

PONTIFICA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE: INGENIERIA CIVIL



**TEMA:** ESTIMACION EN LABORATORIO DE LOS PARAMETROS  
DE SKEMPTON (A y B) EN MUESTRAS REMOLDEADAS DE UN  
DEPOSITO VOLCÁNICO

**AUTOR:**

CABRERA SAMPEDRO DAVID ISRAEL

**TRABAJO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TITULO DE:**

INGENIERO CIVIL

**DIRECTOR:** ING. GUILLERMO REALPE

**QUITO, 2023**

## **Agradecimiento**

*En primer lugar agradecimiento rotundo a mis padres, César Cabrera y Mónica Sampedro, gracias por el apoyo incondicional, por la paciencia, por los buenos consejos que me supieron dar para poderme guiar durante no solo el trayecto de la universidad sino durante todo el trayecto de mi vida, infinitas gracias por siempre estar ahí, por siempre tener las palabras necesarias para motivarme y sobre todo por el esfuerzo que ha hecho día tras día para poderme dar el estudio, gracias a ustedes soy lo que soy ahora.*

*A mi hermano, César Cabrera y a pesar de las muchas diferencias que tenemos has sido una pieza fundamental para yo pueda conseguir todos mis logros, eres mi ejemplo a seguir.*

*A mis abuelitos paternos: Abuelito César y Abuelita Tere y a mis abuelitos maternos que me miran desde el cielo: Abuelito Carlos y Abuelita Emelina, gracias por siempre los buenos deseos y las oraciones las cuales me dieron la fuerza necesaria para poder culminar esta etapa de mi vida.*

*Al resto de mi familia quienes siempre estuvieron presentes en mis buenos y malos momentos.*

*A la persona que forma parte de mi vida desde segundo de bachillerato, mil gracias por la risas, la tristeza, el amor y gracias por darme tu tiempo. TA3M.*

*A mi tutor del proyecto de integración curricular Ing. Guillermo Realpe, por tenerme paciencia y hacer que le coja mucho cariño a la mecánica de suelos y la geotecnia.*

*A mis compañeros: Cristhian, Sarita, Carlos, Vicky y Mel que desde primer semestre se forzó un lazo de amistad, gracias por cada anécdota a pesar de que sean pocas las llevo en el alma. Un agradecimiento especial a: Diego, Wilson y Gustavo, mil gracias por siempre estar ahí cuando las cosas se ponían complejas.*

*A los laboratoristas, Jorge y Carlos por su predisposición porque sin su ayuda no hubiese podido culminar este capítulo.*

*A Dios, por darme el coraje, la paciencia, la fuerza para en los momentos más difíciles de la carrera poderme levantar y seguir caminando a paso firme.*

## **Dedicatoria**

*¡A mis dos angelitos que están en el cielo!*

*A mis abuelitos: Carlos Sampedro (+) y Emelina Mosquera (+), quienes desde allí arriba me protegen y me bendicen, esto es por y para ustedes. No se muere el que se va solo, se muere el que se olvida y ustedes abuelitos siempre están y estarán presentes en mi corazón.*

*A mis padres, este escalón que acabo de subir va dedicado para ustedes.*

## Tabla de contenido

<b>1. CAPITULO I: INTRODUCCION .....</b>	<b>1</b>
1.1. JUSTIFICACIÓN.....	1
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	2
1.3. OBJETIVO GENERAL Y ESPECÍFICOS .....	2
1.3.1. <i>Objetivo general</i> .....	2
1.3.2. <i>Objetivos específicos</i> .....	2
1.4. ALCANCE .....	3
<b>2. CAPITULO II: FUNDAMENTACION TEORICA .....</b>	<b>3</b>
2.1. MUESTREO DE SUELO.....	3
2.1.1. <i>Muestra alterada</i> .....	3
2.1.2. <i>Muestra inalterada</i> .....	3
2.1.3. <i>Muestra remoldeada</i> .....	4
2.2. FUNDAMENTOS DE LA TEORÍA DE CONSOLIDACIÓN .....	4
2.2.1. <i>Analogía consolidación de Terzaghi</i> .....	4
2.2.2. <i>Tipos de consolidación</i> .....	6
2.2.2.1. Consolidación inicial .....	6
2.2.2.2. Consolidación primaria .....	6
2.2.2.3. Consolidación secundaria .....	6
2.3. FUNDAMENTOS DE LA RESISTENCIA AL CORTE.....	7
2.3.1. <i>Teoría de falla de Mohr – Coulomb</i> .....	7
2.3.2. <i>Circulo de Mohr</i> .....	8
2.3.3. <i>Esfuerzos efectivos y Esfuerzos totales</i> .....	9
2.3.3.1. Esfuerzos efectivos .....	9
2.3.3.2. Esfuerzos totales.....	9
2.3.4. <i>Parámetros que definen los mecanismos de falla</i> .....	10
2.3.4.1. Cohesión.....	10
2.3.4.2. Angulo de fricción.....	10
2.4. DESCRIPCIÓN TEÓRICA DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO .....	11
2.4.1. <i>Descripción del ensayo de consolidación unidireccional ASTM D2435</i> .....	11
2.4.1.1. Índice de vacíos – puntos de presión.....	11
2.4.1.2. Índice de sobreconsolidación .....	13
2.4.1.3. Índice de compresión $C_c$ e índice de abultamiento $C_s$ .....	14
2.4.1.3.1. Índice de compresión $C_c$ .....	14
2.4.1.3.2. Índice de abultamiento $C_s$ .....	16
2.4.1.4. Coeficiente de consolidación.....	17
2.4.2. <i>Condiciones de drenaje en los ensayos triaxiales</i> .....	20
2.4.2.1. Condición drenada.....	20
2.4.2.2. Condición no drenada.....	20
2.4.3. <i>Descripción del ensayo triaxial no consolidado – no drenado (UU) ASTM D2850</i> .....	20
2.4.4. <i>Descripción del ensayo triaxial consolidado – no drenado (CU) ASTM D4767</i> .....	22
2.4.5. <i>Descripción del ensayo triaxial consolidado – drenado (CD) ASTM D7181</i> .....	23
2.5. PARÁMETROS DE SKEMPTON A Y B.....	25
2.5.1. <i>Parámetros A de Skempton</i> .....	26
2.5.2. <i>Parámetros B de Skempton</i> .....	26
<b>3. CAPITULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN .....</b>	<b>26</b>
3.1. EXPLORACIÓN Y TOMA DE MUESTRA.....	26
3.1.1. <i>Ubicación y toma de muestra inalterada y alterada</i> .....	26
3.2. ELABORACIÓN DE ESPECÍMENES PARA ENSAYOS .....	28

3.2.1. Elaboración de muestras para el ensayo de consolidación unidimensional ASTM D2435 y triaxiales (UU, CU y CD) .....	28
3.2.2. Ensayos triaxiales (UU, CU y CD) .....	31
3.2.2.1. Especificaciones del equipo para los ensayos triaxiales .....	31
3.2.2.2. Elaboración de muestras para ensayo triaxial no consolidado – no drenado (UU), consolidado – no drenado (CU) y consolidado – drenado (CD) .....	32
3.3. ESTIMACIÓN DE LOS PARÁMETROS A Y B DE SKEMPTON .....	33
<b>4. CAPITULO IV: ANALISIS DE RESULTADOS.....</b>	<b>33</b>
4.1. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.....	33
4.1.1. Resultados obtenidos correspondientes a la caracterización del material .....	33
4.1.1.1. Relaciones fundamentales (ASTM D7263).....	33
4.1.1.2. Gravedad específica (ASTM D854) .....	33
4.1.1.3. Clasificación de suelos SUCS (ASTM D2487).....	34
4.1.1.4. Granulometría por hidrómetro (ASTM D7928).....	36
4.1.1.5. Límite de contracción (ASTM D427).....	37
4.1.1. Resultados obtenidos del ensayo de consolidación unidimensional.....	38
4.1.1.1. Ensayo N°1.....	38
4.1.1.1.1. Índice de sobreconsolidación (OCR).....	38
4.1.1.1.2. Índice de compresión $C_c$ .....	40
4.1.1.1.3. Coeficiente de consolidación $c_v$ .....	40
4.1.1.1.3.1. Coeficiente de consolidación $c_v$ – Método Casagrande.....	40
4.1.1.1.3.2. Coeficiente de consolidación $c_v$ – Método Taylor .....	42
4.1.1.1.4. Trayectoria del coeficiente de consolidación $C_v$ .....	44
4.1.1.1. Ensayo N°2.....	45
4.1.1.1.1. Índice de sobreconsolidación .....	45
4.1.1.1.2. Índice de compresión $C_c$ .....	46
4.1.1.1.3. Coeficiente de consolidación $c_v$ .....	47
4.1.1.1.3.1. Coeficiente de consolidación $c_v$ – Método Casagrande.....	47
4.1.1.1.3.2. Coeficiente de consolidación $c_v$ – Método Taylor .....	49
4.1.1.1.4. Trayectoria del coeficiente de consolidación $C_v$ .....	50
4.1.2. Resultados de los ensayos de compresión triaxial (UU, CU, CD) medidos en laboratorio ( $c$ y $\phi$ ) .....	51
4.1.2.1. Ensayo de compresión triaxial no consolidado – no drenado (UU).....	51
4.1.2.1.1. Muestra N°1.....	51
4.1.2.2. Ensayo de compresión triaxial consolidado – no drenado (CU) .....	53
4.1.2.2.1. Muestra N°1.....	53
4.1.2.3. Ensayo de compresión triaxial consolidado – drenado (CD) .....	56
4.1.2.3.1. Muestra N°1.....	56
4.1.3. Resultados obtenidos mediante la utilización de los parámetros A y B de Skempton ( $c$ y $\phi$ ) .....	57
4.1.3.1. Cálculo de los parámetros de A y B de Skempton .....	57
4.1.3.2. Estimación de los parámetros en condiciones efectivas a partir de un ensayo triaxial UU .....	58
<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>59</b>
<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>64</b>
<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>64</b>

## Tabla de ilustraciones

Ilustración 1 Analogía consolidación de Terzaghi.....	4
Ilustración 2 Carga P aplicada cuando la válvula permanece cerrada .....	5
Ilustración 3 Carga P aplicada cuando la válvula se encuentra abierta.....	5

Ilustración 4 Estado de equilibrio del sistema.....	5
Ilustración 5 Grafica de deformación en función del tiempo durante la consolidación debido a un aumento de carga .....	6
Ilustración 6. Envolvente de falla y circulo de Mohr .....	8
Ilustración 7 Criterio de falla de Coulomb.....	10
Ilustración 8 Esquema de consolidómetro .....	11
Ilustración 9 Cambio de altura de la muestra en la prueba de consolidación unidireccional.....	11
Ilustración 10 Gráfica típica de e en función de $\log \sigma'$ .....	13
Ilustración 11 Procedimiento gráfico para determinar el esfuerzo de preconsolidación .....	14
Ilustración 12 Paso 1 - Cálculo del índice de compresibilidad $C_c$ .....	15
Ilustración 13 Paso 2 - Cálculo del índice de compresibilidad $C_c$ .....	15
Ilustración 14 Paso 1 - Cálculo del índice de compresibilidad $C_s$ .....	16
Ilustración 15 Paso 2 - Cálculo del índice de compresibilidad $C_s$ .....	17
Ilustración 16 Método de logaritmo de tiempo para determinar el coeficiente de consolidación .....	18
Ilustración 17 Diferentes tipos de drenaje con constante $u_0$ .....	19
Ilustración 18 Método de la raíz cuadrada del tiempo .....	19
Ilustración 19 Ensayo no consolidado - no drenado .....	21
Ilustración 20 Representación gráfica de la envolvente de falla del ensayo triaxial UU .....	21
Ilustración 21 Ensayo consolidado - no drenado .....	22
Ilustración 22 Representación gráfica de la envolvente de falla del ensayo triaxial CU.....	23
Ilustración 23 Ensayo consolidado – drenado.....	24
Ilustración 24 Representación gráfica de la envolvente de falla del ensayo triaxial CD.....	25
Ilustración 25 Ubicación toma de muestras inalteradas y alteradas.....	27
Ilustración 26 Fragmentos de muestras inalteradas .....	27
Ilustración 27 Muestras para el ensayo de relaciones fundamentales .....	27
Ilustración 28 Toma de muestras alteradas.....	28
Ilustración 29 Toma de muestras alteradas.....	28
Ilustración 30 Preparación de muestra. Ensayo de consolidación .....	29
Ilustración 31 Preparación de muestra para remoldeo de probeta para ensayo triaxial .....	29
Ilustración 32 Preparación de muestra para remoldeo de probeta para ensayo triaxial .....	29
Ilustración 33 Preparación de muestra para remoldeo de probeta para ensayo triaxial .....	30
Ilustración 34 Preparación de muestra para remoldeo de.....	30
Ilustración 35 Equipo de consolidación unidireccional .....	31
Ilustración 36 Tri – Flex 2: Panel de control principal.....	32
Ilustración 37 Tri – Flex 2: Panel de control auxiliar .....	32
Ilustración 38 Carta de plasticidad Casagrande. Muestra N°1 .....	34
Ilustración 39 Carta de plasticidad Casagrande. Muestra N°2 .....	34
Ilustración 40 Curva granulométrica. Ensayo N°1 .....	35
Ilustración 41 Curva granulométrica. Ensayo N°2 .....	35
Ilustración 42 Curva granulométrica + Diámetros de partículas. Ensayo N°1.....	37
Ilustración 43 Curva granulométrica + Diámetros de partículas. Ensayo N°2.....	37
Ilustración 44 Curva de compresibilidad. Muestra 1.....	39
Ilustración 45 Curva de consolidación esfuerzo de 12 kPa - Casagrande. Muestra 1 .....	41
Ilustración 46 Curva de consolidación esfuerzo de 50 kPa - Casagrande. Muestra 1 .....	41
Ilustración 47 Curva de consolidación esfuerzo de 100 kPa - Casagrande. Muestra 1 .....	41
Ilustración 48 Curva de consolidación esfuerzo de 200 kPa - Casagrande. Muestra 1 .....	42
Ilustración 49 Curva de consolidación esfuerzo de 12 kPa - Taylor. Muestra 1.....	42

Ilustración 50 Curva de consolidación esfuerzo de 50 kPa - Taylor. Muestra 1.....	43
Ilustración 51 Curva de consolidación esfuerzo de 100 kPa - Taylor. Muestra 1.....	43
Ilustración 52 Curva de consolidación esfuerzo de 200 kPa - Taylor. Muestra 1.....	44
Ilustración 53 Trayectoria Cv - Casagrande. Muestra 1.....	44
Ilustración 54 Trayectoria Cv - Taylor. Muestra 1.....	45
Ilustración 55 Curva de compresibilidad. Muestra 2.....	46
Ilustración 56 Curva de consolidación esfuerzo de 25 kPa - Casagrande. Muestra 2.....	47
Ilustración 57 Curva de consolidación esfuerzo de 50 kPa - Casagrande. Muestra 2.....	48
Ilustración 58 Curva de consolidación esfuerzo de 100 kPa - Casagrande. Muestra 2.....	48
Ilustración 59 Curva de consolidación esfuerzo de 200 kPa - Casagrande. Muestra 2.....	48
Ilustración 60 Curva de consolidación esfuerzo de 25 kPa - Taylor. Muestra 2.....	49
Ilustración 61 Curva de consolidación esfuerzo de 50 kPa - Taylor. Muestra 2.....	49
Ilustración 62 Curva de consolidación esfuerzo de 100 kPa - Taylor. Muestra 2.....	50
Ilustración 63 Curva de consolidación esfuerzo de 200 kPa - Taylor. Muestra 2.....	50
Ilustración 64 Trayectoria Cv - Casagrande. Muestra 2.....	51
Ilustración 65 Trayectoria Cv - Taylor. Muestra 2.....	51
Ilustración 66 Círculos de Mohr. Ensayo UU N°1.....	53
Ilustración 67 Círculos de Mohr (TOTALES). Ensayo CU N°1.....	55
Ilustración 68 Círculos de Mohr (EFECTIVOS). Ensayo CU N°1.....	55
Ilustración 69 Circulo de Mohr (Efectivo) mediante A y B de Skempton.....	59
Ilustración 70 Trayectoria de Cv - Casagrande. Muestra 1 y 2.....	62
Ilustración 71 Trayectoria de Cv - Taylor. Muestra 1 y 2.....	62

## Índice de tablas

Tabla 1 Relaciones fundamentales.....	33
Tabla 2 Gravedad específica.....	33
Tabla 3 Clasificación SUCS.....	34
Tabla 4 % Que pasa. Analisis granulométrico.....	35
Tabla 5 Diámetros de partículas y % de finos. Granulometría por hidrómetro.....	36
Tabla 6 Tamaño del grano.....	36
Tabla 7 Porcentaje de gravas, arenas, limos y tamaño de arcilla. Muestra 1 y 2.....	37
Tabla 8 Límite de contracción.....	38
Tabla 9 Características físicas. Ensayo de consolidación N°1.....	38
Tabla 10 Humedades, Densidades, Relación de vacíos y Saturación. Ensayo de consolidación N°1.....	38
Tabla 11 Resumen tabla de coeficiente de consolidación - Casagrande. Muestra 1.....	40
Tabla 12 Resumen tabla de coeficiente de consolidación - Taylor. Muestra 1.....	42
Tabla 13 Características físicas. Ensayo de consolidación N°2.....	45
Tabla 14 Humedades, Densidades, Relación de vacíos y Saturación. Ensayo de consolidación N°2.....	45
Tabla 15 Resumen tabla de coeficiente de consolidación - Casagrande. Muestra 2.....	47
Tabla 16 Resumen tabla de coeficiente de consolidación - Taylor. Muestra 2.....	49
Tabla 17 Características físicas. Ensayo UU N°1.....	52
Tabla 18 Humedades, Densidades, Relación de vacíos y Saturación. Ensayo UU N°1.....	52
Tabla 19 Parámetros que definen los mecanismos de falla por corte. Ensayo UU N°1.....	53
Tabla 20 Características físicas. Ensayo CU N°1.....	53

Tabla 21 Humedades, Densidades, Relación de vacíos y Saturación. Ensayo CU N°1.....	54
Tabla 22 Esfuerzos principales (TOTALES). Ensayo CU N°1 .....	54
Tabla 23 Esfuerzos principales (EFECTIVOS). Ensayo CU N°1 .....	54
Tabla 24 Parámetros que definen los mecanismos de falla por corte (TOTALES). Ensayo CU N°	54
Tabla 25 Parámetros que definen los mecanismos de falla por corte (EFECTIVOS). Ensayo CU N°1.....	55
Tabla 26 Calculo de los parámetros A y B de Skempton.....	58
Tabla 27 Esfuerzos efectivos triaxial UU .....	58
Tabla 28 Parámetros que definen los mecanismos de falla por corte a partir de A y B de Skempton .....	58

# 1. CAPITULO I: INTRODUCCION

## 1.1. Justificación

Según (Cihazları, s/f) los ensayos correspondientes a la compresión triaxial en condición consolidada – drenada (CD) o a su vez el ensayo de compresión triaxial consolidado – no drenado (CU) poseen un efecto negativo cuando se habla de tiempo de ejecución, ya que estas pueden llegar a tardar de 7 a 15 veces más en comparación del ensayo de compresión triaxial en condiciones no consolidada – no drenada (UU), dando como afirmación que si se invierte más tiempo en la ejecución de los ensayos estos tendrán un costo significativos con respecto a los ensayos que no demandan tanta inversión de tiempo de ejecución.

De acuerdo con (Vargas Tapia, 2013) la incertidumbre es el grado que variabilidad y/o inseguridad que posee la estimación de parámetros ya sean de entrada y/o salida, se la puede clasificar en dos clases: la incertidumbre natural y la incertidumbre epistémica. La incertidumbre natural se la asocia con la aleatoriedad de los procesos naturales los cuales pueden ser: incertidumbre temporal (fenómenos que ocurren en una misma ubicación) e incertidumbre espacial (fenómenos que ocurren en diferentes ubicaciones, pero en un mismo momento). La incertidumbre epistémica se la asocia a la falta de datos y/o a la falta de información de un tema en específico, en donde para el caso de la estimación de los parámetros geotécnicos, estas incertidumbres vienen dadas a partir de datos de campo, correlaciones y/o calibraciones lo que da como consecuencia que los resultados posean un alto grado de incertidumbre.

En este sentido, la importancia de este proyecto de integración curricular radica en que, para un tipo de suelo ya conocido, específicamente de la ciudad Quito, se comprobará que partiendo de los parámetros que controlan los mecanismos de falla por corte según Mohr – Coulomb ( $c$  y  $\phi$ ) obtenidos en un tipo de ensayo triaxial se puede llegar a obtener parámetros de corte en diferentes condiciones de drenaje y consolidación de las muestras, por medio de los parámetros de Skempton, de la misma forma la intención de este proyecto de integración curricular se focaliza en la reducción de la incertidumbre que genera los parámetros que controlan los mecanismos de falla por corte ( $c$  y  $\phi$ ) en un suelo conocido gracias a la estimación de parámetros verificados en laboratorio, dejando de lado las estimaciones de la bibliografía internacional

## **1.2. Planteamiento del problema**

En el Ecuador es común en la práctica realizar ensayos de compresión triaxial no consolidada – no drenada (UU) y a partir de esta información estimar los diferentes parámetros que definen los mecanismos de falla, que deberían ser obtenidos en los otros dos tipos de ensayos de compresión triaxial (CD y CU). Este procedimiento permite ahorrar tiempo y costos, sin embargo, la información bibliográfica internacional que relacionan los parámetros que son definidos en los ensayos pertinentes posee un alto grado de incertidumbre cuando se intenta aplicar a los suelos de nuestro país. En tal sentido, en el presente proyecto de integración curricular se realizarán los ensayos de compresión triaxial (UU, CD y CU) en muestras remoldeadas, para obtener una evidencia de laboratorio, además, se investigará sobre los parámetros de Skempton (A y B) los cuales hace que se entrelacen los ensayos de compresión triaxial, a fin de comprobar la efectividad de que los parámetros de Skempton (A y B) permitan pasar de un tipo de ensayo de compresión triaxial a otro ensayo de compresión triaxial.

Para el propósito general del trabajo es determinante la calidad de las muestras de ensayo y la necesidad de comprobar cuantitativamente la condición de muestras gemelas que serán utilizadas en los diferentes tipos de triaxial, otros factores a considerar son el dominio de los procedimientos de ensayo, del equipo a utilizarse y la calibración de los sensores de esfuerzo y deformación.

## **1.3. Objetivo general y específicos**

### **1.3.1. Objetivo general**

- Estimar en laboratorio de los parámetros de Skempton (A y B) en muestras remoldeadas de un depósito volcánico.

### **1.3.2. Objetivos específicos**

- Describir los conceptos básicos de la teoría de resistencia al corte y su aplicación en la mecánica de suelos: Esfuerzos bidireccionales, representación de esos esfuerzos por medio del círculo de Mohr, teoría de falla de Mohr – Coulomb, la envolvente de resistencia en el círculo de Mohr, ensayos de

compresión triaxial isotrópicos (CD, CU y UU), parámetros (A y B) de Skempton.

- Interpretar los resultados obtenidos en el laboratorio arrojados por los ensayos de compresión triaxial para la obtención de los parámetros que definen los mecanismos de falla ( $c$  y  $\phi$ )
- Verificar que los parámetros de Skempton propuestos permitan obtener comportamientos teóricos similares a los comportamientos realmente observados en los ensayos ejecutados en las condiciones de estados de esfuerzos y velocidad de carga establecidos.

#### **1.4. Alcance**

El programa experimental direcciona a la verificación de la teoría de Skempton con fines académicos. Como parte del desarrollo del trabajo de integración curricular se prevé trabajar en muestras volcánicas remoldeadas y ensayadas según procedimientos de las normas ASTM D2850 correspondiente al ensayo de compresión triaxial UU, ASTM D4767 correspondiente al ensayo de compresión triaxial CU, ASTM D7181 correspondiente al ensayo de compresión triaxial CD y la normativa ASTM D2435 correspondiente al ensayo de consolidación unidimensional. Los ensayos serán ejecutados en el laboratorio de Mecánica de suelos de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, bajo responsabilidad de los técnicos calificados para estos ensayos.

## **2. CAPITULO II: FUNDAMENTACION TEORICA**

### **2.1. Muestreo de suelo**

#### **2.1.1. Muestra alterada**

Según (Pérez Echevarría, 2013) se considera como muestras alteradas a aquella muestra que está constituida por el material fragmentado o disgregado, para este tipo de muestra no se toma como precaución la conservación de las características físicas y mecánicas del suelo, se puede decir que los especímenes inalterados se los puede conseguir mediante procesos y/o técnicas de compactación de las muestras alteradas.

#### **2.1.2. Muestra inalterada**

Para (Pérez Quispe & Taípe Sedano, 2018) los especímenes inalterados si conservan las propiedades mecánicas y físicas del suelo en su estado natural al momento que se efectúa el muestro del suelo protegiéndolo contra la pérdida de humedad mediante

el uso de parafina o brea, existen varios procedimientos para la obtención de la muestra estas pueden ser: en bloque, mediante un tubo de pared delgada (Shelby).

### 2.1.3. Muestra remoldeada

(ASTM D2850 -23, 2023) nos dice que “las muestras se pueden preparar a partir de una muestra intacta fallida o de una muestra alterada, siempre que sea representativa de la muestra intacta fallida”

Según (Wilbourn et al., 2007) para remoldear muestras de suelo se la puede realizar mediante la compactación Harvard – Miniature propuesta por Wilson en el año de 1950 partiendo como objetivo primordial el tratar de replicar en laboratorio la acción de amasado producidos por los rodillos pata de cabra mediante el uso de un émbolo aplicador de presión que tiene un diámetro 0.5 in o 12.7 mm.

## 2.2. Fundamentos de la teoría de consolidación

### 2.2.1. Analogía consolidación de Terzaghi

Terzaghi planteó un modelo mecánico en donde explica la distribución de cargas, para que de esta forma se logre comprender de manera objetiva lo que es el proceso de la consolidación, el cual está compuesto por una especie de cámara de agua, una válvula que permite la salida o restricción del agua; la cual representa la resistencia del poro de agua a través del suelo y un resorte que representa la resistencia de la masa del suelo a la compresión (Calvo Barriga & Durán Álvarez, 2013)

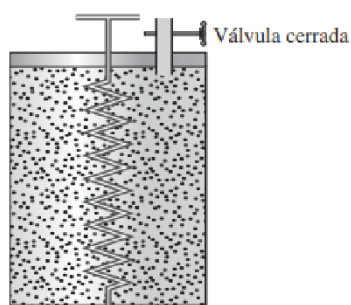


Ilustración 1 Analogía consolidación de Terzaghi

Fuente:(Braja M. Das, 2015)

De acuerdo con (Calvo Barriga & Durán Álvarez, 2013) suponiendo que se aplica una carga  $P$  cuando la válvula se encuentre cerrada, la carga  $P$  aplicada al sistema se distribuye entre el resorte y el agua, en donde la carga  $P$  se moverá relativamente poco con respecto a su origen debido a que el agua es un fluido incompresible por lo tanto toda la carga  $P$  aplicada la resiste un incremento de la presión del agua ubicada en la cámara

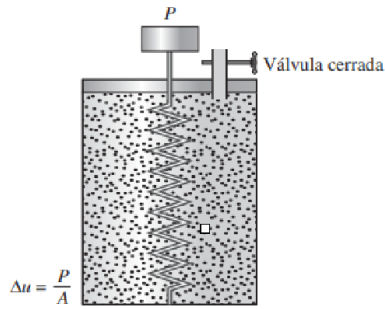


Ilustración 2 Carga  $P$  aplicada cuando la válvula permanece cerrada

Fuente:(Braja M. Das, 2015)

Si se procede a abrir la válvula, la presión de agua que se encontraba dentro de la cámara hará que el agua empiece a salir, dando como resultado que el resorte empiece a acortarse debido a que el agua comenzó a escapar a través de la válvula, por lo que mientras más agua salga el resorte empieza a soportar cada vez más carga (Calvo Barriga & Durán Álvarez, 2013).

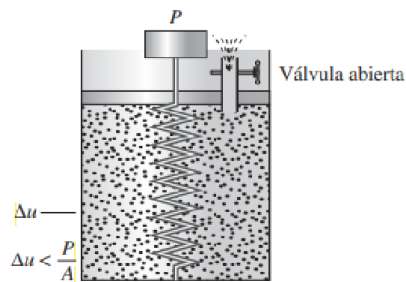


Ilustración 3 Carga  $P$  aplicada cuando la válvula se encuentra abierta

Fuente:(Braja M. Das, 2015)

Según (Calvo Barriga & Durán Álvarez, 2013) como última fase de la analogía hidrostática de Terzaghi sucede cuando el resorte soporta toda la carga aplicada y la presión de agua vuelve a su valor inicial existiendo un estado de equilibrio en todo el sistema.

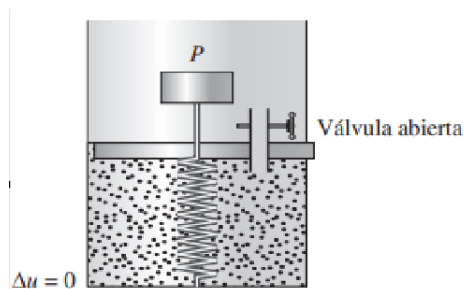


Ilustración 4 Estado de equilibrio del sistema

Fuente:(Braja M. Das, 2015)

## 2.2.2. Tipos de consolidación

Como señala (Calvo Barriga & Durán Álvarez, 2013) consolidación se define como aquella deformación plástica la cual se produce debido a la reducción de la relación de vacíos o también conocida como asentamiento la cual depende mucho del tiempo y del exceso de la presión de poros.

### 2.2.2.1. Consolidación inicial

Como señala (Braja M. Das, 2015) la consolidación inicial se considera como una reducción de forma instantánea de la masa del suelo debido a la precarga

### 2.2.2.2. Consolidación primaria

Según (Braja M. Das, 2015) señala que el exceso de presión de agua intersticial o presión de poros se transfiere de forma gradual en lo que se conoce como esfuerzo efectivo debido a que con el paso del tiempo existe una reducción de vacíos.

### 2.2.2.3. Consolidación secundaria

Para (Braja M. Das, 2015) la consolidación secundaria se produce después de que la presión de agua de intersticial se haya disipado en su totalidad gracias a una deformación debido al reajuste plástico del suelo.

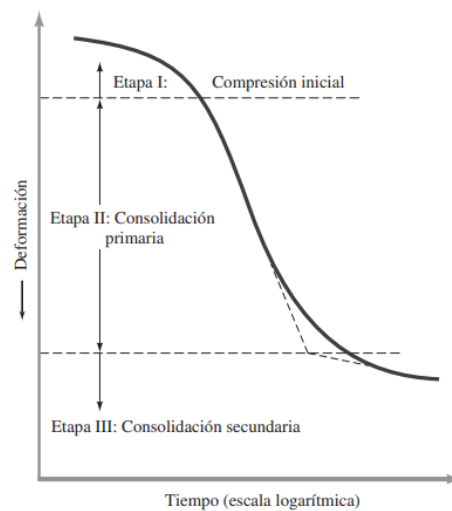


Ilustración 5 Gráfica de deformación en función del tiempo durante la consolidación debido a un aumento de carga

Fuente:(Braja M. Das, 2015)

## 2.3. Fundamentos de la resistencia al corte

### 2.3.1. Teoría de falla de Mohr – Coulomb.

Mohr en el año de 1900 dio a conocer una teoría basada en la ruptura de materiales, la cual nos menciona que un material falla gracias a una combinación crítica tanto de esfuerzos normales ( $\sigma$ ) como de esfuerzos cortantes ( $\tau$ ), además sostuvo que la falla en los materiales no ocurría debido a los máximos esfuerzos normales y cortantes, es por eso que la relación entre los dos se los puede expresar de la siguiente forma (Braja M. Das, 2015).

$$\tau_f = f(\sigma)$$

Siendo  $\tau_f$  el esfuerzo cortante en el plano de falla y  $\sigma$  el esfuerzo normal en el plano de falla. (Braja M. Das, 2015)

Coulomb en el año de 1776 definió lo que se conoce como envolvente de falla, la cual está se encuentra expresada en términos de la cohesión ( $c$ ) y el ángulo de fricción ( $\phi$ ), en donde se supone que la  $c$  y  $\phi$  son parámetros que dependen de otros elementos, tales como: la velocidad de aplicación de la carga y de la características de drenaje del suelo, tomando a consideración el criterio de Mohr y el criterio de Coulomb se origina la ecuación denominada “Criterio de falla de Mohr – Coulomb” (Braja M. Das, 2015).

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

Donde:  $c$ : Cohesión

$\phi$ : Angulo de fricción interna

(Terzaghi, 1936) dio paso al descubrimiento del llamado esfuerzo efectivo, el que consiste en la diferencia entre esfuerzos totales y la presión de agua, ya que se dio cuenta que el agua no es aporte cuando hablamos de resistencia al corte y que el corte lo realizan netamente las partículas de los sólidos del suelo, en donde el criterio de Falla de Mohr – Coulomb se la puede expresar también en términos de esfuerzos efectivos, dando como resultado mecanismos de falla ( $c$  y  $\phi$ ) en términos de esfuerzos efectivos.

$$\tau_f' = c' + \sigma' \tan(\phi')$$

$$\sigma' = \sigma - \mu$$

∴

$$\tau_f' = c' + (\sigma - \mu) \tan(\phi')$$

Donde:  $\sigma'$ : Esfuerzo efectivo

$\sigma$ : Esfuerzo total

$\mu$ : Presión de poros

### 2.3.2. Círculo de Mohr.

El diagrama de Mohr se lo puede considerar como el método gráfico más común en el que se puede representar los datos y resultados obtenidos de los ensayos de corte del suelo, debido a que cada círculo de Mohr logra representar un ensayo triaxial sometido a un confinamiento y a una condición de drenaje en donde la envolvente que une a los círculos logra representar el estado de esfuerzos en donde la muestra de suelo falla. (Suarez, 2009).

Según (Suarez, 2009) en el análisis en dos dimensiones, los esfuerzos en punto cualquiera se lo representa como un elemento infinitamente pequeño el cual está sometido a los esfuerzos  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  y  $\tau_{xy}$  los cuales nos van a permitir dibujar los círculos de Mohr debido a que estos círculos poseen coordenadas  $(\sigma, \tau)$ .

(Suarez, 2009) señala que “en este círculo se definen los valores de  $\sigma$  máximo ( $\sigma_1$ ) y  $\sigma$  mínimo ( $\sigma_3$ ), conocidos como esfuerzos principales”.

El plano de inclinación de la falla del suelo se encuentra a un ángulo  $2\theta$  medido desde el plano horizontal hasta la recta que se origina desde el centro del círculo de Mohr hasta el punto tangente de la envolvente de falla (Braja M. Das, 2015)

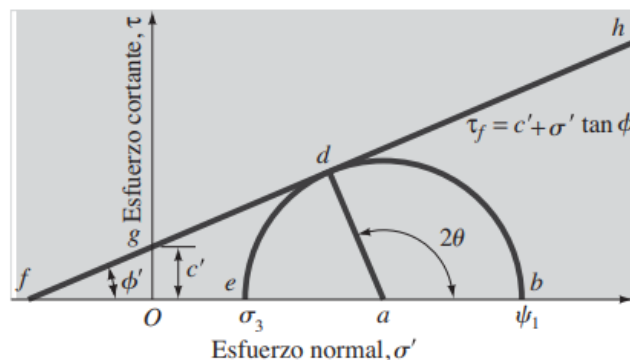


Ilustración 6. Envolvente de falla y círculo de Mohr

Fuente:(Braja M. Das, 2015)

Donde:

$$2\theta = 90^\circ + \phi$$

### **2.3.3. Esfuerzos efectivos y Esfuerzos totales**

Según (Suarez, 2009) se considera como esfuerzos a la fuerza por una unidad de área, para el caso de la resistencia al corte estos esfuerzos podrán ser esfuerzos efectivos o esfuerzos totales.

#### **2.3.3.1. Esfuerzos efectivos**

Para (Suarez, 2009) los esfuerzos en una muestra de suelo saturada está compuesta por dos componentes: el primero de ellos se trata del esqueleto correspondiente a las partículas sólidas del suelo y el segundo correspondiente a los poros que se originan entre partículas los cuales están llenas de agua, en donde cualquier esfuerzo aplicado sobre el suelo será soportado tanto por las partículas sólidas del suelo así como por la presión de agua, Los esfuerzos ejercidos entre partículas sólidas se los conocen como esfuerzos efectivos, mientras que los esfuerzos ejercidos por la presión hidrostática se la conoce como presión de poros.

$$\sigma' = \sigma - \mu$$

Donde:

$\sigma'$ : Esfuerzo efectivo

$\sigma$ : Esfuerzo total

$\mu$ : Presión de poros

#### **2.3.3.2. Esfuerzos totales**

(Suarez, 2009) nos dice que “El esfuerzo total es la suma de todas las fuerzas, incluyendo aquellas transmitidas a través de contactos entre partículas, aquellas transmitidas a través de la presión de poros en el agua”

$$\sigma = \sigma' + \mu$$

## 2.3.4. Parámetros que definen los mecanismos de falla

### 2.3.4.1. Cohesión.

Para la mecánica de suelos la cohesión es utilizada para poder representar la resistencia al corte de los suelos la cual es producida debido a la cementación o adherencia entre partículas de suelo, para el caso de suelos no cohesivos o friccionantes el valor de la cohesión es igual 0 ya que no posee ningún tipo cementante el cual permite que exista adherencia entre partículas (Suarez, 2009).

### 2.3.4.2. Angulo de fricción.

(Suarez, 2009) explica que el ángulo de fricción se lo considera como una representación matemática del coeficiente de rozamiento

$$\text{Coeficiente de rozamiento} = \tan(\phi)$$

Para (Suarez, 2009) el ángulo de fricción depende de muchos factores, entre los principales están:

- Tipo de mineral constitutivo de las partículas de suelo
- El tamaño de las partículas (a mayor tamaño, el  $\phi$  incrementa)
- La forma de las partículas (para partículas angulosas el  $\phi$  es mayor)
- La presión de consolidación
- La densidad
- La distribución del tamaño de las partículas (suelos bien gradados  $\phi$  es mayor con respecto a suelos uniformes)

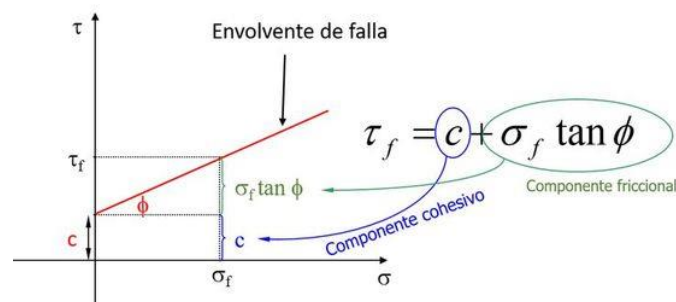


Ilustración 7 Criterio de falla de Coulomb

Fuente: (Aristizabal, s/f)

## 2.4. Descripción teórica de los ensayos de laboratorio

### 2.4.1. Descripción del ensayo de consolidación unidireccional ASTM D2435.

De acuerdo con (Braja M. Das, 2015) el procedimiento del ensayo de consolidación unidireccional fue dada por el Terzaghi en el año de 1925, este ensayo se lo realiza a través de un consolidómetro o por un edómetro. La muestra de suelo a ensayarse es colocada dentro de un anillo de metal acompañado de unas piedras porosas ubicada en la parte superior e inferior de la muestra, la masa de suelo por lo general posee un diámetro de 63.5 mm y una altura de 25.4 mm, durante todo el ensayo la muestra de suelo permanece bajo el agua en donde la carga aplicada al suelo debe permanecer durante 24 horas, después de la aplicación de carga 1, se debe aplicar la carga 2 que comúnmente es el doble de la carga 1 y así sucesivamente hasta tener 4 estados de carga y por último se calcula el peso en seco de la muestra del ensayo.

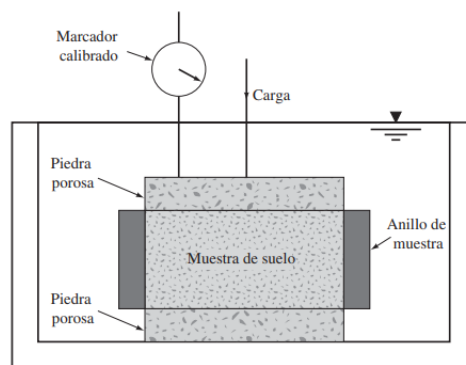


Ilustración 8 Esquema de consolidómetro  
Fuente:(Braja M. Das, 2015)

#### 2.4.1.1. Índice de vacíos – puntos de presión

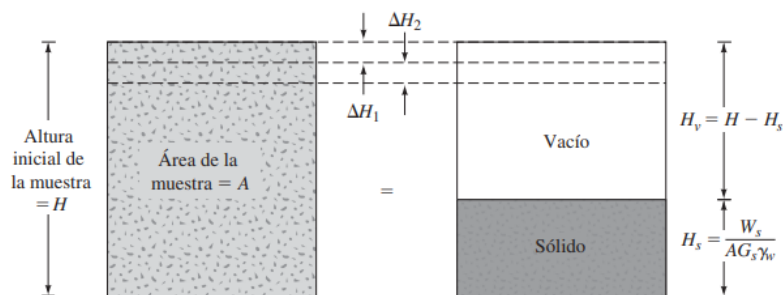


Ilustración 9 Cambio de altura de la muestra en la prueba de consolidación unidireccional  
Fuente:(Braja M. Das, 2015)

Una vez obtenido las gráficas de deformación vs tiempo (escala logarítmica) por cada estado de carga (curva de consolidación) obtenidas en laboratorio es importante analizar el cambio de índices de vacíos de a muestra que se ensayó, para este caso es

necesario calcular la altura de sólidos ( $H_s$ ), la altura inicial de vacíos ( $H_v$ ), la relación de vacíos inicial ( $e_o$ ), el cambio de la relación de vacíos ( $\Delta e_1$ ), el cálculo de índice de vacíos ( $e_1$ ) después de la consolidación mediante el incremento de la presión ( $\sigma_1$ ), mediante las siguientes expresiones (Brajá M. Das, 2015).

$$H_s = \frac{w_s}{AG_s\gamma_w}$$

Donde:  $w_s$ : Peso seco de la muestra

$A$ : Área de la muestra

$G_s$ : Gravedad específica de la muestra de suelo

$\gamma_w$ : Peso unitario del agua

$$H_v = H - H_s$$

Donde:  $H_v$ : Altura inicial de vacíos

$H$ : Altura inicial de la muestra del suelo

$$e_o = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_v A}{H_s A} = \frac{H_v}{H_s}$$

Donde:  $e_o$ : Índice de vacíos inicial

$$\Delta e_1 = \frac{\Delta H_1}{H_s}$$

Donde:  $\Delta H_1$ : Variación de altura para el punto

$$e_1 = e_o - \Delta e_1$$

Donde:  $e_1$ : Nuevo índice de vacíos debido al incremento de  $\sigma_1$

$$e_2 = e_1 - \frac{\Delta H_2}{H_s}$$

Donde:  $e_2$ : Índice de vacíos para cualquier punto

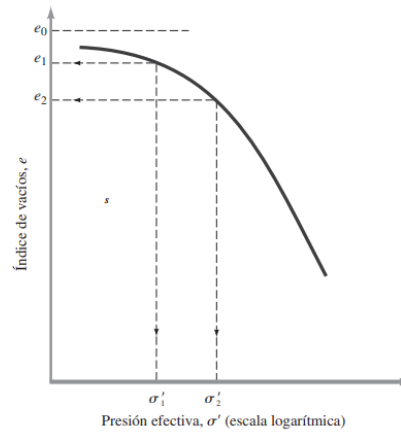


Ilustración 10 Gráfica típica de e en función de log σ'  
Fuente:(Braja M. Das, 2015)

### 2.4.1.2. Índice de sobreconsolidación

Según la investigación de (Salvador & Bendezú, 2022) el índice de sobreconsolidación es la relación que existen entre la presión de preconsolidación ( $\sigma'_c$ ) (máximo esfuerzo al cual se ha sometido el suelo a lo largo de su etapa geológica) y el esfuerzo efectivo vertical actual ( $\sigma'_0$ ).

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0}$$

Donde:  $\sigma'_c$ : Presión de preconsolidación

$\sigma'_0$ : Esfuerzo efectivo vertical actual

Es conveniente mencionar que un suelo normalmente consolidado se aquel en donde el esfuerzo efectivo vertical actual es igual que la presión de preconsolidación, dando a lugar que el índice de sobreconsolidación es igual a 1, por otro lado los suelos sobreconsolidados poseen la característica que la presión de preconsolidación es mayor que el esfuerzo efectivo actuante por lo tanto el índice de sobreconsolidación es mayor a 1 (Salvador & Bendezú, 2022).

(Braja M. Das, 2015) nos sugiere un método para hallar el valor de ( $\sigma'_c$ ) de forma gráfica, siguiendo la metodología de Casagrande propuesta en el año de 1936

1. Mediante observación visual, establecemos un punto *a*, en donde nos demos cuenta de que en la gráfica *e vs log(σ')* empiece a tener un radio mínimo de curvatura

2. Dibujamos una línea horizontal  $ab$  partiendo del punto  $a$  previamente señalado
3. Dibujamos una línea  $ac$  la cual va a ser tangente al punto  $a$
4. Dibujamos la línea  $ad$  la cual su característica principal es que es la bisectriz del ángulo formado por las rectas  $ab$  y  $ac$
5. Proyectamos la línea  $gh$  proveniente de la grafica  $e$  vs  $\log(\sigma')$  y trazamos de nuevo para lograr intersectar la recta  $ad$  con el punto  $f$  proveniente de la proyección  $gh$  (la abscisa que se genera en el punto  $f$  es la presión de preconsolidación).

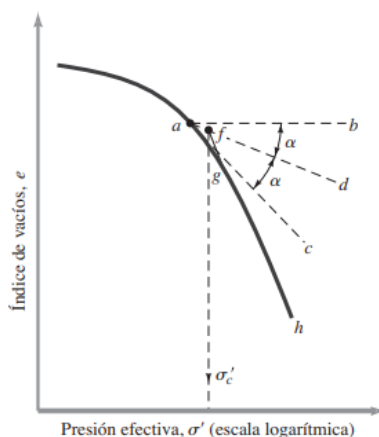


Ilustración 11 Procedimiento gráfico para determinar el esfuerzo de preconsolidación  
Fuente: (Braja M. Das, 2015)

### 2.4.1.3. Índice de compresión ( $C_c$ ) e índice de abultamiento ( $C_s$ )

#### 2.4.1.3.1. Índice de compresión ( $C_c$ )

De acuerdo con (Poliotti & Sierra, 2007) el índice de compresión se encuentra mediante el análisis de la gráfica relación de vacíos ( $e$ ) vs el  $\log(\sigma')$ , donde considera que la variación es lineal y por ende su pendiente corresponde al índice de compresibilidad ( $C_c$ ), también se la conoce como “recta k” o “recta virgen” y se lo puede calcular de la siguiente forma:

1. Una vez dibujada la gráfica  $e$  vs  $\log(\sigma')$  se obtiene el punto  $P_1$  que posee las siguientes coordenadas  $(\sigma'_c; e_0)$  que corresponden a la presión de consolidación (representa las condiciones in situ del suelo) y la relación de vacíos respectivamente, partiendo de las coordenadas del punto  $P_1$  se traza una horizontal con respecto a la ordenada que corresponde a la relación de vacíos ( $e$ ), esta horizontal se extiende hasta que llegue a intersectar a la vertical correspondiente a la presión de consolidación  $\sigma'_c$ .

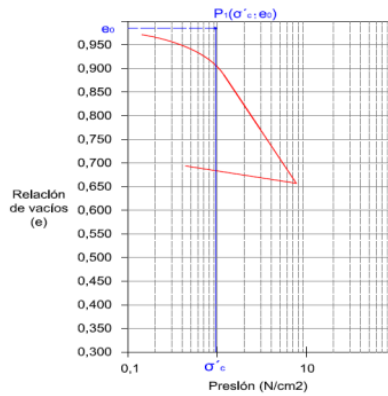


Ilustración 12 Paso 1 - Cálculo del índice de compresibilidad  $C_c$   
Fuente: (Poliotti & Sierra, 2007)

2. Prolongar la línea que corresponde a la consolidación primaria, hasta que llegué a intersecar con una línea horizontal que parte desde  $0.4e_0$ ; ya que según Terzaghi y Peck en el año de 1967 mediante ensayos se dieron cuenta que los llamados tramos vírgenes intersecan en ese punto, apareciendo así el punto  $P_2$ , para luego unir el punto  $P_1$  y  $P_2$  y de esta forma tener la curva de consolidación inicial, la cual es una línea recta

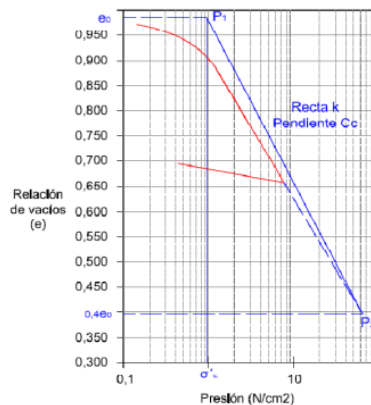


Ilustración 13 Paso 2 - Cálculo del índice de compresibilidad  $C_c$   
Fuente: (Poliotti & Sierra, 2007)

La pendiente de la recta que básicamente es el índice de compresibilidad se calcula mediante la siguiente expresión

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma')}$$

### 2.4.1.3.2. Índice de abultamiento ( $C_s$ )

Como lo señala (Poliotti & Sierra, 2007) el índice de abultamiento es también conocido como índice de recompresión, en donde al igual que el índice de compresión, se lo puede calcular partiendo de la gráfica  $e$  vs  $\log(\sigma')$  de la siguiente manera:

1. Se determina el punto  $P_1$  de la misma forma que se determinó para el índice de compresión  $C_c$ , para este caso la coordenada de  $P_1$  estaría dado por  $(\sigma'_0; e_0)$  correspondiente al esfuerzo efectivo vertical actual ( $\sigma'_0$ ) y el índice de vacíos inicial ( $e_0$ ), la cual se calcula mediante los datos iniciales de la probeta a ensayarse. Trazamos una línea horizontal la cual corresponde al índice de vacíos hasta que interseque con la vertical que corresponde a la presión eficaz presente.

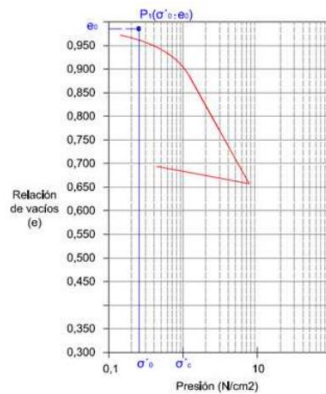


Ilustración 14 Paso 1 - Cálculo del índice de compresibilidad  $C_s$   
Fuente: (Poliotti & Sierra, 2007)

2. Buscamos el punto  $P_2$ , el cual sus coordenadas están dadas por  $(\sigma'_c; e_c)$ , en donde el  $\sigma'_c$  corresponde a la presión de consolidación y  $e_c$  correspondiente al índice de vacíos de la presión de consolidación. La línea recta que une los puntos  $P_1$  y  $P_2$  posee la misma pendiente que el tramo de descarga obtenido por la curva de compresibilidad.

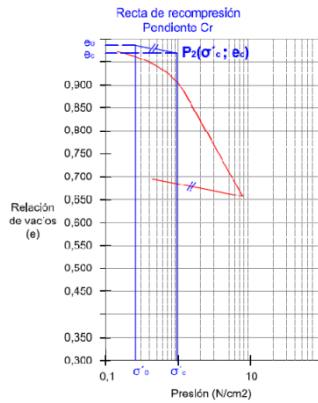


Ilustración 15 Paso 2 - Cálculo del índice de compresibilidad  $C_s$   
Fuente: (Poliotti & Sierra, 2007)

La pendiente de la recta que básicamente es el índice de compresibilidad se calcula mediante la siguiente expresión

$$C_s = \frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma')}$$

#### 2.4.1.4. Coeficiente de consolidación

(Braja M. Das, 2015) argumenta que “El coeficiente de consolidación,  $c_v$ , disminuye generalmente a medida que aumenta el límite líquido del suelo. El rango de variación de  $c_v$  para un límite líquido de suelo dado es más bien amplio”

Como señala (Braja M. Das, 2015) existen dos métodos gráficos para poder calcular el coeficiente de consolidación  $c_v$  a partir del ensayo de consolidación unidireccional.

Para (Braja M. Das, 2015) el primer método se refiere al método del logaritmo del tiempo propuesto por Casagrande y Fadum en el año de 1940, el cual consiste en que para una carga gradual preestablecida en los ensayos de laboratorio obtendremos la gráfica deformación vs tiempo (escala logarítmica) en donde deberemos considerar los siguientes procedimientos para el cálculo de el  $c_v$ :

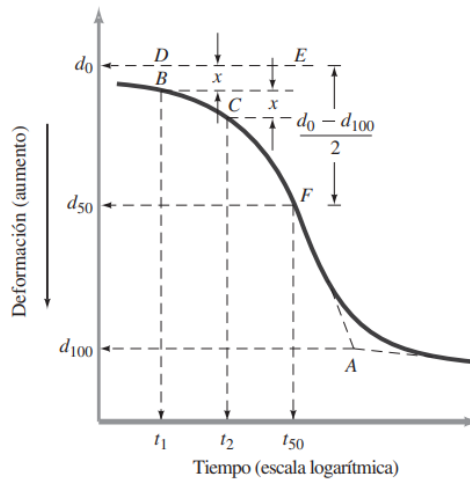


Ilustración 16 Método de logaritmo de tiempo para determinar el coeficiente de consolidación  
Fuente:(Braja M. Das, 2015)

1. (Braja M. Das, 2015) nos dice que para hallar  $c_v$  por esta metodología debemos “Extender en línea recta las porciones de las consolidaciones primaria y secundaria para interceptar en A. La ordenada de A se representa por  $d_{100}$ , que es la deformación en el extremo de 100% de consolidación primaria”
2. “La parte curva inicial de la gráfica de deformación frente a  $\log t$  se aproxima a una parábola en la escala natural. Seleccionar los tiempos  $t_1$  y  $t_2$  en la parte curvada de tal manera que  $t_2 = 4t_1$ . Sea la diferencia de la deformación de la muestra durante el tiempo  $(t_2 - t_1)$  igual a  $x$ ” (Braja M. Das, 2015)
3. “Dibujar una línea horizontal  $DE$  de manera que la distancia vertical  $BD$  sea igual a  $x$ . La deformación correspondiente a la línea  $DE$  es  $d_0$  (es decir, la deformación a 0% de consolidación).” (Braja M. Das, 2015)
4. “La ordenada del punto  $F$  en la curva de la consolidación representa la deformación en el 50% de consolidación primaria y su eje de abscisas representa el tiempo correspondiente ( $t_{50}$ )” (Braja M. Das, 2015)
5. “Para 50% del grado promedio de consolidación,  $T_v = 0.197$ ”

$$c_v = \frac{0.197H_{dr}^2}{t_{50}}$$

Donde:  $H_{dr}$ : Trayectoria promedio de drenaje más largo durante el periodo de consolidación, para el caso de muestras que posean un drenaje tanto en la parte superior como inferior el  $H_{dr}$  será igual al  $\frac{1}{2}$  de la altura promedio de la muestra durante el ensayo

de consolidación y para el caso el drenaje en la parte superior o en la parte inferior el  $H_{dr}$  será igual a la altura promedio de la muestra durante el ensayo de consolidación

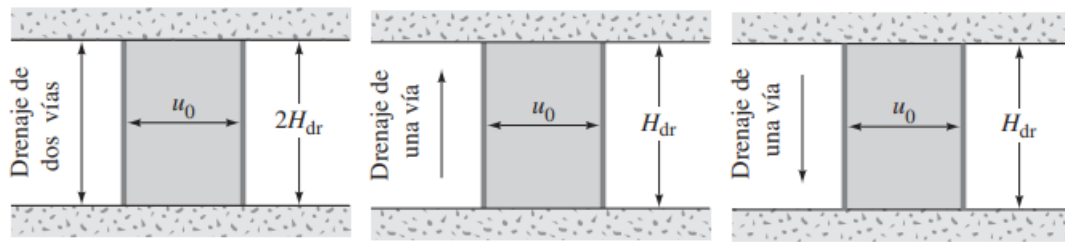


Ilustración 17 Diferentes tipos de drenaje con constante  $u_0$   
Fuente:(Braja M. Das, 2015)

De acuerdo con (Braja M. Das, 2015) el segundo método para calcular  $c_v$  propuesto por Taylor en el año de 1942 se basa en la construcción de la gráfica deformación vs tiempo (función de la raíz cuadrada), a continuación, se detallarán los procedimientos para el cálculo de  $c_v$ :

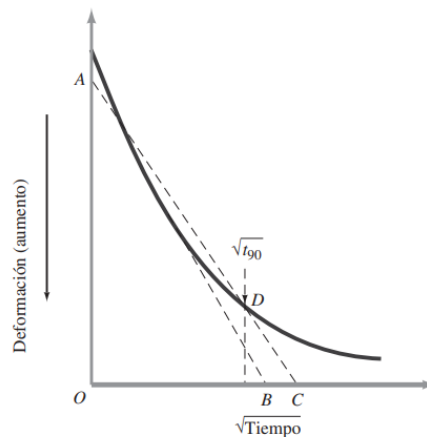


Ilustración 18 Método de la raíz cuadrada del tiempo  
Fuente:(Braja M. Das, 2015)

1. (Braja M. Das, 2015) nos dice que para hallar  $c_v$  por esta metodología debemos “Dibujar una línea AB a través de la primera parte de la curva”, curva formada con la raíz del tiempo y la deformación del espécimen
2. “Dibujar una línea AC de tal manera que  $\overline{OC} = 1.15\overline{OB}$ . La abscisa del punto D, que es la intersección AC de y la curva de consolidación, da la raíz cuadrada del tiempo para el 90% de consolidación  $\sqrt{t_{90}}$ ” (Braja M. Das, 2015)
3. “Para el 90% de consolidación,  $T_{90} = 0.848$ ” (Braja M. Das, 2015)

$$c_v = \frac{0.848H_{dr}^2}{t_{90}}$$

El coeficiente de consolidación nos representa la capacidad de que tiene el suelo para poder disipar el exceso de presión de poros a medida que avanza el tiempo, esto influye de manera directa en la velocidad de consolidación y en los asentamientos debido a cargas estáticas y continuas con presencia de agua. La unidad del coeficiente de consolidación se la puede escribir de la siguiente manera:  $\left[\frac{m^2}{s}\right]$  o  $\left[\frac{cm^2}{s}\right]$  o  $\left[\frac{mm^2}{s}\right]$ . (Suarez, 2009)

## **2.4.2. Condiciones de drenaje en los ensayos triaxiales**

### **2.4.2.1. Condición drenada.**

Para (Suarez, 2009) se conoce como condición drenada o condición lenta cuando en el espécimen de suelo, el agua puede fluir hacia dentro o hacia afuera dando a lugar a que la presión de poros sea nula ya que el agua puede moverse libremente en respuesta a la aplicación de carga

### **2.4.2.2. Condición no drenada.**

Se llama condición no drenada o rápido cuando el agua no es capaz de fluir por la muestra de suelo, cuando ésta se encuentra sometida a cargas y por lo tanto da a lugar a la existencia de la presión de poros, debido a que el agua no se puede mover libremente como respuesta a la aplicación de carga (Suarez, 2009)

## **2.4.3. Descripción del ensayo triaxial no consolidado – no drenado (UU) ASTM D2850.**

Según (Salas, 2011) en esta clase de ensayo no posee ninguna etapa de consolidación de la muestra de suelo, además la válvula que da paso al drenaje permanece cerrada impidiendo que el agua salga por lo que limita la obtención de esfuerzos efectivos, en donde en primer lugar se aplica a la muestra una presión hidrostática para luego de forma inmediata aplicar la carga axial dando como resultado que el suelo falle de forma inmediata.

Para (Braja M. Das, 2015) como en este ensayo no se permite el drenaje durante la ejecución de todo el ensayo, debido a  $\sigma_3$  (presión de confinamiento de la cámara), la presión de agua intersticial va a ser diferente de cero por lo que  $u_c \neq 0$ , además que la presión de agua intersticial debido a la aplicación del esfuerzo desviador va a ser diferente de cero por lo que  $\Delta u_d \neq 0$ .

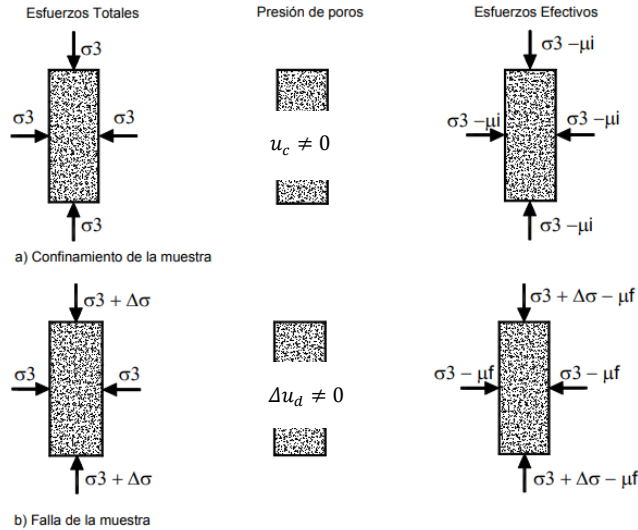


Ilustración 19 Ensayo no consolidado - no drenado  
Fuente: (Suarez, 2009)

Donde:  $\sigma_3$ : Esfuerzo principal menor

$\sigma_1$ : Esfuerzo principal mayor

$\Delta\sigma$ : Esfuerzo desviador

$u_c$ : Exceso de presión de poros en la etapa de consolidación

$\Delta u_d$ : Exceso de presión de poros en la etapa de aplicación de carga

$\mu$ : Presión de poros

El esfuerzo axial adicional que se encuentra en la falla ( $\Delta\sigma_d$ ) es el mismo, sea cual sea la presión de confinamiento que posea la cámara, esto da a lugar que la envolvente de falla sea una línea recta en donde  $\phi = 0^\circ$  y que la resistencia al corte no drenado – no consolidado sea igual a la cohesión y que este sea el radio cuando hablamos del círculo de Mohr (Braja M. Das, 2015).

$$\tau_f = c_u$$

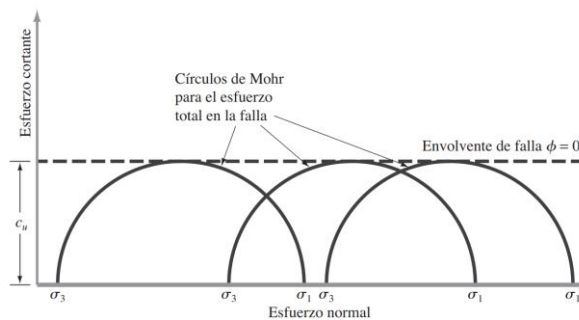


Ilustración 20 Representación gráfica de la envolvente de falla del ensayo triaxial UU  
Fuente: (Braja M. Das, 2015)

A continuación, se mencionarán las expresiones para poder calcular los esfuerzos tanto en condiciones efectivas como en condiciones totales, para el ensayo no consolidado – no drenado (UU).

Esfuerzos efectivos	Esfuerzos totales
$\sigma'_3 = \sigma_3 - (u_c + \Delta u_d)$	$\sigma_3 = \sigma_3$
$\sigma'_1 = \sigma_3 - (u_c + \Delta u_d) + \Delta\sigma$	$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma$

#### 2.4.4. Descripción del ensayo triaxial consolidado – no drenado (CU) ASTM D4767.

El ensayo de compresión triaxial consolidado – no drenado posee dos etapas la primera de ellas es la etapa de consolidación en donde se consolida el suelo gracias a una presión envolvente  $\sigma_3$  del fluido de la cámara para luego ser drenada, una vez que abrimos la válvula y dejamos que se drene la presión de poros que se había generado debido a la presión de confinamiento producto de  $\sigma_3$  nos da como resultado que la presión de poros debido a la etapa de confinamiento sea igual a cero  $u_c = 0$ , en la segunda al aplicar el esfuerzo desviador ( $\Delta\sigma$ ) la línea de drenaje se mantiene cerrada dando como resultado que la presión de poros debida a la aplicación del esfuerzo desviador ( $\Delta u_d$ ) incremente y sea diferente de cero  $\Delta u_d \neq 0$ , existiendo dos envolventes de falla una para esfuerzos efectivos y otra para esfuerzos totales (Braja M. Das, 2015).

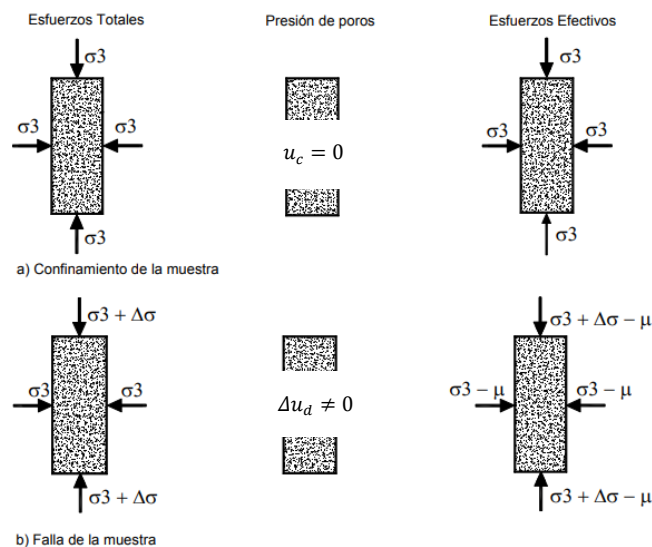


Ilustración 21 Ensayo consolidado - no drenado  
Fuente: (Suarez, 2009)

Donde:  $\sigma_3$ : Esfuerzo principal menor

$\sigma_1$ : Esfuerzo principal mayor

$\Delta\sigma$ : Esfuerzo desviador

$u_c$ : Exceso de presión de poros en la etapa de consolidación

$\Delta u_d$ : Exceso de presión de poros en la etapa de aplicación de carga

$\mu$ : Presión de poros

(Salas, 2011) dice que “El ensayo CU (consolidado-no drenado) se realiza generalmente con medición de la presión de poros o neutra con el fin de determinar los parámetros de “C” y “ $\phi$ ” en términos de esfuerzos totales y esfuerzos efectivos.”

$$c' \text{ y } \phi' \neq c \text{ y } \phi$$

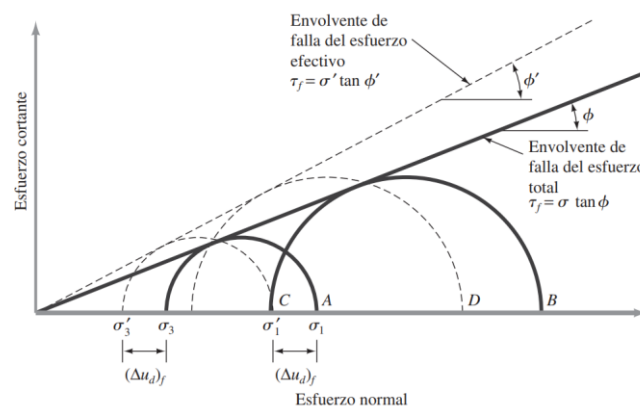


Ilustración 22 Representación gráfica de la envolvente de falla del ensayo triaxial CU  
Fuente: (Brajá M. Das, 2015)

A continuación, se mencionarán las expresiones para poder calcular los esfuerzos tanto en condiciones efectivas como en condiciones totales, para el ensayo consolidado – no drenado (CU).

Esfuerzos efectivos	Esfuerzos totales
$\sigma'_3 = \sigma_3 - \mu$	$\sigma_3 = \sigma_3$
$\sigma'_1 = \sigma_3 - \mu + \Delta\sigma$	$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma$

#### 2.4.5. Descripción del ensayo triaxial consolidado – drenado (CD) ASTM D7181.

Para (Salas, 2011) existen dos etapas primordiales que componen a este ensayo, la primera de ellas es aplicar una presión hidrostática ( $\sigma_3$ ) en donde se mantendrá abierta la válvula de drenaje para que la muestra se consolide dando como resultado que la presión de poros debido al confinamiento sea igual a cero  $u_c = 0$ , para luego en la segunda etapa llevarle a la

falla gracias a la aplicación del esfuerzo desviador ( $\Delta\sigma$ ), en donde la presión de poros debido a la aplicación del esfuerzo desviador va a ser igual a cero  $\Delta u_d = 0$ . Al aplicar este ensayo en suelos finos debemos considerar que el tiempo de ejecución va a ser prolongados, ya que esta clase de ensayos puede llevar semanas en obtener resultados.

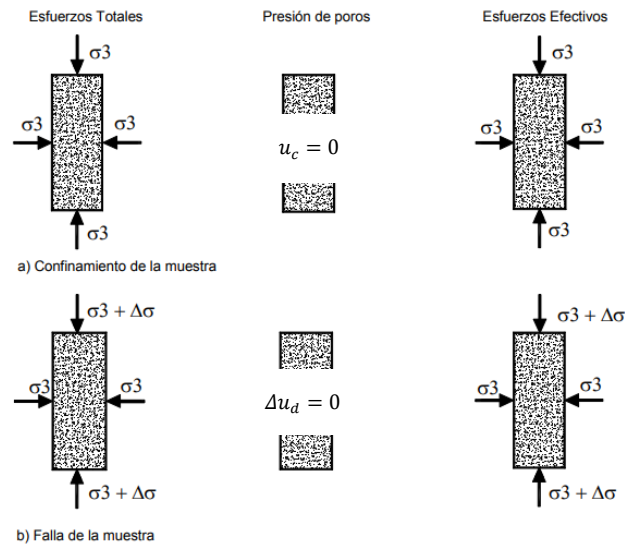


Ilustración 23 Ensayo consolidado – drenado  
Fuente: (Suarez, 2009)

Donde:  $\sigma_3$ : Esfuerzo principal menor

$\sigma_1$ : Esfuerzo principal mayor

$\Delta\sigma$ : Esfuerzo desviador

$u_c$ : Exceso de presión de poros en la etapa de consolidación

$\Delta u_d$ : Exceso de presión de poros en la etapa de aplicación de carga

$\mu$ : Presión de poros

Según (Braja M. Das, 2015) la presión de agua intersticial de la muestra durante el ensayo está completamente disipada tenemos que el esfuerzo de confinamiento efectivo y total son iguales, además que el esfuerzo axial total y efectivo también sean iguales, dando a lugar que los parámetros que definen los mecanismos de falla ( $c$  y  $\phi$ ) sean iguales existiendo una sola envolvente de falla.

$$\sigma'_3 = \sigma_3$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1$$

$\therefore$

$$c' \text{ y } \phi' = c \text{ y } \phi$$

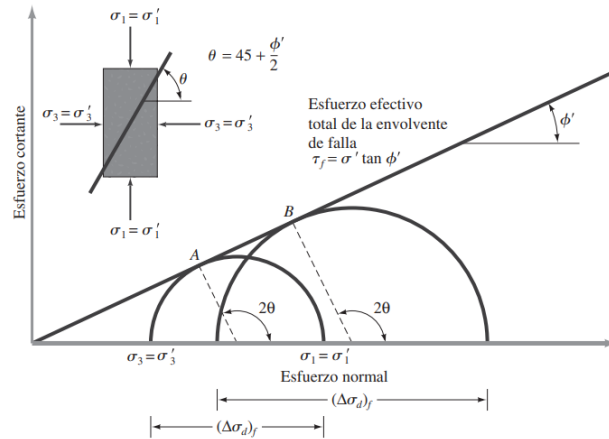


Ilustración 24 Representación gráfica de la envolvente de falla del ensayo triaxial CD  
Fuente: (Braja M. Das, 2015)

A continuación, se mencionarán las expresiones para poder calcular los esfuerzos tanto en condiciones efectivas como en condiciones totales, para el ensayo consolidado – drenado (CD).

Esfuerzos efectivos	Esfuerzos totales
$\sigma'3 = \sigma3'$	$\sigma3 = \sigma3$
$\sigma'1 = \sigma'3 + \Delta\sigma$	$\sigma1 = \sigma3 + \Delta\sigma$

## 2.5. Parámetros de Skempton A y B

Para hablar de los parámetros de Skempton (A y B) debemos hablar de la presión de poros la cual consiste en la presión que ejerce el agua dentro de los poros que posee el suelo, en donde la presión de poros disminuye a los esfuerzos efectivos (Suarez, 2009).

Donde (Skempton, 1954) se dio cuenta que para los ensayos triaxiales no drenados la presión de poros viene dada por la sumatoria de la presión de poros en la etapa de confinamiento ( $\sigma_3$ ) y la etapa de la aplicación de carga ( $\Delta\sigma$ ), en donde se ven inmersos los parámetros A y B que son de origen empírico dando a lugar la ecuación general de presión de poros, en donde los parámetros A y B se encuentran en función del esfuerzo de confinamiento ( $\sigma_3$ ) y el esfuerzo desviador ( $\Delta\sigma$ ) respectivamente

$$\mu = u_c + \Delta u_d$$

∴

$$\mu = B\sigma_3 + \bar{A}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

Donde:  $\sigma_3$ : Esfuerzo principal menor

$\sigma_1$ : Esfuerzo principal mayor

$\Delta\sigma$ : Esfuerzo desviador

$\bar{A}$  : Parámetro de Skempton

B: Parámetro de Skempton

$u_c$ : Exceso de presión de poros en la etapa de consolidación

$\Delta u_d$ : Exceso de presión de poros en la etapa de aplicación de carga

### 2.5.1. Parámetros A de Skempton

Según (Braja M. Das, 2015) Skempton mediante su investigación acerca de la presión de poros relacionó la presión de poros en la etapa de la aplicación del esfuerzo desviador y el esfuerzo desviador, gracias a Skempton tenemos que el coeficiente  $\bar{A}$  se lo puede expresar de la siguiente manera:

$$\bar{A} = \frac{\Delta u_d}{\Delta \sigma_d}$$

### 2.5.2. Parámetros B de Skempton

Para (Braja M. Das, 2015) Skempton en el año de 1954 relacionó la presión de poros en la etapa de consolidación y el esfuerzo de confinamiento dándonos como resultado la siguiente expresión que corresponde al coeficiente B de Skempton:

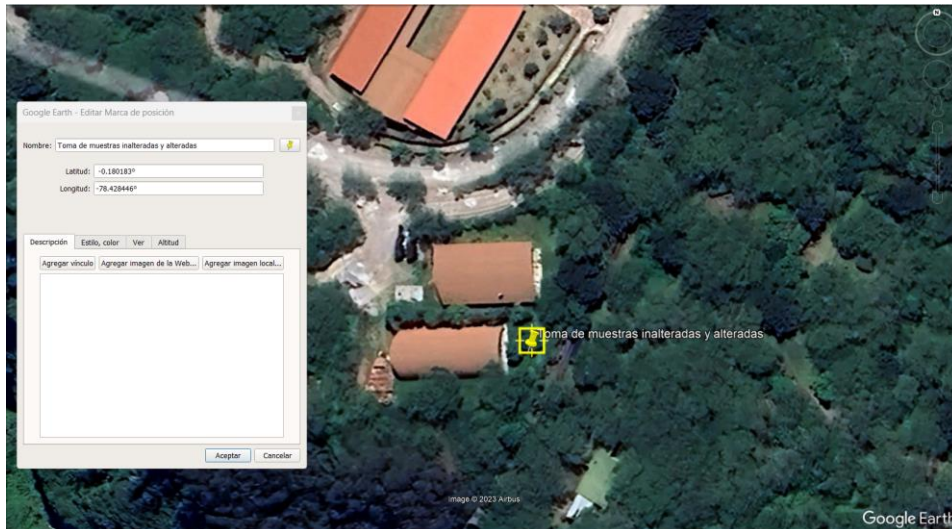
$$B = \frac{u_c}{\sigma_3}$$

## 3. CAPITULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

### 3.1. Exploración y toma de muestra

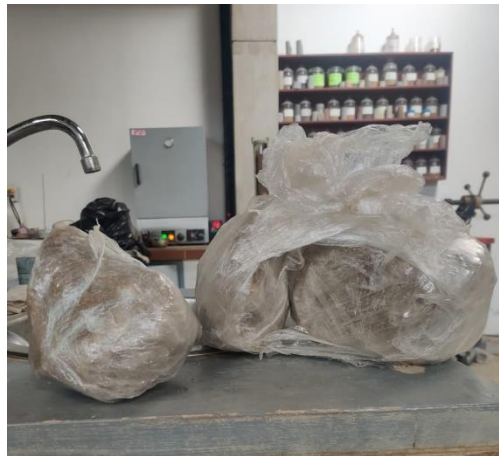
#### 3.1.1. Ubicación y toma de muestra inalterada y alterada

Las muestras inalteradas fueron tomadas siguiendo como referencia los lineamientos de la normativa ASTM D7015, a una profundidad no mayor de 1.7 m medidos desde la superficie del terreno. Debido a las características del depósito fue factible únicamente obtener pequeños fragmentos. Además, mediante el uso de pico y pala se extrajeron muestras alteradas los cuales fueron guardados en bultos y posterior traslado al laboratorio de Mecánica de suelos de la PUCE. Este proceso de muestreo y traslado al laboratorio forma parte de otro programa de estudio que se realiza en el laboratorio, y que es desarrollado por los estudiantes Grijalva y Reina. Dado el interés y alcance común de los dos trabajos se aprovechó el mismo material en este trabajo de integración curricular.



*Ilustración 25 Ubicación toma de muestras inalteradas y alteradas*

Para el caso de este proyecto de integración curricular los fragmentos de muestras inalteradas permitieron la obtención de las propiedades índice o conocidas también como relaciones fundamentales: humedad, densidad húmeda (densidad in situ del suelo), densidad seca, gravedad específica, relación de vacíos, porosidad y grado de saturación.



*Ilustración 26 Fragmentos de muestras inalteradas*



*Ilustración 27 Muestras para el ensayo de relaciones fundamentales*



*Ilustración 28 Toma de muestras alteradas*



*Ilustración 29 Toma de muestras alteradas*

### **3.2. Elaboración de especímenes para ensayos**

#### **3.2.1. Elaboración de muestras para el ensayo de consolidación unidimensional ASTM D2435 y triaxiales (UU, CU y CD)**

Los especímenes requeridos para la ejecución de los dos ensayos programados de consolidación unidimensional (ASTM D2435), y las 18 requeridas para los triaxiales, fueron remoldeadas mediante la metodología descrita el punto 2.1.3. Se decidió utilizar una densidad y humedad en este proceso teniendo como referencia los datos obtenidos en un ensayo de compactación modificada practicada en el material. No fue factible acondicionar los especímenes a la densidad y humedad de sitio, por tal razón se priorizó la densidad de sitio, encontrando la humedad necesaria para esa densidad utilizando el

proceso de remoldeo o conformación de los especímenes según la metodología Harvard Mineature descrito en el punto 2.1.3.



*Ilustración 30 Preparación de muestra. Ensayo de consolidación*



*Ilustración 31 Preparación de muestra para remoldeo de probeta para ensayo triaxial*



*Ilustración 32 Preparación de muestra para remoldeo de probeta para ensayo triaxial*



*Ilustración 33 Preparación de muestra para remoldeo de probeta para ensayo triaxial*



*Ilustración 34 Preparación de muestra para remoldeo de*

### **3.2.1.1. Especificaciones del equipo para los ensayos de consolidación unidireccional**

La Pontificia Universidad Católica del Ecuador dispone de 3 cámaras para realizar los ensayos de consolidación de forma manual los cuales están regidos a la metodología planteada por la ASTM D2435, es importante aclarar que al decir manual quiere decir que el cambio de estado de carga se lo realiza mediante el cambio de pesas. El equipo posee las siguientes características:

<b>Diámetro del espécimen</b>	<b>63.5 mm</b>
<b>Área del espécimen</b>	<b>3165.16 mm<sup>2</sup></b>
<b>Relación de palanca</b>	<b>11:1</b>

<b>Carga total</b>	64 kg
<b>Esfuerzo</b>	21,87 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Esfuerzo para 1 kg</b>	0,3417 kg/cm <sup>2</sup>



*Ilustración 35 Equipo de consolidación unidireccional*

### 3.2.2. Ensayos triaxiales (UU, CU y CD)

#### 3.2.2.1. Especificaciones del equipo para los ensayos triaxiales

El equipo que se dispone en el laboratorio de mecánica de suelos y materiales de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador es de la marca “ELE International”, modelo “Tri – Flex 2: Panel de control principal” vea Ilustración 36 y “Tri – Flex 2: Panel de control auxiliar” vea Ilustración 37, el cual poseen las siguientes características:

	<b>Tri – Flex 2: Panel de control principal</b>	<b>Tri – Flex 2: Panel de control auxiliar</b>
<b>Gama de medida</b>	10 – 4 a 10 – 10 cm/seg	10 – 4 a 10 – 10 cm/seg
<b>Regulador principal</b>	2 a 150 psi o 14 a 1034 kPa, escala doble	Seis, 2 a 150 psi o 14 – 1034 kPa
<b>Indicador de presión principal</b>	2 a 160 psi o 14 a 1103 kPa, escala doble	-
<b>Indicador principal de vacíos</b>	0 a 100 kPa o 0 a 30 pulg de Hg, doble escala	-

<b>Probeta</b>	Tres, Capacidad de 25/400 ml, con graduaciones de 0.1 ml	Seis, Capacidad de 25/400 ml, con graduaciones de 0.1 ml
<b>Peso</b>	22.7 kg	36.3 kg



*Ilustración 36 Tri – Flex 2: Panel de control principal*



*Ilustración 37 Tri – Flex 2: Panel de control auxiliar*

### **3.2.2.2. Elaboración de muestras para ensayo triaxial no consolidado – no drenado (UU), consolidado – no drenado (CU) y consolidado – drenado (CD)**

Los ensayos realizados para esta investigación son hechos a partir de la norma ASTM D2850 para el caso del ensayo triaxial UU en condiciones saturadas, ASTM

D4767 para el triaxial CU y para el triaxial CD se tomó como referencia la norma ASTM D7181

### 3.3. Estimación de los parámetros A y B de Skempton

Mediante los datos (esfuerzo ( $\sigma_3$ ) y presión de poros ( $\mu$ )) obtenidos del ensayo triaxial consolidado – no drenado (CU) se procede a calcular los parámetros de A y B de Skempton los mismo que nos ayudaran a hallar los esfuerzos en condiciones efectivas para luego ser comparados con los otros ensayos triaxiales (CD y UU).

Es importante mencionar que para el presente proyecto de integración curricular no se ejecutará un análisis estadístico debido a que el proyecto se lo realizó sobre la base de pruebas individuales debido a de la limitación del número de muestras y alcance del trabajo de Integración.

## 4. CAPITULO IV: ANALISIS DE RESULTADOS

### 4.1. Presentación de resultados

#### 4.1.1. Resultados obtenidos correspondientes a la caracterización del material

##### 4.1.1.1. Relaciones fundamentales (ASTM D7263)

Se realizaron un total de 3 ensayos a muestras inalteradas en donde se obtuvieron los siguientes resultados:

	Humedad en campo	$\gamma$ en campo [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ seco [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso de solidos (Ws) [gr]	Porosidad [n]	Relación de vacíos [e]	Saturación [S]
Muestra N°1	13,93%	16,49	14,47	203,77	35,65%	0,55	64,42%
Muestra N°2	16,37%	16,10	13,83	268,36	37,17%	0,59	70,91%
Muestra N°3	11,74%	15,95	14,28	226,80	37,74%	0,61	49,63%

Tabla 1 Relaciones fundamentales  
Fuente: Elaboración propia

##### 4.1.1.2. Gravedad específica (ASTM D854)

Se realizaron un total de 2 gravedades específicas en muestras alteradas, en donde se obtuvieron los siguientes resultados

	Humedad	Gs
Muestra 1	8,64%	2,57
Muestra 2	8,64%	2,56

Tabla 2 Gravedad específica  
Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.1.3. Clasificación de suelos SUCS (ASTM D2487)

Se ejecutaron un total de 2 clasificaciones SUCS en muestras alteradas, lo que nos dio como resultado:

	Humedad	LL	LP	IP
<b>Muestra 1</b>	9.57%	28.86	19.09	9.76
<b>Muestra 2</b>	8.93%	30.10	21.48	8.62

Tabla 3 Clasificación SUCS.  
Fuente: Elaboración propia

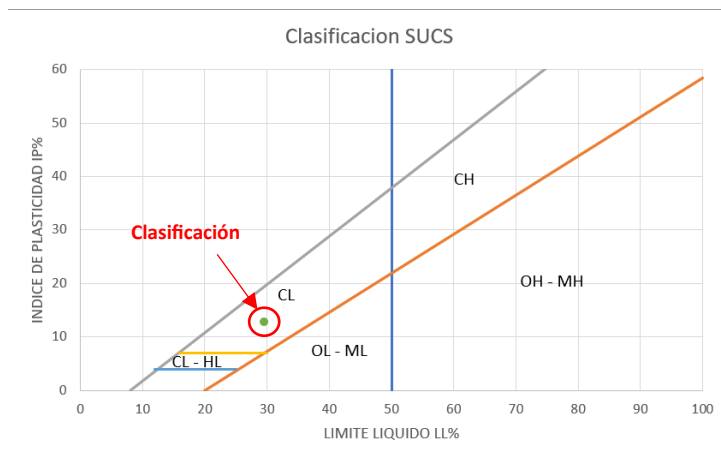


Ilustración 38 Carta de plasticidad Casagrande. Muestra N°1  
Fuente: Elaboración propia

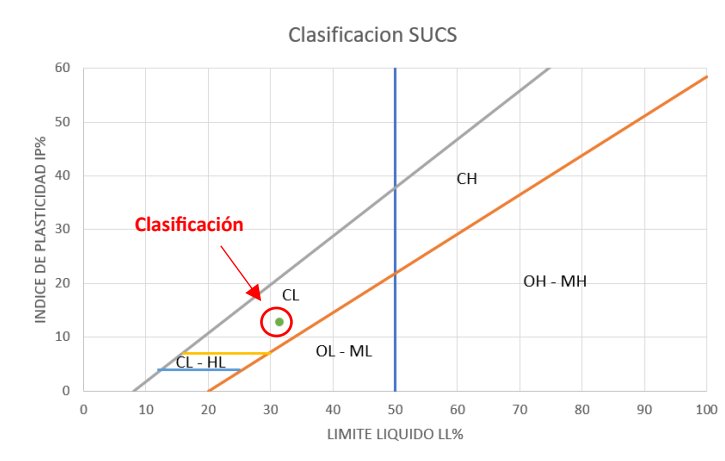


Ilustración 39 Carta de plasticidad Casagrande. Muestra N°2  
Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presenta el análisis granulométrico correspondiente a las muestras analizadas en el ensayo de clasificación de suelos SUCS:

	%Que pasa	
	Muestra 1	Muestra 2
<b>3"</b>	100.00	100.00
<b>2"</b>	100.00	100.00

<b>1 1/2"</b>	100.00	100.00
<b>1"</b>	100.00	100.00
<b>3/4"</b>	100.00	100.00
<b>3/8"</b>	100.00	100.00
<b>4</b>	100.00	100.00
<b>10</b>	99.95	99.84
<b>40</b>	97.63	96.85
<b>200</b>	74.15	71.98

Tabla 4 % Que pasa. Analisis granulométrico  
Fuente: Elaboracion propia

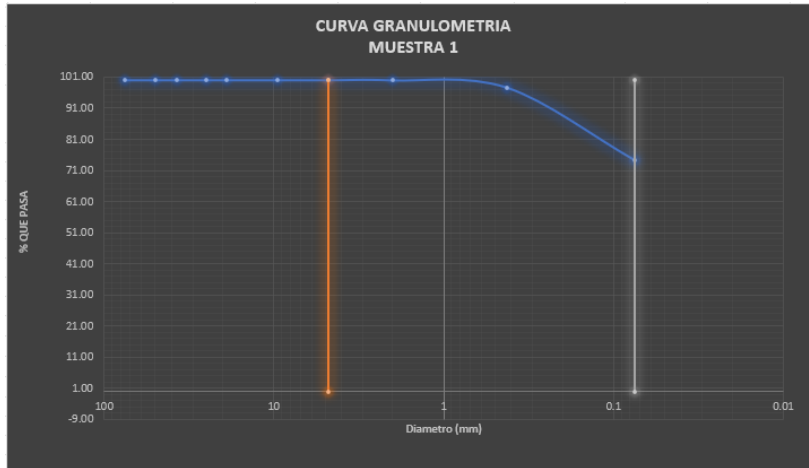


Ilustración 40 Curva granulométrica. Ensayo N°1  
Fuente: Elaboración propia

Preliminarmente y basados en la carta de plasticidad del ASTMD 2487, la parte fina del espécimen ensayado N°1 es una arcilla de magra con arena (CL)

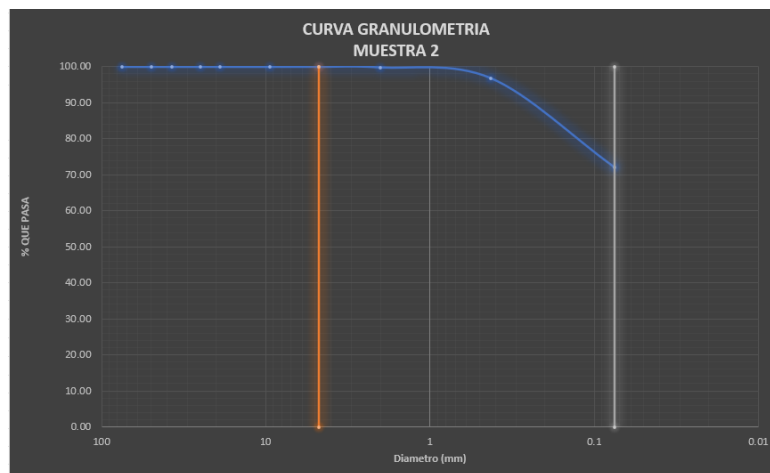


Ilustración 41 Curva granulométrica. Ensayo N°2  
Fuente: Elaboración propia

Preliminarmente y basados en la carta de plasticidad del ASTMD 2487, la parte fina del espécimen ensayado N°2 es una arcilla magra arenosa (CL).

#### 4.1.1.4. Granulometría por hidrómetro (ASTM D7928)

Se realizaron un total de 2 ensayos de granulometría por hidrómetro en muestras alteradas, dando como resultado:

Muestra 1		Muestra 2	
Diámetro de la partícula	% finos	Diámetro de partícula	%finos
0.0769	74.17	0.0769	68.28
0.0562	67.05	0.0562	61.13
0.0417	58.05	0.0411	55.88
0.0303	51.72	0.0303	48.00
0.0217	46.06	0.0223	40.13
0.0158	41.73	0.0162	34.88
0.0118	35.40	0.0120	32.25
0.0087	27.40	0.0088	24.37
0.0063	22.07	0.0063	19.12
0.0045	16.74	0.0046	11.24
0.0032	14.08	0.0033	8.62
0.0023	11.41	0.0024	5.99
0.0014	6.08	0.0014	2.05
0.0010	3.42	0.0010	0.74

Tabla 5 Diámetros de partículas y % de finos. Granulometría por hidrómetro  
Fuente: Elaboración propia

Según la Asociación Americana de Carreteras Estatales Y Oficiales de Transporte (AASHTO) nos provee los respectivos dimensiones o tamaños correspondientes a los diferentes tipos de granos (grava, arena, limo y arcilla), en donde:

	Tamaño del grano [mm]
<b>Grava</b>	76.2 a 2
<b>Arena</b>	2 a 0.075
<b>Limo</b>	0.075 a 0.002
<b>Arcilla</b>	< 0.002

Tabla 6 Tamaño del grano. AASHTO

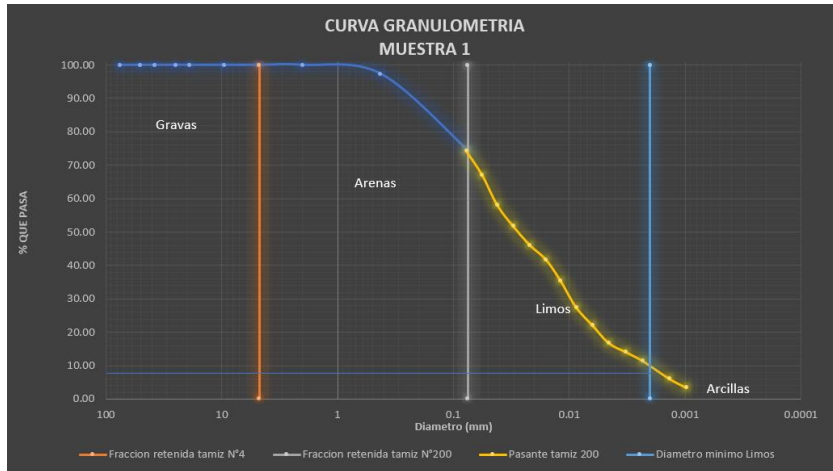


Ilustración 42 Curva granulométrica + Diámetros de partículas. Ensayo N°1  
Fuente: Elaboración propia

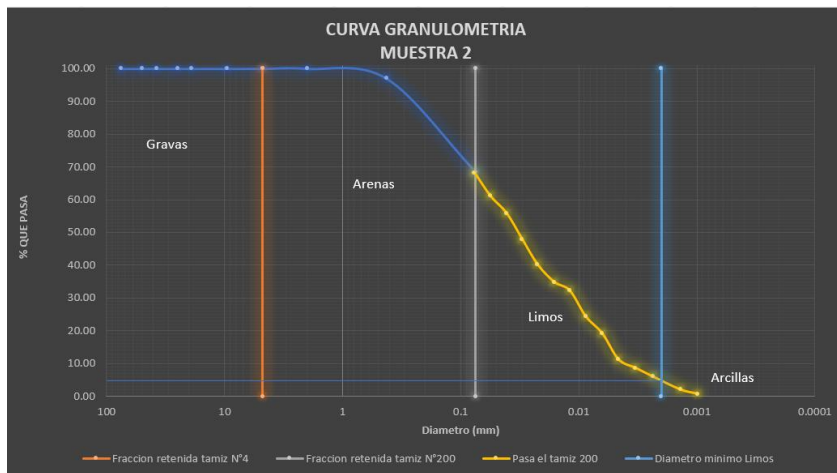


Ilustración 43 Curva granulométrica + Diámetros de partículas. Ensayo N°2  
Fuente: Elaboración propia

Para los especímenes previamente analizados los porcentaje correspondientes a gravas, arenas, limos y tamaño de arcilla son los siguientes:

	Muestra 1	Muestra 2
<b>Grava</b>	0.0	0.0
<b>Arena</b>	25.7	31.6
<b>Limo</b>	64.3	63.5
<b>Arcilla</b>	10.0	4.9

Tabla 7 Porcentaje de gravas, arenas, limos y tamaño de arcilla. Muestra 1 y 2  
Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.1.5. Límite de contracción (ASTM D427)

Se realizaron un total de 2 ensayos correspondientes al límite de contracción en muestras alteradas en donde los resultados son:

	Humedad	Límite de contracción
Muestra 1	29,56%	0,02498
Muestra 2	29,63%	0,02461

Tabla 8 Límite de contracción

Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.1. Resultados obtenidos del ensayo de consolidación unidimensional

##### 4.1.1.1. Ensayo N°1

El espécimen posee las siguientes características físicas antes de ejecutarse el ensayo:

	Diámetro [mm]	Altura [mm]	Área de la muestra [mm <sup>2</sup> ]	Volumen de la muestra [cm <sup>3</sup> ]	Masa de la muestra [gr]	Temperatura [°C]	Gs
Muestra N°1	63,50	17,96	3166,92	56,88	97,05	20,00	2,562

Tabla 9 Características físicas. Ensayo de consolidación N°1

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presenta las correspondientes humedades, densidades, relación de vacíos y saturación en la etapa previa a ejecutarse en ensayo del espécimen 1:

	Humedad inicial	Humedad Final	$\gamma$ inicial [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ sat [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ seco [kN/m <sup>3</sup> ]	Relación de vacíos [e]	Saturación [S]
Muestra N°1	15,45%	27,21%	17,06	18,80	14,78	0,73	95,03%

Tabla 10 Humedades, Densidades, Relación de vacíos y Saturación. Ensayo de consolidación N°1

Fuente: Elaboración propia

##### 4.1.1.1.1. Índice de sobreconsolidación (OCR)

Para el cálculo del índice de sobreconsolidación se tomó como punto de partida el cálculo del esfuerzo de preconsolidación ( $\sigma'_c$ ), el cual se lo encuentra según la metodología de Casagrande previamente mencionada en el punto 2.4.1.2 presentando el siguiente resultado:

Esfuerzo de preconsolidación	
$\sigma'_c$ [kPa]	24.5

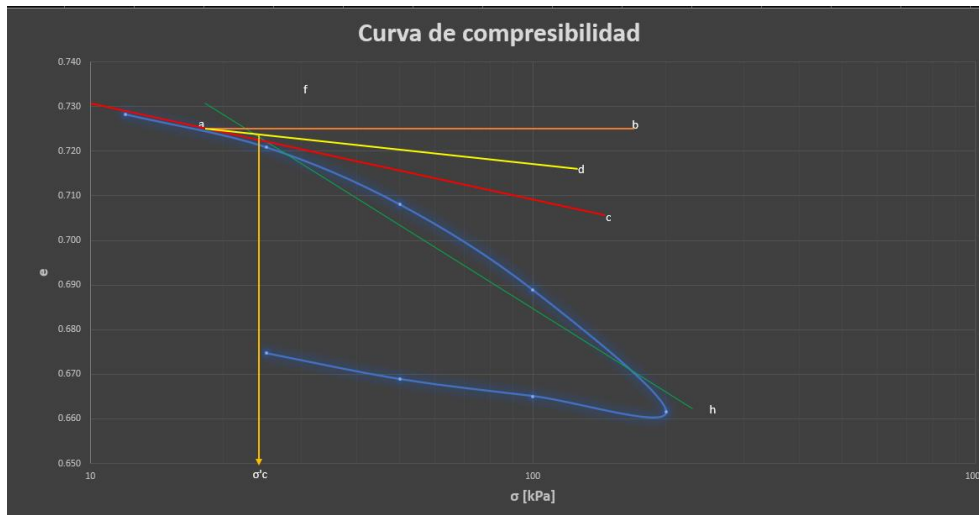


Ilustración 44 Curva de compresibilidad. Muestra 1  
Fuente: Elaboración propia

Además, se debe tener presente el cálculo del esfuerzo vertical efectivo presente, el cual se lo calculó mediante la siguiente expresión:

$$\sigma' = (\gamma_{sat} - \gamma_{agua}) * h$$

Donde:  $\gamma_{sat}$ : Densidad del suelo con humedad saturada

$h$ : Profundidad de la que se tomó la muestra

Ha sido determinado el esfuerzo efectivo de sitio considerando una densidad saturada calculada sobre la base de las condiciones que presenta en condiciones inalteradas.

Esfuerzo vertical efectivo presente	
$\sigma'$ [kPa]	13.20

Una vez obtenido el esfuerzo de preconsolidación y el esfuerzo vertical efectivo presente se procede con el cálculo del índice de sobreconsolidación (OCR)

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0}$$

OCR	1.86
-----	------

La estimación del OCR realizada únicamente tiene propósitos académicos. Las condiciones de las muestras tanto de campo como las elaboradas en laboratorio no permiten, dentro de la metodología utilizada, no permiten la determinación real del OCR.

Entre las limitaciones se menciona la imposibilidad de realizar el ensayo en muestras inalteradas, así como también la imposibilidad de remodelar los especímenes. Finalmente se debió reconstituir los especímenes priorizando la densidad de la muestra en sitio.

#### 4.1.1.1.2. Índice de compresión ( $C_c$ )

Para el cálculo del índice de compresión ( $C_c$ ) se tomó como referencia para el análisis el punto 2.4.1.3.1, teniendo como resultado:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma')}$$

Índice de compresión	
e	$\sigma$ [kPa]
0.72120	24.5
0.66153	200
<b>Cc</b>	0.0654

#### 4.1.1.1.3. Coeficiente de consolidación $c_v$

Para el cálculo del coeficiente de consolidación se lo realizó mediante la metodología de Casagrande la cual hace referencia al logaritmo del tiempo y la metodología de Taylor, la cual nos habla sobre la raíz del tiempo metodologías explicadas en el punto 2.4.1.4, se obtuvo los siguientes resultados:

##### 4.1.1.1.3.1. Coeficiente de consolidación $c_v$ – Método Casagrande

Resumen Cv		
Estados de carga	cv	t50
$\sigma$ 12 [kpa]	19.86	0.80
$\sigma$ 50 [kpa]	10.25	1.55
$\sigma$ 100 [kpa]	27.39	0.58
$\sigma$ 200 [kpa]	32.42	0.49

Tabla 11 Resumen tabla de coeficiente de consolidación - Casagrande. Muestra 1  
Fuente: Elaboración propia

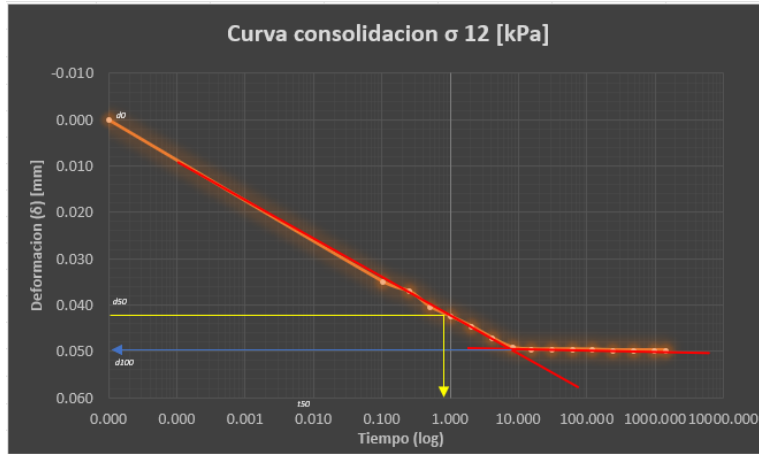


Ilustración 45 Curva de consolidación esfuerzo de 12 kPa - Casagrande. Muestra 1  
Fuente: Elaboración propia

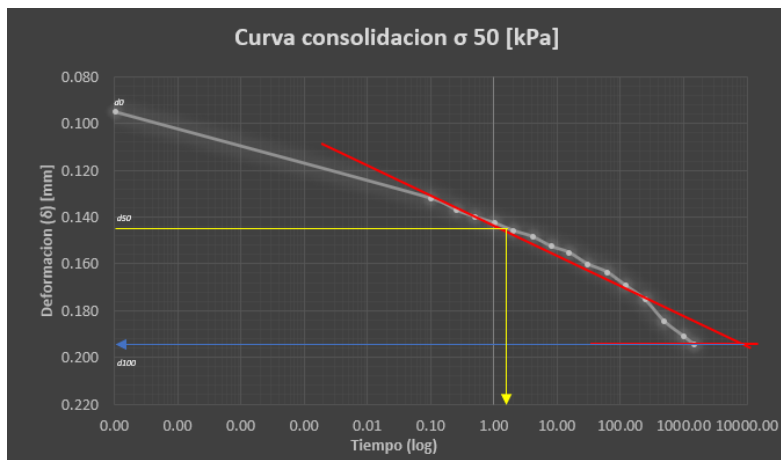


Ilustración 46 Curva de consolidación esfuerzo de 50 kPa - Casagrande. Muestra 1  
Fuente: Elaboración propia

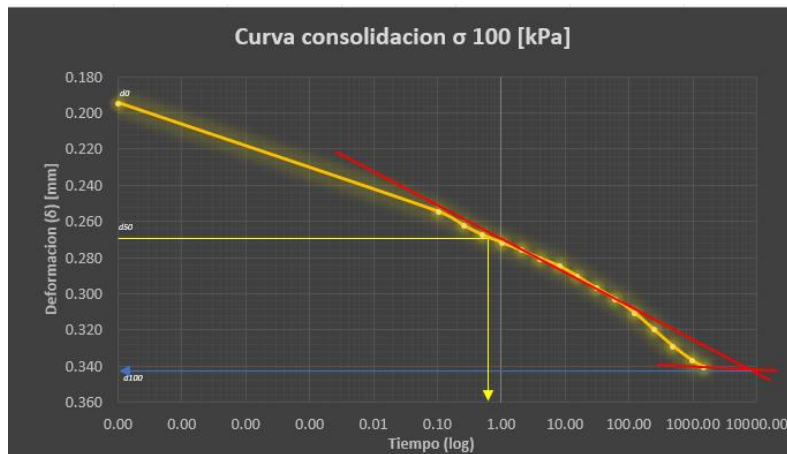


Ilustración 47 Curva de consolidación esfuerzo de 100 kPa - Casagrande. Muestra 1  
Fuente: Elaboración propia

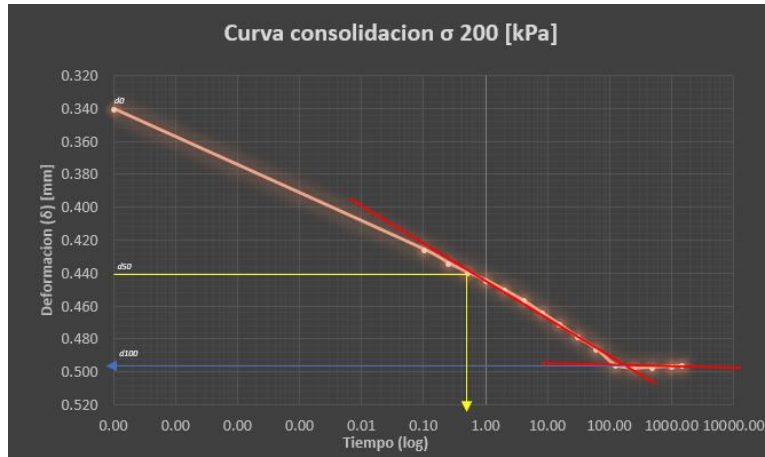


Ilustración 48 Curva de consolidación esfuerzo de 200 kPa - Casagrande. Muestra 1  
Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.1.1.3.2. Coeficiente de consolidación $c_v$ – Método Taylor

Resumen Cv		
Estados de carga	cv	t90
$\sigma$ 12 [kpa]	10.19	2.59
$\sigma$ 50 [kpa]	12.93	5.29
$\sigma$ 100 [kpa]	26.71	2.56
$\sigma$ 200 [kpa]	30.39	2.25

Tabla 12 Resumen tabla de coeficiente de consolidación - Taylor. Muestra 1  
Fuente: Elaboración propia

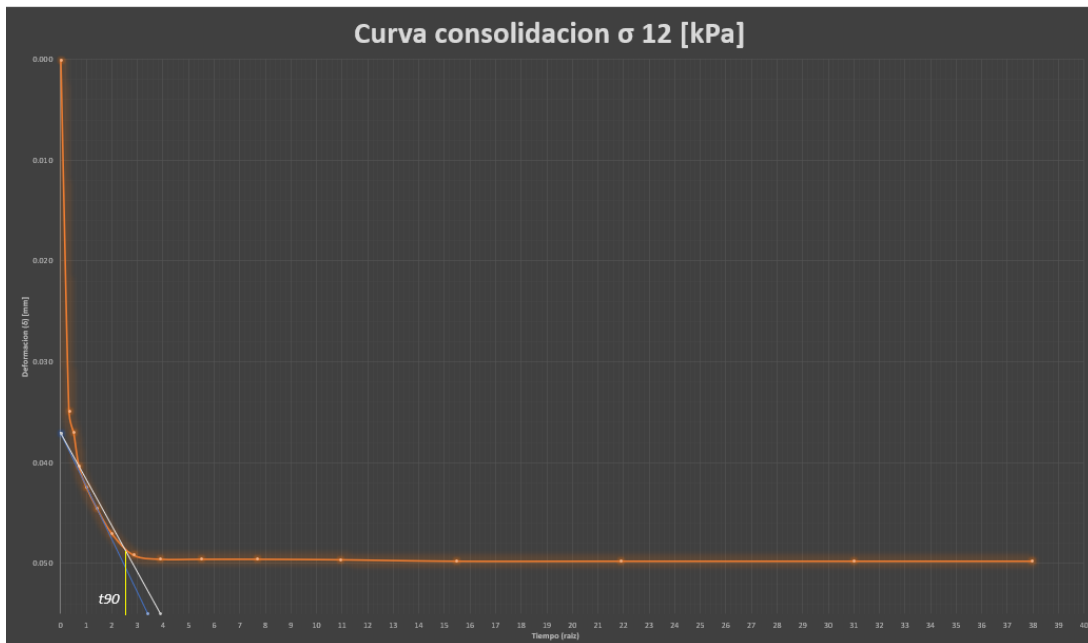
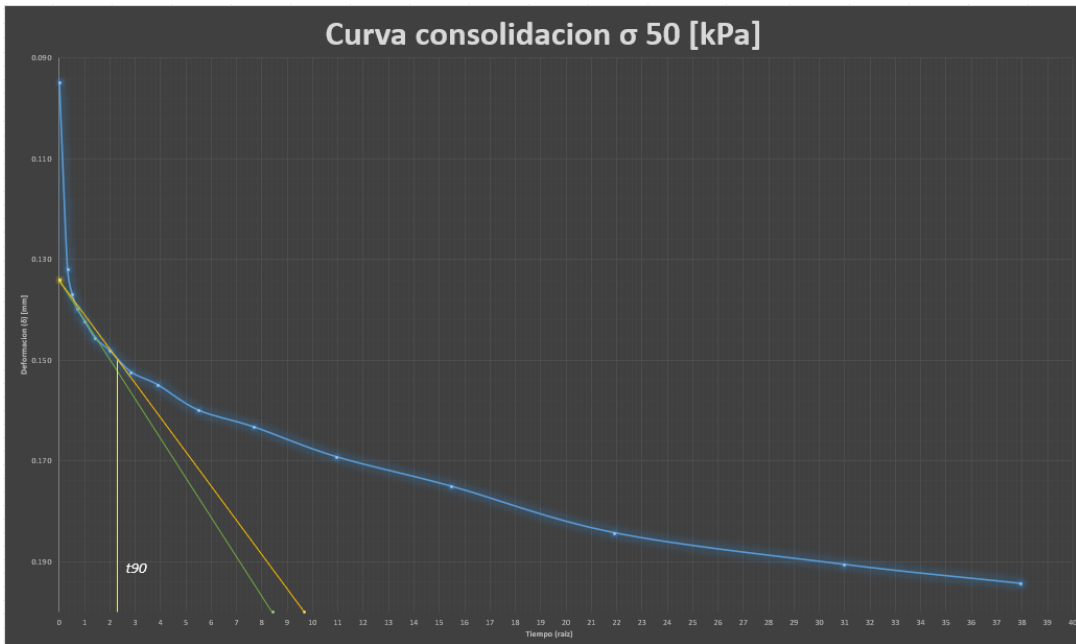
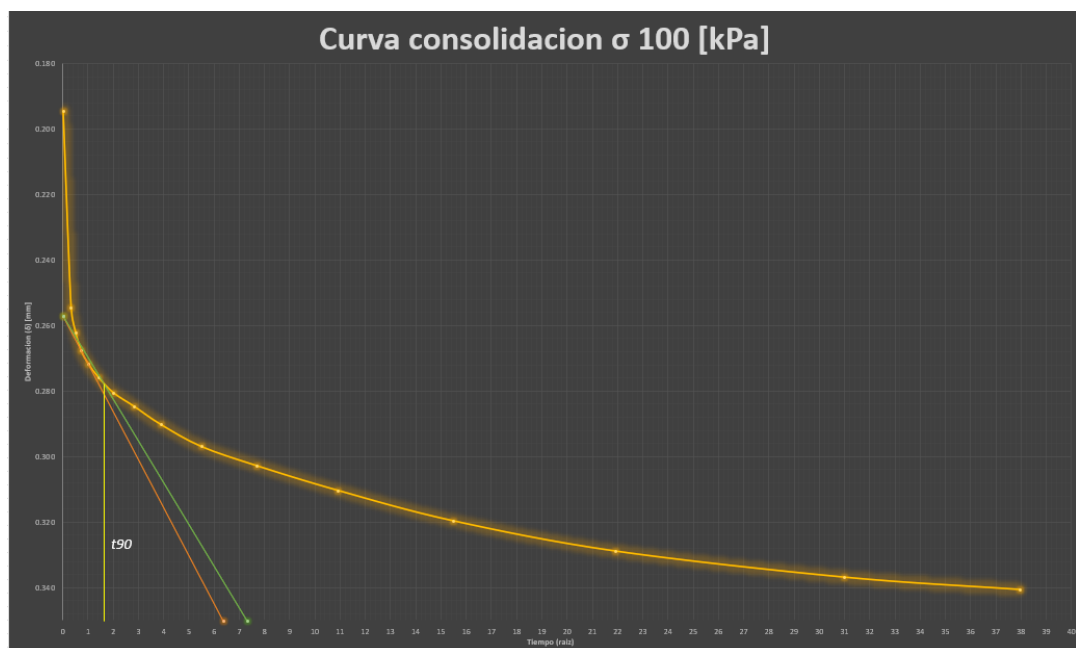


Ilustración 49 Curva de consolidación esfuerzo de 12 kPa - Taylor. Muestra 1  
Fuente: Elaboración propia



*Ilustración 50 Curva de consolidación esfuerzo de 50 kPa - Taylor. Muestra 1*  
*Fuente: Elaboración propia*



*Ilustración 51 Curva de consolidación esfuerzo de 100 kPa - Taylor. Muestra 1*  
*Fuente: Elaboración propia*



Ilustración 52 Curva de consolidación esfuerzo de 200 kPa - Taylor. Muestra 1  
Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.1.1.4. Trayectoria del coeficiente de consolidación ( $C_v$ )

Para los datos correspondientes de deformación – tiempo se aplicaron la metodología de Casagrande y Taylor para la obtención de los coeficientes de consolidación ( $C_v$ ). A continuación, se presentan los resultados correspondientes a la trayectoria del  $C_v$ :

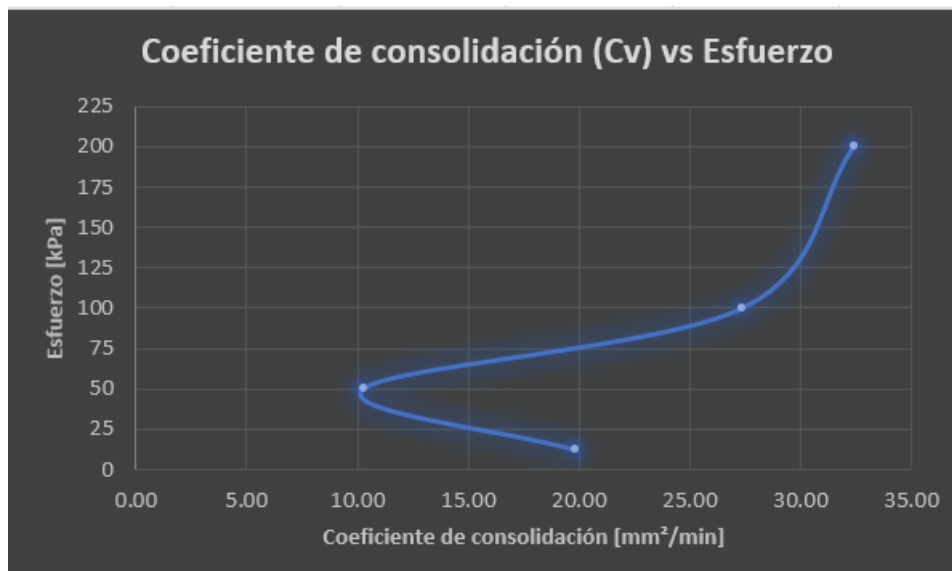


Ilustración 53 Trayectoria  $C_v$  - Casagrande. Muestra 1  
Fuente: Elaboración propia

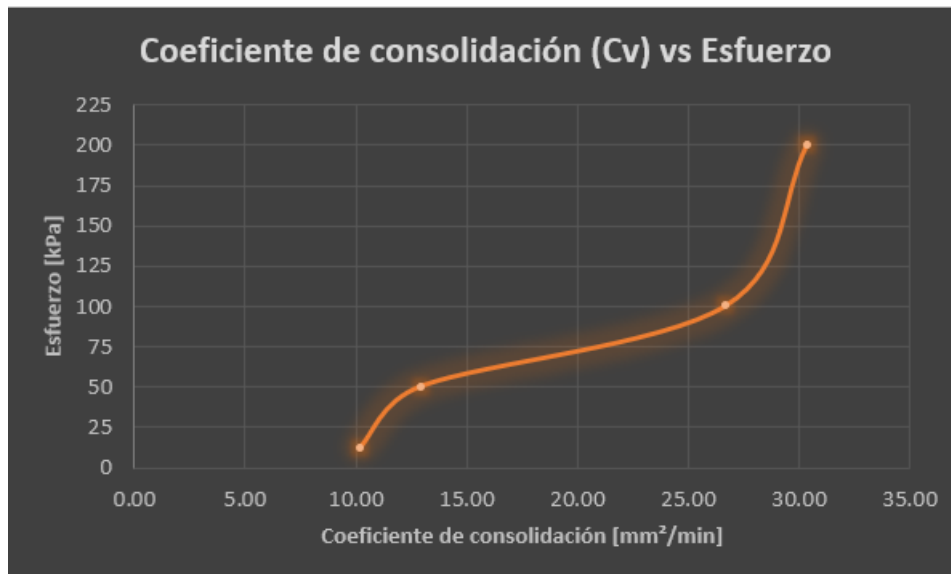


Ilustración 54 Trayectoria Cv - Taylor. Muestra 1  
Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.1.1. Ensayo N°2

El espécimen posee las siguientes características físicas en la etapa previa al ejecutarse el ensayo:

	Diámetro [mm]	Altura [mm]	Área de la muestra [mm <sup>2</sup> ]	Volumen de la muestra [cm <sup>3</sup> ]	Masa de la muestra [gr]	Temperatura [°C]	Gs
<b>Muestra N°2</b>	63,65	18,21	3181,90	57,94	98,38	20,00	2,562

Tabla 13 Características físicas. Ensayo de consolidación N°2  
Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presentará las correspondientes humedades, densidades, relación de vacíos y saturación en la etapa previa a ejecutarse en ensayo del espécimen 2:

	Humedad inicial	Humedad Final	$\gamma$ inicial [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ sat [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ seco [kN/m <sup>3</sup> ]	Relación de vacíos [e]	Saturación [S]
<b>Muestra N°2</b>	17,28%	29,60%	16,98	18,76	14,48	0,77	98,51%

Tabla 14 Humedades, Densidades, Relación de vacíos y Saturación. Ensayo de consolidación N°2  
Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.1.1.1. Índice de sobreconsolidación

Al igual que en el ensayo N°1, debemos tomar en consideración la metodología de Casa grande previamente mencionado en el punto 2.4.1.2, en donde partimos del cálculo de esfuerzo de preconsolidación, a través de la curva de compresibilidad:

Esfuerzo de preconsolidación	
$\sigma'_c$ [kPa]	26.5

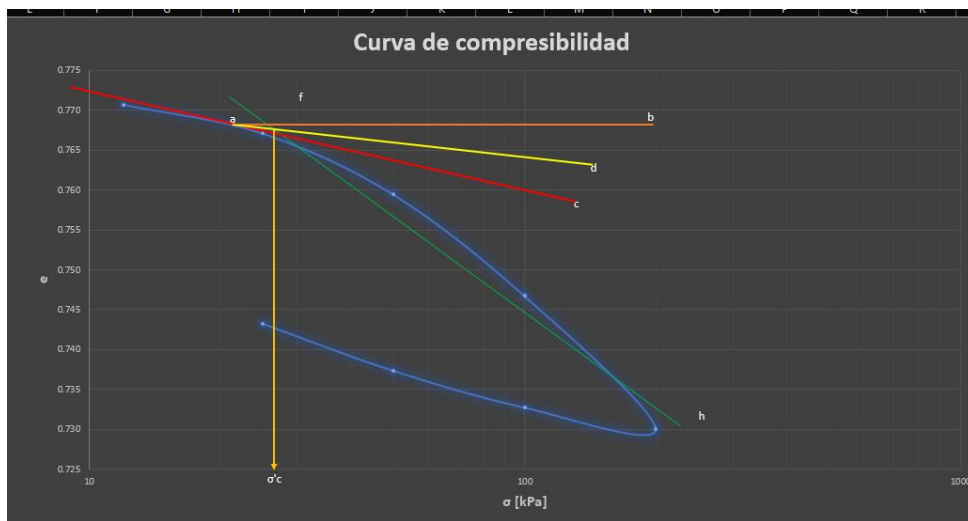


Ilustración 55 Curva de compresibilidad. Muestra 2  
Fuente: Elaboración propia

Al igual que en la muestra 1, el esfuerzo vertical efectivo presente es igual a:

Esfuerzo vertical efectivo presente	
$\sigma'$ [kPa]	13.14

Una vez obtenido el esfuerzo de preconsolidación y el esfuerzo vertical efectivo presente se procede con el cálculo del índice de sobreconsolidación, dándonos como resultado:

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0}$$

<b>OCR</b>	2.02
------------	------

#### 4.1.1.1.2. Índice de compresión ( $C_c$ )

Al igual que en el ensayo N°1, el índice de compresión ( $C_c$ ) se tomó calculo mediante la metodología explicada en el punto 2.4.1.3.1 obteniendo los siguientes resultados:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma')}$$

índice de compresión	
e	$\sigma$ [kPa]
0.76667	26.5
0.73003	200
<b>Cc</b>	0.0417

#### 4.1.1.1.3. Coeficiente de consolidación $c_v$

Al igual que el ensayo N°1, el coeficiente de consolidación  $c_v$  se obtuvo mediante la metodología de Casagrande (logaritmo del tiempo) y por la metodología de Taylor (raíz cuadrada del tiempo) las cuales fueron previamente explicadas en el punto 2.4.1.4, obteniendo los siguientes resultados:

##### 4.1.1.1.3.1. Coeficiente de consolidación $c_v$ – Método Casagrande

Resumen Cv		
Estados de carga	$c_v$	t50
$\sigma$ 25 [kpa]	199.16	0.08
$\sigma$ 50 [kpa]	23.33	0.70
$\sigma$ 100 [kpa]	20.41	0.80
$\sigma$ 200 [kpa]	74.23	0.22

Tabla 15 Resumen tabla de coeficiente de consolidación - Casagrande. Muestra 2  
Fuente: Elaboración propia

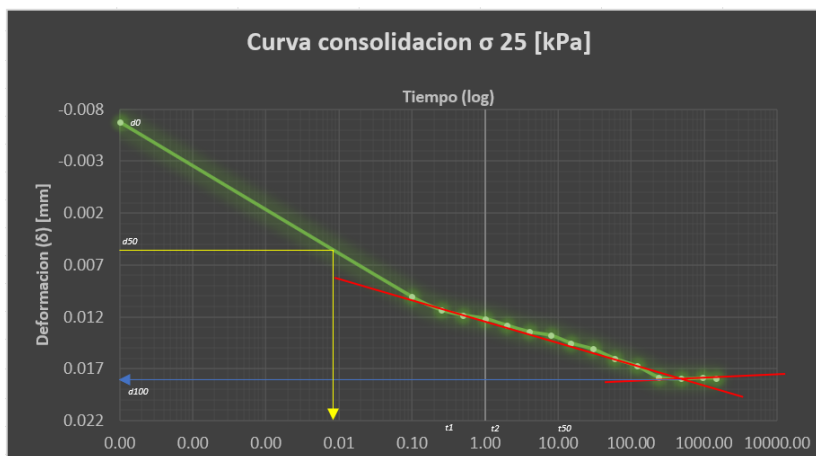


Ilustración 56 Curva de consolidación esfuerzo de 25 kPa - Casagrande. Muestra 2  
Fuente: Elaboración propia

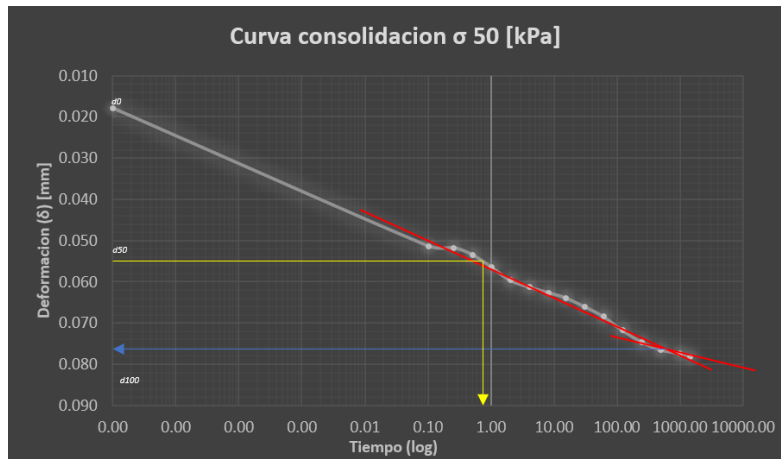


Ilustración 57 Curva de consolidación esfuerzo de 50 kPa - Casagrande. Muestra 2  
Fuente: Elaboración propia

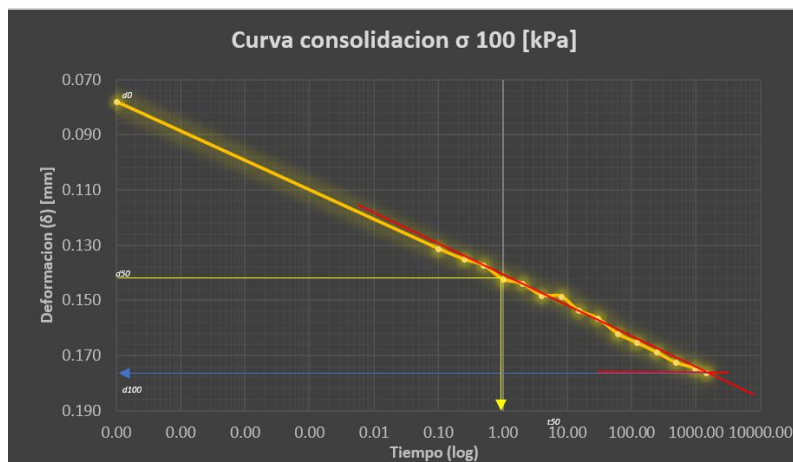


Ilustración 58 Curva de consolidación esfuerzo de 100 kPa - Casagrande. Muestra 2  
Fuente: Elaboración propia

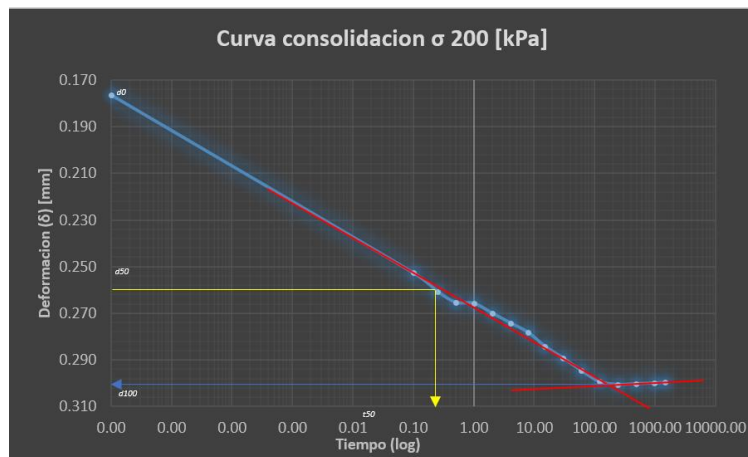


Ilustración 59 Curva de consolidación esfuerzo de 200 kPa - Casagrande. Muestra 2  
Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.1.1.3.2. Coeficiente de consolidación $c_v$ – Método Taylor

Resumen Cv		
Estados de carga	$c_v$	t90
$\sigma$ 25 [kpa]	196.45	0.59
$\sigma$ 50 [kpa]	20.87	3.28
$\sigma$ 100 [kpa]	15.51	4.41
$\sigma$ 200 [kpa]	69.77	0.98

Tabla 16 Resumen tabla de coeficiente de consolidación - Taylor. Muestra 2  
Fuente: Elaboración propia

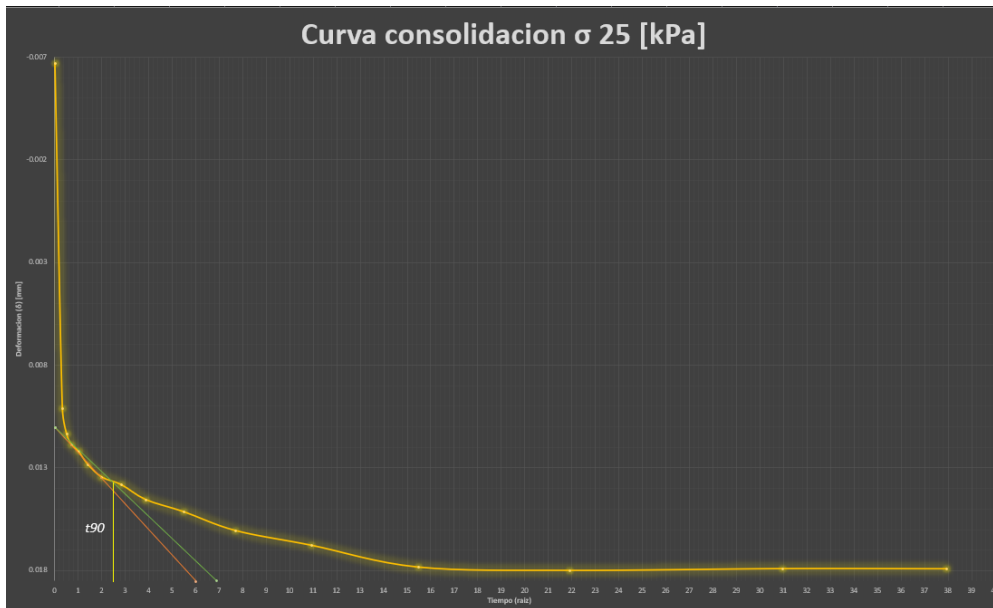


Ilustración 60 Curva de consolidación esfuerzo de 25 kPa - Taylor. Muestra 2  
Fuente: Elaboración propia

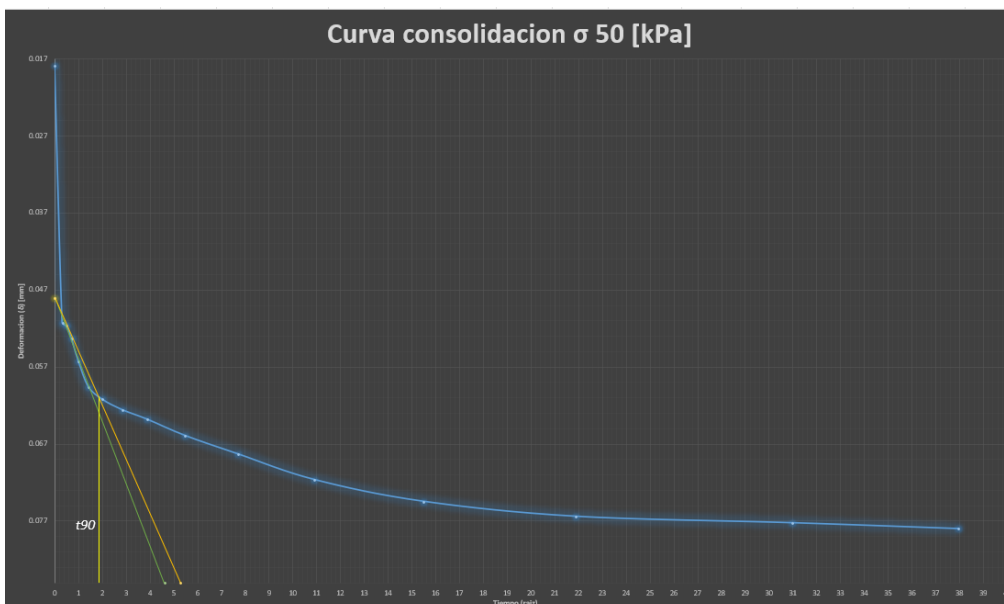


Ilustración 61 Curva de consolidación esfuerzo de 50 kPa - Taylor. Muestra 2  
Fuente: Elaboración propia

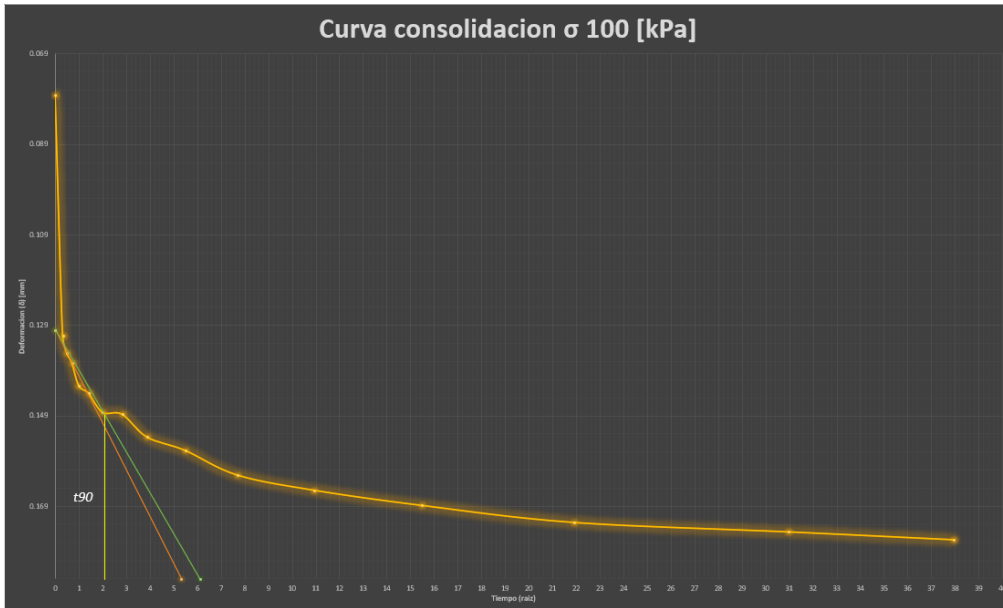


Ilustración 62 Curva de consolidación esfuerzo de 100 kPa - Taylor. Muestra 2  
Fuente: Elaboración propia

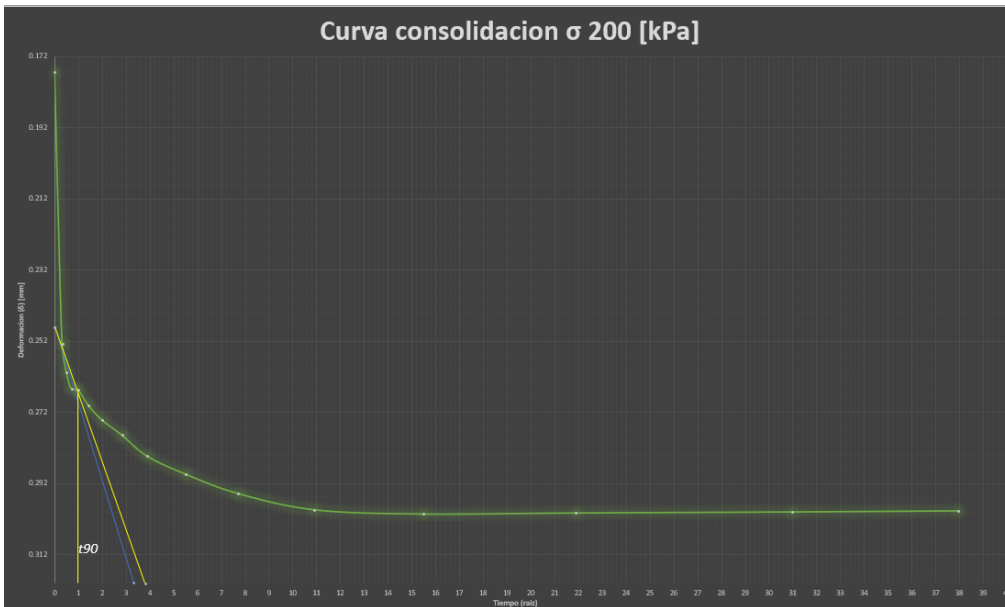


Ilustración 63 Curva de consolidación esfuerzo de 200 kPa - Taylor. Muestra 2  
Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.1.1.4. Trayectoria del coeficiente de consolidación ( $C_v$ )

Al igual que en punto 4.1.1.1.4 para el caso de la muestra 2 se realizó el mismo análisis tomando en cuenta la metodología de Casagrande y de Taylor para la obtención de los coeficientes de consolidación  $C_v$ , dando como resultado:

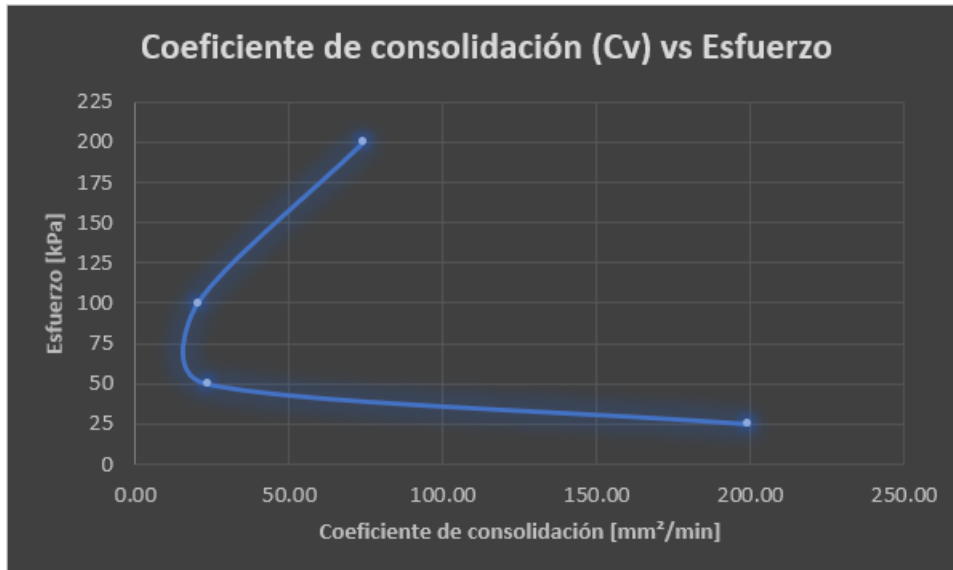


Ilustración 64 Trayectoria Cv - Casagrande. Muestra 2  
Fuente: Elaboración propia

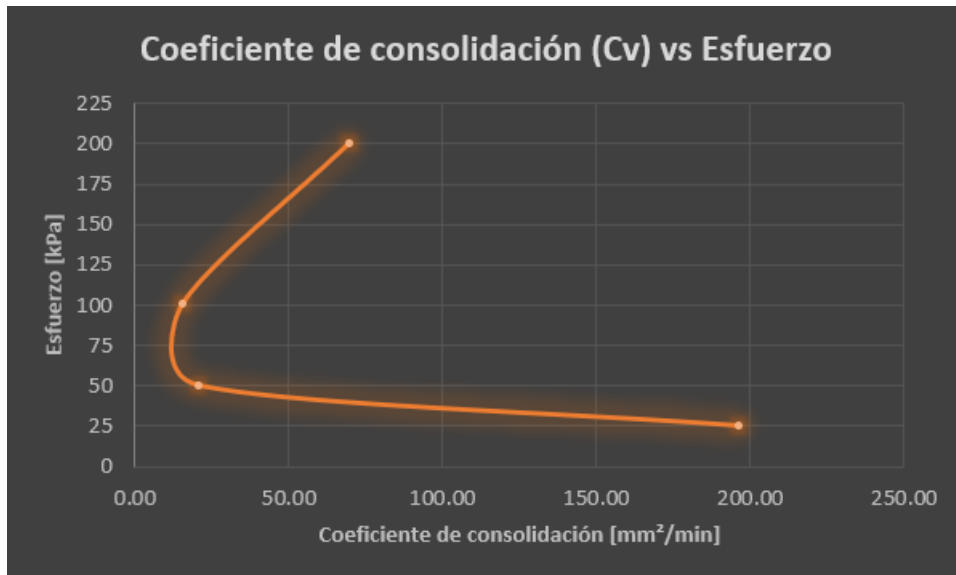


Ilustración 65 Trayectoria Cv - Taylor. Muestra 2  
Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.2. Resultados de los ensayos de compresión triaxial (UU, CU, CD) medidos en laboratorio (c y $\phi$ )

##### 4.1.2.1. Ensayo de compresión triaxial no consolidado – no drenado (UU)

##### 4.1.2.1.1. Muestra N°1

Según las propiedades físicas antes del ensayo, el espécimen tiene las siguientes características:

	Esfuerzo de confinamiento [kPa]	Diámetro [mm]	Altura [mm]	Área de la muestra [mm <sup>2</sup> ]	Volumen de la muestra [cm <sup>3</sup> ]	Masa de la muestra [gr]	Temperatura [°C]	Gs
Probeta N°1	50	33,27	70,92	869,35	61,65	104,24	20,00	2,56
Probeta N°2	100	33,46	70,67	879,31	62,14	104,06	20,00	2,56
Probeta N°3	200	33,66	71,44	889,85	63,57	103,73	20,00	2,56

Tabla 17 Características físicas. Ensayo UU N°1  
Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presenta el contenido de humedad, densidades, relación de vacíos y saturación correspondiente a la etapa antes de la realización del ensayo de haberse realizado el ensayo.

	Esfuerzo de confinamiento [kPa]	Humedad inicial	Humedad Final	$\gamma$ inicial [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ sat [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ seco [kN/m <sup>3</sup> ]	Relación de vacíos [e]	Saturación [S]
Probeta N°1	50	14,77%	28,21%	16,91	14,73	1,47	0,74	97,77%
Probeta N°2	100	12,89%	27,06%	16,75	14,83	1,48	0,73	95,36%
Probeta N°3	200	13,80%	30,90%	16,32	14,34	1,43	0,79	100%

Tabla 18 Humedades, Densidades, Relación de vacíos y Saturación. Ensayo UU N°1  
Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con el grado de saturación después de la rotura se observa que únicamente la probeta N°3 en el estado de confinamiento de 200 [kPa] se encuentra saturada, mientras que para los estados de confinamiento de 50 [kPa] y 100 [kPa] se encuentra en un orden del 95 al 98% por lo que se considera que los esfuerzos desviadores ( $\Delta\sigma$ ) son distintos a los esperados en teoría, dentro de este previo análisis se podría especular que la cohesión en el ensayo triaxial UU estaría confirmada únicamente por el nivel de esfuerzo de la probeta N°3 por lo tanto el corte no drenado es igual la cohesión no drenada ( $S_u = C_u$ ).

Una vez obtenidos los esfuerzos principales correspondientes al confinamiento de 200 [kPa] se procede a dibujar el círculo de Mohr para luego obtener la envolvente de falla, la cual nos dará como resultado los parámetros que definen los mecanismos de falla por corte de los suelos, dándonos como resultado:

Parámetros de resistencia	
c [kPa]	127,00
$\varphi$ [°]	0,00

Tabla 19 Parámetros que definen los mecanismos de falla por corte. Ensayo UU N°1  
Fuente: Elaboración propia



Ilustración 66 Círculos de Mohr. Ensayo UU N°1  
Fuente: Elaboración propia

Nota: Mientras se sigue con la corrección de este documento se siguen los ensayos de laboratorio para confirmar

#### 4.1.2.2. Ensayo de compresión triaxial consolidado – no drenado (CU)

##### 4.1.2.2.1. Muestra N°1

El espécimen posee las siguientes características físicas antes del ensayo:

	Esfuerzo de confinamiento [kPa]	Diámetro [mm]	Altura [mm]	Área de la muestra [mm <sup>2</sup> ]	Volumen de la muestra [cm <sup>3</sup> ]	Masa de la muestra [gr]	Temperatura [°C]	Gs
Probeta N°1	50	33,27	70,17	869,35	61,00	105,19	20,00	2,56
Probeta N°2	100	33,36	70,62	874,06	61,73	106,89	20,00	2,56
Probeta N°3	200	33,42	71,09	877,21	62,36	109,38	20,00	2,56

Tabla 20 Características físicas. Ensayo CU N°1  
Fuente: Elaboración propia

Una vez presentados las características físicas se procede a presentar los datos correspondientes a humedades, densidades, relación de vacíos y saturación antes de la rotura:

	Esfuerzo de confinamiento [kPa]	Humedad inicial	Humedad Final	$\gamma$ inicial [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ sat [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ seco [kN/m <sup>3</sup> ]	Relación de vacíos [e]	saturación [S]
Probeta N°1	50	17,21%	30,50%	17,24	19,20	14,71	0,74	105,38%
Probeta N°2	100	17,38%	30,54%	17,32	19,26	14,75	0,74	106,22%
Probeta N°3	200	16,52%	28,30%	17,54	19,31	15,05	0,70	103,31%

Tabla 21 Humedades, Densidades, Relación de vacíos y Saturación. Ensayo CU N°1

Fuente: Elaboración propia

El ensayo compresión triaxial CU presenta 2 formas de expresar los parámetros que definen los mecanismos de falla al corte ( $c$  y  $\phi$ ), estos están expresados en términos de totales y efectivos, a continuación, se presentan los esfuerzos  $\sigma_3$ ,  $\sigma_1$  y  $\Delta\sigma$  en términos totales y  $\sigma'_3$ ,  $\sigma'_1$ ,  $\Delta\sigma$  y  $\Delta u$  en términos efectivos, obteniendo las siguientes tablas:

	$\sigma_3$ [kPa]	$\sigma_1$ [kPa]	$\Delta\sigma$ [kPa]
Probeta N°1	50,00	164,74	114,74
Probeta N°2	100,00	273,80	173,80
Probeta N°3	200,00	458,17	258,17

Tabla 22 Esfuerzos principales (TOTALES). Ensayo CU N°1

Fuente: Elaboración propia

	$\sigma'_3$ [kPa]	$\sigma'_1$ [kPa]	$\Delta\sigma$ [kPa]	$\Delta u$ [kPa]
Probeta N°1	41,25	155,99	114,74	8,75
Probeta N°2	65,01	238,81	173,80	34,99
Probeta N°3	95,20	353,37	258,17	104,80

Tabla 23 Esfuerzos principales (EFECTIVOS). Ensayo CU N°1

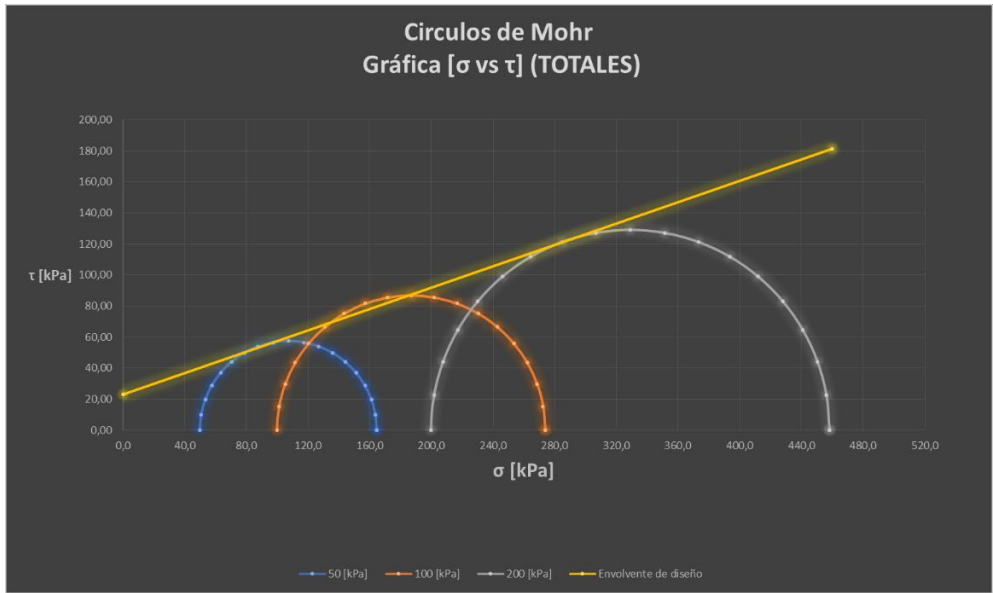
Fuente: Elaboración propia

Una vez obtenidos los esfuerzos principales tanto en condiciones totales como efectivas se procede a dibujar los círculos de Mohr para luego obtener la envolvente de falla tanto para condiciones totales, así como para condiciones efectivas, la cual dará como resultado los parámetros que definen los mecanismos de falla por corte de los suelos en términos efectivos y totales, dándonos como resultado:

Parámetros de resistencia	
$c$ [kPa]	23,00
$\phi$ [°]	19,00

Tabla 24 Parámetros que definen los mecanismos de falla por corte (TOTALES). Ensayo CU N°1

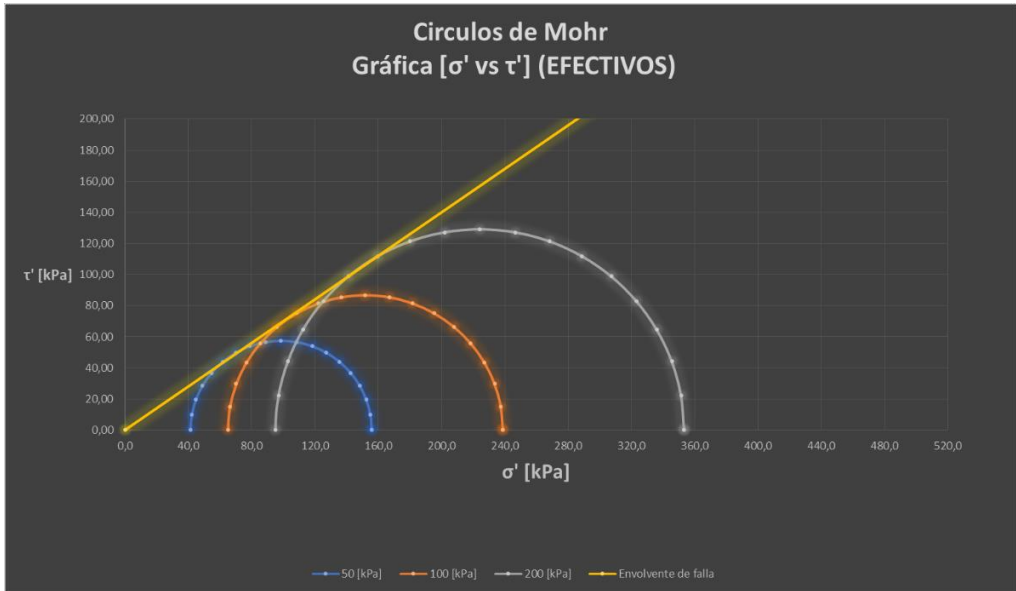
Fuente: Elaboración propia



*Ilustración 67 Círculos de Mohr (TOTALES). Ensayo CU N°1  
Fuente: Elaboración propia*

Parámetros de resistencia	
<b>c' [kPa]</b>	0,00
<b><math>\phi'</math> [°]</b>	35,00

*Tabla 25 Parámetros que definen los mecanismos de falla por corte (EFECTIVOS). Ensayo CU N°1  
Fuente: Elaboración propia*



*Ilustración 68 Círculos de Mohr (EFECTIVOS). Ensayo CU N°1  
Fuente: Elaboración propia*

#### 4.1.2.3. Ensayo de compresión triaxial consolidado – drenado (CD)

##### 4.1.2.3.1. Muestra N°1

El espécimen posee las siguientes características físicas antes de realizar el ensayo:

	Esfuerzo de confinamiento [kPa]	Diámetro [mm]	Altura [mm]	Área de la muestra [mm <sup>2</sup> ]	Volumen de la muestra [cm <sup>3</sup> ]	Masa de la muestra [gr]	Temperatura [°C]	Gs
Probeta N°1	50	33.55	70.76	884.05	62.56	107.48	20.00	2.56
Probeta N°2	100	33.45	70.31	878.78	61.79	106.40	20.00	2.56
Probeta N°3	200	33.43	70.18	877.73	61.60	107.86	20.00	2.56

Una vez presentados las características físicas se procede a presentar los datos correspondientes a humedades, densidades, relación de vacíos y saturación antes de la rotura:

	Esfuerzo de confinamiento [kPa]	Humedad inicial	Humedad Final	$\gamma$ inicial [gr/cm <sup>3</sup> ]	$\gamma$ sat [gr/cm <sup>3</sup> ]	$\gamma$ seco [gr/cm <sup>3</sup> ]	Relación de vacíos [e]	Saturación [S]
Probeta N°1	50	17.89%	29.33%	17.18	18.85	14.57	0.76	99.13%
Probeta N°2	100	18.63%	29.69%	17.22	18.82	14.52	0.76	99.42%
Probeta N°3	200	18.58%	27.66%	17.51	18.85	14.77	0.74	96.41%

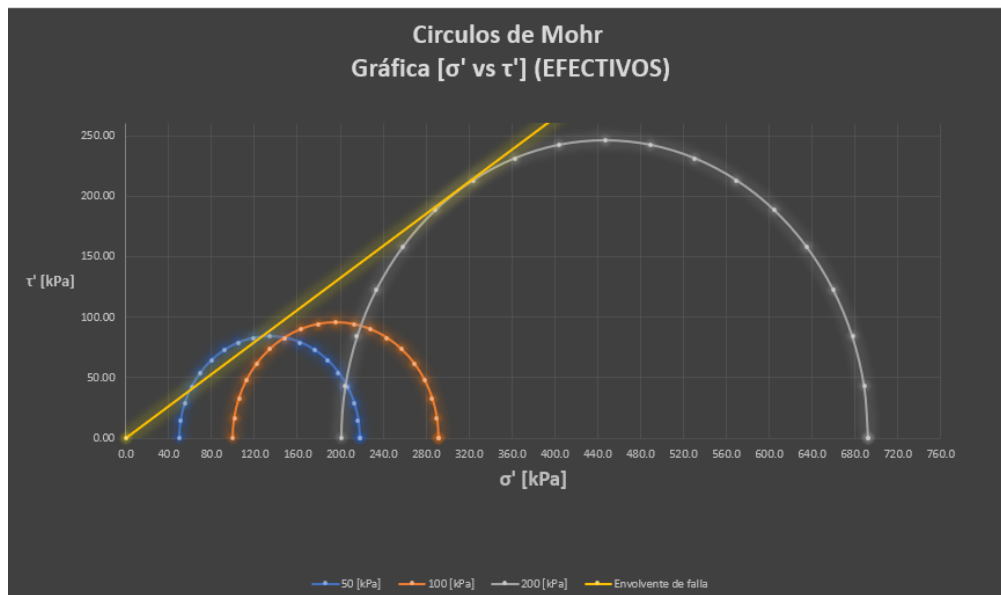
De acuerdo con el grado de saturación después de la rotura se observa que únicamente la probeta N°3 en el estado de confinamiento de 200 [kPa] se encuentra saturada, mientras que para los estados de confinamiento de 50 [kPa] y 100 [kPa] se encuentra en un orden del 95 al 98% por lo que se considera que los esfuerzos desviadores ( $\Delta\sigma$ ) son distintos a los esperados en teoría, dentro de este previo análisis se podría especular que la cohesión en el ensayo triaxial UU estaría confirmada únicamente por el nivel de esfuerzo de la probeta N°3 por lo tanto el corte no drenado es igual la cohesión no drenada ( $S_u = C_u$ ).

El ensayo presenta una forma de representar los parámetros que definen los mecanismos de falla al corte ( $c$  y  $\phi$ ), esto se debe a que la cohesión y ángulo de fricción tanto en términos efectivos como en términos totales son iguales, a continuación, se presentan los esfuerzos  $\sigma'_3$ ,  $\sigma'_1$  y  $\Delta\sigma$  obteniendo los siguientes resultados:

	$\sigma'_3$ [kPa]	$\sigma'_1$ [kPa]	$\Delta\sigma$ [kPa]
<b>Probeta N°1</b>	50.00	217.84	167.84
<b>Probeta N°2</b>	100.00	291.49	191.49
<b>Probeta N°3</b>	200.65	692.98	492.33

Una vez obtenidos los esfuerzos principales se procede a dibujar los círculos de Mohr para de esta forma obtener la envolvente de falla en condiciones efectivas dándonos como resultado:

Páramelos de resistencia	
$c'$ [kPa]	0.00
$\phi'$ [°]	33.50



#### 4.1.3. Resultados obtenidos mediante la utilización de los parámetros A y B de Skempton ( $c$ y $\phi$ )

##### 4.1.3.1. Cálculo de los parámetros de A y B de Skempton

Una vez obtenidos los datos provenientes del ensayo de compresión triaxial consolidado – no drenado (CU), se procedió con el cálculo de los parámetros de A y B de Skempton. El parámetro B de Skempton fue hallado en la etapa de saturación de la muestra usando lo previamente expuesto en el punto 2.5.2 mientras que el parámetro A

fue hallado en la etapa de aplicación del  $\Delta\sigma$  empleando lo previamente mencionado el punto 2.5.1, obteniendo los siguientes resultados:

	$\sigma_3$ [kPa]	$\sigma_1$ [kPa]	$\Delta\sigma$ [kPa]	$\Delta u_d$	$\Delta u_c$	Skempton	
						B	A
Probeta N°1	50,00	164,74	114,74	8,75	49,18	0,9744	0,0782
Probeta N°2	100,00	273,80	173,80	34,99	49,82	0,9836	0,2047
Probeta N°3	200,00	458,17	258,17	104,799	50,42	0,9931	0,4088

Tabla 26 Cálculo de los parámetros A y B de Skempton  
Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.3.2. Estimación de los parámetros en condiciones efectivas a partir de un ensayo triaxial UU

Se presentan los valores de los esfuerzos efectivos donde la presión de poros  $\Delta u$  fue calculada a través de los parámetros A y B de Skempton, dando como resultado lo siguiente:

	$\sigma_3$ [kPa]	$\sigma_1$ [kPa]	$\Delta\sigma$ [kPa]	$\Delta u_d$ [kPa]	$\Delta u_c$ [kPa]	Skempton		$\Delta u$ [kPa]	$\sigma_3'$ [kPa]	$\sigma_1'$ [kPa]
						B	A			
Probeta 1	50,00	164,74	114,74	8,75	49,18	0,9744	0,0782	57,70	42,30	107,04
Probeta 2	100,00	273,80	173,80	34,99	49,82	0,9836	0,2047	133,93	66,07	139,87
Probeta 3	200,00	458,17	258,17	104,80	50,42	0,9931	0,4088	304,15	95,85	154,03

Tabla 27 Esfuerzos efectivos triaxial UU  
Fuente: Elaboración propia

Una vez obtenidos los esfuerzos efectivos mediante la utilización de los parámetros de Skempton se procedió a dibujar el respectivo círculo de Mohr, con su respectiva envolvente correspondiente al estado de confinamiento de 200 [kPa], dando como resultado:

Parámetros de resistencia	
$c'$ [kPa]	0,00
$\varphi'$ [°]	35,00

Tabla 28 Parámetros que definen los mecanismos de falla por corte a partir de A y B de Skempton  
Fuente: Elaboración propia

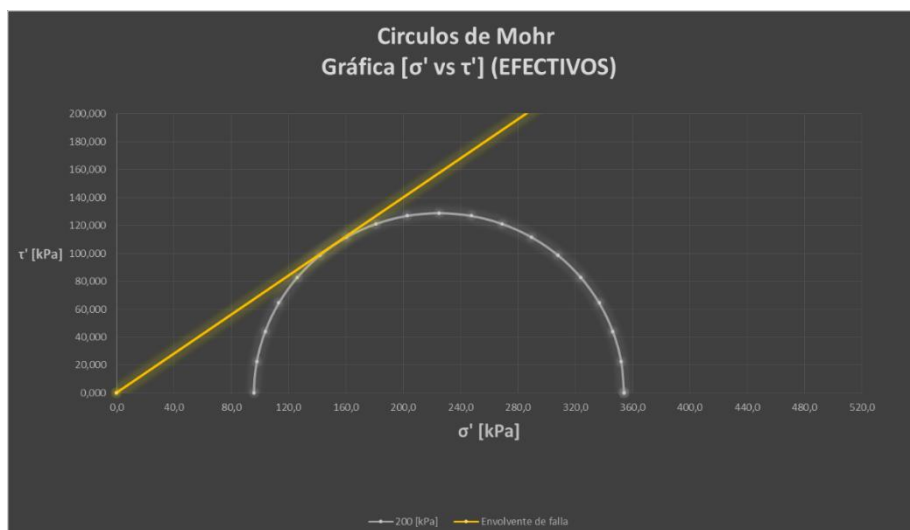


Ilustración 69 Circulo de Mohr (Efectivo) mediante A y B de Skempton  
Fuente: Elaboración propia

## CONCLUSIONES

Considerando la necesidad de disponer información que disminuya la incertidumbre que genera el empleo de datos por referencias internacionales como la propuesta de parámetros de depósitos de suelo, aun no investigados en el Ecuador, se exponen las siguientes conclusiones luego de finalizar parcialmente el proyecto de integración curricular:

### PROPIEDADES FISICAS

1. Las muestras alteradas e inalteradas obtenidas superficialmente del sector de Nayón con coordenadas 786245.00 E y 9980063.00 S correspondientes al sistema UTM WGS84 17S, las muestras inalteradas se las tomó a una profundidad de 1.7 m desde la superficie inalterada y de 1.7 a 2 m las muestras alteradas. Las muestras al ser sometidas a los procedimientos de ensayo bajo normativa ASTM presentan el promedio de 3 ensayos:

	Humedad en campo	$\gamma$ en campo [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ seco [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso de sólidos (Ws) [gr]	Porosidad [n]	Relación de vacíos [e]	Saturación [S]	Gravedad específica (Gs)
<b>Promedios</b>	14.02%	16.18	14.19	232.98	36.85%	0.58	61.65%	2.562

2. Según la Ilustración 42 e Ilustración 43, de un total de 2 muestras, se comprueba que el depósito está conformado por partículas menores a 4.75 mm con un 28.61% de partículas entre 0.0075 y 4.75mm (arena). El 71.38% restante está compuesto por partículas del tamaño de limo (según AASHTO) del 63.93% y del 7.45% del tamaño de

arcilla (según AASHTO). Un 2.08% con tamaño menor a 0.001 mm (componente mineralógico arcilloso, según (Braja M. Das, 2015).

3. Mediante el análisis de los límites líquido, plástico e índice de plasticidad promedio se puede llegar a concluir que, según la carta de plasticidad, nuestro espécimen se lo llega a catalogar como un (CL).

LL	LP	IP
29.48	20.29	9.19

4. La clasificación de suelo a partir de los resultados obtenidos en la granulometría por hidrómetro y según SUCS podemos decir que el espécimen analizado posee el mismo símbolo de grupo CL, pero tiende a 2 diferentes nombres de grupo, por un lado tenemos que el suelo es una arcilla magra con arena y por otro lado tenemos que es una arcilla magra arenosa.

De los especímenes reconstituidos en el laboratorio, según metodología de investigación se obtuvieron los siguientes resultados en promedio:

#### CONSOLIDACIÓN:

En muestras con: Una humedad inicial de: 16.37%

Una humedad final de: 28.40%

Densidad seca de: 14.63 [kN/m<sup>3</sup>]

Densidad saturada de: 18.78 [kN/m<sup>3</sup>]

Saturación de: 96.77%

6. Los valores del correspondientes al el esfuerzo de preconsolidación promedio ( $\sigma'_c$ ) es igual a 25.5 [kPa] mientras que nuestro esfuerzo vertical efectivo promedio ( $\sigma'$ ) es igual a 13.17 [kPa] dando a lugar que el OCR sea 1,93 lo que significa que nuestro suelo es sobreconsolidado, sin embargo, se puede verificar un comportamiento sobreconsolidado el cual no se evidencia en los comportamientos de los ensayos de muestras remoldeadas debido a que el valor del esfuerzo presente vertical efectivo ( $\sigma'$ ) no se puede replicar los valores de cementación que probablemente posee el material.

7. A partir de las curvas de consolidación, se obtuvieron los coeficientes de consolidación  $C_v$ , los cuales fueron comparados con una serie de suelos descritos en (Braja M. Das & Sobhan, 2014) en donde:

Cv - Metodología Casagrande							
Estados de carga [kPa]	Nayón [mm <sup>2</sup> /min]	Red earth [mm <sup>2</sup> /min]	Brown soil [mm <sup>2</sup> /min]	Black cotton soil [mm <sup>2</sup> /min]	Illite [mm <sup>2</sup> /min]	Bentonite [mm <sup>2</sup> /min]	Chicago clay [mm <sup>2</sup> /min]
12.5	9.93	-	-	-	-	-	15.06
25	99.58	2.78	2.29	3.04	1.00	0.038	12.06
50	16.79	3.86	1.81	1.84	0.80	0.028	8.22
100	23.90	4.39	1.72	1.20	1.32	0.026	1.91
200	53.33	4.86	1.25	0.69	1.89	0.013	2.74

7.1. Se puede concluir que para el caso de la zona de Nayón los coeficientes de consolidación obtenidos mediante el método de Casagrande (logaritmo del tiempo) son demasiado altos, esto se deriva a que los especímenes analizados tienden a consolidarse rápido, además se puede observar que la arcilla de Chicago en los estados de carga de 12.5 [kPa] y 50 [kPa] son relativamente similares a los coeficientes de consolidación del espécimen analizado

Cv - Metodología Taylor							
Estados de carga [kPa]	Nayón [mm <sup>2</sup> /min]	Red earth [mm <sup>2</sup> /min]	Brown soil [mm <sup>2</sup> /min]	Black cotton soil [mm <sup>2</sup> /min]	Illite [mm <sup>2</sup> /min]	Bentonite [mm <sup>2</sup> /min]	Chicago clay [mm <sup>2</sup> /min]
12.5	5.10	-	-	-	-	-	27.30
25	98.22	3.27	2.67	3.93	1.35	0.078	14.34
50	16.90	4.79	2.26	2.21	1.88	0.060	10.44
100	21.11	5.99	2.04	1.50	1.91	0.031	2.83
200	50.08	6.54	1.33	1.57	2.75	0.013	2.64

7.2. Se puede concluir que al igual que en el método de Casagrande los coeficientes de consolidación ( $C_v$ ) de la zona de Nayón obtenidos mediante el método de Taylor (raíz del tiempo) son altos, esto al igual que con el método de Casagrande nos habla que el material de la zona de análisis tiende a consolidarse de forma rápida, sin embargo podemos observar que para el estado de carga de 50 [kPa] el coeficiente de consolidación de la zona de Nayón es relativamente semejante a la arcilla de Chicago

8. Se puede concluir que el índice de compresión promedio ( $C_c$ ) al ser igual a 0.053735 se encuentra fuera de los rangos según (Braja M. Das & Sobhan, 2014), en

donde según (Braja M. Das & Sobhan, 2014) el valor del índice de compresión ( $C_c$ ) se encuentra en el orden de 0.16 para arcillas remoldeadas y 0.09 en el caso de arcillas brasileñas.

8. Se puede concluir que a partir del promedio generado por los coeficientes de consolidación ( $C_v$ ) mediante el método de Casagrande como el método de Taylor se obtuvo se puede concluir ya sea por el método de Casagrande o el método de Taylor no existe ninguna similitud de trayectoria, debido a que la muestra 1 posee un grado de saturación inferior a la muestra 2.

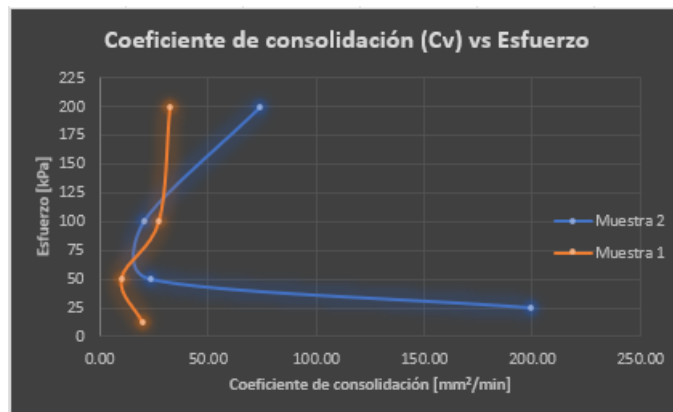


Ilustración 70 Trayectoria de  $C_v$  - Casagrande. Muestra 1 y 2  
Fuente: Elaboración propia

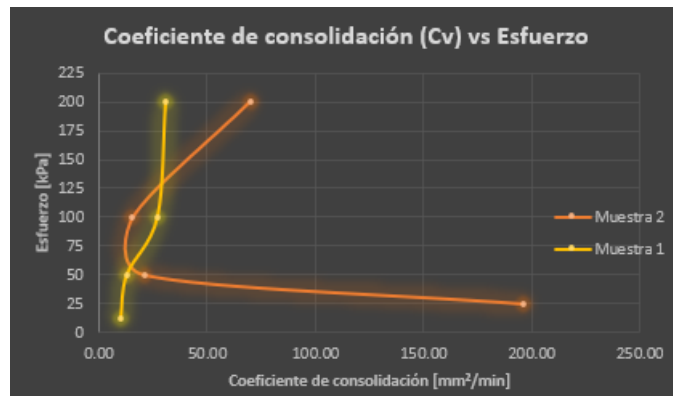


Ilustración 71 Trayectoria de  $C_v$  - Taylor. Muestra 1 y 2  
Fuente: Elaboración propia

### TRIAXIALES:

9. A partir del análisis del ensayo triaxial UU en un solo círculo debido a las limitaciones se obtiene un ángulo de fricción  $\phi = 0^\circ$  y una cohesión de  $c = 127$  [kPa], la

cual debe ser confirmado y debido a que todavía se está ejecutando ensayos en el laboratorio.

10. Para el ensayo triaxial CU tenemos los parámetros que definen los mecanismos de falla al corte ( $c$  y  $\phi$ ) tanto en términos totales como en términos efectivos en donde tenemos que la cohesión en términos totales es igual a  $c = 23$  [kPa] debido a la aparición de un  $(\sigma'c)$  igual a 25.5 la cual justifica la existencia de esta cohesión y un ángulo de fricción en términos totales de  $\phi = 19^\circ$ , , mientras que en términos efectivos tenemos que la cohesión efectiva es igual a  $c' = 0$  [kPa] y ángulo de fricción efectivo  $\phi = 35^\circ$

11. Una vez analizado el ensayo triaxial CD se obtuvo los parámetros que definen los mecanismos de falla al corte ( $c$  y  $\phi$ ) en términos efectivos en donde se obtuvo una cohesión efectiva igual a  $c' = 0$  [kPa] y ángulo de fricción efectivo  $\phi = 33.5^\circ$

12. Los parámetros de Skempton B fueron calculados en el ensayo triaxial UU, CU, CD, mientras que el parámetro de Skempton A fue determinado a través del ensayo CU dando como resultado lo siguiente:

	Skempton B		
	Triaxial UU	Triaxial CU	Triaxial CD
50 [kPa]	0.9557	0.9744	0.9809
100 [kPa]	0.9599	0.9836	0.9537
200 [kPa]	0.9653	0.9931	0.9365

	Skempton A
	Triaxial CU
50 [kPa]	0.0782
100 [kPa]	0.2047
200 [kPa]	0.4088

Los parámetros de Skempton nos permiten encontrar el ángulo de fricción en términos efectivos para el triaxial UU en donde se pudo observar que nos dio los mismo valores de cohesión  $c' = 0$  [kPa] y ángulo de fricción  $\phi = 35^\circ$  correspondiente al ensayo triaxial CU

## RECOMENDACIONES

1. Las muestras fueron reconstituidas a una humedad y priorizando la densidad seca, bajo estas condiciones la muestra debe ser considerada como normalmente consolidada, sin embargo, al calcular ( $\sigma'_c$ ) y hacer y un análisis teórico respecto a lo que sucedió en sitio la muestra debería haberse sacado a 2 metros, se recomienda que ese depósito es sobreconsolidado o que se realice un ensayo con toma de muestra en sitio.

2. Al ejecutarse los ensayos tanto de consolidación unidireccional y compresión triaxiales (UU, CU y CD) se debe optar que los especímenes se encuentran en un rango de saturación 97 al 99.99% debido a que los resultados de los ensayos llegan a variar significativamente si la saturación es inferior al rango mencionado.

3. Es de vital importancia el control de todas las posibles variantes que puedan existir al momento de realizar los ensayos de caracterización, debido a que si no se realiza de forma adecuada la caracterización del espécimen no tendría concordancia con los resultados obtenidos en los demás ensayos

## BIBLIOGRAFIA

Aristizabal, E. (s/f). *Criterio de falla de Coulomb*. Pinterest. Recuperado el 16 de noviembre de 2023, de <https://co.pinterest.com/pin/324399979420722349/>

ASTM D427. (2021). *Test Method for Shrinkage Factors of Soils by the Mercury Method*. <https://www.astm.org/d0427-98.html>

ASTM D854. (2023). *Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by the Water Displacement Method*. <https://doi.org/10.1520/D0854-23>

ASTM D2216-19. (2019). *Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass*. <https://doi.org/10.1520/D2216-19>

- ASTM D2435. (2020). *Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading*.  
[https://doi.org/10.1520/D2435\\_D2435M-11R20](https://doi.org/10.1520/D2435_D2435M-11R20)
- ASTM D2850 -23. (2023). *Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils*. <https://doi.org/10.1520/D2850-23>
- ASTM D4318-17. (2018). *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*. <https://doi.org/10.1520/D4318-17>
- ASTM D4767. (2020). *Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils*. <https://doi.org/10.1520/D4767-11R20>
- ASTM D7181. (2020). *Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils*. <https://doi.org/10.1520/D7181-20>
- ASTM D7928. (s/f). *Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis*.  
<https://doi.org/10.1520/D7928-21E01>
- Braja M. Das. (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (4ta ed.). Cengage Learning Editores.
- Braja M. Das, & Sobhan. (2014). *Principles of Geotechnical Engineering* (Octava). Cengage Learning.
- Calvo Barriga, M. I., & Durán Álvarez, D. J. (2013). *Determinación del índice de compresibilidad e índice de expansión de los suelos cohesivos blandos en la zona de Tonsupa en la provincia de Esmeraldas* [bachelorThesis, PUCE].  
<http://repositorio.puce.edu.ec:80/handle/22000/11999>
- Cihazları, U. M. T. (s/f). *Üç Eksenli UU-CU-CD Deneyleri—Üç Eksenli UU-CU-CD Deneyleri*. Utest Malzeme Test Cihazları. Recuperado el 4 de septiembre de 2023, de <https://www.utest.com.tr/tr/20315/Uc-Eksenli-UU-CU-CD-Deneyleri>

- Pérez Echevarría, V. H. (2013, diciembre 2). *Muestras Alteradas e Inalteradas* | PDF | *Muestreo (Estadísticas)* | *Suelo*. Scribd.  
<https://es.scribd.com/doc/188645663/Muestras-Alteradas-e-Inalteradas>
- Pérez Quispe, V., & Taipe Sedano, M. E. (2018). *INFLUENCIA DEL TIPO DE ESPÉCIMEN EN LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE DEL SUELO MEDIANTE ENSAYOS TRIAXIALES*.  
<http://repositorio.unh.edu.pe/handle/UNH/2431>
- Poliotti, M., & Sierra, P. (2007). *Consolidación unidimensional de suelos*. 41.
- Salas, O. V. (2011). Ensayos triaxiales para suelos. *Métodos y Materiales*, 1, 14–24.  
<https://doi.org/10.15517/mym.v1i1.8391>
- Salvador, A. S. B., & Bendezú, M. A. L. (2022). *Estudio sobre el comportamiento de consolidación de arcillas blandas en la construcción secuencial de un terraplén*.
- Skempton, A. W. (1954). The Pore-Pressure Coefficients A and B. *Géotechnique*, 4(4), 143–147. <https://doi.org/10.1680/geot.1954.4.4.143>
- Suarez, J. (2009, mayo 15). *Deslizamientos. Análisis geotécnico, volumen I* [Text.Book]. Portal de Publicaciones UIS.  
<https://ediciones.uis.edu.co/index.php/publicacionesuis/catalog/book/107>
- Terzaghi, K. V. (1936). *Shear resistance of saturated soils*.  
<https://www.issmge.org/publications/publication/the-shearing-resistance-of-saturated-soils-and-the-angle-between-the-planes-of-shear>
- Vargas Tapia, R. R. (2013). *Análisis de la influencia de la variabilidad de los parámetros geotécnicos en el diseño geotécnico de muros de contención, utilizando el método Monte Carlo*.  
<https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/4995>

Wilbourn, K., Vembu, K., & Vipulanandan, C. (2007). *Index Properties and Strength of Artificial Soil Using the Harvard Miniature Method*. 12.