

# CAPÍTULO I

## METODOLOGÍA

### 1.1. INTRODUCCIÓN

La capacidad de deformación de un suelo está en función de las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo, estas propiedades se estudian por medio de la prueba de consolidación. Terzaghi fue uno de los primeros en estudiar el fenómeno de consolidación en suelos finos saturados y desarrollo la teoría conocida como teoría de la consolidación unidimensional que en la actualidad es una de las más aplicadas para resolver el problema de compresibilidad en suelos finos saturados. Este ensayo proporciona información sobre la compresibilidad y deformación del suelo, y permite determinar la magnitud y el tiempo en que se presentaran asentamientos en el suelo, esto en condiciones unidimensionales.

Ya desde hace muchos años, se sabe que estructuras de cimentación superficial, apoyada en terrenos blandos (generalmente arcillas), sufren grandes asentamientos e incluso se hunden, ya de mucho tiempo atrás se vio la necesidad de cimentar sobre pilotes o pilares pozos que atravesaran la capa blanda y descansaran en estratos más firmes. Pero, si debajo de una capa de arena existe una de arcilla blanda, las consecuencias no serán tan fáciles de prever. De aquí que los estratos confinados de arcilla haya que estudiarlos a fondo, para prevenir y calcular los asentamientos, a esos estratos se les denomina confinado, pues la adherencia y fricción en los bordes impiden la expansión horizontal.

Es por eso que en este proyecto de grado se estudiará en particular los suelos arcillosos, enfocándonos en su contenido de humedad de las arcillas y el efecto que tendrá este en el coeficiente de consolidación obtenido mediante ensayos de consolidación, de esta manera poder indicar su variabilidad en función del contenido de humedad.

Establecer valores de coeficientes de consolidación para diferentes contenidos de humedad, su aplicación práctica será el contar con valores aceptables de coeficientes de consolidación y así su relevancia social se verá reflejada en la obtención directa del coeficiente de consolidación para un determinado contenido de humedad y tipo de suelo.

## **1.2. JUSTIFICACIÓN Y SITUACIÓN PROBLEMÁTICA**

Los asentamientos son siempre un problema en la construcción civil. Al identificar las causas del comportamiento diferentes de las obras de Ingeniería Civil con notable frecuencia se atribuyen a movimientos de su estructura provocados por asentamientos debido a los cambios repentinos de volumen del suelo de soporte, lo que significa que el comportamiento de este suelo, es determinante en un buen o mal funcionamiento de las construcciones civiles, haciendo que el análisis de asentamientos resulte importante y que no solamente se relacionan con las cargas transmitidas por la construcción, sino que también se deben a la influencia de otros factores que afectan al fenómeno del asentamiento. Tal es el caso de la infiltración del agua en el suelo que puede ser de origen natural (variación climática) o artificial (actividad del hombre) incrementando el contenido de humedad en el material.

## **1.3. DETERMINACIÓN DEL PROBLEMA**

### **1.3.1. Problema de investigación**

¿De qué manera afecta el contenido de humedad en los suelos para la obtención del coeficiente de consolidación?

### **1.3.2. Breve descripción sobre: Delimitación de tiempo, factibilidad y espacio.**

Tomando en cuenta dichos parámetros podemos observar que contamos con tan solo de 12 semanas para lograr tal cometido, ahora bien, para lo cual es necesario dos tipos de suelos de la clasificación SUCS para suelos finos de alta plasticidad y baja plasticidad, con los cuales se debe cumplir con treinta ensayos para poder cumplir con la investigación realizada, contamos con equipo utilizado en este trabajo de investigación que es el consolidómetro y demás material de apoyo. Por otra parte, nos limita el espacio en disponibilidad de equipo y tiempo ya que lo realizaremos en el laboratorio de suelos de la universidad autónoma JUAN MISAEL SARACHO.

## **1.4. OBJETIVOS**

### **1.4.1. Objetivo general**

Realizar un análisis empírico para conocer el efecto que causa el contenido de humedad en el coeficiente de consolidación, con el fin de proyectar valores aceptables de velocidades de asentamientos en construcciones civiles.

### **1.4.2. Objetivos específicos**

- Realizar un marco referencial sobre el coeficiente de consolidación y su determinación.
- Recolectar y caracterizar las arcillas estudiadas para realizar los ensayos correspondientes.
- Realizar los ensayos en laboratorio analizando y evaluando cada parámetro requerido.
- Analizar los resultados obtenidos mediante la curva básica: contenido de humedad vs coeficiente de consolidación.
- A partir de los resultados obtenidos proyectar valores aceptables de coeficientes de consolidación y así garantizar su uso en la Ingeniería Civil.

## **1.5. FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS**

### **1.5.1. Hipótesis**

Si ensayamos diferentes contenidos de humedad a los suelos, entonces se tendrán diferentes coeficientes de consolidación, de tal manera se analice su variabilidad y así proyectar valores confiables para cálculos necesarios.

### **1.5.2. Identificación de variables**

#### **1.5.2.1. Variable dependiente**

Y= Coeficiente de consolidación (Cv)

#### **1.5.2.2. Variable independiente**

X<sub>1</sub>= Contenido de humedad (w%)

X<sub>2</sub>= Tipo de suelo

Tabla 1 Variable dependiente

<b>Variables dependientes</b>	<b>Dimensión</b>	<b>Indicador</b>	<b>Valor/acción</b>
Coeficiente de consolidación	Contenido de humedad (w%)	Porcentaje del contenido de humedad	Ensayo en laboratorio
	Tipo de suelo	Resistencia en estado natural	Clasificación

Fuente: Elaboración propia

Tabla 2 Variable independiente

<b>Variables independientes</b>	<b>Dimensión</b>	<b>Indicador</b>	<b>Valor/acción</b>
Contenido de humedad (w%)	Diferentes contenidos de humedad (w%)	Porcentaje del contenido de humedad (%)	Ensayo en laboratorio
Tipo de suelo	Arcilla baja plasticidad  Arcilla alta plasticidad	Limite liquido  Limite plástico	Ensayo en laboratorio

Fuente: Elaboración propia

### 1.5.3. Conceptualización y operacionalización de las variables

#### 1.5.3.1. Variables dependientes

##### **Coefficiente de consolidación**

Es el parámetro utilizado para describir la velocidad a la que la arcilla saturada u otro tipo de suelo se sometan a la consolidación, o compactación, cuando se somete a un aumento de presión. Es medida en centímetros cuadrados por segundo.

El coeficiente de consolidación es determinado mediante el método de la raíz cuadrada

del tiempo  $Cv = \frac{0.848 \cdot Hdr^2}{t_{90}}$  y el método del logaritmo de tiempo  $Cv = \frac{0.197 \cdot Hdr^2}{t_{50}}$

#### 1.5.3.2. Variables independientes

##### **Contenido de humedad**

Es la cantidad de agua contenida en un material. Que se ira vareando de tres en tres; 3%, 6%, 9%, 12%, 15%, 18%, 21% y 24%. Estos valores vienen dados en función de la humedad optima de del tipo de suelo estudiado.

##### **Tipo de suelo**

Este sistema de clasificación puede ser aplicado a la mayoría de los materiales sin consolidar y se representa mediante un símbolo con dos letras, (CL), (CH).

## 1.6. DISEÑO METODOLÓGICO

### 1.6.1. Unidades de estudio

En la presente investigación se obtendrá mediante ensayos de laboratorio

### 1.6.2. Población y muestra

La población en esta investigación es infinita y la muestra será la cantidad que se calcula a continuación.

Se quiere definir la cantidad de ensayos requeridos para determinar el coeficiente de consolidación. El margen de error es de  $\pm 5\%$  y el nivel de confianza de 95%

**Datos:**Margen de error:  $e = \pm 5\% = 0,05$ Nivel de Confianza: NC = 95%  $\rightarrow z = 1,96$ Varianza:  $G^2 = 0,10$ 

Población: N= infinita

Muestra:

$$n = \frac{\sum Ni * G^2}{\sum Ni * \left(\frac{e}{z}\right)^2 + \left(\frac{wi}{\sum Ni}\right) * \sum Ni * G^2}$$

$$n = 58$$

Tabla 3 Número de muestras

N°	Etapas	Ensayos	Ni	G <sup>2</sup>	Ni*G <sup>2</sup>	$wi = \frac{Ni * G^2}{\sum Ni * G^2}$	ni=wi*n	ni=wi*n
1	Caracterización	Humedades natural	4	0.1	0.4	0.0526316	3.0526316	4
2		Limites	4	0.1	0.4	0.0526316	3.0526316	4
3		Peso específico	4	0.1	0.4	0.0526316	3.0526316	3
4		Hidrometro	4	0.1	0.4	0.0526316	3.0526316	3
5	Pruebas y resultados	Compactación	30	0.1	3	0.3947368	22.894737	23
6		Consolidación no saturada	30	0.1	3	0.3947368	22.894737	23
$\sum$			76		7.6	1	58	60
e=	0.05	$n = \frac{\sum Ni * G^2}{\sum Ni * \left(\frac{e}{z}\right)^2 + \left(\frac{wi}{\sum Ni}\right) * \sum Ni * G^2}$ Por el Lic. Anthony Ramos UNEFM 2009 Kinh, 1982 cp Parra Olivares (2006)						
z=	1.96							
n=	58							

Fuente: Elaboración propia

Realizando los análisis correspondientes se pudo definir que nuestra muestra llega a un número de ensayos de 60 en total.

## **1.7. ALCANCE**

La investigación se basará en ensayos de laboratorio, tanto en la caracterización del tipo de arcillas seleccionadas como también los ensayos de consolidación no drenada tomando en cuenta el contenido de humedad de las mismas y así realizar una variabilidad de contenidos de humedad de tal manera de este proceso se tenga diferentes coeficientes de consolidación.

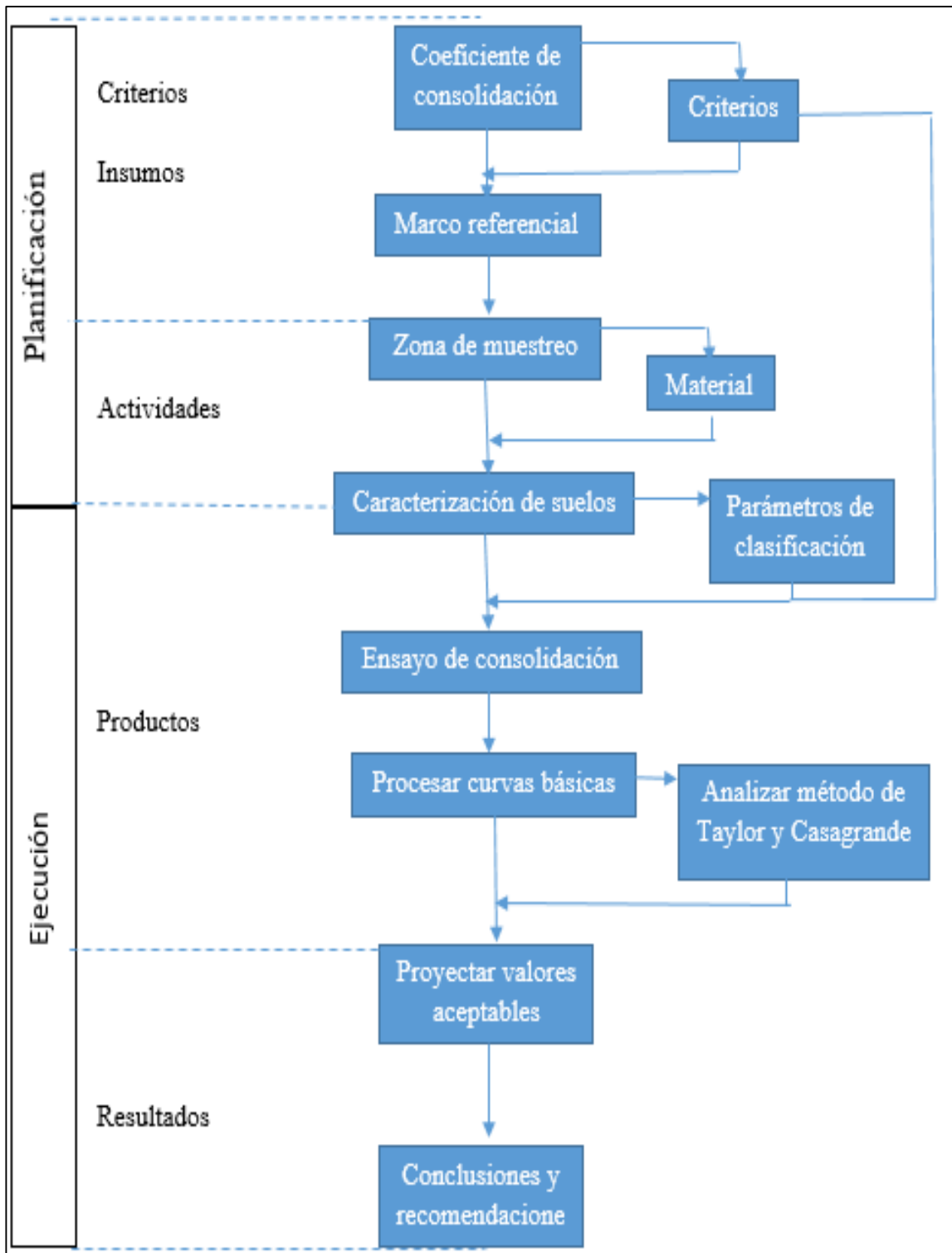
Con los resultados obtenidos de estos ensayos se realizará el análisis del efecto que causa el contenido de humedad en el coeficiente de consolidación y de esta manera determinar su variabilidad.

Se obtendrá resultados del análisis de variabilidad en el coeficiente de consolidación, las cuales son representadas en graficas de contenido de humedad vs coeficientes de consolidación que indiquen esta variabilidad.

Viendo la importancia del tema y los ensayos realizados propondremos los valores de coeficiente de compresibilidad con el fin se pueda lograr determinar asentamientos en las estructuras por el fenómeno de la consolidación.

**1.8. ESQUEMA LÓGICO ESTRUCTURAL**

Tabla 4 Esquema lógico estructural



Fuente: Elaboración propia



## CAPÍTULO II

### MARCO TEORICO DE LA INVESTIGACIÓN

#### 2. MARCO TEÓRICO

##### 2.1. LA MECÁNICA DE SUELOS

###### 2.1.1. Formación del suelo

Desde el punto de vista de Ingeniería Civil, un suelo puede definirse como la masa disgregada de materiales minerales y orgánicos, que cubren a la corteza sólida de rocas graníticas y basálticas de la Tierra.

El suelo se forma principalmente por acción del medio ambiente y por otros procesos geológicos que ocurren en la superficie de la roca sólida en o cerca de la superficie de la Tierra. Los efectos del medio ambiente, son el resultado de los fenómenos físicos y químicos, debido principalmente a los factores atmosféricos que modifican a la estructura y composición de las rocas. La acción del medio ambiente ocurre ya sea mediante medios físicos o químicos.

###### 2.1.1.1. Desintegración mecánica

El medio ambiente físico, algunas veces denominado medio ambiente mecánico a desintegración mecánica, causa la desintegración de la roca en tamaños más pequeños, mediante la acción de las fuerzas que se ejercen sobre la roca. Estas fuerzas pueden deberse a la acción individual o combinada de factores tales como: El agua en movimiento, constituyéndose un importante elemento de erosión al arrastrar los fragmentos de rocas provocando fricción de unos con otros, también puede presentarse en forma de lluvia cayendo sobre las superficies pétreas y abriendo grietas tendiendo a llenar los espacios huecos de las rocas; dando origen a otro factor como es la congelación del agua que ejerce fuerte poder de fractura en la roca. El viento, es otro factor cuyo roce redondea y reduce el tamaño de las partículas rocosas, las heladas y el deshielo, y por último la actividad de las plantas y animales.

### 2.1.1.2. Descomposición química

La acción química del medio ambiente o proceso de descomposición química, ocurre como resultado de la oxidación, la carbonatación y otras reacciones químicas que descomponen a los minerales de las rocas.

**Saprolíticos:** Frecuentemente estén en estado no saturado, debido a sus características de alta permeabilidad las condiciones climáticas en las cuales se encuentran. Estos suelos son originados por la intensa y profunda descomposición de la roca matriz, bajo condiciones climáticas y biológicas que prevalecen en los trópicos.

**Oxidación:** Es la reacción química que puede ocurrir en las rocas al recibir el agua de lluvia, ya que el oxígeno del aire, en presencia de humedad, reacciona químicamente produciéndose el fenómeno de oxidación, principalmente si las rocas contienen hierro, como se puede observar por el color pardo rojizo de algunas efloraciones.

**Carbonatación:** Es el ataque que el ácido carbónico (anhídrido carbónico  $\text{CO}_2$  y Agua  $\text{H}_2\text{O}$ ), efectúa sobre las rocas que contienen hierro, calcio, magnesio, sodio o potasio. Así, las rocas ígneas, que en su mayoría contienen dichos elementos, pueden ser descompuestas de esa manera. Como ejemplo de este ataque, se puede mencionar la carbonatación de la ortoclasa (feldespato potásico perteneciente a las rocas ígneas extorsivas y generalmente de color rosado), con la producción de la arcilla denominada caolinita. Las calizas son muy atacables por el ácido carbónico formándose cavernas por disolución.

**Hidratación:** Es la acción y efecto de combinar un cuerpo con agua para formar hidratos, o sea compuestos químicos que contienen agua en combinación. El agua se absorbe y se combina químicamente formando nuevos minerales.

### 2.1.2. Tipos de suelos

Teniendo en cuenta su origen, los suelos no saturados pueden ser naturales o artificiales.

Dentro de los suelos naturales inorgánicos podemos citar, aquellos donde el producto del intemperismo de las rocas permanece en el sitio donde se forma originalmente; reciben el

nombre de suelos residuales, en contraste algunos de esos productos intemperizados pueden ser removidos del lugar de su formación dando origen a los suelos transportados.

#### **2.1.2.1. Suelos residuales**

Estos suelos aparecen particularmente cuando los procesos químicos del intemperismo (que involucra diversos procesos naturales que resultan de la acción individual o combinada de factores tales como el viento, lluvia, heladas y cambio de temperatura), predominan sobre los físicos, lo que sucede en los terrenos llanos de las áreas tropicales. La composición de estos suelos es muy variable, con una gran diversidad tanto de tipos minerales como de tornillos de partículas. Respecto a su formación está asociada a los agentes de meteorización y el tipo de roca matriz. Los suelos tropicales lateríticos y saprolíticos, frecuentemente están en estado no saturado, debido a sus características de alta permeabilidad y las condiciones climáticas en las cuales se encuentran (Vaughan). Estos suelos son originados por la intensa y profunda descomposición de la roca matriz, bajo condiciones climáticas y biológicas que prevalecen en los trópicos.

#### **2.1.2.2. Suelos transportados**

Son aquellos suelos que, por medio de agentes físicos, son redepositados en otros lugares, generando así los suelos sobreyacentes a otros estratos sin relación directa con ellos. Gran parte de los suelos transportados se han depositado en ambientes acuáticos, quedando inicialmente saturados y posteriormente desecados debido a las circunstancias ambientales. Estos suelos abundan en lugares de clima árido y semiárido, donde las estaciones son muy marcadas en periodos secos prolongados. Según diversos autores, estos lugares ocupan cerca del 30 % de la superficie de la Tierra. Según el agente de transporte se subdividen en las siguientes categorías:

**Aluviales o fluviales:** Depositados por agua en movimiento, produciendo arrastre de materiales de gran tamaño que se van depositando en forma graduada a lo largo de su curso, correspondiendo los materiales más finos (limos y arcillas) y a depósitos próximos a su desembocadura en zonas planas.

**Eólicos:** Depositados por la acción del viento, el cual puede arrastrar partículas cuyo tamaño puede variar desde limos hasta arenas; dos tipos de suelo se pueden destacar dentro de esta categoría: El Loes que es un depósito constituido por una

mezcla uniforme de arenas finas y limos. Los Médanos, son aglomeraciones de arena suelta arrastrada por el viento y que se vio detenida por algún obstáculo natural de la superficie del terreno.

## 2.2. ARCILLA

Es una roca sedimentaria descompuesta constituida por agregados de silicatos de aluminio hidratado, procedente de la descomposición de rocas que contienen feldespato, como el granito. Presenta diversas coloraciones según las impurezas que contiene, desde el rojo anaranjado hasta el blanco cuando es pura.

Físicamente se considera un coloide, de partículas extremadamente pequeñas y superficie lisa. El diámetro de las partículas de la arcilla es inferior a 0,0039 mm (milímetros). En la fracción textural arcilla puede haber partículas no minerales, los fitolitos. Químicamente es un silicato hidratado de alúmina, cuya fórmula es:



Se caracteriza por adquirir plasticidad al ser mezclada con agua, y también sonoridad y dureza al calentarla por encima de 800 °C. La arcilla endurecida mediante la acción del fuego fue la primera cerámica elaborada por los seres humanos, y aún es uno de los materiales más baratos y de uso más amplio. Ladrillos, utensilios de cocina, objetos de arte e incluso instrumentos musicales como la ocarina son elaborados con arcilla. También se la utiliza en muchos procesos industriales, tales como en la elaboración de papel, producción de cemento y procesos químicos.

### 2.2.1. Clasificación de las arcillas

Las arcillas se pueden clasificar de acuerdo con varios factores. Así, dependiendo del proceso geológico que las originó y a la ubicación del yacimiento en el que se encuentran, se pueden clasificar en:

**Arcilla primaria:** Se utiliza esta denominación cuando el yacimiento donde se encuentra es el mismo lugar en donde se originó. El caolín es la única arcilla primaria conocida.

**Arcillas secundarias:** Son las que se han desplazado después de su formación, por fuerzas físicas o químicas. Se encuentran entre ellas el caolín secundario, la arcilla refractaria, la arcilla de bola, el barro de superficie y el gres.

Si atendemos a la estructura de sus componentes, se distinguen las arcillas filitenses y las arcillas fibrosas.

También se pueden distinguir las arcillas de acuerdo a su plasticidad. Existen así las arcillas plásticas (como la caolinítica) y las poco plásticas (como la esméctica, que absorbe las grasas).

Por último, hay también las arcillas calcáreas, la arcilla con bloques (arcilla, grava y bloques de piedra de las morrenas), la arcilla de descalcificación y las arcillitas (esquistos arcillosos).

#### **2.2.1.1. Grupos de minerales arcillosos**

Los minerales de la arcilla se suelen definir según composiciones químicas idealizadas. La cantidad de sílice ( $\text{SiO}_2$ ) en la fórmula es una determinante clave en la clasificación de los minerales de la arcilla.

**Grupo de la caolinita:** Incluye los minerales caolinita, dickita, haloisita y nacrita. Algunas fuentes incluyen al grupo serpentinas por sus similitudes estructurales.

**Grupo de la esmectita:** Incluye pirofilita, talco, vermiculita, sauconita, saponita, nontronita, montmorillonita.

**Grupo de la illita:** Incluye a las micas arcillosas. La illita es el único mineral.

**Grupo de la clorita:** Incluye una amplia variedad de minerales similares con considerable variación química.

### **2.3. CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS**

Se pueden describir en términos de su estructura, forma de sus partículas, peso específico, tamaño y distribución granulométrica, y su constitución mineralógica.

### 2.3.1. Formas de sus partículas

La forma que tienen las partículas de un suelo, está relacionada con la composición mineralógica del material, la misma influye en la formación de vacíos o espacios en la masa de un suelo incidiendo en el comportamiento mecánico de este.

En los suelos gruesos la forma característica es la equidimensional, de las cuales se pueden considerar: La forma redonda (es casi prácticamente esférica), y la angulosa (es aquella partícula que presenta aristas). Las formas angulosas se presentan en arenas residuales, arenas volcánicas, la forma redondeada, es frecuente en arenas de río y en arenas eólicas.

### 2.3.2. Contenido de humedad

El contenido de agua o humedad es la cantidad de agua contenida en un material, tal como el suelo (la humedad del suelo), las rocas, la cerámica o la madera medida sobre la base de análisis volumétricos o gravimétricos. Esta propiedad se utiliza en una amplia gama de áreas científicas y técnicas y se expresa como una proporción que puede ir de cero (completamente seca) hasta el valor de la porosidad de los materiales en el punto de saturación.

El contenido volumétrico de agua,  $w$ , se define matemáticamente como:

$$w = \frac{V_w}{V_T}$$

Donde:

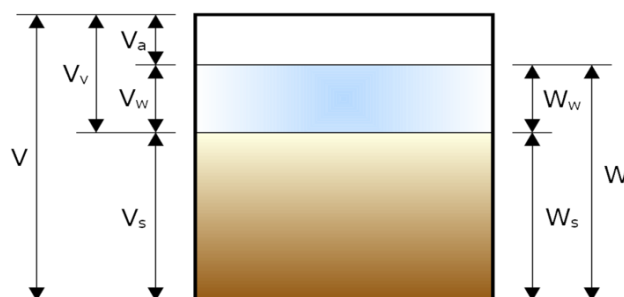
$W$ = Contenido de humedad. (%)

$V_w$ = Volumen de agua. (ml)

$V_T$ = Volumen total. (ml)

### 2.3.2.1. Composición del suelo

Figura 1 Composición del Suelo



Fuente: [https://es.wikipedia.org/wiki/Contenido\\_de\\_agua](https://es.wikipedia.org/wiki/Contenido_de_agua)

### 2.3.3. Gravedad específica

La gravedad específica de los sólidos del suelo se utiliza en diversos cálculos en mecánica de suelos y se puede determinar con precisión en el laboratorio. La gravedad específica de algunos minerales comunes que se encuentran en los suelos. La mayoría de los minerales tienen una gravedad específica que cae dentro de un rango general de 2.6 a 2.9. El peso específico de los sólidos de arena, que está compuesta principalmente de cuarzo, se puede estimar en alrededor de 2.65 para suelos arcillosos y limosos, pudiendo variar desde 2.6 hasta 2.9.

Tabla 5 Gravedad específica de los minerales más importantes

Mineral	Gravedad específica, $G_s$
Cuarzo	2.65
Caolinita	2.6
Ilita	2.8
Montmorillonita	2.65–2.80
Haloisita	2.0–2.55
Feldespato de potasio	2.57
Feldespato de sodio y calcio	2.62–2.76
Clorita	2.6–2.9
Biotita	2.8–3.2
Muscovita	2.76–3.1
Hornblenda	3.0–3.47
Limonita	3.6–4.0
Olivino	3.27–3.37

Fuente: Fundamentos de geotecnia “cuarta edición”, Braja M. Das

### **2.3.4 Análisis mecánico de suelo**

El análisis mecánico es la determinación de la gama de tamaños de partículas presentes en un suelo, expresados como un porcentaje del peso seco total (o masa). Generalmente se utilizan dos métodos para encontrar la distribución de tamaño de partícula de suelo:

Análisis de tamiz para tamaños de partículas mayores de 0.075 mm de diámetro, y análisis de hidrómetro para tamaños de partículas más pequeñas que 0.075 mm de diámetro. Los principios básicos del análisis de tamiz y el análisis de hidrómetro se describen a continuación.

#### **2.3.4.1 Análisis de tamiz**

El análisis de tamiz consiste en agitar la muestra de suelo a través de un conjunto de tamices que tienen aberturas más pequeñas progresivamente. Los números estándar de tamiz y los tamaños de las aberturas se dan en la tabla 6.

Los tamices utilizados para el análisis de suelos son generalmente de 200 mm de diámetro.

Para llevar a cabo un análisis granulométrico, uno debe primero secar al horno el suelo y luego romper todos los grumos en pequeñas partículas. A continuación, se agita el suelo a través de una pila de tamices con aberturas de tamaño decreciente de arriba abajo (se coloca una charola por debajo de la pila). El tamiz de tamaño más pequeño que se debe utilizar para este tipo de prueba es el tamiz N° 200. Después de agitar el suelo, se determina la masa de suelo retenido en cada tamiz. Cuando se analizan los suelos cohesivos, romper los terrones en partículas individuales puede ser difícil. En este caso el suelo se puede mezclar con agua para formar una suspensión y después lavarse a través de los tamices. Las porciones retenidas en cada tamiz se recogen por separado y se secan al horno antes de medir la cantidad recogida en cada tamiz.



Tabla 6 Tamaños estándar de tamices

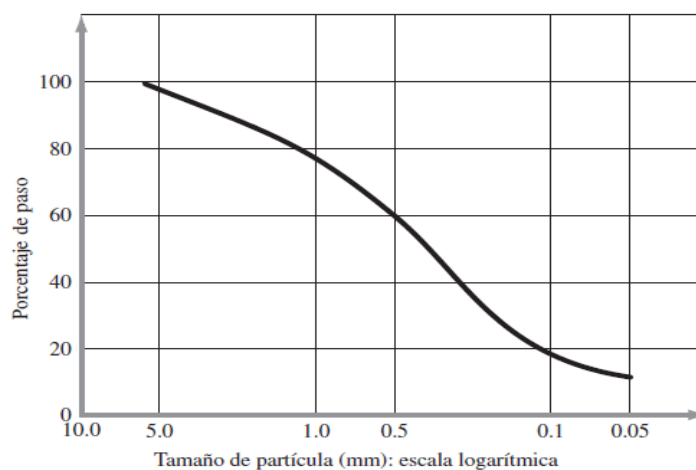
Tamiz núm.	Abertura (mm)
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

Fuente: Fundamentos de geotecnia “cuarta edición”, Braja M. Das

#### 2.3.4.2. Análisis de hidrómetro

El análisis de hidrómetro se basa en el principio de la sedimentación de los granos del suelo en agua. Cuando una muestra de suelo se dispersa en agua, las partículas se depositan a diferentes velocidades, en función de su forma, tamaño y peso. Por simplicidad, se supone que todas las partículas de suelo son esferas y que la velocidad de las partículas del suelo puede ser expresada por la ley de Stokes.

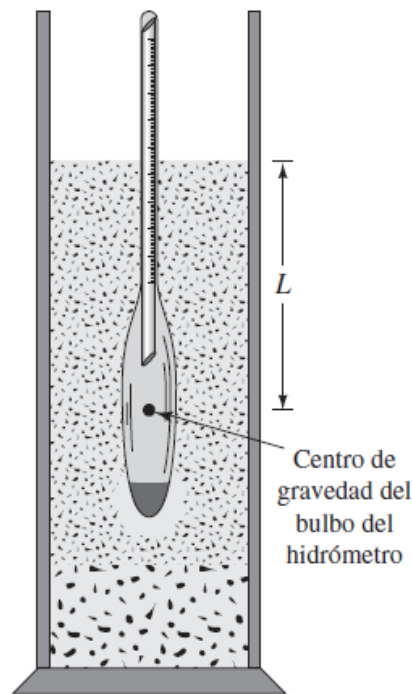
Gráfica 1 Análisis de hidrómetro, curva de distribución de tamaño de partícula



Fuente: Fundamentos de geotecnia “cuarta edición”, Braja M. Das

Al conocer la cantidad de suelo en suspensión,  $L$  y  $t$ , se puede calcular el porcentaje de suelo por el peso más fino de un diámetro dado. Tenga en cuenta que  $L$  es la profundidad medida desde la superficie del agua hasta el centro de gravedad del bulbo del hidrómetro en el que se mide la densidad de la suspensión. El valor de  $L$  va a cambiar con el tiempo  $t$  y su variación con las lecturas del hidrómetro se da en la tabla 7. El análisis de hidrómetro es eficaz para la separación de fracciones del suelo hasta un tamaño de alrededor de  $0.5 \mu$ .

Figura 2 Definición de  $L$  en una prueba de hidrómetro

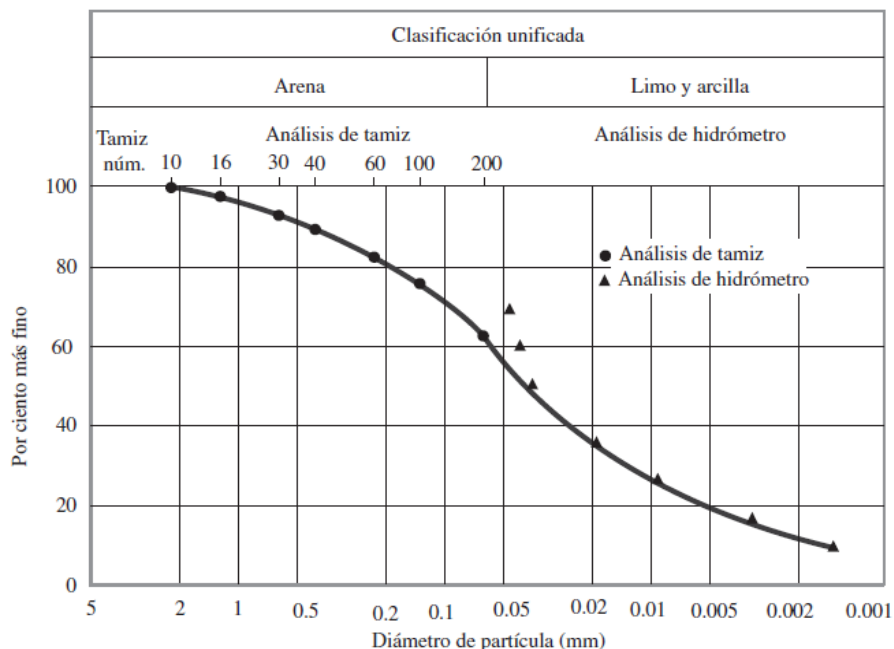


Fuente: Fundamentos de geotecnia “cuarta edición”, Braja M. Das

En muchos casos los resultados del análisis de tamiz y del análisis de hidrómetro para las fracciones más finas de un suelo dado se combinan en un gráfico, como el que se muestra en la figura 3. Cuando se combinan estos resultados generalmente se produce una discontinuidad en el intervalo donde se superponen. Esta discontinuidad se debe a que las partículas del suelo son generalmente de forma irregular. El análisis de tamiz da las

dimensiones intermedias de una partícula; el análisis de hidrómetro da el diámetro de una esfera equivalente que pueda depositarse al mismo ritmo que la partícula del suelo.

Gráfica 2 Curva de distribución de tamaño de partícula



Fuente: Fundamentos de geotecnia “cuarta edición”, Braja M. Das

### 2.3.4. Límites de Atterberg

Atterberg desarrolló un criterio para medir la plasticidad de las arcillas. En primer lugar, la plasticidad era una propiedad circunstancial que dependía del contenido de humedad; por tanto, dependiendo del contenido de agua y el comportamiento del suelo se clasifica arbitrariamente en cuatro estados básicos: Sólido, semisólido, plástico y líquido.

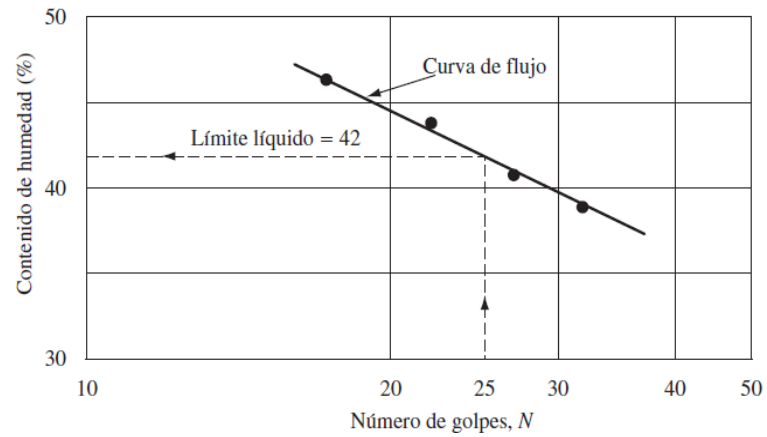
#### 2.3.4.1. Limite líquido

El límite líquido, o LL, se define como el contenido de humedad para el cual el suelo va a fluir hasta que se cierre una ranura de 12.7 milímetros de ancho, en la copa del aparato de Casagrande, al hacer caer la copa de este equipo estándar 25 veces contra la base, para determinar el LL.

Entonces se traza una gráfica del contenido de humedad contra el logaritmo del número de golpes (generalmente una línea recta que se conoce como la curva de flujo). El

contenido de humedad como ordenada que corresponde a la abscisa de 25 golpes en la curva de flujo es el límite líquido.

Gráfica 3 Curva de flujo para la determinación del límite líquido



Fuente: Fundamentos de geotecnia “cuarta edición”, Braja M. Das

Imagen 1 Copa de Casagrande, dispositivo de límite líquido.



Fuente: Elaboración propia

#### 2.3.4.2. Límite plástico

El límite plástico, o LP, se define como el contenido de humedad para el cual el suelo se desmorona cuando se le moldea con la forma de un cilindro de 3 milímetros de diámetro.

El rango del contenido de humedad, para el suelo, se encuentra en el estado plástico, es la diferencia entre el LL y el LP y se le conoce como el índice plástico IP.

$$IP = LL - LP$$

Imagen 2 Límite plástico



Fuente: Elaboración propia

### 2.3.4.3. Carta de plasticidad

Los límites líquido y plástico, son determinados por medio de pruebas de laboratorio relativamente simples que proporcionan información sobre la naturaleza de los suelos.

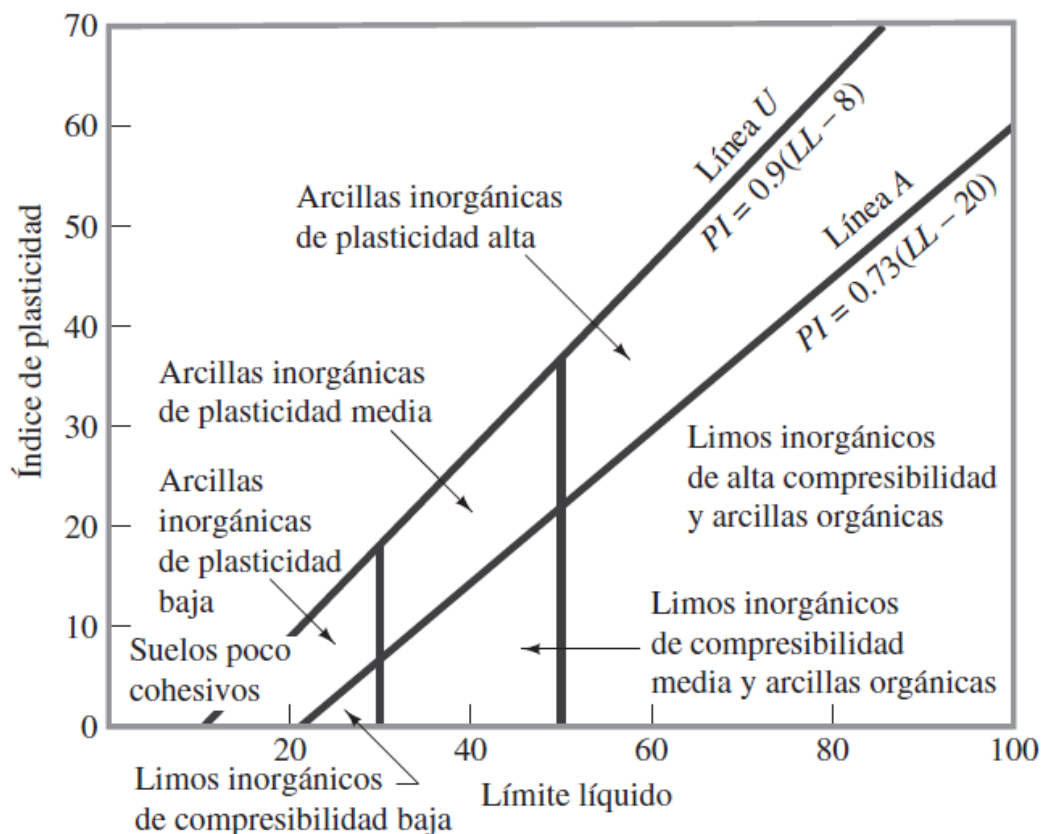
Casagrande estudio la relación del índice de plasticidad respecto al límite líquido en una amplia variedad de suelos naturales. Con base en los resultados de pruebas, propuso una carta de plasticidad, figura 5. La característica importante de ésta carta, es la línea A empírica dada por la ecuación:

$$IP = 0.73(LL - 20).$$

La línea A, separa las arcillas inorgánicas de los limos inorgánicos. Los puntos graficados de los índices de plasticidad contra límites líquidos para las arcillas inorgánicas, se encuentran arriba de la línea A y aquellos para limos inorgánicos que se hallan bajo la línea A. Los limos orgánicos se grafican en la misma región (debajo de la línea A y con el LL variando entre 30 y 50), que los limos inorgánicos de compresibilidad media. Las arcillas orgánicas se grafican en la misma región que los limos inorgánicos de alta

compresibilidad (debajo de la línea A y LL mayor a 50). La información proporcionada en la carta de plasticidad es de gran valor y es la base para la clasificación de los suelos de grano fino en el sistema unificado de clasificación de suelos.

Gráfica 4 Carta de plasticidad



Fuente: Fundamentos de geotecnia "cuarta edición", Braja M. Das

## 2.4. CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS

Los suelos con propiedades similares pueden ser clasificados en grupos y subgrupos en función de las características mecánicas y su comportamiento para la ingeniería. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar de forma concisa las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas, sin una descripción detallada.

En la actualidad, dos elaborados sistemas de clasificación que utilizan la distribución granulométrica y la plasticidad de los suelos son comúnmente utilizados para aplicaciones ingenieriles. Se trata del American Association of State Highway Officials (AASHTO) y

el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). En Estados Unidos, el sistema AASHTO es utilizado principalmente por los departamentos de carreteras estatales y del condado, mientras que los ingenieros geotécnicos normalmente prefieren utilizar el sistema unificado.

#### **2.4.1. Sistema de clasificación AASHTO**

Este sistema de clasificación de suelos fue desarrollado en 1929 como el sistema de clasificación de administración de carreteras. Ha sido objeto de varias revisiones, con la actual versión propuesta por la comisión de clasificación de materiales para los tipos de carreteras subrasantes y granulares de la junta de investigación de carreteras en 1945 (Norma ASTM D-3282; método AASHTO M145).

El sistema de clasificación AASHTO utilizado actualmente se muestra en la tabla 6. De acuerdo con este sistema el suelo se clasifica en siete grupos principales: A-1 a A-7. Los suelos que clasifican en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales granulares, donde el 35% o menos de las partículas pasan a través del tamiz N° 200. Los suelos donde más de 35% pasa a través del tamiz N° 200 se clasifican en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7. Éstos son principalmente limo y materiales del tipo de arcilla. El sistema de clasificación se basa en los siguientes criterios:

##### **Tamaño de grano**

**Grava:** Fracción que pasa el tamiz de 75 mm y es retenida en el tamiz N° 10 (2 mm).

**Arena:** Fracción que pasa el tamiz N° 10 (2 mm) y es retenida en el tamiz N° 200 (0.075 mm).

**Limo y arcilla:** Fracción que pasa el tamiz N° 200.

**Plasticidad:** El término limoso se aplica cuando las fracciones finas del suelo tienen un índice de plasticidad de 10 o menos. El término arcilloso se aplica cuando las fracciones finas tienen un índice de plasticidad de 11 o más.

Si se encuentran cantos y guijarros (tamaño mayor a 75 mm), se excluyen de la porción de la muestra de suelo en el que se hizo la clasificación. Sin embargo, se registra el porcentaje de este tipo de material.

Para clasificar un suelo de acuerdo con la tabla 6, los datos de prueba se aplican de izquierda a derecha. Por proceso de eliminación, el primer grupo de la izquierda en la que quepan los datos de prueba es la clasificación correcta.

Tabla 7 El sistema de clasificación AASHTO

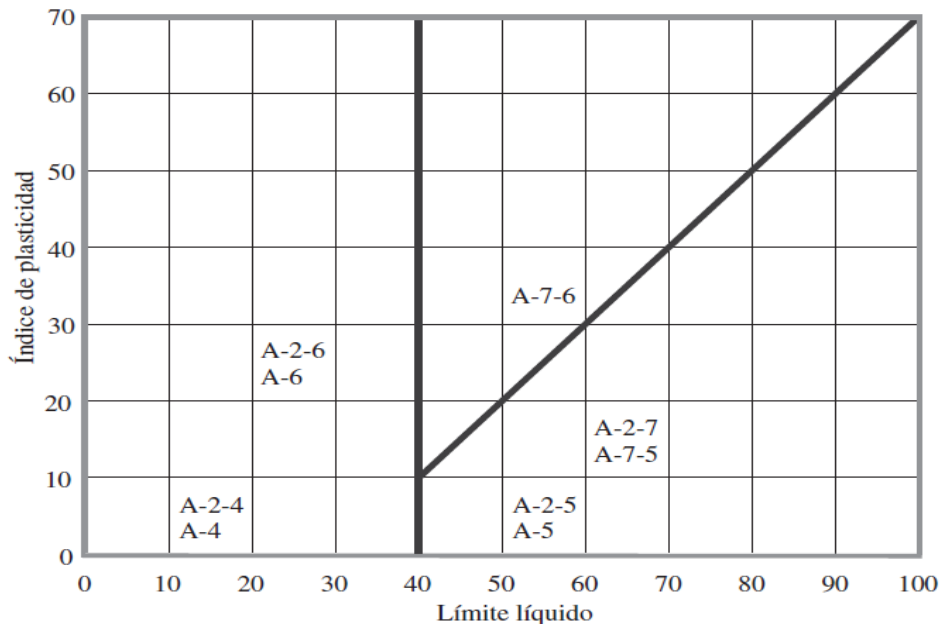
Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)						
	A-1			A-2			
Grupo de clasificación	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis de tamiz (porcentaje de paso)							
Núm. 10	50 máx.						
Núm. 40	30 máx.	50 máx.	51 mín.				
Núm. 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.
Características de la fracción de paso núm. 40							
Límite líquido				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos comunes de materiales significativos							
	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Limo o grava arcillosa y arena			
Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)						
Grupo de clasificación		A-4		A-5	A-6		A-7 A-7-5* A-7-6†
Análisis de tamiz (porcentaje de paso)							
Núm. 10							
Núm. 40							
Núm. 200		36 mín.		36 mín.	36 mín.		36 mín.
Características de la fracción de paso núm. 40							
Límite líquido		40 máx.		41 mín.	40 máx.		41 mín.
Índice de plasticidad		10 máx.		10 máx.	11 mín.		11 mín.
Tipos comunes de materiales significativos constituyentes							
			Suelos limosos			Suelos arcillosos	
Clasificación general de la subrasante				Regular a malo			
*Para A-7-5, $PI \leq LL - 30$							
†Para A-7-6, $PI > LL - 30$							

Fuente: Fundamentos de geotecnia “cuarta edición”, Braja M. Das



La tabla 6 muestra un gráfico del rango del límite líquido y el índice de plasticidad de los suelos que se dividen en los grupos A-2, A-4, A-5, A-6 y A-7.

Gráfica 5 Rango del límite líquido y del índice de plasticidad para suelos



Fuente: Fundamentos de geotecnia “cuarta edición”, Braja M. Das

Para la evaluación de la calidad de un suelo como un material de subrasante carretera, también se incorpora un número llamado índice de grupo (IG) a los grupos y subgrupos del suelo. Este número se escribe entre paréntesis después de la designación del grupo o subgrupo.

El índice de grupo está dado por la siguiente ecuación:

$$IG = (F - 35) [0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F - 15) (PI - 10)$$

Donde:

F = Porcentaje pasado por el tamiz N° 200

LL = Límite líquido

PI = Índice de plasticidad

En general, la calidad del rendimiento de un suelo como material de subrasante es inversamente proporcional al índice de grupo.

$$IG = 0.01 (F - 15) (PI - 10)$$

Donde:

IG= Índice de grupo

F= Frecuencia

PI= Índice plástico

#### **2.4.2. Sistema unificado de clasificación de suelos SUCS**

La forma original de este sistema fue propuesto por Casagrande en 1948 para su uso en los trabajos de construcción del aeródromo realizado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército durante la segunda guerra mundial. En colaboración con el U.S. Bureau of Reclamation, este sistema fue revisado en 1952. En la actualidad, es ampliamente utilizado por los ingenieros (Norma ASTM D-2487). El sistema unificado de clasificación se presenta en la tabla 9 y clasifica los suelos en dos grandes categorías:

Suelos de grano grueso que son de grava y arena en estado natural con menos de 50% que pasa a través del tamiz N° 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo de (G o S). (G) es para el suelo de grava o grava, y (S) para la arena o suelo arenoso.

Suelos de grano fino con 50% o más que pasa por el tamiz N° 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo de (M), que es sinónimo de limo inorgánico, (C) para la arcilla inorgánica y (O) para limos orgánicos y arcillas. El símbolo (Pt) se utiliza para la turba, lodo y otros suelos altamente orgánicos.

Tabla 8 El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS

Criterio para la asignación de símbolos de grupo	Símbolos de grupo
<b>Gravas</b> Más de 50% de fracción gruesa retenida en el tamiz núm. 4	Gravas limpias Menos de 5% finos <sup>a</sup>
<b>Suelos de grano grueso</b> Más de 50% retenido en el tamiz núm. 200	Gravas con finos Más de 12% finos <sup>a,d</sup>
<b>Arenas</b> 50% o más de la fracción gruesa pasa tamiz núm. 4	Arenas limpias Menos de 5% finos <sup>b</sup> Arenas con finos Más de 12% finos <sup>b,d</sup>
<b>Limos y arcillas</b> Límite líquido menor que 50	Inorgánico
<b>Suelos de grano fino</b> 50% o más pasa a través del tamiz núm. 200	Orgánico
	Inorgánico
	Orgánico
<b>Suelos altamente orgánicos</b>	Materia orgánica principalmente, color oscuro y orgánico
<sup>a</sup> Gravas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC.	
<sup>b</sup> Arenas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC.	
<sup>c</sup> $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ ; $C_c = \frac{D_{60} \times D_{10}}{(D_{30})^2}$	
<sup>d</sup> Si $4 \leq PI \leq 7$ y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo GC-GM o SC-SM.	
<sup>e</sup> Si $4 \leq PI \leq 7$ y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo CL-ML.	

Fuente: Fundamentos de geotecnia “cuarta edición”, Braja M. Das

Para la clasificación adecuada de acuerdo con este sistema, una parte o toda la siguiente información debe conocerse:

**Porcentaje de grava:** Esto es, la fracción que pasa el tamiz de 76.2 mm y retenida en el tamiz núm. 4 (4.75 mm de apertura).

**El porcentaje de arena:** Es decir, la fracción que pasa el tamiz núm. 4 (4.75 mm de apertura) y es retenida en el tamiz núm. 200 (0.075 mm de apertura).

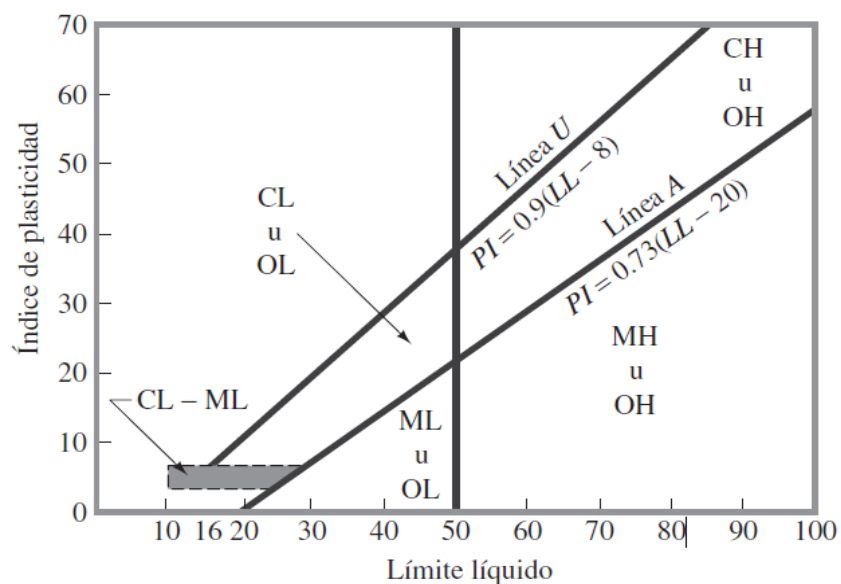
**El porcentaje de limo y arcilla:** Esto es, la fracción más fina que el tamiz N° 200 (0.075 mm de abertura).

El coeficiente de uniformidad (Cu) y el coeficiente de gradación (Cc).

El límite líquido y el índice de plasticidad de la porción de suelo que pasa el tamiz N° 40.

Los símbolos de los grupos de los suelos de grava de grano grueso son (GW), (GP), (GM), (GC), (GC-GM), (GW-GM), (GW-GC), (GP-GM) y (GP-GC). Del mismo modo, los símbolos de los grupos de suelos de grano fino son (CL), (ML), (OL), (CH), (MH), (OH), (CL-ML) y (Pt).

Gráfica 6 Carta de plasticidad SUCS



Fuente: Fundamentos de geotecnia “cuarta edición”, Braja M. Das

## 2.5. DENSIDAD IN SITU

Cuando el trabajo de compactación está progresando en el campo, es útil saber si se logra o no el peso unitario especificado. Hay tres procedimientos estándar que se utilizan para la determinación del peso unitario del campo de compactación:

Método del cono de arena

Método del globo de goma

Método nuclear

### 2.5.1. Método del cono de arena

El dispositivo de cono de arena consiste en un vaso o jarra de plástico con un cono de metal unido a su parte superior (imagen 3). La jarra se llena con arena de Ottawa seca muy uniforme y se determina el peso ( $W_1$ ) de la jarra, el cono y la arena que llena la jarra. En el campo, se excava un pequeño agujero en la zona donde el suelo ha sido compactado. Si se determina el peso de la humedad del suelo excavado desde el agujero ( $W_2$ ) y se conoce el contenido de humedad de la tierra excavada, el peso seco del suelo ( $W_3$ ) está dado por:

$$W_3 = \frac{W_2}{1 + \frac{w(\%)}{100}}$$

Dónde:

$W$  = Contenido de humedad.

Después de excavar del agujero, el cono con la jarra llena de arena unida a él se invierte y se coloca sobre el orificio (figura 6). Se deja que la arena fluya fuera de la jarra dentro del orificio y el cono. Una vez que el orificio y el cono están llenos, se determina el peso de la jarra, el cono y la arena restante en la jarra ( $W_4$ ), por lo que:

$$W_5 = W_1 - W_4$$

Dónde:

$W_5$  = peso de arena que llena el agujero y el cono.

Imagen 3 Jarra de plástico y cono de metal



Fuente: Elaboración propia

El volumen del orificio excavado ahora se puede determinar como:

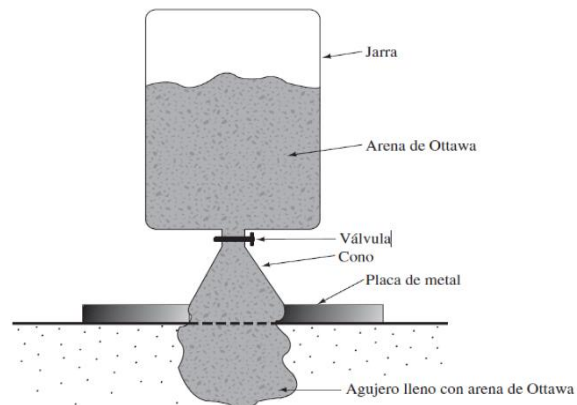
$$V = \frac{W5 - Wc}{\gamma_d}$$

Donde:

$\gamma_d$  = Peso unitario de la arena

$Wc$  = Peso de la arena para llenar sólo el cono

Figura 3 Determinación del peso unitario de campo



Fuente: Fundamentos de geotecnia “cuarta edición”, Braja M. Das

Los valores de ( $W_c$ ) y ( $\gamma_d$ ) (arena) se determinan a partir de la calibración realizada en el laboratorio.

El peso unitario seco de compactación hecho en el campo ahora se puede determinar como

$$\gamma_d = \frac{\text{peso seco del suelo del agujero}}{\text{volumen del agujero}} = \frac{W_3}{V}$$

## 2.6. COMPACTACIÓN DE LOS SUELOS

En la construcción de terraplenes para carreteras, presas de tierra y muchas otras estructuras de la ingeniería, los suelos sueltos deben ser compactados para incrementar sus pesos específicos. La compactación incrementa las características de resistencia de los suelos, aumentando así, la capacidad de carga de las cimentaciones construidas sobre ellas.

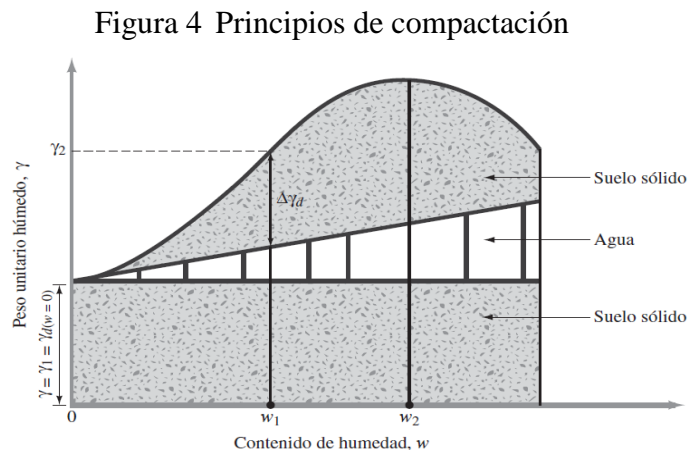
### 2.6.1. Principios generales

Para que la carretera ofrezca al usuario unas condiciones de rodadura adecuadas y de carácter permanente, debe ser construida de forma que alcance estabilidad volumétrica y resistencia frente a las acciones:

Las cargas de tráfico

Peso propio del firme

El agua infiltrada provocada por la variación de la humedad a lo largo del tiempo.



Fuente: Fundamentos de geotecnia “cuarta edición”, Braja M. Das.

Cuando el contenido de humedad se aumenta gradualmente y el mismo esfuerzo compactador se utiliza para la compactación, el peso de los sólidos del suelo en una unidad de volumen aumenta gradualmente.

### **2.6.2. Prueba de proctor estándar**

En la prueba proctor, el suelo se compacta en un molde que tiene un volumen de 943.3 (cm<sup>3</sup>).

El diámetro del molde es 101.6 (mm). Durante la prueba de laboratorio el molde se une a una placa de base en la parte inferior y a una extensión en la parte superior. El suelo se mezcla con cantidades variables de agua y luego es compactado (imagen 4) en tres capas iguales por un martillo que entrega 25 golpes a cada capa. El martillo pesa 24.4 N.

Imagen 4 Equipo para la prueba proctor estándar



Fuente: Elaboración propia.



## 2.7. CONSOLIDACIÓN DE LOS SUELOS

Un aumento de esfuerzo causado por la construcción de cimientos u otras cargas que comprimen las capas de suelo. La compresión es causada por (a) la deformación de partículas del suelo, (b) la reorientación de las partículas del suelo y (c) la expulsión de aire o agua de los espacios vacíos. En general, el asentamiento del suelo causado por la carga puede dividirse en dos amplias categorías:

**Asentamiento elástico:** Que es causado por la deformación elástica del suelo seco y de los suelos húmedos y saturados sin ningún cambio en el contenido de humedad. Los cálculos de los asentamientos elásticos se basan generalmente en ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad.

**Asentamiento de consolidación:** Que es el resultado del cambio de volumen en un suelo cohesivo saturado debido a la expulsión de agua intersticial. El asentamiento de consolidación es dependiente del tiempo.

Este capítulo está dedicado al estudio de la consolidación e incluye:

Un resumen de la prueba de la consolidación en el laboratorio.

Evolución de los parámetros necesarios para el cálculo del asentamiento de consolidación.

Rapidez de cambio de consolidación.

**Consolidación secundaria:** Que es el resultado del ajuste plástico del suelo.

Procedimiento para el cálculo del asentamiento de consolidación de las cimentaciones superficiales.

### 2.7.1. Principios de la consolidación

Cuando una capa de suelo saturado se somete a un aumento del esfuerzo, la presión del agua intersticial se incrementa repentinamente. En los suelos arenosos que son altamente permeables, el drenaje causado por el aumento en la presión de agua intersticial se completa inmediatamente. Este drenaje de agua intersticial se acompaña de una reducción en el volumen de la masa de suelo, lo que se traduce en asentamiento. Debido al rápido drenaje del agua intersticial en suelos arenosos, el asentamiento elástico y de consolidación ocurre simultáneamente.

Cuando una capa de arcilla compresible saturada se somete a un aumento del esfuerzo, el asentamiento elástico se produce inmediatamente. Debido a que la conductividad hidráulica de la arcilla es significativamente menor que la de la arena, el exceso de presión de poros generado por la carga se disipa gradualmente durante un largo periodo. Por lo tanto, el cambio de volumen asociado (es decir, la consolidación) en la arcilla puede continuar por mucho tiempo después del asentamiento elástico. El asentamiento causado por consolidación en arcilla puede ser varias veces mayor que el asentamiento elástico.

La deformación dependiente del tiempo de suelo arcilloso saturado puede entenderse mejor teniendo en cuenta un modelo simple que consiste en un cilindro con un resorte en su centro. Sea el área dentro de la sección transversal del cilindro igual a (A). El cilindro está lleno de agua y tiene un pistón impermeable sin fricción unido a un resorte y una válvula, como se muestra en la figura 8.a. En este momento, si colocamos una carga (P) sobre el pistón (figura 8) y mantenemos la válvula cerrada, toda la carga será tomada por el agua en el cilindro porque el agua es incompresible. El resorte no pasará por ninguna deformación. El exceso de presión hidrostática en este momento se puede dar como:

$$\Delta u = \frac{P}{A}$$

Donde:

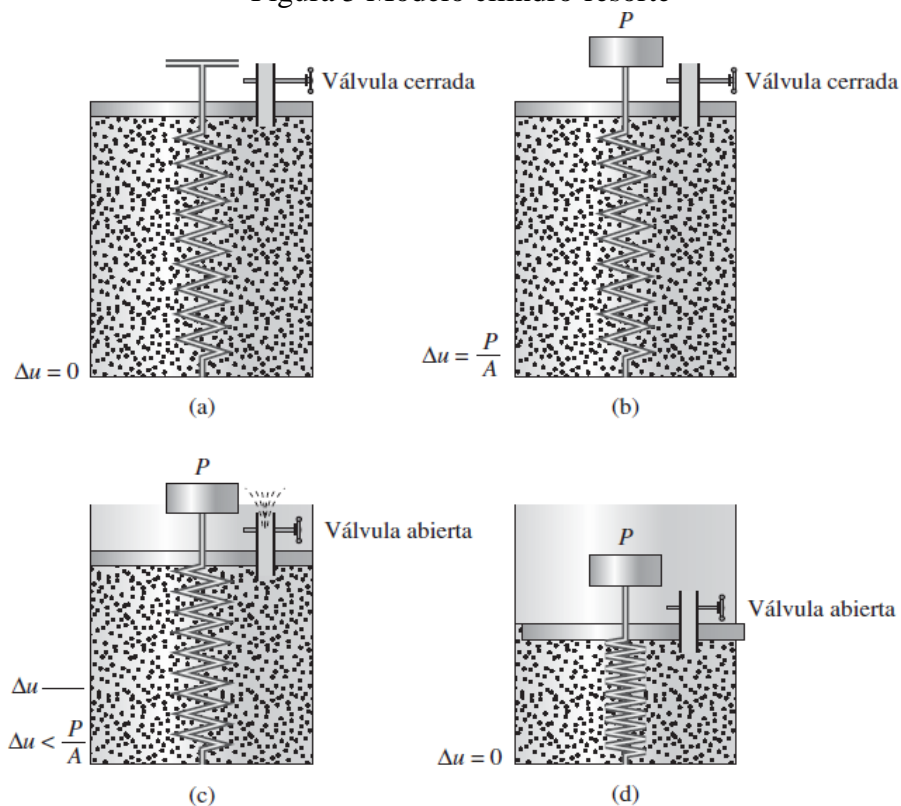
$\Delta u$ = Esfuerzo de compresión

P= Presión o fuerza (kN)

A= Área (cm<sup>2</sup>)

Este valor se puede observar en el indicador de presión unido al cilindro.

Figura 5 Modelo cilindro-resorte



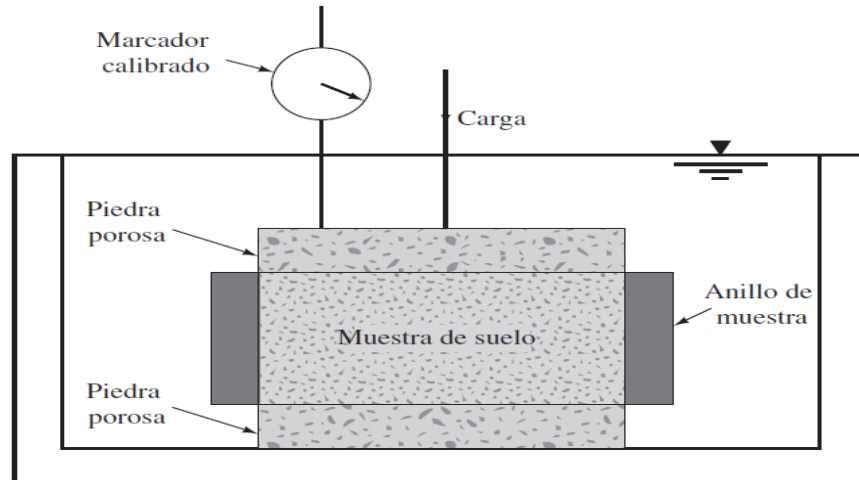
Fuente: Fundamentos de geotecnia “cuarta edición”, Braja M. Das

### 2.7.2. Prueba de consolidación de laboratorio unidimensional

El procedimiento de prueba de consolidación unidimensional fue sugerido por primera vez por Terzaghi (1925). Esta prueba se lleva a cabo en un consolidómetro (a veces referido como un edómetro). La figura 9 es el diagrama esquemático de un consolidómetro. La muestra de suelo se coloca dentro de un anillo de metal con dos piedras porosas, una en la parte superior de la probeta y otra en la parte inferior. Los especímenes tienen generalmente 63.5 mm de diámetro y 25.4 mm de espesor. La carga de la probeta es aplicada a través de un brazo de palanca y la compresión se mide mediante un micrómetro calibrado. Durante la prueba, la muestra se mantiene bajo el agua. Cada carga generalmente se mantiene durante 24 horas. Después de eso la carga por lo general se duplica, duplicando así la presión sobre la muestra, y se continúa con la medición de la compresión. Al final de la prueba, se determina el peso en seco de la muestra de ensayo. La imagen 5 muestra una prueba de consolidación en curso (lado derecho).

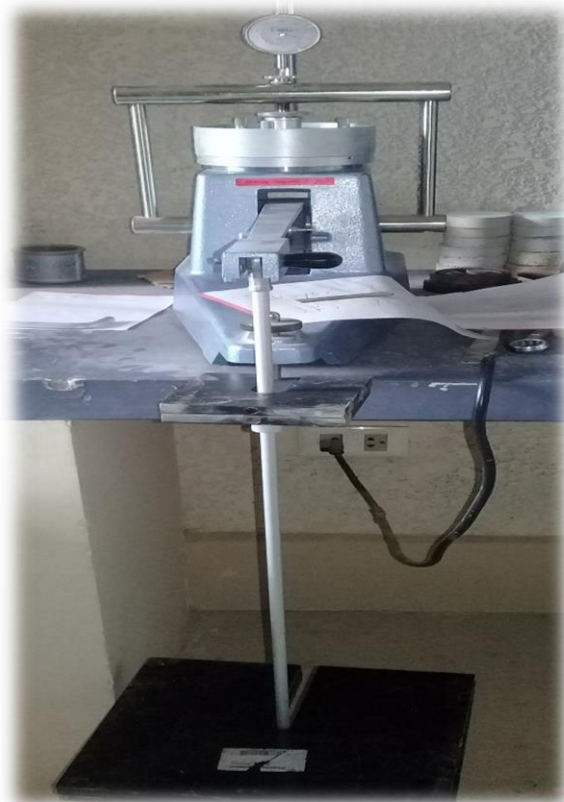
La forma general de la gráfica de deformación de la muestra en función del tiempo para un incremento de carga dada se muestra en la figura 10

Figura 6 Consolidómetro



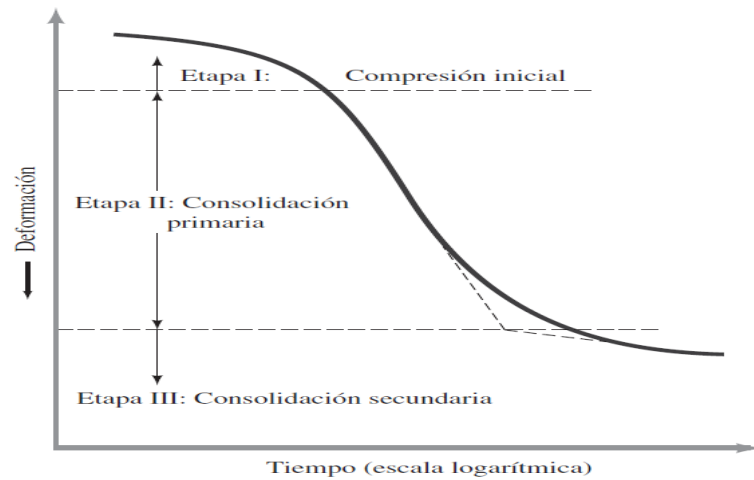
Fuente: Fundamentos de geotecnia “cuarta edición”, Braja M. Das

Imagen 5 Prueba de consolidación en marcha



Fuente: Elaboración propia

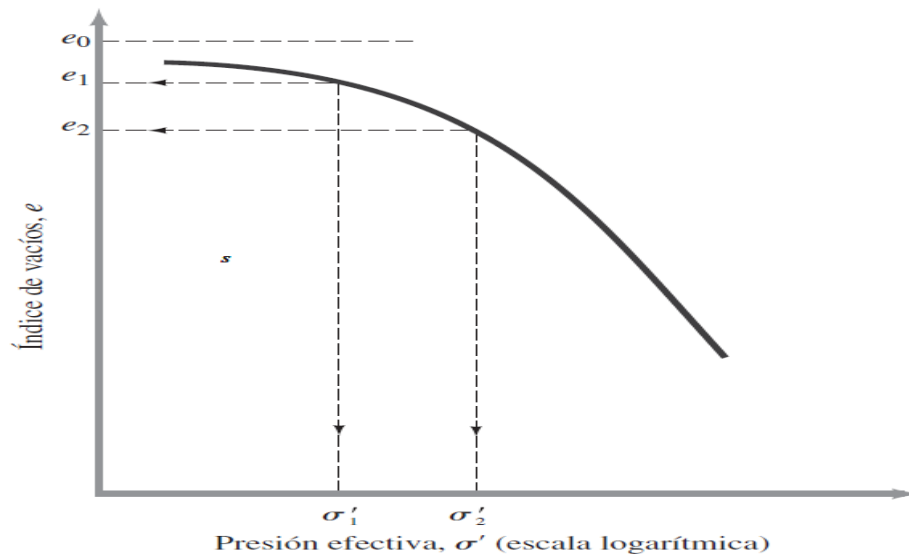
Gráfica 7 Tiempo durante una consolidación para un incremento de carga



Fuente: Fundamentos de geotecnia “cuarta edición”, Braja M. Das

### 2.7.3. Arcillas normalmente consolidadas y sobre consolidadas

La figura 11 muestra que la parte superior de la gráfica ( $e$ - $\log \sigma'$ ) está un poco curvada con una pendiente plana, seguida de una relación lineal para el índice de vacío con registro ( $\log \sigma'$ ) que tiene una pendiente pronunciada. Esto se puede explicar de la siguiente manera.

Gráfica 8 Típica de ( $e$ ) en función de ( $\log \sigma'$ )

Fuente: Fundamentos de geotecnia “cuarta edición”, Braja M. Das

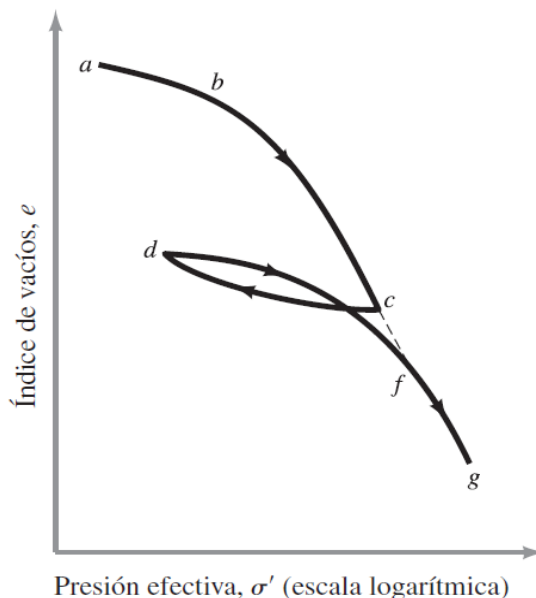
Un suelo en el campo a cierta profundidad ha sido sometido a una cierta presión efectiva máxima en su historia geológica. Esta presión puede ser igual o mayor que la presión de

sobrecarga existente en el momento del muestreo. La reducción de la presión en el campo puede ser causada por procesos geológicos naturales o procesos humanos. Durante la toma de muestras del suelo, también se libera la presión de sobrecarga efectiva existente, lo que resulta en cierta expansión. Cuando esta muestra se somete a una prueba de consolidación, se producirá una pequeña cantidad de compresión (es decir, un pequeño cambio en el índice de vacíos) cuando la presión total aplicada es menor que la presión de sobrecarga efectiva máxima en el campo a la que el suelo fue sometido en el pasado. Cuando la presión total aplicada sobre la muestra es mayor que la presión máxima efectiva pasada, el cambio en el índice de vacío es mucho más grande y la relación ( $e$ -log  $\sigma'$ ) es prácticamente lineal con una pendiente más pronunciada.

Esta relación puede ser verificada en el laboratorio mediante la carga de la muestra para superar la presión de sobrecarga máxima efectiva y, a continuación, descarga y carga de nuevo.

La gráfica ( $e$ -log  $\sigma'$ ) para estos casos se muestra en la gráfica 9, en la que (cd) representa descarga y (dfg) representa el proceso de recarga.

Gráfica 9 Log  $\sigma'$  mostrando carga, sobrecarga y ramas de recarga



Fuente: Fundamentos de geotecnia “cuarta edición”, Braja M. Das.

### 2.7.4. Coeficiente de consolidación

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.

Para un incremento de carga determinado en una muestra, hay dos métodos gráficos comúnmente utilizados para la determinación de ( $C_v$ ) a partir de pruebas de laboratorio de consolidación unidimensionales. Uno de ellos es el método de logaritmo de tiempo propuesto por Casagrande y Fadum (1940), y el otro es el método de la raíz cuadrada del tiempo sugerido por Taylor (1942). A continuación, se describe el procedimiento general para la obtención de  $c_v$  por el método de la raíz cuadrada del tiempo.

#### 2.7.4.1. Método de la raíz cuadrada del tiempo

En este método se dibuja una gráfica de deformación en función de la raíz cuadrada del tiempo para los incrementos de carga (gráfica 10). Otras construcciones gráficas requeridas son las siguientes:

Dibujar una línea (AB) a través de la primera parte de la curva.

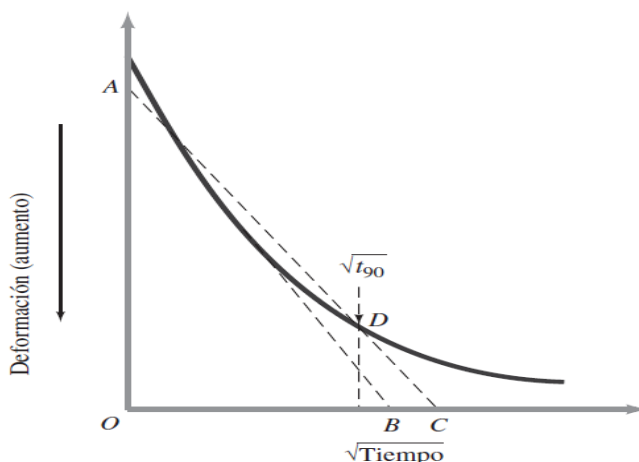
Dibujar una línea (AC) de tal manera que ( $OC = 1.15 OB$ ). La abscisa del punto (D), que es la intersección de (CA) y la curva de consolidación, da la raíz cuadrada del tiempo para el 90% de consolidación  $\sqrt{t_{90}}$ .

Para el 90% de consolidación,  $T_{90} = 0.848$  (tabla 9.3), por lo tanto:

$$T_{90} = 0.848 = \frac{C_v * t_{90}}{H^2 d_r} \text{ o } C_v = \frac{0.848 * H^2 d_r}{t_{90}}$$

$H_{dr}$  se determina de una manera similar al método logaritmo de tiempo.

Gráfica 10 Método de la raíz cuadrada del tiempo



Fuente: Fundamentos de geotecnia “cuarta edición”, Braja M. Das

#### 2.7.4.1. Método del logaritmo del tiempo

Para una carga gradual dada a partir de la prueba de laboratorio, se necesitan las siguientes construcciones para determinar el ( $C_v$ ):

Extender en línea recta las porciones de las consolidaciones primaria y secundaria para intersectar en (A). La ordenada de (A) se representa por ( $d_{100}$ ), que es la deformación en el extremo de 100% de consolidación primaria.

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 ( $x$ ).

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).

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 ( $t_{50}$ ).

Para 50% del grado promedio de consolidación,  $T_v = 0.197$

$$C_v = \frac{0.197 \cdot H^2 \cdot d_r}{t_{50}}$$



## **2.8. MARCO NORMATIVO**

### **“ENSAYO DE CONSOLIDACION”**

#### **2.8.1 Introducción:**

Referencias:

AASHTO T216-66

ASTM D2435-70

AASHTO (1976)

Cuando se somete un suelo a un incremento en presión (o carga), ocurre un reajuste de la estructura de suelo que podrá considerarse primeramente como una deformación plástica correspondiente a una reducción en la relación de vacíos. Puede producirse también una pequeña cantidad de deformación elástica, pero considerando la magnitud de las cargas (o presiones de contacto) involucradas y el hecho de que el módulo de elasticidad de los granos de suelo sea del orden de 20MPa la deformación elástica (la cual es recuperable cuando la carga se remueva) es despreciable.

#### **2.8.2 Objetivos del ensayo:**

Es determinar el decremento de volumen y la velocidad con que este decremento se produce, en un espécimen de suelo, confinado lateralmente y sujeto a una carga axial. Durante la prueba se aplica una serie de incrementos crecientes de carga axial y, por efecto de estos, el agua tiende a salir del espécimen a través de piedras porosas colocadas en las caras.

#### **2.8.3 Equipo necesario:**

Consolidometro

Deformimetro de carátula con lectura de 0.01 mm. de precisión (6 0.0001").

Equipo de cargas

Cronometro de bolsillo o de pared

Equipo necesario o disponible para moldeo dela muestra

#### **2.8.4 Procedimiento del ensayo:**

1) Moldee cuidadosamente una muestra dentro de un anillo de consolidación con el equipo de moldeo de muestras.

2) Colocar cuidadosamente la muestra de suelo en el consolidometro con una piedra porosa saturada colocada sobre cada cara. Asegurarse de que las piedras porosas entren en el anillo de forma que el ensayo pueda avanzar satisfactoriamente. Colocar el consolidometro en el aparato de carga y ajustar el deformimetro de carátula; recordar que debe permitirse una posible compresión de la muestra de 4 a 12 mm. Aplicar una carga de inicialización de 5 (para suelos blandos), a 10kg. (para suelos firmes). Verificar nuevamente que las piedras porosas no se apoyen sobre el anillo. Colocar el deformimetro de carátula en 0 (dejar esta carga de inicialización sobre el suelo).

3) En el momento conveniente, aplicar el primer incremento de carga (carga adicional suficiente para desarrollar el primer incremento de carga) y simultáneamente tomar lecturas de deformación a tiempos transcurridos de 0.25, 0.50, 1, 2, 4,8, 15, 39, 60, 120 min., a continuación, por ejemplo, 4, 8,16horas, etc. y hasta que haya muy poco cambio en la curva (lectura de deformación contra  $\text{Log } t$ )

En laboratorios para estudiantes y si se utiliza una muestra de consolidación rápida, se puede modificar la secuencia de lecturas para cambiar las cargas a 30, 60 6 90 min., o tan pronto como el grafico de los datos indique que la muestra se encuentra dentro de la rama secundaria de su curva de consolidación.

4) Después de 24 horas o como se haya establecido, o cuando el H entre dos lecturas sea suficientemente pequeño, cambiarla carga al siguiente valor y nuevamente tomar lecturas a intervalos de tiempo controlados como en el paso 3 anterior. Si se utiliza el experimento de laboratorio "rápido" en el tercero y cuarto incremento de carga, tomar suficiente tiempo en lecturas para establecer una pendiente adecuada para la consolidación secundaria que puede ser utilizada en los otros incrementos.

5) Continuar cambiando cargas tomando lecturas de deformación contra tiempo discurrido a través de todo el rango de cargas del consolidometro (o hasta que arbitrariamente se determine).

6) Colocar la muestra (incluyendo todas las partículas que se hayan exprimido fuera del anillo) en el horno al final del experimento para encontrar el peso de los sólidos  $W_s$ , y lograr el cálculo del volumen final de agua  $V_{wf}$ . Comparar  $W_s$  con el valor calculado en el paso 1 (si se hizo la determinación del contenido de humedad).

7) Dibujar las curvas de lectura de deformación contra Log tiempo. Encontrar  $D_0$ ,  $D_{100}$  y  $D_{50}$  y los correspondientes  $t_{50}$  para cada incremento de carga y mostrar los valores sobre todas las curvas. Dibujar en papel semilogaritmico de cinco ciclos más de un incremento de carga en cada hoja, cuidándose de no sobrecargar excesivamente la gráfica.

8) Utilizando los formatos para lecturas de deformación contra tiempo, los cálculos para  $e_0$ ,  $H_s$ .

## **2.9. MARCO REFERENCIAL**

AASHTO T216-66

ASTM D2435-70

AASHTO (1976), Estimación de asentamientos por consolidación, transportation research board, special report No. 163 (con varias referencias)

Casagrande, A. (1936), la determinación del esfuerzo de preconsolidación y su significado practico, proc. 1 st conf. Soil Mech.

Crawford, C. B. (1964) interpretación del ensayo de consolidación, J. Soil Mech. Found.

Leonards, G. W. y A. G., Altschaeffl (1964), compresibilidad de las arcillas, J. Soil Mech Found Div., ASCE, SM 5, septiembre, pp. 133-156.

## CAPÍTULO III

### DESARROLLO EXPERIMENTAL

#### 3.1. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

##### 3.1.1. Introducción

No hay una metodología única de la toma de muestras, debido a la adversidad de ambientes naturales y los objetivos del análisis. Sin embargo, según algunas normas básicas para obtener muestras representativas, que se describen a continuación.

Paso 1: Diferenciar las áreas de muestreo

Se deberá realizar un relevamiento del terreno de manera de dividir el lote en áreas uniformes en lo que hace la topografía. Tanto las diferencias naturales como ser relieve, la erosión, el color, la vegetación y las diferencias del manejo como ser tipo de labranza, fertilizaciones, rotaciones, tipos de cultivo; deben ser tomadas en cuenta.

Precauciones:

Superficies son tan pequeñas que no pueden ser tratadas por separado en el manejo del suelo, deben ser omitidas en el muestreo. Si existen manchones o problemas localizados, considerar cada uno individualmente. Si estas

Paso 2: Materiales a utilizar

Se puede utilizar:

Picos, es usado para extraer de forma brusca y directa porciones de submuestras.

Palas, generalmente usada para poder recoger de forma fácil las submuestras.

Extractor de muestra, creado para extraer muestras inalteradas, tratando de no dañar su estructura interna.

Bolsa de yute, resistente, balde o contenedor impermeable donde se pueda ir colocando las distintas submuestras que se van recolectando.

### Precauciones:

Rotular o identificar perfectamente las muestras (sobre todo si se toman muestras de diferentes lugares). No utilizar bolsas o contenedores que hayan contenido material en algún momento.

### Paso 3: Condiciones de humedad

Nunca muestrear luego de una lluvia o riego abundante. Esperar siempre entre 2 y 3 días. Cuando el suelo se encuentra cercano a la capacidad de campo es cuando la extracción de la muestra se facilita. O sea que el suelo debe estar húmedo, pero no saturado ni barroso.

### Paso 4: Procedimiento

Luego de que se establecieron las áreas homogéneas como se explicó en el paso 1, se procede a obtener una muestra de cada una de ellas. Esta muestra (conjunto) estará compuesta por varias submuestras (muestras parciales). cuanto mayor es la cantidad de submuestras que se tomen, más representativa será para el fin del estudio.

Imagen 6 Extracción de muestra



Fuente: Elaboración propia

Para el fin del proyecto se tomará muestras de suelos de alta plasticidad y baja plasticidad, según análisis previo de sus características tomadas de pequeños sondeos que se hizo de diferentes zonas de la provincia Cercado-Tarija. La cantidad de la muestra será de 30 (kg) por cada punto para cubrir con la totalidad de ensayos requeridos para este fin.

Extracción de muestras:

Primero se determinará si el suelo corresponde a un suelo de alta plasticidad o baja plasticidad.

En cada punto limpiar la cobertura vegetal.

Con una pala, un pico o un extractor de muestra ir obteniendo las porciones de muestra.

Paso 5: Embalaje, identificación-conservación-envió de la muestra.

Envasar las muestras en bolsas de plástico grueso o en bolsas de papel especiales para suelos (impermeables por dentro).

Consignar todos los datos relevados a la muestra.

Establecimiento

Número de lote

Barrió al que representa

Observaciones y demás datos relevantes

Muchas veces es conveniente utilizar doble bolsa plástica para evitar posibles roturas durante el manipuleo de la muestra.

Conservar la muestra en lugar fresco y enviar lo antes posible al laboratorio. Canto menos tiempo transcurra, más fidedignos serán los resultados.

Si llega a haber demoras, no mantener las muestras muy húmedas. Secarlas sobre una lona o plástico formando una capa no mayor a 2 o 3 (cm) de altura, teniendo la precaución de deshacer los terrones, para las muestras tomadas con el extractor de muestra recubrirlas con bolsa plástica de embalaje y posteriormente cubrirla con papel aluminio, esto nos garantiza que la muestra no pierda humedad.

Precauciones y normas a tener en cuenta.

No muestrear inmediatamente después de una lluvia (la humedad ideal del suelo debe ser de 25% aproximadamente) o si el perfil del suelo está saturado. Conviene siempre esperar 2 o 3 días a que drene bien.

Al extraer de las profundidades de más abajo (10-50 cm). Conviene quitar o separar la tierra que haya caído de más arriba para no contaminar las submuestras.

Tener especial cuidado de no mezclar las muestras de diferentes zonas.

### 3.2. DETERMINACIÓN DE LAS ZONAS DE MUESTREO

La determinación de las zonas de muestreo estará sujeta a 2 zonas de la provincia Cercado-Tarija-Bolivia.

Imagen 7 Zona 1: Barrio Quebracho



Fuente: Google Earth

Coordenadas:

21°30'1.16" S

64°44'10.10" O



Imagen 8 Zona 2: Barrio Quebracho



Fuente: Google Earth

Coordenadas:

21°29'58.99" S

64°44'13.43" O

El área de estudio se localiza dentro de la provincia cercado, el sonde para la identificación de las muestras de las realizo en diferentes barrios de la provincia Cercado-Tarija, donde están constituidas generalmente por arcillas.

Una vez caracterizados e identificados los tipos de suelos se procede a la extracción total delas muestras de los bancos que se encuentran en el barrio Quebracho.

Para lograr encontrar el lugar de muestro que cumpla con las características de suelo requerido se tuvo que visitar varios lugares como ser:

Miraflores - 21°30'9.53" S 64°43'52.60" O

San Jorge I - 21°32'54.58" S 64°42'16.29" O

U.A.J.M.S. - 21°32'34.50" S 64°43'14.80" O

Turumayo - 21°32'55.31" S 64°46'27.06" O

Lourdes - 21°30'30.88" S 64°43'22.85" O

Juan Nicolai - 21°32'6.23" S 64°42'18.76" O



### 3.3. PROPIEDADES DEL SUELO EN ESTUDIO

#### 3.3.1. Contenido de humedad

Entre las propiedades obtenidas de los suelos finos arcillosos se encontró con humedades promedios que oscilaban entre 2 y 7 % ya que el sondeo se realizó en época seca, en su mayoría se logra identificar suelos que por su límite líquido pertenecen a suelos de baja plasticidad y muy pocos de alta plasticidad.

Donde se tuvo que preparar varias muestras de suelos con un peso aproximado de 200 (gr) contenidos en taras apropiadas para el secado de estas muestras en el horno que alcanza una temperatura de 105 (°C), estas muestras deberán cumplir un total de 24 horas dentro del horno tal como estipula la normativa estándar del contenido de humedad, de esta manera calcular el contenido de humedad nuestras muestras.

Imagen 9 Contenidos de humedad



Fuente: Elaboración propia

Tabla 9 Contenidos de humedad

Humedad natural %		
	Muestra 1	Muestra 2
% w	6.39	5.35

Fuente: Elaboración propia

Adicionalmente, con materiales producto del mismo sondeo, se realizaron otros ensayos, tales como, peso específico, granulometría, hidrómetro, límites de plasticidad y contenidos de humedad natural, con el fin de tener las propiedades necesarias para realizar el análisis planteado.

### **3.3.2. Densidad in situ**

Se obtiene la densidad in situ para poder generar dicha densidad en el laboratorio y así tener una certeza que las muestras generadas en laboratorios sean semejantes a las de sitio.

Por lo cual se realiza el ensayo de densidad in situ, para lo cual se calibra el equipo compuesto de balón y el cono metálico, para esta calibración es necesario calcular el volumen del equipo, para esto se llena totalmente el equipo con agua para poder obtener el peso del equipo con agua y sin agua de esta diferencia tendremos el volumen real del equipo, posteriormente se pesa el equipo con la arena tamizada por el tamiz N° 16.

Se transporta al lugar de estudio con sumo cuidado, una vez estando el lugar de estudio se procede con el ensayo tal cual se establece en la guía de laboratorio de mecánica de suelos; se nivela el terreno, de esta manera se logra una mejor estabilidad en la placa metálica, se empieza a escavar el suelo con la ayuda de un cincel y combo, recuperando en un recipiente la muestra extraída, una vez logrando una profundidad de 15 (cm) se procede a vaciar la arena contenida en el balón, de esta manera realizando la diferencia de volúmenes se calcula la densidad in situ.

Imagen 10 Calibración del equipo para densidad in situ



Fuente: Elaboración propia

Tabla 10 Densidad in situ

Densidad in situ	
Muestra 1	Muestra 2
1.72	1.75

Fuente: Elaboración propia

Imagen 11 Densidad In Situ



Fuente: Elaboración propia

### 3.3.3. Pruebas de compactación

#### 3.3.3.1. Número de golpes

Se realiza compactaciones a diferentes números de golpes y así lograr una grafica lineal en función de numero de golpes y densidades, de esta manera identificar los numero de golpes requeridos para poder asimilar las características de densidad in situ.

Tabla 11 Número de golpes

Número de golpes	
Muestra 1	Muestra 2
28	39

Fuente: Elaboración propia

### 3.3.3.2. Curva de compactación

Se genera la curva de compactación para poder identificar la densidad máxima de un suelo determinado y a que humedad optima logra la densidad máxima, de esta manera se logró identificar el porcentaje de compactación en función a la densidad in situ.

Para este ensayo se disgrega el material tamizando por el tamiz N°4, posteriormente se procede a pesar 2000 (gr) y se establece rangos de humedades para lograr una curva de compactación de aproximadamente de 5 contenidos de humedad diferentes.

Imagen 12 Compactación T-99



Fuente: Elaboración propia

Tabla 12 Resultados de la curva de compactación

Compactación T-99		
	Muestra 1	Muestra 2
Densidad máxima	2.10	1.81
Humedad optima	10.43	16.27

Fuente: Elaboración propia

### 3.3.4. Pruebas de consolidación

Para la generación de muestras para la consolidación se vio por conveniente usar el molde T-99 y el martillo del T-180, así fue que se logra asimilar las condiciones de campo o in situ, se estableció los rangos de humedades de 3, 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24 (%) tal como se propuso capítulos atrás.

Imagen 13 Generación de muestras a distintas humedades para la consolidación



Fuente: Elaboración propia

De esta manera se hizo correr la consolidación unidimensional asimilando las condiciones de suelos no saturados en el consolidometro, haciendo variar los incrementos de carga de forma secuencial 4, 8, 16, 32 (kg) siguiendo el programa de pruebas de consolidación de laboratorio, usando los métodos conocidos de Taylor y Casagrande los cuales se procedió al análisis.

Para el método de Taylor se cargó inicialmente una pesa de 1 (kg) durante 24 horas, al día siguiente se coloca otra pesa de 1 (kg) para estabilizar la muestra durante algunos minutos, una vez estabilizada la muestra se procede a cargar el doble del peso ya en proceso y se comienza la lectura en el odómetro hasta alcanzar los 16 minutos que es donde la muestra presenta deformaciones bastante imperceptibles lo cual nos lleva a calcular el ( $D_{100}$ )



apoyándonos en el método gráfico que plantea el señor Taylor, gráficamente se establecen los valores de  $(D_0)$  y  $(D_{90})$  y una vez calculado el  $(D_{100})$  se puede observar que nuestra muestra llegó a lo que fue su consolidación primaria, de esta manera se va aumentando los pesos de forma secuencial y en el proceso verificando la consolidación primaria para cada peso.

Los ensayos realizados por el método Casagrande, se los fue realizando de forma secuencial de manera que se fueron leyendo cada una de las deformaciones hasta que la muestra llegaba a su máxima deformación a un determinado peso, calculando el proceso de consolidación primaria y como nos indica la teoría se pudo observar que el resultado dado por este método nos brinda valores más confiables que el método anterior.

En la tabla siguiente se encuentran los valores obtenidos de coeficientes de consolidación de los 32 ensayos realizados, analizados con los métodos de Taylor y Casagrande, los cuales presentan valores similares a diferentes contenidos de humedad lo cual nos indica que el contenido de humedad no es un parámetro que afecte al coeficiente de consolidación.

Imagen 14 Consolidaciones en proceso



Fuente: Elaboración propia

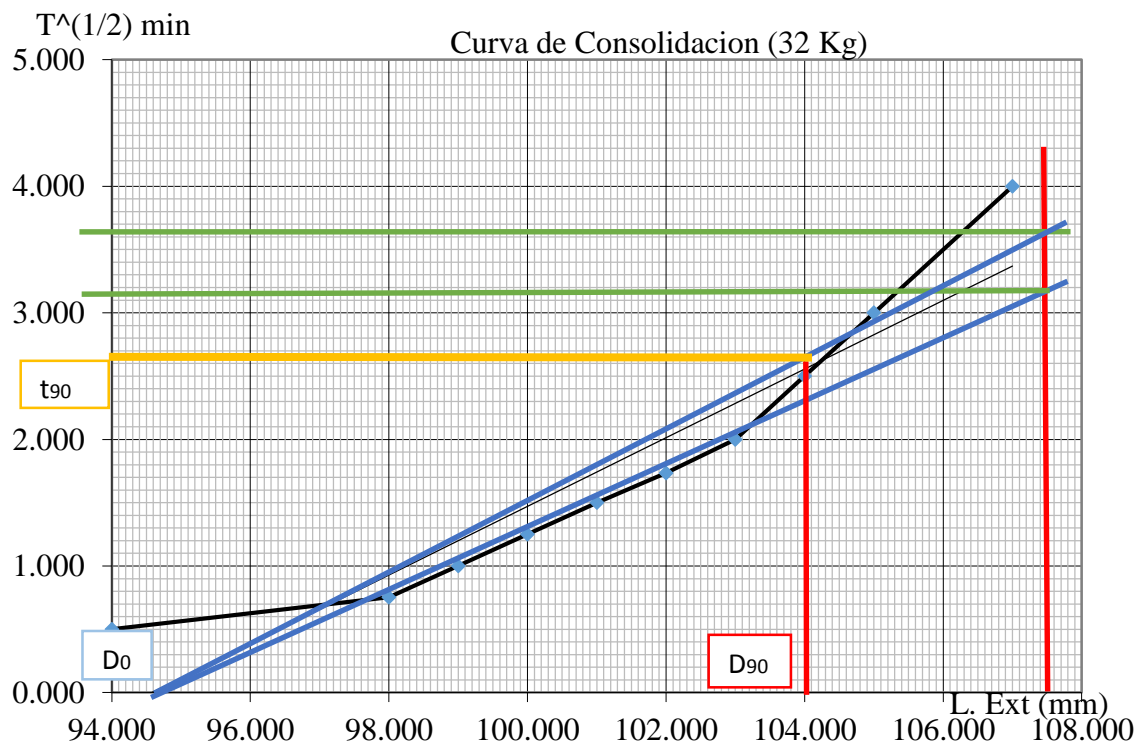
### 3.3.5. Cálculo del coeficiente de consolidación

Tabla 13 Obtención de datos

Tiempo (min)	Raíz del tiempo (min)	Lecturas del extensómetro (mm)			
		Cargas			
		4 Kg/cm <sup>2</sup>	8 Kg/cm <sup>2</sup>	16 Kg/cm <sup>2</sup>	32 Kg/cm <sup>2</sup>
0.250	0.500	51.000	64.000	76.000	94.000
0.567	0.753	52.000	66.000	79.000	98.000
1.000	1.000	53.000	67.000	80.000	99.000
1.566	1.251	54.000	68.000	81.000	100.000
2.250	1.500	55.000	68.800	82.000	101.000
3.007	1.734	56.000	69.800	83.000	102.000
4.000	2.000	57.000	70.667	84.000	103.000
6.250	2.500	58.000	71.667	85.000	104.000
9.000	3.000	59.000	72.667	86.000	105.000
16.000	4.000	60.000	74.667	88.000	107.000

Fuente: Elaboración propia

Gráfica 11 Deformación vs raíz cuadrada del tiempo



Fuente: Elaboración propia



Los datos se obtienen de la gráfica deformación vs raíz cuadra del tiempo

Datos:

H muestra=	2,5cm
D0=	105,00
D90=	104,200
t90=	2,700

$$D_{100} = D_0 + \left(\frac{10}{9}\right) * (D_{90} - D_0)$$

D100=	104,1111
-------	----------

$$H_{mm} = \left(\frac{(\sigma_f - \sigma_0)}{2}\right) * 0.01$$

H=	1,005 mm
H=	0,101 cm

Donde:

H= Asentamiento por consolidación

$$H_{dr} = H (\text{muestra}) - H(\text{cm})$$

Hdr=	2,3995 cm
------	-----------

Donde:

Hdr= Longitud de recorrido del flujo

$$Cv = \left(\frac{0,848 * \left(\frac{H_{dr}}{2}\right)^2}{t_{90} * 60}\right)$$

Cv=	0,007535 cm <sup>2</sup> /s
-----	-----------------------------

Donde:

Cv= Coeficiente de consolidación

Tabla 14 Resultados de coeficientes de consolidación

<b>Método Taylor</b>						
<b>Muestra 1</b>						
N°	Zona 1	LL (%)	LP(%)	IP(%)	%w	Cv(cm2/s)
1	Barrio Quebracho	29.830	18.140	11.700	3.000	0.0075
2	Barrio Quebracho	28.980	17.170	11.800	6.000	0.0075
3	Barrio Quebracho	28.820	17.660	11.160	9.000	0.0076
4	Barrio Quebracho	29.050	17.820	11.120	12.000	0.0078
5	Barrio Quebracho	29.830	18.140	11.700	15.000	0.0079
6	Barrio Quebracho	28.980	17.170	11.800	18.000	0.0075
7	Barrio Quebracho	28.820	17.660	11.160	21.000	0.0075
8	Barrio Quebracho	29.050	17.820	11.120	24.000	0.0078
<b>Método Taylor</b>						
<b>Muestra 2</b>						
N°	Zona 2	LL (%)	LP(%)	IP(%)	%w	Cv(cm2/s)
9	Barrio Quebracho	51.330	25.260	26.070	3.000	0.0051
10	Barrio Quebracho	52.310	22.410	29.900	6.000	0.0050
11	Barrio Quebracho	51.180	22.430	28.750	9.000	0.0050
12	Barrio Quebracho	51.480	21.670	29.820	12.000	0.0051
13	Barrio Quebracho	51.330	25.260	26.070	15.000	0.0051
14	Barrio Quebracho	52.310	22.410	29.900	18.000	0.0051
15	Barrio Quebracho	51.180	22.430	28.750	21.000	0.0051
16	Barrio Quebracho	51.480	21.670	29.820	24.000	0.0051
<b>Método Casagrande</b>						
<b>Muestra 1</b>						
N°	Zona 1	LL (%)	LP(%)	IP(%)	%w	Cv(cm2/s)
17	Barrio Quebracho	29.830	18.140	11.700	3.000	0.00167
18	Barrio Quebracho	28.980	17.170	11.800	6.000	0.00163
19	Barrio Quebracho	28.820	17.660	11.160	9.000	0.00168
20	Barrio Quebracho	29.050	17.820	11.120	12.000	0.00165
21	Barrio Quebracho	29.830	18.140	11.700	15.000	0.00123
22	Barrio Quebracho	28.980	17.170	11.800	18.000	0.00125
23	Barrio Quebracho	28.820	17.660	11.160	21.000	0.00118
24	Barrio Quebracho	29.050	17.820	11.120	24.000	0.00114
<b>Método Casagrande</b>						
<b>Muestra 2</b>						
N°	Zona 2	LL (%)	LP(%)	IP(%)	%w	Cv(cm2/s)
25	Barrio Quebracho	51.330	25.260	26.070	3.000	0.00282
26	Barrio Quebracho	52.310	22.410	29.900	6.000	0.00390
27	Barrio Quebracho	51.180	22.430	28.750	9.000	0.00350
28	Barrio Quebracho	51.480	21.670	29.820	12.000	0.00348
29	Barrio Quebracho	51.330	25.260	26.070	15.000	0.00395
30	Barrio Quebracho	52.310	22.410	29.900	18.000	0.00381
31	Barrio Quebracho	51.180	22.430	28.750	21.000	0.00297
32	Barrio Quebracho	51.480	21.670	29.820	24.000	0.00270

Fuente: Elaboración propia

### 3.3.6. Calculo del coeficiente de compresibilidad

Calculo de la diferencia de alturas

$$\Delta H = (\sigma_f - \sigma_o) * 0,1 * 0,1$$

$$\Delta H = 0,009 \text{ mm}$$

Donde:

$\Delta H$ = Diferencia de alturas

$\sigma_f$ = Deformación final

$\sigma_o$ = Deformación inicial

$$e_o = \frac{H_v}{H_s} - \frac{\Delta H}{H_s}$$

$$e_o = 0,109$$

Donde:

$e_o$ = Relación de vacíos

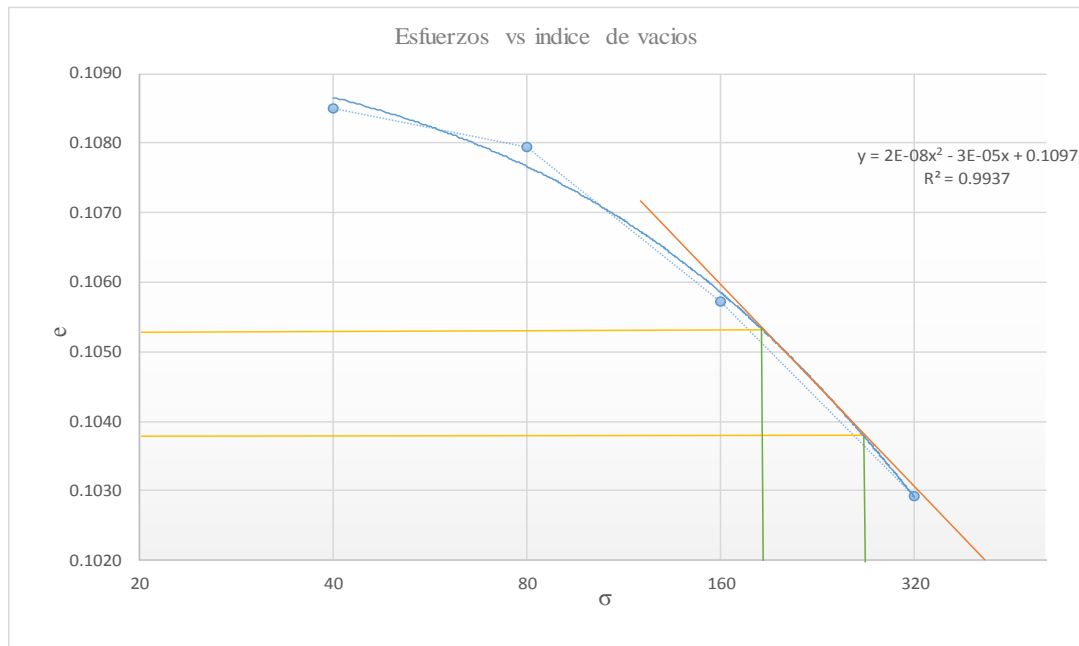
$H_v$ = Altura de vacíos

$H_s$ = Altura de solido

$$\Delta e = \frac{\Delta H}{H_s}$$

$$\Delta e = 0,004$$

Gráfica 12 Esfuerzo vs índice de vacíos



Fuente: Elaboración propia

Cálculo del índice de compresión

Datos:

$$\sigma_1 = 180$$

$$\sigma_2 = 280$$

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right)}$$

$$C_c = 0.526 \text{ CH}$$

$$C_c = 0.533 \text{ CL}$$

## CAPÍTULO IV

### ANÁLISIS EL EFECTO QUE TIENE EL CONTENIDO DE HUMEDAD EN EL COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN

#### 4.1. INTRODUCCIÓN

Mediante la idea planteada sobre el efecto que tendría el contenido de humedad en el coeficiente de consolidación y los grandes problemas que el agua ocasiona en la estructura del suelo, se logra plantear y realizar esta investigación que según el análisis que se realizara se pueda probar la variabilidad del coeficiente de consolidación en función a su humedad.

Por tanto, en este capítulo se presenta el análisis estadístico, basado en el análisis de regresión lineal de los resultados obtenidos en el laboratorio.

#### 4.2. INFORMACIÓN DISPONIBLE

Para poder realizar este análisis del coeficiente de consolidación en arcillas en función del contenido de humedad, se realizaron 32 pruebas de consolidación a distintos contenidos de humedad.

Para el siguiente trabajo se escogieron las siguientes propiedades:

**Contenido de humedad:** Es el contenido de agua o humedad, es la cantidad de agua contenida en un material, tal como el suelo (la humedad del suelo), las rocas, la cerámica o la madera medida sobre la base de análisis volumétricos o gravimétricos. Esta propiedad se utiliza en una amplia gama de áreas científicas y técnicas y se expresa como una proporción que puede ir de 0 (completamente seca) hasta el valor de la porosidad de los materiales en el punto de saturación.

**Limite líquido:** Por ser una propiedad que depende del tipo de suelo, el tamaño y superficie de sus partículas, lo cual involucra las propiedades de la fase solida del suelo que depende de la capacidad de retención de agua intersticial en su estructura.

**Límite plástico:** Es la humedad a partir de la cual el suelo deja de tener un comportamiento frágil para pasar a tenerlo plástico.

**Índice plástico:** Indica la magnitud del intervalo de agua en el cual el suelo posee consistencia plástica. La plasticidad de un suelo, depende el contenido e partículas finas de forma laminar; ya que esta ejerce una influencia importante en la compresión del suelo.

### 4.3. DATOS OBTENIDOS DE LA CONSOLIDACIÓN

#### 4.3.1. Resultados de la prueba de consolidación muestra 1

Tabla 15 Resultados de la prueba de consolidación

Tiempo (min)	Raíz del tiempo (min)	Lecturas del extensómetro (mm)			
		Cargas			
		4 Kg/cm <sup>2</sup>	8 Kg/cm <sup>2</sup>	16 Kg/cm <sup>2</sup>	32 Kg/cm <sup>2</sup>
0.250	0.500	51.000	64.000	76.000	94.000
0.567	0.753	52.000	66.000	79.000	98.000
1.000	1.000	53.000	67.000	80.000	99.000
1.566	1.251	54.000	68.000	81.000	100.000
2.250	1.500	55.000	68.800	82.000	101.000
3.007	1.734	56.000	69.800	83.000	102.000
4.000	2.000	57.000	70.667	84.000	103.000
6.250	2.500	58.000	71.667	85.000	104.000
9.000	3.000	59.000	72.667	86.000	105.000
16.000	4.000	60.000	74.667	88.000	107.000

Fuente: Elaboración propia

### 4.3.2. Resultados de la prueba de consolidación muestra 2

Tabla 16 Resultados de la prueba de consolidación

Tiempo (min)	Lecturas diarias del extensómetro (mm)			
	Cargas			
	4 Kg/cm <sup>2</sup>	8 Kg/cm <sup>2</sup>	16 Kg/cm <sup>2</sup>	32 Kg/cm <sup>2</sup>
0.250	36.000	59.000	98.000	152.000
0.567	37.000	61.000	100.000	156.000
1.000	38.000	62.000	102.000	159.000
1.566	39.000	63.000	103.500	161.000
2.250	40.000	63.800	105.000	163.000
3.007	41.000	64.500	106.200	165.000
4.000	42.000	65.200	107.500	167.000
6.250	43.000	66.800	109.500	168.500
9.000	44.000	68.000	110.700	170.000
16.000	45.000	69.000	112.000	171.000

Fuente: Elaboración propia

#### 4.4 PLANILLA DE RESULTADOS

Tabla 17 Planilla de resultados de coeficientes de consolidación

<b>Método Taylor</b>						
<b>Muestra 1</b>						
N°	Zona 1	LL (%)	LP(%)	IP(%)	%w	Cv(cm2/s)
1	Barrio Quebracho	29.830	18.140	11.700	3.000	0.0075
2	Barrio Quebracho	28.980	17.170	11.800	6.000	0.0075
3	Barrio Quebracho	28.820	17.660	11.160	9.000	0.0076
4	Barrio Quebracho	29.050	17.820	11.120	12.000	0.0078
5	Barrio Quebracho	29.830	18.140	11.700	15.000	0.0079
6	Barrio Quebracho	28.980	17.170	11.800	18.000	0.0075
7	Barrio Quebracho	28.820	17.660	11.160	21.000	0.0075
8	Barrio Quebracho	29.050	17.820	11.120	24.000	0.0078
<b>Método Taylor</b>						
<b>Muestra 2</b>						
N°	Zona 2	LL (%)	LP(%)	IP(%)	%w	Cv(cm2/s)
9	Barrio Quebracho	51.330	25.260	26.070	3.000	0.0051
10	Barrio Quebracho	52.310	22.410	29.900	6.000	0.0050
11	Barrio Quebracho	51.180	22.430	28.750	9.000	0.0050
12	Barrio Quebracho	51.480	21.670	29.820	12.000	0.0051
13	Barrio Quebracho	51.330	25.260	26.070	15.000	0.0051
14	Barrio Quebracho	52.310	22.410	29.900	18.000	0.0051
15	Barrio Quebracho	51.180	22.430	28.750	21.000	0.0051
16	Barrio Quebracho	51.480	21.670	29.820	24.000	0.0051
<b>Método Casagrande</b>						
<b>Muestra 1</b>						
N°	Zona 1	LL (%)	LP(%)	IP(%)	%w	Cv(cm2/s)
17	Barrio Quebracho	29.830	18.140	11.700	3.000	0.00167
18	Barrio Quebracho	28.980	17.170	11.800	6.000	0.00163
19	Barrio Quebracho	28.820	17.660	11.160	9.000	0.00168
20	Barrio Quebracho	29.050	17.820	11.120	12.000	0.00165
21	Barrio Quebracho	29.830	18.140	11.700	15.000	0.00123
22	Barrio Quebracho	28.980	17.170	11.800	18.000	0.00125
23	Barrio Quebracho	28.820	17.660	11.160	21.000	0.00118
24	Barrio Quebracho	29.050	17.820	11.120	24.000	0.00114
<b>Método Casagrande</b>						
<b>Muestra 2</b>						
N°	Zona 2	LL (%)	LP(%)	IP(%)	%w	Cv(cm2/s)
25	Barrio Quebracho	51.330	25.260	26.070	3.000	0.00282
26	Barrio Quebracho	52.310	22.410	29.900	6.000	0.00390
27	Barrio Quebracho	51.180	22.430	28.750	9.000	0.00350
28	Barrio Quebracho	51.480	21.670	29.820	12.000	0.00348
29	Barrio Quebracho	51.330	25.260	26.070	15.000	0.00395
30	Barrio Quebracho	52.310	22.410	29.900	18.000	0.00381
31	Barrio Quebracho	51.180	22.430	28.750	21.000	0.00297
32	Barrio Quebracho	51.480	21.670	29.820	24.000	0.00270

Fuente: Elaboración propia



## 4.5 ANALISIS ESTADISTICO DE LOS RESULTADOS

### 4.5.1. Correlación entre el contenido de humedad y el coeficiente de consolidación (muestra 1)

Tabla 17 Planilla de resultados de coeficientes de consolidación (muestra 1)

<b>Método Taylor</b>						
<b>Muestra 1</b>						
Nº	Zona 1	LL (%)	LP (%)	IP (%)	%w	Cv(cm2/s)
1	Barrio Quebracho	29.830	18.140	11.700	3.000	0.0075
2	Barrio Quebracho	28.980	17.170	11.800	6.000	0.0075
3	Barrio Quebracho	28.820	17.660	11.160	9.000	0.0076
4	Barrio Quebracho	29.050	17.820	11.120	12.000	0.0078
5	Barrio Quebracho	29.830	18.140	11.700	15.000	0.0079
6	Barrio Quebracho	28.980	17.170	11.800	18.000	0.0075
7	Barrio Quebracho	28.820	17.660	11.160	21.000	0.0075
8	Barrio Quebracho	29.050	17.820	11.120	24.000	0.0078

Fuente: Elaboración propia

### 4.5.2. Representación del análisis estadístico (muestra 1)

Tabla 18 resultados estadísticos (muestra 1)

<b>Muestra Nº 1</b>	
Media	0.00760
Error típico	0.00010
Mediana	0.00750
Moda	0.00000
Desviación estándar	0.00020
Varianza de la muestra	0.00000
Curtosis	-1.61810
Coficiente de asimetría	0.63610
Rango	0.00000
Mínimo	0.00750
Máximo	0.00790
Suma	0.00609
Cuenta	8.00000

Fuente: Elaboración propia

Método de Ajuste por Chi<sup>2</sup>Tabla 18 Datos para el chi<sup>2</sup>

	1	2	3	4	5	6	7	8
Cv	0.007454	0.007454	0.007467	0.007530	0.007559	0.007756	0.007819	0.007887
%	3	6	9	12	15	18	21	24

Fuente: Elaboración propia

Suma de datos Cv= 0,061

$$X^2 = \frac{\sum (f_i - f_e)^2}{f_e}$$

$X^2=6,459$       NC=95%       $\alpha=5\%$

Donde:

$X^2$ = Chi cuadrado

Grado de libertad

$$V = K - 1$$

$V= 7$

Donde:

$V$ = grado de libertad

Valor critico= 14,067

Criterio de decisión

$X^2 < VC$  ajuste bueno

$6,459 < 14,067$

$X^2 > VC$  ajuste malo

$6,459 > 14,067$

Ajuste bueno

Tabla 19 Calculo de la Media y Desviación Estándar

INTERVALOS DE CLASE		MARCA DE CLASE	FRECUENCIA ABS.	FRECUENCIA RELATIVA	FRECUENCIA ACUMULADA	X*F	(X-X)2	(X-X)2*F
Inf.	Sup.							
0.007382	0.007527	0.00745448	3	0.375	0.375	0.022363441	0.00000	0.00000
0.007527	0.007671	0.007598622	2	0.250	0.625	0.015197244	0.00000	0.00000
0.007671	0.007815	0.007742763	1	0.125	0.750	0.007742763	0.00000	0.00000
0.007815	0.007959	0.007886905	2	0.250	1.000	0.01577381	0.00000	0.00000
		0.007671	8			0.008	0.00000	0.00000
							desviacion=	1.848E-04

Fuente: Elaboración propia

Media:

$$\bar{X} = \frac{\sum Xi * f}{N}$$

$$\bar{X} = 0.008$$

Desviación Estándar

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum (Xi - \bar{X})^2 * f_i}{N - 1}}$$

$$S_x = 0,000184752$$

Para la resistencia mayor:

$$Z = \frac{X_{max} - \bar{X}}{S_x}$$

$$Z = 1,85$$

$$F_1 = 0,9671$$

Para la resistencia menor

$$Z = \frac{X_{max} - \bar{X}}{S_x}$$

$$Z = -1,85$$

$$F_2 = 0,0329$$

Nivel de confianza

$$NC = F1 - F2 = 93,42\%$$

Calculo del límite superior e inferior

$$X = \bar{X} \pm E$$

$$E = Z * S_X$$

Obtención de Z con NC=0,9342

Gráfica 13 Curva de distribución normal



Fuente: Elaboración propia

Dato para entrar a tabla= 0,9342

De la tabla de distribución normal obtenemos  $Z = 1,5$

Entonces

$$E = Z * S_X$$

$$E = 0,000175152$$

$$X = \bar{X} \pm E$$

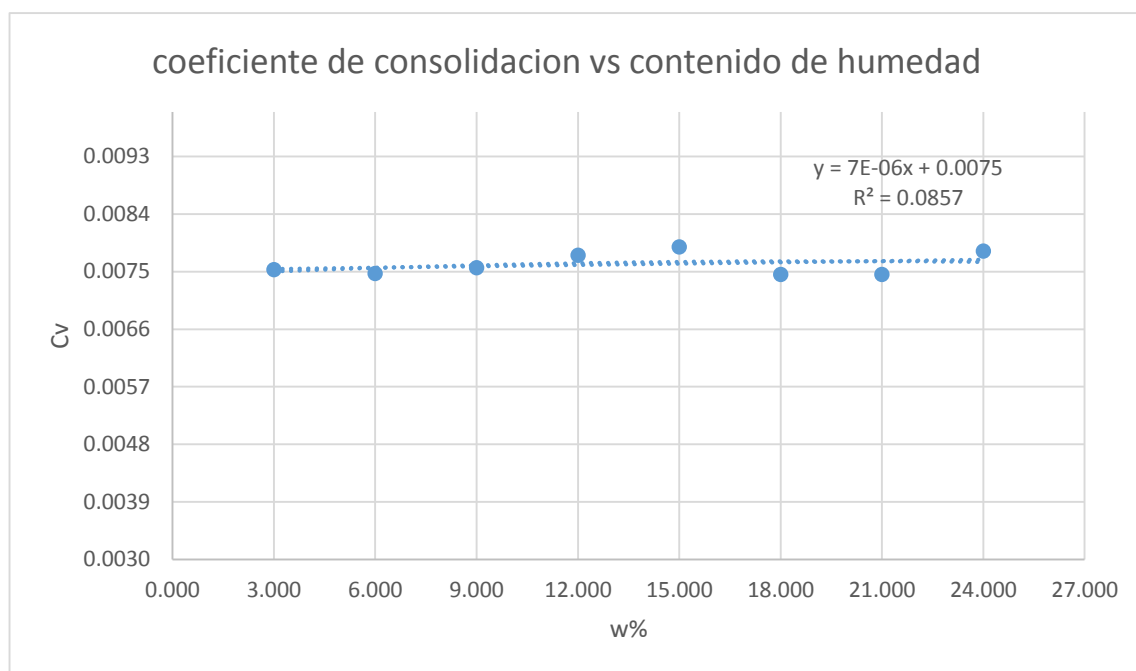
$$X = +0,008 \quad -0,007$$

Cálculo en porcentaje de límite superior e inferior

$$Ep = \frac{E}{\bar{X}} * 100$$

$$Ep = \pm 2,283391115\%$$

Gráfica 14 Coeficiente de consolidación vs contenido de humedad



Fuente: Elaboración propia

Realizando el análisis de los resultados obtenidos de la muestra 1 se puede evidenciar que después de que se realizan todos los ensayos de las muestras a distintas humedades se puede comprobar que el coeficiente de consolidación no varía y es si como se muestra en la correlación del contenido de humedad con el coeficiente de consolidación, la cual se observa que el  $R^2$  no presenta una confiabilidad de los resultados, esto sucede por los pequeños errores se presentaron durante la realización del experimento, ahora bien, para esta muestra se da por inválida nuestra hipótesis puesto que los resultados no eran los esperados según el análisis de hipótesis planteada, evidenciando que no existe efecto alguno del contenido de humedad hacia el coeficiente de consolidación.

Por otra parte, haciendo la comparación de coeficientes de consolidación para un suelo de baja plasticidad se pudo evidenciar que los valores obtenidos representan y corresponden a este tipo de suelo estudiado.

### 4.5.3. Correlación entre el contenido de humedad y el coeficiente de consolidación (muestra 2)

Tabla 20 Planilla de resultados de coeficientes de consolidación (muestra 2)

<b>Método Taylor</b>						
<b>Muestra 2</b>						
N°	Zona 2	LL (%)	LP (%)	IP (%)	%w	Cv(cm <sup>2</sup> /s)
9	Barrio Quebracho	51.330	25.260	26.070	3.000	0.0051
10	Barrio Quebracho	52.310	22.410	29.900	6.000	0.0050
11	Barrio Quebracho	51.180	22.430	28.750	9.000	0.0050
12	Barrio Quebracho	51.480	21.670	29.820	12.000	0.0051
13	Barrio Quebracho	51.330	25.260	26.070	15.000	0.0051
14	Barrio Quebracho	52.310	22.410	29.900	18.000	0.0051
15	Barrio Quebracho	51.180	22.430	28.750	21.000	0.0051
16	Barrio Quebracho	51.480	21.670	29.820	24.000	0.0051

Fuente: Elaboración propia

### 4.5.4. Representación del análisis estadístico (muestra 2)

Tabla 21 resultados estadísticos (muestra 2)

<b>Muestra Nº 2</b>	
Media	0.00510
Error típico	0.00000
Mediana	0.00510
Moda	0.00000
Desviación estándar	0.00000
Varianza de la muestra	0.00000
Curtosis	-0.17760
Coficiente de asimetría	-0.17760
Rango	0.00001
Mínimo	0.00500
Máximo	0.00510
Suma	0.04060
Cuenta	8.00000

Fuente: Elaboración propia

Tabla 20 Método de Ajuste por Chi<sup>2</sup>

	1	2	3	4	5	6	7	8
Cv	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
%	3	6	9	12	15	18	21	24

Fuente: Elaboración propia

Suma de datos Cv= 0,041

$$X^2 = \frac{\sum(fi - fe)^2}{fe}$$

$X^2=4,309$       NC=95%       $\alpha=5\%$

Donde:

 $X^2$ = Chi cuadrado

Grado de libertad

$$V = K - 1$$

V= 7

Donde:

V= grado de libertad

Valor critico= 14,067

Criterio de decisión

 $X^2 < VC$  ajuste bueno

4,309 &lt; 14,067

 $X^2 > VC$  ajuste malo

4,309 &gt; 14,067

Ajuste bueno

Tabla 21 Calculo de la Media y Desviación Estándar

INTERVALOS DE CLASE		MARCA DE CLASE	FRECUENCIA ABS.	FRECUENCIA RELATIVA	FRECUENCIA ACUMULADA	X*F	(X-X)2	(X-X)2*F
Inf.	Sup.							
0.005081	0.005084	0.005082109	3	0.375	0.375	0.015246328	0.00000	0.00000
0.005084	0.005087	0.00508524	2	0.250	0.625	0.01017048	0.00000	0.00000
0.005087	0.005090	0.005088371	1	0.125	0.750	0.005088371	0.00000	0.00000
0.005090	0.005093	0.005091502	2	0.250	1.000	0.010183003	0.00000	0.00000
		0.005087	8			0.005	0.00000	0.00000
							desviacion=	4.013E-06

Fuente: Elaboración propia

Media:

$$\bar{X} = \frac{\sum Xi * f}{N}$$

$$\bar{X} = 0.005$$

Desviación Estándar

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum (Xi - \bar{X})^2 * f_i}{N - 1}}$$

$$S_x = 4,01276E-06$$

Para la resistencia mayor:

$$Z = \frac{X_{max} - \bar{X}}{S_x}$$

$$Z = 1,85$$

$$F_1 = 0,9671$$

Para la resistencia menor

$$Z = \frac{X_{max} - \bar{X}}{S_x}$$

$$Z = -1,85$$

$$F_2 = 0,0329$$

Nivel de confianza



$$NC = F1 - F2 = 93,42\%$$

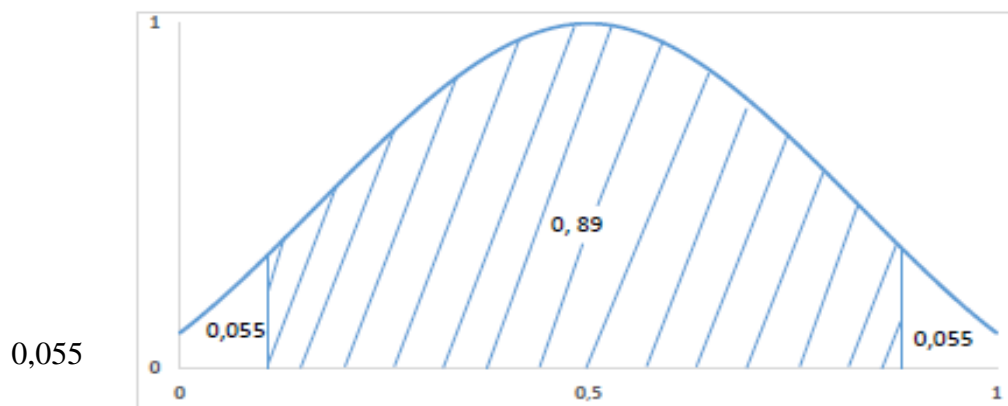
Calculo del límite superior e inferior

$$X = \bar{X} \pm E$$

$$E = Z * S_X$$

Obtención de Z con NC=0,9342

Gráfica 15 Curva de distribución normal



Fuente: Elaboración propia

Dato para entrar a tabla= 0,9342

De la tabla de distribución normal obtenemos  $Z = 1,5$

Entonces

$$E = Z * S_X$$

$$E = 3,80425E-06$$

$$X = \bar{X} \pm E$$

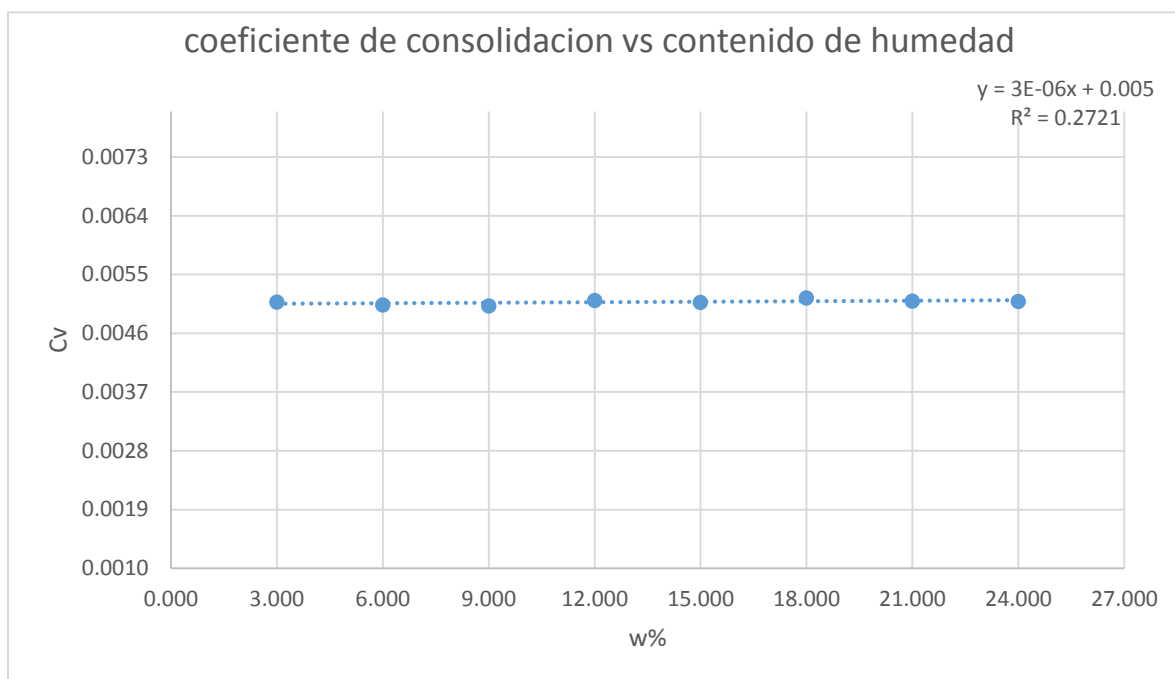
$$X = +0,005 - 0,005$$

Cálculo en porcentaje de límite superior e inferior

$$Ep = \frac{E}{\bar{X}} * 100$$

$$Ep = \pm 0,074786582\%$$

Gráfica 16 Coeficiente de consolidación vs contenido de humedad



Fuente: Elaboración propia

Para la muestra 2 se puede evidenciar el ajuste de valores en la gráfica, lo cual nos da la certeza que el experimento fue más prodigio, por lo tanto, los resultados más confiables a pesar que el  $R^2$  no brinda un valor que indica la falta de ajuste en nuestros valores.

Ahora bien, se puede observar que para este tipo de suelo que pertenece a los suelos de alta plasticidad nuevamente podemos evidenciar que el contenido de humedad no es un factor que ara variar al coeficiente de consolidación, por tanto, damos por nula nuestra hipótesis planteada.

Comprobando también el valor de coeficiente de consolidación para este tipo de suelo, se puede observar que nuestros resultados pertenecen a un suelo de alta plasticidad para una muestra remoldeada.

#### 4.5.6. Correlación entre el contenido de humedad y el coeficiente de consolidación (muestra 1)

Tabla 23 Planilla de resultados de coeficientes de consolidación (muestra 1)

<b>Método Casagrande</b>						
<b>Muestra 1</b>						
N°	Zona 1	LL (%)	LP(%)	IP(%)	%w	Cv(cm <sup>2</sup> /s)
17	Barrio Quebracho	29.830	18.140	11.700	3.000	0.00167
18	Barrio Quebracho	28.980	17.170	11.800	6.000	0.00163
19	Barrio Quebracho	28.820	17.660	11.160	9.000	0.00168
20	Barrio Quebracho	29.050	17.820	11.120	12.000	0.00165
21	Barrio Quebracho	29.830	18.140	11.700	15.000	0.00123
22	Barrio Quebracho	28.980	17.170	11.800	18.000	0.00125
23	Barrio Quebracho	28.820	17.660	11.160	21.000	0.00118
24	Barrio Quebracho	29.050	17.820	11.120	24.000	0.00114

Fuente: Elaboración propia

#### 4.5.7. Representación del análisis estadístico (muestra 1)

Tabla 24 resultados estadísticos (muestra 1)

<b>Muestra N° 1</b>	
Media	0.00510
Error típico	0.00000
Mediana	0.00510
Moda	0.00000
Desviación estándar	0.00000
Varianza de la muestra	0.00000
Curtosis	0.12710
Coficiente de asimetría	-0.17760
Rango	0.00001
Mínimo	0.00500
Máximo	0.00510
Suma	0.04060
Cuenta	8.00000

Fuente: Elaboración propia

Tabla 22 Método de Ajuste por Chi<sup>2</sup>

	1	2	3	4	5	6	7	8
Cv	0.00167	0.00163	0.00168	0.00165	0.00123	0.00125	0.00118	0.00114
%	3	6	9	12	15	18	21	24

Fuente: Elaboración propia

Suma de datos Cv= 0,011

$$X^2 = \frac{\sum(fi - fe)^2}{fe}$$

$X^2=1,212$       NC=95%       $\alpha=5\%$

Donde:

 $X^2$ = Chi cuadrado

Grado de libertad

$$V = K - 1$$

V= 7

Donde:

V= grado de libertad

Valor critico= 14,067

Criterio de decisión

 $X^2 < VC$  ajuste bueno

1,212 &lt; 14,067

 $X^2 > VC$  ajuste malo

1,212 &gt; 14,067

Ajuste bueno
--------------

Tabla 23 Calculo de la Media y Desviación Estándar

INTERVALOS DE CLASE		MARCA DE CLASE	FRECUENCIA ABS.	FRECUENCIA A RELATIVA	FRECUENCIA ACUMULADA	X*F	(X-X)2	(X-X)2*F
Inf.	Sup.							
0.001759	0.001583	0.001670926	3	0.375	0.375	0.005012777	0.00000	0.00000
0.001583	0.001408	0.001495523	2	0.250	0.625	0.002991046	0.00000	0.00000
0.001408	0.001232	0.00132012	1	0.125	0.750	0.00132012	0.00000	0.00000
0.001232	0.001057	0.001144718	2	0.250	1.000	0.002289436	0.00000	0.00000
		0.001408	8			0.001	0.00000	0.00000
							desviacion=	2.25E-04

Fuente: Elaboración propia

Media:

$$\bar{X} = \frac{\sum Xi * f}{N}$$

$$\bar{X} = 0.001$$

Desviación Estándar

$$S_x = \sqrt{\frac{(Xi - \bar{X})^2 * f_i}{N - 1}}$$

$$S_x = 0,00022482$$

Para la resistencia mayor:

$$Z = \frac{X_{max} - \bar{X}}{S_x}$$

$$Z = 1,85$$

$$F_1 = 0,9671$$

Para la resistencia menor

$$Z = \frac{X_{max} - \bar{X}}{S_x}$$

$$Z = -1,85$$

$$F_2 = 0,0329$$

Nivel de confianza

$$NC = F_1 - F_2 = 93,42\%$$

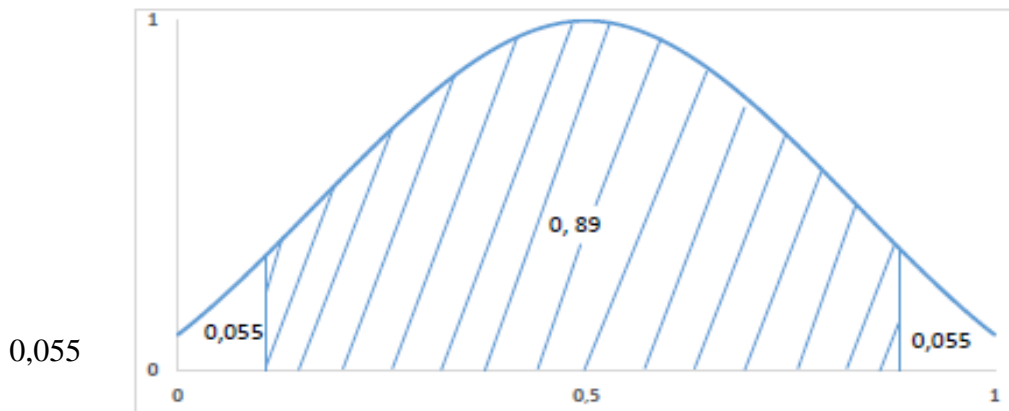
Calculo del límite superior e inferior

$$X = \bar{X} \pm E$$

$$E = Z * S_X$$

Obtención de Z con NC=0,9342

Gráfica 17 Curva de distribución normal



Fuente: Elaboración propia

Dato para entrar a tabla= 0,9342

De la tabla de distribución normal obtenemos  $Z = 1,5$

Entonces

$$E = Z * S_X$$

$$E = 0,000175152$$

$$X = \bar{X} \pm E$$

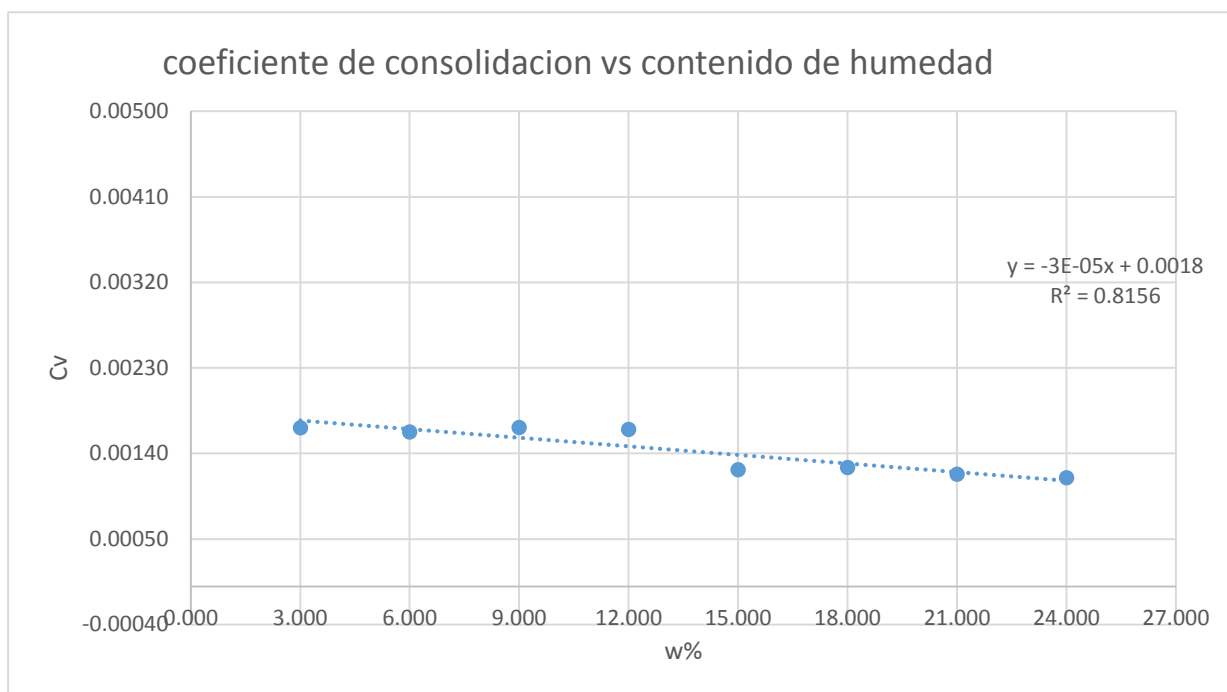
$$X = +0,002 \quad -0,001$$

Cálculo en porcentaje de límite superior e inferior

$$Ep = \frac{E}{\bar{X}} * 100$$

$$Ep = \pm 15,13959474\%$$

Gráfica 18 Coeficiente de consolidación vs contenido de humedad



Fuente: Elaboración propia

Realizando el análisis por el método de Casagrande se puede ver y evidenciar que nuevamente los valores de coeficientes de consolidación no varían para una muestra de suelo que pertenece a los suelos de baja plasticidad, por lo tanto, nuevamente nuestra hipótesis no es válida, en este método el  $R^2$  representa valores más confiables, pero se ve que los resultados tienen más variabilidad en función al método de Taylor planteado anteriormente.

Como se da a notar en la teoría se puede ver y evidenciar que para el mismo tipo de suelo el coeficiente de consolidación presenta valores más pequeños que el método de Taylor, y para cálculos recomiendan usar los valores dados por el método de Casagrande ya que serían valores que presentan más seguridad al momento del cálculo.

#### 4.5.8. Correlación entre el contenido de humedad y el coeficiente de consolidación (muestra 2)

Tabla 24 Planilla de resultados de coeficientes de consolidación (muestra 2)

<b>Método Casagrande</b>						
<b>Muestra 2</b>						
N°	Zona 2	LL (%)	LP(%)	IP(%)	%w	Cv(cm <sup>2</sup> /s)
25	Barrio Quebracho	51.330	25.260	26.070	3.000	0.00282
26	Barrio Quebracho	52.310	22.410	29.900	6.000	0.00390
27	Barrio Quebracho	51.180	22.430	28.750	9.000	0.00350
28	Barrio Quebracho	51.480	21.670	29.820	12.000	0.00348
29	Barrio Quebracho	51.330	25.260	26.070	15.000	0.00395
30	Barrio Quebracho	52.310	22.410	29.900	18.000	0.00381
31	Barrio Quebracho	51.180	22.430	28.750	21.000	0.00297
32	Barrio Quebracho	51.480	21.670	29.820	24.000	0.00270

Fuente: Elaboración propia

#### 4.5.9. Representación del análisis estadístico (muestra 2)

Tabla 25 resultados estadísticos (muestra 2)

<b>Muestra N° 2</b>	
Media	0.00340
Error típico	0.00020
Mediana	0.00350
Moda	0.00000
Desviación estándar	0.00050
Varianza de la muestra	0.00000
Carosis	-0.31040
Coficiente de asimetría	-0.31040
Rango	0.00130
Mínimo	0.00130
Máximo	0.00400
Suma	0.02710
Cuenta	8.00000

Fuente: Elaboración propia



Tabla 26 Método de Ajuste por Chi<sup>2</sup>

	1	2	3	4	5	6	7	8
Cv	0.00282	0.00390	0.00350	0.00348	0.00395	0.00381	0.00297	0.00270
%	3	6	9	12	15	18	21	24

Fuente: Elaboración propia

Suma de datos Cv= 0,027

$$X^2 = \frac{\sum(\mathbf{fi} - \mathbf{fe})^2}{\mathbf{fe}}$$

$X^2=2,876$       NC=95%       $\alpha=5\%$

Donde:

 $X^2$ = Chi cuadrado

Grado de libertad

$$\mathbf{V} = \mathbf{K} - \mathbf{1}$$

V= 7

Donde:

V= grado de libertad

Valor critico= 14,067

Criterio de decisión

 $X^2 < VC$  ajuste bueno

2,876 &lt; 14,067

 $X^2 > VC$  ajuste malo

2,876 &gt; 14,067

Ajuste bueno
--------------

Tabla 27 Calculo de la Media y Desviación Estándar

INTERVALOS DE CLASE		MARCA DE CLASE	FRECUENCIA ABS.	FRECUENCIA RELATIVA	FRECUENCIA ACUMULADA	X*F	(X-X) <sup>2</sup>	(X-X) <sup>2</sup> *F
Inf.	Sup.							
0.002843	0.002803	0.002822938	3	0.375	0.375	0.008468813	0.00000	0.00000
0.002803	0.002762	0.002782384	2	0.250	0.625	0.005564768	0.00000	0.00000
0.002762	0.002722	0.00274183	1	0.125	0.750	0.00274183	0.00000	0.00000
0.002722	0.002681	0.002701276	2	0.250	1.000	0.005402553	0.00000	0.00000
		0.002762	8			0.003	0.00000	0.00000
							desviacion=	5.20E-05

Fuente: Elaboración propia

Media:

$$\bar{X} = \frac{\sum Xi * f}{N}$$

$$\bar{X} = 0.003$$

Desviación Estándar

$$Sx = \sqrt{\frac{(Xi - \bar{X})^2 * fi}{N - 1}}$$

$$Sx = 5,19793E-05$$

Para la resistencia mayor:

$$Z = \frac{X_{max} - \bar{X}}{SX}$$

$$Z = 1,85$$

$$F_1 = 0,9671$$

Para la resistencia menor

$$Z = \frac{X_{max} - \bar{X}}{SX}$$

$$Z = -1,85$$

$$F_2 = 0,0329$$

Nivel de confianza

$$NC = F_1 - F_2 = 93,42\%$$

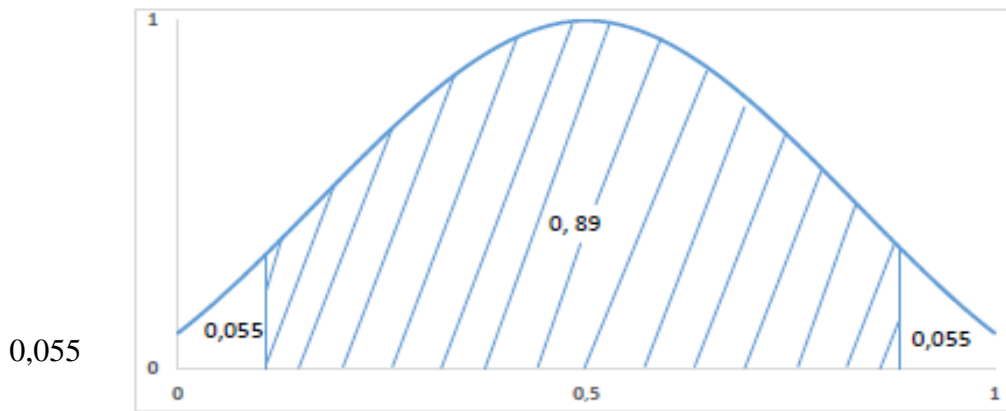
Calculo del límite superior e inferior

$$X = \bar{X} \pm E$$

$$E = Z * S_X$$

Obtención de Z con NC=0,9342

Gráfica 19 Curva de distribución normal



Fuente: Elaboración propia

Dato para entrar a tabla= 0,9342

De la tabla de distribución normal obtenemos  $Z = 1,5$

Entonces

$$E = Z * S_X$$

$$E = 4,92784E-05$$

$$X = \bar{X} \pm E$$

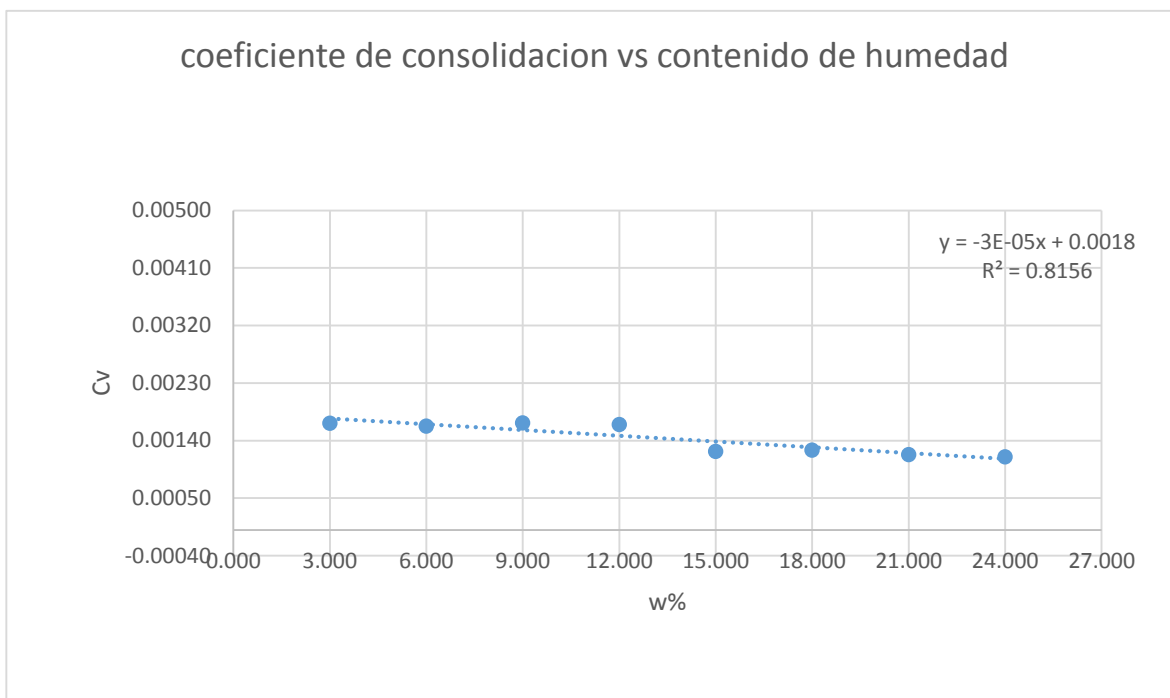
$$X = +0,003 \quad -0,003$$

Cálculo en porcentaje de límite superior e inferior

$$Ep = \frac{E}{\bar{X}} * 100$$

$$Ep = \pm 1,784088209\%$$

Gráfica 20 Coeficiente de consolidación vs contenido de humedad



Fuente: Elaboración propia

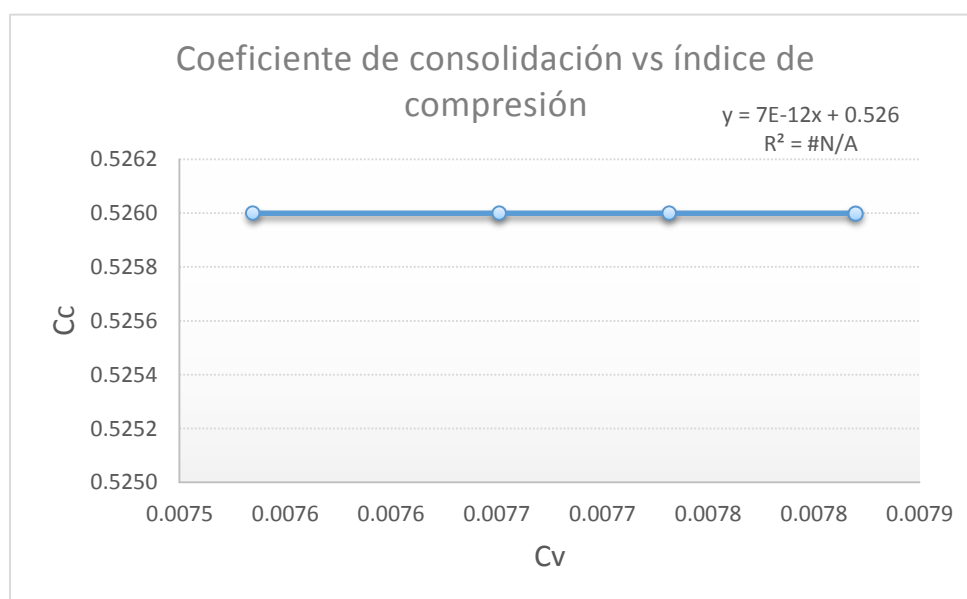
Para esta muestra que representa a los suelos de alta plasticidad se puede ver que nuevamente los valores de coeficientes de consolidación no varían considerablemente en función al contenido de humedad, y es por esto que se da nuevamente por luna nuestra hipótesis planteada, viendo que el  $R^2$  nos va un valor de confianza aceptable y existiendo valores de coeficientes de consolidación no tan parejos, esto nos lleva a ver que la variación de tendencia entre la correlación de contenido de humedad y el coeficiente de consolidación son aceptables para este método de Casagrande.

Tabla 28 De resultados de relación de vacíos e índice de compresión

$\gamma_s$	2.726	<table border="1"> <thead> <tr> <th><math>\Delta H</math> (mm)</th> <th><math>e_o</math> (mm)</th> <th><math>\Delta e</math> (mm)</th> <th><math>C_c</math></th> <th><math>S_p</math>(mm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.009</td> <td>0.109</td> <td>0.004</td> <td>0.526</td> <td>0.090</td> </tr> <tr> <td>0.011</td> <td>0.109</td> <td>0.005</td> <td>0.526</td> <td>0.107</td> </tr> <tr> <td>0.012</td> <td>0.108</td> <td>0.005</td> <td>0.526</td> <td>0.121</td> </tr> <tr> <td>0.013</td> <td>0.108</td> <td>0.006</td> <td>0.526</td> <td>0.131</td> </tr> </tbody> </table>	$\Delta H$ (mm)	$e_o$ (mm)	$\Delta e$ (mm)	$C_c$	$S_p$ (mm)	0.009	0.109	0.004	0.526	0.090	0.011	0.109	0.005	0.526	0.107	0.012	0.108	0.005	0.526	0.121	0.013	0.108	0.006	0.526	0.131
$\Delta H$ (mm)	$e_o$ (mm)		$\Delta e$ (mm)	$C_c$	$S_p$ (mm)																						
0.009	0.109		0.004	0.526	0.090																						
0.011	0.109		0.005	0.526	0.107																						
0.012	0.108		0.005	0.526	0.121																						
0.013	0.108		0.006	0.526	0.131																						
$W_s$	21.655																										
$G_s$	2.726																										
$H_s$	2.245																										
$H_v$	0.255																										
$\Delta H$	9.000																										
$\Delta e$	0.000																										
$e_o=e_1$	0.114																										
$e_1=e$	0.114																										
$e_2$	0.013																										
$\varepsilon$	0.000																										

Fuente: Elaboración propia

Gráfica 21 Coeficiente de consolidación vs índice de compresión



Fuente: Elaboración propia

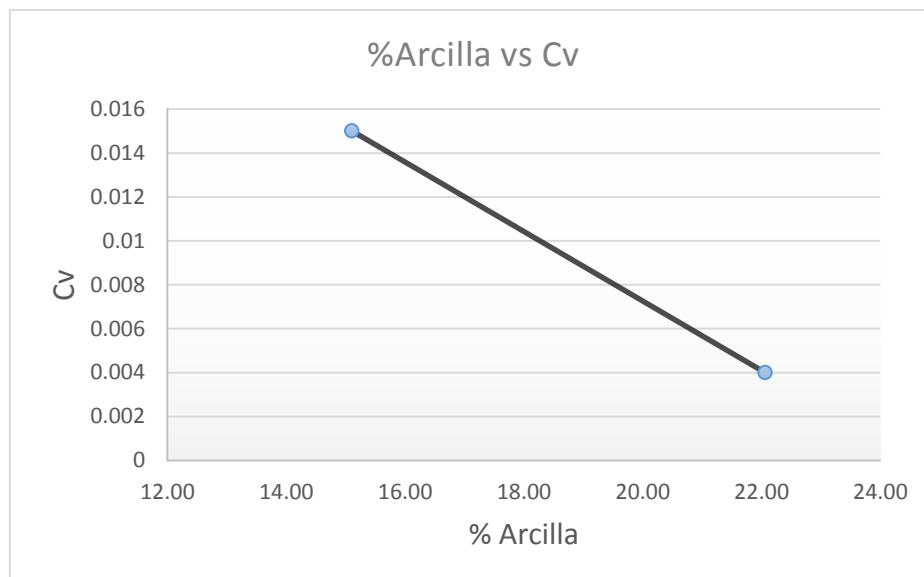
Analizando la gráfica  $C_v$  vs  $C_c$  se puede evidenciar que no existe tendencia o correlación alguna entre el coeficiente de consolidación y el índice de compresión, ya que cada valor depende de diferentes variaciones.

Tabla 29 Influencia del porcentaje de arcilla en el coeficiente de consolidación

	CV	LL	% arcilla
CL	0.015	29.05	15.10
CH	0.004	51.48	22.06

Fuente: Elaboración propia

Gráfica 22 porcentaje de arcilla vs coeficiente de consolidación



Fuente: Elaboración propia

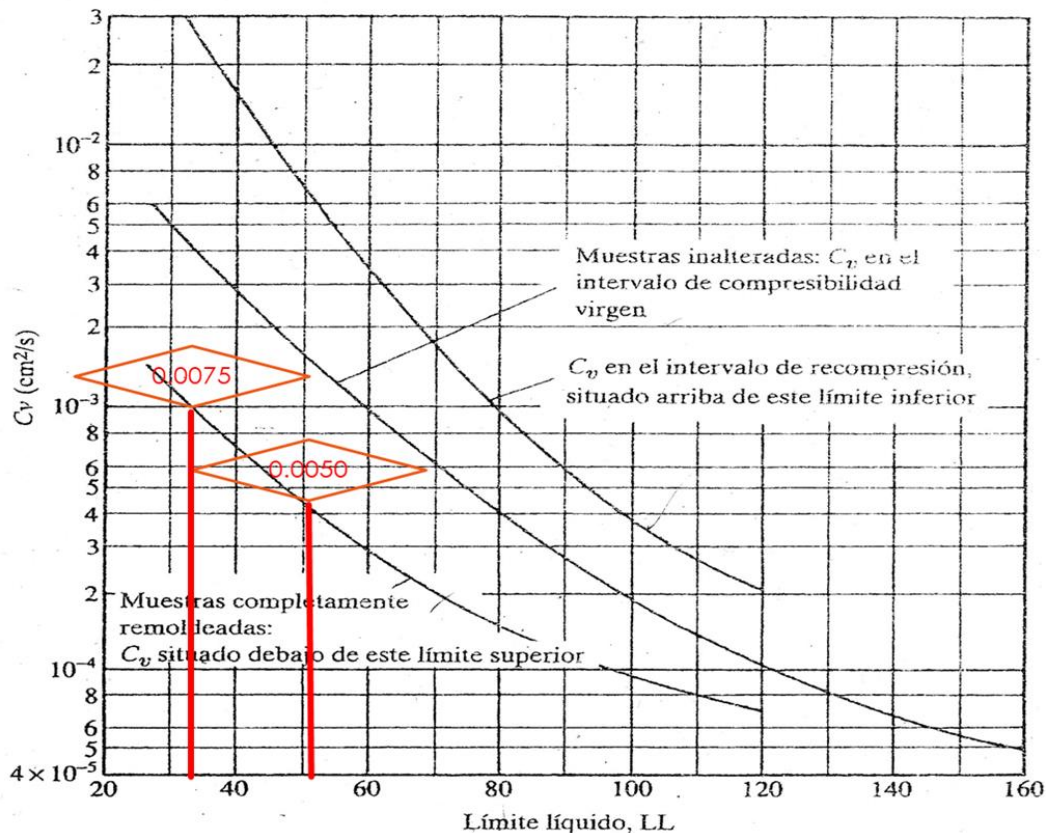
#### 4.4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Analizando los resultados podemos observar que la correlación entre el contenido de humedad y el coeficiente de consolidación presenta un nivel de bondad muy bajo en el método de Taylor, pero valores más semejantes en sus resultados, por otra parte en el método de Casagrande los valores de coeficientes de consolidación presentan cierta variación y un nivel de confianza más alto, es por esto que el señor Lambe recomienda el huso del método Casagrande para distintos cálculos ya que presentan valores más pequeños y que brindan mayor seguridad en los cálculos en función al método Taylor.

Ahora bien, analizando cada grafica por los distintos métodos se puede observar que se el contenido de humedad no es un parámetro que rige la variación en un sistema que se mide en (kPa) ya que el contenido de humedad se expresa en % y un % no hace nada o no

influye en nada en un sistema que se mide en (kPa). Por lo tanto, no existe ningún efecto en el coeficiente de consolidación.

Gráfica 23 Método de la raíz cuadrada del tiempo



Fuente: Armada de los EEUU; Fundamentos de geotecnia “cuarta edición”, Braja M.

Analizando cada variable estudiada podemos recomendar que el coeficiente de consolidación está ligado más propiamente al tipo de suelo, lo que se recomienda es que para futuros análisis de este tipo sean realizados para diferentes tipos de suelos y así probar y/o comprobar su variabilidad.

Es de aquí que los resultados obtenidos y analizados nos permiten dar por nula nuestra hipótesis, los motivos ya mencionados anteriormente no afectan en el objeto de estudio planteado.

## CAPÍTULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1. CONCLUSIONES

- El proyecto de investigación cuando se plantea hipótesis las mismas al final podrá determinar o concluir con respuestas positivas y/o negativas lo cual también significa un aporte a futuras investigaciones que se vayan a realizar o mejorar.
- Luego del análisis de resultados, se llegó a la conclusión que el contenido de humedad no es un parámetro que puede hacer variar al coeficiente de consolidación, se debe tomar en cuenta que las propiedades que rigen la variación del coeficiente de consolidación están ligadas más propiamente al límite líquido que es el que define el tipo de suelo y por lo tanto al coeficiente de consolidación.
- Por lo tanto, el límite líquido es el que influye de forma directa a la variación del coeficiente de consolidación tal como se pudo observar en los ensayos realizados de consolidación unidireccional de los suelos cohesivos a distintas muestras y humedades planteadas.
- El análisis del contenido de humedad corresponde a la mecánica de suelos no saturada, que es la que toma en cuenta como parámetro al contenido de humedad y la succión matriz analizando la variación y sus efectos que causa en los suelos o en cualquier otro ende físico.
- Por lo cual no se debe tomar el contenido de humedad como variables para este tipo de estudio, ya que el resultado y el trabajo realizado no reflejara ningún aporte a este tipo de investigación.



## 5.2. RECOMENDACIONES

Se recomienda:

- Principalmente no tomar el contenido de humedad como parámetro que vaya a formar parte de un sistema medido en (kPa), ya que el contenido de humedad presenta unidades de (%), por lo tanto, no se debe usar el contenido de humedad.
- La muestra debe presentar las condiciones adecuadas y similares a las de campo, por lo tanto, se debe realizar los ensayos correspondientes para lograr esta similitud.
- Al generar las muestras hay que impermeabilizarlas para evitar la pérdida de humedad de esta manera lograr la confianza en los resultados.
- Utilizar los instrumentos adecuados para la manipulación y preparación de la muestra, previos a la realización de los ensayos, ya que una muestra bien preparada refleja la exactitud y confianza de los resultados.
- Procurar la calibración, mantenimiento y cuidado del equipo de laboratorio para la elaboración de los ensayos; de este modo se asegura una adecuada obtención de datos.
- Revisar los consolidómetros y el equipo de corte, observando que cuenten con todos sus accesorios necesarios para las prácticas como por ejemplo las pesas, extractores de muestra y que cuenten con el odómetro adecuado.
- Los datos obtenidos de la práctica deben ser ordenados con fecha y día para no tener problemas en los cálculos.
- Recopilar información sobre la influencia que el contenido de humedad tiene en los procedimientos de cálculo de diferentes ensayos.
- Hacer conciencia de la limpieza y cuidado de nuestros equipos tanto de docentes como de estudiantes, ya que se observó una dejadez al momento de realizar las practicas.