

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

El suelo ha estado en estrecha relación con las actividades que realiza el hombre, de ahí la necesidad de comprender el comportamiento de los suelos, el resultado de los accidentes considerables, como las fallas en las fundaciones, que no brindan un apoyo estable.

A comienzos del siglo XX se intensificaron las investigaciones sobre el tema, los trabajos de Boussinesq en Francia, Terzaghi en Alemania y los Estados Unidos, abrieron nuevos horizontes en la materia, permitiendo su evolución y perfeccionamiento. Coulomb en 1773 y Rankine en 1885, tuvieron la aguda visión de la problemática que involucra el comportamiento de los suelos, y permitieron escribir el futuro de esta rama de la ingeniería.

En ingeniería civil el análisis de la consolidación de los suelos finos representa un problema natural, sobre todo en las arcillas; si localizamos alguna edificación sobre este tipo de suelo es necesario realizar el estudio de las propiedades geotécnicas del suelo y de esta manera estimar los asentamientos totales y diferenciales que presentará la estructura.

El fenómeno de consolidación ha sido estudiado por diferentes investigadores en el área de la ingeniería, uno de los primeros en hacerlo fue Karl Terzaghi, enfocado en suelos finos saturados desarrolló la teoría de consolidación unidimensional, actualmente la más aplicada para cálculo de asentamientos donde el objetivo principal de esta prueba de consolidación es conseguir la información sobre la compresibilidad del suelo, y con ello determinar los parámetros que expresen la deformabilidad, sus coeficientes de consolidación y de cambio volumétrico.

El análisis geotécnico de los proyectos civiles, como lo es el asentamiento que puede ser generado por la interacción del suelo y la estructura, es una variable de diseño fundamental que garantizará las condiciones de servicio y seguridad del proyecto.

El fenómeno de deformación de un suelo se puede presentar en los siguientes casos:

- a) Cambio de volumen - Propiedad del suelo que genera una disminución en su volumen al someterlos a un esfuerzo efectivo, proceso en el que la masa de suelo cambia de volumen, pero mantiene su forma.
- b) Cambio de forma - A este caso se le conoce como distorsión o deformación por cortante, es el proceso por el cual una masa de suelo cambia su forma, variando la posición relativa de sus puntos, pero mantiene su volumen constante (Berry, 1993).

La capacidad de cambio volumétrico de un suelo está en función del comportamiento esfuerzo - deformación - tiempo, condición estudiada en el laboratorio por medio de la prueba de consolidación o compresión confinada. La teoría de la consolidación unidimensional, que es aplicada para resolver el problema de compresibilidad en suelos finos saturados en función del tiempo.

El estudio del proceso de consolidación mediante la compresión confinada en el laboratorio permite simplificar comportamientos separando la compresibilidad total de su velocidad de ocurrencia en el tiempo, y usualmente se hace mediante formulaciones simples, usualmente bajo una transformación semilogarítmica, permiten obtener los parámetros y variables mostrados en el Cuadro 1.1.

Cuadro 1.1 Parámetros y variables obtenidas de la prueba de compresión confinada.

Término	Nomenclatura	Tipo	Comentario
Relación de vacíos inicial	e_0	Variable de estado de tipo deformación	Variable que permite definir el punto de partida de la curva de compresibilidad
Presión de preconsolidación	σ'_p	Variable de estado de tipo tensión	Variable que permite definir el rango elástico del material
Índice de compresibilidad	C_c	Parámetro	Parámetro elastoplástico que transforma el esfuerzo efectivo en deformación
Índice de expansión	C_s	Parámetro	Parámetro elástico que transforma el esfuerzo efectivo en deformación
Coefficiente de consolidación	C_v	Parámetro	Parámetro que permite estimar el tiempo en que se produce la deformación bajo una condición de flujo de agua unidimensional.

(Pinzón, 2019)

Estos parámetros y variables definidas a partir de pruebas directas en el laboratorio en combinación con otras variables del estado de esfuerzos debidos a los esfuerzos aplicados en superficie permiten obtener la magnitud de las deformaciones, en este caso asentamientos, y la velocidad con la que se producen en la condición real de campo (Pinzón, 2019).

Si se tiene una inadecuada interpretación de las condiciones iniciales del suelo y de los parámetros y variables que se muestran en Cuadro 1.1, se pueden presentar sobre o sub dimensionamiento de la magnitud de los asentamientos del suelo, generando riesgos o costos adicionales en los proyectos de construcción, razón por la cual, el estudio de este fenómeno es relevante en el diseño de cimentaciones, que en muchos casos no se hace de forma adecuada por la duración y costo de los ensayos de laboratorio o por una pobre caracterización del subsuelo. Por lo tanto, la presente investigación tiene como objeto analizar el comportamiento esfuerzo - deformación de los suelos arcillosos de la ciudad de Tarija, considerando que el mismo depende de la interacción de sus elementos constituyentes y de las condiciones externas, y que de acuerdo con Mitchell

y Soga (2005) estos factores pueden ser divididos en dos grupos: factores composicionales y factores ambientales.

1.2 Descripción de la problemática

Los cambios de volumen en los suelos son importantes porque determinan los asentamientos debido a la compresión, el levantamiento debido a la expansión y contribuyen a las deformaciones causadas por los esfuerzos cortantes. Los cambios de volumen provocan cambios en las propiedades de resistencia y deformación que, a su vez, influyen en la estabilidad. Los cambios de volumen son inducidos por cambios en las tensiones aplicadas, ambientes químicos y de humedad, y temperatura. Los efectos de los cambios de esfuerzos son generalmente los más importantes y han sido los más estudiados (Mitchell, 2005).

La compresibilidad de un suelo consiste en la reducción de su volumen mediante el cambio en su esfuerzo efectivo, bien sea por la aplicación de una carga externa o por drenaje, lo que conlleva a una pérdida de aire y/o agua reduciendo el volumen de vacíos. Dependiendo del sistema estructural, en una edificación estos cambios de volumen generan asentamientos diferenciales que son los verdaderos responsables de las inclinaciones, agrietamientos e incluso el colapso de las estructuras.

Tanto la teoría unidimensional de consolidación descrita por Terzaghi y Frölich (1936) como la teoría de Biot (1941), permiten predecir asentamientos en suelos con dos fases: sólida y líquida, es decir suelos en estado de saturación. El comportamiento del suelo en campo, difiere de lo anterior, ya que muchos suelos normalmente no se encuentran saturados sino parcialmente saturados.

Por lo tanto, existe una diferencia importante entre los asentamientos medidos y los estimados, esto puede deberse a las propiedades de compresibilidad del suelo.

De qué dependen las propiedades de compresibilidad:

- El estado actual de esfuerzos (Ambientales).

- La historia de esfuerzos (Ambientales).
- El contenido de agua (Ambientales).
- La mineralogía del suelo (Composicionales).
- Otros constituyentes en el suelo, como materia orgánica (Composicionales).
- La fábrica del suelo (Ambientales).

Existe una diferencia importante entre los asentamientos medidos y los estimados, esto puede deberse a las propiedades de compresibilidad del suelo.

Para el estudio de la compresibilidad de suelos finos, los métodos para su estimación se basan en comprender el proceso de consolidación (Alonso et al. 1987).

La compresibilidad de un suelo genera cambios de volumen generan asentamientos diferenciales que son los verdaderos responsables de las inclinaciones, agrietamientos e incluso el colapso de las estructuras. (Pinzón, 2019).

Por lo expuesto, es importante evaluar la influencia de la compresibilidad del suelo de estudio, teniendo en cuenta la variación de los factores ambientales, mismos que dependerán de las situaciones de requerimiento y condiciones del suelo de fundación.

Los suelos de la ciudad de Tarija, que en su mayor parte están constituidos principalmente por suelos arcillosos y que hasta la fecha no se han realizado estudios respecto a su comportamiento físico – mecánico y que según las propiedades ingenieriles del suelo dependen de la interacción de sus elementos constituyentes.

Ante la problemática descrita en párrafos anteriores el problema científico se puede expresar en términos de las siguientes preguntas científicas:

(1) ¿Cuáles son las propiedades y características de los suelos finos (arcillas) del Valle Central de Tarija relacionadas con el fenómeno físico de la consolidación y qué rangos de valores, determinados en laboratorio, adoptan sus variables más relevantes?

- (2) *A partir de los resultados experimentales, ¿Cómo determinar el módulo edométrico y cómo formular una aproximación a un modelo constitutivo considerando las relaciones esfuerzo – deformación unitaria?*
- (3) *¿Cómo clasificar las arcillas del Valle Central de Tarija considerando su susceptibilidad a la compresibilidad en función de los valores que adopta el índice de compresión?*
- (4) *¿Existen correlaciones significativas o idóneas entre algunas de las variables determinadas experimentalmente?*

Las preguntas anteriores conducen a formular los objetivos que se mencionan a continuación.

1.3 Objetivos

El objetivo general de la presente investigación es:

Estudiar y analizar teórica y experimentalmente el fenómeno de la consolidación en los suelos finos del Valle Central de Tarija, determinando, de manera previa y experimental, los valores de sus variables más relevantes.

El objetivo general pretende ser alcanzado a partir del logro de los siguientes objetivos específicos:

- (1) *Extraer las muestras de suelos, determinar sus características básicas y someterlas al ensayo edométrico de consolidación para obtener los resultados previstos, referentes a las variables más relevantes producto del mencionado ensayo.*
- (2) *Determinar el módulo edométrico y formular modelos constitutivos basados en correlaciones entre los esfuerzos y las deformaciones unitarias experimentales.*

(3) Clasificar las arcillas del Valle Central de Tarija según su susceptibilidad a la compresibilidad, utilizando el índice de compresión como criterio principal para establecer categorías de comportamiento.

(4) Formular correlaciones y sus correspondientes modelos matemáticos, expresados en términos de ecuaciones, entre algunas de las variables determinadas a partir de los datos experimentales.

1.4 Hipótesis

En función al problema enunciado en los párrafos que anteceden, las hipótesis se las expresa de la siguiente manera:

(1) El origen de los suelos, constituidos por arcillas, es un factor que influye en los valores de las variables más relevantes del fenómeno físico de la consolidación. Pero se asume la validez de la teoría de la consolidación unidimensional y su ensayo edométrico para la determinación experimental de las mencionadas variables.

(2) Existe una correlación significativa entre los esfuerzos y deformaciones unitarias, lo que permite determinar el módulo edométrico y formular modelos constitutivos.

(3) Es posible una clasificación de las arcillas del Valle Central de Tarija, en función de los valores experimentales que adopta el índice de compresión.

(4) Las correlaciones entre las siguientes variables son significativas:

- Esfuerzos y deformaciones unitarias;*
- Asentamiento y la profundidad;*

- *Asentamiento y relación de sobreconsolidación (OCR);*
- *Razón esfuerzo desviador/esfuerzo de preconsolidación y relación de sobreconsolidación (OCR);*
- *Asentamiento y razón esfuerzo desviador/relación de sobreconsolidación (OCR);*
- *Razón esfuerzo desviador/esfuerzo de preconsolidación e índice de compresión.*

CAPÍTULO II

FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

Los fenómenos físicos de la consolidación y la compresibilidad de los suelos han sido objeto de muchísimas publicaciones, como libros, tesis, artículos científicos, etc. Consecuentemente los fundamentos teóricos y experimentales de estos fenómenos fueron ampliamente estudiados y publicados.

En los párrafos que siguen se sintetizan los fundamentos teóricos y experimentales de los mencionados fenómenos, que se sustentan en Holtz, R. D. et al. (2023), Benítez Reynoso, A. (2021), Das, B. (2019), Flores, F. et al. (2019), Das, B. (2015), Bowles, J. (1998), Berry P. L. et al. (1993).

2.1 Fenómeno de cambio volumétrico

Sin duda, se sabe que cuando los materiales se cargan, se deforman. Estas deformaciones pueden ser un cambio de volumen (generalmente compresión) en suelos. Mientras que en algunos materiales la deformación ocurre inmediatamente después de la carga, en otros, esta respuesta puede requerir un tiempo relativamente largo. En ingeniería geotécnica, este segundo, es dependiente del tiempo. La respuesta es especialmente cierta para los suelos arcillosos.

El tipo más simple de relación tensión-deformación se aplica a los materiales elásticos, en los que las tensiones y las deformaciones ocurren simultáneamente, y si se quita la carga, el material vuelve a su estado original.

Las relaciones tensión-deformación elástica pueden ser lineales (como en la ley de Hooke para un resorte) o no lineal. Algunos materiales elásticos especiales no responden inmediatamente a la carga, y estos son denominado viscoelástico, donde “visco” se refiere a la influencia del tiempo en la respuesta. Típicamente, cuanto más rápido se carga un material viscoelástico, más rígido se vuelve; o, dicho de otra manera,

cuando una carga se aplica rápidamente a un material viscoelástico, se deforma menos que cuando se aplica la carga más lentamente. Pero los suelos son aún más complicados que esto: la mayoría no vuelve a su estado original, toman forma cuando se descargan, pero conservan alguna deformación, esto se refiere al comportamiento plástico.

Si se carga un suelo y luego es descargado, retiene parte de ese historial de esfuerzos, que puede influir en el comportamiento del suelo si es más tarde recargado nuevamente. (Holtz, 2023).

Por lo tanto, los suelos son materiales extremadamente complejos en términos de su comportamiento tensión-deformación-tiempo. Como resultado, han estado entre los materiales de ingeniería más difíciles de modelar, tanto mecánicamente y en códigos informáticos, porque suelen tener todas las características que acabamos de mencionar. En resumen, los suelos tienen:

- relaciones Esfuerzo-Deformación no lineales;
- respuesta dependiente del tiempo a la carga (viscoelasticidad);
- algunas deformaciones recuperables cuando se carga y luego se descarga (elástico);
- algunas deformaciones irreversibles durante la carga y descarga (plástico); y
- un recuerdo, resultado de su historial de esfuerzos.

Los problemas mecánicos y de comportamiento que acabamos de mencionar: no linealidad, dependencia del tiempo y respuesta elástica y plástica a carga-descarga, y el efecto de la historia de los esfuerzos. Dado que la mayoría de los problemas de asentamiento en la práctica geotécnica están asociados con suelos arcillosos, serán el enfoque principal.

Se cree, que las deformaciones de una capa de suelo compresible ocurrirán en una sola dimensión. Si, se carga un suelo, se comprimirá debido a:

1. deformación de los granos del suelo,

2. compresión de aire y agua en los vacíos, y/o

3. expulsión del agua y el aire de los huecos.

Cuando las arcillas se someten a carga, debido a su permeabilidad relativamente baja, su compresión es controlada por la velocidad de expulsión del agua de los poros. Este proceso, llamado consolidación, es un fenómeno tensión-deformación-tiempo. La deformación puede continuar durante meses, años o incluso décadas.

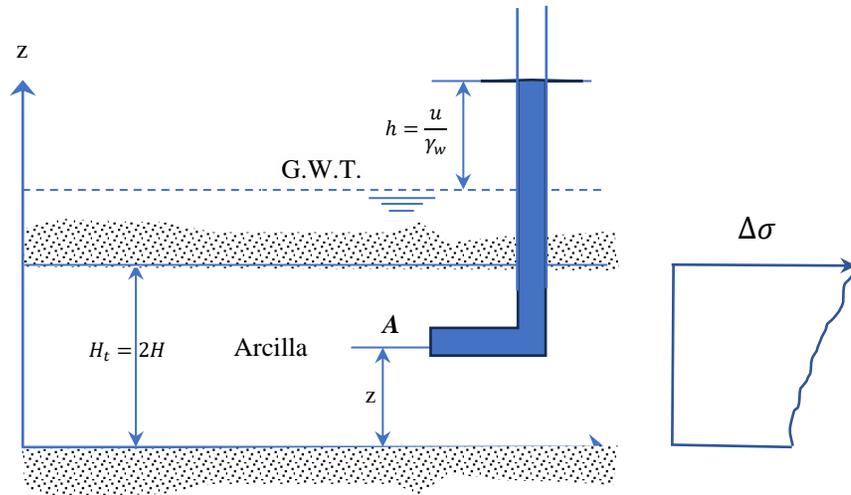
2.2 Consolidación

La teoría de la consolidación unidimensional fue propuesta por primera vez por Terzaghi (1925). La derivación de las ecuaciones matemáticas se expresa de las siguientes premisas:

- ✎ La capa de arcilla es homogénea.
- ✎ La capa de arcilla está saturada.
- ✎ La compresión de la capa de suelo se debe únicamente al cambio de volumen, que a su vez se debe al exprimido del agua de los espacios vacíos.
- ✎ La ley de Darcy es válida.
- ✎ La deformación del suelo se produce sólo en la dirección de la aplicación de la carga.
- ✎ El coeficiente de consolidación C_v , es constante durante la consolidación.

Con los supuestos, se considera una capa de arcilla de espesor H_t como se muestra en la figura 2.1. La capa está situada entre dos capas de arena altamente permeables. Cuando la arcilla está sometida a un aumento de presión vertical, $\Delta\sigma$, la presión del agua de poro en cualquier punto A aumentará en u . si se considera una masa de suelo elemental con un volumen de $dx-dy-dz$ en A . En el caso de consolidación unidimensional, el flujo de agua dentro y fuera del elemento de suelo es en una sola dirección, es decir, en la dirección z .

Figura 2.1 Capa de arcilla en proceso de consolidación.



(Das, 2019)

$$\text{Si, } (q_z + dq_z) - q_z = \text{tasa de cambio del volumen del elemento de suelo} = \frac{\partial V}{\partial t} \quad (2.1)$$

Donde:

$$V = dx dy dz \quad (2.2)$$

Sustituyendo las ecuaciones, se obtiene:

$$k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dx dy dz = \frac{\partial V}{\partial t} \quad (2.3)$$

donde k es el coeficiente de permeabilidad. Sin embargo,

$$h = \frac{u}{\gamma_w} \quad (2.4)$$

donde

γ_w = peso unitario del agua. Si se sustituye en la ecuación 2.4 en la 2.3 y reordenando se obtiene

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{dx dy dz} \frac{\partial V}{\partial t} \quad (2.5)$$

Durante la consolidación, la tasa de cambio de volumen es igual a la tasa de cambio del volumen vacío. Por lo tanto,

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial V_v}{\partial t} \quad (2.6)$$

donde V_v es el volumen de vacíos del elemento de suelo. Sin embargo

$$V_v = eV_s \quad (2.7)$$

Donde:

V_s = volumen de sólidos del elemento del suelo, el cual es constante

e = relación de vacíos

Así que

$$\frac{\partial V}{\partial t} = V_s \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{V}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{dx \, dy \, dz}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (2.8)$$

Sustituyendo la relación anterior en la ecuación 2.5, se obtiene

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (2.9)$$

El cambio en la relación de vacíos, ∂e , se debe al aumento de la tensión efectiva; suponiendo que están linealmente relacionados, entonces

$$\partial e = -a_v \partial (\Delta \sigma') \quad (2.10)$$

donde a_v es el coeficiente de compresibilidad. Nuevamente, el aumento de la tensión efectiva se debe a la disminución del exceso de presión de agua de poros, ∂u . Por lo tanto,

$$\partial e = a_v \partial u \quad (2.11)$$

Combinando las ecuaciones 2.9 y 2.11 se obtiene

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{a_v}{1+e} \frac{\partial u}{\partial t} = m_v \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.12)$$

donde

$m_v = \frac{\partial u}{\partial t}$ coeficiente de compresibilidad volumétrica

$$m_v = \frac{a_v}{1+e} \quad (2.13)$$

o

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w m_v} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.14)$$

donde

$$C_v = \text{coeficiente de consolidación} = \frac{k}{\gamma_w m_v} \quad (2.15)$$

La ecuación 2.14 es la base de la teoría de consolidación de Terzaghi y puede resolverse con las condiciones de contorno adecuadas. Para resolver la ecuación, se asume que, u es el producto de dos funciones, es decir, el producto de una función de z y una función de t , o

$$u = F(z) G(t) \quad (2.16)$$

Así que

$$\frac{\partial u}{\partial t} = F(z) \frac{\partial}{\partial t} G(t) = F(z) G'(t) \quad (2.17)$$

y

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial^2}{\partial z^2} F(z) G(t) = F''(z) G(t) \quad (2.18)$$

A partir de las ecuaciones 2.14, 2.17 y 2.18

$$F(z) G'(t) = C_v F''(z) G(t)$$

o

$$\frac{F''(z)}{F(z)} = \frac{G'(t)}{C_v G(t)} \quad (2.19)$$

El lado derecho de la ecuación 2.19 es una función de z solamente y es independiente de t ; el lado izquierdo de la ecuación es una función de t solamente y es independiente de z . Por lo tanto, deben ser iguales a una constante, digamos, $-B^2$. Así que

$$F''(z) = -B^2 F(z) \quad (2.20)$$

Una solución de la ecuación 2.20 puede venir dada por

$$F(z) = A_1 \cos Bz + A_2 \sin Bz \quad (2.21)$$

donde A_1 y A_2 son constantes.

De nuevo, el lado derecho de la ecuación 2.19 puede escribirse como

$$G'(t) = -B^2 C_v G(t) \quad (2.22)$$

La solución de la ecuación 2.22 viene dada por

$$G(t) = A_3 \exp(-B^2 C_v t) \quad (2.23)$$

donde A_3 es una constante. Combinando las ecuaciones 2.16, 2.21 y 2.23

$$\begin{aligned} u &= (A_1 \cos Bz + A_2 \sin Bz) A_3 \exp(-B^2 C_v t) \\ &= (A_4 \cos Bz + A_5 \sin Bz) \exp(-B^2 C_v t) \end{aligned} \quad (2.24)$$

donde

$$A_4 = A_1 A_3 \quad A_5 = A_2 A_3$$

Las constantes de la ecuación 2.24 pueden evaluarse a partir de las condiciones de contorno, que son las siguientes:

1. En el momento $t = 0$, $u = u_i$ (exceso de presión inicial del agua de poros a cualquier profundidad)
2. $u = 0$ en $z = 0$

3. $u = 0$ en $z = H_t = 2H$

Obsérvese que H es la longitud de la trayectoria de drenaje más larga. En este caso, que es una condición de drenaje bidireccional (parte superior e inferior de la capa de arcilla), H es igual a la mitad del espesor total de la capa de arcilla, H_t .

La segunda condición de contorno dicta que $A_4 = 0$, y a partir de la tercera condición de contorno obtenemos

$$A_5 \sin 2BH = 0 \quad \text{o} \quad 2BH = n\pi$$

donde n es un número entero. A partir de la ecuación anterior, se puede dar una solución general de la ecuación 2.24 en la forma

$$u = \sum_{n=1}^{n=\infty} A_n \sin \frac{n\pi z}{2H} \exp\left(\frac{-n^2\pi^2 T_v}{4}\right) \quad (2.25)$$

donde T_v es el factor de tiempo no dimensional y es igual a $C_v t / H^2$.

Para satisfacer la primera condición de contorno, debemos tener los coeficientes de A_n tal que

$$u_i = \sum_{n=1}^{n=\infty} A_n \sin \frac{n\pi z}{2H} \quad (2.26)$$

La ecuación 2.26 es una serie senoidal de Fourier, y A_n puede darse por

$$A_n = \frac{1}{H} \int_0^{2H} u_i \sin \frac{n\pi z}{2H} dz \quad (2.27)$$

Combinando las ecuaciones 8.32 y 8.34

$$u = \sum_{n=1}^{n=\infty} \left(\frac{1}{H} \int_0^{2H} u_i \sin \frac{n\pi z}{2H} dz \right) \sin \frac{n\pi z}{2H} \frac{1}{H} \exp\left(\frac{-n^2\pi^2 T_v}{4}\right) \quad (2.28)$$

Hasta ahora no se ha hecho ninguna suposición sobre la variación de u_i con la profundidad de la capa de arcilla. Pero si se supone u_i constante con la profundidad, es decir, si $u_i = u_0$ entonces, nos referimos a la Ecuación 2.28

$$\frac{1}{H} \int_0^{2H} u_i \sin \frac{n\pi z}{2H} dz = \frac{2u_0}{n\pi} (1 - \cos n\pi) \quad (2.29)$$

Si, el grado de consolidación medio es relación entre el asentamiento de consolidación en cualquier momento y el asentamiento de consolidación máximo, en el caso, que $H_t = 2H$ y $u_i = u_0$.

$$U_{av} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T_v) \quad (2.31)$$

Asimismo, Terzaghi sugirió las siguientes ecuaciones para U_{av} para aproximar los valores obtenidos en la anterior Ecuación 2.31:

$$\text{Para } U_{av} = 0\% - 53\%: T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U_{av}\%}{100} \right)^2 \quad (2.32)$$

$$\text{Para } U_{av} = 53\% - 100\% : T_v = 1,781 - 0,933 [\log(100 - U_{av}\%)]$$

Sivaram y Swamee (1977) dieron la siguiente ecuación para U_{av} variando de 0% a 100%

$$\frac{U_{av}\%}{100} = \frac{\left(4T_v/\pi \right)^{0,5}}{\left[1 + \left(4T_v/\pi \right)^{2,8} \right]^{0,179}}$$

o

$$T_v = \frac{\left(\pi/4 \right) \left(U_{av}\%/100 \right)^2}{\left[1 - \left(U_{av}\%/100 \right)^{5,6} \right]^{0,357}} \quad (2.33)$$

Las ecuaciones 2.32 y 2.33 dan un error en T_v de menos de 1% y para $0\% < U_{av} < 90\%$ y menos de 3% para $90\% < U_{av} < 100\%$.

Debe señalarse que, si se tiene situación de drenaje unidireccional, la Ecuación 2.33 seguiría siendo válida.

2.2.1 Principio de la consolidación

El aumento de esfuerzo causado por una construcción de cimientos u otras cargas que comprime las capas de suelo. Esta compresión puede ser causada por:

- 📖 la deformación de partículas del suelo,
- 📖 la reorientación de las partículas del suelo y
- 📖 la expulsión de aire o agua de los espacios vacíos. Por lo tanto, el asentamiento del suelo es causado por una carga; y este puede dividirse en dos amplias categorías:

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

Asentamiento de consolidación, es el resultado del cambio de volumen de un suelo cohesivo saturado debido a la expulsión de agua intersticial. El asentamiento de consolidación depende del tiempo.

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 ocurren 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.

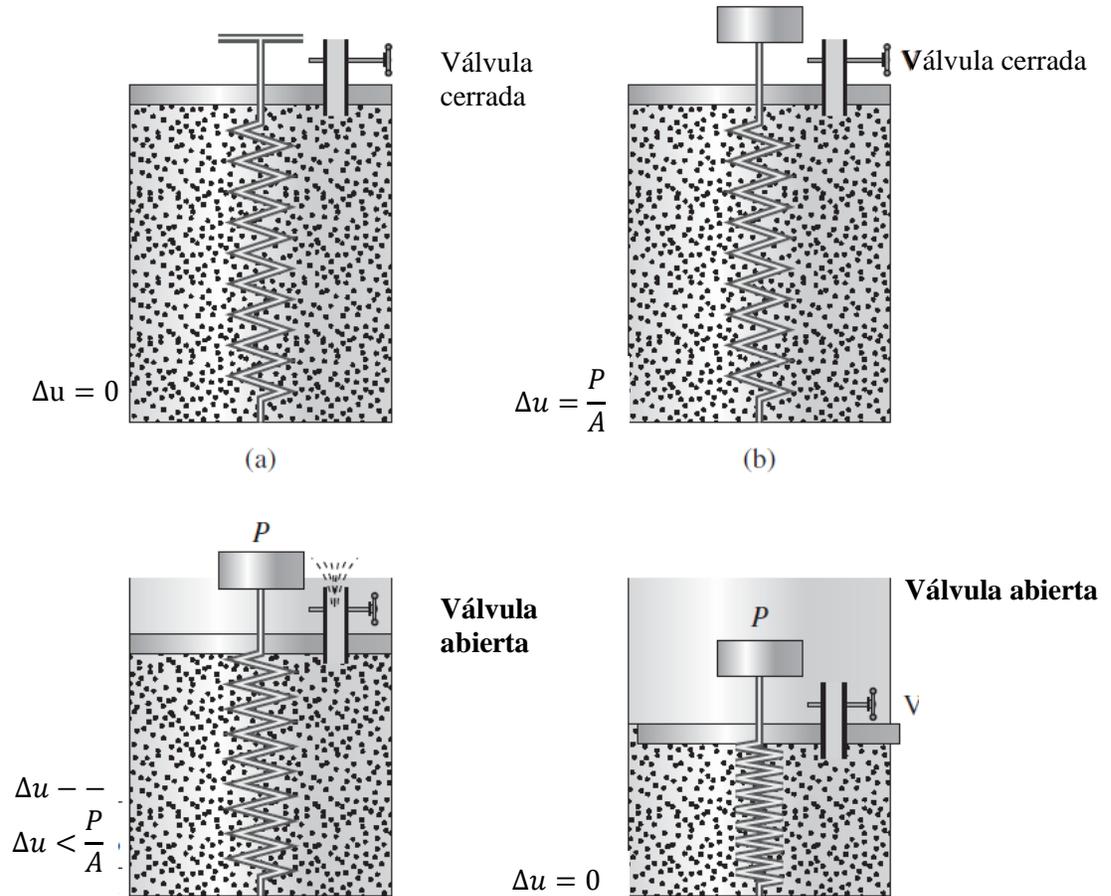
La teoría de la consolidación unidimensional fue propuesta por primera vez por Terzaghi (1925). Los supuestos subyacentes en la derivación de las ecuaciones matemáticas son los siguientes

- La capa de arcilla es homogénea.
- La capa de arcilla está saturada.
- La compresión de la capa de suelo se debe únicamente al cambio de volumen, que a su vez se debe al exprimido del agua de los espacios vacíos.
- La ley de Darcy es válida.
- La deformación del suelo se produce sólo en la dirección de la aplicación de la carga.

La consolidación de la arcilla se explica fácilmente por la analogía del resorte y el pistón que se muestra en la figura 2.2.

El pistón P está cargado por un esfuerzo vertical (P) y comprime un resorte dentro de la cámara, que se llena con agua. El resorte es análogo al esqueleto mineral del suelo, mientras que el agua en el cilindro representa el agua en los vacíos del suelo. La válvula V en la parte superior del pistón representa la permeabilidad del suelo. En equilibrio, cuando la válvula está abierta, no sale agua porque el resorte está soportando la tensión por completo.

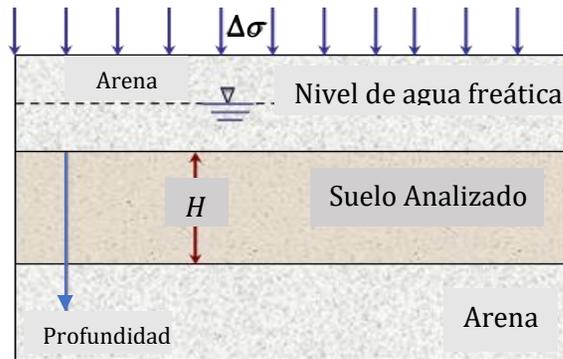
Figura 2.2 Modelo cilindro-resorte Analogía de resorte y pistón aplicada a la consolidación.



(Holtz, 2023)

Esta analogía es similar a la situación en la que una capa de suelo está en equilibrio con el peso de todas las capas del suelo (llamadas sobrecarga) por encima de ella, se conecta un manómetro al cilindro, y muestra la presión hidrostática u_0 en esta condición particular del suelo. Ahora, en la capa de suelo se carga con un incremento de tensión adicional, $\Delta\sigma$, figura 2.3.

Figura 2.3 Variación del esfuerzo total, la presión de agua intersticial y el esfuerzo efectivo en una capa de arcilla.



(Das, 2015)

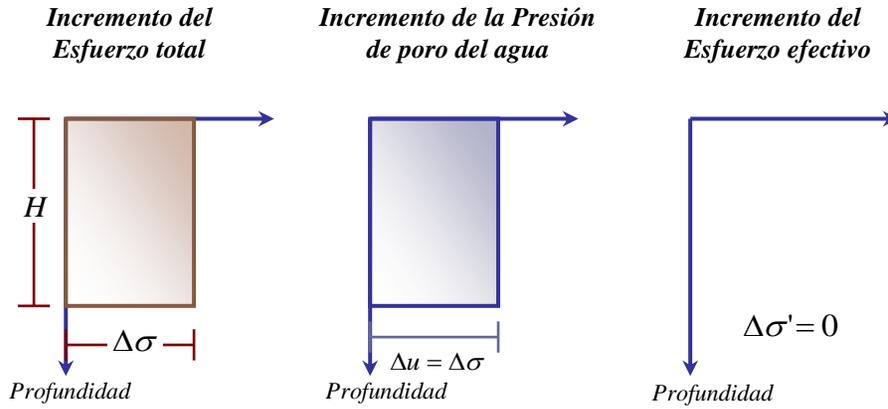
Al comienzo del proceso de consolidación, supone que la válvula V está inicialmente cerrada. Después de la aplicación de la tensión, la presión es inmediatamente transferida al agua dentro del cilindro, al ser el agua relativamente incompresible y la válvula está cerrada para que no pueda salir agua, no existe deformación del pistón, y el manómetro indica $u_0 + \Delta u$, donde $\Delta_0 = \Delta u$, la tensión adicional añadida figura 2.3.

La presión del agua intersticial Δu se denomina exceso de presión de agua intersticial, debido al exceso de la presión hidrostática original u_0 .

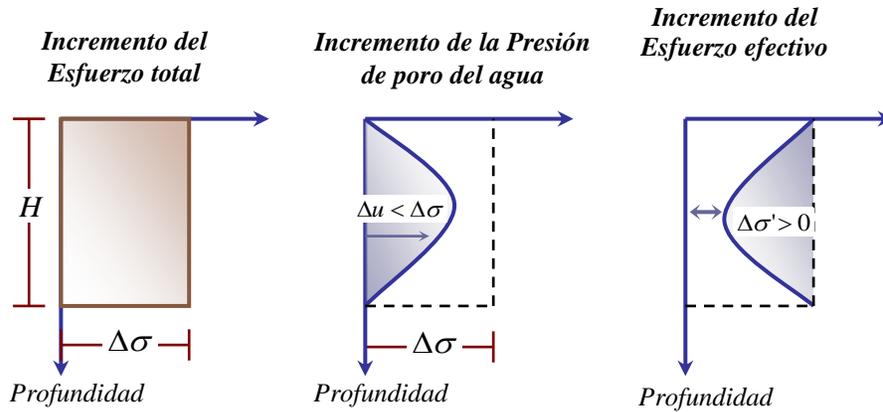
Para simular un suelo cohesivo de grano fino con su baja permeabilidad, se puede abrir la válvula y que el agua sea expulsada lentamente del cilindro debido al exceso inicial de presión Δu .

Con el tiempo, a medida que el agua fluye, la presión del agua disminuye el esfuerzo $\Delta \sigma$ se transfiere al resorte, que se comprime bajo ese esfuerzo. Finalmente, el agua es expulsada en el equilibrio, figura 2.2, la presión de poro del agua es nuevamente hidrostática, y el resorte está en equilibrio con la sobrecarga y el esfuerzo aplicado, $\sigma_v + \Delta \sigma$.

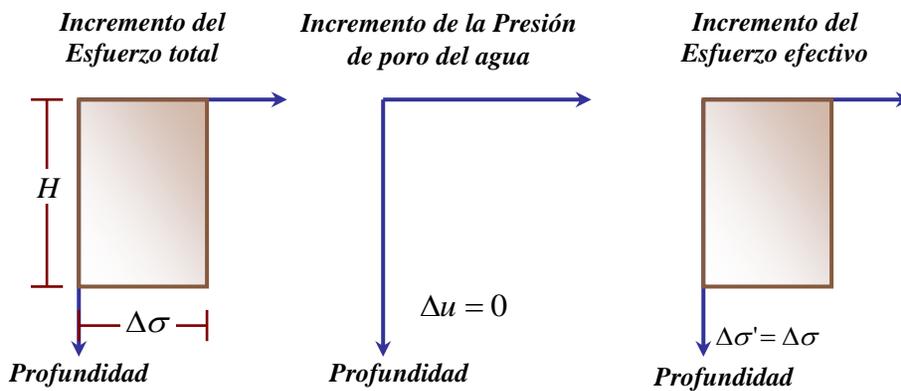
Figura 2.4 Variación del esfuerzo total, la presión de agua intersticial y el esfuerzo efectivo.



(b) En el tiempo $t = 0$



(c) En el Tiempo $0 < t < \infty$



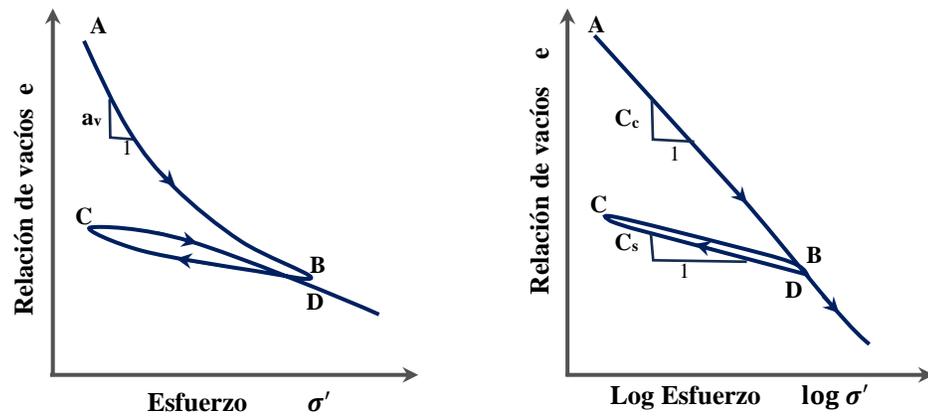
(d) En el Tiempo $t = \infty$

(Das, 2015)

2.2.2 Comportamiento del cambio volumétrico

Los aspectos fenomenológicos se basan en el comportamiento de suelo en condiciones de deformación unidimensional de la compresión y la expansión tal como se tratan normalmente en la ingeniería geotécnica, se describen en las relaciones idealizadas de relación de vacíos y presión efectiva que se muestran en la figura 2.5.

Figura 2.5. Relaciones idealizadas de tensión efectiva y la relación de vacíos para un suelo compresible.



AB = inicio de la compresión o curva virgen

BC = expansión o hinchazón

CD = recompresión

a_v = coeficiente de compresibilidad

m_v = compresibilidad

C_c = índice de expansión

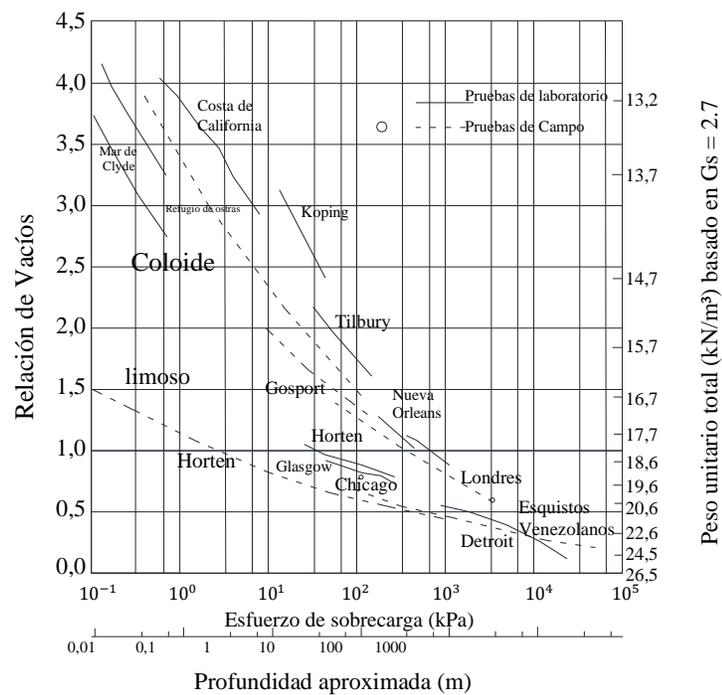
(Mitchell, & Soga, 2005)

Aunque los análisis matemáticos y numéricos necesarios para la cuantificar los cambios de volumen en dos o tres dimensiones son más complejos, los fenómenos y procesos que controlan el comportamiento son los mismos.

2.2.3 Comportamiento general del cambio de volumen de los suelos

La relación de vacíos del suelo normalmente está en el rango de 0,5 a 4,0; como se muestra en la figura 2.6. Aunque el rango de presiones de interés en la mayoría de los casos (hasta unos pocos cientos de kilopascuales) es relativamente pequeño a escala geológica, las proporciones de vacíos abarcan prácticamente la gama completa, desde sedimentos frescos hasta lutitas.

Figura 2.6. Curvas de compresión de varios suelos.

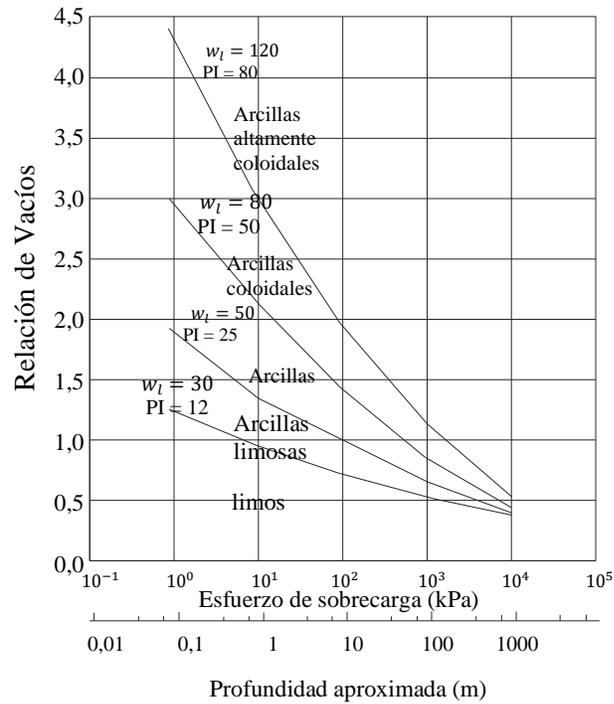


(Lambe y Whitman, 1996)

Los cambios mecánicos y químicos influyen en el proceso de densificación. En general, la relación vacío-presión efectiva está relacionada con el tamaño de grano y la plasticidad de la manera que se muestra en la figura 2.7. El tamaño y la forma de las partículas, que en conjunto determinan el área superficial específica, son los factores más importantes que influyen tanto en la relación de vacíos a cualquier presión como

en los efectos que los factores fisicoquímicos y mecánicos tienen sobre la consolidación y el hinchamiento (Meade, 1964).

Figura 2.7 Relaciones idealizadas de tensión efectiva y la relación de vacíos para un suelo compresible.



(Lambe y Whitman, 1969)

El tamaño y la forma de las partículas son manifestaciones directas de la composición, con un aumento de la actividad coloidal y la expansividad asociadas con la disminución del tamaño de las partículas.

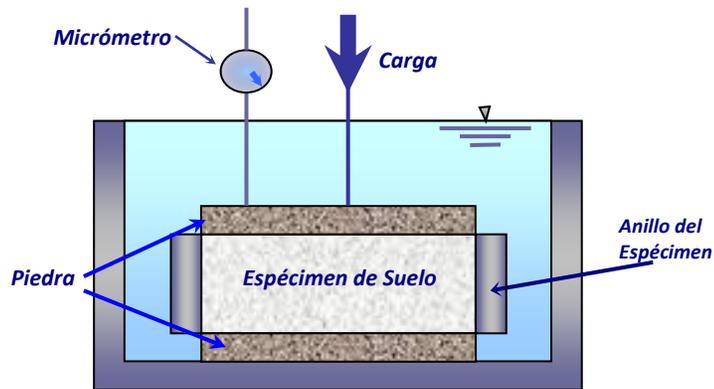
Se han medido valores del índice de compresión, C_c , desde menos de 0,2 hasta 17 para montmorillonita de sodio especialmente preparada a baja presión, aunque son habituales valores inferiores a 2,0. El índice de compresión para la mayoría de las arcillas naturales es inferior a 1,0, con un valor inferior a 0,5 en la mayoría de los casos.

El índice de hinchamiento, C_s , es menor que el índice de compresión, generalmente en una cantidad sustancial, como resultado del reordenamiento de las partículas durante la compresión que no se repite durante la expansión. Después de uno o más ciclos de recompresión y descarga acompañados de alguna tensión volumétrica irre recuperable, los índices de recarga e hinchamiento medidos en la región previa al rendimiento se vuelven casi iguales. Para suelos naturales no perturbados, los valores del índice de expansión suelen ser inferiores a 0,1 para materiales no expansivos y superiores a 0,2 para suelos expansivos (Olson y Mesri, 1970).

2.3 Prueba de consolidación de laboratorio unidimensional

Esta prueba se lleva a cabo en un consolidómetro (a veces referido como un edómetro).

Figura 2.8 Diagrama esquemático de un consolidómetro.



(Lambe y Whitman, 1969)

El estudio en laboratorio de la consolidación unidimensional se realiza mediante el ensayo edométrico. En este ensayo el suelo se encuentra en una situación de compresión confinada (deformación lateral nula), y bajo estas condiciones se le va aplicando escalones sucesivos de carga. Para cada escalón se analiza la consolidación que tiene lugar (disipación del exceso de presiones intersticiales y evolución de las deformaciones).

El ensayo edométrico; el proceso de consolidación unidimensional de un suelo se simula en laboratorio mediante la compresión de una muestra en un aparato denominado edómetro, la Figura 2.8 se muestra el esquema de una célula edométrica con todos sus componentes.

Dentro de la célula se sitúa una muestra de suelo colocada en el interior de un anillo rígido que impide la deformación y flujo laterales durante la compresión. En la base y en la parte superior de la muestra se sitúan dos piedras porosas que permiten el drenaje durante la consolidación (hay ensayos en los que el drenaje sólo se permite por una de las caras, colocando únicamente una de las piedras porosas). La preparación de la muestra se puede realizar por extrusión de una muestra inalterada contenida en un tubo portamuestras, por tallado partiendo de una muestra inalterada en bloque, o por remoldeo. En el caso de una muestra inalterada, la preparación provoca una cierta alteración, aunque se intente que sea la menor posible.

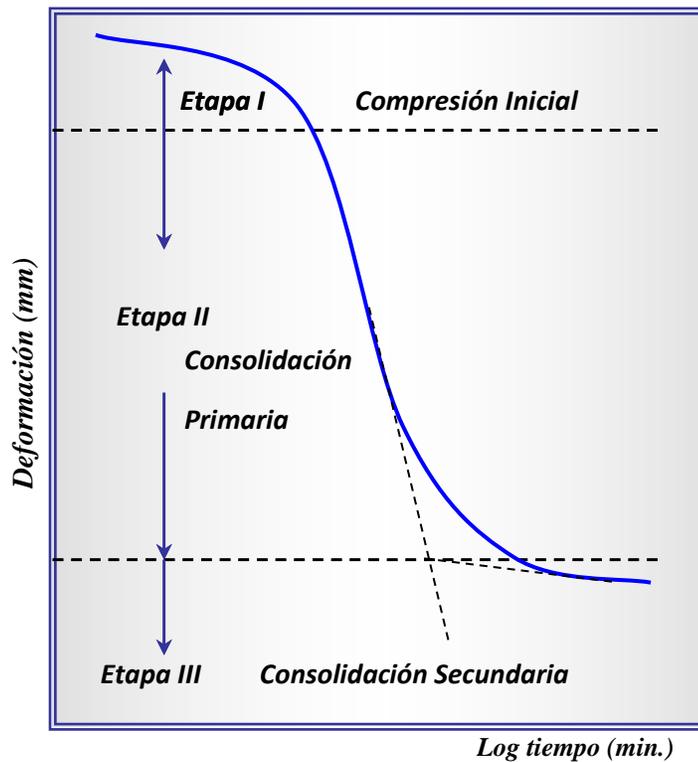
Para evitar que la muestra se seque durante el ensayo, y para simular las condiciones existentes en el campo, todo el sistema anterior se encuentra dentro de una célula llena de agua, la cual comunica con las piedras porosas.

Los diámetros más usuales son de 45 y 70 mm, y las alturas de 10 a 20 mm. Una vez colocada la muestra, el ensayo consiste en aplicar una secuencia de cargas verticales. El suelo se va haciendo cada vez más rígido al irse comprimiendo. Por ello, para conseguir que la deformación en cada escalón sea del mismo orden de magnitud, deben darse incrementos de tensiones cada vez mayores. Es normal duplicar la carga existente. Una secuencia habitual es: 5, 10, 20, 40, 80, 160, 320 kPa de carga y descarga. Después de la aplicación de cada escalón de carga se deja consolidar la muestra hasta que el exceso de presión intersticial producido en su interior se reduce a cero. En teoría este tiempo es infinito, sin embargo, en la práctica se establece que a las 24 horas la consolidación puede considerarse finalizada. Los escalones de carga se prosiguen hasta alcanzar la máxima presión que se desee, después de lo cual se procede a descargar, también por escalones sucesivos. Durante la descarga el suelo aumenta de volumen.

Durante cada escalón de carga se registra el valor del asiento producido mediante la lectura del medidor de asientos, para distintos tiempos. Estos valores permiten obtener la deformación de la pastilla de suelo en distintos instantes, y, por tanto, son una medida de la evolución de las deformaciones con el tiempo.

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 2.9.

Figura 2.9 Grafica deformación en función del tiempo.



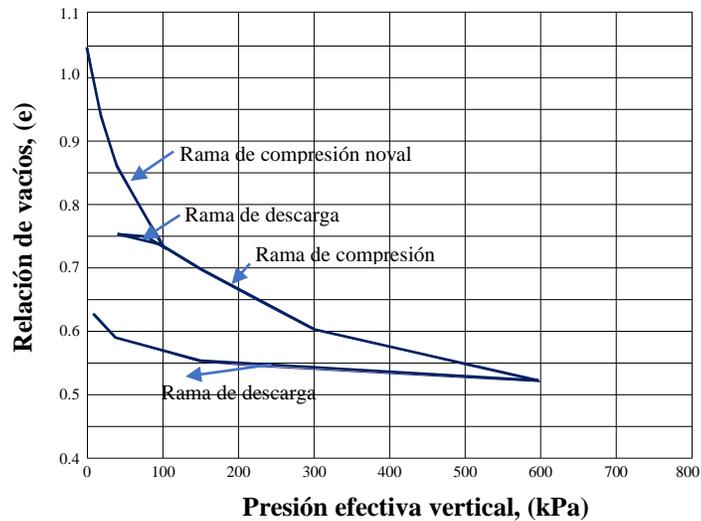
(Das, 2019)

La curva edométrica, en la que se sitúan en abscisas las presiones efectivas y en ordenadas el índice de poros alcanzado al final del período de consolidación correspondiente a una determinada presión. En la Figura 2.9 se representa la curva

edométrica de una arcilla amasada a gran humedad para evitar efectos de alteración en las coordenadas naturales.

Como se puede apreciar, en el ensayo se han realizado distintos escalones de carga, descarga y recarga. Las distintas ramas de la curva edométrica reciben los siguientes nombres: rama de compresión noval, rama de descarga y rama de recarga. En la curva se observa que las deformaciones van siendo menores para un mismo incremento de presión, al aumentar ésta, es decir, el suelo se rigidiza. Por tanto, el módulo de deformación no es constante para los distintos niveles de carga. También se puede observar que tanto en descarga como en recarga el suelo es más rígido que en carga. Además, en la descarga no se recuperan más que un porcentaje de los asientos generados durante la carga, por lo que se producen deformaciones plásticas remanentes.

Figura 2.10 Curva edométrica



(Das, 2015)

Dentro de la Mecánica de Suelos se han establecido diferentes teorías del comportamiento de un suelo, las cuales han evolucionado de acuerdo a la aplicación de condiciones o hipótesis más cercanas a la realidad, sin embargo, los principios no dejan

de ser los mismos. Para el caso del estudio de la compresibilidad de suelos finos, los métodos para su estimación se basan en el entendimiento del proceso de consolidación. La disipación del exceso de presión intersticial debida al flujo de agua hacia el exterior se denomina consolidación, proceso que tiene dos consecuencias importantes:

- a) Conduce a una reducción del volumen de poros y, por tanto, a una reducción del volumen total de la masa de suelo, lo cual se manifiesta en el asentamiento de la superficie del terreno y, por consiguiente, en un asentamiento de la estructura.
- b) Y no es alcanzada de forma instantánea, es decir, se producen en el tiempo bajo la acción de cargas consideradas constantes.

Durante la disipación del exceso de presión intersticial, el esfuerzo efectivo en la masa de suelo aumenta y por tanto se incrementa su resistencia al cortante. La consolidación y la resistencia al cortante son, por tanto, procesos que se relacionan mutuamente (Berry & Reid, 1996).

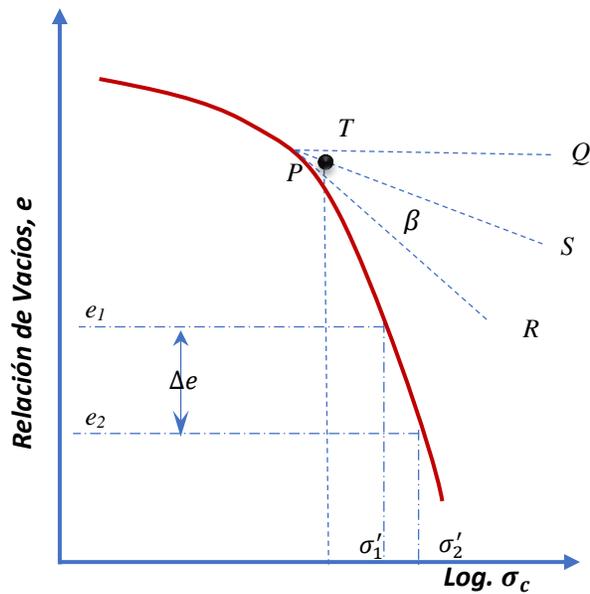
2.4 Arcillas normalmente consolidadas y sobreconsolidadas

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 vacíos 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.

Esto nos lleva a las dos definiciones básicas de la arcilla sobre la base del esfuerzo histórico.

Figura 2.11 Presión de preconsolidación



(Das, 2019)

Tres relaciones diferentes entre el esfuerzo efectivo de sobrecarga actual σ'_{v0} y el máximo pasado sobre carga de esfuerzo efectivo σ'_{vm} son posibles para el suelo en un sitio:

1. $\sigma'_{vm} < \sigma'_{v0}$ **subconsolidado**, El suelo aún no ha alcanzado el equilibrio bajo la sobrecarga actual debido al tiempo requerido para la consolidación.

La subconsolidación puede ser el resultado de condiciones tales como la deposición a un ritmo más rápido que la consolidación, la caída rápida en el nivel freático, el tiempo insuficiente desde la colocación de un relleno u otra carga para que se

complete la consolidación, y la perturbación que provoca un colapso de la estructura y una disminución de la capacidad esfuerzo efectivo.

2. $\sigma'_{vm} = \sigma'_{v0}$ **Normalmente consolidado**, El suelo está en equilibrio de esfuerzo efectivo con el esfuerzo efectivo de sobrecarga actual. Sorprendentemente, se han encontrado pocos depósitos, si es que se ha encontrado alguno, que estén exactamente consolidados normalmente. La mayoría están al menos ligeramente sobreconsolidados como resultado de procesos del tipo resumido en el cuadro 2.1.

Cuadro 2.1 Mecanismos de preconsolidación de depósitos horizontales sometidos a tensiones geostáticas

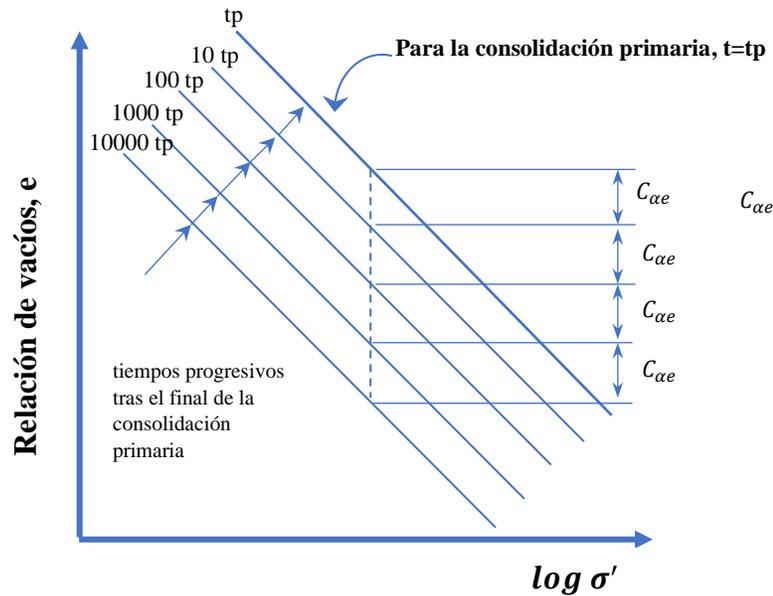
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	PERFIL DE HISTORIAL DE ESFUERZOS	CONDICIÓN DE ESFUERZO IN SITU	COMENTARIOS REFERENCIAS
A. Mecánica en una sola dirección	Cambio en el esfuerzo vertical total (sobrecarga, glaciares, etc.)	Uniforme con constante $\sigma'_p - \sigma'_{v0}$	Ko, pero el valor en OCR determinado varía según la carga o descarga	Más fácil de identificar
	Cambio en la presión de poro (nivel freático, condiciones de filtración, etc.).	excepto por filtración		
B. Desecación	Secado por evaporación, vegetación	A menudo muy errático	Puede diferir Ko, Por ejemplo, tensiones capilares isotrópicas	Costras de desecación en la superficie de la mayoría de los yacimientos; pueden encontrarse en la profundidad de los yacimientos deltaicos.
	Secado por congelación			
C. Fluencia drenada envejecimiento	Compresión secundaria a largo plazo	Uniforme con constante σ'_p / σ'_{v0}	Ko, No es necesariamente un valor normalmente consolidado	Leonards y Altschaeffl 1964, Bjerrum 1967
D. Fisicoquímico	Cementación natural por carbonatos sílice etc. Otras causas de vinculación por intercambio de longitud tixotropía meteorización	No uniforme	Sin información	Mal entendido a y menudo difícil de demostrar Muy pronunciado en arcillas del este de Canadá, por ejemplo, Sangrey (1972). Bjerrum (1973) y Quigley (1980).

(Jamiołkowski et al., 1985)

El suelo subconsolidado se comporta como un suelo normalmente consolidado hasta el final de la consolidación primaria y las arcillas sobreconsolidadas se convierten en arcillas normalmente consolidadas cuando se cargan más allá de su máxima presión pasada.

- 3. $\sigma'_{vm} > \sigma'_{v0}$ Sobreconsolidado o Preconsolidado,** El suelo ha sido consolidado, o se comporta como si estuviera consolidado, bajo un esfuerzo efectivo mayor que el esfuerzo efectivo actual de sobrecarga. Las características, causas y mecanismos de preconsolidación se resumen en la Tabla 2.1. El suelo cementado o estructurado puede comportarse como un suelo sobreconsolidado; la presión de fluencia es mayor que la presión máxima pasada, aunque el suelo no haya experimentado una presión mayor que el esfuerzo de sobrecarga actual. Se necesita conocer de manera precisa la presión de consolidación pasada la máxima para obtener predicciones confiables de asentamiento y para ayudar en la interpretación de la historia geológica. Si la curva de recompresión a compresión virgen no muestra una ruptura bien definida, la presión de preconsolidación es difícil de determinar. La suave curvatura en la curva de compresión sobre el rango de presión de preconsolidación es característica de arenas, arcillas meteorizadas, arcillas fuertemente sobreconsolidadas y arcillas perturbadas. La tasa de carga y el tiempo tienen efectos significativos en la relación de equilibrio entre la relación de vacío y el esfuerzo efectivo, especialmente para las arcillas estructuradas sensibles, como se muestra en la figura 2.12. No sorprende, por lo tanto, que la tasa de carga y el tiempo influyan también en la presión de preconsolidación medida.

Figura 2.12 Curvas de compresión correspondientes a distintos momentos en la etapa final de la consolidación primaria.



(Pestana y Whittle, 1995)

La presión de preconsolidación disminuye a medida que aumenta la duración de la aplicación de la carga y a medida que disminuye la tasa de deformación, como se muestra en la Fig. 2.12 de Leroueil et al. (1990). Los valores más altos de presión aparente de preconsolidación asociados con las tasas de carga más rápidas reflejan las influencias de la resistencia viscosa de la estructura del suelo. Un suelo sobreconsolidado es menos compresible pero más expansivo que el mismo material inicialmente con la misma relación de vacíos, pero normalmente consolidado. Para definir cuantitativamente el concepto de sobreconsolidación se emplean dos parámetros fundamentales:

2.4.1 La razón o grado de sobreconsolidación (OCR)

Over consolidation ratio, que es la relación entre la tensión efectiva vertical máximo histórica ($\sigma'_{vm\acute{a}x}$) y la tensión efectiva vertical ($\sigma'_{v\text{ actual}}$) en el instante de observación

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm\acute{a}x}}{\sigma'_{v\acute{a}ctual}} \qquad OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'} \qquad (2.34)$$

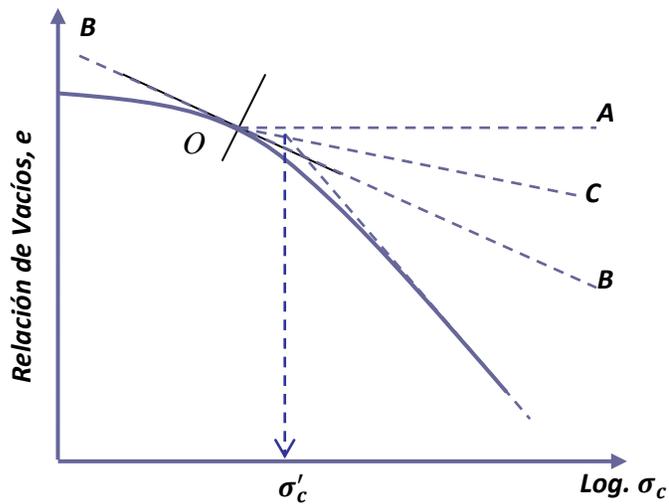
Donde:

σ'_c = presión de preconsolidación de una muestra

σ' = presión vertical efectiva presente

La presión de sobreconsolidación σ'_p (también llamada de preconsolidación), que es precisamente la tensión efectiva vertical máxima del elemento de suelo a lo largo de su historia tensional.

Figura 2.13 Procedimiento gráfico para determinar la presión de preconsolidación.



(Das, 2015)

2.4.1.1 Método de Oikawa (1987)

Oikawa (1987), sugirió que un mejor resultado de σ'_c puede obtenerse trazando $\log(1 + e)$ vs $\log \sigma'$ y ajustando líneas rectas para las porciones inicial y final del gráfico $\log(1 + e) - \log \sigma'$. Con la intersección de las dos rectas obtenemos σ'_c .

Umar y Sadrekarimi (2017) compararon varios métodos propuestos para determinar σ'_c y concluyeron que el método de Oikawa proporciona resultados más precisos.

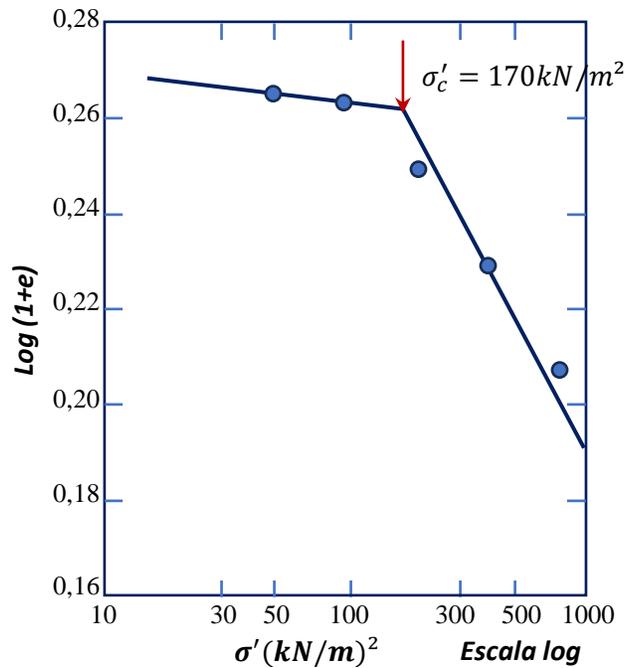
En el campo, la relación de sobreconsolidación (OCR) se puede definir como

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'} \quad (2.35)$$

Donde:

σ' = presión de sobrecarga efectiva actual.

Figura 2.14 Procedimiento mediante Oikawas para estimar σ'_c .



(Das, 2019)

2.4.1.2 Correlaciones empíricas para la presión de preconsolidación

Existen algunas correlaciones empíricas actualmente disponibles en la literatura para estimar la presión de preconsolidación en el campo. A continuación, se presentan algunas de estas relaciones. Sin embargo, deben utilizarse con precaución.

Stas y Kulhawy (1984), propuso el siguiente modelo para arcillas con sensibilidad entre 1 y 10 que está en función de presión atmosférica (P_a) con valores aproximados a 100 kN/m² y el índice de liquidez (IL).

$$\frac{\sigma'_c}{P_a} = 10^{(1,11-1,62IL)} \quad (2.36)$$

También Hansbo (1957), propuso otro modelo en función de; la resistencia al corte no drenado ($S_{u(VST)}$) basada en el ensayo de corte en álabe y el coeficiente empírico (α_{VST}) que depende del valor del límite líquido (LL).

$$\sigma'_c = \alpha_{VST} S_{u(VST)} \quad ; \quad \alpha_{VST} = \frac{222}{LL\%} \quad (2.37)$$

Sin embargo, Mayne y Mitchell (1988), obtuvieron la correlación para $\alpha_{(VST)}$ como, pero la función del índice de plasticidad (IP).

$$\alpha_{(VST)} = 22IP^{-0,48} \quad (2.38)$$

Otro modelo propuesto es por Nagaraj y Murty (1985), mismo que está en función de otras propiedades como lo son la relación de vacíos a la presión de sobrecarga efectiva σ' actual (e_o), la relación de vacíos del suelo en el límite líquido (e_L).

$$\log \sigma'_c = \frac{1,322(e_o/e_L) - 0,0463 \log \sigma'_o}{0,188} \quad (2.38)$$

$$e_L = \left[\frac{LL(\%)}{100} \right] G_s \quad (2.39)$$

σ'_c = está en kN/m²

G_s = peso específico de los sólidos del suelo

2.4.1.3 Correlaciones empíricas para la relación de sobreconsolidación

La relación de sobreconsolidación (OCR) en el campo ha sido correlacionada empíricamente por varios investigadores. Algunas de esas correlaciones se resumen a continuación. La sobreconsolidación se ha correlacionado con la resistencia al corte en el campo $[S_{u(VST)}]$ como,

$$OCR = \beta \frac{S_{u(VST)}}{\sigma'_o} \quad (2.40)$$

Donde:

σ'_o = presión efectiva de sobrecarga.

Las magnitudes de β desarrolladas por varios investigadores son las siguientes:

Mayne y Mitchell (1988), determinaron el modelo en función del índice de plasticidad

$$\beta = 22[IP(\%)]^{-0,48} \quad (2.41)$$

Para Hansbo (1957), el valor de β en función del contenido de humedad (w).

$$\beta = \frac{222}{w(\%)} \quad (2.42)$$

Larsson (1980), determino el valor de β en función del porcentaje del índice de plasticidad.

$$\beta = \frac{1}{0,08+0,0055(IP)} \quad (2.43)$$

Kulhawy y Mayne (1990), presentaron tres correlaciones que están en función del índice de liquidez (IL) y la resistencia de penetración estándar del campo (N).

$$OCR = \left(\frac{P_a}{\sigma'_o}\right) 10^{(1,11-1.62IL)} \quad (2.44)$$

$$OCR = 10^{[1-2,5IL-1,25\log(\sigma'_o/P_a)]} \quad (2.45)$$

$$OCR = 0,58N \left(\frac{P_a}{\sigma'_o} \right) \quad (2.46)$$

Mayne y Kemper (1988); Proporcionaron la correlación entre OCR y la resistencia de penetración del cono q_c en la forma

$$OCR = 0,37 \left(\frac{q_c - \sigma'_o}{\sigma'_o} \right)^{1,01} \quad (2.47)$$

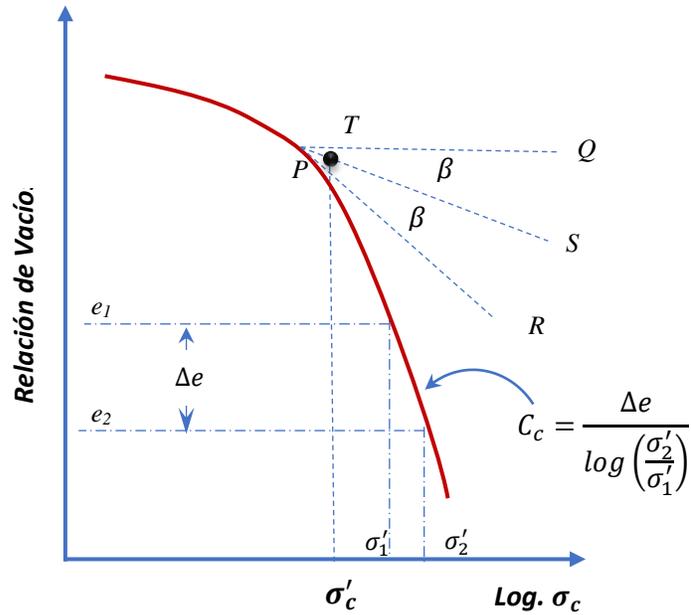
σ_o y σ'_o son tensiones verticales totales y efectivas, respectivamente.

2.5 Índice de compresión

Representa la capacidad de compresión del suelo durante el proceso de consolidación primaria al deformarse bajo cargas aplicadas. Se calcula a partir de la relación entre la presión aplicada y la deformación experimentada por el suelo durante un periodo de tiempo específico. El índice de compresión ayuda a entender el comportamiento de un suelo durante el proceso de consolidación y es utilizado para el diseño de cimentaciones y estructuras sobre terrenos consolidables. Se calcula como la pendiente de la curva de consolidación primaria en un diagrama logarítmico de la carga aplicada versus la deformación del suelo.

La pendiente del gráfico e frente a $\log \sigma'$ para un suelo normalmente consolidado se denomina índice de compresión C_c . De la figura 2.15

Figura 2.15 Presión de preconsolidación.



(Das, 2019)

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma'_2 - \log \sigma'_1} = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}\right)} \quad (2.48)$$

Para arcillas no alteradas normalmente consolidadas, Terzaghi y Peck (1967) dieron una correlación para el índice de compresión expresada de la siguiente forma

$$C_c = 0,009(LL - 10) \quad (2.49)$$

Basándose en los resultados de los ensayos de laboratorio, se han propuesto varias relaciones empíricas para C_c , algunas de las cuales figuran en el cuadro 2.2.

Basándose en el modelo modificado de arcilla de Cam, Wroth y Wood (1978) han demostrado que el índice de compresión se define como la expresión (2.50) en función de IP (Índice de plasticidad)

$$C_c = 0,5G_s \frac{[IP(\%)]}{100} \quad (2.50)$$

Para un valor de 2,7 de G_s , (Kulhawy y Mayne, 1990)

$$C_c \approx \frac{IP}{74} \quad (2.51)$$

Cuadro 2.2 Relaciones empíricas para C_c .

REFERENCIA	RELACIÓN	COMENTARIOS
Terzaghi y Peck (1967)	$C_c = 0,009(LL - 10)$	Arcilla inalterada
	$C_c = 0,007(LL - 10)$	Arcilla remoldeada
	LL = límite líquido (%)	
Azzouz et al. (1976)	$C_c = 0,01 w_N$ w_N = contenido de humedad natural (%)	Arcilla de Chicago
	$C_c = 0,00046(LL - 10)$ LL = límite líquido (%)	Arcilla de Brasil
	$C_c = 1,21 + 1,005(e_o - 1,87)$ e_o = relación de vacíos in situ	Arcillas de Motley de ciudad de Sao Paulo
	$C_c = 0,208e_o + 0,0083$ e_o = relación de vacíos in situ	Ciudad de Chicago
	$C_c = 0,0115 w_N$ w_N = contenido de humedad natural (%)	Suelo orgánico, turba
Nacci et al. (1975)	$C_c = 0,02 + 0,014(IP)$ IP = índice de plasticidad (%)	Arcilla del Atlántico Norte
Rendon-Herrero (1983)	$C_c = 0,141G_s^{1,2} \left(\frac{1 + e_o}{G_s} \right)^{2,38}$ G_s = gravedad específica de los sólidos del suelo e_o = relación de vacíos in situ	
Nagaraj y Murty (1985)	$C_c = 0,2343 \left(\frac{LL}{100} \right) G_s$ G_s = gravedad específica de los sólidos del suelo LL = límite líquido (%)	
Park y Koumoto (2004)	$C_c = \frac{n_o}{371,747 - 4,275n_o}$ n_o = porosidad in situ del suelo (%)	
Benítez, 2021	$C_c = 0,0072(LL - 4,64)$	Arcillas de alta compresibilidad
	$C_c = 0,0077(LL - 17,97)$	Arcillas de media compresibilidad
	$C_c = 0,0025(LL - 12,4)$	Arcillas de baja compresibilidad

(Benítez, A., 2021 y Das, 2019)

Burland (1990) demostró que existe una buena relación entre e_L y C_c^* de la forma

$$C_c^* = 0,256e_L - 0,04 \quad (2.52)$$

donde e_L es la relación de vacíos en el límite líquido (LL).

$$C_c^* = \frac{e_{100} - e_{1000}}{\log\left(\frac{1000 \frac{kN}{m^2}}{100 \frac{kN}{m^2}}\right)} \quad (2.53)$$

donde e_{100} y e_{1000} son las relaciones de vacíos a presiones efectivas verticales de 100 y 1000 kN/m², respectivamente.

Rendón et al, 2015, establecieron la relación entre las propiedades índice y el C_c de 22 muestras de la ciudad de Puebla, buscaron una correlación que permite un análisis aproximado de asentamientos de las estructuras. El proceso estadístico presenta correlaciones que permiten tener valores aproximados del índice de compresión a partir del límite líquido (LL), límite plástico (LP), índice plástico (IP), relación de vacíos (e) y el contenido de agua (w). Los resultados muestran que la relación de vacíos, es la de mayor valor en cuanto a coeficiente de correlación, sin embargo, esto no sustituye los ensayos de consolidación para obtener el índice de compresión y que, sin duda, su correcto uso permitirá la aplicación a proyectos, haciendo a estos más fáciles, económicos y seguros.

2.6 Índice de recompresión C_r .

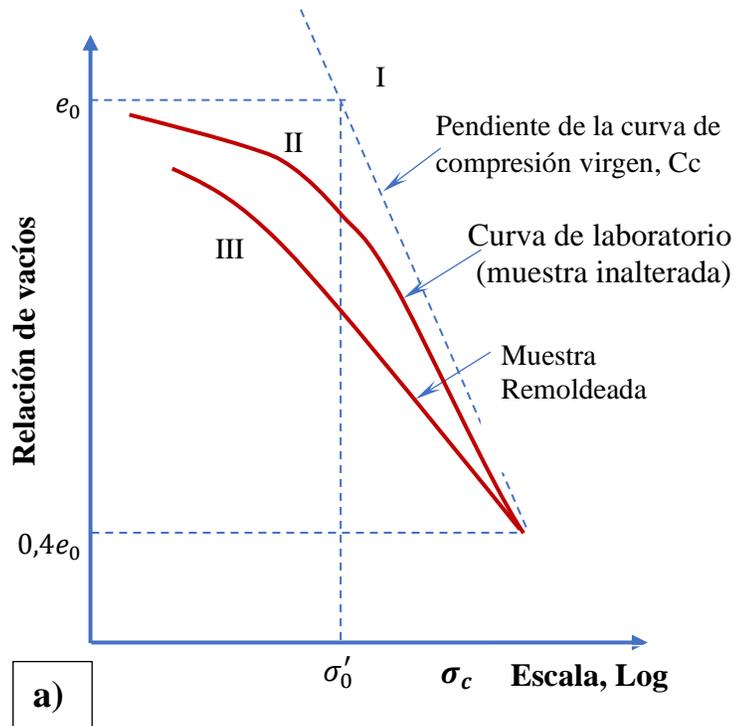
Indica la capacidad de recuperación del suelo después de haber sido sometido a una carga y liberado de esa carga, siendo relevante en suelos que experimentan ciclos de carga y descarga. Se obtiene de la pendiente de la curva de recompresión; este índice se utiliza para caracterizar el comportamiento del suelo frente a las cargas aplicadas y proporciona información sobre la compresibilidad. En términos simples, indica cómo

el suelo se comprime bajo presiones adicionales después de haber sido previamente cargado.

Schmertmann (1953), concluyó que la rama de recompresión de campo (distancia ab en la Figura 2.17) tiene aproximadamente la misma pendiente que la rama de descarga de laboratorio, (distancia cf). La pendiente de la rama de descarga de laboratorio se denomina Cr (índice de recompresión).

El rango de Cr es aproximadamente de un quinto a un décimo de Cc.

Figura 2.16 Efecto de la alteración de la muestra en la curva e frente a $\log \sigma'$: (a) suelo normalmente consolidado.



(Das, 2019)

El cuadro 2.3 se indica los valores típicos de Cc y Cr de algunas arcillas naturales.

Cuadro 2.3 Valores típicos de Cc y Cr de algunas arcillas naturales.

Suelo	Cc	Cr	Cc/Cr
Arcilla azul de Boston	0,35	0,07	5
Arcilla de Chicago	0,4	0,07	5,7
Arcilla de Nueva Orleans	0,3	0,05	6
Arcilla de Montana	0,21	0,05	4,2

(Das, 2019)

Basándose en el modelo modificado de arcilla de Cam, Kulhawy y Mayne (1990) han demostrado que

$$C_r \approx \frac{IP}{370} \quad (2.53)$$

Cuadro 2.4 Correlaciones para Cr.

Correlación	Fuente
$C_r = 0,046e_L$ (arcilla remoldeada)	Nagaraj y Murty (1985)
$C_r = 0,00025(W_n - 15)$	Kempfort y Soumaya (2004)
$Cr = 0,0019(IP - 4,6)$ (suelo marino reconstituido)	Nakase et al. (1988)
$C_r = 0,054(e_0 - 0,3)$	kootahi (2017)
$C_r = 0,0014(w_n - 10)$	
$C_r = 0,0017(LL - 21)$	
$C_r = 0,0025(IP - 3)$	
$C_r = 0,021(e_0 + 0,06LL - 1,6)$	
$C_r = 0,033(e_0 + 0,04IP - 0,55)$ (muestras inalteradas)	

Nota: e_0 = relación de vacíos inicial; e_L = relación de vacíos en el límite líquido; w_n = contenido de humedad natural; LL= límite líquido; IP = índice de plasticidad.

(Das, 2019)

Por lo tanto, el índice de compresión se concentra en la consolidación primaria, mientras que el índice de recompresión se enfoca en la capacidad del suelo para recuperarse después de la descarga. Ambos son importantes para comprender el comportamiento completo del suelo bajo cargas repetidas.

2.7 Índice de abultamiento C_s .

Se refiere al cambio volumétrico experimentado por un suelo cuando se le somete a presión y posteriormente se libera. Este índice indica la capacidad del suelo para expandirse o abultarse temporalmente durante la carga, el índice de abultamiento mide la expansión temporal durante la carga. El índice de abultamiento es sensiblemente menor en magnitud que el índice de compresión. Los valores típicos del límite líquido, límite plástico, índice de compresión inicial y el índice de abultamiento para algunos suelos naturales se dan en el cuadro 2.5.

Del cuadro 2.5 se puede observar que $C_s \approx 0,2$ a $0,3 C_c$. Con base en el modelo de arcilla modificado, Cam, Kulhawy y Mayne (1990)

han demostrado que:
$$C_s \approx \frac{IP}{370} \quad (2.54)$$

Cuadro 2.5 Compresión y abultamiento de suelos naturales.

<i>Suelo</i>	<i>Límite Líquido</i>	<i>Límite Plástico</i>	<i>Índice de compresión, C_c</i>	<i>Índice de abultamiento, C_s</i>	<i>Cs/Cc</i>
Arcilla azul de Boston	41	20	0,35	0,07	0,2
Arcilla de Chicago	60	20	0,4	0,07	0,175
Arcilla de Fuerte Gordon, Georgia	51	26	0,12	0,04	0,33
Arcilla de Nueva Orleans	80	25	0,3	0,05	0,17
Arcilla de Montana	60	28	0,21	0,05	0,24

(Das, 2019)

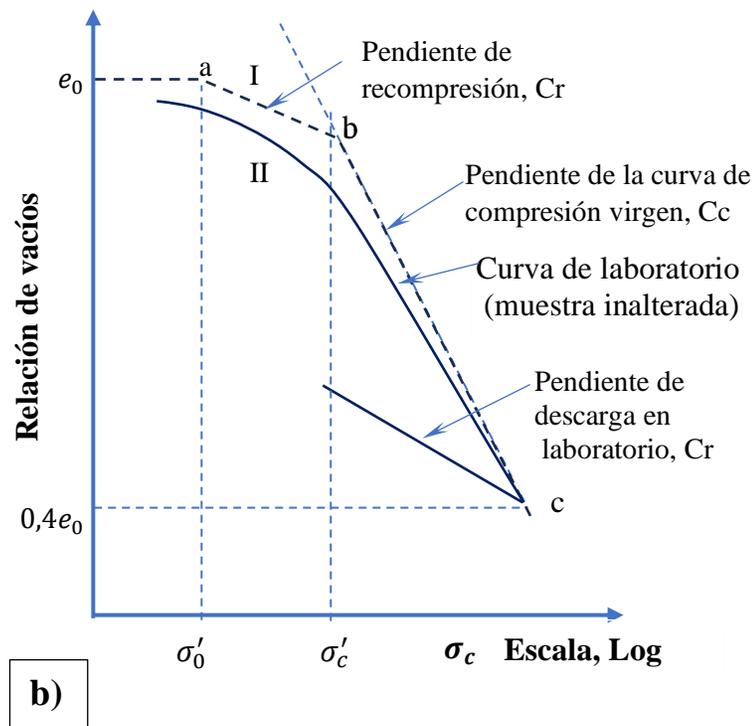
En resumen, el índice de abultamiento se centra en la deformación lateral, el índice de compresión en la deformación vertical y el índice de recompresión en la capacidad de recuperación tras ciclos de carga y descarga. Estos parámetros son esenciales para comprender el comportamiento del suelo bajo cargas y diseñar estructuras adecuadas.

2.8 Efecto de la perturbación de las muestras en la curva e vs $\log \sigma'$.

Las muestras de suelo obtenidas en el campo están algo perturbadas. Cuando se realizan ensayos de consolidación en estas probetas, se obtienen gráficas de e frente a $\log \sigma'$ ligeramente diferentes de las de campo. Esto se demuestra en la figura 2.17.

La curva I de la Figura 2.17a muestra la naturaleza de la variación de e frente a $\log \sigma'$ que presenta una arcilla no alterada normalmente consolidada (presión de sobrecarga efectiva presente 0; relación de vacíos e_0) en el campo exhibiría. Esto se denomina curva de compresión virgen.

Figura 2.17 Efecto de la alteración de la muestra en la curva e frente a $\log \sigma$: (b) suelo sobreconsolidado.



(Das, 2019)

Una muestra recuperada daría como resultado un gráfico de e frente a $\log \sigma'$ como la curva II.

Si el mismo suelo se remolda completamente y luego se ensaya en un consolidómetro, el gráfico resultante de relación de vacíos-presión será como la curva III.

La curva de compresión virgen (curva I) y la curva de laboratorio e frente a $\log \sigma'$ obtenida a partir de un espécimen cuidadosamente recuperado (curva II) se cruzan en una relación de vacíos de aproximadamente $0,4e_0$ (Terzaghi y Peck, 1967).

La curva I de la Figura 2.18b muestra la naturaleza de la curva de consolidación de campo de una arcilla sobreconsolidada.

Obsérvese que la presión de sobrecarga es 0, la correspondiente relación de vacíos e_0 , c la presión de preconsolidación, y bc una parte de la curva de compresión virgen.

La curva II es la curva de consolidación de laboratorio correspondiente.

Las arcillas ledas muestran el comportamiento de las arcillas ilita y caolinita no perturbadas y remodeladas en la figura 2.19. El índice de liquidez se utiliza como ordenada, y la sensibilidad las curvas se superponen. La curva A es para arcilla Leda no perturbada con un contenido de agua inicial correspondiente a un índice de liquidez de 1,82. Debido a que los contornos de sensibilidad se desarrollaron para arcillas normalmente consolidadas, no se pueden usar para estimar la sensibilidad para esfuerzos menores que el esfuerzo de preconsolidación.

Después que ha excedido el esfuerzo de preconsolidación, la curva corta bruscamente a través de los contornos de sensibilidad, lo que indica una gran disminución en la sensibilidad a medida que la estructura se rompe por la compresión.

La estructura influye en el hinchamiento de los suelos de grano fino que se inicia por la reducción del esfuerzo efectivo por descarga y/o adición de agua. Por ejemplo, un suelo expansivo que se compacta en seco con un contenido de agua óptimo puede hincharse más que si se compacta a la misma densidad en húmedo de un contenido óptimo (Mitchell & Soga, 2005).

Esta diferencia no puede explicarse en términos de diferencias en el contenido inicial de agua y, por lo tanto, debe atribuirse a diferencias en la estructura.

Se ha observado una sensibilidad al hinchamiento en algunas arcillas en las que el índice de hinchamiento de la arcilla remodelada es más alto que el de la misma arcilla no perturbada.

El aumento del hinchamiento del material perturbado puede deberse tanto a la ruptura de los enlaces entre partículas que inhiben el hinchamiento en el estado no perturbado como a las diferencias en la fábrica.

Las arcillas viejas, no meteorizadas y sobreconsolidadas pueden ser particularmente sensibles al hinchamiento. En un caso se midieron sensibilidades de hinchamiento de hasta 20 (Schmertmann, 1969).

Bochs Montoro et al. (2006), estudiaron las características geotécnicas de los suelos de la ciudad de Huelva, mostrando los parámetros de identificación y ensayos de consolidación. En la zona de estudio se diferenciaron cinco unidades sedimentarias. Los ensayos edométricos se realizaron con suelos finos, en donde se evidencia un estado sobreconsolidado de los suelos. De los ensayos, se obtienen índices de compresibilidad (C_c) e índices de expansión (C_s) muy pequeños, lo que implica que son suelos muy poco compresibles y baja deformabilidad, aunque se aumente la carga efectiva vertical.

El LL medio en los finos de la matriz es de 32%, y el IP oscila entre 2 y 16%, pudiendo observarse que ésta es del tipo CL en la carta de plasticidad de Casagrande. Los materiales del entorno de la ciudad de Huelva muestran diferencias en el comportamiento geomecánico que están condicionadas por las características

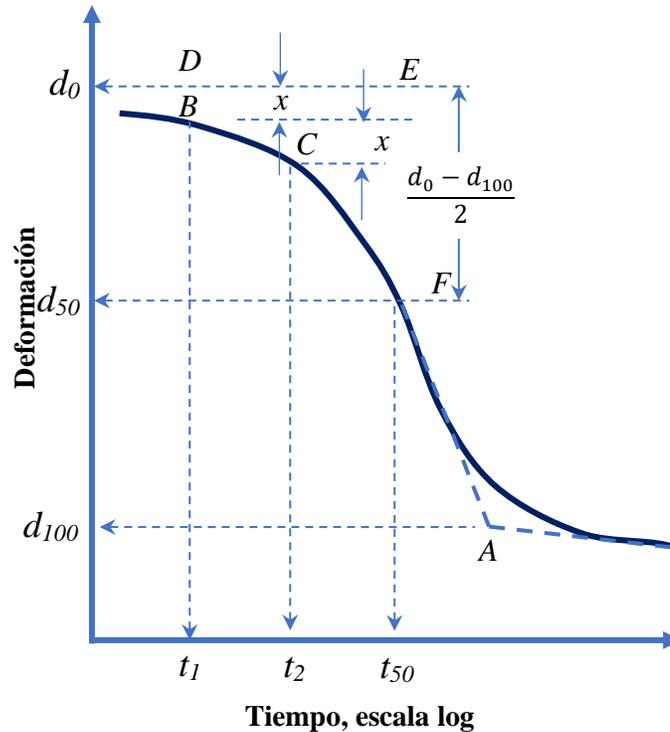
litológicas particulares de cada uno de ellos. Las arcillas pueden clasificarse como arcillas de media a alta plasticidad del tipo CL y CH.

2.9 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).

Figura 2.19 Método de logaritmo de tiempo para determinar el coeficiente de consolidación.



El coeficiente de consolidación se define como anteriormente como

$$C_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \quad (2.54)$$

Si, $1 + e \approx 1 + \bar{e}$, y a partir de la ecuación 2.54

$$k = \frac{\gamma_w r H^2}{(1+\bar{e})u_{z=H}} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{12} \frac{b}{r} \right) \quad (2.55)$$

La sustitución de estos en la expresión para C_v tenemos

$$C_v = \frac{r H^2}{a_v u_{z=H}} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{12} \frac{b}{r} \right) \quad (2.56)$$

2.10 Cálculo de asentamiento a partir de una consolidación primaria en una dimensión.

Sí, consideremos una capa de arcilla saturada de espesor H y el área de la sección transversal A debajo de una presión de sobrecarga efectiva media existente σ'_o . Debido a un aumento de la presión, $\Delta\sigma$, sea S_p el asentamiento principal. Al final de la consolidación, $\Delta\sigma = \Delta\sigma'$. Por lo tanto, el cambio en el volumen (figura 2.20) está dado por

$$\Delta V = V_o - V_1 = HA - (H - S_p)A = S_p A \quad (2.57)$$

Donde:

V_o y V_1 son el volumen inicial y final, respectivamente. Sin embargo, el cambio en el volumen total es igual al cambio en el volumen de vacíos, ΔV_v . Por lo tanto,

$$\Delta V = S_p A = V_{v0} - V_{v1} = \Delta V_v \quad (2.58)$$

donde V_{v0} y V_{v1} son los volúmenes vacíos inicial y final, respectivamente. De la definición de índice de vacíos, tenemos

$$\Delta V_v = \Delta e V_s \quad (2.59)$$

Donde:

Δe = variación del índice de vacíos. Pero

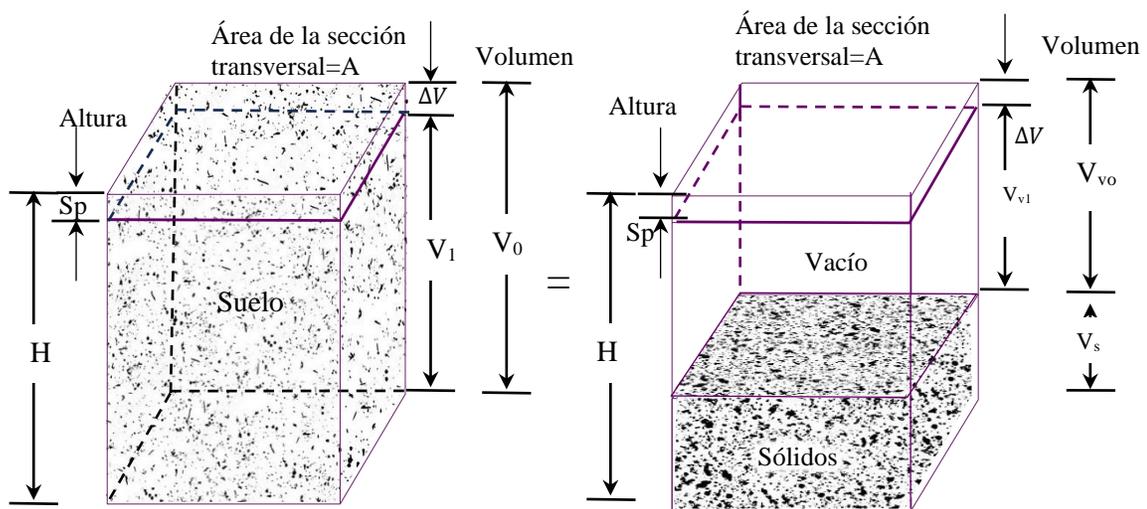
$$V_s = \frac{V_0}{1+e_0} = \frac{AH}{1+e_0} \quad (2.60)$$

Donde: e_0 = índice de vacíos inicial en volumen V_0 . Por lo tanto, a partir de las ecuaciones anteriores, obtenemos

$$\Delta V = s_p A = \Delta e V_s = \frac{AH}{1+e_0} \Delta e \quad (2.61)$$

$$S_p = H \frac{\Delta e}{1+e_0} \quad (2.62)$$

Figura 2.20 Método de logaritmo de tiempo para determinar el coeficiente de consolidación.



(Das, 2015)

Para arcillas normalmente consolidadas que muestren una relación lineal e - $\log \sigma'$

$\Delta \sigma = \Delta \sigma'$ al final de la consolidación,

$$\Delta e = C_c [\log(\sigma'_o + \Delta \sigma') - \log \sigma'_o] \quad (2.63)$$

Donde: C_c = pendiente de la gráfica e - $\log\sigma'_o$ y se define como el índice de compresión. Sustituyendo la ecuación (2.63) en la ecuación (2.62) se obtiene

$$S_p = \frac{C_c H}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \right) \quad (2.64)$$

Para una capa de arcilla más gruesa, se puede hacer una medición más precisa del asentamiento si la capa se divide en una serie de subcapas y los cálculos se realizan para cada subcapa.

En arcillas sobreconsolidadas, para $\sigma'_o + \Delta\sigma' \leq \sigma'_c$, campo e - $\log\sigma'$, la variación será a lo largo de la línea cb , cuya pendiente será aproximadamente igual a la pendiente de la curva de rebote de laboratorio. La pendiente de la curva de rebote, C_s , se conoce como *índice de abultamiento*, por lo que:

$$\Delta e = C_s [\log(\sigma'_o + \sigma' \leq \sigma'_c)] \quad (2.65)$$

De las ecuaciones (2.64) y (2.65), tenemos

$$S_p = \frac{C_s H}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \right) \quad (2.66)$$

Si, $\sigma'_o + \Delta\sigma' > \sigma'_c$ entonces

$$S_p = \frac{C_s H}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} + \frac{C_c H}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \right) \quad (2.67)$$

Sin embargo, si se proporciona la curva e - $\log\sigma'$, se puede simplemente escoger Δe de la gráfica para el rango de presiones correspondiente. Este valor puede ser sustituido en la ecuación (2.62) para el cálculo del asentamiento, S_p .

Δe = cambio de relación de vacíos

t_1 y t_2 = tiempo

La magnitud de la consolidación secundaria puede ser calculada como

$$S_s = C'_\alpha H \log \left(\frac{t_2}{t_1} \right) \quad (2.69)$$

Donde:

$$C'_\alpha = \frac{c_\alpha}{1+e_p} \quad (2.70)$$

e_p = índice de vacío en el extremo de la consolidación primaria (figura 2.21)

H = espesor de capa de arcilla

El asentamiento por consolidación secundaria es más importante que la consolidación primaria en suelos inorgánicos y orgánicos altamente compresibles. En arcillas inorgánicas sobreconsolidadas, el índice de compresión secundaria es muy pequeño y tiene menos importancia práctica. La variación de C'_α para varios depósitos naturales del suelo es la siguiente

(Mesri, 1973).

- Arcillas sobreconsolidadas $\approx 0,001$ o menos
- Arcillas consolidadas normalmente $\approx 0,005$ a $0,03$
- Suelos orgánicos $\approx 0,04$ o más

Mesri y Godlewski (1977) compilaron la proporción de C'_α/C_c , para una serie de arcillas naturales. A partir de este estudio, se tiene que C'_α/C_c para

- Arcillas y limos inorgánicos $\approx 0,04 \pm 0,01$
- Arcillas y limos orgánicos $\approx 0,05 \pm 0,01$
- Turbas $\approx 0,075 \pm 0,01$

Flores et al (2019), analizaron los parámetros de compresibilidad de arcillas muy blandas de una zona periférica al Lago Nabor Carrillo para estimar los asentamientos inmediatos, por consolidación primaria y por consolidación secundaria debidos a las sobrecargas y por consolidación regional en arcillas altamente compresibles y de baja resistencia al esfuerzo cortante del Ex Lago de Texcoco, se muestra el procesamiento y análisis de resultados de laboratorio, la determinación y selección de propiedades de compresibilidad, y la correlación de propiedades de compresibilidad con propiedades índice y esfuerzos.

La metodología utilizada incluye pruebas de laboratorio para determinar parámetros como el peso volumétrico, la relación de preconsolidación, la relación de vacíos y el coeficiente de consolidación, se realizaron correlaciones entre la compresibilidad y el índice y esfuerzos. Donde concluyeron:

- La estimación de los asentamientos de consolidación inmediatos, primarios y secundarios requiere una caracterización detallada de los parámetros de compresibilidad obtenidos a partir de ensayos de laboratorio.
- Las arcillas del lago Nabor Carrillo presentan alta compresibilidad y baja resistencia al corte.

2.11 Tasa de consolidación.

El asentamiento total causado por la consolidación primaria resultante de un aumento en la presión sobre una capa de suelo se puede calcular mediante el uso de una de las tres ecuaciones anteriormente descritas;

$$S_p = \frac{c_c H}{1+e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \right) \quad (2.70)$$

$$S_p = \frac{c_s H}{1+e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \right) \quad (2.71)$$

$$S_p = \frac{c_s H}{1+e_o} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} + \frac{c_c}{1+e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_c} \right) \quad (2.72)$$

Sin embargo, las ecuaciones no proporcionan ninguna información con respecto a la tasa de consolidación primaria.

Si se analiza, una capa de arcilla de espesor $2H_{dr}$ situada entre dos capas de arena altamente permeables, si la capa de arcilla se somete a un aumento de la presión de $\Delta\sigma$, la presión del agua intersticial en cualquier punto de la capa de arcilla se incrementará.

Para la consolidación unidimensional, el agua es exprimida en dirección vertical hacia las capas de arena y el flujo de agua a través del elemento prismático.

Sin embargo, el cambio en el índice de vacíos es causado por el aumento del esfuerzo efectivo (es decir, la disminución del exceso de presión del agua intersticial).

Suponiendo que esos valores están relacionados linealmente, tenemos

$$\partial e = a_v \partial(\Delta\sigma') = -a_v \partial u \quad (2.73)$$

Donde:

$\partial(\Delta\sigma')$ = cambio en la presión efectiva

a_v = coeficiente de compresibilidad (a_v puede ser considerado como constante para un estrecho rango de aumentos de presión) y la solución es:

$$T_v = \frac{c_v t}{H_{dr}^2} \quad (2.74)$$

Donde, el tiempo es un número adimensional.

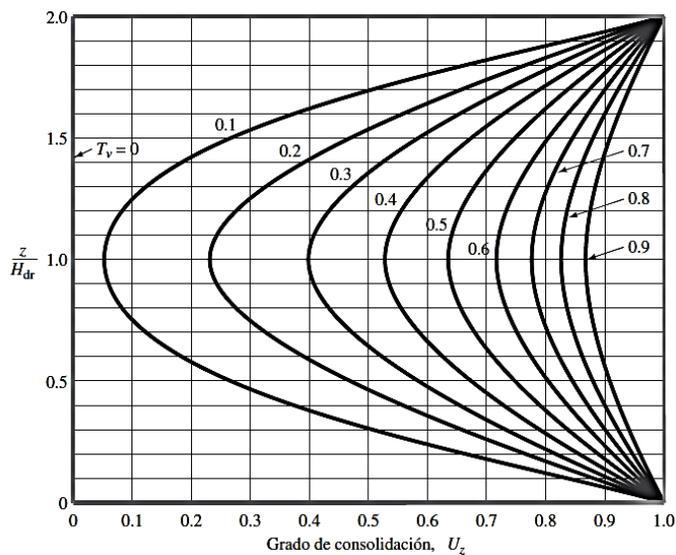
Debido a que la consolidación avanza por la disipación del exceso de presión de agua intersticial, el grado de consolidación a una distancia z en cualquier tiempo t es;

$$U_z = 1 - \frac{u_z}{u_0} \quad (2.75)$$

u_z es el exceso de presión intersticial en el tiempo t .

Las ecuaciones (2.74) y (2.75) se pueden combinar para obtener el grado de consolidación en cualquier profundidad z . Esto se muestra en la figura 2.22.

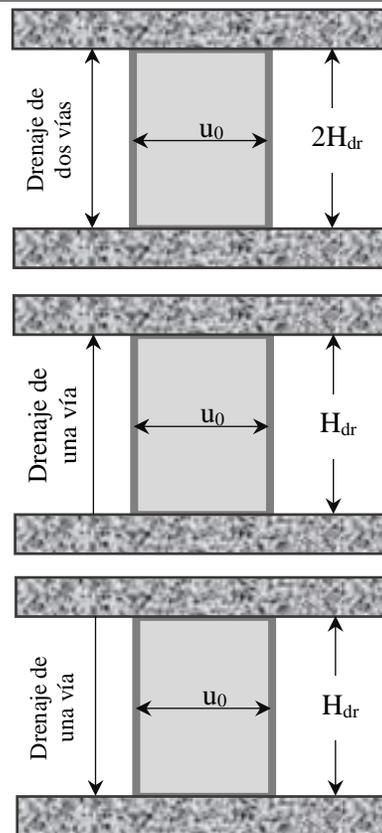
Figura 2.22 Variación de U_z con T_v y z/H_{dr} .



(Das, 2015)

Cuadro 2.6 Variación del factor tiempo con el grado de consolidación.

U (%)	T_v	U (%)	T_v	U (%)	T_v
0	0	34	0,0907	68	0,377
1	0,00008	35	0,0962	69	0,39
2	0,0003	36	0,102	70	0,403
3	0,00071	37	0,107	71	0,417
4	0,00126	38	0,113	72	0,431
5	0,00196	39	0,119	73	0,446
6	0,00283	40	0,126	74	0,461
7	0,00385	41	0,132	75	0,477
8	0,00502	42	0,138	76	0,493
9	0,00636	43	0,145	77	0,511
10	0,00785	44	0,152	78	0,529
11	0,0095	45	0,159	79	0,547
12	0,0113	46	0,166	80	0,567
13	0,0133	47	0,173	81	0,588
14	0,0154	48	0,181	82	0,61
15	0,0177	49	0,188	83	0,633
16	0,0201	50	0,197	84	0,658
17	0,0227	51	0,204	85	0,684
18	0,0254	52	0,212	86	0,712
19	0,0283	53	0,221	87	0,742
20	0,0314	54	0,23	88	0,774



21	0,0346	55	0,239	89	0,809
22	0,038	56	0,248	90	0,848
23	0,0415	57	0,257	91	0,891
24	0,0452	58	0,267	92	0,938
25	0,0491	59	0,276	93	0,993
26	0,0531	60	0,286	94	1,055
27	0,0572	61	0,297	95	1,129
28	0,0615	62	0,307	96	1,219
29	0,066	63	0,318	97	1,336
30	0,0707	64	0,329	98	1,500
31	0,0754	65	0,304	99	1,781
32	0,0803	66	0,352	100	∞
33	0,0855	67	0,364		

Diferentes tipos de drenaje con Constante u_0

(Das, 2015)

El grado medio de consolidación para toda la profundidad de la capa de arcilla en cualquier tiempo t se puede escribir a partir de la ecuación (2.74).

La variación en el grado promedio de consolidación con el factor tiempo no dimensional, Tv , se proporciona en el cuadro 2.6, que representa el caso donde u_0 es el mismo para toda la profundidad de la capa de consolidación.

2.12 Correlación y regresión simple

La metodología utilizada en la presente investigación consta de dos partes, a saber: a) fase empírica y b) fase racional.

Con relación la fase empírica (experimental), podemos decir que la misma consiste en las mediciones de laboratorio y de campo. En esta fase empírica, la medición de cada variable, en campo o laboratorio, requiere de procedimientos especiales y se sujeta a normas internacionales cuya descripción escapa de los objetivos de este trabajo y puede encontrarse en la literatura técnica especializada. Para nuestros objetivos, es suficiente contar con la información apropiada, tanto en la cantidad de mediciones como en la calidad de las mismas.

Con respecto a la fase racional de la metodología, la misma fue descrita y aplicada por Benítez, (2020, 2019, 2017, 2015, 2012, 2010 y 1997) la cual se sintetiza en los párrafos que siguen.

Supóngase que, **Y** es una variable (dependiente) que corresponde a una propiedad mecánica de los suelos; del mismo modo, sea **X** una variable (independiente) que corresponde a otra propiedad del suelo. Ambas variables son relevantes de un fenómeno particular de la Mecánica de Suelos. Además, supóngase que (**X**, **Y**) toman los valores (medidos en laboratorio) del cuadro 2.7.

Cuadro 2.7 VALORES DE X e Y

X	Y
X_1	Y_1
X_2	Y_2
.	.
.	.
.	.
X_i	Y_i
.	.
.	.
.	.
X_n	Y_n

También, supóngase que:

$$X_1 < X_2 < \dots < X_i < \dots < X_n \quad (2.76)$$

$$Y_1 > Y_2 > \dots > Y_i > \dots > Y_n \quad (2.77)$$

Estas desigualdades reflejan claramente una relación inversa entre las dos variables (**X**, **Y**), es decir, cuanto más pequeños son los valores de **X**, más grandes son los de **Y**, lo cual puede ocurrir al relacionar dos variables que representan dos fenómenos de la Mecánica de Suelos. Entonces, se formula la siguiente pregunta: ¿Hay alguna expresión matemática que establezca una relación entre ambas variables?, por ejemplo, del tipo:

$$Y = \frac{\beta_0}{(X + \beta_1)} \quad (2.78)$$

Si la respuesta es positiva, se tendrá una expresión matemática (modelo) que permita estimar Y a partir de X , conociendo, obviamente, β_0 y β_1 .

Lo expresado en los párrafos precedentes permiten expresar los siguientes puntos:

- Los valores medidos en laboratorio (cuadro 2.7) reflejan el fenómeno natural, a través de sus variables (X , Y). Este fenómeno podría ser, por ejemplo, la plasticidad de un suelo, expresada en términos de una de sus variables, por ejemplo, el límite líquido (variable independiente) y la capacidad portante de un suelo (variable dependiente), expresada en términos de alguna de sus variables, por ejemplo, la resistencia a la compresión no confinada.
- La expresión (2.78) o modelo matemático, corresponde a la teoría, con todo lo que ella implica, es decir, conceptos, definiciones, proposiciones, métodos numéricos, etc. Estos elementos son una creación de la ciencia, como cuerpo de ideas.
- Los fenómenos plasticidad y capacidad portante de un suelo existen independientemente del investigador. Lo que hizo la ciencia es simplemente darle un nombre (plasticidad), expresada en términos de una variable (por ejemplo, límite líquido) y capacidad portante, que podría expresarse considerando una de sus variables, por ejemplo, la resistencia a la compresión no confinada.
- Consecuentemente, desde el punto de vista científico, la ecuación (2.78) refleja no solamente un vínculo (correlación) entre las dos variables (representativas de dos fenómenos), sino que va más allá, se trata de una *CORRELACIÓN ENTRE EL MUNDO DE LAS IDEAS Y EL MUNDO DE LOS FENÓMENOS*.

Cabe mencionar que, desde el punto de vista científico, se usa el método inductivo, por las razones siguientes:

- Al medir, una y otra vez, dos variables (representativas de dos fenómenos), se está estudiando, cuantitativamente, casos particulares, que reflejan una tendencia (ya mencionada).
- Esta tendencia, reflejada en las mediciones particulares, permite formular una ley general, dada por la ecuación (2.78).

Por otra parte, también se usa el método deductivo, puesto que, al disponer de la ley general o ecuación (2.78), se puede realizar mediciones adicionales de ambas variables con la finalidad de comprobar la validez de esta ley general.

¿Cómo determinar los valores de β_0 y β_1 , a partir de la información empírica (mediciones) disponible?

Si se utiliza el método de los cuadrados mínimos para la modelación, el problema puede ser tratado mediante la siguiente metodología (Benítez, 2020, 2019, 2017, 2015, 2012, 2010 y 1997; Mendenhall y Sincich, 1997; Haan, 1982; Yevjevich, 1972):

1. Si se elige un modelo matemático específico, como hipótesis, la variable dependiente de salida, \mathbf{Y} , (output) es una función de la variable independiente de entrada \mathbf{X} (input) y de los parámetros del modelo, variables que intervienen en un fenómeno dado de la Mecánica de Suelos. Es decir:

$$\hat{\mathbf{Y}} = \mathbf{f}(\mathbf{X}, \beta_0, \beta_1) \quad (2.79)$$

donde $\hat{\mathbf{Y}}$ es la predicción (estimación) de \mathbf{Y} mediante el modelo; β_0 y β_1 son los parámetros del modelo.

2. Encontrar los parámetros β_0 y β_1 . Esto puede plantearse como un “problema de optimización”, determinando los valores de β_0 y β_1 , de modo tal que los valores predichos $\hat{\mathbf{Y}}$ estén tan cerca como sea posible de los valores medidos \mathbf{Y} . El criterio más común es que la suma de los cuadrados de las diferencias entre los valores predichos y los observados de la variable \mathbf{Y} sea un mínimo; es decir:

$$\text{SSE} = \mathbf{E}(\beta_0, \beta_1) = \sum_{i=1}^n (\hat{\mathbf{Y}}_i - \mathbf{Y}_i)^2 = \text{mínimo} \quad (2.80)$$

Alternativamente, se puede usar el criterio de minimizar el error máximo de Chebyshev:

$$E(\beta_0, \beta_1) = \max (\hat{Y}_i - Y_i) = \text{mínimo} \quad (2.81)$$

3. En el caso del primer criterio, los valores de los parámetros del modelo que minimizan $E(\beta_0, \beta_1)$, valores esperados de β_0 y β_1 , se obtienen resolviendo (para β_0 y β_1) las siguientes ecuaciones:

$$\frac{\partial SSE}{\partial \hat{\beta}_0} = 0 \quad (2.82)$$

$$\frac{\partial SSE}{\partial \hat{\beta}_1} = 0 \quad (2.83)$$

4. Evaluar la “idoneidad” del modelo. Se calcula el coeficiente de correlación y se hacen inferencias acerca de los parámetros. En el caso de un modelo de regresión lineal simple, $Y = \beta_0 + \beta_1 X + \epsilon$, donde ϵ es el componente de error aleatorio y $E(Y) = \beta_0 + \beta_1 X$ es el componente determinista, las hipótesis son:

- La media de la distribución de probabilidad de ϵ es 0. Esto significa que el valor medio de Y , $E(Y)$, para un valor dado de X es $E(Y) = \beta_0 + \beta_1 X$.
- La varianza de la distribución de probabilidad de ϵ es constante para todos los valores de la variable independiente.
- La distribución de probabilidad de ϵ es normal.
- Los errores asociados a cualesquier dos observaciones distintas son independientes.

Las etapas específicas serían:

- i. Proponer el modelo probabilista hipotético, como el siguiente u otro de mayor complejidad:

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X + \varepsilon \quad (2.84)$$

- ii. Estimar los parámetros desconocidos, β_0 y β_1 , del componente determinista, $\beta_0 + \beta_1 X$.
- iii. Especificar la distribución de probabilidad del componente de error aleatorio ε . En general, se supone que: $E(\varepsilon) = 0$, la varianza σ^2 de ε es constante para todos los valores de la variable independiente X , la distribución de ε es normal y los errores asociados a cualesquier dos observaciones distintas son independientes.
- iv. Evaluar la idoneidad del modelo hipotético. Esto incluye calcular el coeficiente de correlación (R) de Pearson y hacer inferencias acerca de los parámetros.
- v. Prueba t para β_1 .
- vi. Usar el modelo para estimar el valor medio de Y , $E(Y)$, para un valor dado de X , y para predecir valores individuales de Y para valores específicos de X .

En el caso de postular un modelo no lineal, el mismo puede, fácilmente, convertirse en lineal, aplicando las propiedades de los logaritmos.

2.13 Correlación y regresión múltiple

La metodología presentada se generaliza, mediante la notación matricial, para modelos de regresión lineal múltiple.

Supóngase que, Y es una variable (dependiente) que corresponde a una propiedad mecánica del suelo. Del mismo modo, X_1, X_2, \dots, X_p , son las variables (independientes) correspondientes a otras propiedades mecánicas del suelo. Además, supóngase que se tienen n mediciones de cada una de las citadas variables. Se plantea, como hipótesis, un modelo lineal general de la forma:

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \dots + \beta_p X_p + \varepsilon \quad (2.85)$$

Donde:

ε = componente de error aleatorio;

$$\hat{\beta} = (\mathbf{X}' \mathbf{X})^{-1} \mathbf{X}' \mathbf{Y} \quad (2.87)$$

Ecuación matricial, que permite la estimación de los parámetros del modelo (\mathbf{X}' es la matriz traspuesta de \mathbf{X}). Si se plantea la hipótesis de un modelo no lineal de la forma:

$$\mathbf{Y} = \beta_0 \mathbf{X}_1^{\beta_1} \mathbf{X}_2^{\beta_2} \dots \mathbf{X}_p^{\beta_p} \quad (2.88)$$

se puede demostrar que el mismo puede ser transformado fácilmente a la forma lineal.

Un modelo particular, que tiene la forma de la ecuación anterior, puede ser, como ejemplo, el siguiente:

$$\emptyset = \beta_0 (\mathbf{N200})^{\beta_1} (\mathbf{IP})^{\beta_2} (\mathbf{LP})^{\beta_3} \quad (2.89)$$

Siendo β_0 , β_1 , β_2 y β_3 son los parámetros del modelo a estimar, N200 el porcentaje más fino que la abertura de 0,074 mm, IP es el índice de plasticidad y LP el límite plástico.

Una vez que se han obtenido los parámetros para varias opciones hipotéticas de modelos, representados por diferentes formas algebraicas de ecuaciones, se selecciona el modelo “más idóneo”, “mejor modelo” o “mejor ecuación”, que se realiza bajo los siguientes criterios estadísticos y de predicción:

- (a) La “idoneidad” o “bondad” global del modelo de regresión múltiple se la determina mediante el coeficiente de correlación o determinación múltiple, \mathbf{R} o, \mathbf{R}^2 , respectivamente. Es decir, en principio será “mejor” aquel modelo que arroje un mayor valor de este coeficiente, preferentemente cercano, en valor absoluto, a 1.

Como alternativa al uso de \mathbf{R}^2 como medida de la idoneidad de un modelo, se puede usar el llamado coeficiente de determinación múltiple ajustado.

- (b) Prueba \mathbf{F} de análisis de varianza; que es una prueba de la idoneidad general del modelo.
- (c) Estimación de $\mathbf{Var}(\epsilon)$ o σ^2 (varianza de ϵ).
- (d) Pruebas \mathbf{t} para $\beta_0, \beta_1, \dots, \beta_p$ y errores típicos de estimación.

- (e) La habilidad del modelo para predecir la variable dependiente en función de las observaciones o valores de la variable independiente, es decir, la comparación de los valores observados (medidos) contra los valores predichos o estimados con los modelos.
- (f) Análisis de residuales. Un residual o residuo se define como la diferencia entre un valor observado y el valor predicho correspondiente.

Un análisis de residuales a menudo proporciona información que permite modificar y mejorar un modelo de regresión. Estas modificaciones pueden hacerse por cualquiera de las tres razones siguientes: (1) el componente determinista del modelo no se especificó correctamente, (2) se violan uno o más de los supuestos de ϵ y (3) los datos empleados para ajustar el modelo contienen uno o más valores fuera de lo común. El procedimiento es el que sigue:

- i. Verificar que no se haya especificado mal el modelo graficando los residuales contra cada variable independiente. Si se detecta una tendencia curvilínea evidente en la gráfica, el modelo no ha sido bien especificado y es probable que la inclusión de un término cuadrático para esa variable mejore la idoneidad del modelo.
- ii. Verificar si hay varianzas desiguales graficando los residuales contra los valores predichos \hat{Y} . La gráfica ideal debe mostrar fluctuaciones aleatorias alrededor de un valor cero.
- iii. Verificar si hay errores no normales construyendo un histograma para los residuales. Si se detecta un sesgo extremo en los datos, aplicar la transformación más adecuada o buscar uno o más datos fuera de intervalo.
- iv. Verificar la presencia de datos fuera de intervalo encontrando los residuales que estén a una distancia de $3s$ (3 veces la desviación típica) o más arriba o debajo de cero en una gráfica de residuales contra \hat{Y} . Antes de eliminar un

dato fuera de intervalo del análisis conviene hacer una investigación encaminada a determinar su causa.

- v. Verificar la existencia de errores correlacionados, graficando los residuales en orden temporal. Si se detecta cadenas de residuales positivos o negativos, proponer un modelo de series de tiempo para dar cuenta de la correlación de los residuales.

En suma, los criterios para determinar la fortaleza de la correlación y la idoneidad de un modelo de regresión, son:

- (1) Valor del coeficiente de correlación cercano a 1, en valor absoluto.
- (2) Prueba de valores medidos (observados) contra valores predichos con el modelo.

Se han establecido rangos de valores de **R**, que sirven como una pauta para establecer si la correlación o el modelo de regresión debe considerarse como “idóneo”.

Así, Kalomenxki (Thai et al., 2017), ha evaluado el grado de correlación mediante los valores que adopta **R**, estableciendo los siguientes rangos:

- $0,0 < |R| < 0,5$, grado de correlación es muy débil;
- $0,5 < |R| < 0,7$, nivel de correlación es débil;
- $0,7 < |R| < 0,9$, nivel de correlación es alto; (2.90)
- $0,9 < |R| < 1,0$, nivel de correlación es muy alto.

A su vez, Taylor, R. (1990) indica que, como cualquier valor estadístico, el coeficiente de correlación es de relativa poca importancia, a no ser que este sea interpretado apropiadamente.

Se refiere a la siguiente escala:

- $0,00 < |R| < 0,35$, grado de correlación débil;
- $0,36 \leq |R| \leq 0,67$, grado de correlación moderado;

- $0,68 \leq |R| \leq 1,00$, grado de correlación alto; (2.91)

- $|R| \geq 0,90$, grado de correlación muy alto.

En la literatura especializada, de estadística, se encuentran las ecuaciones, y su fundamentación, para el cálculo de R.

CAPITULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

La investigación adopta un paradigma positivista debido a que busca explicar, predecir, controlar los fenómenos, verificar teorías y leyes para regular los fenómenos; identificar causas reales, temporalmente precedentes o simultáneas y el enfoque utilizado es el cuantitativo, que como lo menciona Rodríguez (2018), busca llegar al conocimiento “desde afuera”, y por medio de la medición y el cálculo.

Dentro de este Paradigma se utilizó el Método experimental, debido a que el estudio se sustenta en mediciones de laboratorio tanto para los ensayos básicos el principal que es el ensayo de consolidación a través del edómetro. Según Santa Paella y Feliberto Martins, (2012), define: el diseño experimental es aquel según el cual el investigador manipula una variable experimental no comprobada, bajo condiciones estrictamente controladas. Su objetivo es describir de qué modo y porque causa se produce un fenómeno. Busca predecir el futuro, elaborar pronósticos que una vez confirmados, se convierten en leyes y generalizaciones tendentes a incrementar el cúmulo de conocimientos y el mejoramiento de la acción educativa.

El análisis de las características y propiedades de las arcillas del Valle central de Tarija son el resultado de un conjunto de ensayos, resultados y análisis del suelo donde se pretende iniciar un proyecto. Este estudio se realiza antes del diseño del proyecto con la finalidad de describir la naturaleza y las propiedades del suelo.

El diseño de la investigación es determinante respecto a las relaciones entre el alcance del estudio que se plantea y los métodos y técnicas que se utilizarán para la recolección y análisis de datos.

Se busca por medio de la medición de la variable, en este caso la compresibilidad del suelo, caracterizar el fenómeno y los impactos que se generan en la zona de investigación, por lo cual se realizará una recolección de datos. Los instrumentos o

técnicas de investigación utilizados son considerados un diseño experimental que son los siguientes:

- ✎ Análisis documental
- ✎ Extracción y selección de muestras
- ✎ Trabajos de campo

El proceso de planificación o método aplicado fue de carácter teórico-metodológico, es decir, los procedimientos destinados a la recolección, procesamiento y análisis de datos se basaron en el método inductivo, debido que se basa en la ejecución de ensayos, por lo tanto la observación de su comportamiento, siendo la orientación del razonamiento de lo particular a lo general, es decir, partiremos de casos particulares, que en nuestro caso será el análisis de suelos que permitirá llegar a una conclusión general con base al comportamiento de las variables que se midieron.

Para la selección de los lugares de extracción de las muestras que serán parte del presente trabajo se tomaron dos criterios:

- El Valle Central de Tarija y la ciudad del mismo nombre se caracterizan por tener suelos finos, principalmente arcillosos. Los muchos estudios realizados en este Valle así lo han demostrado. Más de 3000 ensayos realizados en el proyecto San Jacinto, otra cantidad similar en el proyecto de asfaltado de las calles de la ciudad, varios cientos de ensayos realizados para los proyectos viales situados en el Valle, así lo han demostrado.

Se han extraído muestras de suelos de los diferentes distritos, barrios o zonas, tales como Tablada, San Blas, San Luis, Morros Blancos, El Portillo, Los Chapacos, San Jacinto, etc. Y, en más de un 90% de las muestras los suelos fueron CL y, en menor proporción, CH.

Por otra parte, en el capítulo de Resultados de esta tesis se demostrará que los suelos de los diferentes distritos y zonas del Valle Central de Tarija son similares y de la mencionada cualidad.

- Asimismo, para probar estadísticamente la similitud edafológica de los mismos se usará la comparación de medias. Es decir, por ejemplo, si n_1 es el tamaño muestral del Distrito 1 y n_2 es el tamaño muestral del Distrito 2, siendo los promedios aritméticos de los límites líquidos LL_1 y LL_2 , se demostrará que no existe diferencia significativa entre estos dos promedios y la pequeña diferencia obedece, desde el punto de vista estadístico, a errores de muestreo. Usando el mismo procedimiento se determina la similitud edafológica para cualesquiera de los distritos y zonas.

Este es un argumento fundamental que conduce a establecer la homogeneidad de los suelos finos del Valle Central de Tarija, lo que conduce a establecer que el tamaño de la muestra no es un factor fundamental en el este caso. Considerando un tamaño muestral igual a 10, 20, 30 o más, los resultados serán los mismos.

El horizonte generalizado de estos suelos en el valle central consiste de una capa superficial formada a partir de la sedimentación, cuyo espesor puede alcanzar hasta 20 m. de formación estratificada areno-arcillosa, asentada sobre capas de arenisca poco compacta, de fácil erosión.

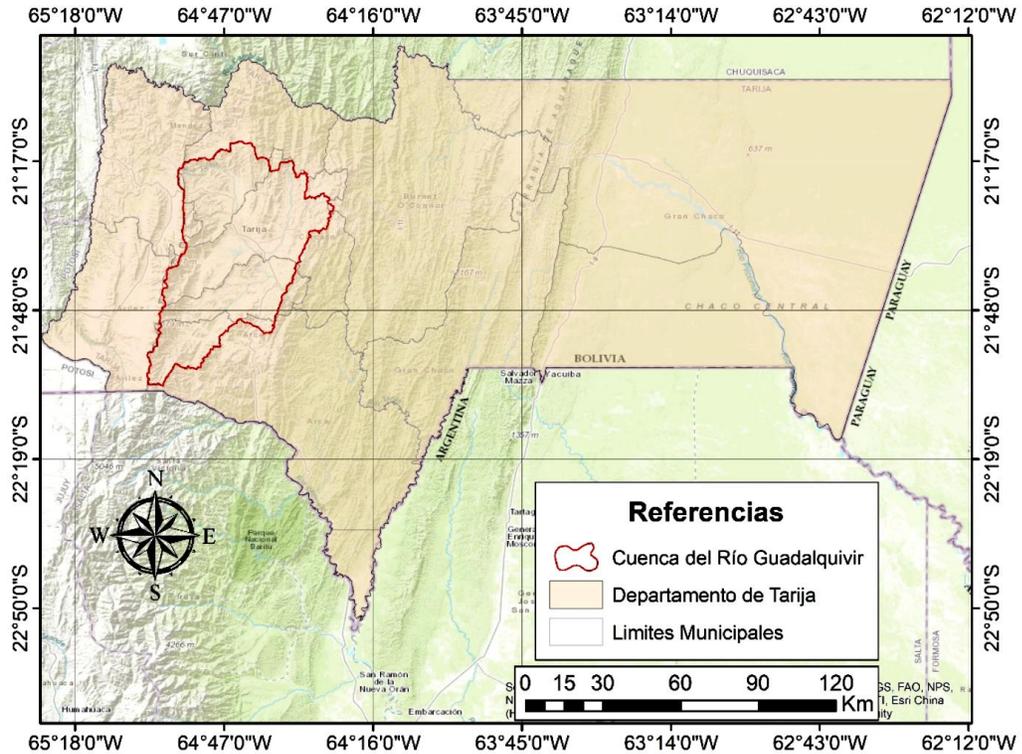
3.1 El Valle central de Tarija

La región del Valle Central de Tarija (VCT), se ubica entre las coordenadas geográficas de $21^{\circ}13'03''$ y $22^{\circ}03'30''$ de latitud Sur y $64^{\circ}24'11''$ y $65^{\circ}03'05''$ de longitud oeste.

La región del VCT, se encuentra constituida por 4 Municipios (San Lorenzo, Cercado, Uriondo y la zona de valles de Padcaya) y 165 comunidades. (GAD Tarija, 2019).

Los suelos se formaron por procesos geológicos que cambiaron en forma absolutamente irregular en el espacio y en el tiempo, debido a su influencia decisiva que estos factores ejercen en el orden de sucesión, en la forma, y en la continuidad de los estratos, es así que el primer paso para una investigación de las alteraciones que puede sufrir el mismo es conocer las características geológicas de la zona.

Figura 3.1 Ubicación del VCT en el Departamento de Tarija.



El área de Tarija corresponde al extremo oriental de la cordillera de los Andes, limitada al este por el Cabalgamiento Frontal Principal (CFP) y al oeste por el cabalgamiento Frontal Principal (CAP). Las formaciones aflorantes abarcan desde el Cámbrico Superior hasta el Neógeno y el Cuaternario.

Las rocas más antiguas de la ciudad de Tarija, corresponden a unidades de edad Ordovícica, las cuales tienen una edad aproximadamente de 500 millones de años, y no así las rocas de edad silúrica, restringidas al sector este y noreste de la ciudad de Tarija, particularmente en los núcleos sinclinales, conformando inversiones de relieve con algunos remanentes de forma cónica, como culminación del relieve local por erosión diferencial.

Los sedimentos al Cuaternario, adquieren una representatividad y difusión, rellendo la depresión de la Cuenca Lacustre de Tarija, definida por los bordes elevados de los cortes orográficos conformados por las antiguas rocas.

En el sistema Ordovícico, con tendencia a grano creciente hacia la parte superior de la secuencia, se distinguen formaciones como ser:

- Formación Cieneguillas (Oci)
- Formación Obispo (Oob)
- Formación Sella (Ose)

El sistema Cuaternario presenta características de sedimentos que son de amplia difusión en el área de investigación, tiene límites definidos por cordones orográficos, constituidos por rocas paleozoicas, que configuran una antigua “Cuenca Cuaternaria”, que hizo las veces de receptáculo de todo material proveniente de las partes altas.

La cuenca Alta del Guadalquivir, se encuentra la ciudad de Tarija reside el 86% de la población del VCT, con una densidad de casi 252 hab/km². La cuenca del río Guadalquivir se encuentra en las provincias fisiográficas de la Cordillera Oriental (que incluye la Puna y el Valle Central) y el Subandino. El primero conformado por serranías y colinas que rodean los valles de los ríos Guadalquivir, Tolomosa, Santa Ana y Camacho; y el segundo se caracteriza por presentar una secuencia de serranías dispuestas en sentido norte-sur, intercaladas por valles relativamente estrechos”.

Topográficamente, la región del VCT presenta terrenos escarpados con pendientes entre 50% a 75%, fuertemente ondulados (12% a 15% de pendiente), ligeramente ondulados (3% a 9% de pendiente) y terrenos casi planos (2 a 3% de pendiente).

En estos sedimentos recientes, tiene su mayor influencia la actividad humana en labores de cultivo y desarrollo urbanístico, por lo que definitivamente la presencia del hombre, incide en su estado de deterioro o conservación. (Memorias del XII Congreso Geológico, 1996).

El valle central de Tarija se encuentra cubierto por sedimento de origen fluvio-lacustre, los mismos que fueron depositados en varias lagunas que se formaron a lo largo de la

historia Pleistocena. Estos depósitos se caracterizan por presentar dos miembros diferenciables. El primer miembro basal que tiene sedimentos finos y donde la ocurrencia de lentes arenosos es muy escasa.

El límite de este miembro se puede apreciar algunos horizontes blanquecinos de cenizas volcánicas. Suprayaciendo a este miembro se encuentra una secuencia de lentes arenos gravosos que aumentan en espesor. Este cambio en la apariencia se debe al cambio de las condiciones de sedimentación y arrastre que cambiaron ocasionados por el aumento de capacidad de carga de los ríos que arrastraron sedimentos de granulometría mayor. Estos miembros fueron reconocidos por los autores que realizaron investigaciones en la región.

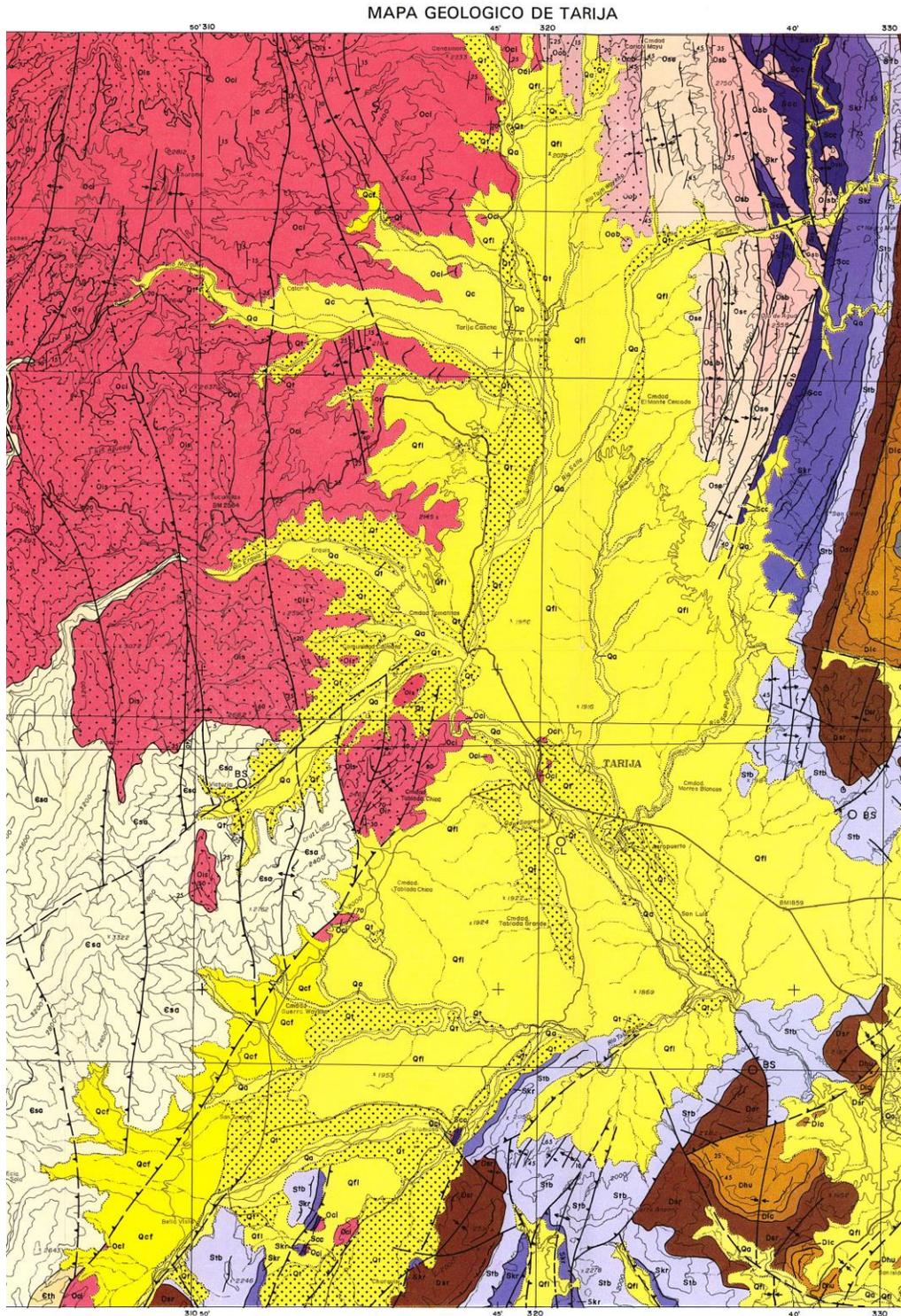
Se debe observar las formaciones infrayacentes a los sedimentos fluviolacustres de la parte central puesto que como veremos más adelante los nuevos pozos perforados a mayores profundidades atravesaron estos materiales.

Toda esta información geológica fue obtenida a partir de la hoja geológica Tarija 6629 escala 1:100.000, GEOBOL, 1991. La figura 3.2 muestran el mapa geológico de la cuenca del río Guadalquivir y dos perfiles que muestran esquemáticamente la disposición de las formaciones bajo el relleno de material fluviolacustre en la cuenca, tanto en la parte alta (al norte de puente Tomatitas), como en la parte baja (al sur del puente de Tomatitas). (Plan maestro metropolitano de agua y saneamiento, 2012).

3.1.1 Aspectos de ocupación del territorio

La densidad poblacional es 94 hab/km²; y, se estima que la población urbanizada alcanzó el 88%, concentrada en la ciudad de Tarija Capital y en centros poblados de

Figura 3.2 Ubicación del VCT en el Departamento de Tarija.

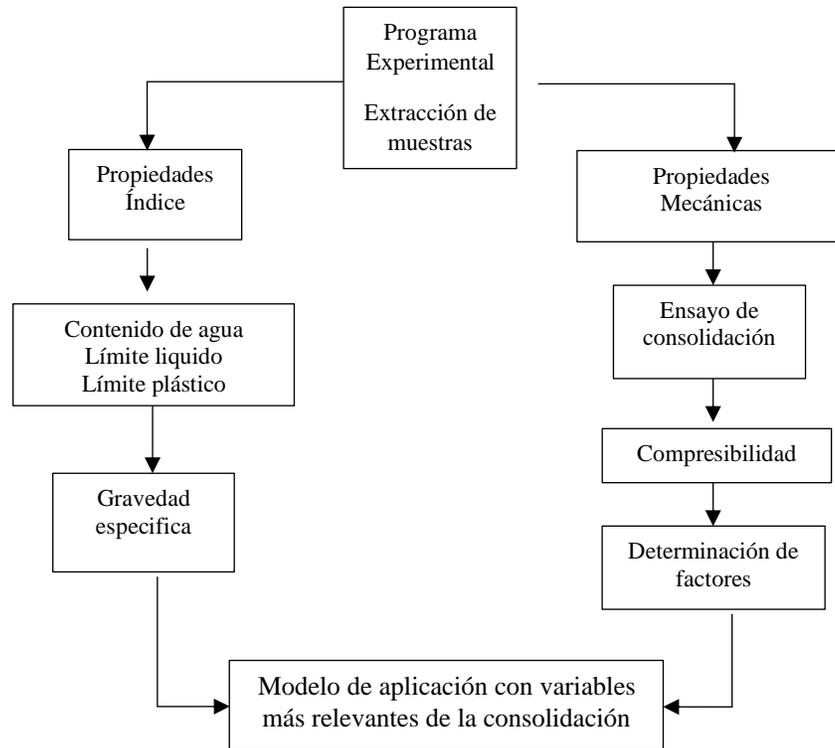


(Plan maestro metropolitano de agua y saneamiento, 2012).

3.2 Programa experimental

La siguiente figura 3.3 muestra el procedimiento y la forma en la que fue pensado el desarrollo de esta investigación, desde la preparación de las muestras, determinación de propiedades índice, comportamiento compresivo y finalmente la calibración y ajuste de modelos matemáticos que se ajusten al comportamiento de las variables.

Figura 3.3 Programa experimental de esta investigación.



3.2.1 Ubicación de la zona

La zona de estudio es el distrito 12 de la ciudad de Tarija provincia Cercado. El distrito 12 consta de 5 barrios que son: San Blas, Miraflores, Germán Busch, San Martín y Aranjuez.

Figura 3.4 Ubicación Distrito 12.



3.2.2 Coordenadas de los puntos en estudio

Cuadro 3.1 Coordenadas de la ubicación de los puntos.

Barrio	Pozo	Coordenadas		
		X	Y	Z
San Blas	1	322171,957	7615008,439	1873,202
	2	321904,182	7614677,518	1896,527
	3	322185,108	7614382,688	1879,393
	4	321702,586	7613990,168	1894,811
	5	321189,019	7614306,428	1903,795
	6	32315,480	7613750,885	1905,877
	7	320924,558	7614438,474	1939,974
	8	321511,599	7614757,868	1890,095
Miraflores	9	321109,861	7616153,532	1885,697
	10	320952,624	7615698,795	1903,386
	11	321419,518	7615612,999	1880,686
	12	320991,275	7615520,524	1895,636
	13	320991,275	7615132,413	1941,974
	14	321228,532	7615049,642	1896,247
	15	320734,278	7615399,039	1918,503
German Busch	16	319775,995	7617298,208	1901,077
	17	319944,559	7617096,342	1900,084
	18	320210,522	7616751,267	1902,445
	19	320416,006	7616288,919	1902,040
San Martin	20	319406,197	7618125,113	1908,224
	21	319277,126	7617805,683	1921,034
Aranjuez	22	318950,474	7618547,870	1914,214
	23	318678,861	7618735,433	1918,018
	24	318440,251	7619112,045	1921,976
	25	318910,928	7618202,042	1952,136
	26	318028,984	7618582,224	1965,850
	27	317522,138	7618930,030	1978,997
	28	316988,834	7619782,393	1987,339
	29	317912,992	7618922,426	1967,067
	30	318306,548	7618705,586	1964,981

3.3. Caracterización de la zona

Por su ubicación es una zona muy atractiva para la población en general y para algunos inversionistas para la construcción de edificios y condominios, también por la construcción de obras de impacto que están proyectadas por el gobierno Municipal como la planta de tratamiento de San Blas, puentes que atraviesan el río Guadalquivir entre otras que con seguridad llevarán a un mayor desarrollo a este distrito.

El distrito 12 tiene una superficie de 6116404,31 m², consta de 5 barrios, el barrio San Blas con una población de 130 habitantes, el barrio Miraflores con una población de 726 habitantes, el barrio Germán Busch con una población de 1431 habitantes, el barrio San Martín con una población de 1799 habitantes y el barrio Aranjuez con una población de 785 habitantes, (GAD, 2019).

3.3.1. Muestreo de suelos

La primera actividad es realizar el muestreo del suelo, esta actividad es importante como punto de inicio para la ejecución del diseño experimental, mediante el muestreo de suelos se obtuvo muestras a través del sondeo a diferentes profundidades (1m, 2m y 3m), proceso del cual se obtuvieron muestras representativas para determinar las características y propiedades físicas y mecánicas del suelo; la extracción se realizó en muestra alteradas e inalteradas.

3.3.2. Extracción de muestras de suelo

El objetivo es realizar el muestreo adecuado y representativo a través de: la verificación, la limpieza y excavación de cada pozo de sondeo, que fue identificado con una numeración para cada pozo, por ejemplo, P1 para una profundidad de 1m.

Figura 3.5 Extracción de muestras.



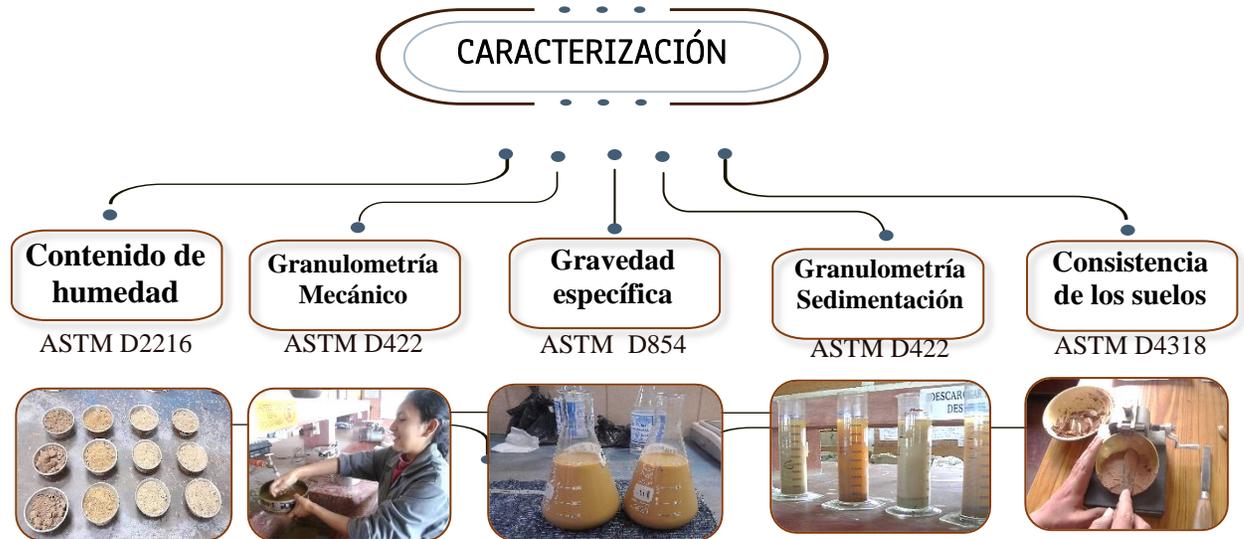
3.3.3 Propiedades índice

Para llevar a cabo los ensayos de identificación de propiedades índice, primero es necesario determinar el contenido de humedad, seguido por la determinación de los límites de consistencia con secado al horno siguiendo las normas ASTM D4318-10.

Se hizo el análisis granulométrico mediante tamizado siguiendo la ASTM D422-07 y por sedimentación con la ASTM D422.

Para determinar la gravedad específica de estas muestras de suelo siguiendo las normas ASTM D854.

Figura 3.6 Caracterización de las muestras.



La figura 3.5, muestra la identificación del pozo de sondeo al que pertenece y la profundidad de extracción, asimismo muestra la ubicación de cada pozo; el cuadro 3.1 muestra las coordenadas UTM del emplazamiento del sondeo (X, Y), cota de la boca de sondeo (Z) y profundidad de excavación.

3.3.4 Propiedades mecánicas

Para evaluar la respuesta esfuerzo-deformación del suelo, fue necesario realizar los ensayos de consolidación unidimensional, en el laboratorio de suelos de la facultad de Ciencias y Tecnología de la Universidad autónoma Juan Misael Saracho, a través de la norma ASTM D 2435-80. Las muestras ensayadas fueron inalteradas y talladas para ser ensayadas en condición de saturación y en humedad constante bajo diferentes niveles de esfuerzos desde 25 hasta 1600 kPa.

Figura 3.7 Preparación de muestras.



Para la saturación del suelo, las muestras fueron colocadas sobre piedras porosas cubiertas por papel filtro en un recipiente con agua saturándose así mediante capilaridad, estas fueron dejadas allí hasta tener una masa constante; luego fueron ensayadas colocando escalones de carga cada hora hasta tomar la última lectura al culminar la consolidación primaria.

Figura 3.8 Saturación de muestras.



3.3.4.1 Consolidómetro digital (edómetro) marca ACE EmS

Edómetro Automático Computarizado ACE EmS es un equipo de prueba de consolidación de suelos (edómetro) versátil y completamente automático, determina la

tasa y la magnitud de la consolidación del suelo cuando se cierra lateralmente y se carga axialmente.

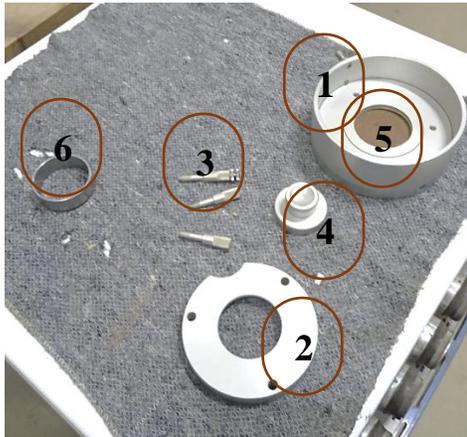
Figura 3.9 Edómetro ACE EmS.



- Armar la célula de carga con la piedra porosa en la parte inferior, colocar la muestra inalterada encima de la piedra porosa, colocar con el anillo para evitar que la muestra no se deslice por los costados.
- Colocar la segunda piedra porosa encima de la muestra, ajustar el collarin con sus tornillos para sujetar todo el equipo armado y por último colocar sobre la piedra porosa el pistón de carga por donde se transfieren las cargas programadas para la ejecución del ensayo.

Figura 3.10 Partes de la celda de confinamiento.

Equipo de consolidación	
1	Celula Edométrica
2	Collarín
3	Tornillos de fijación
4	Pistón de carga
5	Piedras porosas
6	Anillo de confinamiento



- Luego de colocar la celula de carga armada con la muestra en la base de la celda de consolidación y saturada.
- Iniciar el equipo, configurar las unidades e idioma (por defecto solo existe dos idiomas italiano e inglés).

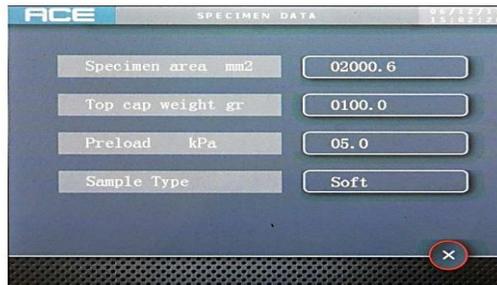
Figura 3.11 Panel principal.



- Seleccionar Test Run donde se selecciona el programa, prueba de consolidación edométrica.
- Introducir los datos del espécimen:
 Área de la muestra en mm^2
 Peso de la muestra en gr.
 La carga que genera la presión de precarga.

Tipo de muestra entre suave y dura.

Figura 3.12 Panel para los datos de la muestra.



- Se introduce la carga que se aplicara en Kpa, el tiempo que se someterá a la carga constante hasta llegar al final de la consolidacion primaria, debe estar en min.
- Swell significa el hinchazón en mm que se colocara un límite, si se pasa del límite el aparato se detendrá y realizará el siguiente paso, el intervalo de tiempo que controlara el hinchazón en min. (se recomienda colocar 1 min).
- THRESHOLD y el intervalo de TIEMPO es para detener y saltar automaticamente al siguiente paso.

Figura 3.13 Panel de programación de presiones y tiempo para la prueba.

The screenshot shows a software interface titled 'ACE CONSOLIDATION TABLE'. It displays a table with columns: Target, R. T (min), Swell. T. (min), Thr., and T. (min). The table contains 10 rows of data. A close button (X) is visible in the bottom left corner, and a scroll button (V) is visible in the bottom right corner.

Target	R. T (min)	Swell. T. (min)	Thr.	T. (min)
00012	01440	00.010	00010	00.000
00025	01440	00.010	00010	00.000
00050	01440	00.000	00010	00.000
00100	01440	00.000	00010	00.000
00200	01440	00.000	00010	00.000
00400	01440	00.000	00010	00.000
00800	01440	00.000	00010	00.000
01600	01440	00.000	00010	00.000
03200	01440	00.000	00010	00.000
00800	00720	00.000	00010	00.000

- Seleccionar, modo de registro haciendo clic en el botón a la izquierda de la opción requerida; el botón se vuelve azul cuando se selecciona.
- Finalmente, presione el botón confirmar en la pantalla prueba de consolidación

edométrica, para abrir la siguiente pantalla e iniciar la prueba.

Figura 3.14 Panel de Inicio de la Prueba.



Home: para volver a la posición de inicio y para posicionar el marco vertical hacia arriba.

Stop: para detener el movimiento de homing.

Start: para iniciar el registro de datos y la prueba; antes se debe colocar la célula de carga en posición en contacto con el la punta del vástago del transductor de desplazamiento con la cabeza del tornillo de referencia, luego se selecciona ZERO para iniciar en cero la prueba y seleccionar START para iniciar la prueba.

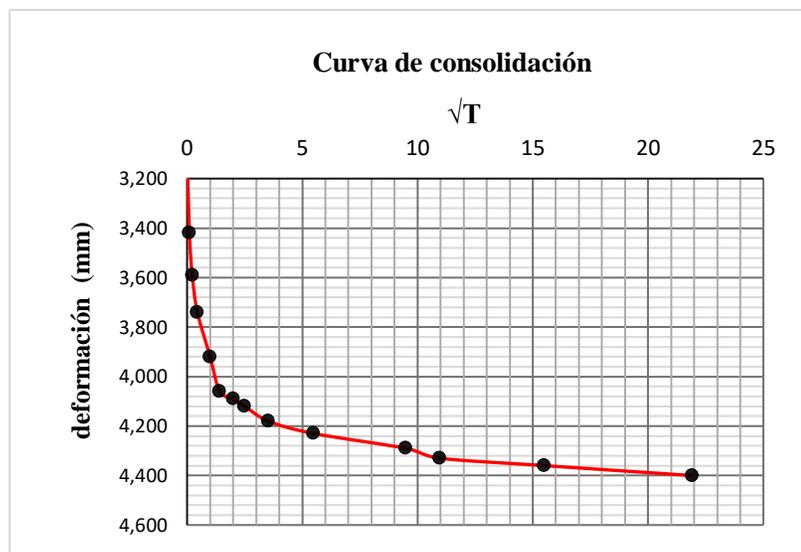
El cuadro 3.2 muestra el resumen de valores para generar la curva de consolidación

Cuadro 3.2 Datos de deformación y presión.

Nr.	Time	Time	1	2	3
	mins	mins	kPa	kPa	mm
1	00:00:00:00	00000.000	-0000.002	15.000	00000.172
2	00:00:01:00	1.000	-0000.001	15.000	00000.360
3	00:00:02:00	2.000	-0000.001	15.000	00000.430
4	00:00:03:00	3.000	-0000.001	15.000	00000.460
5	00:00:04:00	4.000	-0000.001	15.000	00000.478
6	00:00:05:00	5.000	-0000.001	15.000	00000.486
7	00:00:06:00	6.000	-0000.001	15.000	00000.491

8	00:00:07:00	7.000	-0000.000	15.000	00000.494	
9	00:00:08:00	8.000	-0000.002	15.000	00000.497	
10	00:00:09:00	9.000	-0000.001	15.000	00000.499	
11	00:00:10:00	10.000	-0000.001	15.000	00000.502	
13	00:00:26:00	26.000	-0000.000	15.000	00000.497	
14	00:00:27:00	27.000	-0000.001	15.000	00000.495	
15	00:00:28:00	28.000	-0000.001	15.000	00000.491	
16	00:00:29:00	29.000	-0000.001	15.000	00000.486	
17	00:00:30:00	30.000	-0000.001	15.000	00000.483	
18	00:00:31:00	31.000	-0000.001	15.000	00000.479	
19	00:00:32:00	32.000	-0000.001	15.000	00000.470	
20	00:00:33:00	33.000	-0000.001	15.000	00000.461	
21	00:00:34:00	34.000	-0000.001	15.000	00000.450	
22	00:00:35:00	35.000	-0000.001	15.000	00000.447	
23	00:00:40:00	40.000	-0000.001	15.000	00000.442	
24	00:00:44:00	44.000	-0000.001	15.000	00000.437	
25	00:00:48:00	48.000	-0000.001	15.000	00000.434	
26	00:00:54:00	54.000	-0000.001	15.000	00000.429	
27	00:01:03:00	63.000	-0000.001	15.000	00000.424	
28	00:01:12:00	72.000	-0000.001	15.000	00000.419	
29	00:01:25:00	85.000	-0000.001	15.000	00000.415	
					MIN	0.172
					MAX	0.504

Figura 3.15 Consolidación – deformación vs tiempo.



3.3.4.2 Ventajas de edómetro automático computarizado

Este método de ensayo tiene como propósito obtener datos por medio de los cuales se puedan determinar las siguientes constantes de los suelos:

- ✎ Esfuerzo Efectivo Inicial
- ✎ Esfuerzo de Preconsolidación
- ✎ Relación de Sobreconsolidación
- ✎ Índice de Compresibilidad
- ✎ Índice de Recompresión

3.3.4.3 Cálculo de los parámetros de compresibilidad

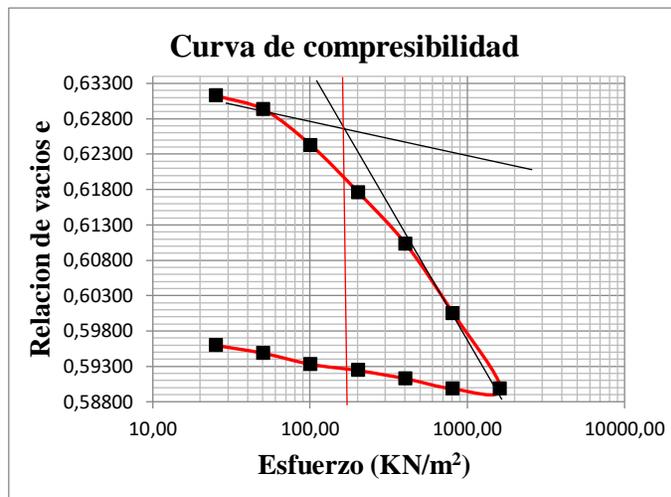
El cálculo de estos parámetros se hizo de manera convencional; estos índices corresponden a la pendiente de dos tramos diferentes de la curva de consolidación, el índice de compresión equivale a la pendiente del tramo virgen y el índice de recompresión corresponde a la pendiente del tramo de la descarga y el esfuerzo de preconsolidación representa el esfuerzo máximo al que ha sido sometido el suelo a lo largo de su historia de esfuerzos, indicando así un punto geométrico en la curva de consolidación donde las deformaciones son irrecuperables ver figura 3.15.

Cuadro 3.3 Datos para graficar la curva de compresibilidad.

Esfuerzo (KN/m ²)	Final (H) (mm)	Hs=Ws/(A*Gs*γw)	Hv= H-Hs (mm)	e=Hv/Hs	a _v (m ² /KN)	m _v (m ² /KN)
0,00	20,000	12,2606	7,739	0,63124	0	0
25,46	20,000	12,2606	7,739	0,63124	0,00000	0,00000
50,93	19,976	12,2606	7,715	0,62928	0,00008	0,00005
101,86	19,914	12,2606	7,653	0,62422	0,00010	0,00006
203,72	19,812	12,2606	7,551	0,61754	0,00007	0,00004
407,44	19,678	12,2606	7,417	0,61025	0,00004	0,00002
814,87	19,492	12,2606	7,231	0,60047	0,00003	0,00002
1629,75	19,492	12,2606	7,231	0,58981	0,00002	0,00001

814,87	19,492	12,2606	7,231	0,58981	-	-
407,44	19,496	12,2606	7,235	0,59124	-	-
203,72	19,498	12,2606	7,238	0,59240	-	-
101,86	19,501	12,2606	7,240	0,59327	-	-
50,93	19,502	12,2606	7,241	0,59483	-	-
25,46	19,502	12,2606	7,241	0,59594	-	-

Figura 3.16 Índice de compresión Cc, índice de recompresión Cs y esfuerzo de preconsolidación.



Por lo tanto:

$$C_c \text{ o } C_s = \frac{(e_1 - e_2)}{\log\left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}\right)} \quad (3.1)$$

Cuadro 3.4 Resumen de factores de compresibilidad.

$(\text{KN/m}^2)\sigma'_c =$	180
Cc =	0,0290
Cr =	0,017
Cs =	0,00369

Una vez definidas las propiedades del suelo, se procedió a realizar los ensayos de consolidación para cada pozo de exploración. Con el fin de determinar todos los parámetros de compresibilidad, se indicó el valor de la presión de preconsolidación y se definieron los escalones de carga y descarga tal y como fueron realizados en los ensayos de laboratorio. Se graficaron las curvas de consolidación obtenidas en el laboratorio.

CAPITULO IV

RESULTADOS

Se llevó a cabo un análisis exhaustivo de las arcillas del Valle Central de Tarija, en la cual se evaluaron sus propiedades físicas, mecánicas y de compresibilidad; los principales hallazgos se mostrarán en el desarrollo del capítulo.

4.1 Caracterización básica de los suelos e indicadores estadísticos

Esta sección proporciona una descripción detallada de la caracterización básica de los suelos estudiados, así como los indicadores estadísticos utilizados para analizar los datos.

El Cuadro 4.1 muestran los resultados de las muestras que se extrajeron a un metro de profundidad; estos parámetros estadísticos son significativos, porque explican la variación de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos en el distrito 12 en sus cinco barrios pertenecientes al Valle Central de Tarija (VCT).

Las cuales se pueden resumir en los siguientes estadísticos:

n = Tamaño de la muestra;

\bar{x} = Media aritmética;

S = Desviación típica;

COV = Coeficiente de variación;

Mín = Valor mínimo de la muestra;

Máx = Valor máximo de la muestra,

Cs = sesgo;

k = Coeficiente de curtosis;

El objetivo de este análisis es comprender la distribución de las muestras extraídas para cada pozo y para cada profundidad, identificar tendencias y obtener información significativa sobre la compresibilidad de las muestras analizadas.

El cuadro 4.2, describe los resultados de las muestras que se extrajeron a dos metros de profundidad, lo cual permite apreciar los datos en términos de la media aritmética y las medidas de dispersión (como la desviación estándar y el rango). Estos valores proporcionan una comprensión general de la distribución de los datos y de cómo se cambian alrededor de la media.

El cuadro 4.3, describe los resultados de las muestras que se extrajeron a tres metros de profundidad, el análisis estadístico muestra los indicadores; como ser la media aritmética y las medidas de dispersión (como la desviación estándar y el rango). Estos valores proporcionan una apreciación general del comportamiento de los datos y de cómo se distribuyen alrededor de las medidas de tendencia central.

El cuadro 4.4, muestra el resumen de las muestras de arcillas a una profundidad de un metro, lo que se puede observar un comportamiento normal en comparación con los valores mostrados en las tablas líneas arriba cuando limos y arcillas estaban mezclados.

El cuadro 4.5 muestra el análisis estadístico de las muestras ensayadas a un metro de profundidad, pero esta vez haciendo la separación de las arcillas, es decir solo limos, en la cual se observa un comportamiento más centrado en los valores de la media, en comparación del análisis realizado cuando se toma el total de las muestras.

El cuadro 4.6 muestra el resumen estadístico de las arcillas que se encuentran a dos metros de profundidad, estos valores muestran la importancia de la interpretación de cada indicador, se puede observar que existe variación con respecto de la media, sin embargo, están dentro de los parámetros límite de cada indicador.

Cuadro 4.1 Resumen total estadístico 1m

	n	\bar{x}	S	COV	Mín	Máx	Rango	Cs	k
w	24,000	10,412	3,318	0,319	5,690	17,700	12,010	1,203	-0,362
Gs	24,000	2,665	0,114	0,043	2,300	2,770	0,470	-5,294	6,863
% M	24,000	65,343	9,975	0,153	49,320	84,330	35,010	0,466	-0,902
% C	24,000	20,403	7,395	0,362	5,650	36,900	31,250	0,663	0,248
LL	24,000	34,750	9,303	0,268	22,000	55,000	33,000	1,077	-0,685
LP	24,000	23,375	3,774	0,161	16,000	31,000	15,000	-0,383	-0,484
IP	24,000	11,458	6,058	0,529	3,000	24,000	21,000	1,432	-0,481
e₀	24,000	0,649	0,084	0,130	0,410	0,790	0,380	-2,001	1,691
σ'_c	24,000	406,250	153,398	0,378	130,000	670,000	540,000	-0,035	-0,522
Cc	24,000	0,144	0,075	0,522	0,081	0,363	0,282	4,013	3,243
Cr	24,000	0,013	0,005	0,347	0,005	0,023	0,018	0,959	-0,120
Cs	24,000	0,0003	0,001	3,442	0,00001	0,005	0,005	9,765	23,886
Cv	24,000	0,00002	0,00001	0,599	0,00001	0,00005	0,00004	3,750	3,642
S_p	24,000	0,368	0,062	0,169	0,210	0,470	0,260	-1,275	0,434
γ_{sat}	24,000	19,733	0,782	0,040	17,960	21,300	3,340	-0,702	0,647
σ'_{vo}	24,000	9,923	0,782	0,079	8,150	11,490	3,340	-0,702	0,647
OCR	24,000	40,875	15,538	0,380	16,000	72,000	56,000	0,590	-0,245

Cuadro 4.2 Resumen total estadístico 2m

	n	\bar{x}	S	COV	Mín	Máx	Rango	Cs	k
w	14	12,52	4,349	34,75%	2,26	17,72	15,46	-1,499	0,709
Gs	14	2,74	0,0283	1,03%	2,701	2,803	0,102	1,243	0,476
% M	14	63,46	5,680	8,95%	55,5	72,86	17,36	0,366	-0,932
% C	14	28,33	5,886	20,78%	20,46	39,62	19,16	1,001	-0,374
LL	14	39,21	8,359	21,32%	27	54	27	0,502	-0,768
LP	14	23	3,942	17,14%	17	29	12	0,201	-0,677
IP	14	16,21	4,660	28,74%	10	25	15	0,709	-0,773
e₀	14	0,6857	0,0847	12,36%	0,55	0,79	0,24	-0,416	-1,14
σ'_c	14	397,86	172,77	43,42%	160	700	540	0,176	-0,706
Cc	14	0,162	0,109	66,98%	0,058	0,407	0,349	2,534	1,209
Cr	14	0,0164	0,004	23,69%	0,012	0,025	0,013	1,61	0,203
Cs	14	0,00062	0,001	188,67%	0,00006	0,0036	0,0035	3,319	2,710
Cv	14	2,42E-05	1,1E-05	45,53%	3,39E-06	3,77E-05	3,43E-05	-0,63	-0,097
S_p	14	0,1593	0,0268	16,79%	0,11	0,2	0,09	-0,338	-0,664
γ_{sat}	14	19,948	0,5266	2,64%	19,3	20,78	1,48	0,567	-1,045
σ'_{vo}	14	20,28	1,055	5,20%	18,99	21,95	2,96	0,577	-1,036
OCR	14	19,57	8,216	41,98%	8	36	28	0,334	-0,193

Cuadro 4.3 Resumen total estadístico 3m

	n	\bar{x}	S	COV	Mín	Máx	Rango	Cs	k
w	12	13,918	6,221	0,447	3,58	27,590	24,010	0,875	0,852
Gs	12	2,729	0,023	0,009	2,70	2,778	0,083	0,865	0,157
% M	12	65,958	5,319	0,081	57,98	73,710	15,730	-0,393	-0,660
% C	12	26,886	6,475	0,241	18,24	39,420	21,180	0,800	-0,394
LL	12	39,500	7,392	0,187	27,00	54,000	27,000	0,487	0,020
LP	12	22,750	3,108	0,137	17,00	28,000	11,000	-0,191	-0,108
IP	12	16,750	4,555	0,272	10,00	26,000	16,000	0,764	-0,035
e₀	12	0,643	0,087	0,135	0,53	0,770	0,240	0,545	-0,990
σ'_c	12	443,333	118,884	0,268	280,0	680,0	400,0	0,758	-0,012
Cc	12	0,140	0,061	0,438	0,10	0,305	0,210	3,187	3,385
Cr	12	0,020	0,003	0,143	0,02	0,025	0,009	0,747	-0,577
Cs	12	0,00033	0,00084	2,504	0,00002	0,003	0,003	4,892	8,469
Cv	12	0,00003	0,00003	0,883	0,00001	0,00008	0,00008	2,369	1,197
Sc	12	0,063	0,012	0,194	0,04	0,08	0,04	-0,290	-0,287
γ_{sat}	12	20,153	0,570	0,028	19,48	21,21	1,73	0,358	-0,676
σ'_{vo}	12	31,031	1,710	0,055	29,01	34,19	5,18	0,350	-0,688
OCR	12	14,250	3,888	0,273	10,00	23,00	13,00	1,539	0,683

Cuadro 4.4 Resumen total estadístico 1m arcillas

	n	\bar{x}	S	COV	Mín	Máx	Rango	Cs	k
w	13	10,05	3,64	0,36	5,69	17,70	12,01	1,03	-0,21
Gs	13	2,72	0,03	0,01	2,66	2,77	0,11	-0,54	0,43
% M	13	62,94	7,82	0,12	52,43	78,85	26,42	0,76	-0,10
% C	13	21,57	7,90	0,37	9,49	36,90	27,41	0,71	-0,04
LL	13	33,38	10,21	0,31	22,00	50,00	28,00	0,95	-0,98
LP	13	21,69	3,84	0,18	16,00	28,00	12,00	0,33	-0,83
IP	13	11,85	6,54	0,55	4,00	22,00	18,00	0,93	-0,97
e₀	13	0,65	0,05	0,07	0,54	0,72	0,18	-1,15	1,30
σ'_c	13	449,615	145,952	0,325	200,0	670,0	470,0	-0,370	-0,332
Cc	13	0,140	0,075	0,534	0,081	0,320	0,239	2,866	2,066
Cr	13	0,013	0,006	0,428	0,005	0,023	0,018	0,622	-0,615
Cs	13	0,0005	0,0014	3,0273	0,00003	0,0050	0,0050	5,30	9,56
Cv	13	0,0000	0,0000	0,6328	0,00001	0,0001	0,00004	1,85	0,66
S_c	13	0,37	0,04	0,10	0,29	0,42	0,13	-0,39	0,36
γ_{sat}	13	20,05	0,42	0,02	19,35	20,94	1,59	0,86	0,44
σ'_{vo}	13	20,05	0,42	0,02	19,35	20,94	1,59	0,86	0,44
OCR	13	22,62	7,52	0,33	10,00	35,00	25,00	-0,20	-0,30

Cuadro 4.5 Resumen total estadístico 1m limos

	n	\bar{x}	S	COV	Mín	Máx	Rango	Cs	k
w	11	10,84	3,00	0,28	6,81	16,60	9,79	1,07	0,10
Gs	11	2,60	0,14	0,05	2,30	2,70	0,40	-2,54	1,35
% M	11	68,19	11,79	0,17	49,32	84,33	35,01	-0,43	-0,77
% C	11	19,02	6,86	0,36	5,65	31,56	25,91	-0,13	0,64
LL	11	36,36	8,29	0,23	25,00	55,00	30,00	1,15	1,08
LP	11	25,36	2,66	0,10	22,00	31,00	9,00	0,89	0,48
IP	11	11,00	5,71	0,52	3,00	24,00	21,00	1,25	1,23
e₀	11	0,65	0,12	0,18	0,41	0,79	0,38	-1,21	0,04
σ'_c	11	355,00	152,40	0,43	130,0	660,0	530,0	0,44	0,35
Cc	11	0,15	0,08	0,53	0,09	0,36	0,27	3,23	4,14
Cr	11	0,013	0,003	0,246	0,0090	0,0210	0,0120	1,607	1,676
Cs	11	0,00010	0,00006	0,5594	0,00001	0,00020	0,00019	0,573	0,378
Cv	11	0,00001	0,00000	0,3273	0,00001	0,00002	0,00001	0,550	-1,006
Sc	11	0,372	0,086	0,230	0,210	0,470	0,260	-0,987	-0,467
γ_{sat}	11	19,363	0,957	0,049	17,960	21,300	3,340	0,826	0,557
σ'_{vo}	11	19,363	0,957	0,049	17,960	21,300	3,340	0,826	0,557
OCR	11	18,00	7,71	0,428	7,00	35,00	28,00	0,965	1,031

Cuadro 4.6 Resumen total estadístico 2m arcillas

	n	\bar{x}	S	COV	Mín	Máx	Rango	Cs	k
w	13	12,55	4,525	36,07%	2,26	17,72	15,46	-1,44	0,51
Gs	13	2,74	0,027	1,00%	2,708	2,803	0,095	1,27	0,59
% M	13	63,56	5,898	9,28%	55,5	72,86	17,36	0,26	-1,04
% C	13	27,67	5,557	20,08%	20,46	39,62	19,16	1,34	0,37
LL	13	38,46	8,192	21,30%	27	54	27	0,80	-0,40
LP	13	22,54	3,688	16,36%	17	29	12	0,29	-0,42
IP	13	15,92	4,716	29,62%	10	25	15	0,97	-0,56
e₀	13	0,68	0,087	12,78%	0,55	0,79	0,24	-0,22	-1,20
σ'_c	13	395,39	179,6	45,42%	160	700	540	0,24	-0,81
Cc	13	0,17	0,112	67,20%	0,058	0,407	0,349	2,27	0,85
Cr	13	0,0164	0,00403	24,61%	0,012	0,025	0,013	1,48	-0,01
Cs	13	0,00066	0,0012	182,97%	0,00006	0,0036	0,00354	3,03	2,21
Cv	13	2,4E-05	1,1E-05	47,63%	3,4E-06	3,8E-05	3,4E-05	-0,52	-0,27
S_c	13	0,158	0,028	17,44%	0,11	0,2	0,09	-0,18	-0,76
γ_{sat}	13	19,99	0,527	2,64%	19,3	20,78	1,48	0,34	-1,04
σ'_{vo}	13	20,353	1,057	5,19%	18,99	21,95	2,96	0,35	-1,03
OCR	13	19,385	8,520	43,95%	8	36	28	0,43	-0,30

4.2 Las Arcillas y Limos del Valle Central de Tarija en la Carta de plasticidad

En la ingeniería civil y geotécnica, la carta de plasticidad de suelos es esencial debido a que contribuye a dilucidar las propiedades del suelo, como la plasticidad y la plasticidad límite, lo cual es esencial para el diseño de cimentaciones; esta se convierte en una herramienta fundamental en la ingeniería civil. En las gráficas que se muestran a continuación se podrá describir el comportamiento de la carta de plasticidad en función de los límites líquidos y el índice de plasticidad.

Estos indicadores; la plasticidad y la compresibilidad del suelo, ayudan a entender el comportamiento del suelo y por lo tanto a asumir la decisión fundamental al diseñar fundaciones.

La gráfica 4.1 se observa la ubicación de la línea A, correspondiente a la totalidad de muestras ensayadas para las tres profundidades, la cual evidencia como se sobrepone en los suelos con valores de límite líquido mayores a 40%, sin embargo, para valores menores de 40% esta tiende a alejarse. Lo cual se puede interpretar que las muestras de suelo tienen un contenido de arcilla moderado y una plasticidad intermedia.

Para realizar un análisis completo se separaron las muestras en solo arcillas y limos.

La gráfica 4.2 muestra la totalidad de las arcillas, en la cual se puede ver que los suelos tienen mayor plasticidad, mostrando la composición del suelo, refleja la tendencia al contener porcentajes mayores de arcilla y para las muestras con valores mayores a 45% de LL se acercan a la línea A, mostrando que el suelo tiene mayores porcentajes de arcilla.

La gráfica 4.3 muestra la totalidad de los suelos limosos, se puede evidenciar que las muestras están más cercanas a la línea A incluso por debajo de esta, lo cual refleja el

comportamiento de este suelo al tener valores bajos de arcilla, afirma que la composición del suelo es limo.

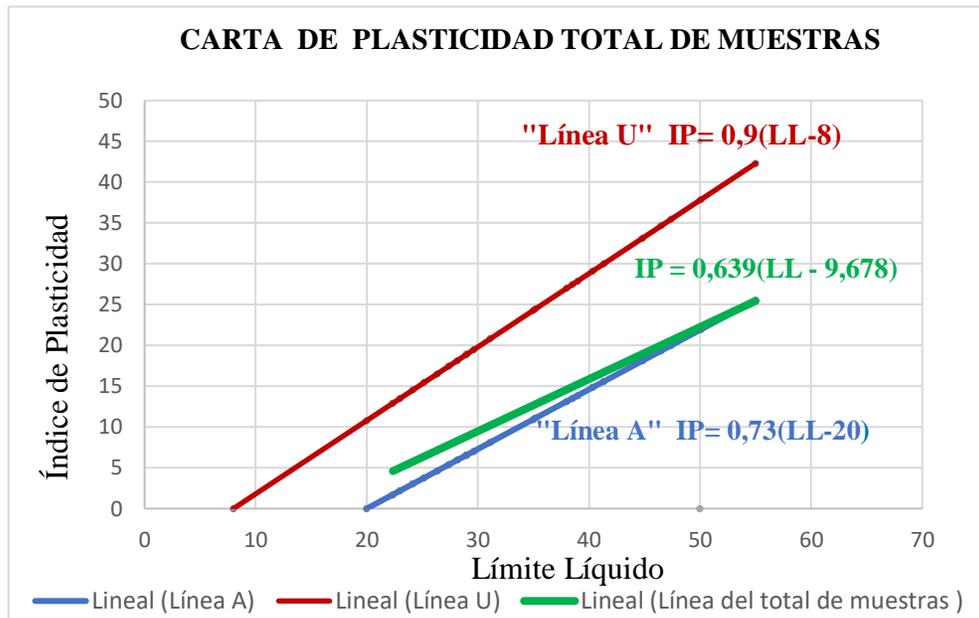
Asimismo, se realizó el análisis de las muestras para cada profundidad.

La gráfica 4.4 se observa la ubicación de la línea que refleja el comportamiento de los suelos analizados a la profundidad de un metro, claramente se puede observar cómo estas se mantienen alrededor de la línea A.; por encima y por debajo, lo cual se puede interpretar que las muestras de suelo tienen un contenido de arcilla moderado y una plasticidad intermedia si se encuentran alrededor de la línea A en la carta de plasticidad y de igual manera los puntos que se encuentran por debajo de la línea A, donde se observa que existe un equilibrio de muestras de limo y arcilla para esa profundidad.

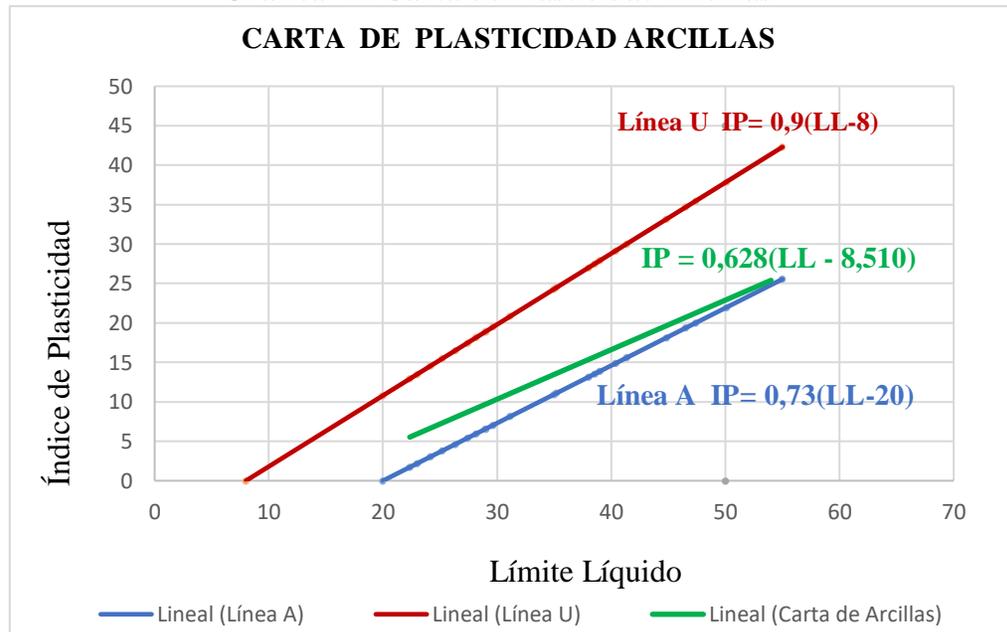
La grafica 4.5 muestra como el suelo se aleja levemente de la línea A y tienen de acercarse a la línea U, lo cual indica que estas muestras tienen una elevada plasticidad en comparación de las muestras a un metro de profundidad; lo que indica que el suelo tiene una plasticidad alta, sobre se evidencia que las muestras a esta profundidad son más arcillas que limos.

La gráfica 4.6 muestra los suelos a una profundidad de tres metros, al igual que la anterior, se puede observar que están levemente acercándose a la línea U, lo cual refleja que tienen mediana plasticidad, concentrándose los valores entre 30-50 del valor correspondiente al límite líquido. Asimismo, los suelos reflejan su composición al evidenciar porcentajes mayores de arcilla sobre todo cuando el suelo está húmedo, se deforma bajo esfuerzos aplicados.

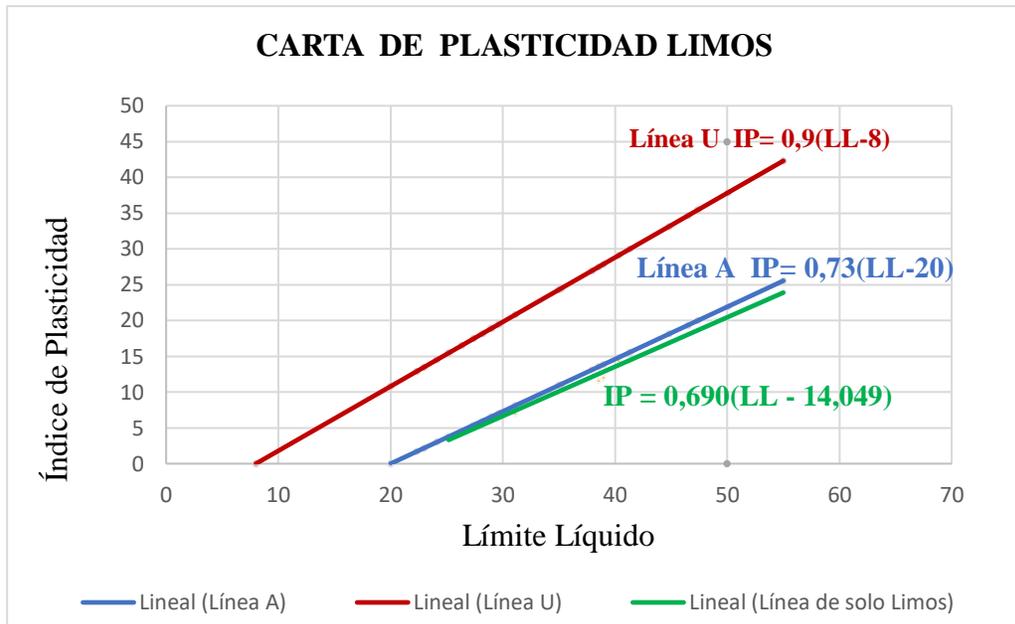
Gráfica 4.1 Carta de Plasticidad, totalidad de las muestras



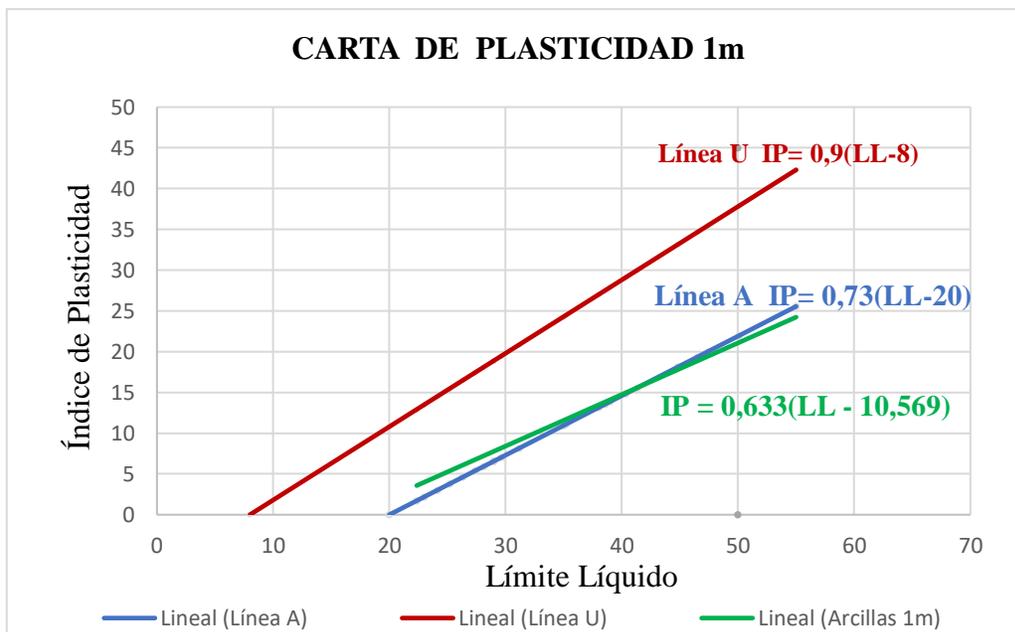
Gráfica 4.2 Carta de Plasticidad Arcillas



Gráfica 4.3 Carta de Plasticidad Limos



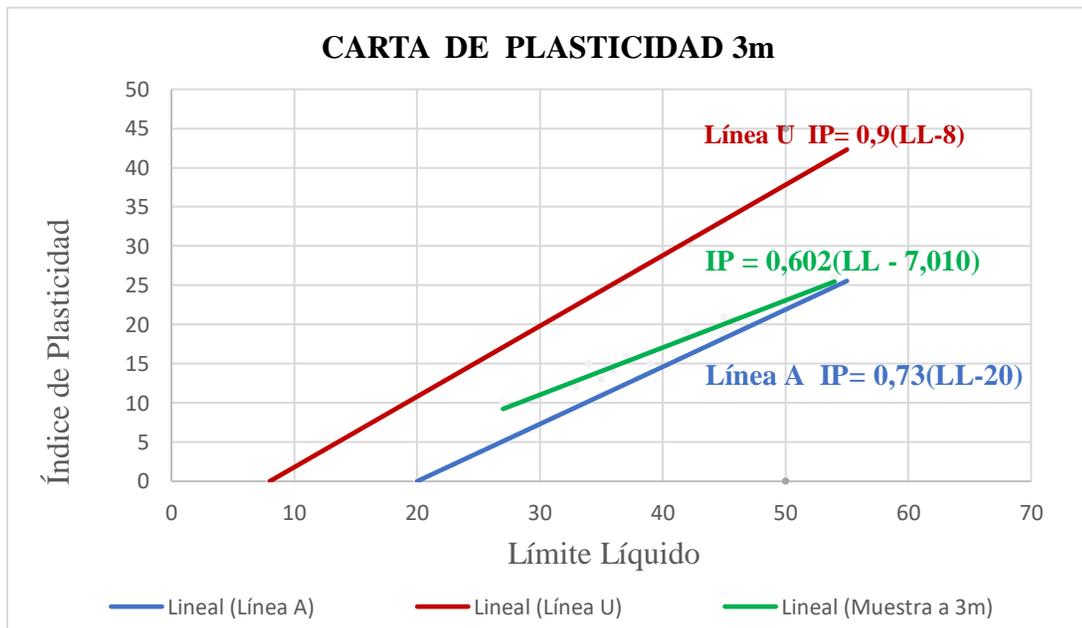
Gráfica 4.4 Carta de Plasticidad muestras a 1m



Gráfica 4.5 Carta de Plasticidad muestras a 2m



Gráfica 4.6 Carta de Plasticidad a 3m



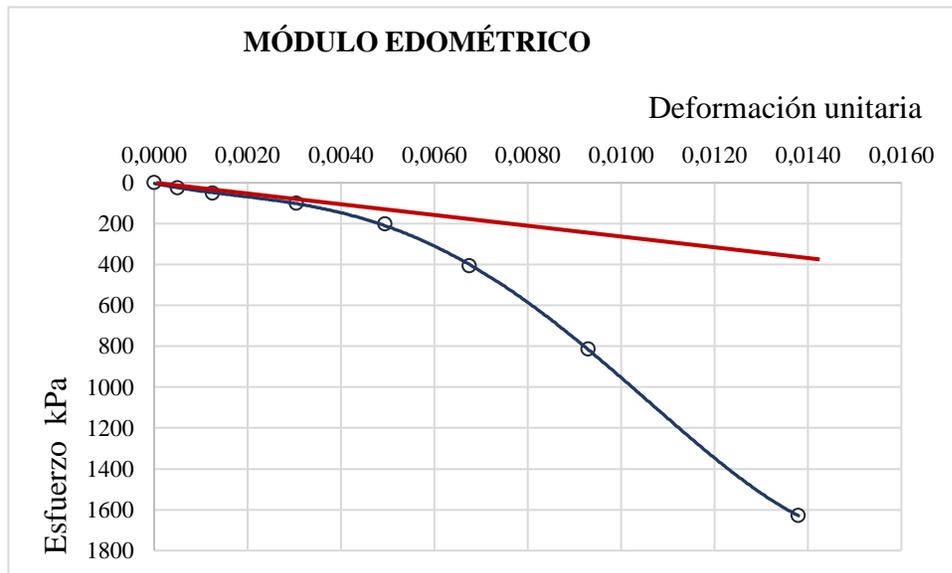
Como puede apreciarse en las gráficas 4.1, 4.2, 4.3, 4.4, 4.5 y 4.6 mostradas anteriormente, se puede observar que las graficas de las ecuaciones lineales que relacionan el IP y el LL, en todos los casos, tanto limos como arcillas, se encuentran comprendidas entre la línea “A” y la línea “U” de la carta de plasticidad.

4.3 Determinación experimental del módulo edométrico, E_m

La determinación experimental del módulo edométrico es esencial para entender el comportamiento de los suelos bajo cargas aplicadas, siendo este una medida de la capacidad del suelo para resistir las deformaciones provocadas por cargas aplicadas. El método experimental utilizado para determinar el módulo edométrico del suelo se describe a continuación;

En la gráfica 4.7, se muestra la pendiente a la curva en origen, que es por definición el módulo elástico de la muestra, que para el caso de la mecánica de suelos se lo llama “Módulo Edométrico” E_m , entonces al reemplazar $\epsilon = 0$; en la ecuación se obtiene el E_m .

Gráfica 4.7 Determinación de E_m



Si, se analiza una función del esfuerzo en función de la deformación unitaria

$$\sigma = f(\varepsilon) \quad (4.1)$$

Que corresponde al siguiente modelo matemático

$$\sigma = a + b * \varepsilon + c * \varepsilon^2 + c * \varepsilon^3 + d * \varepsilon^4 \quad (4.2)$$

y este modelo, al ser derivado en función de la deformación unitaria se obtiene:

$$\frac{d\sigma}{d\varepsilon} = b * +2c * \varepsilon + 3c * \varepsilon^2 + 4d * \varepsilon^3 \quad (4.3)$$

Por lo tanto; la gráfica 4.7 muestra como ejemplo el ajuste a un polinomio de grado 4 para la muestra del pozo 1 a un metro de profundidad; donde; el resultado de ajustar un modelo polinomial de cuarto orden para describir la relación entre esfuerzo y deformación es la siguiente ecuación:

$$\sigma = 3,89 + 45150,6 * \varepsilon - 1,21 * 10^7 * \varepsilon^2 + 2,90 * 10^9 * \varepsilon^3 - 1,19 * 10^{11} * \varepsilon^4 \quad (4.4)$$

Por lo tanto, al derivar respecto de ε y reemplazando $\varepsilon = 0$, que representa la pendiente de la tangente a la curva en ese punto, que en otras palabras es el módulo edométrico inicial, se tiene:

$$\frac{d\sigma}{d\varepsilon} = 45,1506 \text{ MPa} = \mathbf{E}_m \quad (4.5)$$

El grado de determinación del modelo representado por la ecuación 4.5, expresado en porcentaje es:

$$r^2 = 99,985 \% \quad (4.6)$$

De igual manera se procedió con todas las muestras, cuyo resultado se presenta en los siguientes cuadros 4.7, 4.8, 4.9, 4.10 y 4.11.

Cuadro 4.7 Módulo Edométrico, Arcillas 1m de profundidad

Pozo	Modelo matemático	E_m MPa
1	<p>Ajuste Matemático de 6^{to} grado</p> $\sigma = 0,431 + 49502,8 * \varepsilon - 1,22 * 10^6 * \varepsilon^2 - 5,521 * 10^9 * \varepsilon^3 + 1,843 * 10^{12} * \varepsilon^4 - 1,801 * 10^{14} * \varepsilon^5 + 5,676 * 10^{15} * \varepsilon^6$ $r^2 = 99,9999 \%$	49,50
2	<p>Ajuste matemático de 4^{to} grado</p> $\sigma = 7,482 + 26230,7 * \varepsilon - 4,165 * 10^6 * \varepsilon^2 + 1,994 * 10^9 * \varepsilon^3 - 9,016 * 10^{120} * \varepsilon^4$ $r^2 = 99,9005 \%$	26,23
3	<p>Ajuste matemático de 6^{to} grado</p> $\sigma = 2,168 + 39800,0 * \varepsilon + 2,275 * 10^7 * \varepsilon^2 - 1,885 * 10^{10} * \varepsilon^3 + 4,585 * 10^{12} * \varepsilon^4 - 4,060 * 10^{14} * \varepsilon^5 + 1,176 * 10^{16} * \varepsilon^6$ $r^2 = 99,998 \%$	39,80
4	<p>Ajuste matemático de 4^{to} grado</p> $\sigma = 6,138 + 49432,1 * \varepsilon - 1,471 * 10^7 * \varepsilon^2 + 3,200 * 10^9 * \varepsilon^3 - 1,294 * 10^{11} * \varepsilon^4$ $r^2 = 99,99 \%$	49,43
5	<p>Ajuste matemático de 6^{to} grado</p> $\sigma = -0,625787 + 58060,6 * \varepsilon - 4,285 * 10^7 * \varepsilon^2 + 1,414 * 10^{10} * \varepsilon^3 - 1,794 * 10^{12} * \varepsilon^4 + 1,028 * 10^{14} * \varepsilon^5 - 2,174 * 10^{15} * \varepsilon^6$ $r^2 = 99,9931 \%$	58,06
6	<p>Ajuste matemático de 6^{to} grado</p> $\sigma = -0,571 + 59587,4 * \varepsilon - 4,472 * 10^7 * \varepsilon^2 + 1,675 * 10^{10} * \varepsilon^3 - 2,409 * 10^{12} * \varepsilon^4 + 1,667 * 10^{14} * \varepsilon^5 - 4,453 * 10^{15} * \varepsilon^6$ $r^2 = 99,9956 \%$	59,59
7	<p>Ajuste matemático de 6^{to} grado</p> $\sigma = 0,340 + 26147,6 * \varepsilon - 3,505 * 10^6 * \varepsilon^2 + 9,914 * 10^9 * \varepsilon^3 - 2,717 * 10^{10} * \varepsilon^4 - 2,016 * 10^{12} * \varepsilon^5 + 9,023 * 10^{13} * \varepsilon^6$ $r^2 = 99,9995 \%$	26,15
11	<p>Ajuste matemático de 4^{to} grado</p> $\sigma = 0,684951 + 26611,0 * \varepsilon + 3,229 * 10^6 * \varepsilon^2 - 4,375 * 10^7 * \varepsilon^3 + 4,615 * 10^7 * \varepsilon^4$ $r^2 = 99,9956 \%$	26,61

12	Ajuste matemático de 6^{to} grado	$\sigma = 1,72767 + 51235,7 * \varepsilon - 2,796 * 10^7 * \varepsilon^2 + 1,204 * 10^{10} * \varepsilon^3 - 1,923 * 10^{12} * \varepsilon^4 + 1,320 * 10^{14} * \varepsilon^5 + 1,320 * 10^{15} * \varepsilon^6$	51,24
		$r^2 = 99,9975 \%$	
16	Ajuste matemático de 6^{to} grado	$\sigma = 0,430266 + 60064,9 * \varepsilon - 2,757 * 10^7 * \varepsilon^2 + 8,268 * 10^9 * \varepsilon^3 - 1,020 * 10^{12} * \varepsilon^4 + 5,564 * 10^{13} * \varepsilon^5 - 1,086 * 10^{15} * \varepsilon^6$	60,06
		$r^2 = 99,9999 \%$	
17	Ajuste matemático de 6^{to} grado	$\sigma = 1,143 + 35317,1 * \varepsilon + 501824,0 * \varepsilon^2 - 5,305 * 10^8 * \varepsilon^3 + 9,622 * 10^{10} * \varepsilon^4 - 5,455 * 10^{12} * \varepsilon^5 + 1,102 * 10^{14} * \varepsilon^6$	35,32
		$r^2 = 99,9991 \%$	
23	Ajuste matemático de 6^{to} grado	$\sigma = 0,532 + 34541,7 * \varepsilon + 468889 * \varepsilon^2 - 4,204 * 10^9 * \varepsilon^3 + 1,550 * 10^{12} * \varepsilon^4 - 1,623 * 10^{14} * \varepsilon^5 + 5,378 * 10^{15} * \varepsilon^6$	34,54
		$r^2 = 99,999 \%$	
24	Ajuste matemático de 6^{to} grado	$\sigma = -0,1201 + 61002,9 * \varepsilon - 2,097 * 10^7 * \varepsilon^2 + 5,244 * 10^9 * \varepsilon^3 - 6,387 * 10^{11} * \varepsilon^4 + 3,887 * 10^{13} * \varepsilon^5 - 8,665 * 10^{14} * \varepsilon^6$	61,00
		$r^2 = 100,0 \%$	

Cuadro 4.8 Módulo Edométrico, Limos 1m de profundidad

Pozo	Modelo matemático	E_m Mpa
8	<p>Ajuste matemático de 4^{to} grado</p> $\sigma = -4,749 + 47911,8 * \varepsilon - 1,549 * 10^7 * \varepsilon^2 + 2,223 * 10^9 * \varepsilon^3 - 5,836 * 10^{10} * \varepsilon^4$ <p>$r^2 = 99,9483 \%$</p>	47,91
9	<p>Ajuste Matemático 6^{to} grado</p> $\sigma = 1,89193 + 58198,0 * \varepsilon - 2,540 * 10^7 * \varepsilon^2 + 9,527 * 10^9 * \varepsilon^3 - 1,642 * 10^{12} * \varepsilon^4 + 1,428 * 10^{14} * \varepsilon^5 - 4,515 * 10^{15} * \varepsilon^6$ <p>$r^2 = 99,9985 \%$</p>	58,20
10	<p>Ajuste matemático de 6^{to} grado</p> $\sigma = -0,913 + 51638,9 * \varepsilon - 3,052 * 10^7 * \varepsilon^2 + 1,043 * 10^{10} * \varepsilon^3 - 1,322 * 10^{12} * \varepsilon^4 + 7,905 * 10^{13} * \varepsilon^5 - 1,795 * 10^{15} * \varepsilon^6$ <p>$r^2 = 99,9929 \%$</p>	51,64
13	<p>Ajuste matemático de 4^{to} grado</p> $\sigma = 4,31841 + 30390,2 * \varepsilon - 1,230 * 10^6 * \varepsilon^2 + + 3,285 * 10^8 * \varepsilon^3 - 2,857 * 10^9 * \varepsilon^4$ <p>$r^2 = 99,9835 \%$</p>	30,39
14	<p>Ajuste matemático de 6^{to} grado</p> $\sigma = 3,08574 + 31326,4 * \varepsilon + 2,412 * 10^6 * \varepsilon^2 - 1,949 * 10^9 * \varepsilon^3 + 3,812 * 10^{11} * \varepsilon^4 - 2,523 * 10^{13} * \varepsilon^5 + 5,813 * 10^{14} * \varepsilon^6$ <p>$r^2 = 99,9959 \%$</p>	31,33
15	<p>Ajuste matemático de 6^{to} grado</p> $\sigma = -1,3990 + 64520,6 * \varepsilon - 4,503 * 10^7 * \varepsilon^2 + 1,609 * 10^{10} * \varepsilon^3 - 2,311 * 10^{12} * \varepsilon^4 + 1,513 * 10^{14} * \varepsilon^5 - 3,636 * 10^{15} * \varepsilon^6$ <p>$r^2 = 99,9918 \%$</p>	64,52
18	<p>Ajuste matemático de 6^{to} grado</p> $\sigma = 2,815 + 37417,5 * \varepsilon - 8,513 * 10^6 * \varepsilon^2 + 3,036 * 10^9 * \varepsilon^3 - 3,675 * 10^{11} * \varepsilon^4 + 1,701 * 10^{13} * \varepsilon^5 - 2,059 * 10^{14} * \varepsilon^6$ <p>$r^2 = 99,996 \%$</p>	37,42

21	Ajuste matemático de 6^{to} grado	$\sigma = 1,59926 + 31973,5 * \varepsilon - 7,315 * 10^6 * \varepsilon^2 + 3,016 * 10^9 * \varepsilon^3 - 4,541 * 10^{11} * \varepsilon^4 + 3,302 * 10^{13} * \varepsilon^5 - 8,472 * 10^{14} * \varepsilon^6$	31,97
		$r^2 = 99,9965 \%$	
22	Ajuste matemático de 6^{to} grado	$\sigma = -0,695 + 35736,3 * \varepsilon - 1,275 * 10^7 * \varepsilon^2 + 4,660 * 10^9 * \varepsilon^3 - 5,251 * 10^{11} * \varepsilon^4 + 2,202 * 10^{13} * \varepsilon^5 - 2,4932 * 10^{14} * \varepsilon^6$	35,74
		$r^2 = 99,9964 \%$	
26	Ajuste matemático de 6^{to} grado	$\sigma = 0,502724 + 38189,4 * \varepsilon - 6,307 * 10^6 * \varepsilon^2 + 4,884 * 10^8 * \varepsilon^3 + 1,054 * 10^{10} * \varepsilon^4 - 1,766 * 10^{12} * \varepsilon^5 + 4,242 * 10^{13} * \varepsilon^6$	38,19
		$r^2 = 99,9999 \%$	
30	Ajuste matemático de 6^{to} grado	$\sigma = -1,95789 + 65263,5 * \varepsilon - 2,881 * 10^7 * \varepsilon^2 + 6,198 * 10^9 * \varepsilon^3 - 5,81 * 10^{11} * \varepsilon^4 + 2,580 * 10^{13} * \varepsilon^5 - 4,285 * 10^{14} * \varepsilon^6$	65,26
		$r^2 = 99,9971 \%$	

Cuadro 4.9 Módulo Edométrico, Arcillas 2m de profundidad

Pozo		Modelo matemático	E_m Mpa
2	Ajuste Matemático 6 ^{to} grado	$\sigma = -0,34 + 55513,3 * \varepsilon - 2,32 * 10^7 * \varepsilon^2 + 1,00 * 10^{10} * \varepsilon^3 - 1,93 * 10^{12} * \varepsilon^4 + 1,74 * 10^{14} * \varepsilon^5 - 5,55 * 10^{15} \varepsilon^6$ $r^2 = 99,9999 \%$	55,51
3	Ajuste Matemático 6 ^{to} grado	$\sigma = 0,92 + 58244,3 * \varepsilon - 3,33 * 10^7 * \varepsilon^2 + 1,40 * 10^{10} * \varepsilon^3 - 2,17 * 10^{12} * \varepsilon^4 + 1,44 * 10^{14} * \varepsilon^5 - 3,39 * 10^{15} * \varepsilon^6$ $r^2 = 99,9993 \%$	58,24
4	Ajuste Matemático 6 ^{to} grado	$\sigma = 3,74 + 58544,6 * \varepsilon - 2,09 * 10^7 * \varepsilon^2 + 4,85 * 10^9 * \varepsilon^3 - 4,88 * 10^{11} * \varepsilon^4 + 2,32 * 10^{13} * \varepsilon^5 - 4,09 * 10^{14} * \varepsilon^6$ $r^2 = 99,9974 \%$	58,54
5	Ajuste Matemático 6 ^{to} grado	$\sigma = 0,92 + 43418,3 * \varepsilon - 1,14 * 10^7 * \varepsilon^2 + 2,59 * 10^9 * \varepsilon^3 - 2,62 * 10^{11} * \varepsilon^4 + 1,29 * 10^{13} * \varepsilon^5 - 2,33 * 10^{14} * \varepsilon^6$ $r^2 = 99,9996 \%$	43,42
7	Ajuste Matemático 6 ^{to} grado	$\sigma = -0,75 + 48862,8 * \varepsilon - 2,11465E7 * \varepsilon^2 + 5,04 * 10^9 * \varepsilon^3 - 5,14 * 10^{11} * \varepsilon^4 + 2,47 * 10^{13} * \varepsilon^5 - 4,39 * 10^{14} * \varepsilon^6$ $r^2 = 99,9996 \%$	48,86
10	Ajuste Matemático 6 ^{to} grado	$\sigma = -0,47 + 50035,6 * \varepsilon - 3 * 10^7 * \varepsilon^2 + 1,02 * 10^{10} * \varepsilon^3 - 1,52 * 10^{12} * \varepsilon^4 + 1,07 * 10^{14} * \varepsilon^5 - 2,73 * 10^{15} * \varepsilon^6$ $r^2 = 99,9994 \%$	50,03
12	Ajuste Matemático 6 ^{to} grado	$\sigma = 1,23 + 39339,5 * \varepsilon - 7,01 * 10^6 * \varepsilon^2 + 1,28 * 10^9 * \varepsilon^3 - 7,42 * 10^{10} * \varepsilon^4 + 2,32 * 10^{12} * \varepsilon^5 - 3,08 * 10^{13} * \varepsilon^6$ $r^2 = 99,9992 \%$	39,34
13	Ajuste Matemático 6 ^{to} grado	$\sigma = 3,21 + 43853,3 * \varepsilon - 8,69 * 10^6 * \varepsilon^2 + 2,07 * 10^9 * \varepsilon^3 - 1,80 * 10^{11} * \varepsilon^4 + 7,52 * 10^{12} * \varepsilon^5 - 1,12 * 10^{14} * \varepsilon^6$ $r^2 = 99,9967 \%$	43,85
14	Ajuste Matemático 6 ^{to} grado	$\sigma = 2,04 + 56353,4 * \varepsilon - 2,02 * 10^7 * \varepsilon^2 + 5,16 * 10^9 * \varepsilon^3 - 5,50 * 10^{11} * \varepsilon^4 + 2,77 * 10^{13} * \varepsilon^5 - 5,20 * 10^{14} * \varepsilon^6$ $r^2 = 99,9988 \%$	56,35
18	Ajuste Matemático 4 ^{to} grado	$\sigma = 5,59 + 28892,0 * \varepsilon - 4,31 * 10^6 * \varepsilon^2 + 5,59 * 10^8 * \varepsilon^3 - 1,10 * 10^{10} * \varepsilon^4$ $r^2 = 99,9703 \%$	28,89
19	Ajuste Matemático 4 ^{to} grado	$\sigma = -4,95 + 66939,2 * \varepsilon - 1,36 * 10^7 * \varepsilon^2 + 1,58 * 10^9 * \varepsilon^3 - 4,32 * 10^{10} * \varepsilon^4$ $r^2 = 99,9279 \%$	66,94

22	Ajuste Matemático 6^{to} grado	$\sigma = -0,25 + 36047,9 * \varepsilon - 8,43 * 10^6 * \varepsilon^2 + 1,12 * 10^9 * \varepsilon^3 + 8,81 * 10^9 * \varepsilon^4 - 4,76 * 10^{12} * \varepsilon^5 + 1,38 * 10^{14} * \varepsilon^6$ $r^2 = 99,9999 \%$	36,05
26	Ajuste Matemático 6^{to} grado	$\sigma = 3,63 + 60021,8 * \varepsilon - 2,25 * 10^7 * \varepsilon^2 + 5,16 * 10^9 * \varepsilon^3 - 5,12 * 10^{11} * \varepsilon^4 + 2,37 * 10^{13} * \varepsilon^5 - 4,05 * 10^{14} * \varepsilon^6$ $r^2 = 99,9976 \%$	60,02

Cuadro 4.10 Módulo Edométrico, Limos 2m de profundidad

Pozo		Modelo matemático	E_m Mpa
6	Ajuste Matemático 6^{to} grado	$\sigma = 1,75 + 19817,4 * \varepsilon + 7,01 * 10^6 * \varepsilon^2 - 2,74 * 10^9 * \varepsilon^3 + 3,95 * 10^{11} * \varepsilon^4 - 2,24 * 10^{13} * \varepsilon^5 + 4,53 * 10^{14} * \varepsilon^6$ $r^2 = 99,9976 \%$	19,82

Cuadro 4.11 Módulo Edométrico, Arcillas a 3m de profundidad

Pozo		Modelo matemático	E_m Mpa
2	Ajuste Matemático 6^{to} grado	$\sigma = -0,303 + 75954,5 * \varepsilon - 5,722 * 10^7 * \varepsilon^2 + 2,426 * 10^{10} * \varepsilon^3 - 4,130 * 10^{12} * \varepsilon^4 + 3,105 * 10^{14} * \varepsilon^5 - 8,383 * 10^{15} * \varepsilon^6$ $r^2 = 99,9999 \%$	75,95
3	Ajuste Matemático 6^{to} grado	$\sigma = 5,602 + 67164,4 * \varepsilon - 3,575 * 10^7 * \varepsilon^2 + 1,190 * 10^{10} * \varepsilon^3 - 1,656 * 10^{12} * \varepsilon^4 + 1,057 * 10^{14} * \varepsilon^5 - 2,459 * 10^{15} * \varepsilon^6$ $r^2 = 99,9952 \%$	67,16
4	Ajuste Matemático 4^{to} grado	$\sigma = -2,800 + 65834,2 * \varepsilon - 1,602 * 10^7 * \varepsilon^2 + 1,895 * 10^9 * \varepsilon^3 - 6,017 * 10^{10} * \varepsilon^4$ $r^2 = 99,9687 \%$	65,83
5	Ajuste Matemático 6^{to} grado	$\sigma = -0,605 + 41623,4 * \varepsilon - 9,920 * 10^6 * \varepsilon^2 - 2,74 * 10^9 * \varepsilon^3 - 1,787 * 10^{11} * \varepsilon^4 + 9,012 * 10^{12} * \varepsilon^5 - 1,682 * 10^{14} * \varepsilon^6$ $r^2 = 99,9997 \%$	41,62
6	Ajuste Matemático 6^{to} grado	$\sigma = -0,049 + 40195,3 * \varepsilon - 1,215 * 10^7 * \varepsilon^2 + 2,634 * 10^9 * \varepsilon^3 - 2,465 * 10^{11} * \varepsilon^4 + 1,116 * 10^{13} * \varepsilon^5 - 1,860 * 10^{14} * \varepsilon^6$ $r^2 = 100,0 \%$	40,20

8	Ajuste Matemático 4^{to} grado	$\sigma = -2,561 + 40076,3 * \varepsilon - 6,964 * 10^6 * \varepsilon^2 + 9,213 * 10^8 * \varepsilon^3 - 2,401 * 10^{10} * \varepsilon^4$	40,08
		$r^2 = 99,9907 \%$	
10	Ajuste Matemático 6^{to} grado	$\sigma = 0,479 + 42761,6 * \varepsilon - 1,628 * 10^7 * \varepsilon^2 + 5,632 * 10^9 * \varepsilon^3 - 8,051 * 10^{11} * \varepsilon^4 + 5,417 * 10^{13} * \varepsilon^5 - 1,315 * 10^{14} * \varepsilon^6$	42,76
		$r^2 = 99,9998 \%$	
12	Ajuste Matemático 6^{to} grado	$\sigma = 1,73 + 59944,5 * \varepsilon - 2,47 * 10^7 * \varepsilon^2 + 6,85 * 10^9 * \varepsilon^3 - 8,08 * 10^{11} * \varepsilon^4 + 4,55 * 10^{13} * \varepsilon^5 + 9,32 * 10^{14} * \varepsilon^6$	19,82
		$r^2 = 99,9991 \%$	
14	Ajuste Matemático 6^{to} grado	$\sigma = 1,678 + 61165,0 * \varepsilon - 2,776 * 10^7 * \varepsilon^2 + 8,967 * 10^9 * \varepsilon^3 - 1,187 * 10^{12} * \varepsilon^4 + 7,003 * 10^{13} * \varepsilon^5 - 1,484 * 10^{15} * \varepsilon^6$	61,16
		$r^2 = 99,9991 \%$	
18	Ajuste Matemático 6^{to} grado	$\sigma = 2,102 + 33889,0 * \varepsilon - 4,36 * 10^6 * \varepsilon^2 + 6,259 * 10^8 * \varepsilon^3 - 2,264 * 10^{10} * \varepsilon^4 + 1,329 * 10^{11} * \varepsilon^5 + 1,004 * 10^{13} * \varepsilon^6$	33,89
		$r^2 = 99,9981 \%$	
19	Ajuste Matemático 6^{to} grado	$\sigma = 3,247 + 62898,6 * \varepsilon - 2,312 * 10^7 * \varepsilon^2 + 5,318 * 10^9 * \varepsilon^3 - 5,5452 * 10^{11} * \varepsilon^4 + 2,856 * 10^{13} * \varepsilon^5 - 5,558 * 10^{14} * \varepsilon^6$	62,90
		$r^2 = 99,9979 \%$	
22	Ajuste Matemático 6^{to} grado	$\sigma = 2,076 + 42275,9 * \varepsilon - 8,920 * 10^6 * \varepsilon^2 + 2,120 * 10^9 * \varepsilon^3 - 2,281 * 10^{11} * \varepsilon^4 + 1,158 * 10^{13} * \varepsilon^5 - 2,063 * 10^{14} * \varepsilon^6$	42,28
		$r^2 = 99,9984 \%$	

El resumen de los valores del módulo edométrico E_m , se muestran en los siguientes cuadros 4.12 y 4.13, los cuales se dividen únicamente en arcillas y limos; además para las tres profundidades de análisis (1m, 2m y 3m).

Cuadro 4.12 Resumen Total; Módulo Edométrico, arcillas

Profundidad		1 m.													
Pozo		1	2	3	4	5	6	7	11	12	16	17	23	24	
E_m , Mpa		49,5	26,2	39,8	49,4	58,1	59,6	26,2	26,6	51,2	60,1	35,3	34,5	61,0	
Profundidad		2 m.													
Pozo		2	3	4	5	7	10	12	13	14	18	19	22	26	
E_m , Mpa		55,5	58,2	58,5	43,4	48,9	50,0	39,3	43,9	56,4	28,9	66,9	36,1	60,0	
Profundidad		3 m.													

Pozo	2	3	4	5	6	8	10	12	14	18	19	22	-
E_m, Mpa	76,0	67,2	65,8	41,6	40,2	40,1	42,8	19,8	61,2	33,9	62,9	42,3	-

Cuadro 4.13 Resumen Total; Módulo Edométrico, limos

Profundidad	1 m.											
Pozo	8	9	10	13	14	15	18	21	22	26	30	
E_m, Mpa	47,9	58,2	51,6	30,4	31,3	64,5	37,4	32	35,7	38,2	65,3	
Profundidad	2 m.											
Pozo	6											
E_m, Mpa	19,8											

Todos los cuadros anteriores resumen los valores del módulo edométrico E_m , determinados en base a las mediciones experimentales, para todas las muestras, tanto arcillas como limos.

Evidentemente, el módulo edométrico E_m varía en función del incremento de esfuerzos y la correspondiente deformación unitaria ϵ . Consecuentemente, para un solo ensayo edométrico se pueden obtener varios módulos edométricos.

Los módulos edométricos E_m calculados, como se dijo corresponden al valor inicial, es decir, representan la pendiente de la tangente a la curva en el origen.

4.4 Clasificación de las arcillas del Valle Central de Tarija en función de la compresibilidad.

La importancia teórica (científica) y práctica de la determinación experimental de las propiedades de compresibilidad de los suelos radica en la posibilidad evidente de contar con valores numéricos de las diferentes variables del citado fenómeno.

Nunca antes en la historia de la Mecánica de Suelos Tarijeña se ha hecho este trabajo. ni siquiera en el proyecto San Jacinto, que es la obra de Ingeniería Civil más importante

de la historia del departamento de Tarija y para lo cual se han realizado ensayos de campo y laboratorio, para muchos fenómenos geotécnicos.

Esta es la primera vez que se hace un estudio integral sistemático y completo de la compresibilidad, como también es la primera vez que se va a clasificar a continuación a los suelos finos del Valle Central de Tarija en función del índice de compresión C_c .

Se ha establecido (Carter y Bentley, 2016) qué el grado de compresibilidad de las arcillas se puede clasificar de la siguiente manera:

Cuadro 4.14 Clasificación de la compresibilidad

Valor de C_c	Cualidad
< 0,025	Muy baja compresibilidad
0,025 – 0,05	Baja compresibilidad
0,050 – 0,150	Media compresibilidad
0,150 – 0,750	Alta compresibilidad
0,750 – 0,500 (+)	Muy alta compresibilidad

(Carter y Bentley, 2016)

En base a estos criterios los suelos finos del Valle Central de Tarija se clasifican a continuación, de acuerdo a lo presentado en el cuadro 4.14.

Cuadro 4.15 Clasificación de las muestras en función de la compresibilidad para una profundidad de 1m

Muestra	Índice de Compresibilidad C_c			Compresibilidad		
						< 0,025
						Muy baja compresibilidad
						0,025 – 0,05
						Baja compresibilidad
1	2	3	0,103	0,119	0,117	0,050 – 0,150
4	6	7	0,114	0,125	0,122	Media compresibilidad
8	9	13	0,106	0,104	0,093	
14	15	16	0,124	0,124	0,081	

17	18	21	0,086	0,124	0,107	
22	23	24	0,104	0,092	0,102	
5	10	11	0,152	0,363	0,320	0,150 – 0,750
12	26	30	0,283	0,193	0,189	Alta compresibilidad
						0,750 – 0,500 (+)
						Muy alta compresibilidad

Cuadro 4.16 Clasificación de las muestras en función de la compresibilidad para una profundidad de 2m

Muestra			Índice de Compresibilidad C _c			Compresibilidad
						< 0,025
						Muy baja compresibilidad
						0,025 – 0,05
						Baja compresibilidad
3	4	5	0,125	0,112	0,105	0,050 – 0,150
6	7	13	0,107	0,129	0,121	Media compresibilidad
14	18	22	0,058	0,105	0,109	
26			0,091			
2	10	12	0,158	0,382	0,265	0,150 – 0,750
19			0,407			Alta compresibilidad
						0,750 – 0,500 (+)
						Muy alta compresibilidad

Cuadro 4.17 Clasificación de las muestras en función de la compresibilidad para una profundidad de 3m

Muestra			Índice de Compresibilidad C _c			Compresibilidad
						< 0,025
						Muy baja compresibilidad
						0,025 – 0,05
						Baja compresibilidad
2	3	4	0,121	0,100	0,095	0,050 – 0,150
5	6	8	0,111	0,129	0,135	Media compresibilidad
14	18	19	0,124	0,116	0,106	
22			0,117			
10	12		0,305	0,222		0,150 – 0,750
						Alta compresibilidad
						0,750 – 0,500 (+)
						Muy alta compresibilidad

En consecuencia, de acuerdo a los cuadros 4.15, 4.16 y 4.17 anteriores se demuestra, que en el caso de los suelos del Valle Central de Tarija se tiene suelos finos de media a alta compresibilidad y no así a suelos de muy alta compresibilidad.

4.5 Variación de los asentamientos en función de la profundidad

Tal como fue demostrado en Celik (2020), los asentamientos calculados como en el presente trabajo varían de manera inversa con la profundidad. Esta variación se la expresa mediante un polinomio de segundo orden. En el caso de autor mencionad se obtiene el siguiente modelo:

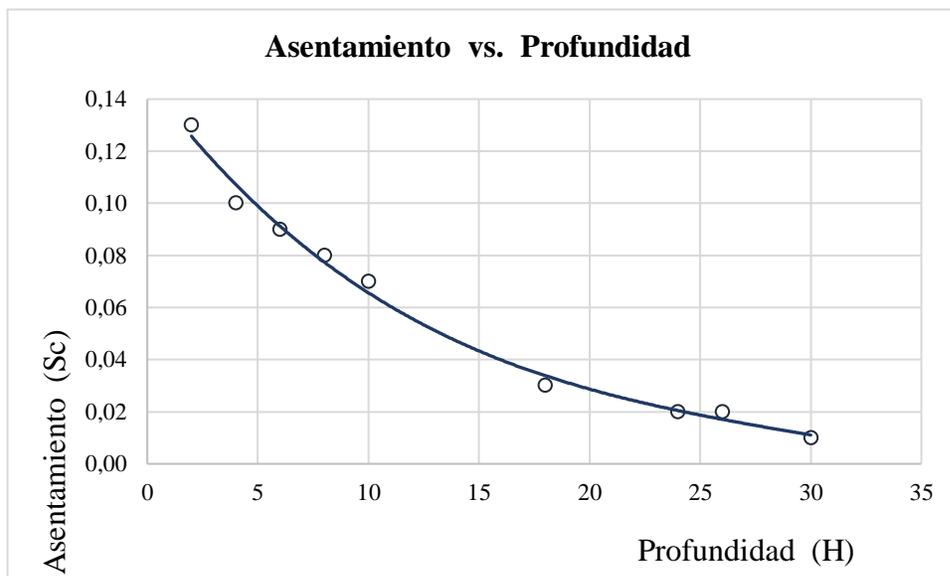
$$S_c = 0,139 - 0,00861 * H + 0,0001478 * H^2 \quad (4.7)$$

$$r^2 = 98,853 \%$$

Donde

S_c = Asentamiento; H = profundidad

Gráfica 4.8 Modelo de ajuste asentamiento - profundidad



Para el Valle central de Tarija se ha realizado el mismo trabajo, donde el resultado del análisis matemático es el siguiente modelo:

Cuadro 4.18 Resumen profundidad – asentamiento

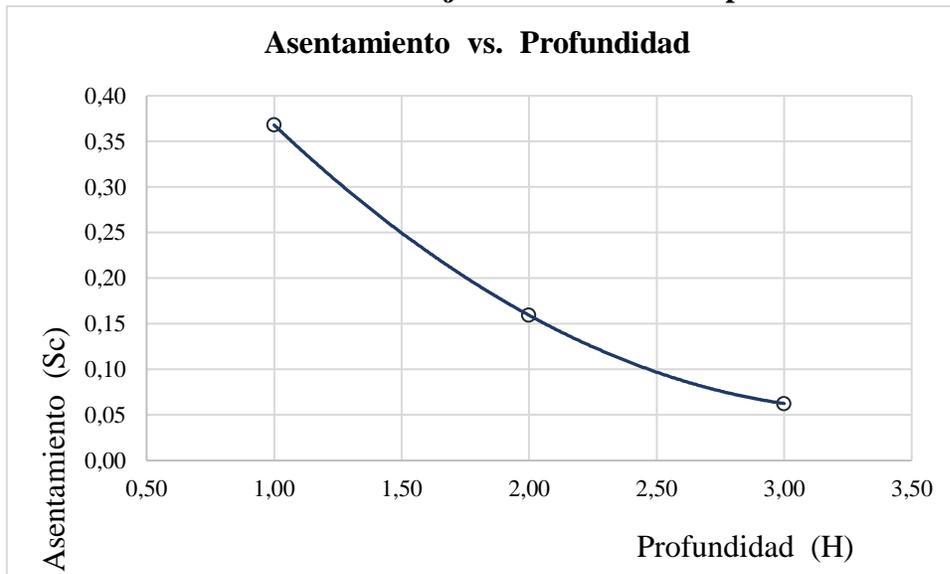
Profundidad (m)	Asentamiento, Sc (m)
1	0,368
2	0,1593
3	0,0625

$$Sc = 0,689 - 0,377 * H + 0,0560 * H^2 \quad (4.8)$$

$$r^2 = 100 \%$$

Con un grado de determinación altísimo, prácticamente igual a 1 (100 % de correlación).

Gráfica 4.9 Modelo de ajuste asentamiento - profundidad



Consecuentemente lo elaborado por Celik (2020), se confirma también para los suelos del Valle Central de Tarija.

4.6 Modelos Constitutivos

El modelo constitutivo que es la representación matemática que explica cómo se comporta el suelo (un material) a diversas cargas, deformaciones y otras condiciones. Estos modelos anticipan las condiciones en las que un material se comportará. En este caso, por ejemplo, el modelo constitutivo describe el esfuerzo y la deformación del suelo bajo el principio de la elasticidad.

La ley de Hooke describe el comportamiento elástico de los materiales; esta ley establece que la fuerza necesaria para estirar o comprimir un material elástico es directamente proporcional a la cantidad de deformación que experimenta el material, siempre y cuando esta deformación no exceda el límite elástico del material. En otras palabras, cuanto más se estira (o se comprime) un material, mayor será la fuerza que se necesitará para seguir estirándolo (o comprimiéndolo), y esta relación es lineal dentro del rango elástico del material.

De lo expuesto anteriormente y la importancia de determinar el módulo elástico de los suelos del Valle Central de Tarija, basándose en la ley de Hooke se plantea el siguiente modelo:

$$\sigma = a\varepsilon^b \quad (4.9)$$

Si $b = 1$, según la ley de Hooke

$$\sigma = a\varepsilon \quad (4.10)$$

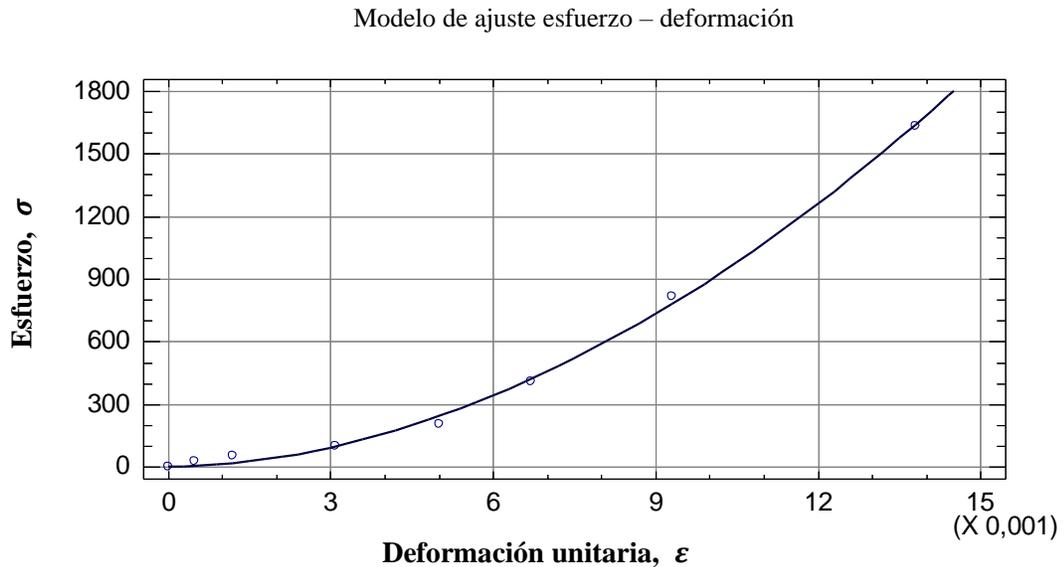
donde $a = E$ (módulo elástico)

Para cada uno de los ensayos edométricos realizados se ha determinado los valores de a y b de la ecuación 4.9, teniendo así los modelos constitutivos aproximados para cada una de las muestras.

Por ejemplo, la gráfica 4.10 muestra la correlación entre esfuerzo σ y la deformación unitaria ϵ para la muestra 1 correspondiente al pozo N°1.

También se ha determinado el modelo de regresión correspondiente para todas y cada una de las muestras.

Gráfica 4.10 Modelo de ajuste esfuerzo – deformación



En los cuadros 4.19 y 4.20 se presentan los modelos constitutivos para cada una de las muestras, todos son modelos no lineales, con altísimos valores de los coeficientes de determinación.

Cuadro 4.19 Determinación de coeficientes del modelo constitutivo, Arcillas a 1m de profundidad

Pozo	Modelo matemático		
	$\sigma = a\epsilon^b$		
	a	b	r^2
1	$5,237 * 10^6$	1,884	99,790
2	998000	1,544	99,265

3	1,268* 10 ⁶	1,611	99,756
4	892650	1,529	99,093
5	4,461*10 ⁶	1,938	99,928
6	4,293*10 ⁶	1,840	99,691
7	2,690*10 ⁶	1,857	99,963
11	380328	1,419	99,981
12	2,053*10 ⁷	2,265	98,765
16	7,432*10 ⁶	2,14986	99,139
17	4,550*10 ⁶	2,030	99,282
23	7,763*10 ⁶	1,9778	99,928
24	8,549*10 ⁶	2,662	99,317

El cuadro 4.19, muestra el resumen del calculo que se realizó para determinar el modelo constitutivo que representa el comportamiento del esfuerzo σ en función de la deformación unitaria ϵ , para las arcillas, mismo que después de calcular los promedios aritméticos de **a** y **b**, se ha determinado un solo modelo constitutivo para las arcillas, mismo que responde a la siguiente expresión:

$$\sigma = 5,31 * 10^6 * \epsilon^{1,90} \quad (4.11)$$

De igual manera se procedio para los suelos limosos, resumen que se detalla en el cuadro 4.20.

Cuadro 4.20 Determinación de coeficientes del modelo constitutivo, Limo 1m de profundidad

Pozo	Modelo matemático		
	$\sigma = a\epsilon^b$		r^2
	a	b	
8	2,783*10 ⁸	2,846	99,809
9	5,846*10 ⁶	1,923	99,615

10	$8,947*10^6$	2,028	99,957
13	$8,0571*10^6$	2,102	99,607
14	$2,035*10^7$	2,310	99,626
15	$8,128*10^6$	2,048	99,884
18	$1,292*10^9$	3,349	96,707
21	$2,234*10^7$	2,302	99,648
22	$3,166*10^6$	1,883	99,795
26	$2,200*10^7$	2,560	99,291
30	$1,984*10^7$	2,423	99,645

Una vez determinado el modelo para cada muestra de suelos limoso se procedió a promediar los valores de **a** y **b** para tener un solo modelo constitutivo para los limos del Valle Central de Tarija

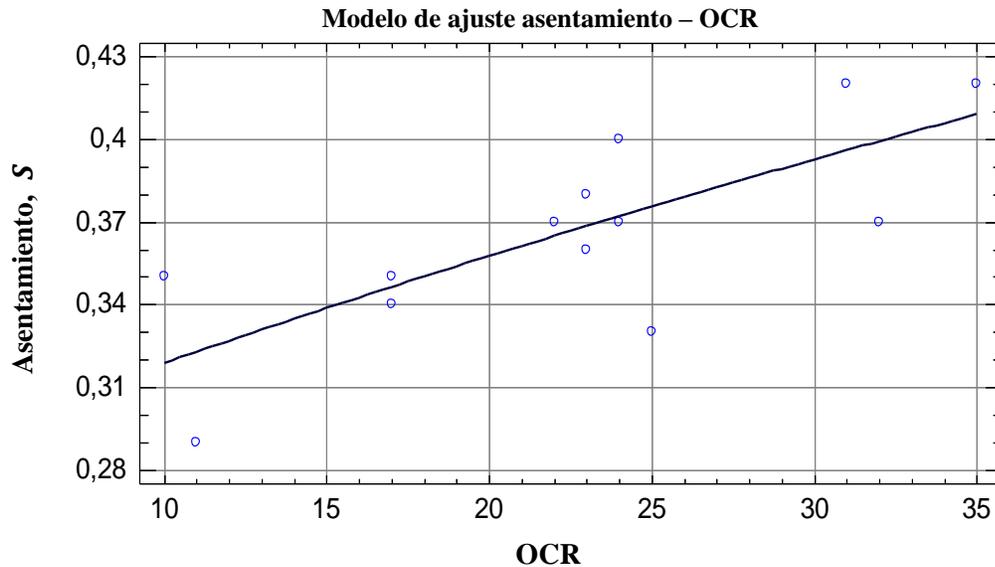
$$\sigma = 1,53 * 10^8 * \varepsilon^{2,34} \quad (4.12)$$

Asimismo, se realizo un análisis para determinar el modelo de correlación y regresión entre el asentamiento S_c del suelo y la razón de sobreconsolidación **OCR**. El resultado se refleja en la siguiente ecuación, con un coeficiente de correlación mas que aceptable.

$$S_c = (0,0754 + 0,0026 * OCR)^{1/2} \quad (4.13)$$

$$\mathbf{R= 0,751}$$

Gráfica 4.11 Modelo de ajuste Asentamiento – OCR



La gráfica 4.11 muestra el modelo de ajuste de las variables de análisis que son el asentamiento S_c y la razón de sobreconsolidación **OCR**.

4.7 Correlaciones y modelos matemáticos

En la ingeniería geotécnica y el estudio de arcillas, las correlaciones se refieren a las relaciones estadísticas entre diferentes propiedades o parámetros del suelo. Se pueden lograr varios objetivos al aplicar correlaciones para analizar las arcillas del Valle Central de Tarija y su susceptibilidad a la compresibilidad, como estimar propiedades del suelo a partir de otras conocidas, reducir la necesidad de ensayos extensos y predecir comportamientos geotécnicos.

Teniendo en cuenta el párrafo anterior, en esta investigación, se realizaron algunas correlaciones entre las variables de corte y consolidación; como lo son: el esfuerzo desviador σ_d , el esfuerzo de preconsolidación σ'_c , el asentamiento S_c y el índice de compresión C_c , los modelos y sus correspondientes coeficientes de correlación se muestran a continuación:

$$\sigma_d/\sigma'_c = 0,243 + \frac{80,208}{OCR} \quad (4.14)$$

$$\mathbf{R= 0,994}$$

$$S_c = \left(0,072 + \frac{4,728}{\frac{\sigma_d}{OCR}} \right)^{1/2} \quad (4.15)$$

$$\mathbf{R= 0,770}$$

$$\sigma_d/\sigma'_c = \frac{1}{0,496 - \frac{0,028}{c_c}} \quad (4.16)$$

$$\mathbf{R= -0,929}$$

Como se puede observar estos modelos son muy sencillos y de aplicación rápida para la determinación de alguna de sus variables, asimismo, se puede observar que los valores de los coeficientes de correlación son valores altos (coeficiente que evalúa la relación entre las variables de análisis), lo cual indica una fuerte correlación entre las variables de análisis.

La aplicación de estas correlaciones tiene las siguientes ventajas:

- ✎ Definir Parámetros Relevante para identificar las propiedades del suelo que se correlacionarán.
- ✎ Recolectar datos de muestras representativas del Valle Central de Tarija. Esto puede implicar ensayos de laboratorio, datos de campo o información obtenida de estudios previos.
- ✎ Realizar un análisis estadístico, para identificar correlaciones significativas.

Definidas estas correlaciones se pueden aplicar para diversos fines como por ejemplo:

- ✎ Estimar de manera rápida de propiedades de las arcillas del VCT, al conocer alguna de las propiedades se puede estimar otra.
- ✎ Predecir el comportamiento del suelo, las correlaciones ayudan a predecir compresibilidad, asentamiento, OCR, σ_d , etc.
- ✎ Optimizar el diseño geotécnico, con base en las correlaciones, tomar decisiones informadas para el diseño de estructuras y cimentaciones.
- ✎ Validación y verificación de valores que adoptan las características de las arcillas del VCT.

En síntesis, es fundamental seguir un enfoque sistemático y validado al utilizar correlaciones para examinar las arcillas del Valle Central de Tarija, ya que esto permitirá obtener resultados precisos y útiles para aplicaciones geotécnicas prácticas.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

Como consecuencia de la investigación realizada, se ha determinado las propiedades básicas y medido las variables más relevantes del fenómeno de la consolidación mediante el ensayo edométrico, para todas las muestras, tanto de arcillas como de limos, del valle central de Tarija distrito 12.

De esta manera, se reconocieron y validaron los fundamentos de la teoría de la mecánica de suelos, en lo que respecta a la caracterización básica y al fenómeno de la consolidación.

Al final de todo el proceso de investigación realizado, se formulan las conclusiones que se mencionan en los párrafos siguientes.

1. Se ha registrado la información original intacta, tal y como aparece en los cuadros de caracterización geotécnica registrada. Para clasificar las muestras de suelo se identificó el número de pozo y la profundidad de análisis, lo cual permite clasificar y filtrar los datos para su posterior análisis estadístico.
2. La magnitud de los límites de consistencia dan una indicación de los tipos de minerales que se encuentran en las arcillas. En el caso particular de las arcillas estudiadas, los minerales predominantes son la caolinita y la illita.
3. Al haber determinado experimentalmente las propiedades básicas y las variables más relevantes del fenómeno de la consolidación, se ha alcanzado el objetivo (1).

4. El objetivo (2) queda reflejado, en cuanto a su logro, con la determinación del módulo edométrico y la formulación de los modelos constitutivos, representados por los cuadros 4.7, y 4.19, respectivamente.
5. Por primera vez en la historia geotécnica del Valle Central de Tarija, se ha clasificado a las arcillas en función de su índice de compresión, clasificación que establece que en esa zona se tienen arcillas de media a alta compresibilidad. De esta manera se ha logrado el objetivo (3).
6. Asimismo, como era de esperarse se ha encontrado la existencia de importantes correlaciones entre algunas propiedades de los suelos mismas que reflejan coeficientes de determinación muy altos y aceptables, valores que muestran la fortaleza entre las variables dependientes e independientes, representadas por las ecuaciones 4.14, 4.15 y 4.16. Así, se ha alcanzado el objetivo (4).
7. Los indicadores estadísticos reflejados en los cuadros 4.1, 4.2, 4.3, 4.4, 4.5, 4.6, demuestran una diferencia con los mismos indicadores correspondientes a suelos de otros lugares del país y del mundo. Esto se debe, muy probablemente, a que se trata de suelos cuyo origen y formación son distintos.
8. Se comprueba en el caso del Valle Central de Tarija, lo demostrado por Celik, 2020, que consiste en haber encontrado una fuerte correlación entre el asentamiento y la profundidad, siendo los coeficientes de determinación de 98,853% para el caso del mencionado autor y del 100% para el caso del Valle Central de Tarija.

9. Los valores estimados para la relación de sobreconsolidación (OCR), en base a las mediciones experimentales y al esfuerzo de consolidación actual indican lo siguiente:

- A una profundidad de un metro, los resultados obtenidos indican que se tienen arcillas sobreconsolidadas, pues, los valores de la OCR están comprendidos entre 16 y 72.
- Análogamente, se ha obtenido resultados similares para una profundidad de dos metros, cuyos valores de la relación de sobreconsolidación son de 8 a 36.
- En fin, se ha obtenido valores de OCR comprendidos entre 10 y 23 para una profundidad de tres metros.
- Lo expresado anteriormente conduce a concluir que, considerando todas las muestras estudiadas, en ningún caso se tienen suelos normalmente consolidados (OCR=1).

10. Los modelos constitutivos formulados en base a las correlaciones encontradas y dadas por las ecuaciones 4.11 y 4.12, son útiles porque permiten reflejar las relaciones entre los esfuerzos y las deformaciones unitarias, similares a la ley de Hooke, muy utilizada en la teoría de la elasticidad. La diferencia entre esta última y los modelos constitutivos formulados radica que de estos el comportamiento matemático es No lineal.

5.2 Recomendaciones

De acuerdo a los resultados obtenidos en la investigación se puede recomendar lo siguiente:

1. Complementar de manera integral la investigación estudiando muestras de limos y arcillas de otras zonas del Valle Central de Tarija. Esto permitirá tener una visión completa del comportamiento de los suelos finos del Valle Central de Tarija, con ello se dispondrá de series de datos más extensas.
2. Si se requiere diseñar estructuras de cimentaciones a profundidades mayores naturalmente se requerirá realizar los ensayos a esas profundidades necesitadas.

5.3 Futuras líneas de investigación

1. Sería importante considerar una investigación adicional que determine la composición mineralógica de los suelos finos del Valle Central de Tarija especialmente las arcillas, lo cual permitiría formular correlaciones con otras variables.
2. La línea de investigación seguida, conduce a establecer la apertura de otras líneas de investigación, como la complementación de este estudio considerando otros distritos del Valle Central de Tarija y otros ensayos de laboratorio tales como expansión, triaxial, compresión no confinada, etc.

5.4 Aporte original de la investigación

Los aportes originales que se generaron a lo largo del desarrollo de la investigación se detallan a continuación:

- Se han ubicado los limos y las arcillas de la investigación en la Carta de Plasticidad de Casagrande, aspecto que sirve para establecer el tipo de suelo, al comparar la recta de regresión con las líneas “A” y “U” de la mencionada carta.
- Los indicadores estadísticos determinados para cada una de las variables ensayadas constituyen, un aporte, en la medida en que sus valores permiten compararlos con los suelos de otras partes del mundo.
- Esta es la primera vez que se ha realizado un estudio sostenido e integrado de ensayos experimentales, mediante los cuales se ha determinado el módulo edométrico E_m , y se han formulado modelos constitutivos para los suelos del Valle Central de Tarija. Los parámetros de estos modelos constitutivos han sido promediados, de manera independiente, para arcillas y limos, obteniéndose así un modelo constitutivo para arcillas y otro para limos, de mucha utilidad teórica y práctica.
- Otro aporte original consiste en la determinación de las relaciones de sobreconsolidación mencionadas anteriormente, lo que conduce a establecer que el 100 % de las muestras estudiadas son suelos sobreconsolidados.
- Las correlaciones obtenidas, constituyen también un aporte fundamental, ya que permiten estimar una variable dependiente en función de otra u otras variables independientes.