenaje del espécimen es poco o nulo y desplazamiento del marco superior respecto al inferior provoca la variación del área de corte. (ASTM-D3080, 2011) (Alva, 2010) (Suárez, Deslizamientos Y Estabilidad De Taludes En Zonas Tropicales, 1998) (Leoni, 2001). Por lo que se desea hacer una comparación con los datos obtenidos mediante el  $ECT_{UU}$ , el cual nos permite simular mejor las condiciones a las que está sometida el suelo en campo, debido a factores como: el control completo sobre las condiciones de drenaje y consolidación, no se fija predeterminadamente el plano de falla, sino que esta ocurre de forma natural y en la orientación más desfavorable, proporciona condiciones más uniformes de



esfuerzo a lo largo del plano de falla y puede reproducir un estado de tensiones parecido al suelo de campo. (Suárez, 2008) (NG & Menzies, 2007) (Leoni, 2001) (Fernández, 2015) (Hernández J. , 2008). Por estos factores, los datos obtenidos del ensayo de compresión triaxial son más confiables y mejor simulación de campo que los datos del ensayo de corte directo. (Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2015)

### 1.3.2. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA

El motivo de la realización de los  $ECD_{CD}$  y  $ECT_{UU}$ . Es debido a que la norma e.050 del rne en el numeral 14.5 recomienda como ensayos de laboratorio el ensayo “método de ensayo normalizado de compresión triaxial no consolidado no drenado para suelos cohesivos” como una alternativa para el análisis de suelos cohesivos, sin embargo el ensayo “método de ensayo normalizado para el ensayo de corte directo en suelos bajo condiciones consolidadas drenadas” se empleara únicamente para determinar las propiedades mecánicas de los rellenos de ingeniería o rellenos controlados (E.050, 2018).

Complementando la idea anterior, el motivo de la elección del  $ECT_{UU}$  es debido a que el ensayo es muy versátil y permite modelar casos donde una carga es colocada de manera rápida sobre un manto de suelo fino o suelo cohesivo, de baja permeabilidad, para la cual no haya disipación de las presiones de poros ocasionado por que la velocidad de carga es relativamente rápida comparada con la velocidad que puede ocurrir el drenaje, por ende, este ensayo se presta al estudio de la estabilidad al final de una construcción. El ensayo no consolidado no drenado es usualmente realizado en suelos finos o cohesivos (limos, arcillas) de baja permeabilidad, debido a que la resistencia a corto plazo se tratara en términos de



esfuerzos totales. (Suárez, 1998) (Aburto & Rodriguez, 2011) (Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2015) (Alva, 2010) (Salas, 2011) (Suárez, 2008)

### 1.3.3. JUSTIFICACIÓN SOCIAL

En la ciudad de Puno, debido a la expansión de la población, se requiere nuevos lugares donde proyectar una edificación, por lo cual la población vio por conveniente expandirse hacia las orillas del lago. Esta investigación pretende que estas edificaciones en las orillas del lago tengan resultados de parámetros de resistencia cercanos a la realidad. Para la presente investigación se verificó mediante ensayos de laboratorio, que el tipo de suelo encontrado en las orillas del lago, es un suelo cohesivo, el motivo del tipo de suelo se debe a la expansión de la población hacia la bahía interior del lago. También se considera que es preferible realizar muchos ensayos de un mismo tipo de suelo para tener más resultados al momento de realizar la comparación de tal forma que la relación obtenida sea más exacta, al poder comparar los resultados de un mismo tipo de suelo; lo que no ocurre si se realizan ensayos a diferentes tipos de suelos. El número de ensayos es una limitante para la presente investigación debido al costo de dichos ensayos (Laura, 2016).

La presente investigación pretende obtener una relación entre los parámetros de resistencia de  $ECD_{CD}$  y  $ECT_{UU}$ , para que las personas que pretendan ejecutar una edificación y su presupuesto les permitan realizar el ensayo de corte directo puedan obtener datos aproximados a los resultados de un  $ECT_{UU}$ . Cabe indicar que el  $ECD_{CD}$  puede o no modelar las condiciones de campo, por lo tanto, con datos aproximados a un  $ECT_{UU}$  los cuales son más cercanos a la realidad, en





la obra a realizarse se evitara que las cimentaciones (zapatas) estén sobredimensionadas o subdimensionadas (ASTM-D3080, 2011).

#### **1.3.4. JUSTIFICACIÓN ECONÓMICA**

Para la edificación de viviendas unifamiliares o multifamiliares en la ciudad de Puno, se cuenta con un presupuesto limitado el cual no permite realizar ensayos de mayor presupuesto como es el caso de un  $ECT_{UU}$ . De esta manera esta investigación pretende realizar una comparación para determinar los parámetros de resistencia, entre un ensayo de bajo costo ( $ECD_{CD}$ ) y un ensayo de costo elevado ( $ECT_{UU}$ ). De esta forma las edificaciones con bajo presupuesto obtendrán resultados de parámetros de resistencia cercanos a la realidad y se evitara el sobredimensionamiento de las cimentaciones (Fernández, 2015) (Salas, 2011) (Leoni, 2001).

#### **1.4. OBJETIVOS**

Teniendo en conocimiento el planteamiento del problema descrito anteriormente, y planteados los problemas, general y específicos, para esta investigación, resulta imprescindible la formulación de objetivos que nos ayuden a la resolución de los problemas planteados.

##### **1.4.1. OBJETIVO GENERAL**

El objetivo general de la presente investigación es determinar la relación entre la resistencia drenada, obtenida a partir del ensayo de corte directo CD, y la resistencia no drenada, obtenida a partir del ensayo de compresión triaxial UU, realizando ambos ensayos para un suelo cohesivo ubicado en la bahía interior de la ciudad de Puno.



#### **1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

Teniendo un objetivo general definido y descrito anteriormente, este solo se llegará a concretar si se llegan a satisfacer algunas etapas a este, estas etapas previas representan a los objetivos específicos del presente trabajo, la importancia de estos radica, en que son imprescindibles para el cumplimiento del objetivo general, de ahí que se destacaremos los siguientes objetivos específicos:

- Determinar las propiedades básicas de un suelo cohesivo de la bahía interior de la ciudad de Puno.
- Determinar los parámetros de resistencia drenada mediante el ensayo de corte directo CD de un suelo cohesivo de la bahía interior de la ciudad de Puno.
- Determinar los parámetros de resistencia no drenada mediante el ensayo de triaxial UU de un suelo cohesivo de la bahía interior de la ciudad de Puno.

#### **1.5. HIPÓTESIS**

Para la presente investigación, con el conocimiento de los problemas, general y específicos, descritos en apartados anteriores y los objetivos, general y específicos, propuestos, resulta necesario formular la hipótesis correspondiente para esta investigación, en ese sentido se propone una hipótesis general e hipótesis específicas.

##### **1.5.1. HIPÓTESIS GENERAL**

La hipótesis general para esta investigación afirma que existe una relación entre la resistencia no drenada, del ensayo compresión triaxial UU, y la resistencia



drenada, del ensayo corte directo CD; en esa misma línea, la relación que existe entre ambos es una correlación moderada.

### 1.5.2. HIPÓTESIS ESPECIFICAS

Como se especificó anteriormente, para el cumplimiento del objetivo general se deberá realizar objetivos específicos, en ese mismo sentido, se deberá proponer hipótesis específicas para dichos objetivos, así pues, se plantea las siguientes hipótesis específicas:

- Los resultados obtenidos para los parámetros de la resistencia al esfuerzo cortante drenado, obtenido del ensayo de corte directo consolidado drenado, estará comprendido entre los valores de 5 a 10 *kPa* para la cohesión y 10.0° a 20.0° para el ángulo de fricción.
- Los resultados obtenidos para los parámetros de la resistencia al esfuerzo cortante no drenado, obtenido del ensayo de compresión triaxial no consolidado no drenado, estará comprendido entre los valores de 12 a 25 *kPa* para la cohesión y 0° para el ángulo de fricción.



## CAPÍTULO II

### REVISIÓN DE LITERATURA

#### 2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Peña y Pérez (2012) realizaron una investigación para determinar la relación que existe al comparar el ángulo de fricción interna y la cohesión, los cuales fueron obtenidos mediante los ensayos de corte directo y el ensayo triaxial, para lo cual realizaron la obtención de muestras de un material tipo arena arcillosa (SC) dentro del perímetro de la universidad pontificia bolivariana, posteriormente realizaron los ensayos de clasificación (granulometría y límites de plasticidad), proctor modificado, 15 pruebas corte directo digital, 15 pruebas corte directo manual y 30 pruebas triaxial. Como resultados para los ensayos realizados obtuvieron una cohesión igual a 75.511 kPa, 20.594 kPa y 109.836 kPa para el ensayo de corte directo manual, corte directo digital y triaxial respectivamente; también obtuvieron un ángulo de fricción interna igual a  $42.44^\circ$ ,  $23.58^\circ$  y  $47.20^\circ$  para el ensayo de corte directo manual, corte directo digital y triaxial respectivamente. Como conclusión compararon los resultados obtenidos, siendo que los resultados obtenidos para el ángulo de fricción interna del triaxial son aproximadamente 2 veces mayores al de corte directo digital y la cohesión del ensayo triaxial es 5.44 veces mayor al de corte directo digital.

Rincón y Suárez (2012) investigaron un método para relacionar la cohesión y el ángulo de fricción, a través del ensayo triaxial y el ensayo de corte directo para establecer una relación entre estos parámetros de resistencia; para lo cual realizaron el muestreo correspondiente para realizar los ensayos de laboratorio: para su clasificación (granulometría y límites de Atterberg), Proctor



modificado, 30 ensayos de corte directo y 30 ensayos de triaxial. Con los datos que obtuvieron para cada ensayo determinaron una cohesión igual a 18.633 kPa y 40.207 kPa para el ensayo de corte directo y triaxial respectivamente, teniendo como relación de triaxial/corte directo de 2.10; también obtuvieron un ángulo de fricción igual a 25.27° y 44.43° para el ensayo de corte directo y triaxial respectivamente, teniendo una relación triaxial/corte directo de 1.76. Para finalizar, concluyeron que la relación de los parámetros de resistencia para el ensayo triaxial es mayor a los de corte directo, superando estos en 1.76 veces en el ángulo de fricción y 2.10 veces en la cohesión.

Cometa y Méndez (2016) realizaron una investigación que tiene como propósito determinar la correlación entre los resultados de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna, obtenidos en los ensayos de compresión triaxial tipo CU y CD con el fin de compararlo con el ensayo de corte directo CU, para esta investigación obtuvieron muestras de suelos en exploraciones efectuadas en la zona occidental de Bogotá. Realizaron 15 ensayos de corte directo y 15 ensayos triaxial CU. Para los resultados procesaron correlaciones para los parámetros de resistencia, llegando a obtener las siguientes fórmulas: cohesión (triaxial) = (cohesión (corte directo) x 0.6912) + 0.0383, con un  $r^2 = 84\%$ ; y ángulo de fricción (triaxial) = (fricción (corte directo) x 1.1899) – 8.522, con un  $r^2 = 87\%$ .

Jiménez (2010) realizó un análisis comparativo entre los resultados de la resistencia al esfuerzo cortante, en los ensayos de corte directo y triaxial UU, para esta investigación utilizó muestra obtenida en 10 calicatas distribuidas en el sector v en la ciudad de Tacna. De igual manera en el laboratorio realizó ensayos de corte



directo y triaxial UU, de donde obtuvo resultados de parámetros de resistencia para el ensayo de corte directo en la calicata N°C – 09 con un ángulo de fricción =  $30.66^\circ$  y una cohesión = 43.149 kPa y para el ensayo triaxial UU obtuvo un ángulo de fricción de  $28.9^\circ$ . De los ensayos realizados determinaron que en el ensayo triaxial los valores de ángulo de fricción varían entre  $25.21^\circ$  a  $30.66^\circ$  y en el ensayo de corte directo presentan valores entre  $24.00^\circ$  a  $28.90^\circ$  lo que indica que los varían de  $\pm 2^\circ$ .

Ochoa, Vargas y Zamudio (2014) realizaron un artículo que pretende relacionar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos de Guadalajara. Para lo cual como etapa inicial correlacionaron valores obtenidos a partir de pruebas de corte directo y triaxial variando sus características físicas del suelo y registrando la resistencia al esfuerzo cortante máxima y residual. Los resultados de las 32 pruebas de corte directo realizadas fueron que los máximos esfuerzos cortantes se presentan en las deformaciones desde el 2% hasta antes de aproximadamente el 5%, mientras que el residual del 7% al 8% de la deformación, los ángulos de fricción obtenidos para los esfuerzos residuales se encontrarían entre  $44^\circ$  y  $30^\circ$ , mientras que para los esfuerzos máximos entre  $57^\circ$  y  $31^\circ$ . Para la prueba triaxial se realizaron 3 pruebas; para la prueba 1 se obtuvieron una cohesión de 27.3 kPa y ángulo de fricción de  $31^\circ$ , para la prueba 2 una cohesión de 39.7 kPa y ángulo de fricción de  $42^\circ$  y para la prueba 3 una cohesión de 24.6 kPa y ángulo de fricción de  $39^\circ$ .

## **2.2. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE**

La mecánica de suelos con el pasar de los años se ha convertido en una rama distinta y separada de la mecánica de ingeniería, debido a que los suelos



tienen una serie de propiedades especiales que es difícil distinguir de otros materiales. Su desarrollo también ha sido estimulado, por supuesto, por la amplia gama de aplicaciones del suelo. Ya que todas las estructuras requieren una base sólida y deben transferir sus cargas al suelo (Verruijt, 2001). La seguridad de muchas estructuras en ingeniería depende de la resistencia del suelo: fundaciones, muros de contención y taludes, son algunos ejemplos de aplicaciones geotécnicas que dependen de la resistencia al corte del suelo (Fredlund, Rahardjo, & Fredlund, 2012).

La resistencia al esfuerzo cortante es la resistencia interna por unidad de área que ofrece un suelo ante posibles fallas y deslizamientos a lo largo de un plano. Cuando se aplica a una masa de suelo un incremento de presiones ya sea producto de una estructura u obra de ingeniería, se generara esfuerzos en el suelo, si estos superan el esfuerzo cortante máximo que puede soportar dicho suelo, esto conllevara a una falla repentina y catastrófica (Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2015) (Helwany, 2007) (Atkinson, 2007) (Juárez & Rico, 2003) (Verruijt, 2001).

La resistencia del suelo difiere de la de otros materiales de ingeniería (acero, concreto, madera, etc.) En dos aspectos importantes:

1. Solo la resistencia al corte es de interés de las principales situaciones de diseño.

Como ingenieros se debe entender los principios de la resistencia al corte de un suelo, para el análisis y diseño de las principales formas de cimentación, muros de contención, estabilidad de taludes, etc. Y teniendo en consideración que los principales problemas geotécnicos comunes como la capacidad de carga y

presión lateral están relacionados a la resistencia al esfuerzo cortante, por esta razón resulta obligatorio el uso de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, por este motivo la determinación de estos valores debe hacerse con mucha precisión ya que todas estas estructuras dependen de la resistencia al esfuerzo cortante, como se muestra en la figura 1 (Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2015) (Wesley, 2010) (Helwany, 2007) (NG & Menzies, 2007).

2. La resistencia al corte no es constante para un suelo en particular.

Un suelo tendrá diferentes características dependiendo de su ubicación y del momento, en lo profundo de la tierra el suelo es más fuerte que cerca de la superficie. En un terraplén las capas más bajas son más fuertes que las de arriba. Esto es porque la fuerza depende de la presión de confinamiento proveniente de las capas superiores y debe expresarse de manera que tenga esto en cuenta. La resistencia del suelo también puede sufrir cambios con el tiempo, posiblemente como resultado de efectos naturales como la lluvia o la influencia de la actividad humana (Wesley, 2010).

**Figura 1**

*Modos de falla para cimientos, muros de contención y pendientes del suelo*



*Nota. Extraído de (Wesley, 2010)*





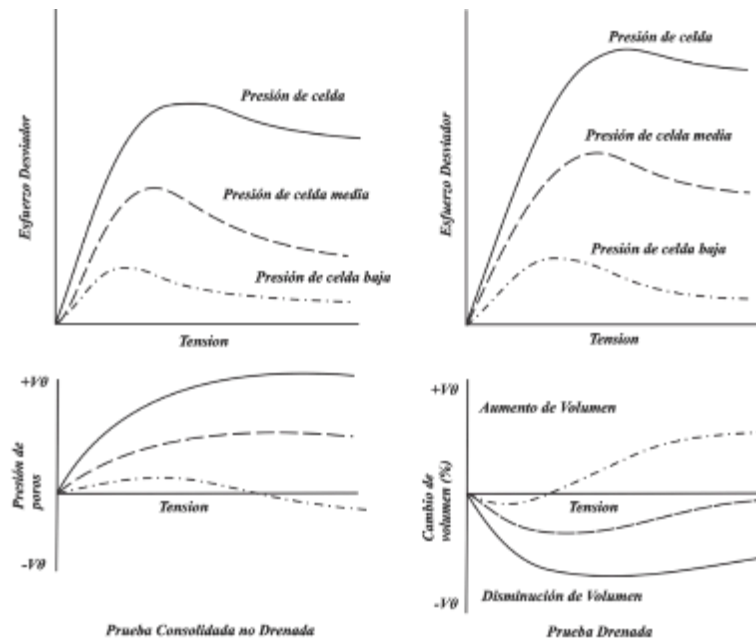
En general la resistencia al esfuerzo cortante depende de factores como: la cohesión aparente entre las partículas del suelo, resistencia a la fricción interna entre las partículas sólidas, contenido de humedad y presión del agua intersticial. El criterio de falla de Mohr coulomb nos proporciona una relación entre la cohesión y ángulo de fricción (Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2015) (Polanco, 2012) (Helwany, 2007).

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi \quad (1)$$

Para el cálculo de la resistencia al esfuerzo cortante mediante los ensayos de laboratorio debemos tener en cuenta las condiciones de drenaje de las pruebas que se realizaran en laboratorio. En la figura 2 se puede observar pruebas drenadas y no drenadas, estas pruebas se realizaron a diferentes presiones de celda. Se puede observar que la presión de poro es directamente proporcional a la presión de celda, esto debido a que las partículas son forzadas a acercarse juntos durante el corte y esto es resistido por la presión de poros del agua. En pruebas drenadas, ocurre un cambio de volumen el cual puede aumentar o disminuir. Dichos ensayos de laboratorio generalmente constan de la etapa de saturación, etapa de consolidación y etapa de corte (Polanco, 2012) (Wesley, 2010) (De Matteis, 2003).

**Figura 2**

*Resultados típicos de pruebas triaxiales consolidadas sin drenaje y drenadas*



### 2.2.1. RESISTENCIA DRENADA.

La resistencia al esfuerzo cortante drenado se produce cuando una masa de suelo es cargada en forma lenta, de forma tal que no se produzcan presiones de poros en exceso consecuencia de la aplicación de la carga. Por otro lado, también se puede decir que se presenta cuando la aplicación de la carga ha estado por un determinado periodo, tal que el suelo ya haya sido drenado. Por tal motivo una condición no drenada de un suelo puede convertirse en una drenada con el pasar del tiempo, en la medida en que el agua empiece a drenar. En lo que concierne a los esfuerzos producidos por la carga y teniendo en consideración el principio de esfuerzos efectivos, la resistencia al esfuerzo cortante máxima desarrollada en una condición drenada, no está en función de los esfuerzos totales normales, sino de la diferencia entre los esfuerzos totales normales y la presión de poros (Suárez, Deslizamientos - Análisis Geotécnico, 2008) (Verruijt, 2001)



Para la comparación de cálculos drenados y no drenados, y para el cálculo real en un análisis no drenado, a menudo es necesario determinar la resistencia al corte no drenado de un suelo, a partir de los parámetros básicos de resistencia al esfuerzo cortante, cohesión y ángulo de fricción. Esto se puede hacer observando que en un suelo saturado prácticamente no puede haber cambio de volumen en condiciones no drenadas, por lo que el esfuerzo isotrópico efectivo permanece constante. Así el esfuerzo efectivo promedio permanece constante, y esto significa que la ubicación del círculo de Mohr está restringida. Por lo general, el esfuerzo en el suelo es tal que las tensiones verticales son razonablemente conocidas, debido al peso del suelo y una posible carga. Si también se conoce la presión de poros, esto significa que se puede suponer que se conoce la tensión efectiva vertical. Por lo general, las dos tensiones horizontales son iguales, y su magnitud puede estimarse (Verruijt, 2001).

❖ **Método de prueba estándar para la prueba de corte directo de suelos en condiciones drenadas consolidadas.**

Este ensayo cubre la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante en condiciones consolidadas y drenadas, la deformación de la muestra se genera a una velocidad constante calculada sobre un plano de falla determinado, los esfuerzos aplicados a este espécimen se distribuyen de manera uniforme sobre toda la muestra (ASTM-D3080, 2011).

La determinación de los esfuerzos de resistencia y el desarrollo de criterios para interpretar y evaluar los resultados de la prueba se dejan al ingeniero u oficina que solicita la prueba. Los resultados de la prueba pueden verse afectados por la presencia de partículas de tierra o roca de grano grueso,



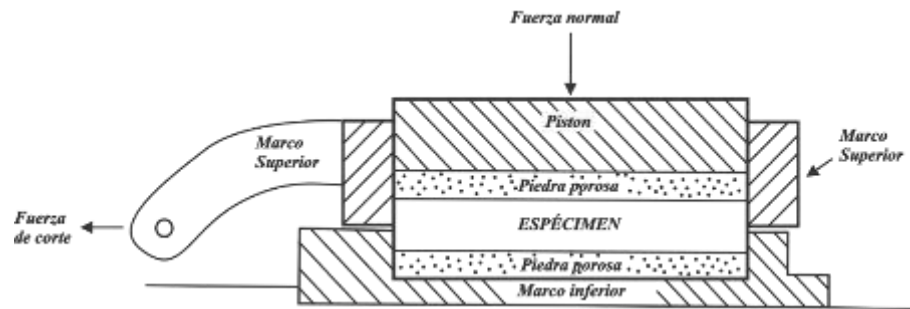
o ambas. Las condiciones de prueba, incluido el esfuerzo normal y el entorno de humedad, deben seleccionarse para representar las condiciones de campo que se están investigando. La velocidad de corte debe ser lo suficientemente lenta como para garantizar condiciones de drenaje (ASTM-D3080, 2011).

Para este ensayo se utiliza un mínimo de 03 especímenes de muestra, cada una será sometida a un esfuerzo normal diferente para poder determinar la resistencia al esfuerzo cortante y el desplazamiento. Al culminar de ensayar los 03 especímenes, los resultados obtenidos se combinarán para obtener las propiedades de resistencia al esfuerzo cortante. La interpretación de estos resultados se deja al criterio del ingeniero (ASTM-D3080, 2011).

Este método de prueba consiste en colocar la muestra de prueba en el dispositivo de corte directo, aplicar un esfuerzo normal predeterminado, proporcionar humectación o drenaje de la muestra de prueba, o ambos, consolidar la muestra bajo el esfuerzo normal, desbloquear las mitades de la caja de corte que sostienen el espécimen de prueba y el corte del espécimen desplazando una caja de corte medio lateralmente con respecto al otro a una velocidad constante de deformación por corte mientras se mide la fuerza de corte, el desplazamiento lateral relativo y el desplazamiento normal como se muestra en la figura 3. La velocidad de corte debe ser lo suficientemente lenta como para permitir una disipación casi completa del exceso de presión de poro (ASTM-D3080, 2011) (Wesley, 2010).

### Figura 3

#### *Probetas en aparatos de corte simple*



*Nota. Extraído de (ASTM-D3080, 2011)*

La prueba de corte directo es adecuada para la determinación relativamente rápida de las propiedades consolidadas de resistencia al drenaje porque las rutas de drenaje a través de la muestra de prueba son cortas, lo que permite que el exceso de presión de poro se disipe más rápidamente que otras pruebas de esfuerzo de drenaje. (ASTM-D3080, 2011)

Durante la prueba de corte directo, hay una rotación de los esfuerzos principales, que pueden o no modelar las condiciones de campo. Además, la falla puede no ocurrir en el plano más débil ya que la falla se ve obligada a ocurrir en o cerca de un plano a través del medio de la muestra. La ubicación fija del plano en la prueba puede ser una ventaja para determinar la resistencia al corte a lo largo de planos débiles reconocibles dentro del material del suelo y para probar interfaces entre materiales diferentes. (ASTM-D3080, 2011)

#### **Aparato:**

- Dispositivo de corte
- Caja de corte
- Piedras porosas



- Dispositivos de carga:
- Dispositivo para aplicar la fuerza normal
- Dispositivo para cortar el espécimen
- Mitad superior de la caja de corte
- Dispositivo de medición de fuerza normal
- Dispositivo de medición de fuerza de corte
- Indicadores de deformación
- Tazón de caja de corte
- Recortador o anillo de corte
- Aparato para la determinación del contenido de agua

### **Preparación de la muestra de prueba**

Se prepara un espécimen de una muestra inalterada más grande. Las muestras inalteradas se extraerán, conservaran y transportaran de acuerdo a la norma ASTM D 4220, consideradas en los grupos C o D de dicha norma. Manipule las muestras con cuidado para minimizar las perturbaciones, los cambios en la sección transversal o la pérdida de contenido de agua. Prepare las muestras recortadas, siempre que sea posible, en un entorno que minimice la ganancia o pérdida de humedad de la muestra (ASTM-D3080, 2011).

Se debe tener extremo cuidado al preparar muestras intactas de suelos sensibles para evitar alteraciones en la estructura natural del suelo. Ensamble las mitades de la caja de corte y determine la masa de la caja vacía. Recorte las dimensiones laterales de la muestra para que quepan cómodamente en la



caja de corte. Con la muestra en la caja de corte, recorte la superficie superior e inferior de la muestra para que sea plana y paralela. (ASTM-D3080, 2011)

Determine y registre la masa inicial de la caja más la muestra y la altura de la muestra húmeda para usar en el cálculo del contenido de agua inicial y la densidad de masa total del material. (ASTM-D3080, 2011).

### **Procedimiento**

Ensamble la caja de corte y el recipiente de la caja de corte en el marco de carga. Coloque piedras porosas húmedas sobre las superficies expuestas de la muestra en la caja de corte, coloque la caja de corte con la muestra intacta y los insertos porosos en el recipiente de la caja de corte y alinee el recipiente en el marco de carga. (ASTM-D3080, 2011)

Conecte y ajuste la posición del sistema de carga de fuerza de corte para que no se imponga fuerza sobre el dispositivo de medición de carga de corte. Registre el valor cero del dispositivo de medición de carga de corte. Posicione y ajuste el dispositivo de medición de desplazamiento de corte. Obtenga una lectura inicial o configure el dispositivo de medición para indicar un desplazamiento cero. Coloque la placa de transferencia de carga y el momento de ruptura en la parte superior de la piedra porosa. Coloque el yugo de carga de fuerza normal en su posición y ajústelo para que la barra de carga esté alineada. Para sistemas de carga de palanca de peso muerto, nivele la palanca. (ASTM-D3080, 2011)

Conecte y ajuste el dispositivo de medición de desplazamiento normal. Obtenga una lectura inicial para el dispositivo de medición de



desplazamiento normal junto con una lectura de la carga normal (ya sea pesas o dispositivo de medición). (ASTM-D3080, 2011)

Se dejará consolidar la muestra por un determinado tiempo dependiendo del tipo de la muestra. Justo antes de cortar y después de completar la consolidación, registre el desplazamiento normal previo al corte y luego retire los tornillos o pasadores de alineación de la caja de corte. Use los tornillos de separación para separar las mitades de la caja de corte hasta aproximadamente el diámetro de la partícula de tamaño máximo en la muestra de prueba o 0,64 mm [0,025 pulg.] Como valor predeterminado mínimo para materiales de grano fino. Retroceda los tornillos de espacio después de crear el espacio. (ASTM-D3080, 2011)

Determinar la velocidad de corte: la muestra se debe cortar a una velocidad relativamente lenta para que exista un exceso de presión de poro insignificante en caso de falla. La determinación de la velocidad de desplazamiento apropiada requiere una estimación del tiempo requerido para la disipación de la presión de poro y la cantidad de deformación requerida para alcanzar la falla. Estos dos factores dependen del tipo de material y del historial de esfuerzos. (ASTM-D3080, 2011)

Los siguientes procedimientos debe usarse para calcular la velocidad de corte requerida. A y b pueden usarse para calcular los tiempos hasta el fallo cuando el incremento de consolidación máximo produce curvas de deformación normal versus tiempo bien definidas y el material tiene una relación de sobre consolidación baja. (ASTM-D3080, 2011)





- A. Cuando los datos para el incremento máximo de consolidación producen una curva de deformación normal bien definida frente al tiempo de registro que se extiende a la compresión secundaria, y el tiempo de falla debe calcularse utilizando la siguiente ecuación: (ASTM-D3080, 2011).

$$t_f = 50 t_{50} \quad (2)$$

Dónde:

$t_f$  = tiempo total estimado transcurrido hasta el fallo, min,

$t_{50}$  = tiempo requerido para que la muestra alcance una consolidación del 50 por ciento bajo el incremento de tensión normal máximo, mín.

- B. Cuando los datos para el incremento máximo de consolidación no satisfacen los requisitos de a, pero producen una deformación normal bien definida frente a la curva de tiempo de raíz, y el tiempo de falla debe calcularse utilizando la siguiente ecuación: (ASTM-D3080, 2011)

$$t_f = 11.6 t_{90} \quad (3)$$

Dónde:

$t_{90}$  = tiempo requerido para que la muestra alcance el 90 por ciento de consolidación bajo el esfuerzo normal máximo (incremento), mín.

Estime el desplazamiento lateral relativo requerido para fallar la muestra. Este desplazamiento dependerá de muchos factores, incluido el tipo



de material y el historial de tensiones. En ausencia de experiencia específica en relación con las condiciones de prueba, como guía, use  $d_f = 0.5$  pulg. [10 mm] si el material está normal o ligeramente sobre suelo de grano fino consolidado, de lo contrario use  $d_f = 0.2$  pulg. [5 mm]. (ASTM-D3080, 2011)

Determine la velocidad de desplazamiento máximo apropiado de la siguiente ecuación:

$$R_d = \frac{d_f}{t_f} \quad (4)$$

Dónde:

$R_d$  = velocidad de desplazamiento, pulg. /min [mm / min], y

$d_f$  = desplazamiento lateral relativo estimado en la falla, pulg [mm].

Registre el tiempo inicial, los desplazamientos laterales normales y relativos, y las fuerzas normales y de corte. (ASTM-D3080, 2011)

### **Arranque el aparato e inicie el corte.**

Obtenga lecturas de datos de tiempo, desplazamiento lateral normal y relativo, y fuerza de corte en el intervalo deseado de desplazamiento o tiempo. Las lecturas de datos deben tomarse con la frecuencia suficiente para definir con precisión una curva de esfuerzo cortante-desplazamiento. Como mínimo, los datos deben registrarse en desplazamientos laterales relativos de aproximadamente 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 1, 1.5, 2, 2.5, 3, y luego cada 2 por ciento de desplazamiento lateral relativo hasta la finalización de la prueba.

Las lecturas adicionales pueden ser útiles, especialmente al comienzo de la prueba, para identificar tendencias en el comportamiento y el valor del esfuerzo cortante máximo de material demasiado consolidado o quebradizo. (ASTM-D3080, 2011)

Elimine la fuerza normal de la muestra y desmonte el aparato de carga.

Calcule lo siguiente para cada lectura durante el corte:

A. El esfuerzo cortante nominal, que actúa sobre la muestra es:

$$\tau = \frac{F_s}{A} \quad (5)$$

Dónde:

$\tau$  = esfuerzo cortante nominal,

$F_s$  = fuerza de corte,

$A$  = área de la caja de corte,

B. El esfuerzo normal nominal que actúa sobre la muestra es,

$$\sigma_n = \frac{F_n}{A} \quad (6)$$

Dónde:

$\sigma_n$  = tensión normal nominal,

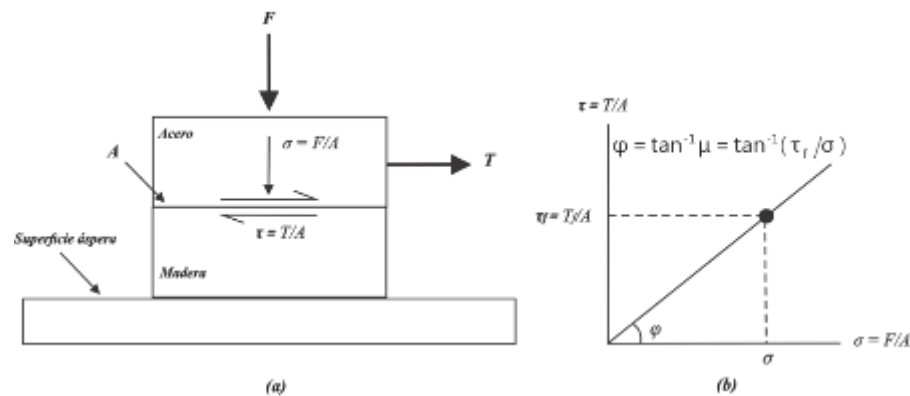
$F_n$  = fuerza normal que actúa sobre la muestra,

Para medir la resistencia a la fricción entre madera y acero, un bloque de madera y un bloque de acero puede apilarse verticalmente y colocarse sobre una superficie rugosa como se muestra en la figura 4. Se aplica una

carga vertical constante  $F$  en la parte superior del bloque de acero. Entonces se aplica una carga lateral gradualmente creciente al bloque de acero hasta que comienza a deslizarse contra el bloque de madera. El deslizamiento indica que ha ocurrido una falla de corte entre los dos bloques. Por lo tanto, el esfuerzo cortante aplicado en la falla ( $\tau_f = T_f/A$ ) es igual a la resistencia al corte entre los bloques, donde  $T_f$  es la fuerza lateral aplicada en la falla y  $A$  es el área de la sección transversal del bloque. En este arreglo de prueba, denominado corte directo, la resistencia al corte en un plano de corte predeterminado se mide a una constante de esfuerzo normal. Para la prueba de corte directo en suelos se utiliza el mismo concepto. (Helwany, 2007).

#### Figura 4

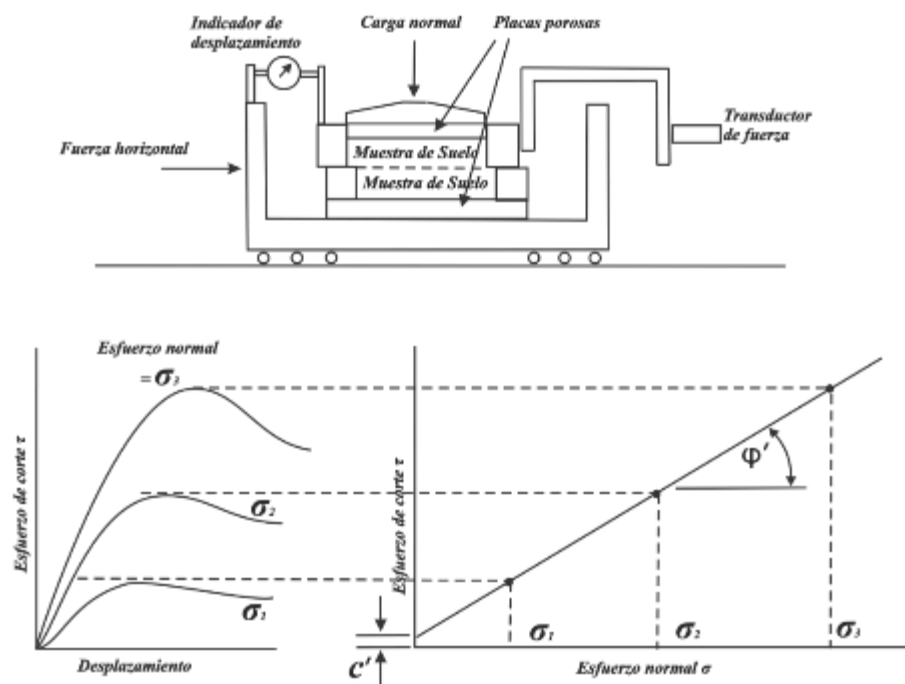
*Concepto de prueba de corte*



*Nota. Extraído de (Helwany, 2007)*

Se realiza una serie de pruebas con diferentes tensiones normales. Cada resultado de la prueba es graficado, primero como tensión versus desplazamiento y segundo como esfuerzo cortante máximo (valor de falla) versus esfuerzo normal, como se indica en figura 5. Una línea a través de estos puntos define los valores  $\phi'$  y  $c'$  del suelo (Wesley, 2010).

**Figura 5** Prueba de corte directo (o caja de corte)



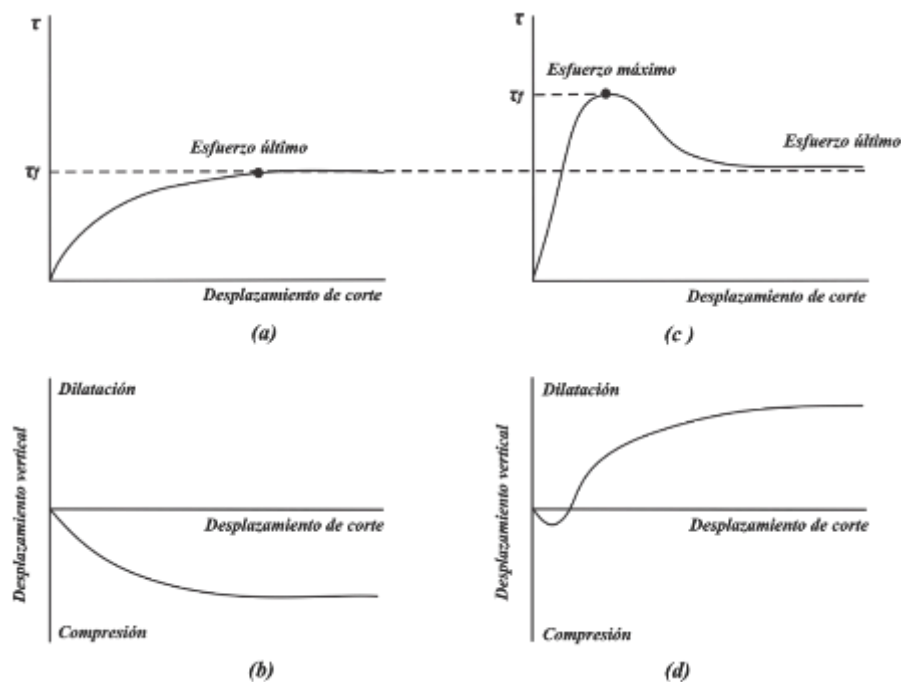
*Nota. Extraído de (Wesley, 2010)*

Dentro de las desventajas que se tiene de este ensayo podemos mencionar: el drenaje no se puede controlar, por lo que no es posible realizar pruebas no drenadas, no se conocen las tensiones principales, el área de aplicación del esfuerzo normal disminuye a medida que se avanza el ensayo (Wesley, 2010).

Los resultados de una prueba de corte directo se trazan en el desplazamiento de corte versus corte plano de tensión como el que se muestra en la figura 6. El desplazamiento vertical de la placa de carga se traza contra el desplazamiento de corte como se muestra en la figura 6. Los resultados que se observan a continuación son graficas típicas de una arena suelta (Helwany, 2007).

## Figura 6

Resultados típicos de la prueba de corte directo en (a, b) arena suelta y (c, d) arena densa



*Nota. Extraído de (Helwany, 2007)*

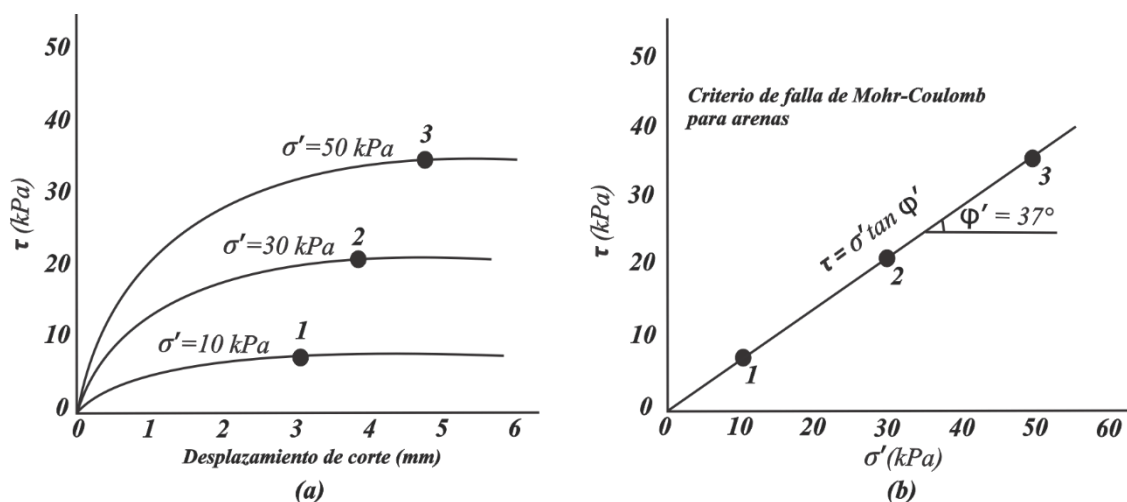
Se puede observar que en la figura 6 (b) hay un desplazamiento hacia abajo, esto es debido a que el suelo entra en compresión, debido a que la arena suelta tiene muchos espacios vacíos entre partículas, por lo que durante el corte algunas partículas colapsan haciendo que la arena se comprima. De la misma forma durante el corte, algunos de los granos se deslizarán y rodarán encima de otras partículas densamente empaquetadas en la zona de corte y sus alrededores, causando la muestra de suelo se dilatará como se muestra en la figura 6 (c) (Helwany, 2007).

Los resultados de una prueba de corte directo proporcionan la resistencia al corte del suelo a un esfuerzo normal específico. La prueba de corte directo se repite varias veces en muestras de suelo idénticas utilizando diferentes tensiones normales. Prueba típica de corte directo los resultados

para arena usando tres tensiones normales diferentes se muestran en la figura 7 (a). La resistencia al corte del suelo a diferentes tensiones normales se puede determinar a partir de la figura 7 como se indica en los puntos 1, 2 y 3. Los resultados de las pruebas de falla (puntos 1, 2, y 3) se presentan en el plano de tensión normal versus tensión de corte en la figura 7 (b). Los tres puntos de datos en la figura 7 (b) están mejor equipados con una línea recta. Esta recta línea es el criterio de falla de Mohr-coulomb. La pendiente de esta línea es el ángulo de fricción interna del suelo,  $\phi$ , y su intersección con el eje de esfuerzo cortante es la intercepción de cohesión,  $c$ . Los parámetros  $c$  y  $\phi$  son los parámetros de fuerza del suelo. Son parámetros únicos para un suelo dado. Para un suelo arenoso  $c$  es cero, es decir, el criterio de falla de Mohr-coulomb pasa por el origen, entonces  $\tau_f = \sigma \tan \phi$  (Helwany, 2007).

**Figura 7**

*Determinación del criterio de falla de Mohr-coulomb para arena (prueba de corte directo).*



*Nota. Extraído de (Helwany, 2007)*

La figura 8 (a) presenta los resultados típicos de la prueba de corte directo para arcilla bajo tres diferentes esfuerzos normales. El criterio de falla de Mohr-coulomb para esta arcilla se muestra en figura 8 (b). La figura muestra que este suelo tiene una intersección de cohesión de aproximadamente 9 kPa y un ángulo de fricción interna de aproximadamente  $26.55^\circ$  (Helwany, 2007).

Con la ayuda de la figura 8 (b), se puede definir la intersección de cohesión (o cohesión aparente) como la resistencia al esfuerzo cortante del suelo a cero esfuerzos normales (o cero presiones de confinamiento). Esto significa que las arcillas tienen cierta resistencia al corte incluso cuando no están sujetas a presión de confinamiento. También significa que las arenas no tienen resistencia al corte sin presión de confinamiento. Es por eso que no podemos hacer formas con arena seca, aunque sí podemos ciertamente hacer formas de arcilla. Por esta razón, las arenas y gravas se llaman sin cohesión, mientras que las arcillas se llaman cohesivas (Helwany, 2007).

Se debe tener en cuenta que usamos tensiones efectivas al describir el criterio de falla de Mohr-coulomb y los parámetros de resistencia al corte del suelo. Esta es porque la resistencia al corte del suelo depende de tensiones efectivas en lugar de tensiones totales. Además, esto significa que cuando se realiza una prueba de corte directo en suelos húmedos o saturados, tenemos que facilitar el drenaje mientras corta el espécimen de suelo para evitar el desarrollo de exceso de presión de poros del agua en el suelo. Cuando el suelo está saturado, se debe aplicar el esfuerzo cortante muy lentamente para evitar el desarrollo de exceso de presión de agua en los poros. De esa manera la

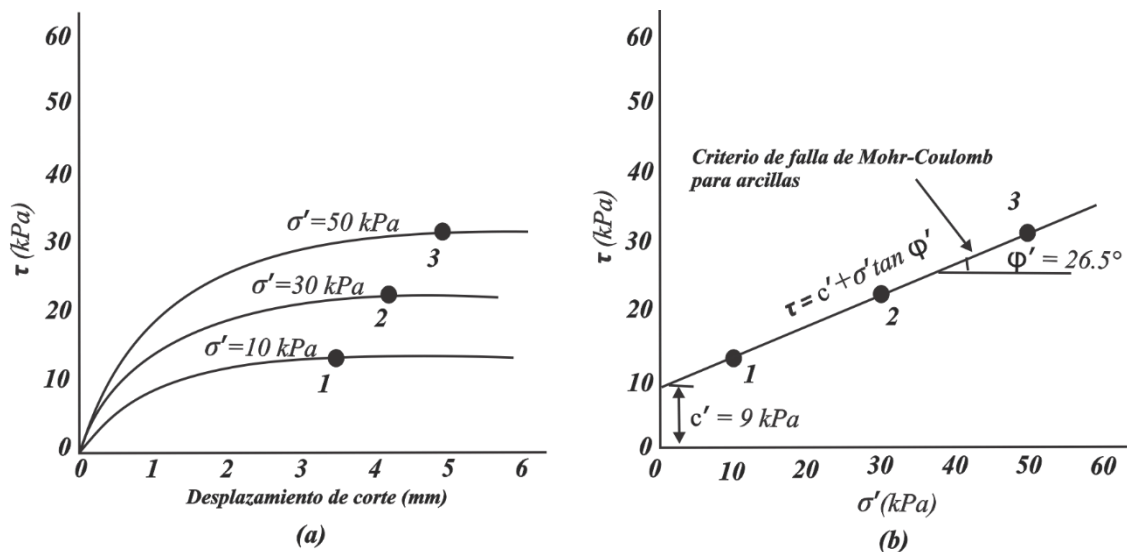


tensión total es igual a la tensión efectiva porque la presión del agua de poro es mantenido igual a cero:  $\sigma' = \sigma - \mu = \sigma - 0 = \sigma$  (Helwany, 2007).

La etapa de corte no debe comenzar hasta que el equilibrio dentro del espécimen de suelo sea logrado. Esto significa que, si el suelo es fino, tenemos que esperar hasta que se disipa el exceso de presión de agua en los poros generada como resultado de la aplicación de tensiones. El corte se puede aplicar hasta el fallo. El esfuerzo cortante aplicado en caso de falla debe reflejar la verdadera resistencia al corte del suelo (Helwany, 2007).

**Figura 8**

*Determinación del criterio de falla de Mohr-coulomb para arcilla (prueba de corte directo).*



*Nota. Extraído de (Helwany, 2007)*

### 2.2.2. RESISTENCIA NO DRENADA

La resistencia no drenada ocurre cuando se carga a una masa de suelo a una velocidad superior a la del drenaje del suelo. Cuando se presenta este fenómeno



se asume que es una resistencia no drenada; por ende, el contenido de agua y el volumen de suelo (arcilla) permanecen constantes durante la carga. Bajo este comportamiento se analiza la resistencia en términos de esfuerzos totales y la evaluación de presiones de poros resulta innecesaria (Suárez, Deslizamientos - Análisis Geotécnico, 2008) (ASTM-D2850, 2015). Por lo general, para arcillas normalmente consolidadas, la resistencia no drenada es mejor que la resistencia drenada. Para las arcillas muy sobre consolidadas puede ocurrir lo contrario, la resistencia no drenada puede ser mayor que la resistencia drenada, debido a que la presión de poros disminuye y el esfuerzo efectivo aumenta durante el corte no drenado (Duncan, Wright, & Brandon, 2005).

La aplicación de un ensayo no drenado, y posteriormente el uso de sus parámetros de resistencia al esfuerzo cortante no drenado, se utiliza en una situación en la cual el suelo se encontrará en un estado no drenado después de colocar la carga. Generalmente al colocar una carga constante (cimentación) sobre el suelo, se puede esperar que las presiones de poros más grandes se generen inmediatamente después de la carga y con el pasar del tiempo estas se disiparan durante la etapa de consolidación, provocando de esta manera que el suelo sea más débil inmediatamente después de colocar la carga (Verruijt, 2001).

En el caso de una carga permanente aplicada (cimentación), se espera que las presiones de poros se generen debajo de la base de la cimentación, y que estas presiones de poros se disiparan con el curso del tiempo debido a la consolidación. Si la carga permanece constante, se puede esperar que las presiones de poro sean más altas y por lo tanto los esfuerzos efectivos sean más bajos, justo después de la aplicación de la carga. Luego al finalizar la consolidación, las tensiones



efectivas serán mayores debido a la liberación del exceso de presión de poros. Por lo que se concluye que la situación más crítica en el suelo ocurre en el instante de colocar la carga en el estado no drenado. Por lo cual, si la estructura se mantiene segura durante esta etapa más crítica, podríamos afirmar que se mantendrá segura también momentos posteriores, cuando el exceso de presión de poros se haya disipado y las tensiones efectivas aumenten y por ende la resistencia al esfuerzo cortante se haya desarrollado aún más (Verruijt, 2001).

Para un ensayo no drenado y completamente saturado, no debería ocurrir un cambio en el volumen del espécimen, lo que significa que no hay cambios en el esfuerzo efectivo. Utilizando el criterio de falla de Mohr-coulomb no debería haber cambios en la fricción y por tal motivo la resistencia al esfuerzo cortante debería mantenerse constante, el suelo se comportaría como si su ángulo de fricción es igual a 0. Para lograr esto se deben considerar dos factores importantes: suelo completamente saturado y condiciones no drenadas (Wesley, 2010).

❖ **Método de prueba estándar para la prueba de compresión triaxial no consolidada y no drenada en suelos cohesivos.**

Este ensayo cubre la determinación de las relaciones de resistencia y tensión-deformación de una muestra cilíndrica de suelo cohesivo inalterado, se considera tensiones totales, es decir, las tensiones no se corrigen por la presión de poros. Las muestras se someten a una presión de fluido de confinamiento en una cámara triaxial. No se permite el drenaje de la muestra durante la prueba. La muestra se corta en compresión no drenada a una velocidad constante de deformación axial. (ASTM-D2850, 2015)



En este método de prueba, no se permite el flujo de fluido desde o hacia el espécimen de suelo a medida que se aplica la carga, por lo tanto, la presión de poro resultante, y por lo tanto la resistencia, difiere de la desarrollada en el caso en que puede ocurrir drenaje. Si las muestras de prueba están 100% saturadas, la consolidación no puede ocurrir, se analizan diferentes muestras del mismo material, y si todas tienen aproximadamente el mismo contenido de agua y relación de vacío cuando se analizan. Tendrán aproximadamente la misma resistencia al corte sin drenar. La envoltura de falla de Mohr generalmente será una línea recta horizontal sobre todo el rango de tensiones de confinamiento aplicadas a las muestras si las muestras están completamente saturadas. (ASTM-D2850, 2015)

La resistencia triaxial no drenada no consolidada es aplicable a situaciones en las que se supone que las cargas tienen lugar tan rápidamente que no hay tiempo suficiente para que se disipe la presión de poro inducida y para que se produzca la consolidación durante el período de carga (es decir, el drenaje no ocurre). (ASTM-D2850, 2015)

### **Muestras de prueba:**

Tamaño de la muestra. - las muestras deben ser cilíndricas y tener un diámetro mínimo de 3.3 cm (1.3 pulg.). La relación altura-diámetro debe estar entre 2 y 2.5. (ASTM-D2850, 2015)

Se prepara muestras inalteradas a partir de muestras más grandes inalteradas, las cuales son extraídas, conservadas y transportadas según la normal ASTM D 4220. La preparación de estos especímenes se hará en un



ambiente en el cual la variación de humedad (perdida o ganancia) no se produzca o sea mínimo, si al momento de preparar el espécimen ocurre desmoronamientos, se deberá de cubrir estos espacios con muestra extraída del tallado. Después de obtener el diámetro requerido, coloque la muestra en una caja de ingletes y córtela a la altura final con una sierra de alambre u otro dispositivo adecuado. Determine la masa y las dimensiones de la muestra, se realizarán un mínimo de tres mediciones de altura (separadas  $120^\circ$ ) y al menos tres mediciones de diámetro en los cuartos de punto de la altura para determinar la altura y el diámetro promedio de la muestra. (ASTM-D2850, 2015)

### **Procedimiento**

Coloque la membrana en el expansor de membrana o, si se va a enrollar sobre la muestra, coloque la membrana en la tapa o la base. Coloque la muestra en la base. Coloque la membrana de goma alrededor de la muestra y séllela en la tapa y la base con juntas tóricas u otros sellos positivos en cada extremo. (ASTM-D2850, 2015)

Con la muestra encerrada en la membrana de goma, que está sellada a la tapa y base de la muestra y colocada en la cámara, ensamble la cámara triaxial. Ponga el pistón de carga axial en contacto con la tapa del espécimen varias veces para permitir el asentamiento y la alineación adecuados del pistón con la tapa. (ASTM-D2850, 2015)

Coloque la cámara en posición en el dispositivo de carga axial. Tenga cuidado de alinear el dispositivo de carga axial, el dispositivo de medición de carga axial y la cámara triaxial para evitar la aplicación de una fuerza lateral



al pistón durante la prueba. Conecte el dispositivo de medición y mantenimiento de presión y llene la cámara con el líquido de confinamiento. Ajuste el dispositivo de medición y mantenimiento de la presión a la presión deseada de la cámara y aplique la presión al fluido de la cámara. Espere aproximadamente 10 minutos después de la aplicación de la presión de la cámara para permitir que la muestra se estabilice bajo la presión de la cámara antes de la aplicación de la carga axial. (ASTM-D2850, 2015)

Aplique la carga axial para producir deformación axial a una velocidad de aproximadamente 1% / min para materiales plásticos y 0.3% / min para materiales frágiles que logren la tensión máxima del desviador a aproximadamente 3 a 6% de deformación. A estas velocidades, el tiempo transcurrido para alcanzar la tensión máxima del desviador será de aproximadamente 15 a 20 min. Continúe la carga al 15% de deformación axial, excepto que la carga puede detenerse cuando la tensión del desviador haya alcanzado su punto máximo y luego baje un 20% o la deformación axial haya alcanzado un 5% más allá de la tensión en la que se produjo el pico en la tensión del desviador. (ASTM-D2850, 2015)

Después de completar la prueba, retire la muestra de prueba de la cámara. Determine el contenido de agua de la muestra de prueba usando la muestra completa, si es posible. Antes de colocar el espécimen (o parte del mismo) en el horno para que se seque, haga una fotografía o tome una fotografía del espécimen que muestre el modo de falla (plano de corte, abultamiento, etc.) (ASTM-D2850, 2015)



Curva de tensión-deformación: prepare un gráfico que muestre la relación entre la diferencia de tensión principal (tensión del desviador) y la deformación axial, trazando la tensión del desviador como ordenada y la deformación axial (en porcentaje) como abscisa. Seleccione la resistencia a la compresión y la deformación axial en caso de falla. (ASTM-D2850, 2015)

Calcule las tensiones totales principales mayores y menores en caso de falla de la siguiente manera:

$\sigma_3$  = tensión total principal menor = presión de la cámara, y

$\sigma_1$  = tensión total principal mayor = tensión del desviador en caso de falla más la presión de la cámara. (ASTM-D2850, 2015)

En una prueba triaxial no drenada en una arcilla saturada, cada aumento de la presión de celda conducirá a un aumento de la presión de poros del agua. Esto se puede describirse mediante la fórmula de Skempton. (Verruijt, 2001)

$$\Delta p = B [\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad (7)$$

$$B = \frac{1}{1 + n \beta K'} \quad (8)$$

Donde  $\beta$  es la compresibilidad del fluido de los poros (incluidos las posibles burbujas de aire) y  $k$  es el módulo de compresión del



esqueleto de grano. Los valores del coeficiente  $b$  será cerca de 1, ya que el agua es prácticamente incompresible (Verruijt, 2001).

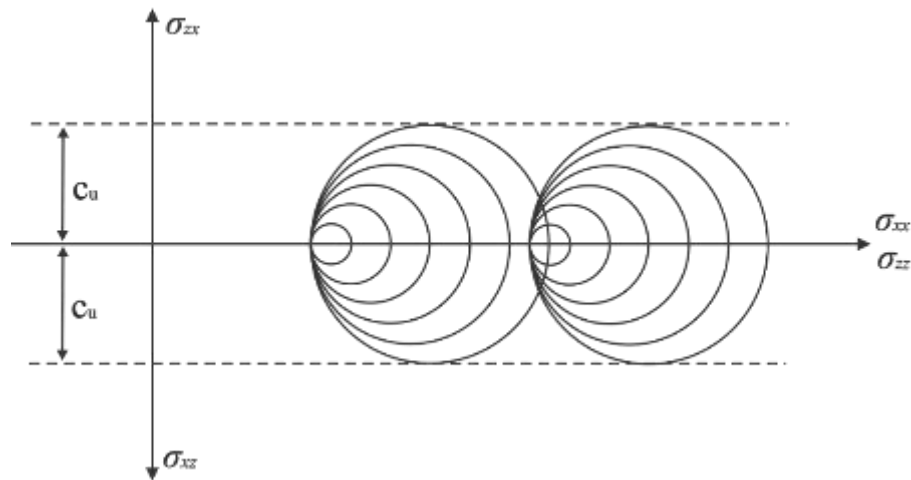
Admitir que las pruebas no drenadas no se pueden usar para determinar los valores correctos de los parámetros de resistencia al corte cohesión y fricción, aún pueden ser muy útiles, porque en la práctica de ingeniería hay muchas situaciones en las que no hay drenada o muy poco, por ejemplo, en caso de carga de un suelo de muy baja permeabilidad (arcilla) por un corto tiempo. Los ejemplos son cargas temporales para alguna operación de construcción, o una excavación temporal para la construcción de una tubería. Para predecir el comportamiento de la arcilla en estas circunstancias tiene sentido solo considere las tensiones totales y haga uso de los resultados de una prueba no drenada, tanto en la prueba como en el campo, el tiempo de carga es muy corto que no existe la consolidación (Verruijt, 2001).

Se ilustra el análisis de las pruebas en términos de tensiones totales en la figura 9. Cómo se explicó, todos los círculos de esfuerzo crítico son de la misma magnitud y cuando se interpretan los resultados en términos de tensiones totales solo parece que el ángulo de fricción es prácticamente cero. La resistencia del suelo puede caracterizarse solo por una cohesión. La resistencia al corte no drenado del suelo, el análisis en el que la fricción del material y las presiones de poro se descuiden, es llamado un análisis no drenado. Un análisis no drenado se utiliza a menudo en la práctica de la ingeniería (Verruijt, 2001) (Alva, 2010).



**Figura 9**

*Círculos de Mohr para tensiones totales*



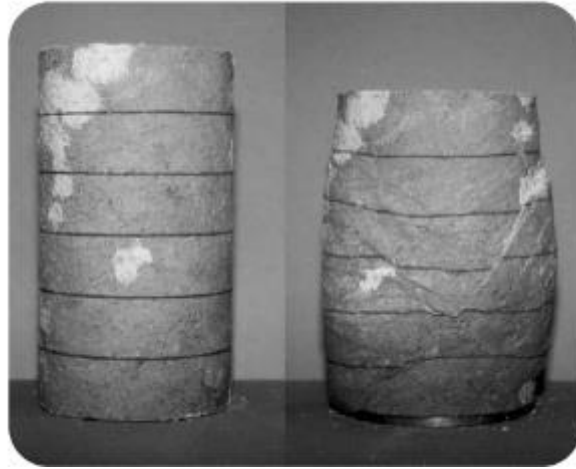
*Nota. Extraído de (Verruijt, 2001)*

### 2.3. RELACIÓN ENTRE RESISTENCIA DRENADA Y NO DRENADA

Al aplicar una carga que produzca un esfuerzo de corte a una muestra de suelos, esta desarrollara importantes cambios volumétricos producto del reacomodo de partículas y básicamente del cambio de volumen de los vacíos de la muestra, como se puede ejemplificar en la figura 10. Por ende, cuando se aplica una carga con una velocidad suficientemente rápida en un suelo saturado, esto puede impedir el proceso de cambio de volumen debido a que no existe suficiente tiempo para que el agua que ocupa los vacíos pueda fluir y así permitir el cambio volumétrico (Suárez, Deslizamientos - Análisis Geotécnico, 2008) (Verruijt, 2001).

## Figura 10

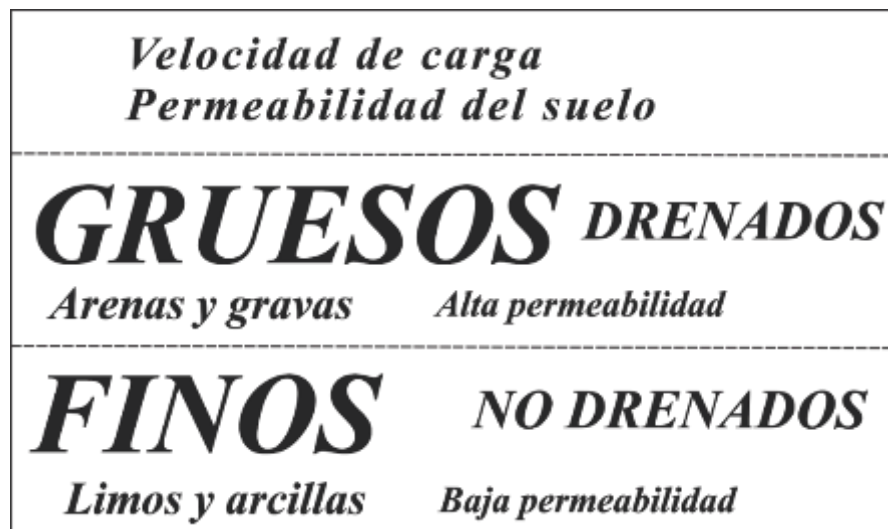
*Cambio volumétrico de una muestra.*



Las aplicaciones rápidas de cargas, como es el caso de la colocación de una zapata, producen en general, condiciones donde el drenaje del agua de los vacíos es prácticamente nulo, a lo que se le denomina carga no drenada. Suelos muy finos, como el caso de arcillas de alta plasticidad, responden esencialmente a una condición no drenada, produciéndose el drenaje al cabo de muchos años. Por otro lado, tenemos la situación de una carga lenta, como, por ejemplo, la respuesta en el largo plazo de cualquier peso de estructura que esta permanente en el tiempo y por tanto se ha producido la disipación de cualquier incremento de presión de poros. En este caso se denomina una respuesta drenada del suelo. Materiales muy permeables, como gravas gruesas y limpias, presentan una respuesta drenada, inclusive para cargas rápidas, con la figura 11 se podrá entender mejor este concepto (Suárez, Deslizamientos - Análisis Geotécnico, 2008) (Verruijt, 2001).

**Figura 11**

*Diferencia de suelos finos y gruesos por velocidad de carga y permeabilidad.*



### **2.3.1. CONDICIONES DRENADAS Y NO-DRENADAS**

Los conceptos de condiciones drenadas y no-drenadas son fundamentales para entender el comportamiento de los suelos, especialmente, en las formaciones arcillosas. La condición drenada o no-drenada depende de la velocidad con que el agua puede moverse hacia adentro o hacia fuera del suelo, comparado con el tiempo que el suelo soporta un cambio de carga. El objetivo de analizar las condiciones de drenaje es determinar si una carga es capaz o no, de producir presiones de poros (Wesley, 2010) (Verruijt, 2001).

#### **Resistencia drenada y no-drenada**

La resistencia al cortante se define como el máximo valor de esfuerzo cortante que el suelo puede soportar. Los dos tipos de resistencia al cortante utilizados en el análisis son: la resistencia no drenada y la resistencia drenada. La resistencia no drenada se utiliza en análisis con esfuerzos totales mientras la

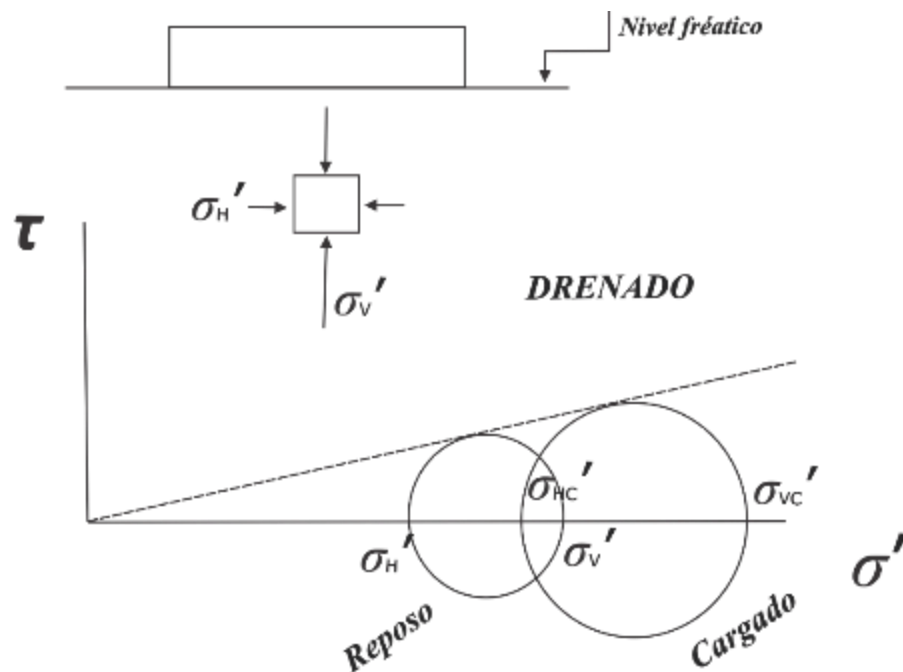
resistencia drenada se utiliza en análisis con esfuerzos efectivos (Wesley, 2010) (Verruijt, 2001).

- **Resistencia al corte drenado**

Se considera una condición drenada cuando el agua es libre de fluir hacia afuera o hacia adentro de la muestra de suelo, si es sometida a una carga externa y no produce presión de poros en exceso. Esto sucede debido a que el agua puede moverse libremente, al aumentar o disminuir el volumen de vacío como respuesta a un cambio en las condiciones de carga. En la figura 12 se puede apreciar la falla de Mohr coulomb para una resistencia al esfuerzo cortante drenada típica (Suárez, Deslizamientos - Análisis Geotécnico, 2008) (Helwany, 2007) (Verruijt, 2001).

**Figura 12**

*Esquema de la resistencia al esfuerzo cortante drenado.*



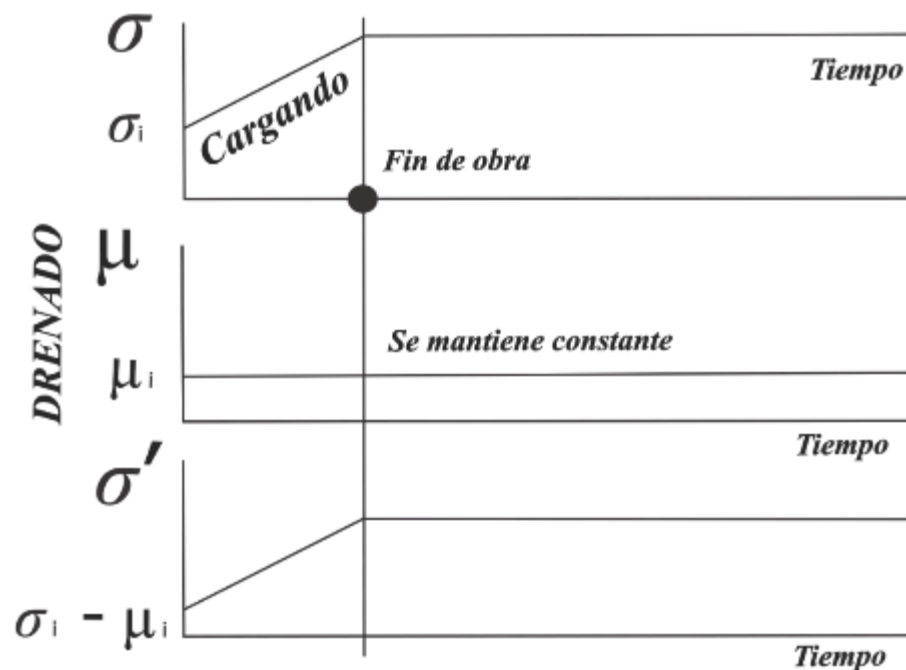
La resistencia drenada es la resistencia del suelo cuando se carga en forma lenta y no se producen presiones de poros en exceso, debidas a la aplicación de la

carga. Igualmente, la resistencia drenada se presenta cuando la carga ha estado aplicada por un período suficiente de tiempo de tal forma, que el suelo ya ha sido drenado. Una condición no-drenada, con el tiempo puede convertirse en una condición drenada, en la medida en que el agua drene (Suárez, Deslizamientos - Análisis Geotécnico, 2008) (Alva, 2010).

Considerando el principio de esfuerzos efectivos, la resistencia máxima drenada a la falla sobre un plano del suelo, no es una función de los esfuerzos totales normales que actúan sobre el plano, sino del  $\Delta\sigma$ , la diferencia entre los esfuerzos totales normales y la presión de poros como se muestra en la figura 13 (Suárez, Deslizamientos - Análisis Geotécnico, 2008) (Alva, 2010). (Verruijt, 2001).

**Figura 13**

*Esfuerzo y presión de poros - resistencia drenada*





- **Resistencia al corte no drenado**

Se considera una condición no drenada cuando el agua no es libre de fluir en el momento que el suelo está sometido a una carga externa y se produce presión de poros en exceso. Esto es ocasionado por el agua que no puede moverse libremente como respuesta a la tendencia al cambio de volumen de vacíos por acción de la carga (Suárez, Deslizamientos - Análisis Geotécnico, 2008).

Si la carga se aplica muy rápidamente y la permeabilidad del suelo es baja, se puede producir una condición no-drenada. Si la carga se aplica lentamente o la permeabilidad del suelo es alta, generalmente se produce una condición drenada (Verruijt, 2001).

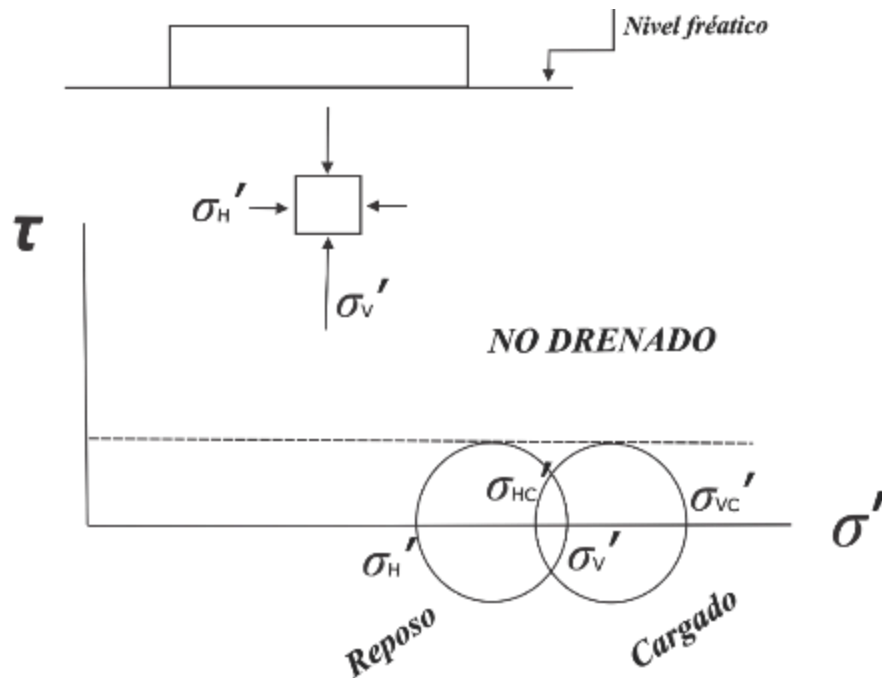
La resistencia no-drenada es la resistencia del suelo cuando se carga hasta la falla en condiciones no-drenadas o sea cuando las cargas que producen la falla, se aplican sobre la muestra de suelo a una velocidad superior a la del drenaje del suelo. El caso más común de resistencia no-drenada, se presenta en los depósitos naturales de arcilla saturada cuando éstos son cargados o descargados en forma relativamente rápida, comparada con la velocidad en la cual puede ocurrir drenaje y/o consolidación (Suárez, Deslizamientos - Análisis Geotécnico, 2008) .

Cuando se presenta esta condición se asume que existe un fenómeno de resistencia no drenada, donde el contenido de agua y el volumen de la arcilla permanecen constantes durante la carga y se genera presiones de poro en exceso. Teniendo como premisa esta condición se asumen un método de análisis  $\varphi = 0$  y la resistencia no drenada es igual al valor de la cohesión en la envolvente de Mohr-

coulomb para esfuerzos totales como se puede observar en la figura 14 (Wesley, 2010).

**Figura 14**

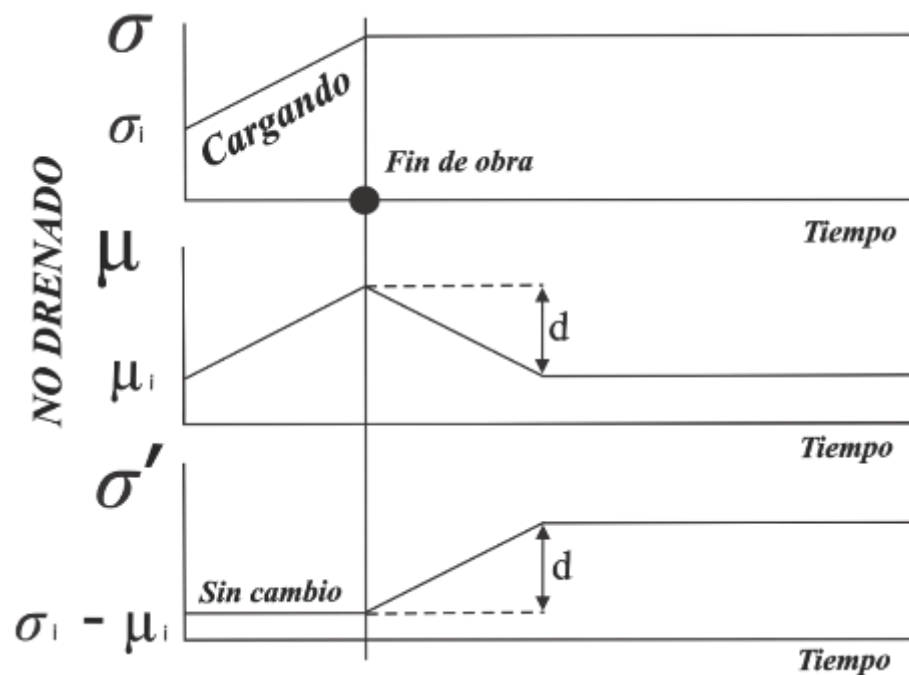
*Esquema de la resistencia al esfuerzo cortante no drenado.*



Considerando el principio de esfuerzos, se analiza la resistencia máxima no drenada a la falla sobre un plano del suelo, en función de los esfuerzos totales normales que actúan sobre el plano como se muestra en la figura 15 (Suárez, Deslizamientos - Análisis Geotécnico, 2008) (Alva, 2010). Para un ensayo no drenado y completamente saturado, no debería ocurrir un cambio en el volumen del espécimen, lo que significa que no hay cambios en el esfuerzo efectivo. Utilizando el criterio de falla de Mohr-coulomb no debería haber cambios en la fricción y por tal motivo la resistencia al esfuerzo cortante debería mantenerse constante (Wesley, 2010) (Verruijt, 2001). Por otro lado, una condición no drenada de un suelo puede convertirse en una drenada con el pasar del tiempo, en la medida en que el agua empiece a drenar (Verruijt, 2001).

**Figura 15**

*Esfuerzo y presión de poros - resistencia no drenada*



- Comparación de resistencia drenada y no drenada

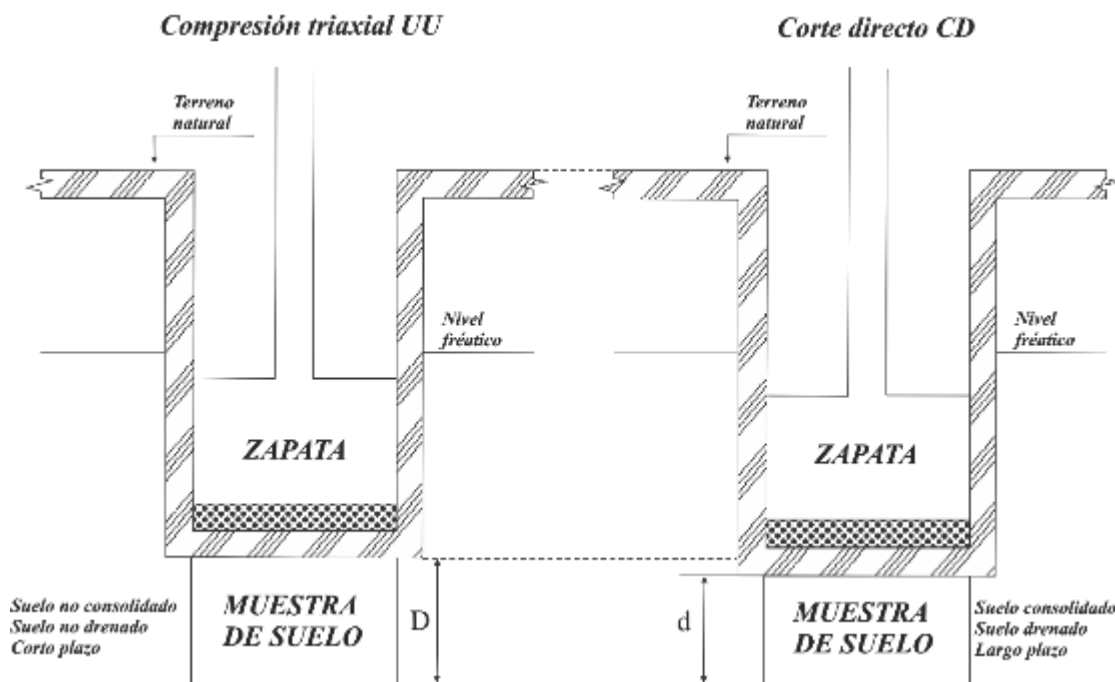
Posteriormente de verificar los factores que producen una diferencia entre los parámetros de  $\tau_d$  y  $\tau_u$ , se supone la situación en donde se colocara una cimentación (zapata) sobre un suelo cohesivo. Al instante de la colocación de la carga sobre el suelo en mención, este no drenará ni se consolidará de inmediato como se observa en la figura 16 (a), en consecuencia, para este preciso momento se deberá tener en consideración una resistencia al esfuerzo cortante a “corto plazo”, por esta razón, se utilizó el  $ECT_{UU}$  ya que simula mucho mejor las condiciones del suelo a corto plazo. Contrariamente, pasado un largo tiempo, el suelo cohesivo empezara a drenar y consolidarse como se puede apreciar en la figura 16 (b), de forma tal que se deberá tener en cuenta una resistencia al esfuerzo cortante a “largo plazo”, el cual se simulara con un  $ECD_{CD}$ . (Rincon & Suárez,



2012) (Villamizar & Díaz, 2010) (Peña & Perez, 2012) (Cometa & Mendez, 2016).

### Figura 16

*Comparación de ensayo de compresión triaxial UU y corte directo CD*



**Nota.** *Un ensayo de compresión triaxial no drenado después de un largo plazo puede o no convertirse en condiciones drenadas (Suárez, Deslizamientos - Análisis Geotécnico, 2008) (Wesley, 2010).*

En definitiva, cuando se realiza una cimentación esta ejerce una carga sobre el terreno de fundación, en la interacción suelo-estructura el suelo sufre cambios. (Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2015) (Juárez & Rico, Mecánica De Suelos, Tomo I, Fundamentos De La Mecánica De Suelos, 2005) para la presente investigación se toma como suelo de fundación un suelo cohesivo de la bahía del lago el cual al aplicarle una carga no drena ni se consolida a corto plazo como se pudo apreciar en la figura 16, es por este motivo que se pretende analizar los parámetros de la  $\tau_d$  y  $\tau_u$  para contemplar



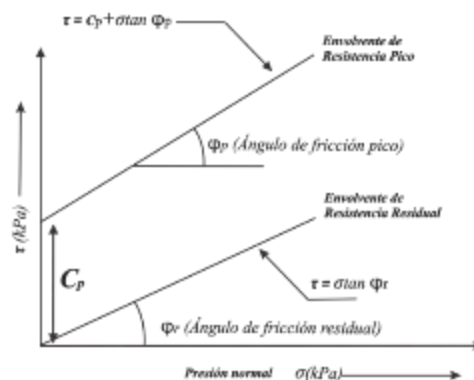
como difieren uno del otro y posteriormente determinar una relación entre estos dos valores, dado que las construcciones que no tengan el presupuesto para un  $ECT_{UU}$ ; y solo se permitan realizar el  $ECD_{CD}$ ; puedan obtener datos aproximados de la resistencia al esfuerzo cortante a corto plazo mediante la relación que se plantea obtener en esta investigación (Suárez, Deslizamientos - Análisis Geotécnico, 2008) (NG & Menzies, 2007) (E.050, 2018).

### **2.3.2. CRITERIOS DE RESISTENCIA PICO, ESTADO CRÍTICO Y RESISTENCIAS RESIDUALES.**

Se denomina resistencia pico a la resistencia al esfuerzo cortante máxima que posee el suelo, el cual aún no sufrido una falla. Debemos tener en cuenta que la resistencia pico coincide con el punto más alto de la curva esfuerzo – deformación. En suelos dúctiles, caso de un suelo cohesivo, la resistencia al esfuerzo cortante pico tiende a ser similar a la resistencia al esfuerzo cortante residual, por otro lado, en caso de un suelo frágil, la disminución de la resistencia pico en comparación a la resistencia residual es significativa. En la figura 17 se puede observar cómo varía la envolvente de falla para una resistencia al esfuerzo cortante pico y residual (Suárez, Deslizamientos - Análisis Geotécnico, 2008) (Atkinson, 2007) (Suárez, 1998).

**Figura 17**

*Envoltentes de falla de las resistencias pico y residual.*



La resistencia al esfuerzo cortante que posee el suelo justo después de ocurrir una falla. Esta resistencia en suelos cohesivos es tomada en cuenta si previamente ha existido una superficie de corte en la cual ha existido un deslizamiento. (Suárez, 1998) (Atkinson, 2007). Se asocia con el flujo laminar de granos de arcilla planos que se han convertido en orientados en paralelo a una zona de corte muy delgada. En arenas y otros suelos con granos rotundos (es decir, no planos) no hay oportunidad para el flujo laminar y la resistencia residual es la misma que la resistencia del estado crítico. En arcillas la resistencia residual puede ser tan pequeño como el 50% de la resistencia del estado crítico y es importante para el diseño de trabajo en viejos deslizamientos de tierra (Atkinson, 2007).

#### **2.4. PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE**

Los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante generalmente se determinan en ensayos de laboratorio, utilizando muestras representativas extraídas del lugar en estudio, los cuales deben ser transportados con el mayor cuidado posible para mantener las condiciones de la muestra lo más cercanas a la que tiene in situ. Para lo cual existen pruebas como  $ECD_{CD}$  y  $ECT_{UU}$ . Para la realización de estos ensayos se requieren muestras de suelo “idénticas” en sus



condiciones iniciales (Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2015) (Helwany, 2007) (NG & Menzies, 2007) (Crespo, 2005) (Craig, 2004).

La expresión general para la resistencia al corte del suelo, utilizada casi universalmente en el mundo de hoy es:

$$\tau_f = c' + (\sigma - \mu) \text{ Tan } \varphi' \quad (9)$$

O

$$\tau_f = c' + \sigma' \text{ Tan } \varphi' \quad (10)$$

Donde:

$\tau_f$  = resistencia al corte o resistencia cortante.

$\sigma$  = tensión normal total en el plano de corte

$\mu$  = presión de poro en el plano de corte

$\sigma'$  = esfuerzo normal efectivo en el plano de corte

$c'$  = intercepción de cohesión en términos de tensión efectiva

$\varphi'$  = ángulo de resistencia al corte (a menudo llamado "ángulo de fricción") en términos de esfuerzo efectivo

Generalmente se denominan parámetros de resistencia al esfuerzo cortante a  $c'$  y  $\varphi'$  en términos de esfuerzos efectivos. Si el esfuerzo cortante en cualquier



parte del plano supera el valor obtenido de la ecuación, esto significa una falla en el suelo y posteriormente un deslizamiento (Wesley, 2010).

Se puede considerar que la fuerza consiste de dos componentes: (Wesley, 2010).

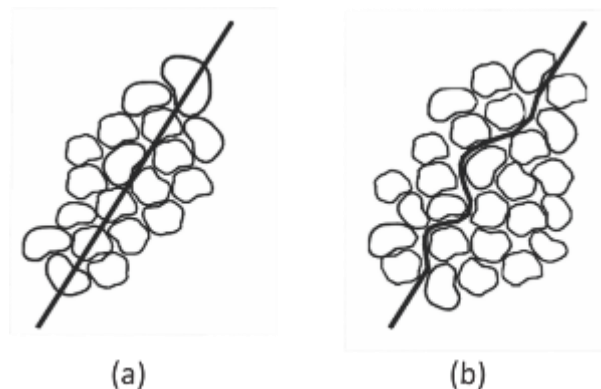
- Un componente cohesivo ( $c$ ), resultante de alguna forma de unión entre partículas, o un estado denso de empaquetamiento de las partículas debido a la inclusión de agua, que simula la función de pegamento entre partículas. (Wesley, 2010).
- Un componente "friccional" ( $\sigma' \tan \phi'$ ), que depende de la tensión normal efectiva en el plano de corte. La verdadera composición de este componente está abierto a debate, ya que no todo es estrictamente fricción. Sin embargo, debido a que este componente es proporcional al esfuerzo normal, es razonable pensar en ello como un componente de fricción (Wesley, 2010).

#### 2.4.1. CONCEPTOS DE FRICCIÓN

Si observamos con mayor detenimiento un plano de falla, podemos observar que la falla no ocurre atravesando las partículas del suelo, sino que la falla ocurre entre partícula y partícula, lo que conlleva a decir que la resistencia que ofrece un suelo al deslizamiento o falla, depende de las fuerzas friccionales que se generan entre las partículas (Leoni, 2001).

## Figura 18

### *Grano de mineral*



*Nota. Extraído de (Leoni, 2001)*

Por cual se podría inducir que mientras el suelo tenga más partículas estén haciendo contacto, mayor será el esfuerzo necesario para provocar un deslizamiento. También se puede deducir que mientras más angulosos sean las partículas del suelo mayor será la fuerza friccional que proponga el suelo frente a un posible deslizamiento (Leoni, 2001).

### 2.4.2. CONCEPTOS DE COHESIÓN

En algunos suelos la resistencia al esfuerzo cortante no solo depende de la fricción, sino que también se suma la cohesión aparente o simplemente cohesión, la cual es posible gracias a la adición de agua en el suelo, como en el caso de las arcillas. Es decir que por acción del fenómeno de “capilaridad”, actúa sobre las partículas de la muestra una tensión superficial, que provoca una resistencia adicional al esfuerzo cortante. Este nombre deriva por la circunstancia de que es un valor relativo y no permanente ya que depende del contenido de agua que tenga la muestra de suelos (Lambe & Whitman, 2005) (Leoni, 2001).



Para una mejor explicación podríamos poner el caso de un castillo de arena, en el cual, si intentamos armar dicho castillo con arena seca, esto se nos hará imposible; sin embargo, si añadimos agua a la arena se nos hará más fácil moldear la arena, por lo cual la cohesión actúa como una medida de cementación o adherencia entre las partículas de la arena. Por otro lado, en suelos eminentemente granulares en los cuales no existe ningún tipo de material cementante que produzca adherencia, la cohesión se considera igual a 0 (Leoni, 2001) (Suárez, 1998).

## 2.5. SUELOS COHESIVOS

La diferente distribución de tamaños en una muestra de suelo y la gran variedad de tamaños de las partículas de la misma muestra de suelo, hacen que este tenga distintas clasificaciones dependiendo de estos dos factores, sin embargo, hay dos tipos básicos de suelo que se clasifican por el tamaño de las partículas: suelos granulares o de grano grueso (a veces denominados suelos sin cohesión) y los suelos de grano fino o suelos cohesivos. (Company, A.B. Chance, 2003) (Smith & Smith, 1998) (Chegg, 2003) (Gautam, 2018) (Grupo CIPSA, s.f.)

El suelo se clasifica como cohesivo si la cantidad de finos (limo y arcilla) supera el 50% en peso para que el suelo se adhiera a sí mismo, cuando la muestra de suelo es más cohesiva es significado de que contiene mayor cantidad de arcilla. Los suelos de grano fino son considerados los limos y arcillas, las partículas de limo oscilan entre 0.074 y 0.002 mm, en cambio, las arcillas son inferiores a 0.002mm. estos suelos están formados por partículas que están unidas con minerales arcillosos, las cuales tienen la capacidad de absorber una cantidad significativa de agua en sus superficies. Por otro parte, los suelos finos tienden a



tener baja resistencia y son fácilmente deformables. (Company, A.B. Chance, 2003) (Chegg, 2003) (Gautam, 2018) (Grupo CIPSA, s.f.) (Smith & Smith, 1998)

Características de los suelos finos o cohesivos:

- Tamaño de grano no medible con tamices
- Tamaño de grano medido por tasa de sedimentación
- La forma de sus partículas puede ser aminor, angular o redondeada
- Los granos se pegan cuando se mezclan con agua y es blando.
- Tiene un alto contenido de humedad
- La resistencia del suelo varia cuando retiene agua
- Plástico: se deforma sin agrietarse en un rango del contenido de agua entre el límite líquido y el límite plástico
- Permeabilidad: media a baja (limos) y muy baja o nula (arcillas)
- El agua fluye lentamente a través de los vacíos.
- El drenaje toma de semanas a decenas de años (Smith & Smith, 1998) (Chegg, 2003) (Mitchell & Soga, 2005) (Zapata, 2018).





## CAPÍTULO III

### MATERIALES Y MÉTODOS

Para el presente proyecto se ha considerado un diseño de investigación no experimental debido a que no se manipulara deliberadamente las variables, solo se observara y analizara los fenómenos en su contexto natural. Por otro lado, el nivel de investigación corresponde a un nivel correlacional por que tiene como finalidad relacionar y vincular entre si los parámetros de resistencia del suelo entre los  $ECD_{CD}$  y  $ECT_{UU}$ . Para terminar el tipo de investigación es cuantitativo, debido a que el medio de prueba de hipótesis se basa en mediciones numéricas y el análisis estadístico, para establecer patrones de comportamiento y probar teorías (Sánchez, Reyes, & Mejía, 2018) (Muñoz, 2015) (Hernández, Fernández, & Baptista, 2014) (Monje, 2011).

#### 3.1. POBLACIÓN Y MUESTRA

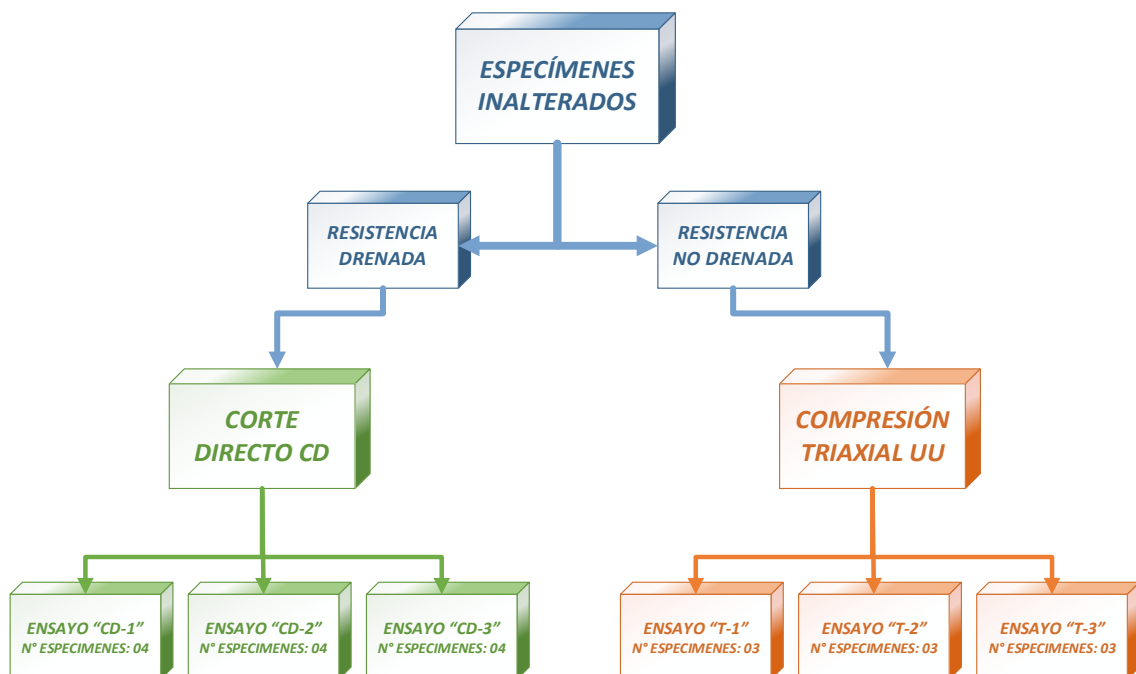
Para la presente investigación la población en estudio es la bahía interior de la ciudad de Puno, tomando en consideración que la población objetivo es la zona ubicada frente a la Universidad Nacional del Altiplano y la población accesible se ubica exactamente al frente de la puerta de postgrado de la universidad. Con referencia a la muestra, se utilizó el muestreo no probabilístico por conveniencia debido a que es difícil lograr un muestreo aleatorio autentico, debido a las limitaciones temporales y monetarias primordialmente y gracias a ellas, es casi imposible tomar una muestra aleatoria de toda la población. Por lo cual, la muestra en estudio fue seleccionada en función de su accesibilidad (Otzen & Manterola, 2017) (Sánchez, Reyes, & Mejía, 2018) (Vitulas, 2018).

#### **Numero de especímenes para ensayos de laboratorio**

Para el cálculo del número de especímenes para los  $ECD_{CD}$  y  $ECT_{UU}$ , se contempló lo que indica la norma ASTM D3080 y ASTM D 2850, las cuales mencionan que se deberá someter a corte un mínimo de 03 especímenes de muestra por cada ensayo realizado. En la figura 19 se presenta la cantidad de ensayos y especímenes por ensayo para realizar las comparaciones entre el  $ECD_{CD}$  y  $ECT_{UU}$ .

**Figura 19**

*Organigrama para elaboración de especímenes*



### 3.2. UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

La zona de estudio de esta investigación, se encuentra ubicada en las orillas del lago Titicaca, específicamente en la bahía de Puno, al frente de la puerta de posgrado de la universidad nacional del altiplano.

**Figura 20**

*Ubicación de la zona de estudio*



### **3.2.1. SUELO COHESIVO DE LAS ORILLAS DEL LAGO TITICACA**

A continuación, se presenta un cuadro resumen, en el cual se mostrará el nivel freático y los espesores de los estratos encontrados en la trinchera realizada. La capa superficial se trataba de relleno superficial, el cual estaba compuesto primordialmente por vegetación (champa). Siguiendo con la estratigrafía se observa un estrato (E1) de suelo fino caracterizado como limo de baja plasticidad, el cual estaba contaminado con algunas raíces, del mismo modo este suelo era muy compresible. Posteriormente se pudo apreciar un estrato (E2) de arcilla de baja plasticidad, seguidamente se diferenció un estrato (E3) de arena limosa y por ultima un cuarto estrato (E4) el cual se clasifica como suelo fino de alta

plasticidad, en dicho estrato se encontró también el nivel freático y de este material se extrajo las muestras para los ensayos de laboratorio de esta investigación, en la tabla 1 queda resumida la información de los estratos encontrados en la trinchera.

**Tabla 1**

*Descripción de la trinchera*

Calicata N°	N.F. (m)	Relleno superficial (m)	Estrato de suelo (m)	Clasificación SUCS
<b>TRINCHERA 1</b>	2.60m	0.30m	E1	ML
			E2	CL
			E3	SM
			E4	MH

### 3.3. PROCEDIMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

En este apartado se mencionará el procedimiento que se siguió para la investigación, el cual se dividirá en 05 partes. La primera detallara el método utilizado para la localización, extracción y transporte de la muestra siguiendo la norma ASTM D – 4220. La segunda parte especificara la técnica utilizada para realizar el ensayo de granulometría en laboratorio siguiendo las indicaciones de la norma ASTM D 422. En la tercera parte se abarcará los detalles para la obtención



de los límites de consistencia, lo que contempla el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad teniendo en consideración la norma ASTM D 4318.

Llegados a este punto, se proseguirá con las dos últimas partes, las cuales se considera las más importantes de este apartado para la investigación. Como cuarta parte se expone a detalle el procedimiento utilizado para la obtención de la  $\tau_d$ , el cual se logrará mediante la realización del ensayo de laboratorio,  $ECD_{CD}$ , siguiendo la normativa ASTM D 3080. Finalmente se abarcará los pasos a seguir para conseguir resultados de la resistencia al esfuerzo cortante no drenado, el cual se conseguirá mediante la ejecución del  $ECT_{UU}$ , teniendo en consideración la norma ASTM D 2850.

### **3.3.1. EXTRACCIÓN DE LA MUESTRA.**

Para la obtención de las muestras de ensayo se siguió la norma ASTM D – 4220. Primero se escogió entre los diferentes métodos:

- Grupo A: muestras para las cuales se requiere únicamente identificación visual.
- Grupo B: muestras para las cuales se necesitan únicamente ensayos de contenidos de humedad y clasificación; proctor y densidad relativa; o el perfil de la perforación; y muestras en bruto que serán remoldeadas o compactadas en especímenes para someterlas a ensayos de presión y porcentaje de expansión, consolidación, permeabilidad, resistencia al corte, CBR, estabilómetro, etc.
- Grupo C: muestras intactas, formadas naturalmente o preparadas en el campo para determinaciones de peso unitario; o para presión y porcentaje de



expansión, consolidación, ensayo de permeabilidad y de resistencia al corte, con y sin medidas de esfuerzo-deformación y de cambio de volumen, hasta incluir ensayos dinámicos y cíclicos.

- Grupo D: muestras frágiles o altamente sensibles para las cuales se requieren los ensayos del grupo c.

Para este ensayo se utilizará el método de extracción del grupo C. (ASTM-D-4220, 2014)

### **Equipos y materiales:**

- Parafina para sellado
- Cinta
- Bolsas de plástico
- Cajas para transporte
- Materiales para la identificación, rótulos y marcadores.
- Sacos
- Pico y pala
- Baldes

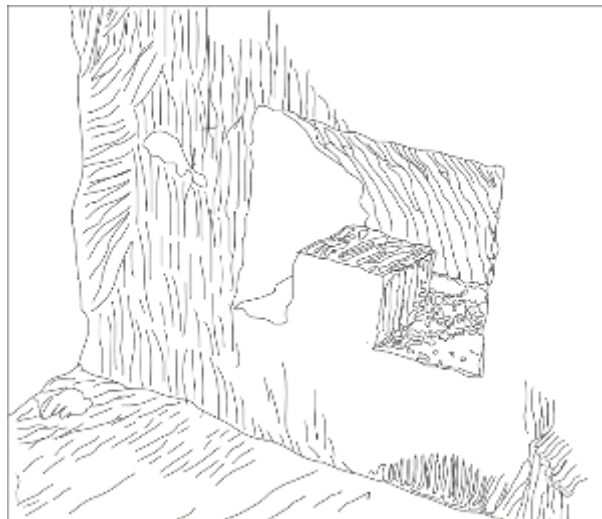
### **Procedimiento**

- Se ubicó el punto de extracción de la muestra y se identificó con un rotulo; indicando número de perforación, profundidad, orientación de la muestra.
- Se rebaja la pared escogida hasta que el terreno descubierto conserve su estructura y propiedades. Luego se efectúa un primer tallado hasta dejar el bloque como lo muestra la figura 21.

- Como la cara inferior de la muestra es muy difícil de tallar antes de desprenderla, hay que hacerlo una vez desprendida el bloque.
- Las muestras deberán de conservarse y transportarse en recipientes o empaques sellados a prueba de humedad (parafina y bolsas de plástico), las cuales deberán ser de espesor y resistencia suficientes para evitar su rotura.
- Las muestras cubicas se envuelven en membranas plásticas adecuadas y se cubren con varias capas de parafina.

### Figura 21

*Extracción de muestra inalterada de la pared de una calicata*



*Nota. Extraído de (ASTM-D-4220, 2014)*

- Coloque las bolsas plásticas tan herméticamente como sea posible alrededor de la muestra, apretando fuertemente con la cinta de embalaje.
- Las muestras fueron transportadas personalmente, solamente necesitan ser colocados en cajas de cartón, o contenedores similares en los cuales las muestras selladas ajusten cómodamente, previniendo chocar, rodar, caer, etc.
- Las muestras serán embarcadas en la misma orientación en la cual fueron muestreadas.



### 3.3.2. GRANULOMETRÍA

Para el análisis granulométrico por lavado se utilizó la norma NTP 339.128 (ASTM D422) ensayo de análisis granulométrico.

#### **Equipos:**

- Tamices de malla cuadrada.
- Balanza con sensibilidad de 0.1 gramo.
- Horno de secado.
- Bandejas, cepillos y brochas.
- Muestra representativa del suelo.

#### **Procedimiento:**

- Para la obtención de la muestra representativa se realizará el procedimiento de cuarteo, el cual se realiza de forma manual.
- Al tener la muestra representativa se procede a colocar está en el horno por 24h para secar la muestra.
- Luego cuando la muestra estaba seca se procedió a pesar una cantidad aproximada de 500 – 600 gr por tratarse de un suelo fino, de acuerdo al tamaño de las partículas de la muestra. Y se anotó el peso seco de la muestra antes de lavar.
- Seguidamente se lavó la muestra por la malla N° 200 con el debido cuidado para evitar dañar la malla ya que es muy sensible y al finalizar se coloca la muestra al horno durante 24h para su secado.





- Luego de sacar la muestra del horno se procedió a pesar la muestra seca después de lavar; de esta forma se obtiene el valor de la muestra perdida en el lavado.
- Por último, se tamizó la muestra por la serie de tamices y se anotó en una ficha de granulometría los pesos retenidos en cada malla cuadrada para realizar las correcciones y cálculos necesarios para graficar la curva granulométrica.

### **3.3.3. LÍMITES DE CONSISTENCIA**

Para este ensayo se utilizó la norma NTP 339.129 (ASTM D4318).

#### **❖ LIMITE LIQUIDO:**

El límite líquido de un suelo es el contenido de humedad expresado en porcentaje del suelo secado en el horno, cuando este se halla en el límite entre el estado líquido y el estado plástico.

#### **Equipo y materiales.**

- Vasija.
- Espátula.
- Cuchara de casa grande (automatizado) y ranurador.
- Recipientes pequeños o taras.
- Balanza de precisión.
- Horno de secado.



## Procedimiento

- De la muestra de suelo, se tamiza por el tamiz N° 40 una porción de aproximadamente 200 gr. Pasante el tamiz.
- Luego en una vasija se mezcla la muestra pasante el tamiz N° 40 con agua hasta obtener una especie de masa la cual se deberá dejar saturando por 24h.
- Esparcir una porción de suelo en la copa de Casagrande presionándola y forme una superficie aproximadamente horizontal, está debe tener una altura con la base de 10mm.
- Utilizar el ranurador pasando por medio de la superficie de la muestra de suelo.
- Hacer girar el manubrio a una velocidad de 1.9 a 2.1 golpes por segundo, hasta que las dos mitades estén en contacto en la base de la ranura una longitud de 13mm.
- Verificar que no se haya producido el cierre prematuro debido a burbujas de aire.
- Tomar con la espátula la muestra representativa de suelo que se haya juntado en la ranura.
- Registrar el número de golpes y pesar la muestra. Para posteriormente colocarla al horno y obtener su contenido de humedad.
- Regresar el suelo remanente en la copa, amasar y repetir el procedimiento.
- Realizar el mismo procedimiento para obtener puntos comprendidos entre 15-20, 20-25, 25-30 y 30-35 golpes.
- Por último, realizar los cálculos correspondientes y hacer el grafico de limite líquido.



## ❖ LIMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD

El límite plástico de un suelo es el contenido más bajo de agua, determinado por este procedimiento, en el cual el suelo permanece en estado plástico. El índice de plasticidad es el tamaño del intervalo de contenido de agua, expresado como un porcentaje de la masa seca de suelo, dentro del cual el material está en un estado plástico.

### **Equipos y materiales**

- Espátula
- Vasija
- Balanza de precisión
- Recipientes o taras
- Vidrio esmerilado
- Horno
- Tamiz n°40

### **Procedimiento**

- De la muestra de suelo, se tamiza por el tamiz N° 40 una porción de aproximadamente 200 gr. Pasante el tamiz.
- Luego en una vasija se mezcla la muestra pasante el tamiz N° 40 con agua hasta obtener una especie de masa la cual se deberá dejar saturando por 24h.
- Se secciona una porción de 1.5 a 2.0 gr de la masa para hacer formas elipsoidales.



- Se rueda la masa de suelo entre la palma de la mano o los dedos y el vidrio esmerilado con solo la presión necesaria para formar un rollo de diámetro uniforme. El rollo debe alcanzar un diámetro de 3mm, tomándose para ello no más de dos minutos.
- Luego se coloca la muestra de suelo en el horno, para que se puedan realizar los cálculos correspondientes para determinar el límite plástico y posteriormente el índice de plasticidad, que sería la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

## **CARACTERIZACIÓN DEL SUELO**

Para la investigación se cómo se mencionó anteriormente se realizó una trinchera como método de exploración, de la cual se sacó tres muestras inalteradas distanciadas 1.00 metro entre cada una, para dicha trinchera se obtuvo mediante ensayos de laboratorio las siguientes características y perfil estratigráfico, las cuales se muestran en la tabla 2.

**Tabla 2***Perfil estratigráfico de la trinchera*

Clasificación		Límites de consistencia			Gradación		
		L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)	Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)
<b>SUCS</b>	<b>AASHTO</b>						
<b>Relleno superficial</b>		-	-	-	-	-	-
<b>ML</b>	A – 6 (8)	37.60	24.80	12.80	0.00	30.80	69.20
<b>CL</b>	A – 4 (4)	24.85	15.30	9.6	0.08	43.41	56.51
<b>SM</b>	A – 4 (1)	NP	NP	NP	0.00	61.20	38.80
<b>MH</b>	A – 7 – 5 (16)	60.0	40.2	19.8	0.00	1.70	98.30

### 3.3.4. CORTE DIRECTO CD

Este ensayo determina la resistencia al corte de una muestra de suelo, empleando el método de corte directo. Este ensayo se puede realizar sobre todos los tipos de suelos, ya sean muestras inalteradas o remoldeadas.



## Espécimen de ensayo

- La muestra utilizada para el tallado del espécimen deberá ser lo suficientemente grande como para tener un mínimo de tres (03) especímenes similares, en este caso se realizarán cuatro (04) especímenes, es necesario preparar los especímenes en un ambiente de temperatura y humedad controlado para minimizar la variación de humedad.
- Se deberá tener mucho cuidado en la preparación de los especímenes inalterados en suelos sensibles para evitar la alteración de su estructura interna. Se deberá determinar la masa inicial de los especímenes húmedo para utilizarlo en cálculos de contenido de humedad y peso unitario del espécimen.
- Para el tallado de especímenes se deberá tener en cuenta las dimensiones mínimas, en caso de especímenes cuadrados deberá ser 2.0 pulg. (50 mm), o no menor que 10 veces el diámetro de la partícula de tamaño máximo, cualquiera sea el mayor, y conforme a la relación entre el ancho y el espesor especificado
- El mínimo espesor inicial del espécimen deberá ser 0.5 pulg. (12mm), pero no menor que 6 veces diámetro de la articula máxima.

## Procedimiento

- Primero se realizará el tallado del espécimen de la muestra inalterada, teniendo en cuenta la superficie superior de la muestra inalterada para mantener la orientación correcta como si estuviera en campo.
- Se retirará aproximadamente 5 cm de espesor de la superficie superior, debido a que esta “parte” de la muestra inalterada posiblemente este dañada debido

al transporte de la muestra, a pesar de haber tenido los cuidados correspondientes.

- Se colocará el molde de tallador como se muestra en la figura 22 sobre la cara superior de la muestra inalterada y con la ayuda de cuchillos y espátula se procederá a realizar el tallado de forma delicada, ya que se debe evitar lo más posible alterar la estructura interna del suelo, por lo que se debe tener especial cuidado al momento de realizar el tallado.

### **Figura 22**

*Tallado de espécimen para el ensayo de corte directo*



- Una vez terminado el tallado sobre la superficie superior se procederá a desprender esa parte de la muestra, para enrasar la muestra sobre el molde de tallado y seguidamente se pesará la muestra tallada junto al molde tallador.

### Figura 23

#### *Enrasado de espécimen para ensayo de corte directo*



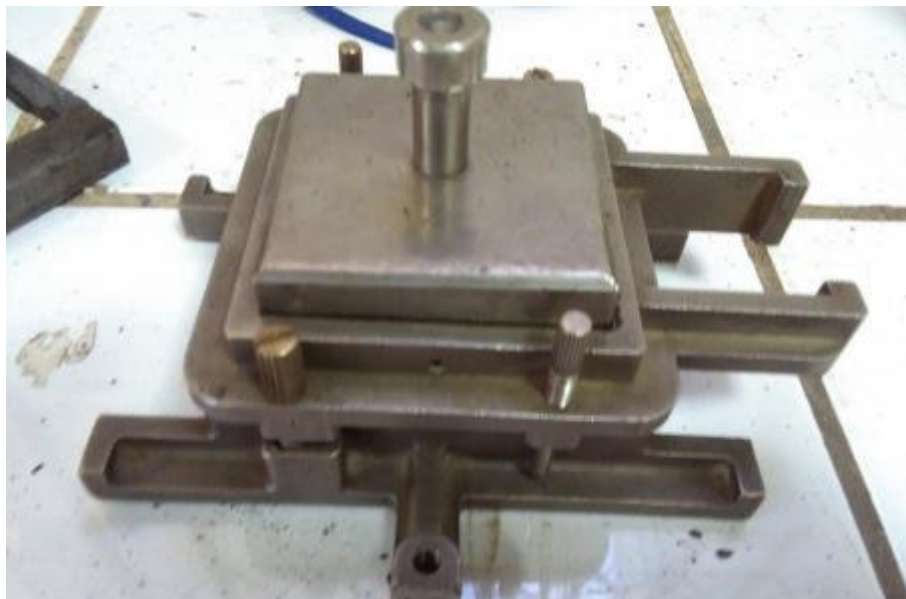
- Para el ensamblaje de la caja de corte:
  - Se asegurará el dispositivo de corte con los tornillos de ajuste.
  - Seguidamente se colocará dos (02) piedras porosas húmedas en la parte inferior.
  - Luego se colocará papel filtro debidamente recortado de forma que tenga las mismas dimensiones de las piedras porosas.
  - Como siguiente paso se traspasará la muestra tallada desde el molde de tallado hacia el dispositivo de corte para lo cual se puede usar una especie de martillo de madera cuadrado (martillo cuadrado de madera que se utiliza para la compactación de suelos de suelos remoldeados, el cual tiene las mismas dimensiones que el molde de tallado).
  - Una vez la muestra tallada este en el dispositivo de corte, se colocará papel filtro nuevamente en la parte superior de la muestra.
  - Seguidamente se colocará una (01) piedra porosa en la parte superior de la muestra tallada.



- Por último, se colocará una placa de transferencia de carga normal sobre la piedra porosa superior.
- Para una mejor visualización, se puede observar en la figura 24 como debería de quedar el ensamblaje del dispositivo de corte.

### Figura 24

#### *Dispositivo de corte ensamblado*



- Luego de terminar de ensamblar el dispositivo de corte se procederá a colocar en la caja de corte cuidadosamente para evitar alteraciones en el espécimen.
- Conectar y ajustar el sistema de carga para la fuerza de corte, de modo que la fuerza no sea impuesta en el dispositivo de medición de carga.
- Colocar y ajustar correctamente la posición del dispositivo de medición del desplazamiento horizontal utilizando para medir el desplazamiento de corte. Obtener una lectura inicial o colocar el dispositivo de medición para indicar un desplazamiento cero.

- Colocar en posición el yugo de carga de la fuerza normal y ajustarlo hasta que la barra de carga sea horizontal. Para sistemas de carga por medio de una palanca de carga muerta, nivelar la palanca.
- Se aplicará una carga normal al espécimen, para esta investigación se utilizará cargas normales de 1, 2, 3 y 4 kg.

### Figura 25

*Equipo para ensayo de corte directo consolidado drenado*



- Una vez aplicada la carga normal se procederá a registrar la consolidación de la muestra cada determinado tiempo (0, 8, 15, 30, 60 seg y 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120 min).
- Con los datos de consolidación de la muestra, se utilizará el método de Taylor para determinar el  $t_{90}$  y de esta forma poder calcular la velocidad de corte como se había explicado anteriormente.



- Después que se alcanzó la consolidación primaria, remover los tornillos de alineamiento o fijadores de la caja de corte. Abrir la ranura entre las mitades de la caja de corte a aproximadamente 0.025 pulg. Utilizando los tornillos de ranura. Retire los tornillos de ranura.
- Comenzar con el ensayo de corte directo propiamente dicho, registrando la fuerza aplicada respecto al desplazamiento horizontal del corte de la muestra.
- Al terminar las lecturas hasta un desplazamiento de 10mm, se parará el ensayo y se procede a desensamblar la caja de corte, retirando el dispositivo de corte con mucho cuidado.
- Remover el espécimen del dispositivo de corte y determine el contenido de humedad.
- Se realizará el mismo procedimiento para diferentes cargas normales. (1kg, 2kg, 3kg y 4 kg.)
- Procesar los datos obtenidos del ensayo y realizar los cálculos correspondientes para posteriormente graficar.

### **3.3.5. COMPRESIÓN TRIAXIAL UU**

#### **Espécimen de ensayo**

Las muestras deben ser cilíndricas y tener un diámetro mínimo de 3.3 cm (1.3 pulg.). La relación altura-diámetro debe estar entre 2 y 2.5.

Se prepara muestras inalteradas a partir de muestras grandes inalteradas, las muestras deben conservarse y transportarse de acuerdo con las prácticas para muestras del grupo c en las prácticas d4220. Manipule las muestras con cuidado para minimizar las perturbaciones, los cambios en la sección transversal o los



cambios en el contenido de agua. Prepare muestras recortadas, en un ambiente donde se minimiza el cambio en el contenido de agua del suelo. Donde la eliminación de guijarros o el desmoronamiento resultante del recorte provoca huecos en la superficie de la muestra, llene cuidadosamente los huecos con tierra remodelada obtenida de los recortes. Cuando la condición de la muestra lo permite. Después de obtener el diámetro requerido, coloque la muestra en una caja de ingletes y córtela a la altura final con una sierra de alambre u otro dispositivo adecuado. Determine la masa y las dimensiones de la muestra, se realizarán un mínimo de tres mediciones de altura (separadas  $120^\circ$ ) y al menos tres mediciones de diámetro en los cuartos de punto de la altura para determinar la altura y el diámetro promedio de la muestra.

### **Procedimiento**

- Primero se realizará el tallado del espécimen de la muestra inalterada, teniendo en cuenta la superficie superior de la muestra inalterada para mantener la orientación correcta como si estuviera en campo.
- Se retirará aproximadamente 5 cm de espesor de la superficie superior, debido a que esta “parte” de la muestra inalterada posiblemente este dañada debido al transporte de la muestra, a pesar de haber tenido los cuidados correspondientes, como se puede apreciar en la figura 26.

## Figura 26

*Muestra utilizada para especímenes de ensayo de compresión triaxial*



- Se extraerá muestra inalterada en forma cuadrada para que de esta forma se realice con mayor facilidad el tallado en forma cilíndrica, utilizando un marco rectangular para dicho procedimiento.
- Cuando se haya terminado de darle una forma cilíndrica a la muestra, esta se introducirá en un molde cilíndrico, para poder darle la altura correspondiente, enrasando la parte superior e inferior de dicha muestra.
- Luego se tomará las medidas correspondientes del espécimen, se tomará 03 diámetros a  $120^\circ$  en la parte superior, media e inferior, haciendo un total de 09 diámetros, de la misma forma se tomará 03 mediciones de altura del espécimen. Y también se registrará el peso del espécimen.

## Figura 27

*Tallado de espécimen para ensayo de compresión triaxial*



- Seguidamente se ensamblará la cámara triaxial:
  - Se colocará papel filtro en la cara superior e inferior de la muestra, así como también en las paredes de la muestra, con el final de ayudar en la saturación de la muestra.
  - Se colocará piedras porosas en la parte superior e inferior de la muestra.
  - Luego se procederá a utilizar el expansor de membrana, para facilitar la colocación de la membrana sobre la muestra.
  - Se colocará el dispositivo de transferencia de carga.
  - Seguidamente se instalará la cámara triaxial junto con el pisón, de manera que el pisón quede centrado sobre el dispositivo de transferencia de carga.

- Luego se fijará la cámara triaxial con sus aseguradores y por último se llenará con agua la cámara triaxial. Podemos observar en la figura 28 como debería terminar el ensamblado de la cámara triaxial.

### Figura 28

#### *Cámara triaxial*

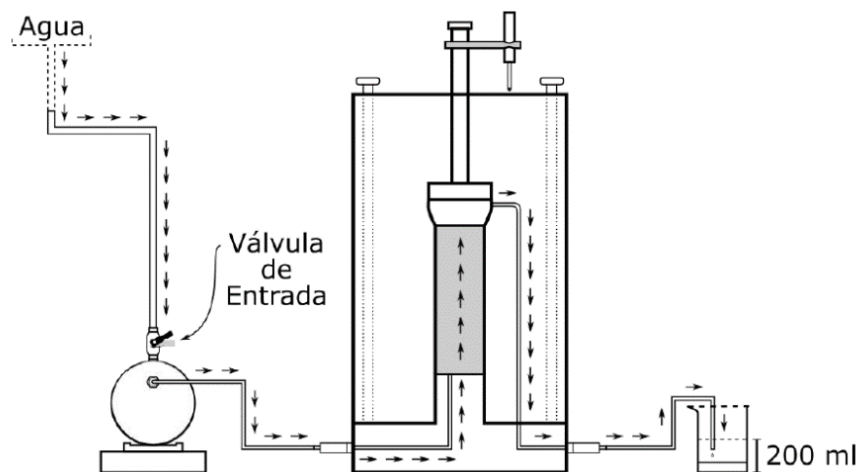


- Una vez concluida la etapa de ensamblado, se empezará con el proceso de saturación de la muestra, el cual se realizó utilizando el método de humedecimiento constante mediante la percolación de agua desairada, donde bajo una pequeña presión de cámara y con las válvulas de salida abiertas, se procede a percolar agua a través del espécimen. En esta modalidad la circulación de agua desaireada se realiza por una diferencia de alturas entre la superficie del estanque de agua desaireada y la línea de salida en la cámara

triaxial. Por lo general en primer lugar se hace percolar agua en la zona inferior del espécimen, seguidamente desde abajo hacia arriba, y por último se hace circular agua solo en la parte superior. Mediante esta técnica se busca saturar las zonas perimetrales, y el avance homogéneo del frente de saturación desde abajo hacia arriba busca conducir el aire hacia el exterior del espécimen. Se deberá mantener este proceso hasta obtener una cantidad considerable de agua en el envase de salida, el cual será un indicador de que el espécimen ya se encuentra totalmente saturado.

### Figura 29

*Diagrama del proceso de percolación de la muestra*



Cabe destacar que la magnitud de la presión de cámara utilizada debe ser mínima para no pre esforzar el espécimen, pero lo suficiente para impedir su hinchamiento. De igual manera se destaca que para suelos cohesivos como es el caso, es muy difícil la percolación por lo que este proceso puede tomar varios días o incluso nunca concretarse.



Al finalizar la etapa de percolación con agua desaireada, se debería verificar el grado de saturación del espécimen mediante la comprobación del parámetro  $b$  de presión de poros de Skempton, el cual se define como:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (11)$$

$\Delta \sigma_3$  es un incremento isotrópico, y dentro de los posible pequeño, de la presión de cámara, y  $\Delta u$  es el cambio resultante de presión de poros medido bajo condiciones no drenadas. Un valor teórico de  $b = 1$  indica una saturación total del espécimen, pero se sabe que en la práctica este es difícilmente obtenible, por lo que con  $B \geq 0.95$  se considera un espécimen completamente saturado.

### Figura 30

*Proceso de saturación mediante percolación del espécimen*



- El proceso de saturación, resulto un pequeño obstáculo, debido a que la muestra demoraba un promedio de dos días en saturarse y permitir que salga agua por el ducto de salida. Y por otro lado no se pudo realizar la comprobación del parámetro  $b$  de presión de poros de skempton debido a la falta de equipos en el laboratorio.
- Al finalizar de saturar la muestra, la cámara triaxial se colocará en el marco del equipo triaxial, en el cual de forma automática se registrará el desplazamiento axial y la fuerza normal.
- Con la cámara triaxial en el marco del equipo, se dará una presión de cámara, para esta investigación se utilizará 49.033, 98.067 y 196.133  $kpa$  como presiones de cámara para los 03 especímenes ensayados.
- Luego de aplicar la presión de cámara se esperará 10 minutos para que la muestra se acomode y se empezara con la etapa de corte. Para entender mejor estos pasos podemos apoyarnos en la figura 31.

### Figura 31

*Equipo para el ensayo de compresión triaxial*





- La velocidad utilizada en la etapa de corte será igual a 1.0 % de la altura del espécimen. (mm/min). Al finalizar la etapa de corte, se desinstalará la cámara triaxial y se obtendrá el contenido de humedad del espécimen.
- Se realizará este mismo procedimiento para las diferentes presiones de cámara (49.033, 98.067 y 196.133 *kpa*) para 03 especímenes.
- Por último, se procesará los datos obtenidos y se realizará los cálculos correspondientes para posteriormente graficar.



## CAPÍTULO IV

### RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Para este capítulo se contemplará 04 etapas. En la primera etapa se analizará los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante drenado, obtenidos a través del  $ECD_{CD}$ , el cual nos brindará valores de  $c$  y  $\phi$ . La segunda se ocupará del análisis de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante no drenado, obtenidos a través del  $ECT_{UU}$ , el cual también nos brindará valores de  $c$  y  $\phi$ . En la tercera etapa se hará un análisis comparativo de los parámetros de resistencia drenada y no drenada, para generar una relación entre estos 02 valores. Por último, se realizará el cálculo de la capacidad portante por resistencia utilizando los parámetros de resistencia obtenidos mediante el  $ECD_{CD}$  y  $ECT_{UU}$ .

Cabe mencionar que todos los ensayos realizados en esta investigación se realizan en el laboratorio de mecánica de suelos y materiales de la escuela profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional del Altiplano.

#### 4.1. PARÁMETROS DE RESISTENCIA DRENADA

Para este apartado de la investigación se realizaron 03  $ECD_{CD}$ , así mismo cada ensayo se ejecutó con 04 especímenes de prueba a diferentes cargas normales, los cuales se muestran a continuación:

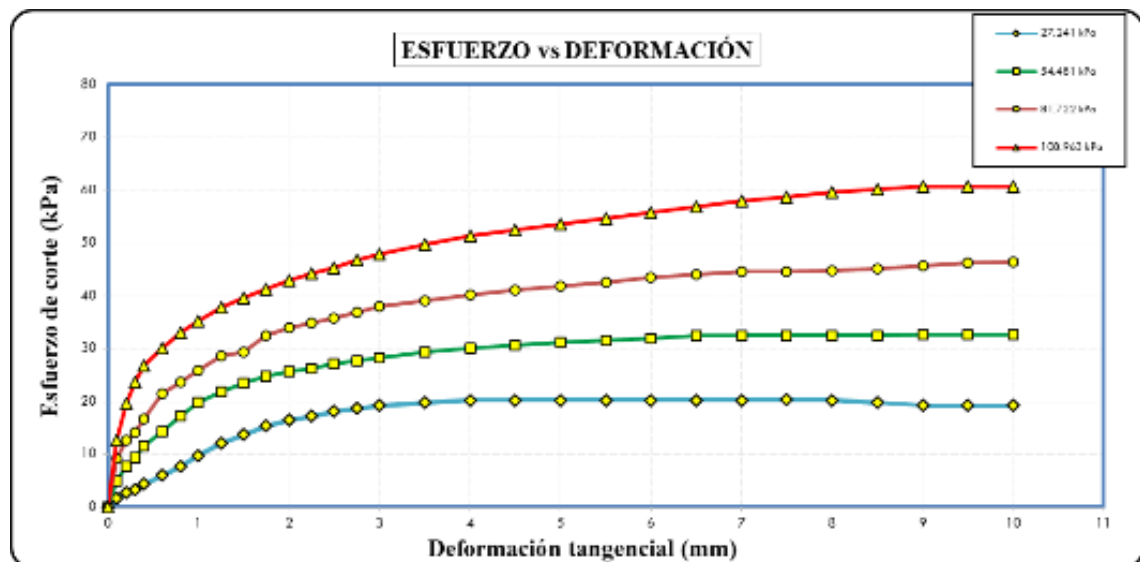
##### 4.1.1. PRIMER ENSAYO “CD – 1”:

El primer  $ECD_{CD}$ , se caracteriza por tener los 04 especímenes con características muy similares. Para la figura 32, se muestra la deformación tangencial vs esfuerzo cortante, donde se puede apreciar que los 04 especímenes varían uniformemente con el incremento de la carga normal, teniendo un

comportamiento elástico en la primera fase hasta llegar a un comportamiento elástico.

**Figura 32**

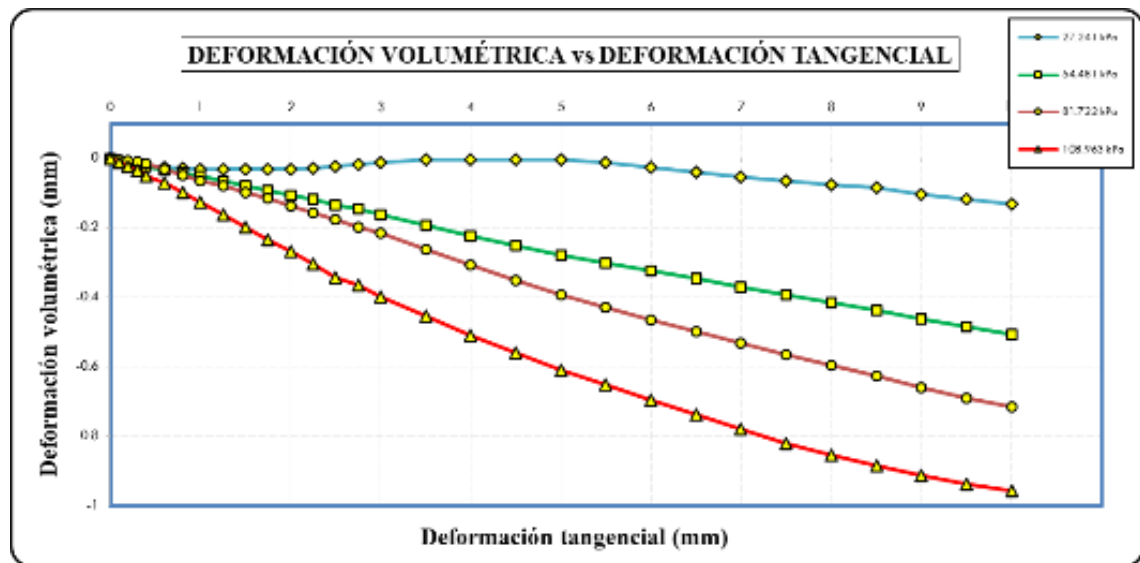
*Curva esfuerzo de corte vs deformación tangencial, del ensayo "CD - 1"*



Seguidamente podemos observar la figura 33, deformación tangencial vs deformación volumétrica, la cual nos ayudara a entender mejor la variación volumétrica que sufren los especímenes, en este grafico se aprecia que el primer espécimen, el cual tiene una carga normal de 27.241 kPa tiene una pequeña expansión, la cual es posiblemente ocasionada por partículas en el interior del espécimen que provoca una superposición de particular y también debido a que la carga normal es relativamente baja.

**Figura 33**

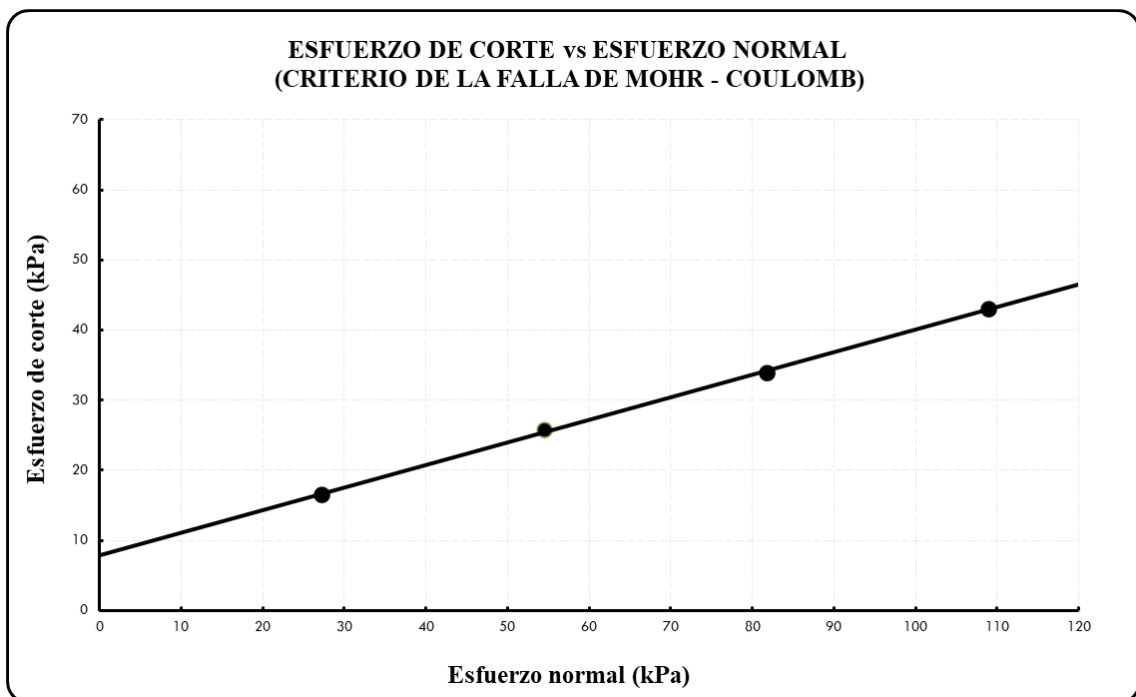
*Curva deformación volumétrica vs deformación tangencial, del ensayo "CD - 1"*



Por último, se tiene la figura 34, esfuerzo de corte vs esfuerzo normal, este gráfico es el medio por el cual podremos obtener los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, se puede visualizar que los 04 especímenes tienen la misma relación esfuerzo normal – esfuerzo de corte, por lo tanto, se puede utilizar los 04 especímenes para el criterio de falla de Mohr Coulomb, esto demuestra una vez más que los 04 especímenes tienen características y comportamientos similares y por ende son aptos para su análisis y posterior obtención de resultados. De este gráfico se puede concluir que se tiene una  $c'$  de 7.926 kPa y  $\phi'$  de  $17.85^\circ$ .

**Figura 34**

*Esfuerzo de corte vs esfuerzo normal, del ensayo "CD - 1"*

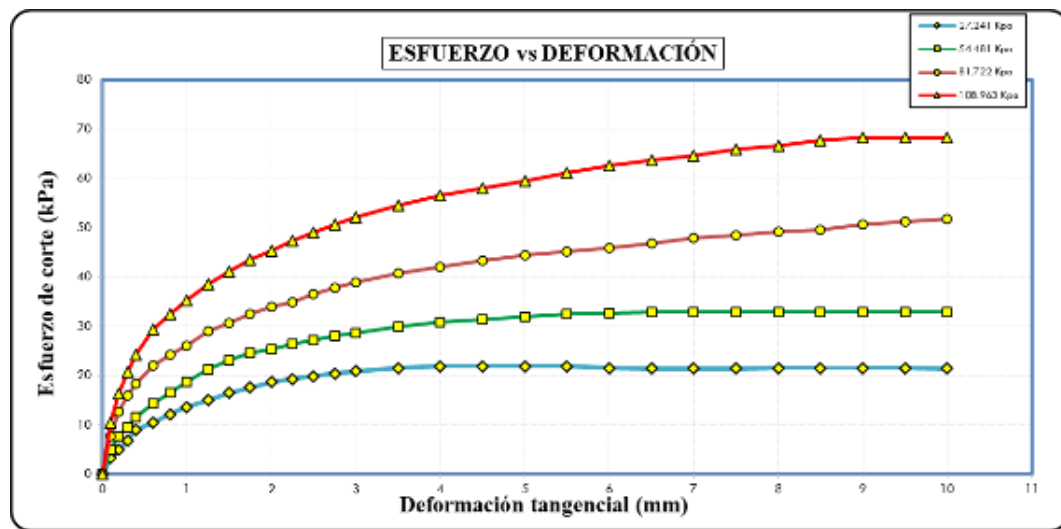


#### 4.1.2. SEGUNDO ENSAYO "CD - 2":

Para el segundo ECD<sub>CD</sub>, se tiene 04 especímenes con características homogéneas a simple vista. En la figura 35, se muestra la deformación tangencial vs esfuerzo cortante, donde de la misma forma que el ensayo anterior, se tiene que los especímenes varían de forma uniforme proporcional al aumento de esfuerzo normal que se les aplica, logrando una etapa elástica en los primeros milímetros para luego llegar a un comportamiento plástico sin variación de esfuerzo de corte.

**Figura 35**

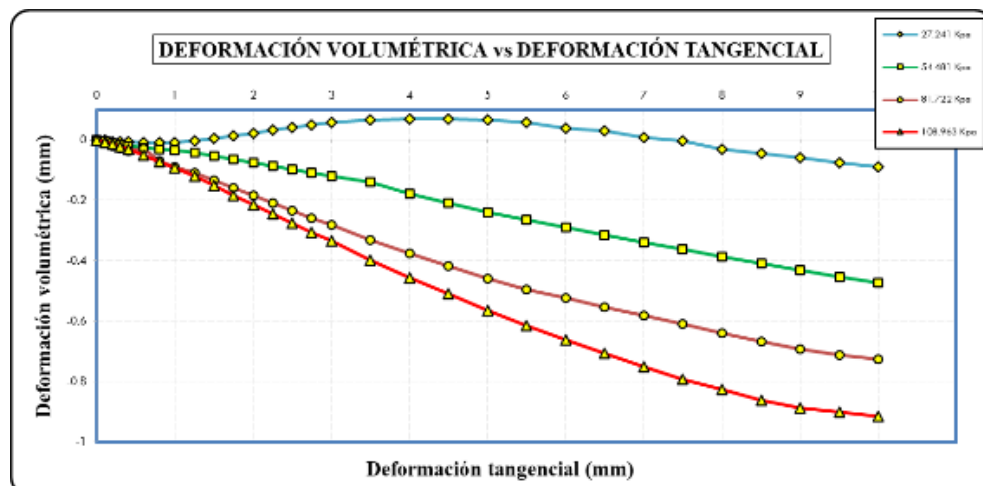
*Curva esfuerzo de corte vs deformación tangencial, del ensayo "CD - 2"*



Continuando con el análisis de las figuras se tiene la figura 36, deformación tangencial vs deformación volumétrica, en la cual podemos observar un incremento de volumen en el primer espécimen, parecido al caso del ensayo anterior, de la misma forma esto se puede ocasionar por la superposición de partículas al momento del corte, sin embargo, esta desviación no es muy significativa por lo que no presenta una dificultad para el análisis de resultados.

**Figura 36**

*Curva deformación volumétrica vs deformación tangencial, del ensayo "CD - 2"*

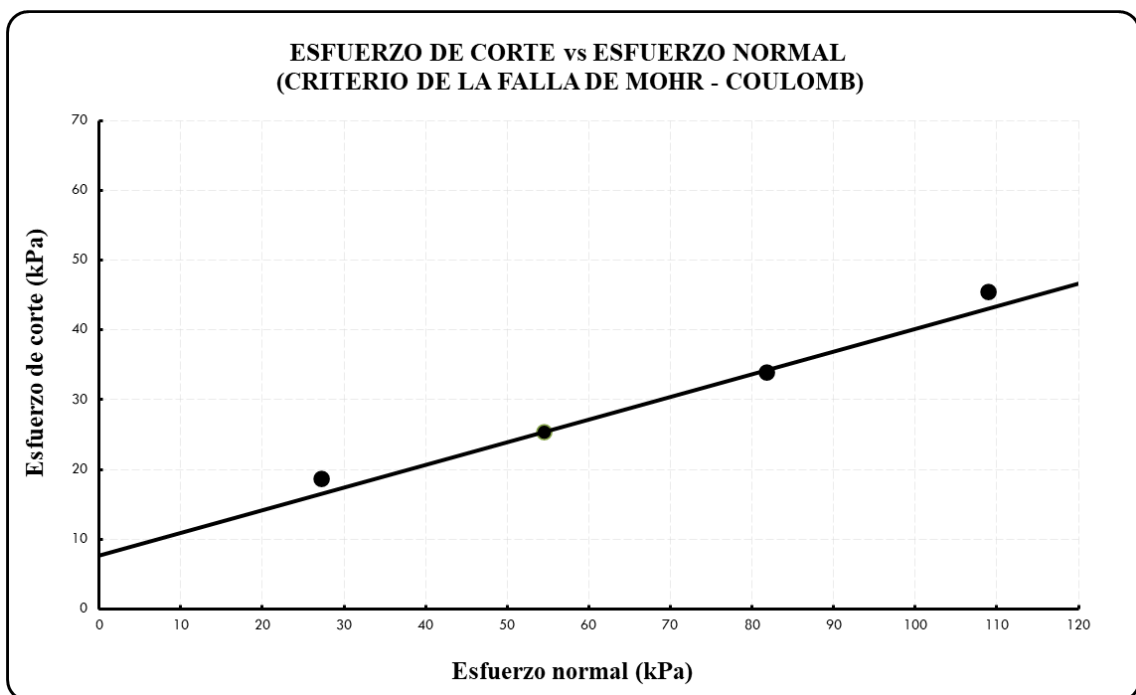




Para finalizar, se observa la figura 37, esfuerzo de corte vs esfuerzo normal, en la cual se aprecia que los especímenes tienen una ligera diferencia en la relación esfuerzo normal – esfuerzo de corte, sin embargo, al efectuar la falla de Mohr Coulomb, se puede apreciar que tiene una variación casi nula, dicho esto no es motivo de eliminación de especímenes, por tal razón se toman los 04 especímenes para obtener el resultado final del esfuerzo cortante para este ensayo. De la figura 37 se puede concluir que se tiene una  $c'$  de 7.656 kPa y  $\varphi'$  de 18.00°.

**Figura 37**

*Esfuerzo de corte vs esfuerzo normal, del ensayo "CD - 2"*



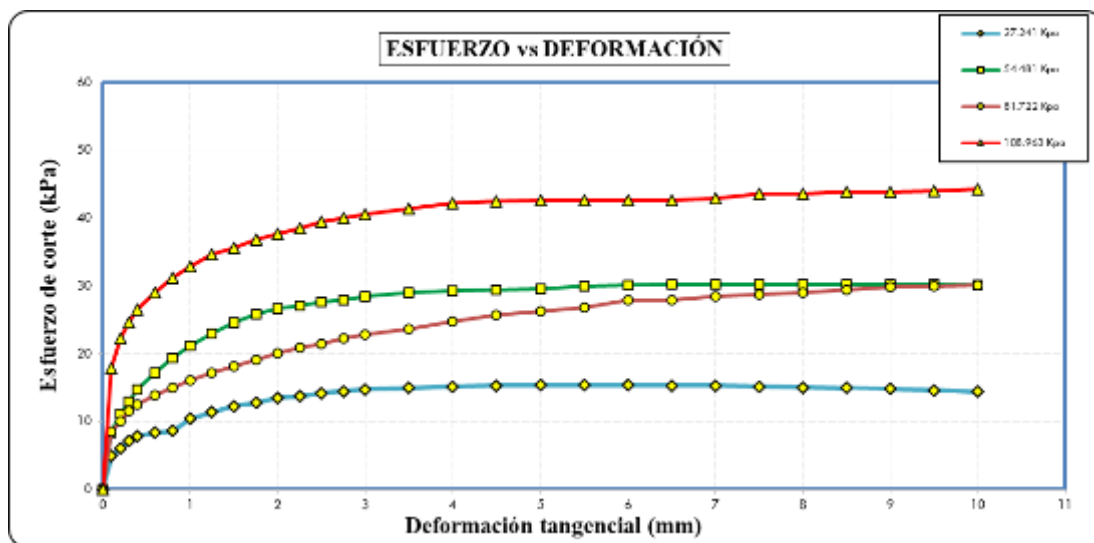
#### 4.1.3. TERCER ENSAYO “CD – 3”

Por último, se tiene el tercer  $ECD_{CD}$ , se tiene 04 especímenes que al igual que los otros 02 ensayos anteriores, parecen de características homogéneas a simple vista. En la figura 38, se muestra la deformación tangencial vs esfuerzo

cortante, se puede observar que el tercer espécimen de 81.722 kPa tiene un comportamiento solo elástico sin llegar a la etapa de plastificación, por otro lado, el esfuerzo de corte no es adecuado para el esfuerzo normal aplicado en este espécimen, de ahí que, posiblemente no será considerada en los resultados finales.

**Figura 38**

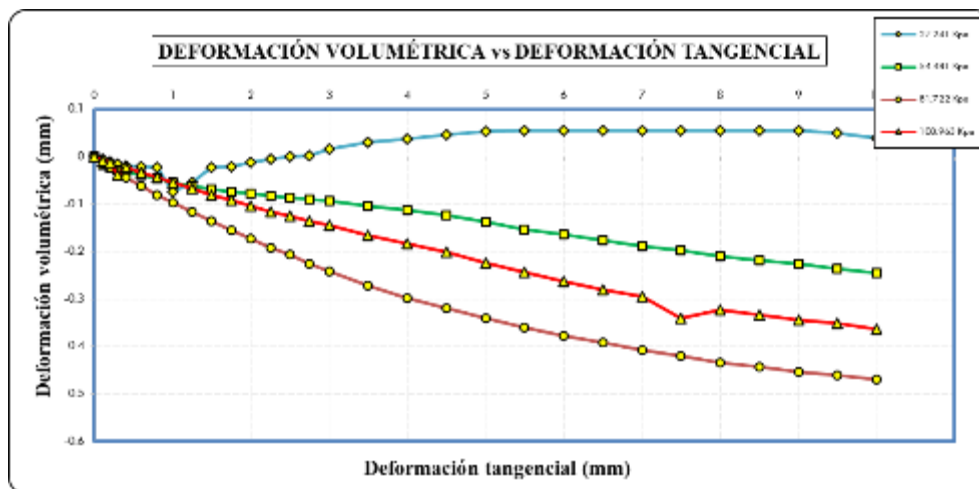
*Curva esfuerzo de corte vs deformación tangencial, del ensayo "CD - 3"*



Continuando con el análisis de las figuras se tiene la figura 39, deformación tangencial vs deformación volumétrica, de igual forma se evidencia que el espécimen número tres tiene una deformación volumétrica excesiva incluso superando al espécimen con mayor esfuerzo normal, este comportamiento puede ser ocasionado por exceso de vacíos en la muestra o materiales orgánicos en el interior. Por otro lado, se tiene que el espécimen para un esfuerzo normal de 27.241 kPa tiene una expansión de volumen considerable debido probablemente a la superposición de partículas en el interior del espécimen, en consecuencia, se tiene que analizar su inclusión en los cálculos para el resultado.

**Figura 39**

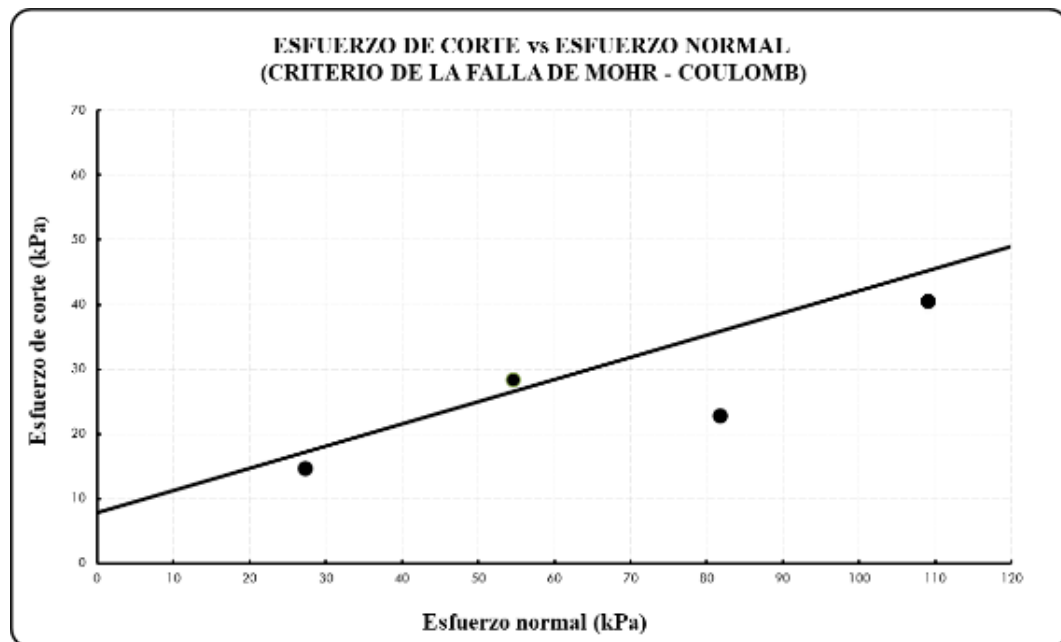
*Curva deformación volumétrica vs deformación tangencial, del ensayo "CD - 3"*



Por último, se apreció la figura 40, esfuerzo de corte vs esfuerzo normal, aquí se puede evidenciar que al realizar la falla de Mohr Coulomb, el tercer espécimen tiene una relación esfuerzo normal – esfuerzo de corte totalmente diferente, como se mencionó anteriormente esto puede ser ocasionado por exceso de espacios vacíos en su interior o partículas orgánicas que al momento de aplicar el esfuerzo normal no generaron una resistencia, por esto el esfuerzo de corte resulta para su resistencia normal en comparación a los demás especímenes, por lo cual queda descartado para el cálculo de los resultados. En lo que concierne a los especímenes restantes tienen ligeras desviaciones, sin embargo, sus diferencias no son considerables, por tal motivo son consideradas en los cálculos del esfuerzo cortante. De la figura 40 se puede concluir que se tiene una  $c'$  de 7.834 kPa y  $\phi'$  de 18.93°.

**Figura 40**

*Esfuerzo de corte vs esfuerzo normal, del ensayo "CD - 3"*



Para concluir, se expondrá la tabla 3 que resumen los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante drenada obtenidas del  $ECD_{CD}$ , tanto la  $c'$  como el  $\varphi'$ . Así mismo, se compara los datos obtenidos con valores aproximados obtenidos por diferentes autores para suelos finos.

**Tabla 3**

*Resumen de parámetros de resistencia –  $ECD_{CD}$*

Parámetros de resistencia	Corte directo			Valores típicos	Referencias bibliográficas
	<i>CD - 1</i>	<i>CD - 2</i>	<i>CD - 3</i>		
$c'$	7.926 kPa	7.656 kPa	7.834 kPa	5 a 10 kPa	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Ulrich Smolczyk</li> <li>▪ Braja M. Das</li> <li>▪ Joseph E. Bowles</li> <li>▪ Evert Hoek &amp; Jhon W. Bray</li> </ul>
$\varphi'$	17.85°	18.00°	18.93°	10 a 20°	



## 4.2. PARÁMETROS DE RESISTENCIA NO DRENADA

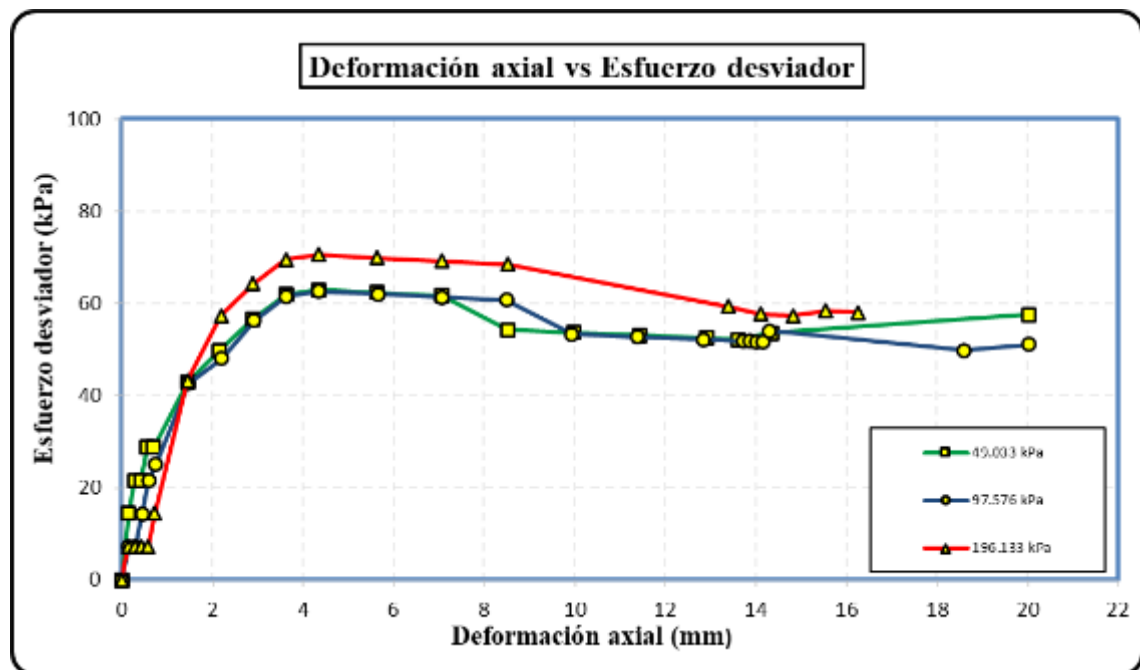
Para esta parte de la investigación se realizaron 03  $ECT_{UU}$ , así mismo cada ensayo se realizó con 03 especímenes de prueba a diferentes presiones de cámara, los cuales se muestran a continuación:

### 4.2.1. PRIMERO ENSAYO “T – 1”:

El primer  $ECT_{UU}$ , se puede visualizar que a simple vista los 03 especímenes son similares, sin embargo, en la figura 41 se puede apreciar como la curva deformación tangencial vs esfuerzo desviador del espécimen para una presión de cámara de 196.133 kPa tiene una etapa de acomodo del espécimen en la cámara triaxial, seguidamente genera una pequeña resistencia para originar un leve comportamiento elástico para continuar con un comportamiento plástico sin aumento de esfuerzo desviador, es decir, sin ofrecer una resistencia a la deformación, indicador de que existe una falla en el interior del espécimen, por ultimo tiene un aumento del esfuerzo desviador considerable para finalizar con una conducta plástica, en ese sentido, este espécimen es probable que no será tomado en cuenta para los cálculos de los parámetros de resistencia, por otro lado, los otros dos especímenes (49.033 kPa y 97.576 kPa) desde el inicio del ensayo presenten un comportamiento elástico, típico de un suelo cohesivo, hasta llegar a su resistencia pico y luego descender a su resistencia residual y tener una conducta plástica.

**Figura 41**

*Esfuerzo desviador vs deformación tangencial, del ensayo "T - 1".*



Por otro lado, podemos observar en la figura 42, que el espécimen 01 y 02 correspondiente a las presiones de cámara de 49.033 kPa y 97.576 kPa respectivamente, tienen un ángulo de falla similar después del proceso del ensayo de compresión triaxial, en cambio, el espécimen 03 tiene un ángulo de falla diferente a los dos anteriores, esto puede ser ocasionado por partículas dentro del espécimen, que podrían ser partículas orgánicas que alteran la composición interna de la muestra y por ende alteran los resultados obtenidos como el ángulo de falla en este caso; por tal motivo es otra razón para no considerarlo en el cálculo de resultados.

## Figura 42

*Especímenes sometidos a corte del ensayo "T - 1"*



**ESPECIMEN 01**



**ESPECIMEN 02**

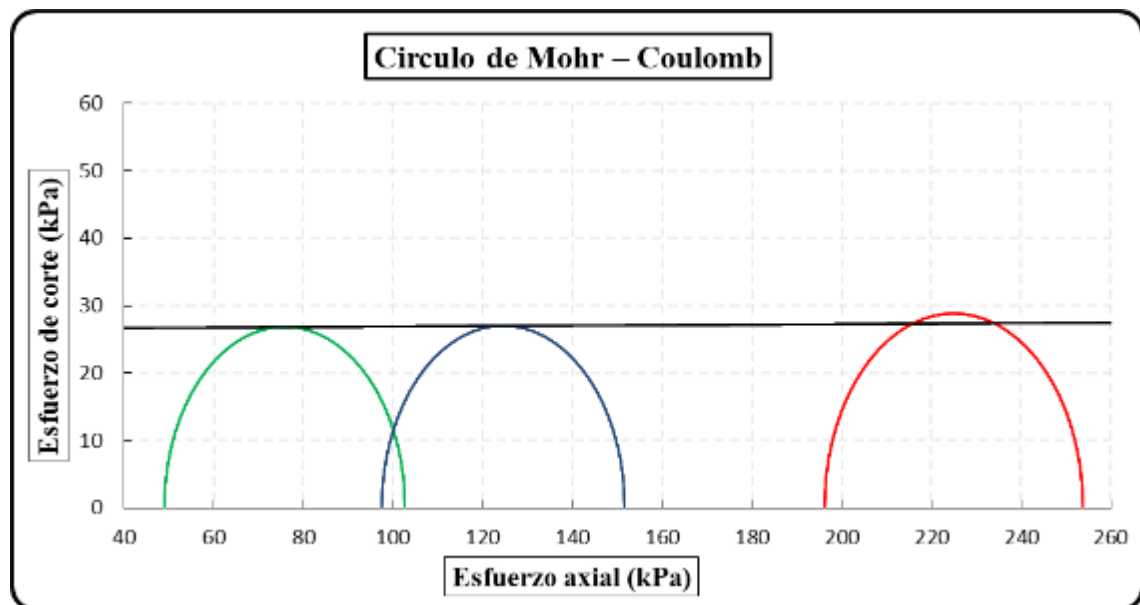


**ESPECIMEN 03**

Por último, se tiene la figura 43, esfuerzo axial vs esfuerzo de corte, en esta figura se dibujarán los círculos de Mohr correspondientes y es por este medio por el cual podremos obtener los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, se puede visualizar que los primeros 02 especímenes tienen similar esfuerzo de corte, pero, el tercer espécimen tiene una diferencia con los demás, debido a esto y considerando la figura 41 y 42 se calculará los resultados solo con los dos primeros especímenes. Se puede concluir que se tiene una  $c_u$  de 26.501 kPa y  $\phi_u$  de  $0.22^\circ$ .

**Figura 43**

*Criterio de Mohr-coulomb del ensayo "T - 1".*



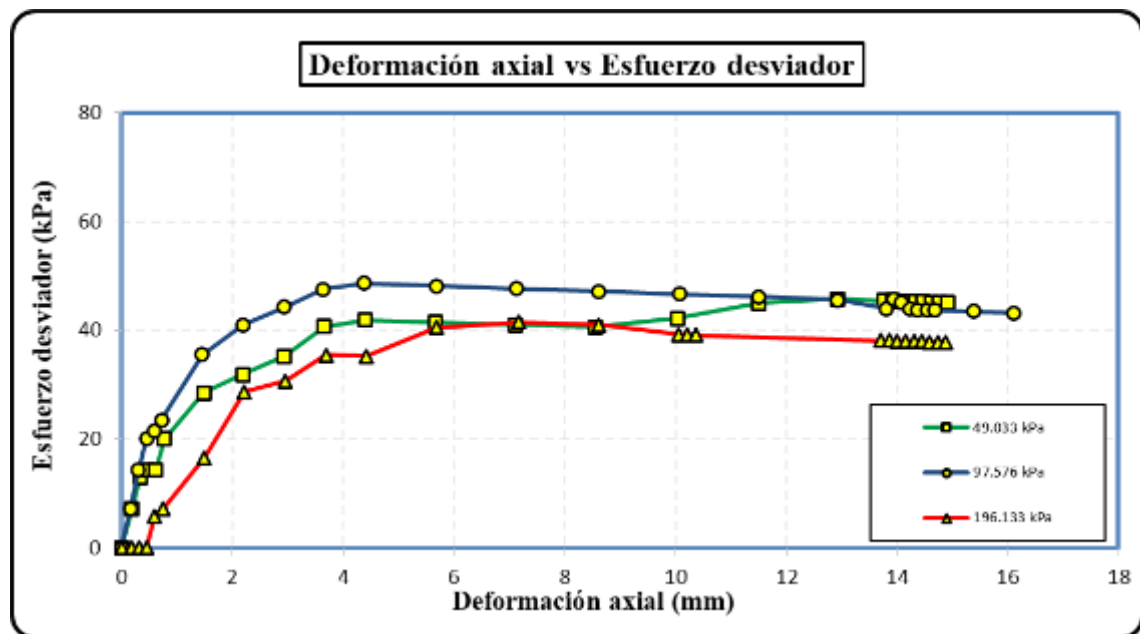
#### 4.2.2. SEGUNDO ENSAYO “T – 2”:

En el segundo ECT<sub>UU</sub>, de la misma forma que el ensayo anterior se tiene 03 especímenes con características homogéneas a simple vista. En la figura 44, se puede observar que el espécimen para una presión de cámara de 196.133 kPa tiene una leve etapa de acomodo al inicio del ensayo, lo que no resulta un inconveniente, sin embargo, al ofrecer resistencia tiene un comportamiento elástico interrumpido por tramos de conducta plástica, para finalizar al llegar a su etapa plástica, esta tiene un esfuerzo desviador menor a los otros dos especímenes, en consecuencia, este espécimen es probable que no sea considerado en el cálculo de los resultados.



**Figura 44**

*Esfuerzo desviador vs deformación tangencial, del ensayo "T - 2".*



Acto seguido analizaremos los especímenes posteriores a la etapa de corte, en la figura 45, se nota claramente como el tercer espécimen (presión de cámara de 196.133 kPa) tiene un comportamiento diferente a los demás, llegando a inclinarse hacia un lado y teniendo el ángulo de falla muy diferente a los demás, esto es ocasionado por partículas orgánicas dentro de la muestra, la cual conformaba una capa pequeña justo en la zona de falla del espécimen, de ahí que, este espécimen no será tomado en cuenta para el análisis y cálculo de los parámetros de resistencia de este ensayo.

## Figura 45

*Especímenes sometidos a corte del ensayo "T - 2"*



**ESPECIMEN 01**



**ESPECIMEN 02**

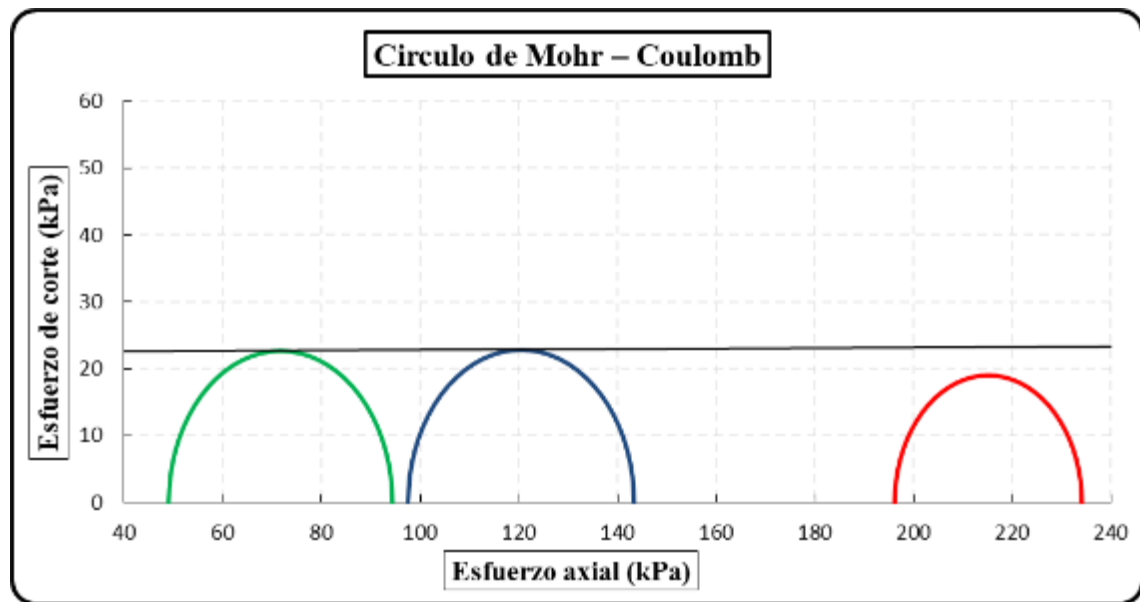


**ESPECIMEN 03**

Para último se graficó los círculos de Mohr correspondiente para cada presión de cámara, resultando que los dos primeros especímenes tienen similar esfuerzo de corte, como es típico para un ensayo no consolidado no drenado, , al contrario, del tercer espécimen para una presión de cámara de 196.133 kPa, el cual tiene una gráfica diferente a los dos primeros, debido a un menor esfuerzo de corte ocasionado por la capa de partículas orgánicas, y teniendo en consideración la figura 44 y figura 45, se tiene por conveniente descartar este espécimen para los cálculos finales de los parámetros de resistencia. De la figura 46 se puede concluir que se tiene una  $c_u$  de 22.420 kPa y  $\phi_u$  de  $0.22^\circ$ .

**Figura 46**

*Criterio de Mohr-coulomb del ensayo "T - 2".*



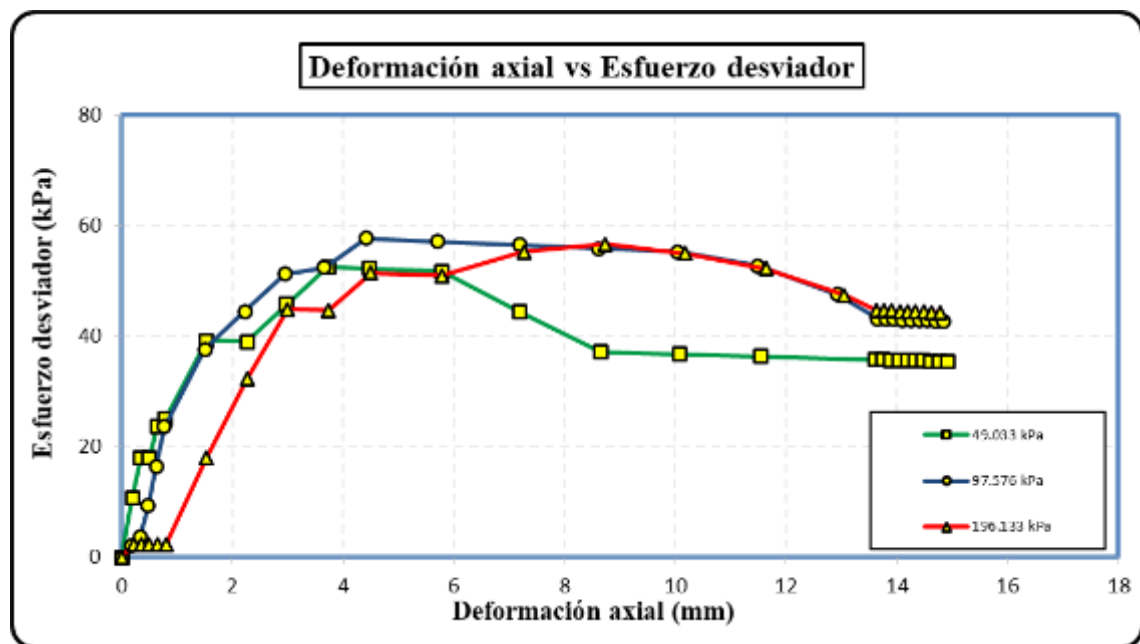
#### 4.2.3. TERCER ENSAYO "T - 3":

Terminando se tiene el tercer ECT<sub>UU</sub>, se tiene 03 especímenes que al igual que los otros 02 ensayos anteriores, parecen de características homogéneas a simple vista. Sin embargo, con la ayuda de la figura 47, podemos darnos cuenta que. Primero, que el primer espécimen (presión de cámara de 49.033 kPa) en su fase elástica esta interrumpida por un tramo de conducta plástica, seguidamente llega a la resistencia pico, se genera la falla y desciende a la resistencia residual provocando un comportamiento plástico en toda su deformación axial, sin embargo, este esfuerzo desviador es menor en comparación a los otros dos especímenes. Segundo, en el análisis del tercer espécimen, se observa una leve etapa de acomodo, con la continuación de un comportamiento elástico interrumpido por tramos de conducta plástica, por último, se llega al esfuerzo desviador pico y descendiendo al esfuerzo residual, el cual concuerda con el

segundo espécimen (presión de cámara de 97.576 kPa), en ese sentido, el primer y tercer espécimen deberán ser analizados al momento de obtener los resultados finales, por tal motivo resulta necesario verificar cómo se comportan en las figuras 48 y 49.

**Figura 47**

*Esfuerzo desviador vs deformación tangencial, del ensayo "T - 3".*



Continuando con el análisis de las figuras se tiene la figura 48, especímenes luego de ser sometidos a corte, de esta figura se observa que los 03 especímenes tienen un comportamiento similar y un ángulo de falla semejante, dicho esto, con esta figura 48 no es posible descartar ningún espécimen para el cálculo de los resultados.

## Figura 48

*Especímenes sometidos a corte del ensayo "T - 3"*



**ESPECIMEN 01**



**ESPECIMEN 02**

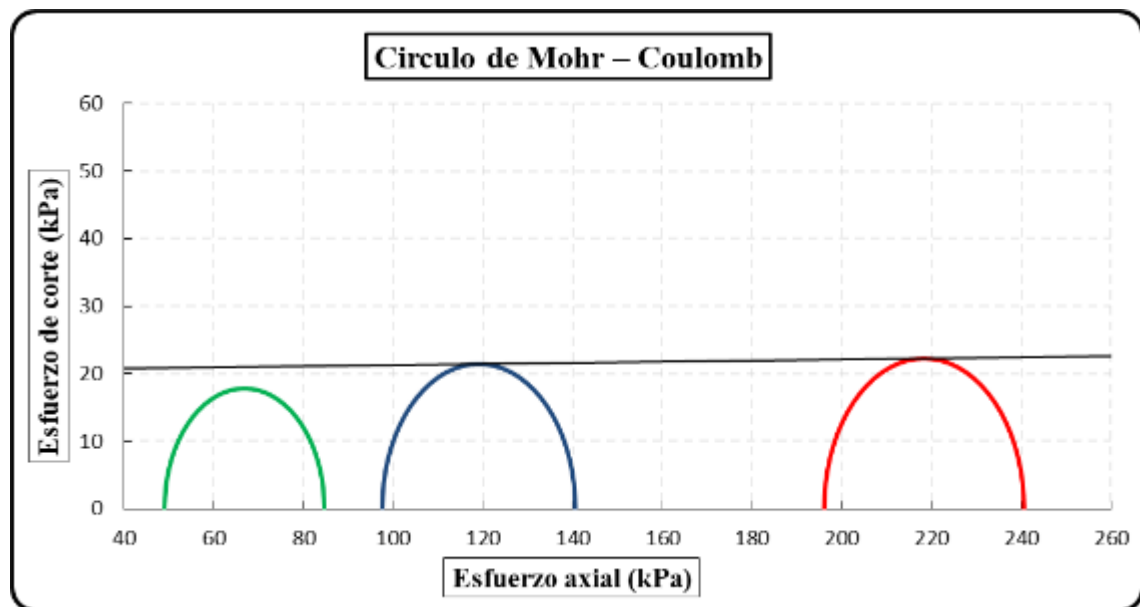


**ESPECIMEN 03**

Por último, se aprecia la figura 49, esfuerzo axial vs esfuerzo de corte, aquí se debe analizar los círculos de Mohr Coulomb generados y tener en consideración las figuras 47 y 48 para llegar a una conclusión sobre los parámetros de resistencia, en ese sentido, al analizar el círculo de Mohr para el primer espécimen (presión de cámara de 49.033 kPa) se observa que tiene un esfuerzo de corte menor en comparación a los demás, esto debido a que dicho espécimen tenía un esfuerzo desviador menor en la figura 47 consecuencia de posibles partículas orgánicas en el interior de la muestra, por otro lado, el espécimen tercero, tiene un esfuerzo de corte superior al segundo, sin embargo, esta diferencia no es significativa por lo cual será considerado en el cálculo de datos, en conclusión, el primer espécimen queda descartado para el cálculo de los resultados. En lo que concierne a los especímenes restantes serán analizados y utilizados para el cálculo de los parámetros de resistencia. De la figura 49 se puede concluir que se tiene una  $c_u$  de 20.528 kPa y  $\phi_u$  de  $0.46^\circ$ .

**Figura 49**

*Criterio de Mohr-coulomb del ensayo "T - 3".*



En los ensayos realizados de  $ECT_{UU}$ , podemos observar la importancia de realizar como mínimo 03 especímenes por ensayo, puesto que, en los tres ensayos realizados, se ha tenido por conveniente descartar un espécimen. De igual manera se puede ver claramente la importancia de analizar a detalle cada una de las figuras con los datos correspondientes, de la misma forma analizar el espécimen, antes, durante y después de someterlo a corte, para de alguna forma realizar una filtración de especímenes que estén dañados.

Finalmente, se muestra la tabla 4 que resume los resultados obtenidos para los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante no drenado mediante el  $ECT_{UU}$ , y se hace la comparación con otros autores. Los resultados obtenidos para la cohesión están dentro de los rangos típicos para suelos finos mencionados por otros autores, por otro lado, el ángulo de fricción no llega a ser  $0^\circ$ , esto es debido a que la saturación no llega al 100% en los especímenes, sin embargo, una

saturación al 100% es casi imposible de obtener (Atkinson, 2007) (Leoni, 2001) (Verruijt, 2001), por lo que los valores cercanos a  $0^\circ$  son aceptables y no resultan un inconveniente en la presente investigación.

**Tabla 4**

*Resumen de parámetros de resistencia –  $ECT_{UU}$*

Parámetros de resistencia	Compresión triaxial			Valores típicos	Referencias bibliográficas
	$T - 1$	$T - 2$	$T - 3$		
$c_u$	26.501 kPa	22.420 kPa	20.528 kPa	12 a 25 kPa	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Karl Terzagui, Raph B. Peck &amp; Gholamreza Mesri</li> <li>▪ Braja M. Das</li> <li>▪ Joseph E. Bowles</li> <li>▪ Karl Terzagui</li> <li>▪ Burt Look</li> </ul>
$\varphi_u$	$0.22^\circ$	$0.22^\circ$	$0.46^\circ$	$0^\circ$	

*Nota. Los datos mostrados en la tabla 4 fueron extraídos de (Look, 2014) (Terzagui, Peck, & Mesri, Soil Mechanics in Engineering Practice, 1996) (Das, 2011) (Bowles, 1997) (Terzagui, 1960).*

#### 4.3. ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESISTENCIA DRENADA Y RESISTENCIA NO DRENADA

En la tabla 5 se puede observar y visualizar la comparación de la diferencia que existe entre los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante drenada y no drenada obtenidos de  $ECD_{CD}$  y  $ECT_{UU}$  respectivamente, al analizar el parámetro de la cohesión podemos evidenciar, como este valor es mayor para  $ECT_{UU}$  en comparación al valor obtenido por  $ECD_{CD}$  llegando a triplicar su valor ( $c_u > c'$ ), en cambio, el resultado del ángulo de fricción de  $ECT_{UU}$  es mucho menor que lo obtenido mediante  $ECD_{CD}$  ( $\varphi' > \varphi_u$ ), aproximándose a  $0^\circ$ , lo que

es teóricamente adecuado para una muestra saturada, en ese sentido, los valores obtenidos son típicos para el suelo estudiado.

**Tabla 5**

*Comparación de parámetros de resistencia drenada y no drenada*

ENSAYO	Parámetros de resistencia		Desviación estándar		Error estándar	
	c	$\varphi$	$s_c$	$s_\varphi$	$SE_c$	$SE_\varphi$
CD – 1	7.926 kPa	17.85°				
CD – 2	7.656 kPa	18.00°	0.137	0.585	0.079	0.338
CD – 3	7.834 kPa	18.93°				
T – 1	26.501 kPa	0.22°				
T – 2	22.420 kPa	0.22°	3.053	0.139	1.762	0.080
T – 3	20.528 kPa	0.46°				

Para obtener la fórmula que represente a los 03 ensayos realizados para  $ECD_{CD}$  se realizó lo siguiente: en caso de la cohesión se promedió los 03 resultados obtenidos y se calculó la desviación estándar y error estándar que se muestran en la tabla 5, de esta forma, la fórmula que represente la cohesión vendría a ser el promedio sumado a la desviación estándar como indica la fórmula 13. Para el ángulo de fricción se siguió el mismo procedimiento, obteniendo un



promedio y su desviación y error estándar correspondiente, para que al finalizar se calcule la fórmula 15 que representa el ángulo de fricción.

$$c' = c_{prom} \pm s_c \quad (12)$$

$$c' = 7.805 \pm 0.137 \text{ kpa} \quad (13)$$

$$\varphi' = \varphi_{prom} \pm s_\varphi \quad (14)$$

$$\varphi' = 18.26 \pm 0.585^\circ \quad (15)$$

Ahora bien, para la fórmula que represente los 03 ECT<sub>UU</sub>, se continuo con el método usado anteriormente, promediando los 03 resultados obtenidos de la cohesión, calculando la desviación estándar y error estándar que se muestran en la tabla 5, para finalmente sumar la cohesión promedio con la desviación estándar correspondiente para este ensayo, como se aprecia en la fórmula 17. Por otro lado, para el ángulo de fricción se realizó el mismo procedimiento, obteniendo un promedio y su desviación y error estándar correspondiente, para que al finalizar se calcule la fórmula 19 que representa el ángulo de fricción.

$$c_u = c_{prom} \pm s_c \quad (16)$$

$$c_u = 23.150 \pm 3.053 \text{ kpa} \quad (17)$$

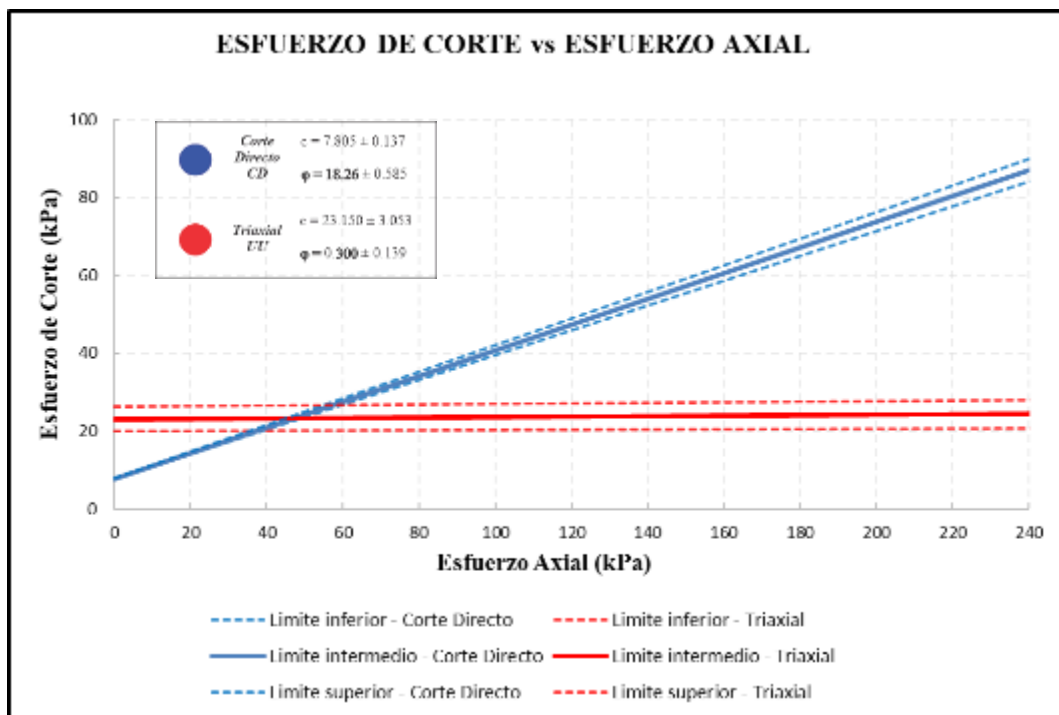
$$\varphi_u = \varphi_{\text{prom}} \pm s_\varphi \quad (18)$$

$$\varphi_u = 0.300 \pm 0.139^\circ \quad (19)$$

Acto seguido con las fórmulas representativas para los parámetros de  $\tau_d$  y  $\tau_u$ , tanto la fórmula de cohesión y ángulo de fricción, se realizará la figura 50, en la cual se tiene la visualización del comportamiento típico de un  $ECD_{CD}$  y  $ECT_{UU}$ , así pues, se evidencia la diferencia que existe entre ambos ensayos y los resultados generados para los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante drenado en comparación al no drenado.

**Figura 50**

*Comparación de parámetros de resistencia entre  $ECD_{CD}$  y  $ECT_{UU}$ .*



Para concluir con los ensayos finalizados y con los datos obtenidos en cada uno de los ensayos, es posible la determinación de una relación entre la resistencia drenada y no drenada, tanto para la cohesión como para el ángulo de fricción. Considerando que estos factores son muy importantes para el cálculo de la cimentación de una estructura.

Para la obtención de la relación de la cohesión se utilizó la fórmula representativa calculada para  $c'$  y  $c_u$  (fórmula 13 y fórmula 17) con el siguiente procedimiento. Primero se calculó el límite inferior, intermedio y superior para cada fórmula representativa, como se aprecia en la tabla 6; seguidamente se graficó las cohesiones del límite inferior obtenidas para ambos ensayos, lo mismo para el intermedio y límite superior, como se muestra en la figura 51. Por último, se calculó la línea de tendencia para los 03 datos y se calculó la fórmula 20.

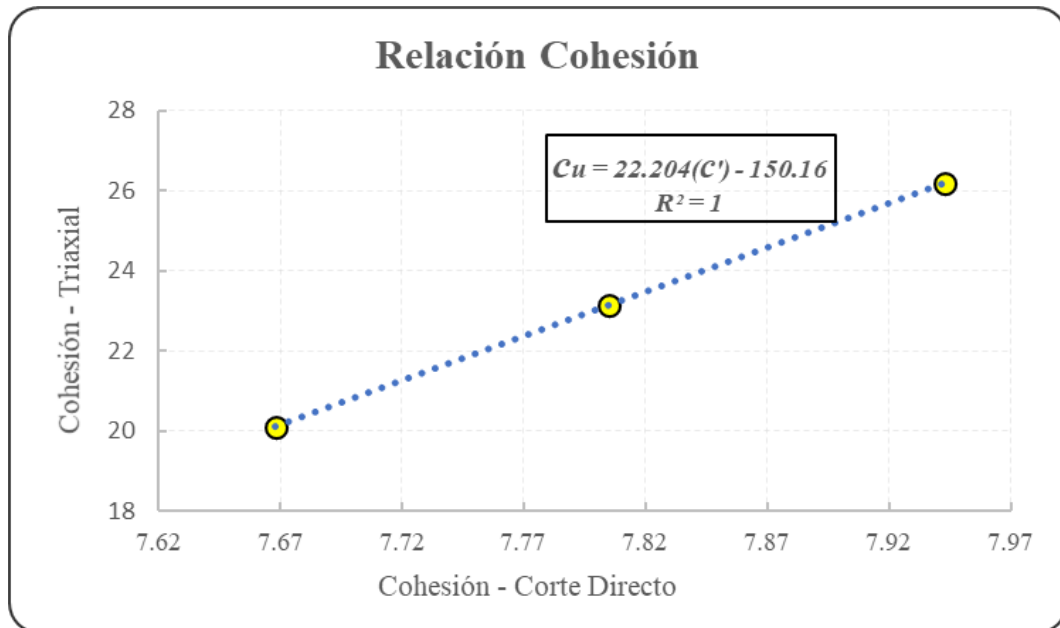
**Tabla 6**

*Calculo para la relación de la cohesión.*

COHESIÓN	FÓRMULA REPRESENTATIVA		
	Límite inferior	Intermedio	Límite superior
$c'$	$7.805 \pm 0.137 \text{ kpa}$		
$c_u$	$23.150 \pm 3.053 \text{ kpa}$		
<b>Corte directo</b>	7.668	7.805	7.943
<b>Triaxial</b>	20.097	23.150	26.203

**Figura 51**

*Línea de tendencia de la Cohesión*



Fórmula de la relación para la cohesión:

$$c_u = 22.204 (c') - 150.16 \quad (20)$$

Por otra parte, para la determinación de la relación entre el ángulo de fricción de los dos ensayos estudiados, se siguió el mismo método que para la cohesión, es decir, primero se calculó el límite inferior, intermedio y superior para cada fórmula representativa (fórmula 15 y fórmula 19), seguidamente en la figura 52 se muestra los límites inferiores del ángulo de fricción de los dos ensayos, lo mismo para el límite intermedio y límite superior. Por último, se calculó la línea de tendencia para los 03 datos y se obtuvo la fórmula 21.

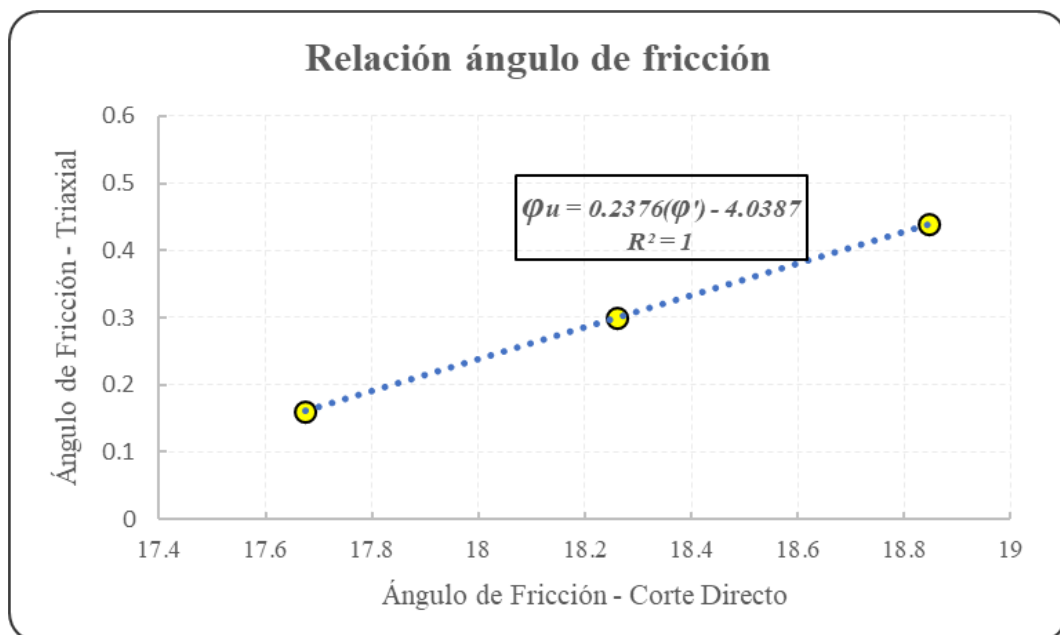
**Tabla 7**

*Calculo para la relación del ángulo de fricción.*

ÁNGULO DE FRICCIÓN	FÓRMULA REPRESENTATIVA		
$\varphi'$	$18.26 \pm 0.585^\circ$		
$\varphi_u$	$0.300 \pm 0.139^\circ$		
	Límite inferior	Intermedio	Límite superior
<b>Corte directo</b>	17.675	18.26	18.845
<b>Triaxial</b>	0.161	0.300	0.439

**Figura 52**

*Línea de tendencia del ángulo de fricción*



Fórmula de la relación para el ángulo de fricción:

$$\varphi_u = 0.2376 (\varphi') - 4.0387 \quad (21)$$

#### 4.4. CAPACIDAD PORTANTE POR RESISTENCIA

En el siguiente apartado, se considera los cálculos realizados para la obtención de la capacidad portante por resistencia, tanto para los datos obtenidos mediante el  $ECD_{CD}$  y  $ECT_{UU}$ .

##### 4.4.1. CORTE DIRECTO CD:

Para el cálculo de la capacidad portante por el criterio de resistencia, se utilizaron los resultados obtenidos mediante los ensayos de laboratorio, los cuales se muestran en la tabla 8:

**Tabla 8**

*Parámetros para la determinación de la capacidad portante utilizando datos del  $ECD_{CD}$ .*

<i>PARÁMETROS</i>	<i>VALORES</i>
Peso específico del suelo, $\gamma$	1.452 gr/cm <sup>3</sup>
Ángulo de fricción interna, $\varphi'$	18.26 $\pm$ 0.585°
Cohesión, $c'$	7.80533 $\pm$ 0.137 kpa

Nivel freático, NF	2.60 m
Ancho, B	1.10 m
Largo, L	1.10 m
Profundidad de desplante, D <sub>f</sub>	1.50 m

Fórmula para la capacidad portante Meyerhof

$$q_u = C N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (22)$$

Para el cálculo de la capacidad portante primero se deberá calcular los factores de capacidad de carga, factores de forma, factores de profundidad y factores de inclinación los cuales se muestran en la tabla 9, utilizando el límite inferior, intermedio y superior de la cohesión y ángulo de fricción.

**Tabla 9**

*Cálculo de factores de capacidad de carga, de forma, de profundidad y de inclinación.*

Límite inferior		Intermedio		Límite superior	
<b>c' = 7.668 kPa</b>		<b>c' = 7.805 kPa</b>		<b>c' = 7.943 kPa</b>	
<b>φ' = 17.675°</b>		<b>φ' = 18.26°</b>		<b>φ' = 18.845°</b>	
<b>N<sub>c</sub></b>	12.848	<b>N<sub>c</sub></b>	13.313	<b>N<sub>c</sub></b>	13.800
<b>N<sub>q</sub></b>	5.094	<b>N<sub>q</sub></b>	5.392	<b>N<sub>q</sub></b>	5.710

<b>Factores de capacidad de carga</b>	$N_\gamma$	3.883	$N_\gamma$	4.218	$N_\gamma$	4.580
	$F_{cs}$	1.396	$F_{cs}$	1.405	$F_{cs}$	1.414
	$F_{qs}$	1.319	$F_{qs}$	1.330	$F_{qs}$	1.341
<b>Factores de forma</b>	$F_{\gamma s}$	0.600	$F_{\gamma s}$	0.600	$F_{\gamma s}$	0.600
	$F_{cd}$	1.361	$F_{cd}$	1.358	$F_{cd}$	1.356
	$F_{qd}$	1.290	$F_{qd}$	1.292	$F_{qd}$	1.293
<b>Factores de profundidad</b>	$F_{\gamma d}$	1.000	$F_{\gamma d}$	1.000	$F_{\gamma d}$	1.000
	$F_{ci}$	1.000	$F_{ci}$	1.000	$F_{ci}$	1.000
	$F_{qi}$	1.000	$F_{qi}$	1.000	$F_{qi}$	1.000
<b>Factores de inclinación</b>	$F_{\gamma i}$	1.000	$F_{\gamma i}$	1.000	$F_{\gamma i}$	1.000

Utilizando la fórmula 22 se ha realizado los cálculos para una zapata cuadra de 1.10m, una profundidad de desplante de 1.50 m y los parámetros de resistencia obtenidos del  $ECD_{CD}$ , la zapata en mención está apoyada sobre el suelo de la bahía del lago en la bahía interior de Puno. En la tabla 10 se resume los resultados obtenidos para la capacidad portante,  $q_u$  y  $q_{adm}$  para el límite inferior, intermedio y superior, considerando un factor de seguridad igual a 3, junto a su respectivo promedio y desviación estándar correspondiente.



**Tabla 10**

*Cálculo de la capacidad portante última y admisible para el  $ECD_{CD}$ .*

	<b>Límite Inferior</b>	<b>Intermedio</b>	<b>Límite Superior</b>
$q_{u-CD}$	390.610 kPa	416.099 kPa	443.284 kPa
$q_{u-CD}$ <b>promedio</b>		416.665 kPa	
<b>s</b>		26.342 kPa	
$q_{adm-CD}$	130.203 kPa	138.700 kPa	147.761 kPa
$q_{adm-CD}$ <b>promedio</b>		138.888 kPa	
<b>s</b>		8.781 kPa	

Fórmula para la capacidad portante, obtenida usando los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante mediante el  $ECD_{CD}$ .

$$q_{u-CD} = 416.665 \pm 26.342 \text{ kPa} \quad (23)$$

$$q_{adm-CD} = 138.888 \pm 8.781 \text{ kPa} \quad (24)$$

#### 4.4.2. COMPRESIÓN TRIAXIAL UU:

Para el cálculo de la capacidad portante por el criterio de resistencia, se utilizaron los resultados obtenidos mediante los ensayos de laboratorio, los cuales se muestran en la tabla 11:

**Tabla 11**

*Parámetros para la determinación de la capacidad portante utilizando datos del ECT<sub>UU</sub>.*

<b>PARÁMETROS</b>	<b>VALORES</b>
Peso específico del suelo, $\gamma$	1.744 gr/cm <sup>3</sup>
Ángulo de fricción interna, $\varphi_u$	$0.300 \pm 0.139^\circ$
Cohesión, $c_u$	$23.150 \pm 3.053$ kPa
Nivel freático, NF	2.60 m
Ancho, B	1.10 m
Largo, L	1.10 m
Profundidad de desplante, $D_f$	1.50 m

Fórmula para la capacidad portante Meyerhof

$$q_u = C N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (25)$$

Para el cálculo de la capacidad portante como en el caso anterior primero se deberá calcular los factores de capacidad de carga, factores de forma, factores de profundidad y factores de inclinación los cuales se muestran en la tabla 12, utilizando el límite inferior, intermedio y superior de la cohesión y ángulo de fricción del ECT<sub>UU</sub>.

**Tabla 12**

*Cálculo de factores de capacidad de carga, de forma, de profundidad y de inclinación.*

	<b>Límite inferior</b>		<b>Intermedio</b>		<b>Límite superior</b>	
	$c_u = 20.097 \text{ kPa}$		$c_u = 23.150 \text{ kPa}$		$c_u = 26.202 \text{ kPa}$	
	$\varphi_u = 0.161^\circ$		$\varphi_u = 0.300^\circ$		$\varphi_u = 0.439^\circ$	
<b>Factores de capacidad de carga</b>	$N_c$	5.179	$N_c$	5.211	$N_c$	5.244
	$N_q$	1.015	$N_q$	1.028	$N_q$	1.040
	$N_\gamma$	0.011	$N_\gamma$	0.021	$N_\gamma$	0.031
<b>Factores de forma</b>	$F_{cs}$	1.196	$F_{cs}$	1.197	$F_{cs}$	1.198
	$F_{qs}$	1.003	$F_{qs}$	1.005	$F_{qs}$	1.008
	$F_{\gamma s}$	0.600	$F_{\gamma s}$	0.600	$F_{\gamma s}$	0.600
<b>Factores de profundidad</b>	$F_{cd}$	1.365	$F_{cd}$	1.366	$F_{cd}$	1.366
	$F_{qd}$	1.005	$F_{qd}$	1.010	$F_{qd}$	1.014
	$F_{\gamma d}$	1.000	$F_{\gamma d}$	1.000	$F_{\gamma d}$	1.000
<b>Factores de inclinación</b>	$F_{ci}$	1.000	$F_{ci}$	1.000	$F_{ci}$	1.000
	$F_{qi}$	1.000	$F_{qi}$	1.000	$F_{qi}$	1.000
	$F_{\gamma i}$	1.000	$F_{\gamma i}$	1.000	$F_{\gamma i}$	1.000

Utilizando la fórmula 25 se ha realizado los cálculos para una zapata cuadrada de 1.10m, una profundidad de desplante de 1.50 m y los parámetros de resistencia obtenidos del  $ECT_{UU}$ , la zapata en mención está apoyada sobre el suelo

de la bahía del lago. En la tabla 13 se puede observar la  $q_u$  y  $q_{adm}$  para el límite inferior, intermedio y superior, considerando un factor de seguridad igual a 3, así mismo, se considera un promedio y una desviación estándar correspondiente.

**Tabla 13**

*Cálculo de la capacidad portante última y admisible para el  $ECT_{UU}$ .*

	<b>Límite Inferior</b>	<b>Intermedio</b>	<b>Límite Superior</b>
$q_{u-CT}$	191.864 kPa	219.658 kPa	247.870 kPa
$q_{u-CT}$ <b>promedio</b>		219.797 kPa	
<b>s</b>		28.003 kPa	
$q_{adm-CT}$	63.955 kPa	73.219 kPa	82.623 kPa
$q_{adm-CT}$ <b>promedio</b>		73.266 kPa	
<b>s</b>		9.334 kPa	

Fórmula para la capacidad portante, obtenida usando los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante mediante el  $ECD_{CD}$ .

$$q_{u-CT} = 219.797 \pm 28.003 \text{ kPa} \quad (26)$$

$$q_{adm-CT} = 73.266 \pm 9.334 \text{ kPa} \quad (27)$$

Para finalizar, podemos observar en la tabla 14, el resumen de los resultados obtenidos para la capacidad portante de los dos ensayos, donde se visualiza diferencias entre la capacidad portante para una resistencia al esfuerzo cortante drenado ( $ECD_{CD}$ ) y una resistencia al esfuerzo cortante no drenado ( $ECT_{UU}$ ). Así mismo, se presenta la figura 53 para una mejor visualización de las diferencias de capacidad portante ultima y admisible entre  $ECT_{UU}$  y  $ECD_{CD}$ .

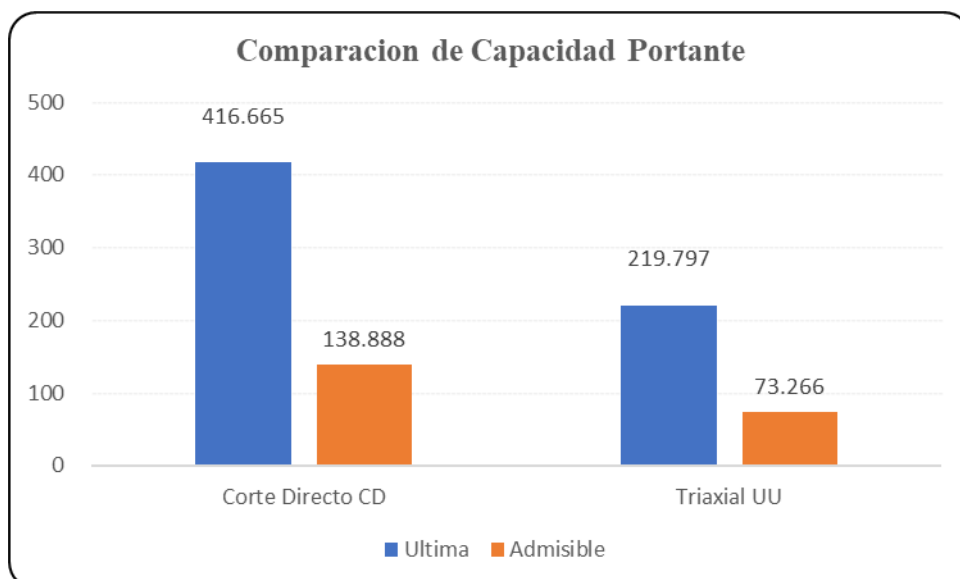
**Tabla 14**

*Comparación de la capacidad portante ultima y admisible.*

	$q_u$	$q_{admissible}$
$ECD_{CD}$	$416.665 \pm 26.342$ kPa	$138.888 \pm 8.781$ kPa
$ECT_{UU}$	$219.797 \pm 28.003$ kPa	$73.266 \pm 9.334$ kPa

**Figura 53**

*Comparación de la capacidad portante ultima y admisible*



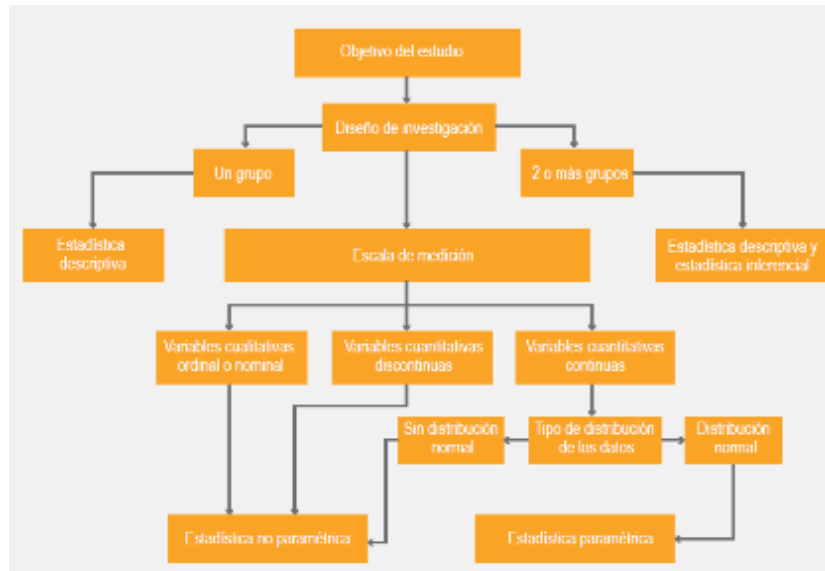


#### 4.5. PRUEBA ESTADÍSTICA

Para la elección de la prueba estadística de la presente investigación, se debe tener en mucha consideración el objetivo de la investigación, en ese sentido, la finalidad del presente trabajo es obtener una relación entre los parámetros de la resistencia de  $ECD_{CD}$  y  $ECT_{UU}$ . Primero, en el análisis de datos del presente trabajo de investigación el método estadístico fue establecido en concordancia al tipo y nivel de la investigación, así pues, la presente investigación es no experimental y correlacional. Seguidamente se deberá definir si se trata de estadística paramétrica o no paramétrica, tomando como punto de partida la escala de medición de las variables, a las pruebas estadísticas paramétricas les corresponde las variables cuantitativas continuas y una distribución normal (como es el caso de esta investigación); mientras que para variables cualitativas y cuantitativas discontinuas se les atribuye las pruebas no paramétricas. En tercer lugar, es necesario determinar si tenemos 02 grupos de promedios (puede ser el promedio de 02 muestras o 01 muestra y un valor teórico), se debe definir si se quiere comparar los promedios, comparar varianzas, comparar proporciones, comparar más de 3 grupos, etc. Por último, se considera si las muestras son relacionadas o independientes. Con las consideraciones mencionadas anteriormente, procedemos a definir la prueba estadística para esta investigación, en consecuencia, se tiene promedios de dos muestras, variables cuantitativas continua, con una distribución no normal y muestras independientes, por esta razón, se seleccionó la prueba estadística correlación de Spearman. (Flores, Miranda, & Villasis, 2017) (Hernández, Fernández, & Baptista, 2014) (Gomez, Danglot, & Vega, 2013) (Sánchez, Reyes, & Mejía, 2018) (Muñoz, 2015) (Monje, 2011). (XLSTAT, s.f.)

**Figura 54**

*Proceso de selección de una prueba estadística*



*Nota: Extraído de (Flores, Miranda, & Villasis, 2017)*

#### 4.5.1. CORRELACIÓN DE SPEARMAN

La correlación de Spearman también conocido como coeficiente rho de Spearman, es la medida de correlaciones para variables, de modo tal que estas puedan ordenarse por jerarquía, el coeficiente de Spearman parece una aproximación cercana al coeficiente de Pearson, cuando los datos son continuos. Para el cálculo del coeficiente de Spearman se debe considerar una hipótesis nula, la cual representa que no hay asociación entre los pares de variables, una hipótesis alternativa, la que indica que si existe una asociación entre variables. Para el cálculo del coeficiente de Spearman ordenamos las observaciones o variables de la primera variable de menor a mayor y les otorgamos un valor según su orden, si existe empate entre dos variables se saca el promedio del número de orden otorgado, se realiza el mismo procedimiento para la segunda variable, esta fase es

muy importante para el cálculo del coeficiente de Spearman por lo que resulta conveniente mencionarlo. El coeficiente de Pearson se calcula a partir de puntuaciones obtenidas de la muestra en dos variables, se relaciona las puntuaciones de una variable con las obtenidas de la otra variable; el coeficiente de Pearson puede variar de -1.00 a +1.00 como se muestra en la tabla 15. (Mendenhall, Beaver, & Beaver, 2010) (Hernández, Fernández, & Baptista, 2014) (Dietrichson, 2019).

Se puede definir el coeficiente de Spearman mediante la fórmula 28 para definir el nivel de correlación entre las dos variables.

$$r_s = 1 - \frac{6 \times \sum d_i^2}{n(n^2 - 1)} \quad (28)$$

Donde:

$d_i$  : Diferencia entre variables  $x_i - y_i$

$n$  : Número de observaciones

**Tabla 15**

*Interpretación del coeficiente de correlación*

VALOR	SIGNIFICADO
- 1.00	Correlación negativa perfecta
- 0.90	Correlación negativa muy fuerte
- 0.75	Correlación negativa considerable





- 0.50	Correlación negativa moderada
- 0.25	Correlación negativa débil
- 0.10	Correlación negativa muy débil
0.00	No existe correlación alguna entre las variables
0.10	Correlación positiva muy débil
0.25	Correlación positiva débil
0.50	Correlación positiva moderada
0.75	Correlación positiva considerable
0.90	Correlación positiva muy fuerte
1.00	Correlación positiva perfecta

*Nota. Extraído de (Hernández & Mendoza, 2018)*

#### **4.5.2. PRUEBA DE HIPÓTESIS – CORRELACIÓN DE SPEARMAN**

En este apartado se realizará los cálculos para la obtención del coeficiente de correlación de Spearman, tanto para la cohesión como para el ángulo de fricción, con la finalidad de obtener el nivel de correlación existente entre ambos parámetros de resistencia.

##### **❖ PARA COHESIÓN**

En esta sección se analizará la prueba de hipótesis para la relación a partir de  $c_u$  y  $c'$ , considerando los valores de la siguiente tabla 16:

**Tabla 16***Datos para correlación de Spearman para cohesión*

	<b>7.926 kpa</b>		<b>26.501 kpa</b>
<b>c'</b>	7.656 kpa	<b>c<sub>u</sub></b>	22.420 kpa
	7.834 kpa		20.528 kpa
<b>Significancia</b>			0.05

Con los datos obtenidos en la tabla 16, se calcula el coeficiente de correlación de Spearman:

$$r_s = 1 - \frac{6 \times \sum d_i^2}{n(n^2 - 1)}$$

$$r_s = 0.500$$

Para la prueba de hipótesis se considera:

Hipótesis nula:  $r_s = 0$  (No existe correlación lineal)

Hipótesis alternativa:  $r_s \neq 0$  (existe correlación lineal)

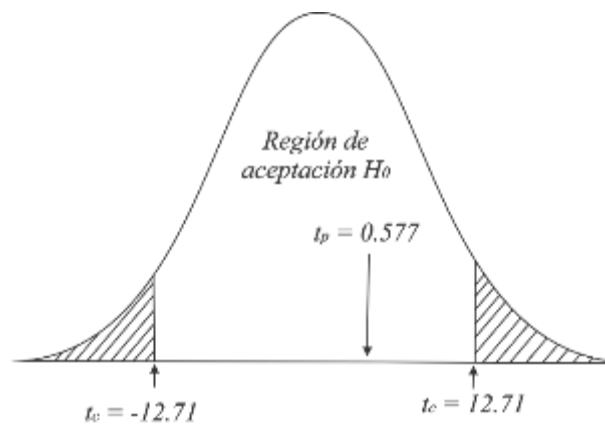
Utilizando la fórmula 31:

$$t_p = \frac{r_s}{\sqrt{\frac{1-r_s^2}{n-2}}} \quad (29)$$

$$t_p = 0.577$$

**Figura 55**

*Grafica para cohesión*



*Nota: Para el cálculo de los resultados se utilizó los programas Microsoft Excel 2019 e IBM SPSS statistics versión 22.0*

Decisión: Se acepta la hipótesis nula.

Conclusión: La relación  $c_u$  y  $c'$ , es una relación de nivel moderado o media con un coeficiente de correlación de Spearman de 0.5.

## ❖ PARA ÁNGULO DE FRICCIÓN

En esta sección se analizará la prueba de hipótesis para la relación obtenida a partir de  $\varphi_u$  y  $\varphi'$ , considerando los valores de la siguiente tabla 17:

**Tabla 17**

*Datos para correlación de Spearman para ángulo de fricción.*

	17.85 °		0.22 °
$\varphi'$	18.00 °	$\varphi_u$	0.22 °
	18.93 °		0.46 °
<b>Significancia</b>	0.05		

Con los datos obtenidos en la tabla 17, se calcula el coeficiente de correlación de Spearman:

$$r_s = 1 - \frac{6 \times \sum d_i^2}{n(n^2 - 1)}$$

$$r_s = 0.875$$

Para la prueba de hipótesis se considera:

Hipótesis nula:  $r_s = 0$  (No existe correlación lineal)

Hipótesis alternativa:  $r_s \neq 0$  (existe correlación lineal)

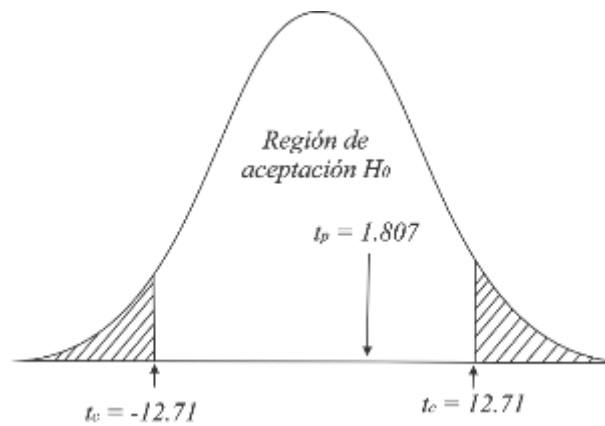
Utilizando la fórmula 31:

$$t_p = \frac{r_s}{\sqrt{\frac{1 - r_s^2}{n - 2}}}$$

$$t_p = 1.807$$

### Figura 56

Grafica para ángulo de fricción.



*Nota: Para el cálculo de los resultados se utilizó los programas Microsoft Excel 2019 e IBM SPSS statistics versión 22.0*

Decisión: Se acepta la hipótesis nula.

Conclusión: La relación entre  $\varphi_u$  y  $\varphi'$ , es una relación de nivel positiva considerable superior al nivel moderado con un coeficiente de correlación de Spearman de 0.875.



## V. CONCLUSIONES

En conclusión, en la presente investigación se logró establecer una relación entre los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante drenado, obtenido del  $ECD_{CD}$ , y los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante no drenado, obtenido del  $ECT_{UU}$ , utilizando una muestra de suelo cohesivo clasificada como MH, la cual se obtuvo de la bahía del lago Titicaca de la ciudad de Puno. Llegando a la conclusión que, para el parámetro de resistencia al esfuerzo cortante, cohesión, se tiene una relación de  $c_u = 22.204 (c') - 150.16$  y la relación para el ángulo de fricción es igual a  $\varphi_u = 0.2376 (\varphi') - 4.0387$ .

Se determinó los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante drenada, utilizando el  $ECD_{CD}$ , para un total de tres ensayos, obteniendo valores igual a  $c' = 7.805 \pm 0.137 \text{ kpa}$  y  $\varphi' = 18.26 \pm 0.585^\circ$ , para un suelo cohesivo de la bahía del lago Titicaca de la ciudad de Puno. Estos valores se encuentran dentro del rango de 5 a 10 kPa para la cohesión y de  $10.0^\circ$  a  $20.0^\circ$  para el ángulo de fricción para un suelo fino como plantean (Look, 2014) (Bowles, 1997) (Das, 2001) (Smoltczyk, 2002) (Hoek & Bray, 1991).

Se determinó los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante no drenado, utilizando el  $ECT_{UU}$ , obteniendo valores igual a  $c_u = 23.150 \pm 3.053 \text{ kPa}$  y  $\varphi_u = 0.300 \pm 0.139^\circ$  para un suelo cohesivo de la bahía del lago titicaca de la ciudad de Puno. Los valores obtenidos concuerdan con los rangos planteados de 12 a 25 kPa para la cohesión y  $0^\circ$  para el ángulo de fricción según (Look, 2014) (Terzagui, Peck, & Mesri, Soil Mechanics in Engineering Practice, 1996) (Das, 2011) (Bowles, 1997) (Terzagui, 1960).



## VI. RECOMENDACIONES

Se recomienda ampliar la investigación con un mayor número de  $ECD_{CD}$  y  $ECT_{UU}$ , primordialmente para el mismo tipo de suelo, un suelo cohesivo de la bahía del lago Titicaca de la ciudad de Puno.

Se recomienda realizar el  $ECT_{UU}$  para la determinación de los parámetros de resistencia como indica la norma e.050 del Reglamento Nacional de Edificaciones, debido a que el  $ECD_{CD}$  solo se debería utilizar para rellenos controlados, sin embargo, se puede tomar en consideración la relación obtenida mediante esta investigación.

Se tiene que tener especial cuidado al momento de la extracción de la muestra inalterada, debido a que el lugar donde se realizó la trinchera, es cerca al lago, por lo que el nivel freático es una molestia al momento de sacar la muestra a la superficie, del mismo modo tratándose de un suelo cohesivo, se debe tener bastante cuidado al momento de su traslado hasta el laboratorio.

Se debe tener mucha paciencia al momento de tallar la muestra para evitar desmoronamiento en esta etapa, de la misma forma tener paciencia al momento consolidar la muestra en el  $ECD_{CD}$ , demorando aproximadamente dos horas para cada espécimen, y en la etapa de saturación en el  $ECT_{UU}$ , demorando esta etapa en promedio dos días para cada espécimen de dicho ensayo.



## VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aburto, M., & Rodriguez, D. (2011). *Caracterización De La Resistencia De Un Material De Banco Para Su Uso Como Relleno Compactado*. México: Universidad Nacional Autónoma De México.
- Alva, J. (2010). *Diseño De Cimentaciones*. Instituto De La Construcción Y Gerencia.
- ASTM-D2850. (2015). *Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils*.
- ASTM-D3080. (2011). *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*. ASTM.
- ASTM-D-4220. (2014). *Standard Practices for Preserving and Transporting Soils Samples*. ASTM.
- Atkinson, J. (2007). *Mecánica De Suelos Y Cimientos*. Nueva York: Taylor & Francis.
- Bowles, J. E. (1997). *Foundation Analysis and Design*. New York: McGraw-Hill Companies, Inc.
- Chegg. (2003). Recuperado el 25 de Enero de 2022, de Cohesive Soils: <https://www.chegg.com/homework-help/definitions/cohesive-soils-8>
- Cometa, S. T., & Méndez, N. J. (2016). *Correlación Entre Los Resultados Obtenidos En El Ensayo De Corte Directo Y El Ensayo De Triaxial En Un Suelo Arcilloso Típico De La Zona Occidental De Bogotá*. Bogota D.C.: Universidad Distrital Francisco José De Caldas.
- Cometa, S., & Mendez, N. (2016). *Correlación Entre Los Resultados Obtenidos En El Ensayo De Corte Directo Y El Ensayo De Triaxial En Un Suelo Arcilloso Típico De La Zona Occidental De Bogotá*. Bogota D.C., Colombia: Universidad Distrital Francisco Jose de Caldas.
- Company, A.B. Chance. (2003). *Design Manual for New Construction*. Hubbell, Inc.
- Craig, R. F. (2004). *Mecánica De Suelos*. Nueva York: Taylor & Francis.
- Crespo, C. (2005). *Mecánica De Suelos Y Cimentaciones*. México: Limusa, 5a Edicion.
- Das, B. M. (2001). *Fundamentos De Ingeniería Geotécnica*. México: Cengage Learning Latin Am.
- Das, B. M. (2011). *Getechnical Engineering Handbook*. Florida: J. Ross Publishing, Inc.
- Das, B. M. (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. México: CENGAGE Learning.





- De Matteis, Á. (2003). *Geología Y Geotecnia. Estabilidad de taludes*. Universidad Nacional de Rosario.
- Dietrichson, A. (22 de Junio de 2019). *bookdown*. Recuperado el 07 de Diciembre de 2021, de Prueba t de Student para muestras independientes: <https://bookdown.org/dietrichson/metodos-cuantitativos/prueba-t-de-student-para-muestras-independientes.html>
- Dietrichson, A. (22 de Junio de 2019). *bookdown*. Recuperado el 07 de Diciembre de 2021, de Coeficiente Spearman: <https://bookdown.org/dietrichson/metodos-cuantitativos/coeficientes-de-correlacion.html#coeficiente-spearman>
- Duncan, J. M., Wright, S. G., & Brandon, T. L. (2005). *Soil Strenght and Slope Stability*. John Wiley & Sons. INC.
- E.050, S. y. (2018). *Reglamento Nacional De Edificaciones*. Perú.
- Fernández, R. (2015). *Capacidad Portante Con Fines De Cimentación Mediante Los Ensayos Spt Y Corte Directo En El Distrito De Aguas Verdes - Tumbes*. Cajamarca, Perú: Universidad Nacional de Cajamarca.
- Flores, E., Miranda, G., & Villasis, M. (2017). El Protocolo De Investigación Vi: Cómo Elegir La Prueba Estadística Adecuada. *Estadística Inferencial. Revista Alergía México*.
- Fredlund, D. G., Rahardjo, H., & Fredlund, M. D. (2012). *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*. New Jersey: Jhon Wiley & Sons, INC.
- Gautam, T. P. (01 de Agosto de 2018). *Encyclopedia of Engineering Geology*. (P. T. Bobrowsky, & B. Marker, Editores) Recuperado el 25 de Enero de 2022, de [https://doi.org/10.1007/978-3-319-73568-9\\_60](https://doi.org/10.1007/978-3-319-73568-9_60)
- Gomez, M., Danglot, C., & Vega, L. (2013). Como Seleccionar Una Prueba Estadística. *Revista Mexicana de Pediatría*.
- Grupo CIPSA. (s.f.). *GrupoCIPSA*. Recuperado el 25 de Enero de 2022, de Diferencias entre suelos cohesivos y granulares: <https://www.cipsa.com.mx/26/noticias/diferencias-entre-suelos-cohesivos-y-granulares/#:~:text=El%20suelo%20cohesivo%20contiene%20peque%C3%B1as,que%20se%20produzca%20un%20derrumbe.&text=Tipos%20de%20suelos%20desde%20el,de%20la%20mec%C3%A1nica%20de%20suelos>
- Helwany, S. (2007). *Applied Soil Mechanics with ABAQUS Applications*. Nueva Jersey: John Wiley & Sons. Inc.
- Hernández, J. (2008). *Ccaracterísticas Físicas y Propiedades Mecánicas de los Suelos y sus Métodos de Medición*. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala.



- Hernández, R., & Mendoza, C. (2018). *Metodología De La Investigación*. Mexico: Edamsa Impresiones.
- Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, M. d. (2014). *Metodología De La Investigación*. México: McGRAW-HILL / INTERAMERICANA EDITORES.
- Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, P. (2014). *Metodología De La Investigación*. Mexico D.F.: McGRAW-HILL.
- Hoek, E., & Bray, J. W. (1991). *Manual De Estabilidad De Taludes*.
- IBM. (s.f.). *SPSS Statistics*. Recuperado el 07 de Diciembre de 2021, de Prueba T de una muestra: <https://www.ibm.com/docs/es/spss-statistics/SaaS?topic=tests-one-sample-t-test>
- Jimenez, A. (2010). Análisis Sobre Los Resultados Del Comportamiento De Suelos Del Distrito De Ciudad Nueva Sector V En La Ciudad De Tacna En El 2010. Tacna, Perú: Universidad Privada de Tacna.
- Juárez, E., & Rico, A. (2003). *Mecánica De Suelos, Tomo 2, Teoría Y Aplicaciones De La Mecánica De Suelos*. México: Limusa, 3a Edición.
- Juárez, E., & Rico, A. (2005). *Mecánica De Suelos, Tomo I, Fundamentos De La Mecánica De Suelos*. Mexico: Limusa, 3a Edición.
- Lambe, W., & Whitman, R. (2005). *Mecánica De Suelos*. México: Limusa.
- Laura, S. (2016). Evaluación De La Capacidad Predictiva De Los Métodos De Estimación Del Comportamiento Mecánico De Los Suelos Lacustres De La Bahía De Puno, Para Cimentaciones Superficiales. Puno, Perú: Universidad Nacional del Altiplano.
- Leoni, A. J. (2001). Resistencia al Corte. Universidad Nacional de La Plata.
- Look, B. (2014). *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables*. Australia: Taylor & Francis Group.
- Magdaleno, C. (2000). *Diseño de Cimentaciones*.
- Mendenhall, W., Beaver, R. J., & Beaver, B. M. (2010). *Introducción A La Probabilidad Y Estadística*. Mexico D.F.: Cengage Learning Editores, S.A. de C.V.
- Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior*. New Jersey: John Wiley & Sons, INC.
- Monje, C. (2011). *Metodología De La Investigación Cuantitativa Y Cualitativa*. Neiva: Universidad SurColombiana.
- Muñoz, C. (2015). *Metodología De La Investigación*. México: Progreso S.A de C.V.



- NG, C. W., & Menzies, B. (2007). *Mecánica Avanzada De Suelos Insaturados E Ingeniería*. Nueva York: Taylor & Francis.
- Nieto, A., Camacho, J., & Ruiz, E. (2009). *Determinación De Parámetros Para Los Modelos Elastoplásticos Mohr-Coulomb Y Hardening Soil En Suelos Arcillosos*. Universidad de Medellín.
- Ochoa, G., Vargas, D., & Zamudio, P. (2014). *Resistencia Al Esfuerzo Cortante En Suelos Pumíticos*. México: Sociedad Mexicana De Ingeniería Geotécnica.
- Otzen, T., & Manterola, C. (2017). *Técnicas De Muestreo Sobre Una Población A Estudio*. Int. J. Morphol.
- Peña, K. J., & Perez, I. K. (2012). *Comparación De Los Parámetros De Resistencia Al Corte Obtenidos En Los Ensayos De Corte Directo Y Triaxial De Una Arena Arcillosa*. Bucaramanga, Colombia: Universidad Pontificia Bolivariana.
- Peña, K., & Perez, I. (2012). *Comparación De Los Parámetros De Resistencia Al Corte Obtenidos En Los Ensayos De Corte Directo Y Triaxial De Una Arena Arcillosa*. Bucaramanga, Colombia: Universidad Pontificia Bolivariana.
- Pérez, E. (2005). *Las Catástrofes Y El Progreso De La Geotecnia*. Madrid: Real Academia De Ingeniería.
- Polanco, A. (2012). *Prácticas de Laboratorio de Mecánica de Suelos I*. Chihuahua, Mexico: Universidad Autónoma de Chihuahua.
- Ravines, J. (2017). *Capacidad Portante De Los Suelos De Fundación, Mediante Los Métodos DPL Y Corte Directo Para La Ciudad De José Gálvez - Celendín - Cajamarca*. Cajamarca, Perú: Universidad Nacional de Cajamarca.
- Rincón, B. C., & Suárez, L. J. (2012). *Comparación De Parámetros De Resistencia Al Esfuerzo Cortante En El Aparato De Corte Directo Y Triaxial Para Arenas Limosas*. Bucaramanga, Colombia: Universidad Pontificia Bolivariana.
- Rincon, B., & Suárez, L. (2012). *Comparación De Parámetros De Resistencia Al Esfuerzo Cortante En El Aparato De Corte Directo Y Triaxial Para Arenas Limosas*. Bucaramanga, Colombia: Universidad Pontificia Bolivariana.
- Rivera, D. (2018). *Determinación De Resistencia Al Corte Mediante Ensayo De Veleta Manual En Suelos Alofánicos De La Región De Ñuble*. Chile: Universidad de Chile.
- Salas, O. (2011). *Ensayos Triaxiales para Suelos. Metodos y Materiales, Volumen 1*.
- Sánchez, H., Reyes, C., & Mejía, K. (2018). *Manual de términos en investigación científica, tecnológica y humanística*. Perú: Universidad Ricardo Palma.



- SKP. (s.f.). *Statistics Knowledge Portal*. Recuperado el 07 de Diciembre de 2021, de La prueba t de una muestra: [https://www.jmp.com/es\\_pe/statistics-knowledge-portal/t-test/one-sample-t-test.html](https://www.jmp.com/es_pe/statistics-knowledge-portal/t-test/one-sample-t-test.html)
- Smith, G. N., & Smith, I. (1998). *Elements of Soil Mechanics*. Blackwell Science Ltd.
- Smolczyk, U. (2002). *Geotechnical Engineering Handbook*. Ernst & Sohn.
- Suárez, J. (1998). *Deslizamientos Y Estabilidad De Taludes En Zonas Tropicales*. Bucaramanga - Colombia: Universidad Industrial de Santander.
- Suárez, J. (2008). *Deslizamientos - Análisis Geotécnico*. Universidad Industrial de Santander.
- Terzagui, K. (1960). *From Theory to Practice in Soil Mechanics*. New York: Jhon Wiley & Sons, Inc.
- Terzagui, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York: Jhon Wiley & Sons, Inc.
- Velasquez, D. (2007). *Guía Práctica Para Cálculo De Asentamientos Por Consolidación, En Suelos Saturados*. Guatemala: Universidad De San Carlos De Guatemala.
- Verruijt, A. (2001). *Mecánica de Suelos*. Universidad Tecnológica de Delft.
- Villamizar, A., & Díaz, J. (2010). Relación Entre Los Parámetros De Resistencia Al Esfuerzo Cortante Obtenidos En Los Ensayos De Corte Directo Y Compresión Simple Para Arenas Arcillosas. Bucaramanga, Colombia: Universidad Pontificia Bolivariana.
- Vitulas, Y. (2018). *Curso Taller: Investigacin y elaboracio de tesis*. Puno, Perú: Universidad Nacional del Altiplano.
- Wesley, L. D. (2010). *Fundamentals of Soil Mechanics for Sedimentary and Residual Soils*. Nueva Jersey: John Wiley & Sons. Inc.
- XLSTAT. (s.f.). *Centro De Ayuda XLSTAT*. Recuperado el 07 de diciembre de 2021, de <https://help.xlstat.com/s/article/que-prueba-estadistica-deberia-utilizar?language=es>
- Zapata, R. (2018). *Tipos de Suelos: Caracterización de Suelos Arcillosos y Limosos*. Universidad Nacional de Rosario.



## **ANEXOS**

**ANEXO A: ENSAYOS DE LABORATORIO**

**ANEXO B: RESULTADOS DE LABORATORIO**

**ANEXO C: PRUEBA ESTADÍSTICA**