

CAPITULO I

1. Introducción.

Dentro del área de la ingeniería civil, el estudio de suelos y el estudio geotécnico es muy importante para que las estructuras tengan una estabilidad y generen una seguridad al usuario.

Los ensayos de caracterización y clasificación que son muy bien conocidos en nuestro medio dan en primera instancia una clasificación del tipo de suelo mediante parámetros previamente estipulados por normativas adoptadas en Bolivia, en segunda instancia se debe determinar los ensayos de resistencia mecánica de suelos los cuales originan los conocimientos básicos para iniciar el diseño de las obras civiles de cualquier índole.

Dentro de los ensayos de resistencia mecánica de suelos, se utilizó el ensayo Triaxial en su variedad consolidado no drenado (i.e. CU por sus siglas en ingles), considerado este ensayo el más completo dentro del área de la mecánica de suelos y la geotecnia ya que con dicho ensayo se puede obtener los datos en condiciones simuladas de esfuerzos tanto de corte como de confinamiento, con el cual se puede verificar que se tiene un solo modelo elastoplastico cual se adapta para determinar los esfuerzos que generan los suelos, este modelo es conocido como el modelo *Mohr – Coulomb*, o también conocido como el modelo bilineal, para el cual se basa en hipótesis de su comportamiento como ser, isotropía del material, deformación uniforme, relación de permeabilidades iguales a la unidad, módulos de elasticidad constantes, etc.

No siendo muy real este tipo de hipótesis se empezaron a realizar diferentes análisis dentro de la mecánica del medio continuo generando así los modelos elastoplasticos de suelos como ser: *Cam Clay*, *Hardening Soil*, *Soft Soil*, etc. Con los cuales se pudo evidenciar que el suelo como componente no tiene un comportamiento del tipo lineal bajo ciertas condiciones lo cual con llevo a mejorar el desempeño de estructuras mucho más en el ámbito económico como en el ámbito ingenieril, teniendo ciertas particularidades como ser el análisis de ensayos

a profundidad para generar datos con los cuales se pueden modelar y ver a qué modelo se puede adaptar el tipo de suelos que conforman el valle central de Tarija.

Al lograr interpretar los ensayos de dicho ensayo se hará una comparación con la simulación numérica dentro del software *PLAXIS*, con los modelos *Mohr – Coulomb* y *Hardening Soil*, con los cuales se espera obtener una proximidad hacia el tipo de comportamiento del suelo en el valle central de Tarija.

1.1. Antecedentes.

En las últimas décadas, un área importante del estudio de la mecánica de suelos ha sido conducida al desarrollo de modelos que se ajustan mejor a la realidad física de estos geomateriales. Así, por ejemplo, varias investigaciones formularon con éxito modelos basados en diferentes conceptos como la elasticidad no lineal, el endurecimiento plástico, la teoría del estado crítico y la hipoplasticidad.

No obstante, el desarrollo de la investigación constitutiva implicara, al mismo tiempo, una mayor dificultad tanto teórica como práctica, traducida en la determinación de un número significativo de parámetros, la aplicación de procedimientos matemáticos y ensayos experimentales complejos, y la consideración de características y variables dependientes a la naturaleza de cada tipo de suelo.

Esto, sumado a información de laboratorio limitada, hace de la metodología para la determinación de los parámetros usados en el modelo, así como de la evaluación de su capacidad y aplicabilidad frente a una tarea específica, partes fundamentales en todo análisis de modelación.

Dentro de los datos obtenidos por los diversos ensayos en el Laboratorio de Suelos y Materiales del Programa Ejecutivo de Rehabilitación de Tierras Tarija (P.E.R.T.T.), institución dependiente del Gobierno Autónomo Departamental de Tarija, se pudo evidenciar que los diferentes ensayos no se ajustan a un modelo elastoplástico que más se asemeje al comportamiento físico mecánico de los suelos finos.

Dicho tipo de suelos es el de mayor influencia en el valle central de Tarija, al tener un historial geológico de ser un gran lago en el cual se acumularon capas de gran profundidad de sedimento generando las arcillas, limos y arenas.

1.2. Justificación.

Esta investigación nace a partir de la necesidad de realizar un diseño más eficiente de las obras civiles de fundación, subterráneas y de contención (i.e. presas de tierra, muros de contención), realizando un análisis mucho más preciso del estado tenso deformacional del suelo y haciendo un énfasis con respecto a los ensayos de los cuales se obtienen los parámetros de los diferentes modelos elastoplásticos.

Dentro la perspectiva académica se puede decir que es un área en la cual muy pocos profesionales y estudiantes se adentran debido a la complejidad del tema en el aspecto que interviene temas sumamente fuertes en su contexto y conlleva matemáticas de muy alto nivel para su entendimiento. El material disponible para este tipo de investigación es muy escaso o nulo, para lo cual se ve la necesidad de generar líneas de investigación futuras en las cuales se puedan combinar los datos experimentales con los comportamientos no predictivos de los suelos bajo estados de esfuerzos simulados o reales.

Realizando un análisis técnico de este trabajo de investigación podemos decir que las obras civiles como ser: fundaciones, túneles, obras subterráneas y obras de contención, se verían diseñadas mucho más eficientemente y bajo la simulación de los elementos finitos se podrá verificar a mayor precisión las deformaciones que podrá tener haciendo predictivo el comportamiento de asentamientos, esfuerzos puntuales, esfuerzos efectivos y totales.

El impacto social al cual se puede llegar con este estudio se puede analizar desde el punto de vista económico con lo cual se generarán estructuras mucho más económicas rápidas de construir y con los informes técnicos se podrá generar mayor confianza del usuario para el uso de la estructura.

1.3. Situación problemática.

Actualmente la ciudad de Tarija ha desarrollado una variada cantidad de estructuras tanto verticales como horizontales, en las mismas se va evidenciando el sobredimensionamiento que van teniendo afectando así el costo de la obra, pero también se analiza la falta de conocimiento acerca de lo que viene a ser los modelos constitutivos y su adaptación en los suelos.

Los suelos finos representan siempre un problema en función a varios factores como ser: grado de consolidación, expansividad, grado de saturación, proporción arena – arcilla – limo, etc. Por lo cual también representan un problema singular para el desarrollo de las obras civiles en sus diferentes componentes y por falta de conocimiento generan factores de seguridad altos con los cuales se sobredimensionan las estructuras de fundación, obras subterráneas y las obras de contención, verificando así una ausencia de análisis del comportamiento del suelo.

Dentro de los ensayos de resistencia mecánica de suelos, se pudo evidenciar que el ensayo Triaxial no es muy utilizado en nuestro medio debido a la ausencia de capacitación y lo que conlleva que la investigación tenga un énfasis acerca del desarrollo de los mismo desde la ejecución del ensayo hasta la interpretación de los resultados.

1.3.1. Problema.

¿Cómo, un análisis establecerá la correspondencia entre las propiedades mecánicas de los suelos finos del valle central de Tarija, expresadas en términos del ensayo Triaxial y el modelo *Mohr – Coulomb* y el modelo de *Hardening Soil*?

1.4. Objetivos.

1.4.1. Objetivo General.

Analizar el comportamiento en condiciones simuladas de esfuerzos en los suelos finos del valle central de la ciudad de Tarija, para establecer la correspondencia con el modelo que mejor se ajusta entre *Mohr – Coulomb* y *Hardening Soil*, aplicando elementos finitos axialmente simétricos.

1.4.2. Objetivos específicos.

- Realizar un mínimo de diez ensayos triaxiales consolidados no drenados.
- Verificar si el tipo de suelo puede aplicar los modelos constitutivos de suelo.
- Verificar el modelamiento mediante dimensiones reales y parámetros verificados en los ensayos triaxiales.
- Modelar las diferentes muestras en el software *PLAXIS*.
- Realizar el manual de ejecución del ensayo triaxial consolidado no drenado.

1.5. Hipótesis.

Si se identifican los parámetros requeridos por los modelos *Mohr – Coulomb* y *Hardening Soil* con el uso del ensayo Triaxial CU aplicado en los suelos finos del valle central de Tarija, entonces se podrá obtener un análisis de los diagramas *esfuerzo – deformación* y la *envolvente de falla* mediante un análisis comparativo entre los resultados del ensayo Triaxial CU y las simulaciones numéricas del software *PLAXIS*.

1.6. Definición de variables.

1.6.1. Variables dependientes.

Envolvente de Falla. (*E.F.*).

Diagrama Esfuerzo – Deformación. (*E.D.*)

1.6.2. Variables independientes.

Modelo *Mohr – Coulomb*. (*M.M.C.*)

Modelo *Hardening Soil*. (*M.H.S.*)

1.7. Diseño Metodológico.

En el ámbito científico, hay dos tipos de metodologías que se usan en la investigación, a saber:

- Metodologías científicas generales, que son usadas por todos los campos del conocimiento.

- Metodologías específicas, referidas a cada campo del conocimiento específico, como en este caso, las metodologías usadas por la ingeniería geotécnica.

Consecuentemente, en este trabajo de investigación, se ha usado el siguiente diseño metodológico.

Dentro de las metodologías científicas generales, se usa, como no podía ser de otra manera, el método *empírico – experimental*, mismo que permite medir las diferentes variables inherentes al fenómeno estudiado. En este caso, se trata de la medición de las propiedades mecánicas de los suelos finos del valle central de Tarija, tanto las propiedades básicas, como aquellas expresadas en términos del ensayo Triaxial CU. Por otra parte, tal como ocurre con la mayoría de las ciencias experimentales, se usa el método inductivo, es decir, las mediciones singulares o particulares ya referidas, conducen a establecer proposiciones o conclusiones generales.

Obviamente, también se usa el método racional o teórico, especialmente en las etapas de interpretación y sistematización de los resultados de laboratorio, además de la modelación y el establecimiento de la correspondencia con los modelos elastoplásticos de *Mohr – Coulomb* y *Hardening Soil*.

En suma, se usan, como metodologías científicas generales:

Método experimental.

Método Inductivo.

Método Racional.

Con relación a las metodologías específicas, estas son definidas y reguladas por los organismos ligados al tema. En este caso, la ASTM (American Society of Testing Materials), de la cual en nuestro país se adaptaron dichas normativas, que establecen las metodologías específicas para realizar las pruebas experimentales en el ámbito de la ingeniería geotécnica, mismas que se han seguido en este trabajo, por ser una referencia mundial.

Asimismo, dentro de las metodologías específicas, se usa la “modelación”, para lo cual se aplica el software *PLAXIS* que permite realizar automáticamente y con precisión este trabajo sin mayor dificultad.

Consecuente con las metodologías referidas, se ha seguido la siguiente secuencia mediante fases:

1.7.1. Fase empírico – experimental.

- 1) Identificación del sitio o zona de estudio.
- 2) Precisión de los puntos de extracción de muestras.
- 3) Extracción, conservación y transporte de las muestras.
- 4) Preparación de las muestras.
- 5) Realización de los ensayos de laboratorio.

1.7.2. Fase racional (teórica).

- 1) Interpretación, sistematización y evaluación de los resultados experimentales.
- 2) Modelación.
- 3) Establecimiento de la correspondencia referida.
- 4) Elaboración de las conclusiones.

CAPITULO II

MARCO TEORICO.

2. Esfuerzo efectivo.

El principio del esfuerzo efectivo es probablemente el concepto más importante en la ingeniería geotécnica. En el cálculo y análisis de problemas como el asentamiento de los suelos, capacidad de carga de fundaciones, estabilidad de presas, y presión lateral en estructuras de retención de tierra, la compresibilidad y resistencia al corte de un suelo son las propiedades que más influyen en el diseño y estas propiedades dependen en gran parte del esfuerzo efectivo, lo cual hace que el concepto del esfuerzo efectivo sea muy importante en el análisis de estos problemas.

El suelo es una estructura esquelética de partículas sólidas en contacto, formando un sistema intersticial de interconexiones entre los vacíos o poros. Los poros están parcial o totalmente llenos de agua. Es por esta razón que los esfuerzos efectivos pueden presentarse en la naturaleza en diferentes maneras.

- Suelos saturados con agua y cero de aire en los vacíos.
- Suelos secos sin nada de agua en los vacíos.
- Suelos parcialmente saturados, con agua y aire en sus vacíos.

En este capítulo se analizará los esfuerzos efectivos en suelos saturados, ya que la presión ejercida por el agua a diferencia de la del aire juega un papel muy importante en el análisis de los esfuerzos efectivos.

En los suelos a diferencia de otros materiales sus componentes (sólidos, agua y aire) no están firmemente unidos y es por esta razón que la respuesta del suelo en conjunto a cualquier carga o la transmisión de esfuerzos de esa carga al interior del suelo es la acumulación del comportamiento de sus tres componentes.

El esqueleto del suelo es por lo general muy deformable, debido al deslizamiento y reorganización de las partículas. Por este motivo es que la

deformación de una masa de suelo viene controlada por la interacción entre las partículas individuales. Esta interacción entre la estructura del suelo y el fluido en los poros determina el único comportamiento que depende del tiempo en la masa del suelo, esto es debido a que el agua y el aire dentro los espacios vacíos entre partículas se comportan en forma distinta según se apliquen las cargas muy rápidas o muy lentamente.

Para poder entender más fácilmente los esfuerzos y deformaciones que se producen en un suelo es necesario primeramente definir claramente que son los esfuerzos y las deformaciones que producen. A continuación, se explica detalladamente esto.

2.1. Esfuerzos y deformaciones.

Los esfuerzos que se producen en un material y las deformaciones que estos producen varían según la forma en que se apliquen, produciendo esfuerzos y deformaciones normales o de corte.

2.2. Esfuerzos y deformaciones normales.

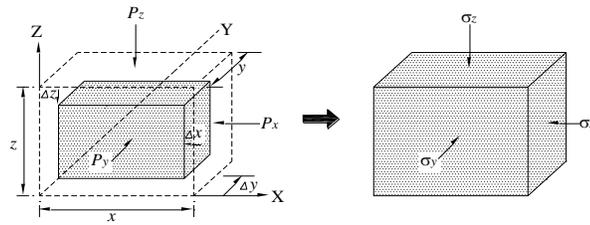
Los esfuerzos normales son esfuerzos perpendiculares al área en que se apliquen. La deformación normal es el cambio en la longitud dividida por la longitud inicial. Para ilustrar mejor esto, se considera un cubo de dimensiones $x = y = z$ el cual es sujeto a las fuerzas normales P_x, P_y, P_z en sus tres lados adyacentes, como se muestra en la Figura 2.1. Entonces los esfuerzos normales son:

$$\sigma_x = \frac{P_x}{y * z} ; \sigma_y = \frac{P_y}{x * z} ; \sigma_z = \frac{P_z}{y * x} \quad [Ec. 2.1]$$

En forma general se tiene:

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad [Ec. 2.2.]$$

Figura 2.1. Esfuerzos y deformaciones debido a las cargas aplicadas



Fuente: (Budhu 2015)

Suponiendo que bajo estas fuerzas el cubo se comprime un Δx , Δy , y Δz en las direcciones X, Y y Z. Entonces suponiendo que las deformaciones normales en estas direcciones son pequeñas (infinitesimales), se tiene:

$$\varepsilon_z = \frac{\Delta z}{z}; \varepsilon_x = \frac{\Delta x}{x}; \varepsilon_y = \frac{\Delta y}{y} \quad [Ec. 2.3]$$

En forma general se tiene:

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} \quad [Ec. 2.4]$$

2.3. Deformación volumétrica.

La deformación volumétrica es la suma de las deformaciones producidas en las tres direcciones debido a las cargas aplicadas, entonces se tiene:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \quad [Ec. 2.5]$$

ó

$$\varepsilon_p = \frac{\Delta V}{V} \quad [Ec. 2.6]$$

La deformación volumétrica también puede ser expresada en función del esfuerzo causante de la deformación y del módulo de elasticidad del material, E:

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma}{E} \quad [Ec. 2.7]$$

2.4. Esfuerzo neutral o presión de poros del agua.

Es la presión inducida en el fluido (i.e. ya sea agua o agua y aire) que llena los poros. El fluido en los poros es capaz de transmitir esfuerzos normales, pero no esfuerzos cortantes, por lo que no tiene la componente de corte, y es por esta razón que la presión de poros se la conoce también con el nombre de esfuerzo neutral o presión neutra.

2.5. Concepto del esfuerzo efectivo.

Terzaghi en 1943, demostró que, para un suelo saturado, el esfuerzo efectivo en cualquier dirección puede definirse en forma cuantitativa como la diferencia entre el esfuerzo total y la presión de poros del agua, como se ve en la ecuación [Ec. 2.8]

Este esfuerzo es transmitido a través de la estructura sólida del suelo por medio de los contactos intergranulares. Este componente del esfuerzo total es el que controla tanto la deformación debida a los cambios de volumen como la resistencia al corte del suelo, por lo tanto, el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante se transmiten a través de los contactos entre grano a grano.

$$\sigma' = \sigma - u \quad [Ec. 2.8]$$

Donde:

$\sigma =$ Esfuerzo normal total.

$\sigma' =$ Esfuerzo normal efectivo.

$u =$ Presión de poros del agua o esfuerzo neutral.

A partir de diferentes ecuaciones empíricas, se puede ver la diferencia que existe entre el esfuerzo efectivo, la fuerza media intergranular por área unitaria del

plano y el esfuerzo intergranular. El esfuerzo efectivo no toma en cuenta el área de contacto entre partículas, mientras que los otros dos si lo hacen. Pero el analizar los esfuerzos de los suelos considerando estas áreas sería muy complicado y no valdría la pena debido a que las variaciones con respecto del esfuerzo efectivo son mínimas, a no ser en algunos pocos casos especiales en los que estas influyen considerablemente. Es por esta razón que el esfuerzo efectivo muchas veces es confundido con la fuerza media intergranular por área unitaria del plano o con el esfuerzo intergranular, sin embargo, si bien son aproximadamente similares no son completamente iguales, por lo que es importante poder distinguir entre uno y otro.

2.6. Principio del esfuerzo efectivo.

El principio del esfuerzo efectivo fue definido por Bishop (1959), utilizando dos simples hipótesis:

a) El cambio de volumen y deformación de los suelos depende del esfuerzo efectivo y no del esfuerzo total. Esto lleva a la ecuación [Ec. 2.9.] ya definida.

$$\sigma' = \sigma - \mu \quad [Ec. 2.9.]$$

b) La resistencia al corte depende del esfuerzo efectivo y no del esfuerzo total normal al plano considerado. Esto puede ser expresado por la ecuación:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad [Ec. 2.10]$$

Donde:

τ_f = Resistencia al corte.

σ' = Esfuerzo efectivo en el plano considerado.

c' = Cohesión.

φ' = Angulo de resistencia al corte, con respecto al esfuerzo efectivo.

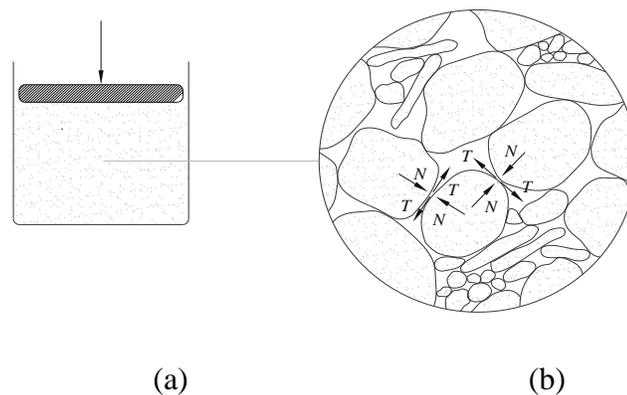
Como el esfuerzo efectivo es esa parte del esfuerzo total que controla la deformación de la estructura del suelo, independientemente de las áreas de contacto entre partículas. Esto lleva a la conclusión de que, aunque la fuerza media

intergranular por área unitaria depende de la magnitud de A' , los cambios de volumen debido a la deformación de la estructura del suelo dependen simplemente de la diferencia de esfuerzos ($\sigma - \mu$) o esfuerzo efectivo, cualquiera que sea la naturaleza de A' . (Bishop, 1959).

La compresibilidad de la estructura del suelo, es mucho más grande que la compresibilidad de una partícula de suelo individual. De ahí es que solo esa parte de contacto del esfuerzo local, produce una deformación en la estructura del suelo por resistencia volumétrica o por resistencia de corte o por ambas.

Entonces en base a estos dos principios de Bishop, se puede concluir que el esfuerzo efectivo está más directamente relacionado con el comportamiento del suelo que el esfuerzo total o la presión de poros. Por ejemplo, un aumento en el esfuerzo efectivo producirá un reajuste de las partículas del suelo pasando a una agrupación más compacta, sin embargo, el mismo aumento en el esfuerzo total o presión de poros manteniendo constante el esfuerzo efectivo no producirá ningún efecto en la compacidad de la estructura del suelo, es decir que no se producirá ningún cambio de volumen ni deformación.

Figura 2.2. Representación esquemática de la transmisión de fuerzas a través de un suelo.



Fuente: Bhudu (2015)

- a) Sección de un recipiente lleno de suelo.
- b) Ampliación de una parte de la sección mostrando las fuerzas transmitidas por dos puntos de contacto. (Lambe Whitman, 1976).

En la *Figura 2.2.* se pueden ver las fuerzas normales y tangenciales a la superficie de contacto, que producen los esfuerzos normales y de corte respectivamente.

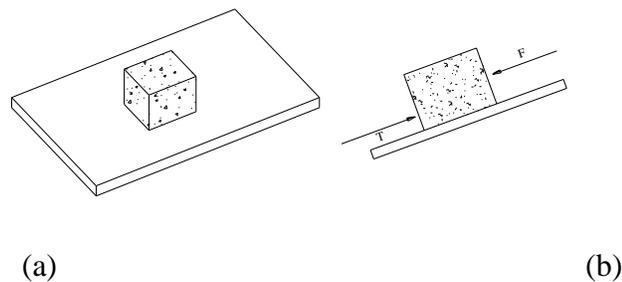
2.7. Analogía del Resorte.

La estructura del suelo es modelada por un resorte, los vacíos del suelo son modelados por el compartimiento debajo del pistón y la permeabilidad del suelo es modelada por el grado de ajuste del pistón en el cilindro. Entonces un suelo de alta permeabilidad es modelado por un pistón que permita una gran salida de agua mientras que un suelo de baja permeabilidad es modelado por un pistón que permita una salida muy pequeña de agua. Se considera que el área interior de la sección transversal del cilindro es $A=1$, provisto de un pistón sin fricción. La presión de poros del agua se mide mediante el piezómetro que se encuentra junto al cilindro, que es de diámetro mucho más pequeño que el del cilindro.

2.8. Resistencia al esfuerzo cortante.

Es fácil describir el comportamiento que tendrá el bloque mostrado en la *Figura 2.3.a.* si la superficie en que se apoya el bloque se inclinará progresivamente.

Figura 2.3. Bloque que se desliza sobre una superficie inclinada.



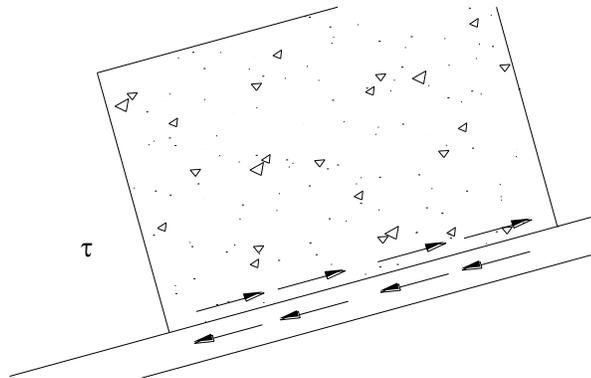
Fuente: Budhu (2015)

(a) *Bloque encima de una superficie plana.*

(b) *Fuerzas resultantes debido a la inclinación.*

En la *Figura 2.3.b.* se observa que mientras esta superficie va inclinándose aparecen fuerzas que actúan en la superficie de contacto, siendo F una fuerza resultante de varios factores que ocasionan que el elemento se deslice sobre la superficie, mientras que T es una fuerza originada por el contacto del elemento con la superficie (rugosidad) que impide que el elemento se deslice. Mientras la inclinación de la superficie vaya incrementando también lo hará la fuerza resultante F , finalmente para una determinada inclinación el valor de F superará a T lo que ocasionara que el elemento ceda y empiece a deslizarse, lo que se llamará falla.

Figura 2.4. Esfuerzo de corte generado en la superficie de contacto.



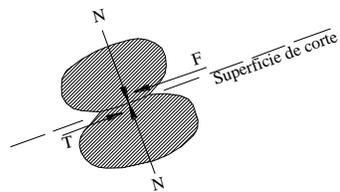
Fuente: Budhu (2015)

La *Figura 2.5.* muestra más de cerca lo que ocurre en la superficie de contacto a la que se llamará superficie de corte, la inclinación de la superficie genera un esfuerzo de corte τ que va incrementándose. Mientras el elemento no ceda, puede decirse que el sistema presenta cierta resistencia al corte. Sin embargo, para una determinada inclinación el esfuerzo de corte superará a la resistencia que ofrece la

rugosidad, lo que producirá una falla y el elemento sedará, entonces podría decirse que el sistema ha fallado al corte. Este ejemplo ilustra lo que es la resistencia al corte de los suelos.

El comportamiento presentado en la *Figura 2.4.* es similar al que ocurre con las partículas que componen un suelo, dentro la masa de suelo como se muestra en la *Figura 2.4.*, las partículas están constantemente sometidas a una fuerza resultante N que es normal a la superficie de corte producto de la acción de una carga externa o el peso propio.

Figura 2.5. Fuerzas surgidas por el contacto interparticular.

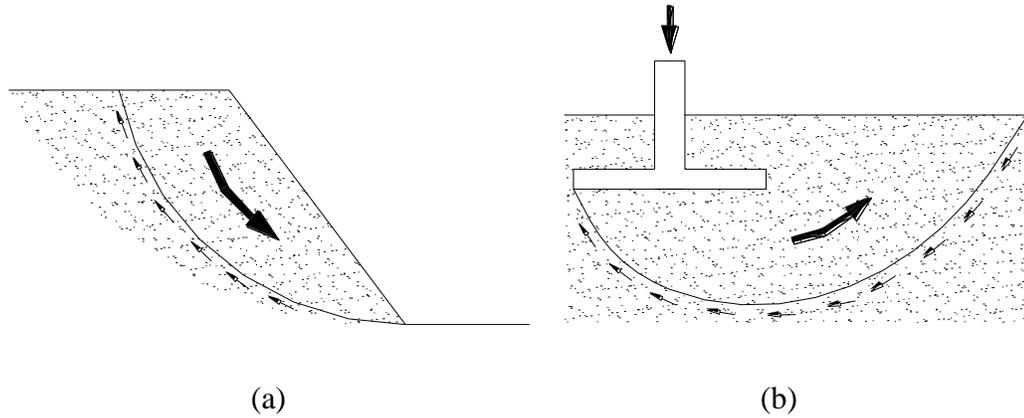


Fuente: Budhu (2015)

Esta fuerza normal originará la fuerza resultante F que genera el esfuerzo de corte, la cohesión entre las partículas contribuye a que la masa de suelo ofrezca resistencia al corte representado por la fuerza T , por lo que la resistencia al corte del suelo dependerá de la interacción las partículas. La superficie de corte en una masa de suelo tiene la tendencia a ser circular y no plana, en la *Figura 2.6.* se muestran dos ejemplos donde comúnmente el suelo falla al corte.

Figura 2.6. Situaciones donde se genera la falla al corte del suelo.

a) Talud; b) Fundación.



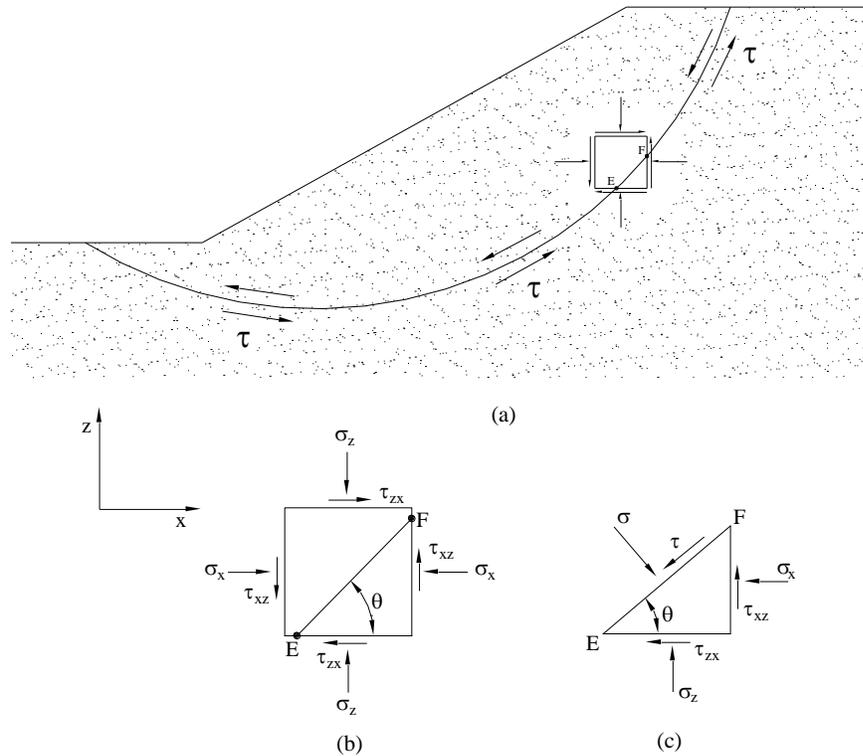
Fuente: Budhu (2015)

Existen muchas situaciones donde se requiere conocer el comportamiento de suelo en lo que respecta al corte, por lo cual muchos investigadores han desarrollado relaciones matemáticas sobre la base de las teorías clásicas de la elasticidad y plasticidad de los materiales. Sin embargo, los suelos se diferencian mucho de otros materiales como ser el acero y el concreto, debido a que está constituido de una innumerable cantidad de partículas que dan al suelo propiedades físicas distintas.

2.9. Círculo de esfuerzos de Mohr.

La *Figura 2.7.a*, muestra un talud donde se produce una falla típica al corte en el suelo, se ha ubicado un elemento representativo de suelo en la superficie de corte, la *Figura 2.7.b*, muestra que este elemento de suelo está sometido a esfuerzos normales y de corte que actúan en todas las caras de este.

Figura 2.7. Estado de esfuerzos de un elemento de suelo en la superficie de corte.



Fuente: Budhu (2015)

- (a) Elemento ubicado en la superficie de corte.
- (b) Esfuerzos que actúan en las caras del elemento.
- (c) Esfuerzos que actúan en el prisma triangular.

La notación que se emplea para los esfuerzos normales es la letra griega σ con un subíndice que corresponde a la cara sobre la que actúa, tomando la cara el nombre del eje al que es perpendicular. El esfuerzo cortante se representa con la letra griega τ con un doble subíndice, correspondiendo el primero a la cara sobre la que actúa y el segundo a la dirección en que lo hace dentro de aquella cara. Por lo general se asume que $\sigma_z > \sigma_x$ y que τ_{zx} es numéricamente igual a τ_{xz} , debido a que el elemento de suelo se encuentra en equilibrio estático.

En la *Figura 2.7.c.* se ha apartado el prisma formado por los lados inferiores del elemento y el plano de falla definido por EF con un área A , que a diferencia de la superficie de corte describe un deslizamiento plano y θ es el ángulo de inclinación de este plano respecto a la cara inferior del elemento, donde actúan los esfuerzos σ y τ . El elemento prismático está en equilibrio estático por lo que aparecen esfuerzos que actúan en todas las caras de este.

Entonces, resolviendo las fuerzas normales al plano EF , se tendrá que:

$$\begin{aligned} \sigma * A = & \sigma_x * A * \text{Sen}(\theta) * \text{Sen}(\theta) + \sigma_z * \cos(\theta) * \cos(\theta) + \tau_{xz} * a * \text{sen}(\theta) \\ & + \tau_{zx} * A * \cos(\theta) * \text{sen}(\theta) \end{aligned}$$

Se sabe que $\tau_{xz} = \tau_{zx}$, por la condición de equilibrio, simplificando A y aplicando las relaciones trigonométricas:

$$\cos^2 \theta = \frac{1 + \cos 2\theta}{2}$$

$$\sin^2 \theta = \frac{1 - \cos 2\theta}{2}$$

$$2 * \sin \theta * \cos \theta = \sin 2\theta$$

Se tendrá que:

$$\sigma = \frac{\sigma_x * (1 - \cos 2\theta)}{2} + \frac{\sigma_z * (1 + \cos 2\theta)}{2} + \tau_{xz} * \sin 2\theta$$

Factorizando:

$$\sigma = \frac{(\sigma_x + \sigma_z)}{2} - \frac{(\sigma_x - \sigma_z) * \cos 2\theta}{2} + \tau_{xz} * \sin 2\theta \quad [Ec. 2.11.]$$

Por otra parte, resolviendo las fuerzas paralelas al plano EF se tendrá que:

$$\begin{aligned} \tau * A = & -\sigma_x * A * \sin \theta * \cos \theta + \sigma_z * A * \cos \theta * \sin \theta - \tau_{xz} * A * \sin \theta * \\ & \sin \theta - \tau_{zx} * A * \cos \theta * \cos \theta \end{aligned}$$

Siguiendo un desarrollo similar al anterior se tendrá que:

$$\tau = \frac{(\sigma_z - \sigma_x) * \sin 2\theta - \tau_{xz} * \cos 2\theta}{2} \quad [Ec. 2.12]$$

Con las ecuaciones [Ec.2.11.] y [Ec.2.12.], se determinan el esfuerzo normal y de corte que actúan en plano de falla. Los planos en los que aparecen los esfuerzos normales máximo y mínimo se obtienen anulando la derivada de la ecuación [Ec.2.16.] respecto de θ , lo que se tendrá:

$$\tan 2\theta = \frac{-2\tau_{xz}}{\sigma_x + \sigma_z} \quad [Ec. 2.13.]$$

Análogamente, los planos de esfuerzo cortante máximo quedan definidos por:

$$\tan 2\theta = \frac{\sigma_x - \sigma_z}{2 * \tau_{xz}} \quad [Ec. 2.14.]$$

La ecuación [Ec.2.13.] da dos valores de 2θ que difieren en 180° , por lo que los planos de esfuerzo normal máximo y mínimo son perpendiculares entre sí. Lo mismo ocurre en la ecuación [Ec. 2.14.] con los planos de esfuerzo cortante máximo, que están también a 90° . Los planos donde el esfuerzo cortante es nulo se determinan haciendo $\tau = 0$ en la ecuación [Ec.2.12], lo que resulta:

$$\tan 2\theta = \frac{-2 * \tau_{xz}}{\sigma_x + \sigma_z}$$

Esta ecuación es idéntica a la ecuación [Ec.2.13.], por consiguiente, los esfuerzos normales máximo y mínimo tienen lugar en los planos de esfuerzo cortante nulo. Los esfuerzos normales máximo y mínimo se llaman esfuerzos principales, representados por: σ_1 y σ_3 respectivamente y actúan en los planos principales. La relación de la ecuación [Ec. 2.14] es recíproca y de signo contrario a la ecuación [Ec. 2.13.], lo que indica que los valores de 2θ definidos por ambas difieren en 90° , lo que significa que los planos de esfuerzo cortante máximo están

inclinados 45° respecto a los planos de los esfuerzos principales. Sustituyendo los valores de 2θ de las ecuaciones [Ec. 2.13.] y [Ec. 2.14] en las ecuaciones [Ec. 2.11.] y [Ec. 2.12] se obtienen los esfuerzos principales y de corte máximos que serán:

$$\sigma_{max} = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2}$$

$$\tau_{max} = \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2}$$

Por lo tanto, el esfuerzo principal mayor será:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} \quad [Ec. 2.15]$$

y el esfuerzo principal menor será:

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} \quad [Ec. 2.16]$$

Por otro lado, las ecuaciones [Ec. 2.13.] y [Ec. 2.14.] pueden escribirse:

$$\left[\sigma - \frac{(\sigma_z + \sigma_x)}{2}\right]^2 = \left[\frac{(\sigma_z - \sigma_x) * \cos 2\theta}{2} + \tau_{xz} * \sin 2\theta\right]^2$$

$$\tau^2 = \left[\frac{(\sigma_z - \sigma_x) * \sin 2\theta}{2} - \tau_{xz} * \cos 2\theta\right]^2$$

Sumando miembro a miembro estas ecuaciones se tendrán que:

$$\left[\sigma - \frac{C}{2}\right]^2 + \tau^2 = \left[\frac{(\sigma_z - \sigma_x)}{2}\right]^2 + \tau_{xz}^2$$

Esta ecuación, tiene la forma analítica de una circunferencia del tipo:

$$(\sigma - C)^2 + \tau^2 = r^2$$

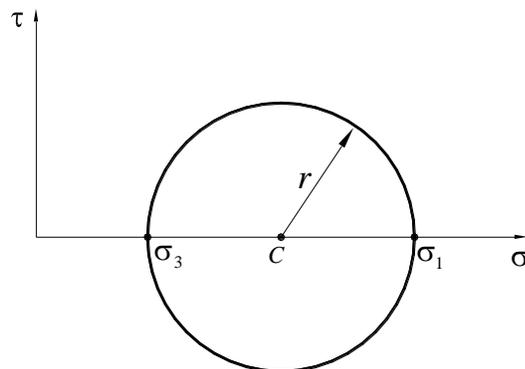
El centro de la circunferencia se ubica sobre el eje σ en el punto C y con radio r que serán:

$$C = \frac{(\sigma_z - \sigma_x)}{2}$$

$$r = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2}$$

La *Figura (2.8.)* muestra la circunferencia graficada en el espacio (τ, σ) .

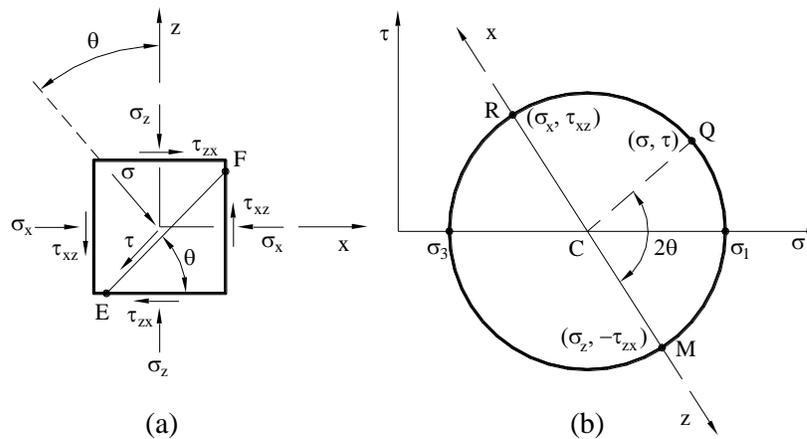
Figura 2.8. Círculo de esfuerzos de Mohr.



Fuente: Elaboración propia.

Con el círculo de esfuerzos de Mohr puede determinarse el esfuerzo normal y el esfuerzo de corte para cualquier plano del elemento de suelo. En la *Figura 2.9a* se muestra los esfuerzos que actúan en los diversos planos de un elemento de suelo y en la *Figura 2.9b* se han ubicado todos estos en el círculo de esfuerzos de Mohr.

Figura 2.9. Ubicación de los esfuerzos en el círculo de esfuerzos de Mohr.



Fuente: Budhu (2015)

(a) *Esfuerzos que actúan en el elemento.*

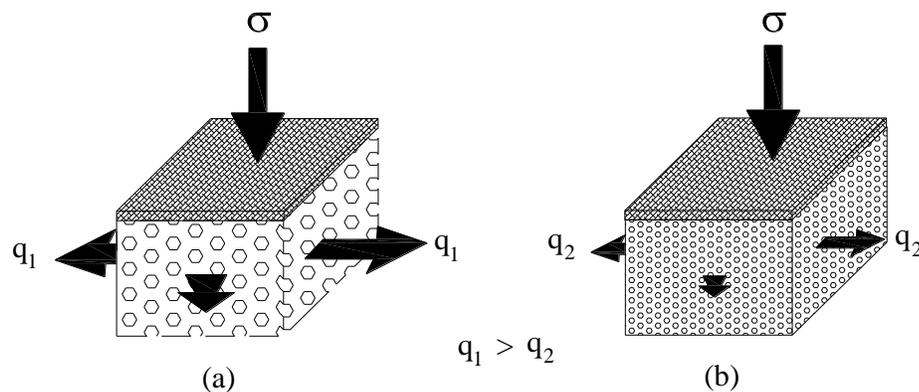
(b) *Esfuerzos ubicados en el círculo.*

La combinación de esfuerzos (σ_z, τ_{zx}) y $(\sigma_x, -\tau_{xz})$ que actúan en las caras del elemento son ubicados en el círculo en los puntos *R* y *M* respectivamente que forman el diámetro *RM*. Los esfuerzos normales de compresión son considerados positivos y el esfuerzo de corte será positivo según a la dirección que tenga en el eje. El plano de falla *EF* es representado por el radio *CQ* que está ubicado a 2θ respecto al eje z , este ángulo de inclinación del plano de falla es medido en contra a las manecillas del reloj en el círculo de Mohr. Las coordenadas del punto *Q* representa la combinación de esfuerzos en el plano de falla.

2.10. Condiciones de drenaje.

El agua tiene una importante influencia en el suelo y también en la resistencia al corte. Se puede comparar al suelo con una esponja, en el sentido de que tanto la esponja como el suelo son materiales que contienen espacios vacíos en su interior (poros), por lo que ambos pueden almacenar cierta cantidad de agua. Si se aplica una carga uniforme a una esponja saturada de agua, el esfuerzo (σ) que transmite esta carga a los poros ocasionará que el agua salga por los orificios de esta, lo hará con facilidad si el tamaño de los orificios es grande como el caso de la *Figura 2.10.a*. Sin embargo, la *Figura 2.10.b*. muestra que, si los orificios son muy pequeños y se aplica la misma carga, el agua no saldrá con la misma facilidad que en el primer caso, esta requiere más tiempo. Este mismo comportamiento se aprecia en los suelos.

Figura 2.10. Ejemplo del drenaje en suelos.



Fuente: Elaboración propia

(a) *Esponja de orificios grandes.*

(b) *Esponja de orificios muy pequeños.*

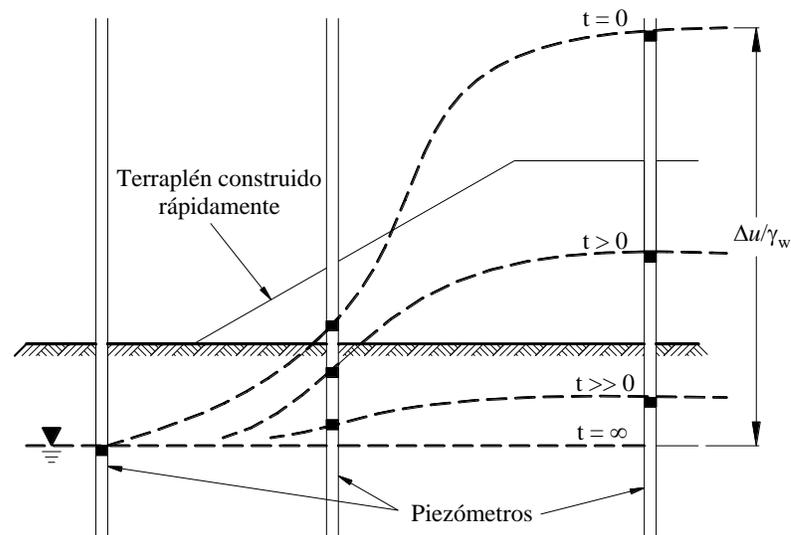
Los suelos de grano grueso como ser arena y grava permiten un drenaje inmediato del agua al estar sometidos bajo un esfuerzo, debido a su alta

permeabilidad asemejándose al caso de la *Figura 2.10.a*. Mientras que la *Figura 2.10.b* muestra el comportamiento de los suelos finos como la arcilla, debido a que el esfuerzo es aplicado instantáneamente el agua no puede salir con facilidad por la baja permeabilidad del suelo, lo que origina una presión interna adicional en los poros a la que se llama exceso de presión de poros ($\Delta\mu$). Sin embargo, si la carga que origina este esfuerzo fuera aplicada muy lentamente hasta su totalidad, de tal forma que la presión interna que originaría esta carga en los poros se disiparía conforme al aumento gradual de la carga, en ningún momento se originaría un exceso de presión de poros.

Previamente se estableció que se tendrán condiciones drenadas cuando la masa de suelo sometida a un esfuerzo no tenga un exceso de presión de poros ($\Delta\mu = 0$), por lo cual a los parámetros de resistencia al corte se los llamara efectivos (σ') y se tendrán condiciones totales cuando exista un exceso de presión de poros ($\Delta\mu > 0$) que irá disipándose gradualmente a lo largo del tiempo, por lo que a los parámetros de resistencia al corte para este caso se los llamara totales (σ). Para el caso de suelos de grano grueso se tendrán condiciones drenadas a corto y largo plazo, en cambio para los suelos finos se tendrán condiciones totales ($\Delta\mu = \Delta\sigma$ y $\Delta\sigma' = 0$) a corto plazo y condiciones drenadas ($\Delta\mu = 0$ y $\Delta\sigma' = \Delta\sigma$) a largo plazo.

La *Figura 2.11.*, muestra un terraplén que se ha construido rápidamente en un suelo arcilloso saturado de agua, inmediatamente se han instalado piezómetros en distintos lugares para medir la presión de poros del suelo. Debido a que el terraplén fue construido rápidamente, este ha inducido una carga que transmite un esfuerzo $\Delta\sigma$ a cada poro, lo cual para un tiempo de $t = 0$ (condición a corto plazo) se aprecia un exceso de presión de poros ($\Delta\mu = \Delta\sigma$), para un tiempo $t > 0$ y $t \gg 0$ (condición a mediano plazo) esta presión va disminuyendo, hasta que a largo plazo ($t = \infty$) esta se disipa por completo ($\Delta\mu = 0$).

Figura 2.11. Incremento de la presión de poros por el terraplén



Fuente: Simons & Menzies (2000.)

El exceso de presión de poros es determinado utilizando la siguiente expresión:

$$\Delta\mu = \gamma_w + \Delta h_p \quad [\text{Ec. 2.17}]$$

Donde:

$\gamma_w =$ Peso unitario del agua.

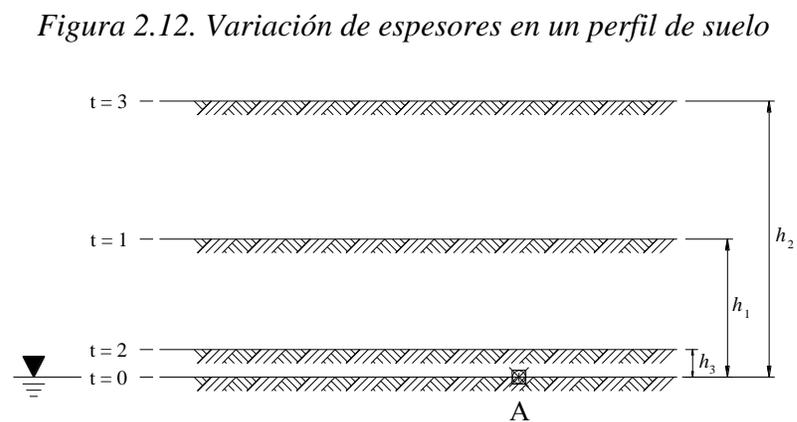
$\gamma_{hp} =$ Variación de la altura piezométrica debida a la carga.

En el caso de los suelos de grano grueso la acción de una carga que origina el drenado produce una variación inmediata y pequeña en el volumen, sin embargo, en el caso de los suelos finos la acción de la carga no produce ninguna variación inmediata del volumen a corto plazo, sino que la variación del volumen será consecuente al drenado hasta que a largo plazo para la condición drenada se producirá el cambio total de volumen. Todos los suelos siempre llegarán a un estado drenado (parámetros efectivos), por lo que este estado constituye ser un campo común para analizar la resistencia al corte.

2.11. Condiciones de esfuerzos previos.

Los suelos en su estado natural constantemente están sometidos a esfuerzos que cambian con el paso del tiempo y como consecuencia el suelo se consolida, la forma de consolidación tiene una significativa influencia en la resistencia al corte que presente el suelo.

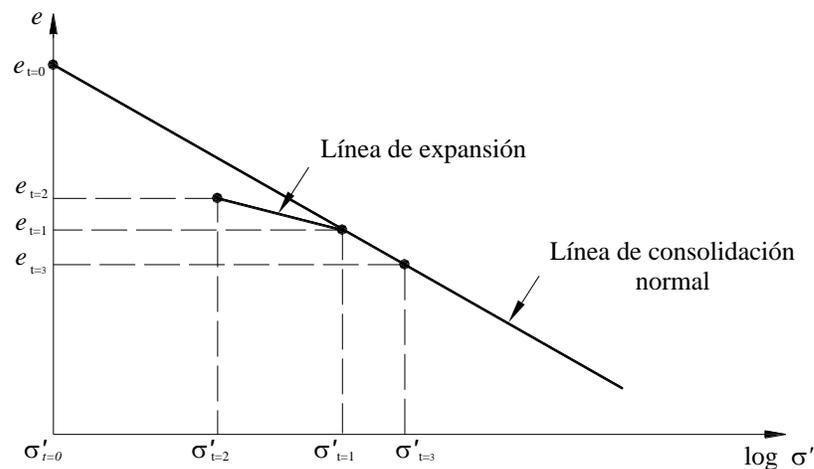
En la *Figura 2.12.* se muestra al punto *A* de un suelo sujeto a distintos esfuerzos efectivos en su historia geológica. Inicialmente ($t = 0$) el punto *A* se encuentra sobre la superficie de terreno natural, a continuación, se deposita una capa de suelo h_1 ($t = 1$), luego se erosiona este material hasta una altura h_2 ($t = 2$), finalmente se presenta deposición del suelo y el punto *A* se encuentra bajo el suelo con una altura h_3 ($t = 3$). Este proceso es muy lento y por lo que la lenta deposición del material no ocasiona un exceso de presión de poros, como resultado se mantendrá el nivel de agua constante.



Fuente: Simons & Menzies (2000).

Este suelo en su historia geológica ha estado siempre sometido a esfuerzos y el orden en que estos se aplican influirá en la consolidación.

Figura 2.13. Línea de consolidación del suelo.



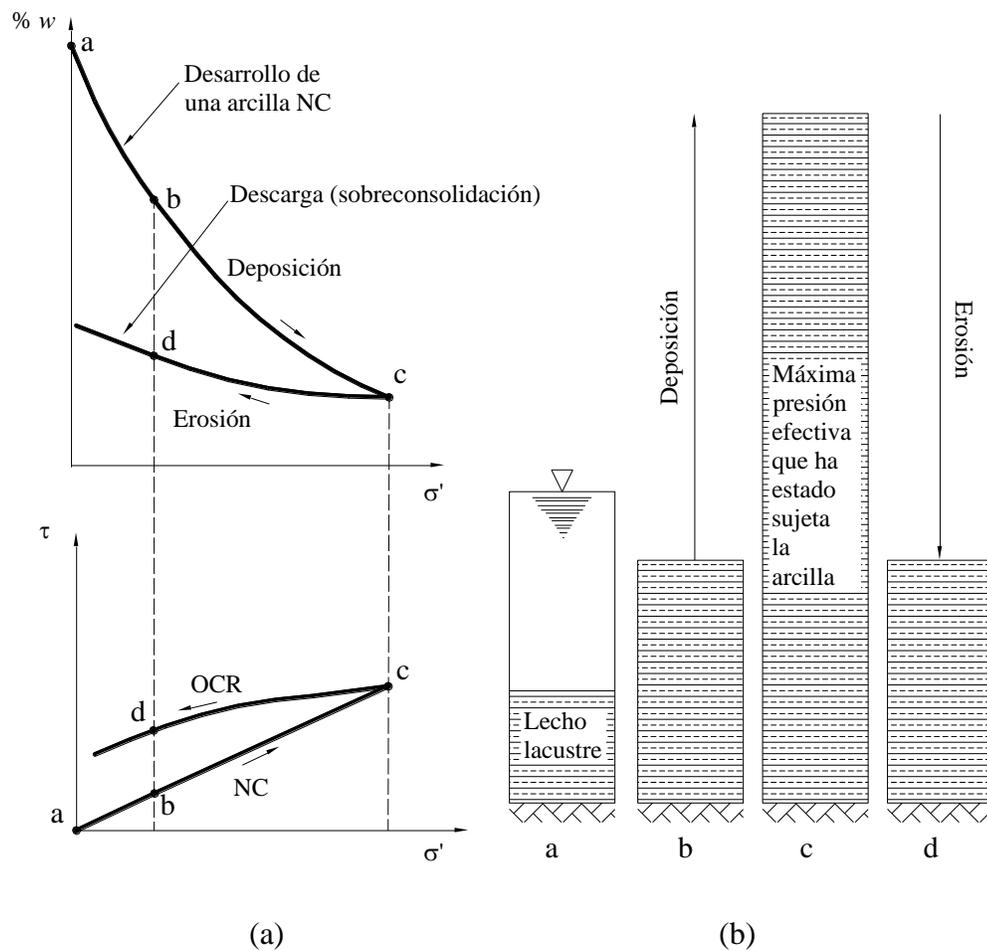
Fuente: Simons & Menzies (2000).

En la *Figura 2.13.* se ha graficado el índice de vacíos en función del esfuerzo efectivo en escala logarítmica y puede apreciarse de mejor forma la influencia de estos esfuerzos en la historia geológica del suelo durante la consolidación. Una consolidación lenta y continua del suelo produce teóricamente una línea de consolidación normal que será una línea recta cuando el esfuerzo (σ') está en escala logarítmica. Inicialmente ($t = 0$) el suelo tiene un cierto índice de vacíos y a su vez un determinado volumen, mientras el esfuerzo aumenta el índice de vacíos decrece por lo cual se expulsa algo de agua de los poros y el suelo cambiará de volumen; a este proceso se lo llama consolidación. Si en algún momento el esfuerzo reduce con respecto al último aplicado mientras aun este saturado, como el caso del estado $t = 2$, se presenta una expansión en el suelo la cual describirá una trayectoria lineal llamada línea de expansión, pero este incremento de volumen no seguirá un comportamiento lineal con respecto a la línea de consolidación normal. Cuando actúa el esfuerzo de $t = 3$ nuevamente el índice de vacíos decrece siguiendo la trayectoria de la línea de expansión, para luego ajustarse a la trayectoria de la línea de consolidación normal. Si el proceso continuara se tendría una reducción gradual

del volumen hasta que se alcance un equilibrio entre el suelo y el esfuerzo de consolidación.

Se dice que un suelo está normalmente consolidado (NC) cuando el esfuerzo que actúa es mayor a cualquier otro que actuó en toda su historia geológica, como el caso del estado $t = 3$. Se dirá que el suelo está sobreconsolidado (SC) cuando el esfuerzo actuante es menor a algún esfuerzo anterior en la historia geológica del suelo, como es el caso del estado $t = 2$.

Figura 2.14. Arcilla normalmente consolidada y sobreconsolidada.



Fuente: Simons & Menzies (2000).

(a) *Variación del contenido de humedad y el esfuerzo de corte, respecto al esfuerzo efectivo de consolidación.*

(b) *Niveles de deposición y erosión en toda la historia geológica.*

La *Figura 2.14.* muestra un ejemplo del proceso de consolidación de un suelo arcilloso en un lecho lacustre, en la *Figura 2.14.a.* se observa la variación del contenido de humedad y el esfuerzo de corte, respecto al esfuerzo efectivo de consolidación y en la *Figura 2.14.b.* se ve gráficamente el proceso de deposición en la historia geológica del suelo.

El punto “a” representa las condiciones en que se encuentra la arcilla inmediatamente después de su deposición en un lecho lacustre, la deposición de más arcilla provoca el incremento del esfuerzo efectivo y una reducción del contenido de humedad. El estado representado por el punto “b” corresponde a la arcilla normalmente consolidada, en el sentido de que ésta no ha estado sujeta a un esfuerzo efectivo mayor al actual en toda su historia geológica. El punto “c” corresponde a un estado de mayor deposición y por ende al máximo esfuerzo efectivo que actúa en toda su historia geológica, este esfuerzo es llamado presión de sobreconsolidación, finalmente el punto “d” representa un estado de descarga debido a erosión, donde la arcilla está sobreconsolidada. La descarga está acompañada por un incremento del contenido de humedad debido a la expansión, pero dicho incremento está muy lejos que reflejar la reducción del contenido de humedad durante la consolidación. Aunque la arcilla en el punto “d” está bajo el mismo esfuerzo efectivo que el punto “b”, el contenido de humedad de una arcilla sobreconsolidada es considerablemente menor. Las partículas están en un estado de empaquetamiento más denso y consecuentemente la resistencia al corte del suelo es mayor que la de una arcilla normalmente consolidada.

La consolidación del suelo, se evalúa con el índice de sobreconsolidación OCR , que es a la relación entre el esfuerzo efectivo máximo aplicado en la historia geológica del suelo llamado también esfuerzo efectivo de preconsolidación y el esfuerzo efectivo actual, que será:

$$OCR = \frac{\sigma_0}{\sigma} \quad [Ec. 2.18.]$$

Donde:

$\sigma'_0 =$ Esfuerzo efectivo de preconsolidación.

$\sigma' =$ Esfuerzo efectivo actual.

Cuando el valor de $OCR > 1$, se dirá que el suelo es sobreconsolidado y se ubicada en cualquier punto de la línea de expansión, cuando el valor de $OCR = 1$ el suelo se denomina como normalmente consolidado y siempre se ubica en la línea de consolidación normal.

2.12. Respuesta de los suelos a esfuerzos de corte.

Desde un punto de vista de consistencia, los suelos pueden ser agrupados en dos tipos:

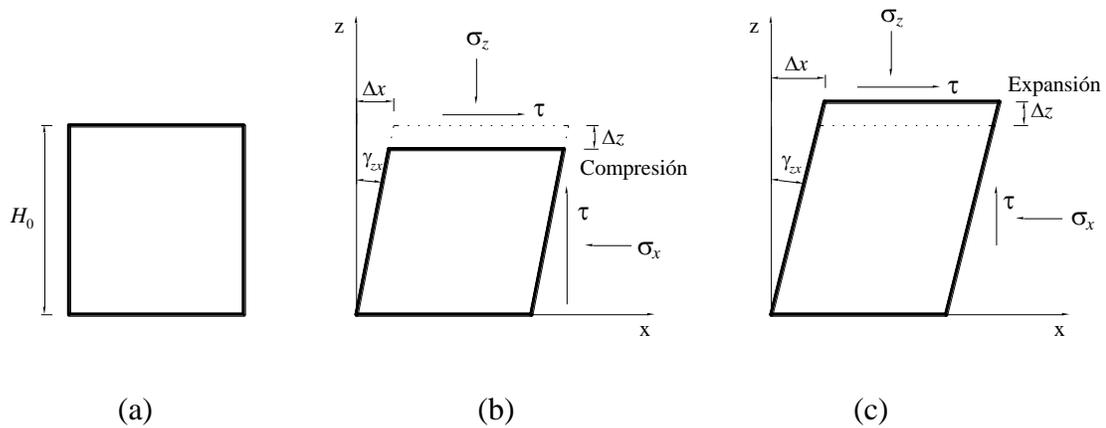
- Los suelos que presentan cohesión.
- Los que poseen muy poca o ninguna.

Los suelos del tipo I representarán a las: arenas sueltas, arcillas ligeramente sobreconsolidadas y normalmente consolidadas ($OCR \leq 2$). En cambio, los suelos del tipo II representarán a las: arenas densas y arcillas sobreconsolidadas ($OCR > 2$).

La *Figura 2.15.* muestra a dos elementos de suelo del tipo I y II que son ensayados a cortante puro en estado drenado, ambos están sometidos a un esfuerzo

normal σ_z y de confinamiento σ_x , que transmiten esfuerzos efectivos y de corte a las caras del elemento, el estado original del elemento de suelo se muestra en la *Figura 2.15.a*. Si se mantienen constantes el esfuerzo normal y de confinamiento, el elemento de suelo se distorsionará deformándose horizontalmente una cantidad Δx a medida que se aplica el cortante. Durante el ensayo los suelos del tipo I se comprimen, mientras que los suelos del tipo II se expanden, ambos varían una cantidad Δz respecto a la altura inicial H_0 como muestra la *Figura 2.15.b* y *c* respectivamente. La distorsión del elemento es medida con la deformación angular γ_{zx} y la compresión o expansión con la deformación unitaria vertical ϵ_z .

Figura 2.15. Distorsión debida al cortante puro en suelos del tipo I y II



Fuente: Budhu, 2015.

(a) Elemento de suelo en su estado original.

(b) Suelo del tipo I.

(c) Suelo del tipo II.

Para los suelos del tipo I se tendrá que:

$$\gamma_{zx} = \frac{\Delta x}{H_0}$$

$$\epsilon_z = \frac{\Delta z}{H_0}$$

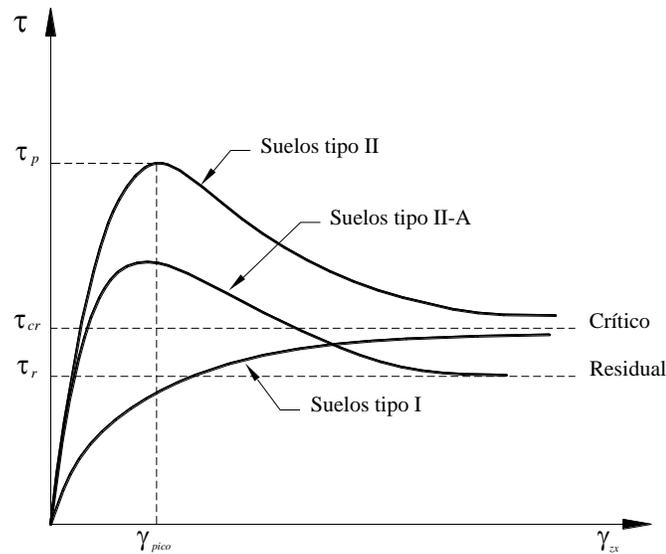
Para los suelos del tipo II se tendrá que:

$$\gamma_{zx} = \frac{\Delta x}{H_0}$$

$$\epsilon_z = \frac{-\Delta z}{H_0}$$

La *Figura 2.16.* muestra la variación del esfuerzo de corte respecto a la deformación angular. Para los suelos del tipo I, se observa un incremento gradual en el esfuerzo de corte con el aumento de la deformación angular hasta un valor que tiende a mantenerse constante, a este valor se lo llamará esfuerzo de corte crítico (τ_{cr}). En el caso de los suelos del tipo II, el esfuerzo de corte crece rápidamente hasta alcanzar un valor pico que se lo llamará esfuerzo de corte pico (τ_p), luego decrecerá hasta un valor correspondiente al esfuerzo de corte crítico donde tenderá a mantenerse constante.

Figura 2.16. Esfuerzo de corte respecto a la deformación angular.

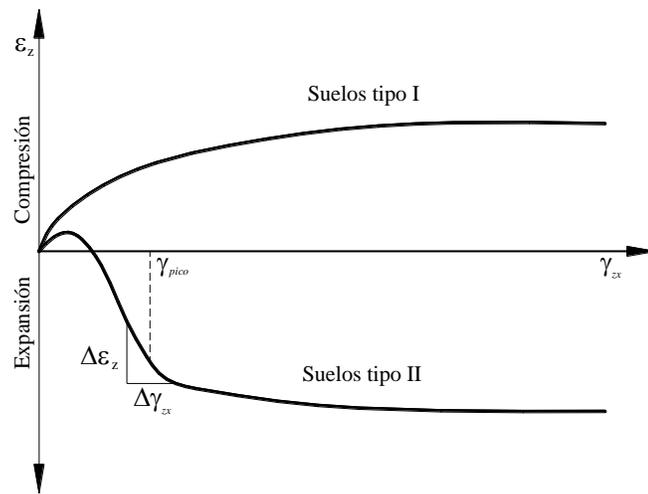


Fuente: Budhu (2015).

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

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

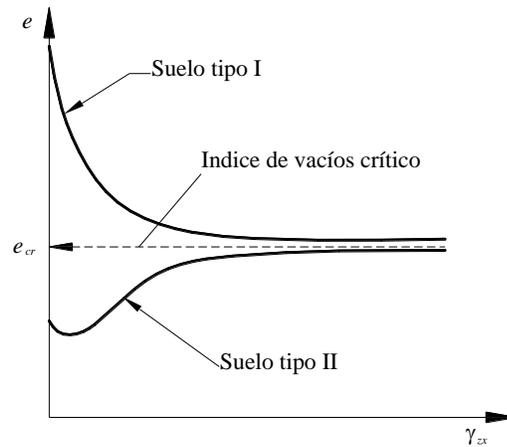
Figura 2.17. Variación de la deformación unitaria respecto a la angular.



Fuente: Budhu (2015).

La Figura 2.17. muestra la variación de la deformación unitaria vertical respecto a la deformación angular. Los suelos del tipo I se comprimen conforme al aumento de la deformación angular, como consecuencia la Figura 2.18. muestra que el índice de vacíos decrecerá hasta mantenerse constante, a este valor constante se lo conoce como el índice de vacíos crítico (e_{cr}). En el caso de los suelos del tipo II, existe una ligera compresión inicial (atribuida al ajuste de las partículas) y luego el suelo procede a expandirse Figura 2.17., en la Figura 2.18. se observa que el índice de vacíos variará hasta llegar al valor crítico.

Figura 2.18. Índice de vacíos respecto a la deformación angular.

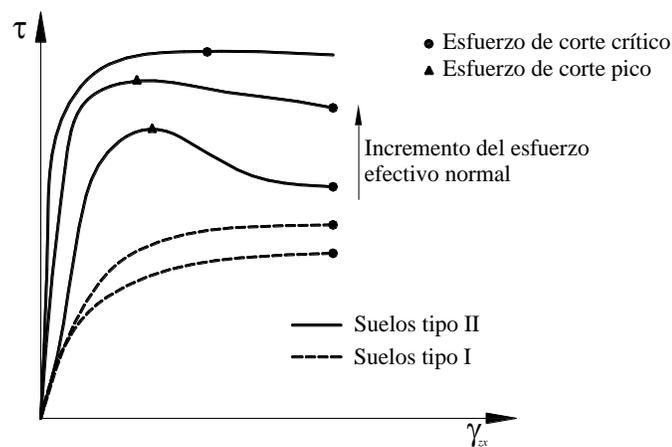


Fuente: Budhu (2015).

Las Figuras 2.16., 2.17. y 2.18., muestran la respuesta típica de los suelos al cortante para valores constantes de los esfuerzos σ_z y σ_x . Si únicamente se hace variar este esfuerzo normal σ_z a diversos valores constantes cada vez mayores y nuevamente se somete el elemento a deformación angular, la respuesta de estos suelos al cortante presentará variantes de interés.

En la Figura 2.19. se observa que, en el caso de los suelos del tipo I, el aumento del esfuerzo efectivo normal produce un incremento en el valor del estado de esfuerzo de corte crítico, es decir que para un elevado esfuerzo efectivo normal se tendrá un elevado esfuerzo de corte crítico. Para el caso de los suelos de tipo II, el esfuerzo de corte pico tiende a desaparecer con el aumento del esfuerzo efectivo normal.

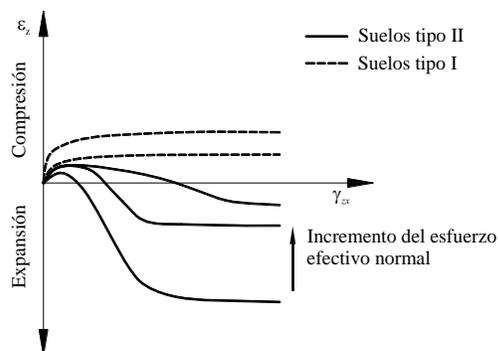
Figura 2.19. Esfuerzo de corte en función al esfuerzo efectivo normal



Fuente: Budhu (2015).

La Figura 2.20 muestra que el incremento del esfuerzo efectivo normal, resulta en un aumento en la compresión para los suelos del tipo I, en cambio en el caso de los suelos del tipo II, un incremento del esfuerzo efectivo normal implica una disminución en la expansión del elemento con la tendencia a igualar el comportamiento de los suelos del tipo I.

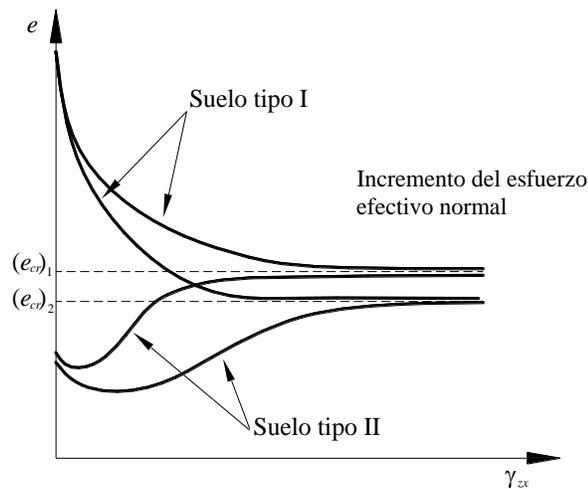
Figura 2.20. Deformación unitaria en función al esfuerzo efectivo normal



Fuente: Budhu (2015).

Debido a que el índice de vacíos está en función al cambio de volumen, podría afirmarse con certeza que el valor de este índice disminuirá con el aumento del esfuerzo efectivo normal. La *Figura 2.21* muestra que el incremento del esfuerzo efectivo normal ocasiona una disminución del valor del índice de vacíos crítico. Todos los suelos alcanzan el valor del índice de vacíos crítico independientemente de su estado inicial, en este estado la deformación angular continuará sin presentar cambios en el esfuerzo de corte y el volumen, hasta que se produzca la falla. Según a las *Figuras 2.19.* y *2.21.*, se puede concluir que tanto el esfuerzo de corte crítico como el índice de vacíos crítico dependen de la magnitud del esfuerzo efectivo normal.

Figura 2.21. Índice de vacíos crítico en función al esfuerzo efectivo normal



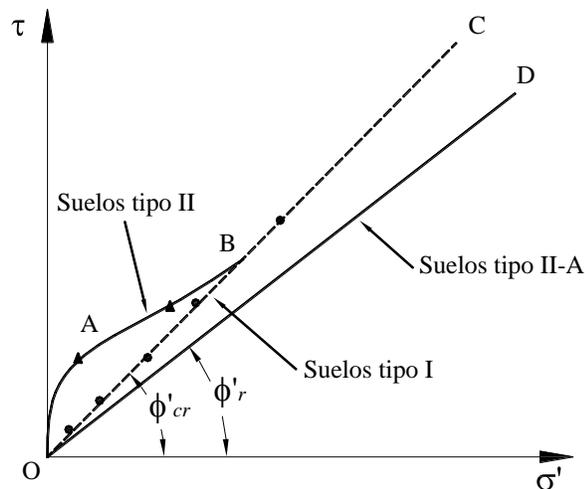
Fuente: Budhu (2015).

El término estado crítico, se utiliza para definir el estado de esfuerzos alcanzado por un suelo cuando no ocurren cambios futuros en el esfuerzo de corte y volumen bajo un cortante continuo.

2.13. Envoltente de falla.

Se denomina envoltente a una curva geométrica formada de la colección de valores máximos del comportamiento que presenta un fenómeno en diversos estados y condiciones. Análogamente la envoltente de falla en suelos, es la colección de los valores de corte máximos que producen falla en el sentido de que las partículas del suelo empiezan a deslizarse unas respecto de otras. En la *Figura 2.22.* se han ubicado los valores máximos del esfuerzo de corte (pico y crítico según al tipo de suelo) de los suelos ensayados en la *Figura 2.18.*, en un sistema de esfuerzo de corte y esfuerzo efectivo normal.

Figura 2.22. Envoltente de falla para suelos del tipo I, II y II-A



Fuente: Budhu (2015).

2.13.1. Suelos del tipo I.

El valor máximo de esfuerzo de corte para los suelos del tipo I corresponde al esfuerzo de corte crítico, estos definen la línea recta OC que será la envoltente de falla.

Coulomb (1776), ideó un modelo físico que relaciona el esfuerzo de corte con el esfuerzo normal actuante perpendicular al plano de falla en el instante que empieza el deslizamiento, mostrado en la Figura 6.23a, donde el bloque de madera está apoyado sobre una superficie plana horizontal. Si W es el peso del bloque entonces N será la fuerza normal debida a este peso, T es la fuerza de corte que impide el deslizamiento y actúa en un área A de contacto. La fuerza H para inicializar el deslizamiento será:

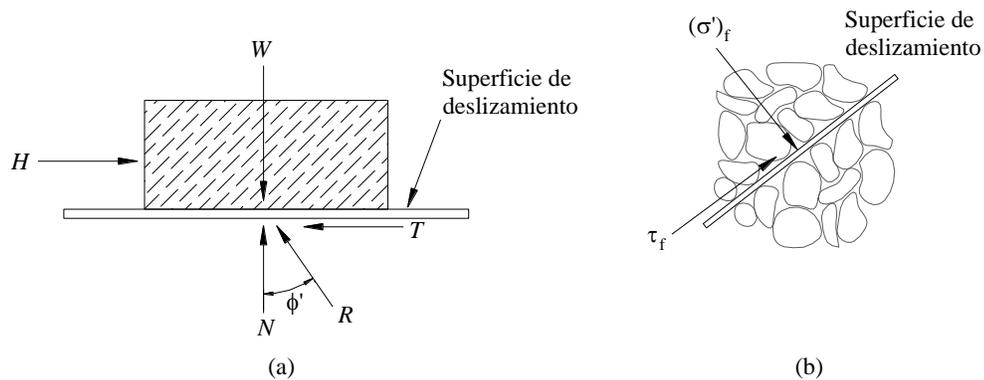
$$H = \mu * W$$

Y la fuerza que impide el movimiento será:

$$T = \mu * N$$

Donde: μ es el coeficiente de fricción estática entre el bloque y la superficie de deslizamiento.

Figura 2.23. Modelo físico para suelos del tipo I



Fuente: Budhu, 2015.

(a) Bloque de madera antes del deslizamiento. (b) Partículas antes del deslizamiento.

Al ángulo (φ') definido entre la fuerza resultante R y la fuerza normal se lo llama el ángulo de fricción, que será:

$$\varphi' = \tan^{-1} \mu$$

Coulomb determinó que la relación entre el esfuerzo de corte y el esfuerzo normal será:

$$\tau_f = \sigma' * \tan \varphi' \quad [Ec. 2.19.]$$

Donde:

$\tau_f =$ Es el esfuerzo de corte en el instante del deslizamiento, que será: T/A.

$(\sigma')_f =$ Es el esfuerzo efectivo normal en el instante del deslizamiento, que es: N/A.

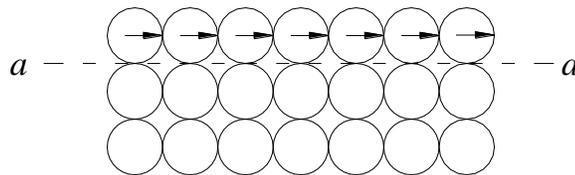
El subíndice f denota falla y es utilizado para identificar el valor de los parámetros en el instante que empieza el deslizamiento. Falla no necesariamente debe entenderse como el colapso del suelo, sino es el inicio del movimiento de las partículas unas respecto de otras, este deslizamiento resulta ser el primer paso a que el suelo colapse. La *Figura 2.23.b.*, muestra la equivalencia de este modelo físico con lo que ocurre en las partículas del suelo en el instante del desplazamiento.

A la ecuación [Ec. 2.19] se la conoce como la ley friccional de Coulomb y para ser válida requiere el desarrollo de un plano de falla. En el caso del bloque de madera el plano de falla será la superficie de contacto entre bloque-superficie, mientras que en el suelo no puede saberse con precisión donde se desarrollará el plano de falla de las partículas.

Si se grafica la ecuación [Ec. 2.19.] en el sistema de esfuerzo de corte y esfuerzo efectivo normal, se obtiene una curva igual a la línea OC de la *Figura 2.20*. Esta envolvente de falla tiene un ángulo de fricción crítico ϕ'_{cr} , entonces si se plantea que: $\phi' = \phi'_{cr}$, la ley de Coulomb puede ser usada como un modelo que describe el comportamiento del suelo del tipo I en el estado crítico.

Si a las partículas del suelo se las asemeja a esferas, la *Figura 2.24*. muestra que el desplazamiento de estas en los suelos del tipo I es simple y con la tendencia a moverse a través de los espacios vacíos respecto al plano de falla $a-a$ que se desarrolla. La dirección del movimiento podría tener una componente descendente que originará la compresión del suelo.

Figura 2.24. Forma de deslizamiento de las partículas en suelos del tipo I.



Fuente: Budhu (2015).

Los suelos del tipo I reciben el nombre de suelos no dilatantes ($\alpha = 0$), porque no presentan un esfuerzo de corte pico, el esfuerzo de corte crítico (τ_{cr}) por lo general se presenta cuando el elemento se deforma en una cantidad $\gamma_{zx} > 10\%$.

El esfuerzo de corte en el estado crítico que será:

$$\tau_{cr} = \sigma'_f * \tan \phi'_{cr}$$

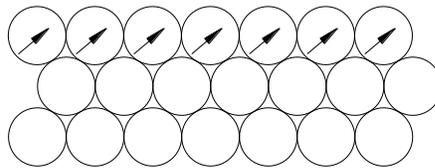
2.13.2. Suelos del tipo II.

La curva OAB mostrada en la *Figura 2.22.*, está compuesta de los valores máximos del esfuerzo de corte pico determinados para los suelos del tipo II en la

Figura 2.19., sin embargo, a partir de un valor elevado del esfuerzo efectivo normal estos no presentan un valor pico, sino que al igual que los suelos del tipo I presentan como valor máximo un esfuerzo de corte crítico, por lo que la envolvente de falla tiene la forma de la curva *OABC*.

La *Figura 2.25.* muestra que las partículas de los suelos del tipo II están ubicadas de manera que se tiene la menor cantidad de espacios vacíos. Entre partículas existe una trabazón que impide el desplazamiento de unas respecto a otras, por lo que las partículas para iniciar su desplazamiento deben pasar unas encima de otras, lo que origina un esfuerzo de corte pico y la expansión en el suelo.

Figura 2.25. Forma de deslizamiento de las partículas en suelos del tipo II.

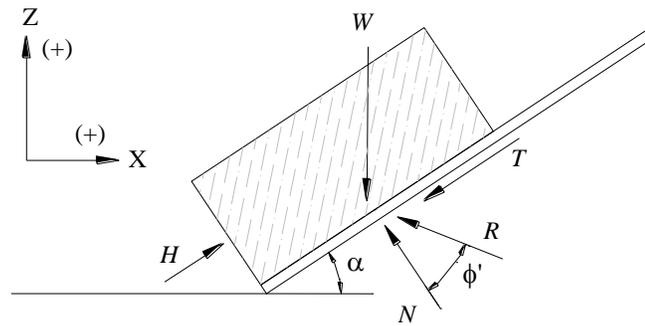


Fuente: Budhu (2015).

A este comportamiento de las partículas que ocasiona el aumento del volumen se lo denomina dilatación y solo se presenta en suelos del tipo II.

En la *Figura 2.26.* se han modificado las condiciones de modelo físico ideado por Coulomb, de tal forma que este se ajuste al comportamiento que presentan los suelos del tipo II. Puede asemejarse la situación de las partículas que antes de desplazarse deben superar la trabazón que existe entre ellas, al caso de mover un bloque contra una pendiente de inclinación α .

Figura 2.26. Modelo físico para suelos del tipo II



Fuente: Budhu (2015).

De acuerdo a las condiciones de equilibrio en las direcciones X y Z se tendrá que:

$$\Sigma F_x = 0 ; \text{ Por lo tanto: } H - N \cdot \sin \alpha - \mu \cdot N \cdot \cos \alpha = 0$$

Y

$$\Sigma F_y = 0 ; \text{ Por lo tanto: } N \cdot \cos \alpha - \mu \cdot N \cdot \sin \alpha - W = 0$$

Despejando H y W de estas ecuaciones se tendrá que:

$$H = N \cdot (\sin \alpha + \mu \cdot \cos \alpha) \quad W = N \cdot (\cos \alpha - \mu \cdot \sin \alpha)$$

Dividiendo H entre W miembro a miembro y simplificando se tendrá que:

$$\frac{H}{W} = \frac{\mu + \tan \alpha}{1 - \mu \cdot \tan \alpha}$$

Análogamente al anterior modelo para suelos del tipo I, se realizan operaciones en esta ecuación donde se sustituyen los valores de: H por τ_f , W por σ'_f y $\mu = \tan \varphi'$, por lo que se tendrá:

$$\tau_f = \sigma'_f * \frac{\tan \varphi' + \tan \alpha}{1 - \tan \varphi' * \tan \alpha}$$

Aplicando identidades trigonométricas se tendrá que:

$$\tau_f = \sigma'_f * \tan(\varphi' + \alpha) \quad [Ec. 2.20.]$$

La ecuación [Ec. 2.20.] representa la ley friccional de Coulomb para los suelos del tipo II. Si esta se grafica en el sistema de esfuerzo de corte y esfuerzo efectivo normal, se obtiene una curva igual a la *OABC* de la *Figura 2.22.*, donde el valor de α va decreciendo conforme aumenta el esfuerzo efectivo normal hasta tomar el valor de cero en *B*.

Al ángulo α se lo conoce como el ángulo de dilatancia, este es una medida de la deformación unitaria vertical respecto al desplazamiento originado por la deformación angular del suelo en el instante del esfuerzo de corte máximo (pico), que será:

$$\tan \alpha = \frac{\Delta z}{\Delta x} \quad [Ec. 2.21.]$$

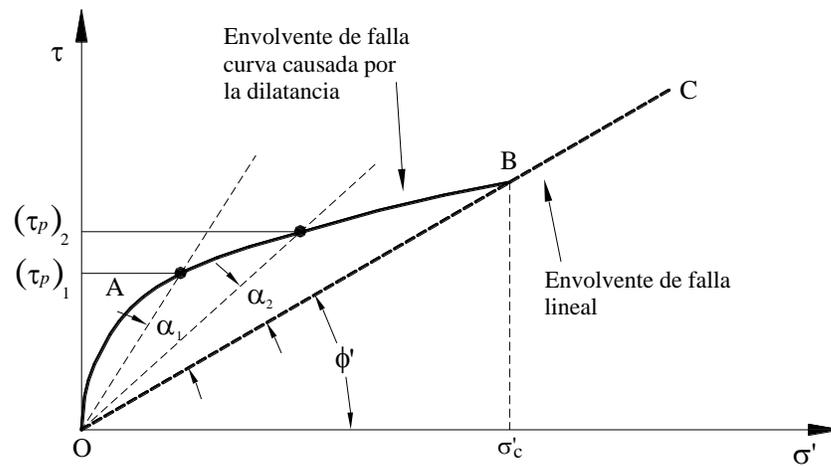
Donde:

$\Delta z =$ Desplazamiento vertical (expansión) del suelo ensayado al cortante.

$\Delta x =$ Desplazamiento horizontal del suelo ensayado al cortante.

Si con el incremento del esfuerzo efectivo normal disminuye la expansión en los suelos del tipo II, también este incremento influirá en el ángulo de dilatancia. La *Figura 2.27.* muestra que un valor bajo del esfuerzo efectivo normal resulta en un mayor valor del ángulo de dilatancia (α_1), mientras que un elevado valor del esfuerzo efectivo normal resulta en un pequeño valor del ángulo de dilatancia (α_2). El efecto neto de α debido al incremento del esfuerzo efectivo normal es la envolvente de falla curva *OAB* que se ve en la *Figura 2.27.*

Figura 2.27. Efecto de la dilatancia en la envolvente de falla en suelos tipo II



Fuente: Budhu (2015).

A partir del punto B la envolvente de falla toma una forma lineal, es decir que el suelo pasa de un estado sobreconsolidado a ligeramente sobreconsolidado ($OCR < 2$). La condición para un suelo ligeramente sobreconsolidado es: $2 < OCR < 1$, por lo tanto, hasta un valor de 2 del índice de sobreconsolidación se considera al suelo como ligeramente sobreconsolidado. Entonces se puede escribir que:

$$OCR = \frac{\sigma'_0}{\sigma'_c} = 2$$

Por lo tanto, el esfuerzo efectivo normal que requiere el suelo para pasar a un estado sobreconsolidado a ligeramente sobreconsolidado será:

$$\sigma'_c = \frac{1}{2} * \sigma'_0$$

El valor del esfuerzo efectivo normal que recibe el suelo en el tramo OB no es mayor al que actuó (σ'_0) para llegar al estado denso en que se encuentran las partículas y es menor que σ'_c , a partir del punto B el suelo recibe un esfuerzo normal efectivo (σ'_c) que ocasiona que el suelo pase a un estado ligeramente

sobreconsolidado y al continuar aumentando el esfuerzo efectivo normal el suelo pasará a un estado normalmente consolidado ($OCR = 1$).

Los suelos del tipo II reciben el nombre de suelos dilatantes. Cada valor de esfuerzo de corte pico (τ_p) tendrá un respectivo ángulo de dilatación denominado α_p . La envolvente de falla OAB de la Figura 2.27. tendrá un ángulo de fricción pico ϕ'_p para cada valor del esfuerzo de corte pico, que será:

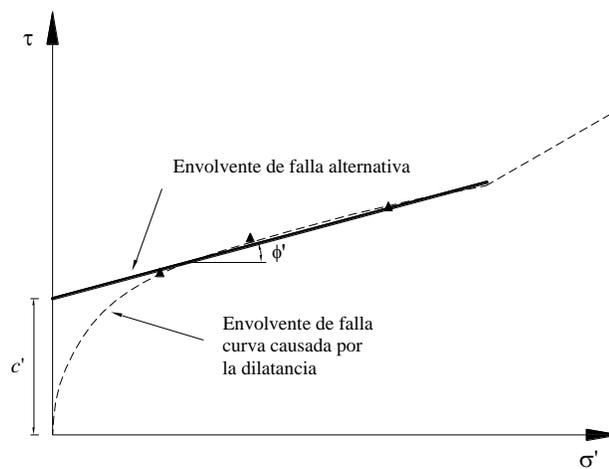
$$\phi'_p = \phi'_{cr} + \alpha_p$$

El esfuerzo de corte en el pico para suelos dilatantes será:

$$\tau_p = \sigma'_f * \tan \phi'_p$$

Puede aplicarse un criterio para compensar el efecto de dilatación en el suelo y determinar el esfuerzo de corte pico omitiendo el ángulo de dilatación, la Figura 2.27. muestra la envolvente de falla para un suelo del tipo II en trazo segmentado, donde se ha ajustado una línea recta en trazo lleno que representará a una envolvente de falla alternativa.

Figura 2.28. Envolvente de falla alternativa.



Fuente: Budhu (2015).

Esta envolvente alternativa posee los parámetros φ'_p y c' , que son netamente geométricos muy aproximados a los reales. El esfuerzo de corte pico será:

$$\tau_p = \sigma'_f * \tan \varphi'_p + c'$$

Donde:

φ' = Angulo de fricción geométrico.

c' = Cohesión geométrica.

2.13.3. Suelos del tipo II-A.

La línea OD de la *Figura 2.22*. es la envolvente de falla para los suelos del tipo II-A. Estos suelos (arcillas) a diferencia de otros toleran grandes deformaciones hasta llegar a un esfuerzo de corte residual, que está por debajo del esfuerzo de corte pico y crítico.

En estos suelos la falla se produce cuando el esfuerzo de corte llega al valor residual, por lo que la envolvente es formada con los valores residuales del esfuerzo de corte. La envolvente de falla posee un ángulo de fricción residual φ'_r .

El esfuerzo de corte para el estado residual será:

$$\tau_r = \sigma'_f * \tan \varphi'_r$$

En la Tabla 2.1 se muestran rangos de valores típicos de los ángulos de fricción: φ'_{cr} , φ'_p y φ'_r , para diversos suelos comúnmente encontrados.

Tabla 2.1. Rango de valores para ángulos de fricción

Tipo de suelos	ϕ'_{cr}	ϕ'_p	ϕ'_r
Grava	30 – 35	35 – 50	-
Mezcla de grava y arena con suelos fino	28 – 33	30 – 40	-
Arena	27 – 37	32 – 50	-
Limo o limo arenoso	24 – 32	27 – 35	-
Arcilla	15 – 30	20 – 30	5 – 15

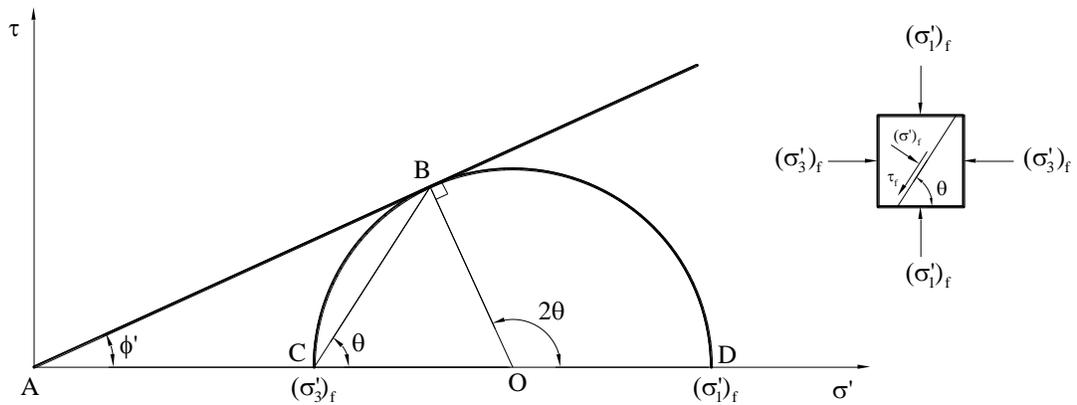
Fuente: Budhu, (2015).

2.14. Criterio de falla de Mohr - Coulomb.

En la *Figura 2.29*. se han trazado la envolvente de falla para un suelo del tipo I. Por otra parte se han ensayado un elemento representativo de suelo del tipo I a un esfuerzo principal normal σ_1 y de confinamiento σ_3 , hasta alcanzar la falla en: $(\sigma_1)_f$ y $(\sigma_3)_f$. Luego se ha dibujado el círculo de esfuerzos de Mohr para estos esfuerzos de falla, siendo este tangente en un punto a la envolvente de falla, donde los esfuerzos en el plano de falla del elemento son representados por el punto B que serán: $(\sigma)_f$ y τ_f .

El criterio de falla de *Mohr – Coulomb* consiste en relacionar los esfuerzos principales con el ángulo de fricción del suelo en la falla, de tal forma que mediante estas relaciones puedan determinarse el valor de los parámetros de corte apropiados para un diseño geotécnico.

Figura 2.29. Envolvente de falla de Mohr-Coulomb para suelos del tipo I.



Fuente: Budhu, 2015.

El centro O del círculo está ubicado a: $(\sigma'_{1f}) + (\sigma'_{3f})$

El radio OB del círculo será: $(\sigma'_{1f}) - (\sigma'_{3f})$

Según el triángulo ABO se tendrá que:

$$\sin \varphi' = \frac{BO}{AO}$$

Por lo tanto reemplazando las equivalencias de BO y AO, se tendrá que:

$$\sin \varphi' = \frac{\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f}}{\sigma'_{1f} + \sigma'_{3f}} \quad [Ec. 2.22.]$$

Donde el valor del ángulo φ' corresponde al valor del ángulo de fricción crítico φ'_{cr} . Por lo tanto, con la ecuación [Ec. 2.22.] se puede determinar el parámetro φ' en base a los esfuerzos principales de falla.

El ángulo AOB es determinado en base a la suma de los ángulos internos del triángulo ABO que será:

$$\angle AOB = 180 - \varphi' - 90$$

Donde se tendrá que:

$$\angle AOB = 90 - \varphi'$$

Los ángulos BOC y BOD suman 180° , por lo que se escribe:

$$90 - \varphi' + 2\theta = 180^\circ$$

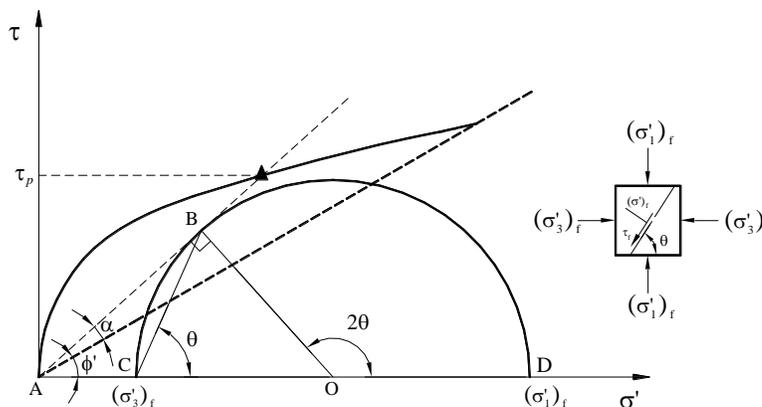
Donde se tendrá que:

$$\theta = 45 + \frac{\varphi'}{2} \quad [Ec. 2.23.]$$

Con la ecuación [Ec. 2.23.] se puede conocer el ángulo de fricción en base a la inclinación del plano de falla en el elemento de suelo o viceversa.

La *Figura 2.30.* muestra la envolvente de falla de un suelo del tipo II en trazo lleno, para el caso de los suelos sobreconsolidados la falla ocurre cuando el esfuerzo de corte alcanza su valor pico, lo que significa que la resistencia debido a la trabazón entre partículas es superada.

Figura 2.30. Envolvente de falla de Mohr-Coulomb para suelos del tipo II.



Fuente: Budhu, (2015).

Para los valores de $(\sigma_1)_f$ y $(\sigma_3)_f$ en el elemento de suelo se tendrá el valor pico del esfuerzo de corte y el círculo de esfuerzos de Mohr para estos esfuerzos principales es trazado como muestra la *Figura 2.30*. siendo este tangente en el punto *B* a una línea secante que parte del origen al valor pico en la envolvente. El punto *B* representa la combinación de esfuerzos normal y de corte en el plano de falla del elemento de suelo, el círculo no toca a la envolvente de falla ya que simplemente en este estado las partículas vencen la trabazón que existe entre ellas y luego pasaran a deslizarse.

Análogamente al caso de la *Figura 2.29* se tendrá que:

$$\sin(\varphi' + \alpha) = \frac{\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f}}{\sigma'_{1f} + \sigma'_{3f}} \quad [Ec. 2.24.]$$

Donde el valor del ángulo φ' corresponderá al valor del ángulo de fricción pico φ'_p con su respectivo ángulo de dilatancia α . Por lo tanto con la ecuación [Ec. 2.24.] puede determinarse el valor del parámetro φ' en base a los esfuerzos principales de falla y el ángulo de dilatancia correspondiente a cada valor del esfuerzo de corte pico.

Por otra parte, de manera análoga la inclinación del plano de falla que se desarrolla en el elemento de suelo será:

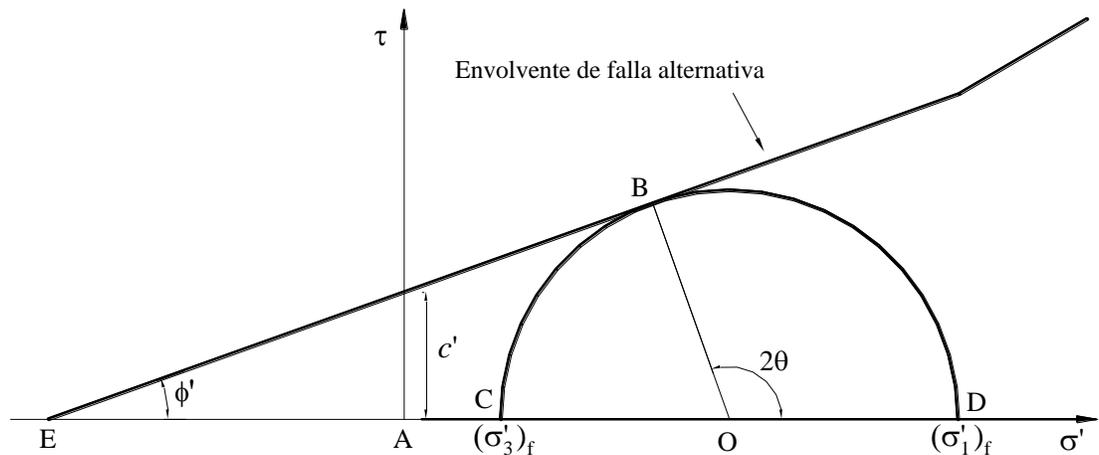
$$\theta = 45 + \frac{\varphi' + \alpha}{2} \quad [Ec. 2.25.]$$

Con la ecuación [Ec. 2.25.] se puede conocer el ángulo de fricción en base a la inclinación del plano de falla en el elemento de suelo y el ángulo de dilatancia o viceversa antes de que este plano se desarrolle.

Si el suelo del tipo II llega a un estado ligeramente sobreconsolidado el valor de α será cero, por lo que el sistema se reduce al caso de un suelo del tipo I.

Puede emplearse el criterio de la envolvente de falla alternativa para omitir el ángulo de dilatación, para así obtener una ecuación que relacione el ángulo de fricción y los esfuerzos principales en el caso de suelos sobreconsolidados.

Figura 2.31. Envolvente de falla de Mohr-Coulomb alternativa para suelos del tipo II.



Fuente: Budhu, (2015).

En la *Figura 2.31.* se ha trazado la envolvente de falla alternativa y se la ha prolongado hasta que intercepte al eje σ' . El círculo de esfuerzos de Mohr para los esfuerzos principales de falla será tangente a la envolvente de falla alternativa en el punto B .

Según el triángulo EBO se tendrá que:

$$\sin \varphi' = \frac{BO}{EO} \quad [Ec. 2.26.]$$

Por lo tanto:

$$EO = EA + AO$$

Entonces puede escribirse que:

$$EO = c' * \cot \varphi' + \frac{\sigma'_{1f} + \sigma'_{3f}}{2} \quad [Ec. 2.27.]$$

Por otra parte:

$$BO = \frac{\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f}}{2} \quad [Ec. 2.28.]$$

Sustituyendo las ecuaciones [Ec. 2.27.] y [Ec. 2.28.] en la ecuación [Ec. 2.26.] se tendrá que:

$$\sin \varphi' = \frac{\frac{\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f}}{2}}{c' * \cot \varphi' + \frac{\sigma'_{1f} + \sigma'_{3f}}{2}}$$

Simplificando esta última expresión se tendrá que:

$$\sigma'_{1f} = \sigma'_{3f} * \left(\frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \right) + 2 * c' * \left(\frac{\cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \right)$$

Si se reemplazan las siguientes equivalencias trigonométricas:

$$\left(\frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \right) = \tan \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right)^2$$

$$\frac{\cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = \tan \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

Se tendrá que:

$$\sigma'_{1f} = \sigma'_{3f} * \tan \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right)^2 + 2 * c' * \tan \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad [Ec. 2.29]$$

Con la ecuación [Ec. 2.29] se puede determinar la cohesión y el ángulo de fricción con los valores de los esfuerzos principales de falla en suelos

sobreconsolidados. Si el suelo llega a un estado ligeramente sobreconsolidado o normalmente consolidado el valor de c' se hace cero, lo que significa que el segundo término de la ecuación [Ec. 2.29] desaparece quedando:

$$\sigma'_{1f} = \sigma'_{3f} * \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)^2 \quad [Ec. 2.30]$$

2.15. Ensayo Triaxial.

La prueba Triaxial se elige casi siempre para estudios de nuevos fenómenos, ya que es relativamente simple y versátil. La prueba Triaxial es la más adecuada para estos estudios y se requiere ingeniería geotécnica para el diseño de proyectos específicos y el estudio y comprensión del comportamiento de los suelos.

Los ensayos Triaxiales son los más confiables y utilizados para determinar las características de esfuerzo – deformación y los parámetros de resistencia al corte del suelo. Estos son ensayos donde se pueden variar las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales (Triaxial) sobre una muestra de suelo y así crear condiciones que se asemejen a las reales en campo.

2.16. Objetivo de las pruebas Triaxiales.

Finalidad de realizar ensayos Triaxiales es determinar las propiedades mecánicas del suelo. Se supone que los especímenes del suelo a ensayar son homogéneos y representativos del material en el campo, y que las propiedades del suelo deseadas pueden obtenerse de las pruebas Triaxiales, ya sea directamente o por interpretación o por interpretación a través de alguna teoría.

Las propiedades mecánicas más frecuentemente buscadas en las pruebas Triaxiales son relaciones esfuerzo – deformación, cambio de volumen o el comportamiento de la presión de poro, y la resistencia al corte del suelo. Incluidos

en el comportamiento esfuerzo – deformación están también la compresibilidad y el valor del coeficiente de presión de tierra en reposo K_0 .

Otras propiedades que pueden obtenerse a partir de las pruebas Triaxiales, que incluye el tiempo como componente, son la permeabilidad, el coeficiente de consolidación y las propiedades relacionadas con el comportamiento dependiente del tiempo, tales como efectos de velocidad, fluencia y relajación del esfuerzo.

Es importante que el depósito natural del suelo o el relleno de donde se hayan extraído las muestras de suelo en el campo sean suficientemente uniformes para que las muestras de suelo posean las propiedades adecuadas y representativas de la masa del suelo en el campo.

Por lo tanto, es fundamental que la geología del sitio sea bien conocida y entendida. Incluso entonces, las muestras de depósitos uniformes “contienen” propiedades que son representativas del depósito de campo. Esto puede ocurrir:

- a) Debido al cambio en el estado de esfuerzo efectivo que siempre este asociado con el proceso de muestreo.
- b) Debido a perturbaciones mecánicas por el muestreo, transporte o manipulación en el laboratorio.

Las propiedades de esfuerzo y resistencia de las arcillas muy sensibles que han sido perturbadas no pueden regenerarse en el laboratorio ni obtenerse de otra manera mediante la interpretación de ensayos realizados con muestras inadecuadas.

2.17. Concepto del ensayo Triaxial.

El concepto a seguir en la prueba de suelos es simular lo más cerca posible el proceso que se desarrolla en campo. Debido a que hay un gran número de variables (i.e. densidad, contenido de agua, grado de saturación, condiciones de carga de relación de sobreconsolidación, trayectos de esfuerzo), que influyen en el comportamiento del suelo resultante, la manera más simple y directa de obtener información pertinente a las condiciones de campo es para duplicarlos lo más cerca posible.

Sin embargo, debido a limitaciones en el equipo y debido a las limitaciones prácticas en la cantidad de pruebas que se pueden realizar para cada proyecto, es esencial que:

1. Se conozcan las condiciones reales de carga en el campo (incluyendo condiciones de drenaje).
2. El equipamiento de laboratorio puede reproducir estas condiciones en un grado de precisión requerida.
3. Se puede hacer una estimación razonable de la importancia de las diferencias entre las condiciones de carga en el campo y las que pueden producirse en el equipo de laboratorio.

Está claro que la prueba Triaxial en muchas características es incapaz de simular varios aspectos importantes de las condiciones de carga en el campo. Por ejemplo, no se pueden investigar los efectos del esfuerzo principal intermedio, los efectos de las rotaciones de los esfuerzos principales y los efectos del drenaje parcial durante la carga en el campo no pueden ser investigados sobre la base de la prueba Triaxial.

Los efectos de tales condiciones requieren estudios que involucran otros tipos de equipos o análisis de problemas de valores límite ya sea por soluciones de forma cerrada o soluciones obtenidas mediante técnicas numéricas.

2.18. La prueba Triaxial.

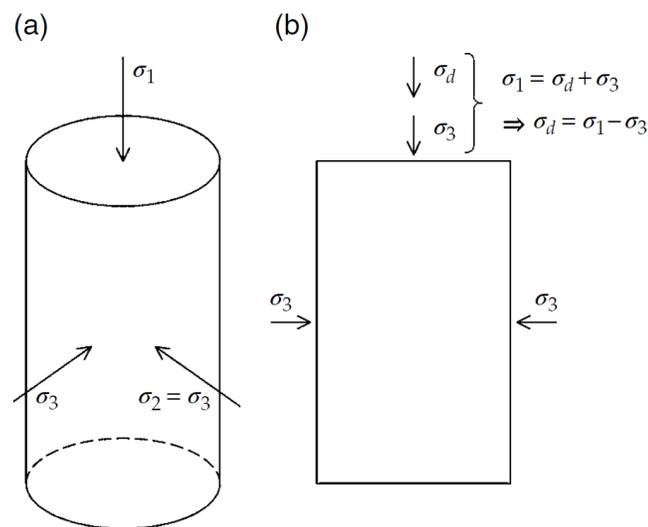
Se realiza más a menudo en una muestra cilíndrica como se muestra en la *Figura 2.32*.

- a) Se aplican esfuerzos principales a la muestra cómo se indica en la *Figura 2.32*

b) Primero se aplica una presión de confinamiento, σ_3 , que es aplicada al espécimen. Esta presión actúa alrededor y por lo tanto en todos los planos de la muestra. Entonces se aplica una diferencia de esfuerzo adicional σ_d , se aplica en la dirección axial. El esfuerzo aplicado al espécimen en la dirección axial es:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d \quad [\text{Ec. 2.31.}]$$

Figura. 2.32. a) *Espécimen cilíndrico para la prueba Triaxial* y b) *Esfuerzos aplicados al espécimen Triaxial.*



Fuente: P.V. Lade (2016).

Y por lo tanto:

$$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 \quad [\text{Ec. 2.32.}]$$

En el caso general, tres esfuerzos principales, $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ pueden actuar sobre un elemento de suelo en el campo. Sin embargo, solo se pueden aplicar dos esfuerzos principales diferentes a la muestra en la prueba Triaxial convencional. El esfuerzo principal intermedio, σ_2 , solo puede tener los siguientes valores:

$$\sigma_2 = \sigma_3; \text{ Compression Triaxial}$$

$$\sigma_2 = \sigma_1; \text{ Extension Triaxial}$$

La condición de extensión Triaxial se puede lograr aplicando diferencias de esfuerzo negativo a la muestra. Estos solo producen una reducción de la compresión en la dirección de extensión, pero no se produce esfuerzo en la muestra. El estado de esfuerzo aplicado a la muestra es en ambos casos asimétrico. La ejecución usando un aparato Triaxial, como se ve en la ilustración esquemática de la *Figura 2.33*. El espécimen está rodeado por una tapa y una base y esta unidad se coloca en una celda Triaxial en la que se puede aplicar la presión de la celda. La presión celular actúa como un confinamiento hidrostático para la muestra, y la presión es por lo tanto la misma en todas las direcciones. En adición, se puede aplicar una carga de desviación a través de un pistón que pasa a través de una parte superior de la celda y carga la muestra en la dirección axial. La deformación vertical de la muestra se mide mediante un dial calibrado (o un transductor de deformación electromecánico o mecatrónico), conectado al pistón que recorre la misma distancia vertical que la tapa asentado en la parte superior de la muestra. Las líneas de drenaje se conectan a la muestra de agua saturadas a través de la base (o tanto la tapa como la base), y conectadas a una bureta o un dispositivo de control de volumen fuera de la celda Triaxial. Esto permite realizar mediciones de los cambios de volumen de la muestra durante la prueba. Alternativamente, la conexión a la bureta puede ser cerrada impidiendo así que la muestra cambie de volumen.

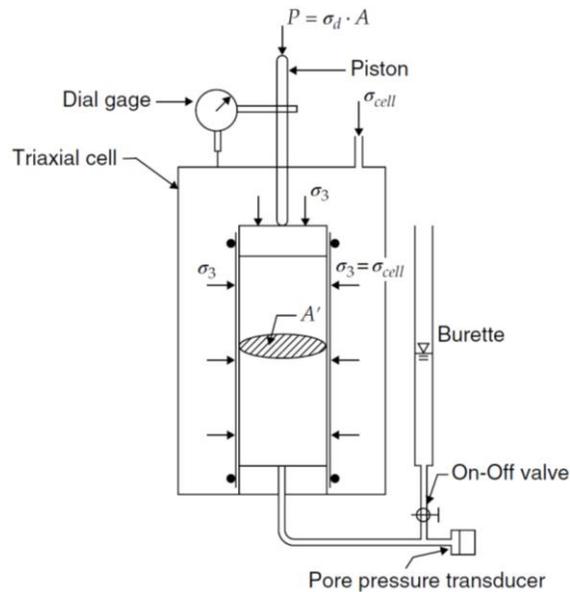
En lugar de ello, la presión del agua del poro se puede medir mediante un dispositivo de control de volumen calibrado en función al desplazamiento el mismo está conectado a la línea de drenaje.

Las siguientes cantidades se miden en una prueba Triaxial típica:

1. Presión de confinamiento.
2. Esfuerzo desviador.
3. Deformación vertical (o axial).
4. Cambio de volumen o presión del poro de agua.

Estas mediciones constituyen la base de datos a partir de la cual se pueden derivar otras cantidades (i.e. la diferencia de esfuerzo ($\sigma_1 - \sigma_3$)), la deformación axial ζ_l , y la deformación volumétrica ζ_v .

Figura 2.32. Diagrama esquemático de un aparato Triaxial.



Fuente: P. V. Lade (2016).

2.19. Ventajas y limitaciones.

Considerando que la prueba Triaxial puede proporcionar potencialmente una proporción sustancial de las propiedades mecánicas requeridas para un proyecto, tiene limitaciones, especialmente cuando se encuentran condiciones especiales y requiere una aclaración basada en la experimentación.

Las ventajas de a prueba Triaxial son:

1. El drenaje puede ser controlado, (encendido – apagado)
2. El cambio de volumen o la presión de poro puede ser medido.

3. La succión puede ser controlada en el conducto para un suelo parcialmente saturado.
4. Las deformaciones medidas permiten el cálculo de esfuerzos y módulos.
5. En el aparato Triaxial se puede aplicar una mayor variedad de trayectos de esfuerzo y de deformación que en cualquier otro aparato de pistón de prueba. (i.e. cargas de consolidación anisotrópicas iniciales en cualquier relación de esfuerzos incluyendo el esfuerzo K_0 , el corte activo y pasivo).

Las limitaciones de la prueba Triaxial son:

1. Las concentraciones de esfuerzo debidas a la fricción entre el espécimen y las placas de extremo (tapa y base), causan esfuerzos y esfuerzos no uniformes y por lo tanto esfuerzo – deformación no uniforme, cambio de volumen o respuesta de presión de poro.
2. Solamente pueden aplicarse condiciones de esfuerzo axisimétrica a la muestra, mientras que la mayoría de los problemas de campo implican una deformación plana o condiciones tridimensionales generales con rotación de tensiones principales.
3. Los ensayos Triaxiales no pueden proporcionar todos los datos necesarios para caracterizar el comportamiento de un depósito de suelo anisotrópico o anisótropo cruzado, como se ilustra en la *Figura 2.33*.
4. Aunque la condición de esfuerzo principal asimétrica es limitada, es más difícil aplicar esfuerzos de corte adecuados a esfuerzo al suelo en pruebas relativamente simples.

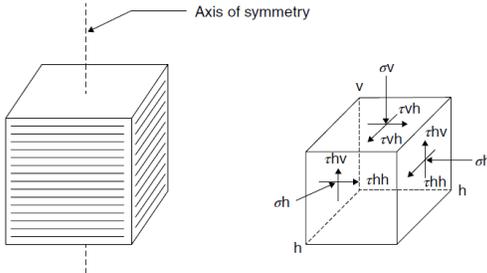
La primera limitación enumerada anteriormente se puede superar aplicando extremos lubricados en el espécimen de forma que se pueden producir esfuerzos y esfuerzos uniformes y, por lo tanto, una respuesta correcta del suelo.

Además de las limitaciones mencionadas anteriormente, deben mencionarse que puede ser más fácil producir ciertas vías de esfuerzo en otros equipos especiales en el aparato Triaxial (i.e. $K_0 - Test$). La prueba está limitada aplicada

en los puntos 2 y 3 anteriores, combinan la versatilidad con relativa simplicidad en concepto y rendimiento. Otros equipos en los que pueden aplicarse tres esfuerzos principales desiguales o en los que las direcciones principales de esfuerzo pueden girar no tienen la versatilidad o son más complicados de operar. Por lo tanto, otros tipos de equipos tienen sus propias ventajas y limitaciones. Estos otros tipos de equipos incluyen la deformación plana, el Triaxial verdadero, el corte simple, el corte direccional y el aparato de corte por torsión.

Todos estos equipos son, con la excepción de los aparatos de corte simple, empleados principalmente para fines de investigación.

Figura 2.33. Suelo anisotrópico cruzado que requiere resultados de pruebas más que Triaxiales para la caracterización completa.



The diagram shows a soil specimen with a vertical axis of symmetry. A 3D stress element is shown with normal stresses σ_v (vertical), σ_h (horizontal), and shear stresses τ_{vh} , τ_{hv} , τ_{hh} , and τ_{hh} (repeated). The vertical axis is labeled 'Axis of symmetry'.

$$\begin{bmatrix} \frac{1}{E_h} & -\frac{\mu_{hv}}{E_h} & -\frac{\mu_{hh}}{E_h} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\mu_{hv}}{E_h} & \frac{1}{E_v} & -\frac{\mu_{hv}}{E_h} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\mu_{hh}}{E_n} & -\frac{\mu_{hv}}{E_n} & \frac{1}{E_h} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{hv}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{vh}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\mu_{hh})}{E_n} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \sigma_h \\ \sigma_v \\ \sigma_h \\ \tau_{hv} \\ \tau_{vh} \\ \tau_{hh} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \epsilon_h \\ \epsilon_v \\ \epsilon_h \\ \gamma_{hv} \\ \gamma_{vh} \\ \gamma_{hh} \end{Bmatrix}$$

Require tests with application of shear stresses

Fuente: P. V. Lade. (2016).

2.20. Consolidación y Corte de las etapas de ensayo.

Las pruebas de laboratorio se realizan para simular las condiciones de carga en el campo lo más cerca posible. La mayoría de las condiciones de campo y las pruebas correspondientes se pueden simplificar para consistir en dos etapas: consolidación y corte.

2.20.1. Consolidación.

En la primera etapa se establece la condición inicial del suelo en término de esfuerzos efectivos e historial de esfuerzos (incluyendo la sobreconsolidación si corresponde). Por lo tanto, se aplican los esfuerzos correspondientes a las que actúan sobre el elemento de suelo en el campo debido al peso de los estratos de suelo superpuestos y otros materiales o estructuras que existen en el momento en el que las propiedades mecánicas (esfuerzo – deformación, resistencia, etc.), son buscadas.

Se permite un tiempo suficiente para que se produzca la consolidación completa bajo los esfuerzos aplicados. La condición en el elemento de campo se ha establecido ahora en el espécimen Triaxial.

2.20.2. Corte.

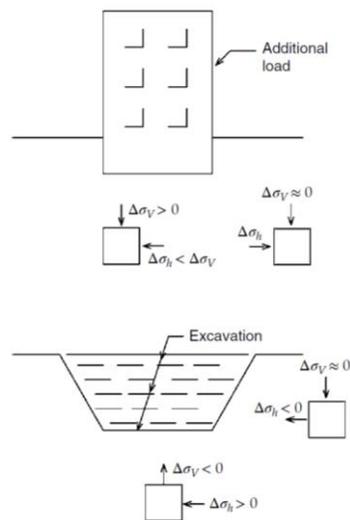
En la segunda etapa de la prueba Triaxial se aplica un esfuerzo adicional para alcanzar el pico de falla y más allá bajo condiciones de drenaje relevantes. El esfuerzo adicional aplicada al espécimen debe corresponder lo más posible al cambio de esfuerzo en el elemento de campo debido a algunos nuevos cambios en la situación general de carga en el campo. Este cambio puede consistir en un aumento o disminución del esfuerzo vertical (i.e. debido a una adición de una estructura o excavación de estratos de suelo superpuestos) o de un aumento o disminución del esfuerzo horizontal (i.e. debido a las mismas construcciones que causan los cambios de los esfuerzos verticales). Cualquier combinación de cambio

de esfuerzos verticales y horizontales pueden ser simuladas en la prueba Triaxial (i.e. cambios de esfuerzo vertical y horizontal en el campo) se muestran en *Figura 2.34*.

Por lo general, es deseable saber cuánto cambio en la carga el suelo puede sostener sin fallar y cuanta deformación se producirá bajo condiciones normales de trabajo. Por lo tanto, el ensayo continuo usualmente para encontrar la resistencia del suelo bajo las condiciones de carga apropiadas. Los resultados se usan como un factor de seguridad apropiado para que los esfuerzos de trabajo normales estén siempre algo por debajo de la resistencia máxima. Las relaciones esfuerzo – deformación obtenidas de las pruebas Triaxiales proporcionan a la base para la determinación de deformaciones en el campo.

Esto puede hacerse de forma simplificada mediante soluciones o empleando los resultados de las pruebas Triaxiales para la calibración de un modelo constitutivo utilizando con un método numérico en programas de ordenador de elementos finitos o de diferencias finitas.

Figura 2.34. Ejemplos de cambios de esfuerzo que dan lugar a fallas en el campo.



Fuente: P. V. Lade

2.21. Tipos de pruebas Triaxiales.

Las condiciones de drenaje en el campo deben duplicarse lo más posible en las pruebas de laboratorio. Esto puede hacerse mediante instalaciones de drenaje o prevenciones apropiadas como se discutió anteriormente para la prueba Triaxial. En la mayoría de los casos, las condiciones de drenaje de campo pueden aproximarse mediante uno de los tres tipos de prueba siguientes:

1. Prueba Consolidado – Drenado, llamada prueba (CD) o simplemente una prueba de drenaje.
2. Prueba Consolidado – No Drenado, o prueba (CU).
3. Prueba No Consolidado – No Drenado, o prueba (UU).

Estos ensayos están descritos en las normativas ASTM D7141-2014, D4767-14 y D5850-14.

La condición de drenaje en la prueba de laboratorio corresponde lógicamente a cada caso en el campo y depende de una comparación de la tasa de carga con la velocidad a la que el agua puede escapar o ser aspirado por el suelo. Por lo tanto, la permeabilidad del suelo las condiciones límite de drenaje en el campo junto con la tasa de carga juegan un papel clave en la determinación en el tipo de análisis y en el tipo de prueba, drenado o no drenados, que son apropiados para cada caso. Casos de campo con drenaje parcial pueden ser duplicados correctamente en pruebas de laboratorios si se determina la trayectoria de esfuerzo efectivos para la condición de diseño. Sin embargo, la idea de las pruebas CD, CU y UU es hacer relativamente sencillo para el ingeniero de diseño analizar una condición que proporcione un factor de seguridad suficiente bajo la condición real de drenaje, sin tratar de estimar, experimentar o replicar el camino de estrés real.

Se ha determinado a través de la experiencia y el sentido común que las condiciones extremas se drenan y no se drenan con y sin consolidación como cuestión práctica, en laboratorio comercial es más fácil realizar una prueba no drenada que una prueba drenada porque es más fácil y más rápido medir las

presiones de poros que el cambio de volumen. Por lo tanto, incluso los parámetros drenados tienen más probabilidades de ser estimados a partir de una prueba CU que de una prueba CD.

2.21.1. Simulación de Condiciones de Campo.

A continuación, se presenta una breve revisión de los tres tipos de pruebas junto con los ejemplos de casos de campo para los cuales los ensayos son apropiados y con los resultados de resistencia típica mostrados en los diagramas de Mohr.

- Pruebas drenadas.

La consolidación isotrópica se utiliza con mayor frecuencia en la primera etapa de prueba Triaxial. Sin embargo, también es posible una consolidación anisotrópica con cualquier relación de esfuerzos. La etapa de corte de un ensayo drenado se realiza tan lentamente, el suelo es tan permeable y las instalaciones de drenaje son tales que ningún exceso de presión de poro (positivo o negativo), pueda existir en la muestra en cualquier etapa de la de la prueba, estos son:

$$\Delta\mu = 0 \quad [Ec. 2.33.]$$

Seguido del principio del esfuerzo efectivo:

$$\sigma' = \sigma - \mu \quad [Ec. 2.34.]$$

Estos los cambios de esfuerzos efectivos son siempre los mismos cambios de esfuerzo total.

Una muestra de suelo siempre cambia de volumen durante el corte en una prueba drenada. Si se contrae en volumen, expulsa ruidos porosos (normalmente agua o aire), y si se expande en volumen (se dilata), entonces succiona agua o aire en los poros. Si se genera una presión de poro diferente a cero en el ensayo (e.g. realizando el corte demasiado rápido para que el agua no tenga tiempo suficiente para escapar), entonces la muestra expulsará o succionará agua de tal manera que la presión del poro se vaya haciendo cero al tratar de lograr el equilibrio entre los esfuerzos aplicados extremadamente y las presiones efectivas internas. Por lo tanto,

siempre habrá cambios de volumen en una prueba drenada. Por lo tanto, el contenido del agua el espacio vacío y la densidad seca del espécimen al final del ensayo no son a menudo los mismos que inicialmente.

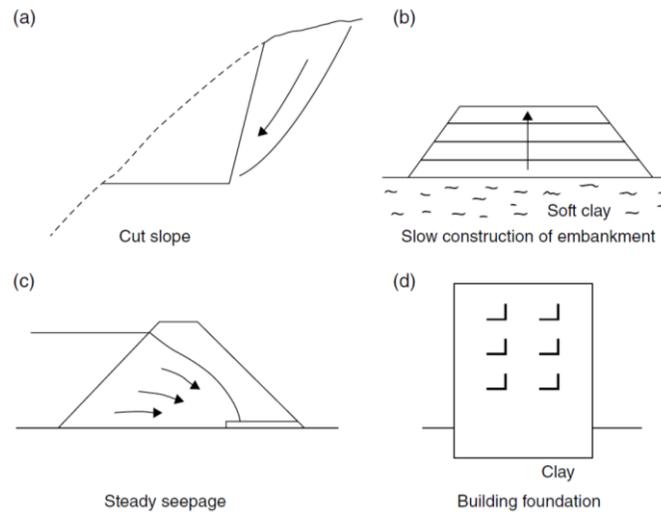
Las siguientes condiciones de campo pueden simularse con una presión aceptable en el ensayo drenado:

1. Casi todos los casos de arena gruesa y grava, saturado o no (excepto si están configurados, por ejemplo, en una lente y/o expuestos a cargas rápidas como ser un sismo)
2. Muchos casos que involucran arenas finas y algunas veces limo si las cargas de campo son aplicadas razonablemente lento.
3. Carga a largo plazo de cualquier suelo, como, por ejemplo:
 - 3.1. Pistas cortadas varios años después de la excavación.
 - 3.2. Terraplén construido muy lentamente en capas sobre un depósito de arcillas blandas.
 - 3.3. Presa de tierra con filtración constante.
 - 3.4. Fundación sobre arcilla mucho tiempo después de la construcción.

Estos casos se ilustran en la *Figura 2.35*. a continuación descrita.

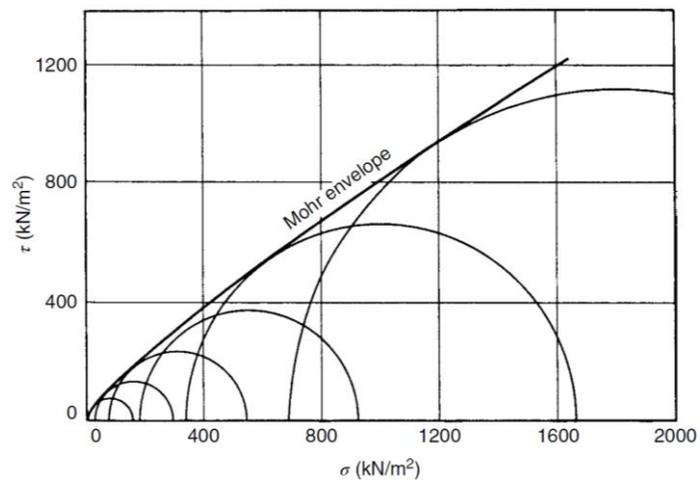
Los resultados de resistencia obtenidos de las pruebas drenadas se ilustran esquemáticamente en diagrama de Mohr de la *Figura 2.36*. La resistencia al corte de los suelos aumenta con el aumento de la presión de confinamiento.

Figura 2.35. Ejemplos de casos de campo para los que se puede determinar la estabilidad a largo plazo sobre la base de los resultados de ensayos drenados.



Fuente: P. V. Lade. (2016).

Figura 2.36. Ilustración esquemática de un diagrama de Mohr con sobre de fallo para pruebas drenadas en el suelo.



Fuente: P. V. Lade (2016)

En el diagrama de la *Figura 2.36*, el esfuerzo total es igual al esfuerzo efectivo ya que este no tiene cambios en la presión de poro [*Ec. 2.33.* y *Ec. 2.34.*]. El ángulo de fricción interna efectivo, ϕ' , disminuye para todos los suelos con el incremento en la presión de confinamiento, y la envolvente de falla es por lo tanto curva como se indica en la *Figura 2.36*. La cohesión efectiva, c' , es cero o muy pequeña, incluso para arcillas sobreconsolidadas. La cohesión efectiva o verdadera de cualquier magnitud significativa solo está presente en los suelos cementados.

La envolvente de fallo de esfuerzo efectivo define entonces el límite entre estados de esfuerzo que pueden alcanzarse en un elemento de suelo y estados de estrés que no pueden ser alcanzados por el suelo en su densidad seca dada y contenido de agua.

- Ensayos consolidados no drenados.

Como en los ensayos drenados, la consolidación isotrópica se usa con más frecuencia en las pruebas de CU. Sin embargo, también se puede aplicar la consolidación, y puede tener mayor influencia en los resultados de los ensayos CU que los ensayos drenados. Se permite que el espécimen se consolide completamente de modo que se haya obtenido el equilibrio bajo los esfuerzos aplicados y no exista ninguna presión de poro excesiva en la muestra.

La etapa de corte no drenado se inicia cerrando la válvula de drenaje antes de iniciar la carga de corte. Por lo tanto, no se permite drenaje, y la tendencia al cambio de volumen se refleja en el cambio en la presión de poro, que puede ser medida por el transductor, *Figura 2.32*. Por lo tanto, la segunda etapa de la prueba CU en una prueba saturada se caracteriza por:

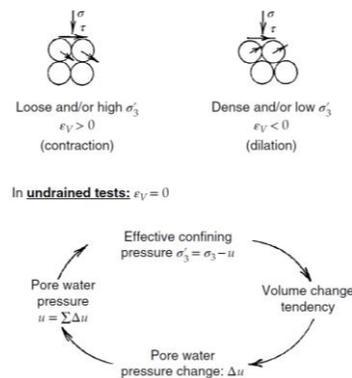
$$\Delta V = 0 \quad [Ec. 2.35.]$$

$$\Delta \mu \neq 0 \quad [Ec. 2.36.]$$

De acuerdo con el principio de esfuerzo efectivo en la ecuación [*Ec. 2.34.*], los esfuerzos efectivos son por lo tanto diferentes de los esfuerzos totales aplicados en

un ensayo CU. La respuesta de presión de poro está directamente relacionada con la tendencia del suelo a cambiar el volumen. Estos se ilustran en la figura 3.7. Por lo tanto, siempre habrá cambios de presión de poro en una prueba no drenada.

Figura 2.37. Ilustración esquemática de los cambios en la presión de poro saturado en ensayos no drenados.



Fuente: P.V. Lade. (2016).

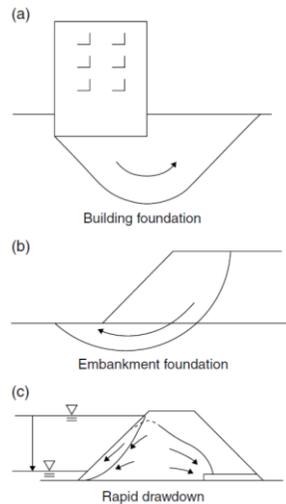
Sin embargo, dado que no hay cambios de volumen del espécimen totalmente saturado, el contenido de agua, la proporción de huecos y la densidad seca al final de ensayo serán los mismos que al final de la etapa de consolidación. Las siguientes condiciones de campo se pueden simular con buena precisión en el ensayo CU:

1. La mayoría de los casos que implican resistencia a corto plazo, es decir, la resistencia de los depósitos del suelo relativamente impermeables (arcilla y suelos arcillosos) que se van a cargar durante periodos que van desde varios días a varias semanas (a veces incluso años para arcillas muy grasas en depósitos masivos) después de la consolidación inicial bajo esfuerzos existentes antes de la carga. Ejemplos de casos en los que las consideraciones de estabilidad a corto plazo son apropiadas:

a) Construcción de cimientos.

- b) Taludes de carreteras, presas, capas base de autopistas.
- c) Presas de tierra durante la extracción rápida (se requieren consideraciones especiales aquí), estos casos están ilustrado en la *Figura 2.38*.

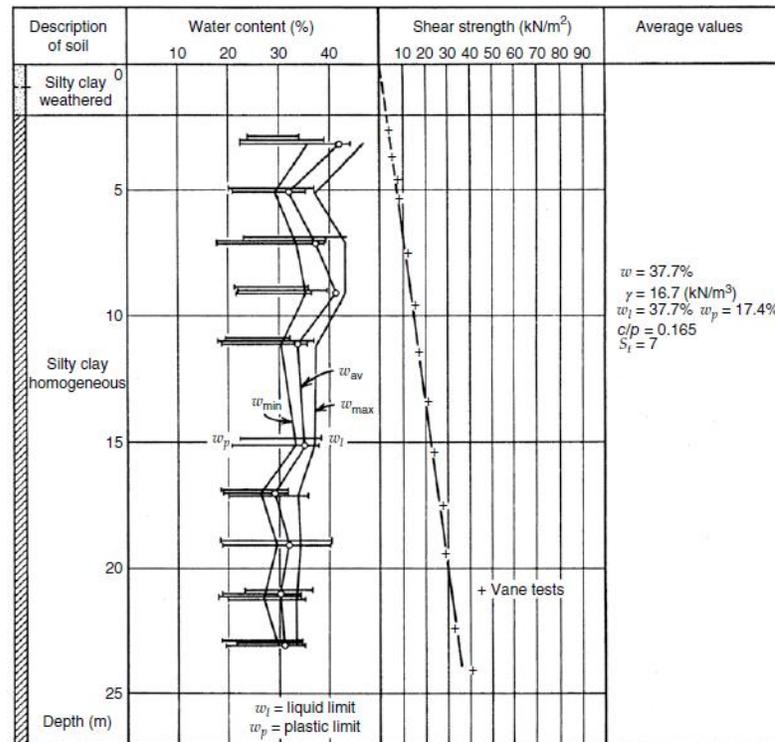
Figura 2.38. Ejemplos de casos de campo para los que se puede determinar la estabilidad a corto plazo sobre la base de los resultados de los ensayos CU.



Fuente: P.V. Lade (2016).

2. Predicción de la variación de la resistencia con la profundidad en un depósito uniforme del suelo del que las muestras solo pueden ser recuperadas cerca de la superficie del suelo. Estos se ilustran en la *Figura 2.39*.

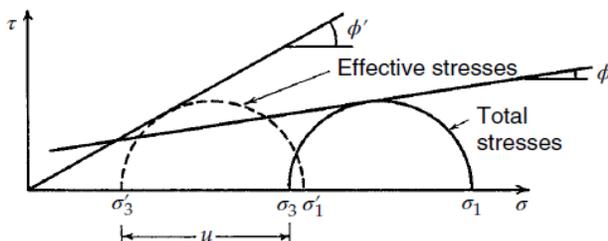
Figura 2.39. Variación de la resistencia con la profundidad en el deposito uniforme del suelo de la arcilla marina de noruega.



Fuente: P. V. Lade. (2016).

Los resultados de resistencia obtenidos de las pruebas CU se ilustran esquemáticamente en el diagrama de Mohr de la Figura 2.40. dado que las presiones de los poros se desarrollan en las pruebas CU, se pueden derivar dos tipos de resistencias a partir de las pruebas no drenadas: resistencia total; y fuerza efectiva.

Fig. 2.40. Ilustración esquemática de un diagrama de Mohr con esfuerzos totales y fallas de esfuerzos efectivos de los ensayos CU sobre el suelo.



Fuente: P. V. Lade (2016).

Los círculos de Mohr correspondientes a estas dos fuerzas siempre tendrán el mismo diámetro, pero son desplazadas por Δv , entre sí. Tanto las envolventes de esfuerzos totales como los efectivos de los ensayos CU sobre arcillas y suelos arcillosos indican una resistencia creciente con el aumento de la presión de confinamiento. En cuanto a los ensayos drenados, el ángulo de fricción efectivo, ϕ' , disminuye con el aumento de la presión de confinamiento, y la curvatura de la envolvente de fallo es a veces más pronunciada que para las arenas. De hecho, la envolvente de resistencia efectiva obtenida de los ensayos CU es muy similar a la obtenida de los ensayos drenados. Por lo tanto, la cohesión efectiva, c' , es cero excepto para los suelos cementados. En particular la cohesión efectiva es cero para los suelos replegados o compactados. El ángulo de fricción de esfuerzo total, ϕ , mientras que la cohesión de tensión total, c , puede tener una magnitud sustancial. El ángulo de fricción de esfuerzo total no es un ángulo de fricción en el mismo sentido que el ángulo de fricción de esfuerzos efectivos. En este último caso, ϕ' , es una medida de la resistencia derivada del esfuerzo normal aplicado, mientras que ϕ es una medida de la fuerza obtenida del esfuerzo de consolidación solamente. Si, por ejemplo, se aplica los parámetros de esfuerzo total en un cálculo de estabilidad de pendiente en el que se añade repentinamente un recargo, el recargo contribuirá a la resistencia al corte en el análisis (que es incorrecta), así como la fuerza motriz, porque no hay distinción entre las fuerzas normales derivadas de los

esfuerzos de consolidación y las causadas por el recargo. Un mejor enfoque sería asignar fuerzas de cizallamiento no drenadas (s_u) basadas en el estado de esfuerzo de consolidación usando un enfoque que implica s_u/σ_v' .

- **Ensayo no consolidado no drenado.**

En el ensayo UU se aplica primero una presión de confinamiento a la muestra y no se permite el drenaje. De hecho, las pruebas UU se realizan con mayor frecuencia en equipos Triaxiales sin instalaciones de drenaje. El suelo ya ha sido consolidado en el campo, por lo que se considera que el espécimen “contiene” las propiedades mecánicas presentes en el lugar en el que se tomó la muestra. Alternativamente, el suelo puede consistir en relleno compactado cuya resistencia no drenada se requiere para análisis de estabilidad antes que se haya producido ninguna consolidación en el campo.

La etapa de corte no drenado se sigue inmediatamente después de la aplicación de la presión de confinamiento. La carga de corte se incrementa generalmente relativamente rápido hasta que se produce un fallo. No se permite el drenaje durante el corte. Por lo tanto, el cambio de volumen es cero para una muestra saturada y la presión de poro es diferente a cero, como se indica en las ecuaciones [Ec. 2.35 y Ec. 2.36]. La presión del poro no se mide y solo se obtiene la resistencia total a partir de este ensayo. Dado que no hay cambios de volumen en un espécimen saturado, la proporción de huecos, el contenido de agua y la densidad seca al final del ensayo serán los mismos que en el suelo.

Las condiciones siguientes pueden simularse en la prueba UU:

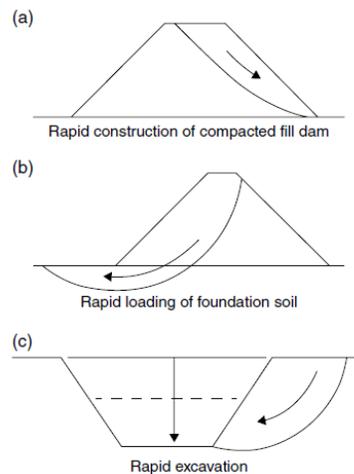
1. La mayoría de los suelos cohesivos de drenaje relativamente pobre, donde las cargas de campo se aplicarán con la suficiente rapidez como para que el drenaje no exista. Ejemplos de campo para los cuales los resultados de las pruebas UU puede ser utilizado:

a) El relleno compactado en una presa de tierra que se está construyendo rápidamente.

- b) La resistencia de un suelo de fundación que se cargara rápidamente.
- c) La resistencia del suelo en una excavación inmediatamente después de realizar el corte.

Estos casos se ilustran en la *Figura. 2.41*.

Figura. 2.41. Ejemplos de casos de campo para los cuales se puede determinar la estabilidad a corto plazo sobre la base de los resultados de las pruebas UU.



Fuente: P. V. Lade (2016).

También se puede hacer diferentes análisis como ser la estabilidad de taludes a corto plazo, cimientos, muros de contención, excavaciones y otros movimientos de tierra.

El análisis comparativo de esfuerzos de corte de un mismo sitio para determinar su variabilidad de la resistencia del suelo de forma rápida y rentable.

Determinación de las condiciones de carga rápida.

2. Suelos saturados y no perturbados, donde se ha retirado una muestra de profundidad, e instala en una celda Triaxial y se presuriza para simular sobre carga en el campo.

Los resultados de resistencia obtenidos a partir de un ensayo UU en un suelo saturado se ilustran esquemáticamente en el diagrama de Mohr, *Figura 2.42*. La fuerza obtenida de las pruebas UU en suelo saturado no se ve afectada por la

1. Saturado
2. Intacto.
3. Homogéneo

Como la arcilla parcialmente saturada (no saturada), fisura rígida de arcillas (no intactas, pueden abrirse fisuras cuando no están confinadas), y las arcillas varved (no homogéneas, no pueden mantener la presión en el agua) no cumplen estos requisitos y no deben ser probado en la prueba de compresión no confinada. Para suelos que califican para y son ensayados en la prueba de compresión no confinada, la resistencia al cizallamiento no drenada es:

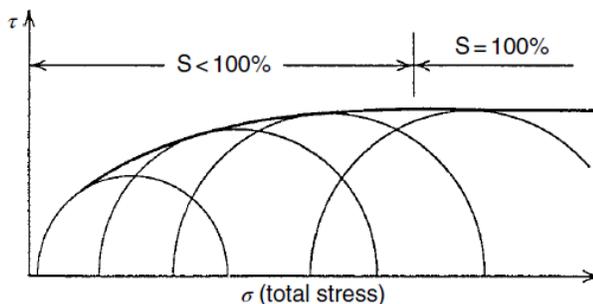
$$s_u = \frac{1}{2} q_u$$

En la que q_u es la resistencia a la compresión no confinada:

$$q_u = (\sigma_1 - \sigma_3)_{max} = \sigma_{1max}$$

Para suelos parcialmente saturados, la envolvente de fallo de Mohr es curvada a presiones de confinamiento bajas, como se ve en la *Figura 2.43*. A medida que los vacíos de aire se comprimen con el confinamiento creciente, el envolvente continúa haciéndose ms plano. Cuando todo el aire se disuelve en el agua de poro, el espécimen está completamente saturado y la envoltura se vuelve horizontal. La resistencia al corte obtenida a plena saturación depende del grado inicial de saturación.

Figura 2.43. Ilustración esquemática de las resistencias del suelo parcialmente saturado obtenido de las pruebas UU.



Fuente: P. V. Lade (2016).

2.22. Selección del tipo de ensayo Triaxial.

La aplicación de propiedades del suelo en análisis de problemas geotécnicos reales está fuera del alcance del presente tratamiento. Sin embargo, es importante saber qué tipo de análisis se van a utilizar las propiedades del suelo antes de iniciar cualquier prueba. Así, diferentes tipos de análisis (estrés total o estrés efectivo, corto o largo plazo) pueden requerir resultados de diferentes tipos de pruebas o resultados de diferentes métodos de interpretación de los resultados. En otras palabras, el análisis que es apropiado para cada condición de campo particular determina el tipo de prueba Triaxial a realizar.

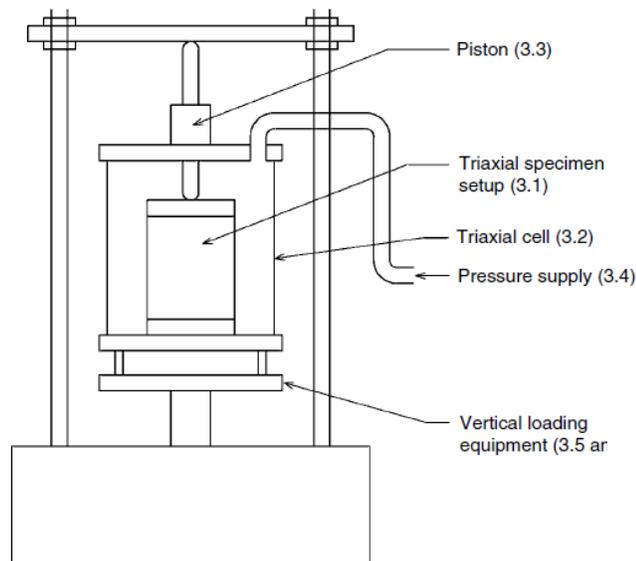
Generalmente, los suelos que tienden a contraerse desarrollarán presiones de poros positivas durante el corte no desmenuzado resultando en una menor resistencia al corte que la obtenida de la condición drenada correspondiente. La estabilidad a corto plazo que involucra condiciones no drenadas sería la más crítica para tales suelos. Por otro lado, los suelos que tienden a dilatarse desarrollarán presiones de poro negativas durante el drenaje dando como resultado una resistencia al cizallamiento más alta que la obtenida de la condición drenada correspondiente. La estabilidad a largo plazo que involucra el comportamiento drenado sería la más crítica para estos suelos. Las condiciones de campo que implican drenaje parcial deben ser analizadas para a condición o condiciones más

críticas. Por ejemplo, una tierra suele someterse a análisis de estabilidad siempre correspondiente a diferentes fases de construcción y condiciones de funcionamiento.

2.23. Instalación Triaxial.

El equipo necesario para la realización de una prueba Triaxial consiste en el montaje de muestras Triaxiales situado dentro de una celda Triaxial llena de fluido, un suministro de presión de confinamiento y un equipo de carga vertical, como se muestra esquemáticamente en la *Figura 2.44*.

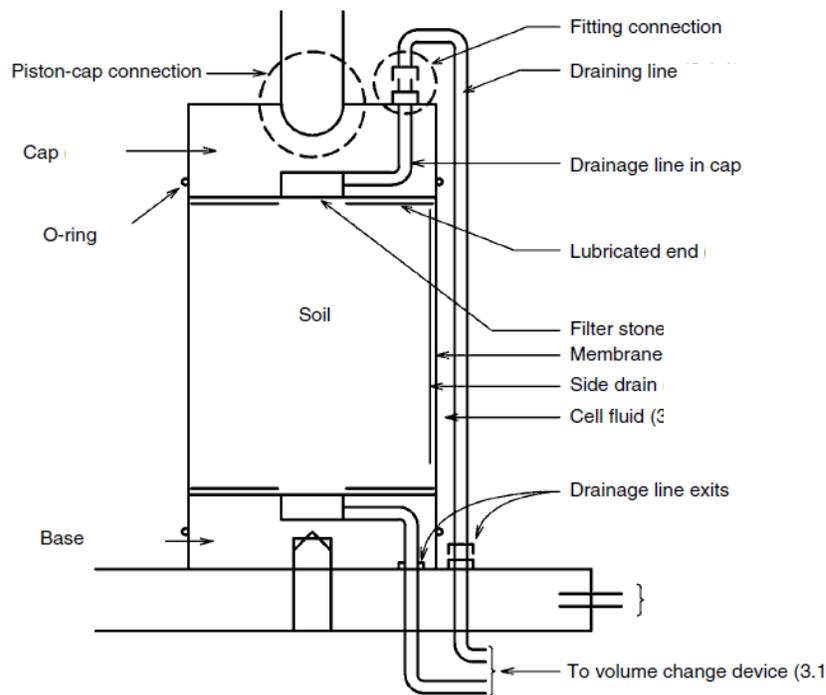
Figura 2.44. Configuración Triaxial con los principales componentes.



Fuente: P. V. Lade (2016)

Los componentes principales empleados en la configuración de la muestra Triaxial se muestran esquemáticamente en la *Figura 2.45*, y se revisan a continuación.

Figura 2.45. Instalación de muestras Triaxiales con los componentes.



Fuente: P. V. Lade (2016)

2.23.1. Espécimen, tapa y base. –

Dimensiones de las muestras

Debido a la variabilidad de parámetros tales como pesos unitarios, valores de modulo, parámetros de resistencia al corte y permeabilidades, los especímenes grandes tienden a mostrar menos variabilidad que los pequeños especímenes, y por esta razón, los que son de gran tamaño son preferibles. Al elegir un tamaño de muestra representativo, deben considerarse las heterogeneidades en el campo, así como el costo de probar especímenes muy grandes. Muy a menudo, el espécimen Triaxial tiene una forma cilíndrica con diámetros que varían de 35 mm. (1,4 in) a 150 mm. (6,0 in). Sin embargo, otras secciones transversales tales como cuadrados y rectangulares, también pueden ser empleados. Es posible que se requieran

muestras con diámetros mayores cuando se ensayan suelos con tamaños de grano más grandes, como grava y roca. Para evitar tamaños de grano inapropiadamente grandes dentro de la muestra Triaxial, *el diámetro de la muestra debe ser por lo menos igual a seis veces el tamaño de la partícula más grande para material uniformemente graduado y al menos ocho veces el tamaño de la partícula más grande para el material no uniforme.* (Marachi et al 1972; Wong et al. 1975).

Relación H/D

La altura (H) del espécimen Triaxial suele ser entre 2,0 a 2,5 veces el diámetro (D). las consideraciones que resultan en este rango de relaciones H/D incluyen efectos de superación de la restricción de extremo debido a la fricción en las placas extremas, así como permitir que las bandas cortantes se desarrollen libremente y evitar la intercepción por las placas terminales como se muestra en la *Figura 2.46.*

Técnicas tales como el uso de extremos lubricados están disponibles para reducir la fricción en las placas finales. En tales casos es posible reducir la altura de la muestra y frecuentemente se prefiere una relación H/D de unidad. Los experimentos para indicar la adecuación de $H/D = 1,0$ se muestran en la *Figura 2.47.*

La elección de $H/D = 1.0$ junto con el uso de extremos lubricados apropiadamente ayudan a promover copar uniformes en la muestra y dan como resultado una condición de falla apropiada que represente mejor la resistencia del suelo en la proporción final uniforme. Debido a que las bandas de corte no se producen en el régimen de endurecimiento en ensayos de compresión Triaxial, a menudo se prefiere esta configuración. Se han llevado a cabo experimentos exitosos en especímenes mucho más cortos de arcilla intacta de la bahía de San Francisco con un $H/D = 0,36$ y extremos lubricados. Estas pruebas dieron como

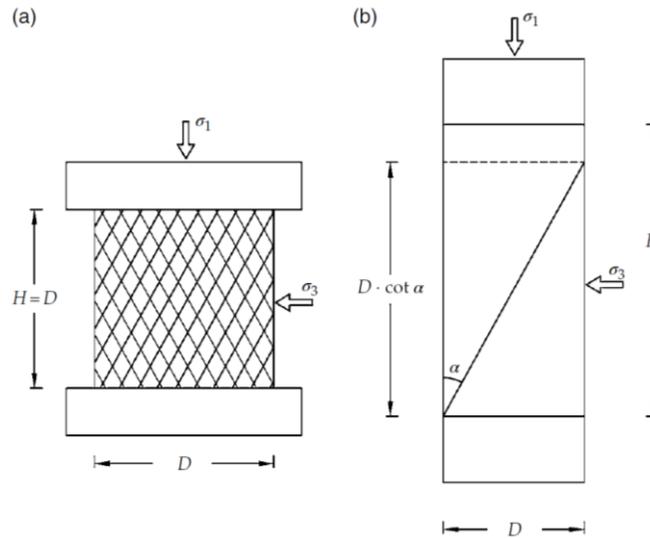
resultado relaciones de *Esfuerzo – Deformación* muy similares, incluido el endurecimiento después del valor pico, obtenido a partir de especímenes con $H/D = 1$ y extremos lubricados. Por lo tanto, es factible realizar pruebas de compresión en especímenes muy cortos.

La relación más alta de $H/D = 2,5$, o posiblemente ligeramente superior, se prefiere cuando se analiza la banda de corte estudiada. Esto evita la interferencia de las bandas cortantes con los platos finales. Obsérvese que aunque las bandas de corte no pueden intentar pasar a través de las placas extremas, sus inclinaciones pueden estar sesgadas por la proximidad de las placas extremas.

Por lo tanto, para los especímenes densos que se ensayan a presiones de confinamiento bajas, la mejor combinación consiste en $H/D = 2,5 - 2,0$. Y el empleo de lubricantes. La dilatación de la muestra puede ocurrir si la relación H/D se vuelve demasiado alta.

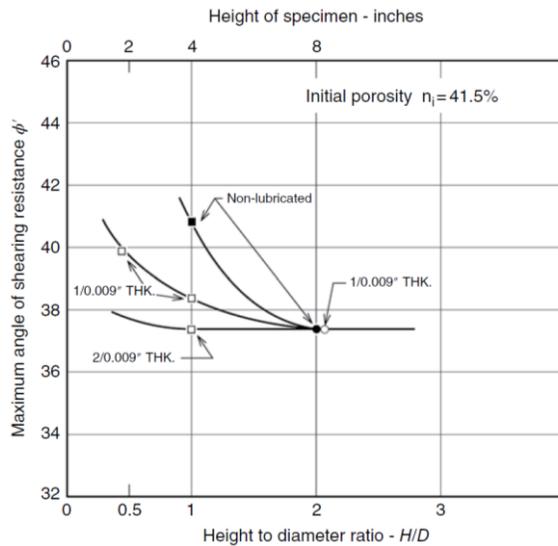
Figura 2.46. Técnicas de ensayo empleados en ensayos de compresión Triaxial.

a) Muestra corta ($H = D$) con extremos lubricados y b) Espécimen alto convencional.



Fuente: P. V. Lade (2016).

Figura 2.47. Relación H/D vs. ϕ , para indicar extremos lubricados adecuados.



Fuente: P. V. Lade (2016).

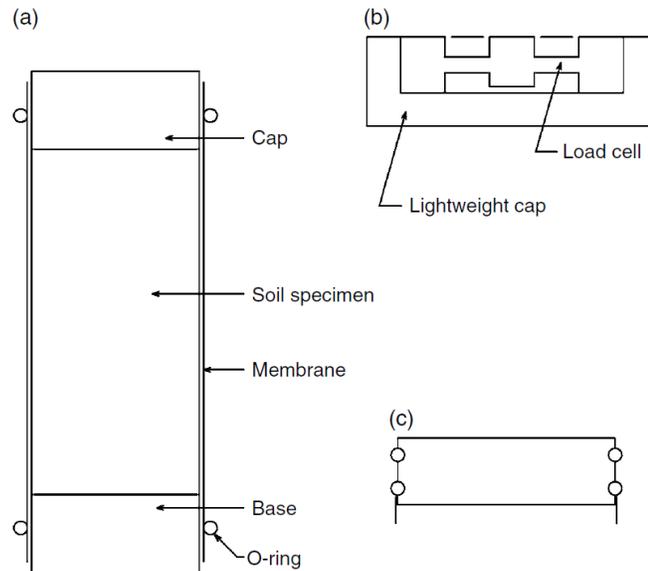
Tapa y base.

La muestra está contenida entre una tapa y una base y una membrana circundante, como se ve en la *Figura 2.48.a*). La tapa y la base tienen formas de sección transversal para adaptarse a la muestra. Por lo tanto, los especímenes cilíndricos se prueban con placas extremas circulares con los mismo o ligeramente agrandados diámetros con respecto a la muestra, como se muestra en la *Figura 2.46.a*). Debido a que estas placas extremas se utilizan para transferir la carga axial a la muestra, están hechas de materiales que son rígidos con respecto al suelo a ensayar. Por lo tanto, las placas terminales pueden ser de plástico acrílico (Lucite, Perspex, Plexiglass), ligero y fácil de mecanizar, para su uso con arcillas blandas o para ensayar suelos a bajas presiones. Otros materiales como el aluminio (tienden a corroerse en agua a menos que sea duro – anodizado), latón o acero inoxidable (duro, más difíciles de mecanizar), para ensayar suelos cada vez más rígidos a altas presiones. La tapa puede ser ahuecada para que sea ligero para instalar una célula de carga, como se muestra en la *Figura 2.48.b*).

Las superficies cilíndricas de las placas finales deben ser lisas para que proporcionen buenas juntas con la membrana de caucho. Alternativamente, pueden proporcionar ranuras para los o – rings que sellan la membrana a las placas terminales.

Se pueden usar dos o más juntas tóricas en cada placa de extremo para asegurar un sellado bueno y seguro. Si se usan tapas y bases con secciones transversales cuadradas o rectangulares como se emplea en algún equipo Triaxial verdadero o de deformación plana, la sección transversal debe pasar a una forma más redondeada o circular, como se muestra en la *Figura 2.49.*, por lo que las juntas tóricas pueden desarrollar sellos positivos entre la membrana y las placas terminales.

Figura 2.48. a) Configuración Triaxial, b) Tapa con célula de carga instalada, y c) Ranuras para dos juntas tóricas.



Fuente: P. V. Lade (2016).

Figura 2.49. Tapa y bases con transición de secciones transversales cuadradas o rectangulares en secciones transversales más redondeadas o circulares tanto para equipos Triaxiales verdaderos como para deformaciones planas.



Fuente: P. V. Lade (2016)

2.23.2. Membrana.

La función de la membrana es transmitir una presión celular uniforme sobre la muestra de suelo y su fluido poroso y/o poro de aire de la presión presurizada circundante del fluido o aire en la celda Triaxial al mismo tiempo, la membrana debe soportar un mínimo de la carga axial aplicada y no proporcionar ninguna resistencia a la deformación de la muestra.

Presiones geotécnicas convencionales.

Las membranas para pruebas de suelos se hacen con más frecuencia de caucho de látex y los espesores típicos son de 0,05 mm (0,002 in), 0,30 mm (0,012 in) y 0,64 mm (0,025 in). La circunferencia de la membrana cilíndrica se hace para que coincida con la circunferencia de la muestra. Dos membranas del tipo delgado se usan a menudo con una fina capa de grasa de silicona entre ellas. Esto reduce la posibilidad de una fuga debido a la punción, y reduce la cantidad de aire que puede difundirse a través de la membrana. La fuga a través de la membrana también puede reducirse usando papel metálico entre las membranas. La hoja se corta en pedazos de una pulgada o tan cuadrada. La membrana interna esta untada con grasa de silicona y las piezas de lámina se colocan, superponiéndose como las balanzas de pescado, para proporcionar una barrera de aire, a la vez que proporcionan flexibilidad. Cuando se hace en especímenes de tierra compacta y parcialmente saturada, la necesidad de corrección para los efectos de refuerzo de la membrana es insignificante. La fuga a través de la membrana también puede minimizarse eligiendo un fluido celular apropiado.

Mientras que las arcillas y las arenas finas no presentan problemas con respecto a la perforación de la membrana, las muestras con granos de tierra más grandes y agudos pueden experimentar perforación. Cuando se incrementa la presión celular o durante la etapa de corte. Esto se evita mejor usando dos o más membranas de espesor medio con una grasa de silicona entre ellas en lugar de una membrana muy gruesa. Esto se debe a que una punción en la membrana interna no se propagara a

la membrana siguiente, mientras que una membrana gruesa puede permitir que tal modo de rasgado continúe a través de todo el grosor de la membrana.

Presiones de confinamiento altas y efectivas. –

Para experimentos de alta presión de confinamiento (hasta 67 MPa), en un experimento hecho por Yamuro y Lade en 1996, utilizaron hasta cinco membranas de látex de 0,64 mm. de espesor con grasa de silicona entre ellas para evitar la perforación y evitar fugas a estas altas presiones efectivas concentradas. Se requerían hasta cuatro juntas tóricas cada una en la tapa y base para sellar las membranas a las placas terminales. Las juntas tóricas se instalaron en el exterior de todas las membranas.

Los mismos científicos encontraron que las membranas podían reutilizarse después de las pruebas de alta presión dependiendo de la presión de confinamiento. La membrana interior se perforo normalmente demasiado como para que fuera un uso adicional. Generalmente la segunda membrana tenía algunas punciones pequeñas, pero podría utilizarse de nuevo como capa de relleno en una prueba posterior. Todas las demás membranas se podrían reutilizar, ya sea como las membranas externas de la membrana exterior.

2.23.3. O – rings.

Los O – rings se estiran sobre la membrana para sellarla a la tapa y base. Algunos autores recomiendan pulir los lados de la tapa y a base y aplicar una fina capa de grasa de silicona en sus lados antes de colocar la membrana y los o – rings. Puesto que los o – rings son típicamente un poco más pequeños que el diámetro de las palcas extremas, de modo que presionen la membrana hacia los lados de las placas extremas, es necesario estirarlas y colocarlas con un mínimo de alteración de la muestra del suelo. Esto se puede hacer usando un ensanchador de o – ring, que consiste en una pequeña pieza de tubo con un diámetro para ajustarse sobre

las placas extremas cilíndricas con las membranas estiradas y alrededor de ellas. Las juntas de o – ring se colocan en el molde a su vez que se colocan alrededor de la tapa y la base.

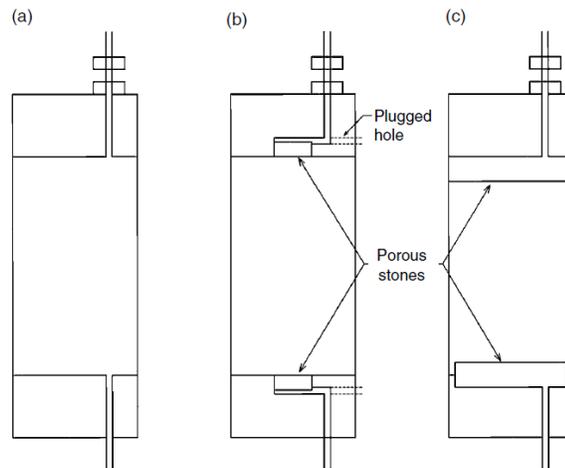
2.23.4. Sistema de drenaje.

El montaje de muestras Triaxiales para ensayos que se inician con consolidación, como en pruebas CD y CU, requiere un sistema de drenaje cuya función es conectar el agua en la muestra con un dispositivo de cambio de volumen externo y con un transductor de presión de poro. Básicamente se emplean dos tipos de sistemas de drenaje para pruebas Triaxiales.

Drenajes finales. –

Un sistema es esencialmente un sistema nominal que se utiliza para drenas libremente suelos como arena y grava. Dichos sistemas pueden consistir en un pequeño orificio en el base conectado directamente al dispositivo de cambio de volumen. Pueden colocarse unos cuantos hilos de lana de acero en los orificios para evitar que los granos de suelo entren y salgan a través del orificio. Este simple sistema de drenaje puede ser aumentado con un orificio similar en la tapa, una pequeña piedra porosa embebida entre cada una de las placas extremas, o una piedra de filtro rígida que cubre cada una de las placas terminales. Ejemplos de sistemas simples de drenaje final se muestran en la figura 3.18.

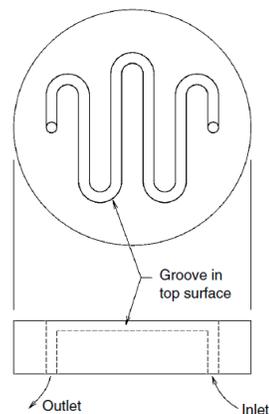
Figura 2.50. Sistemas sencillos de drenaje para drenar libremente los suelos.



Fuente: P. V. Lade (2016)

El diseño simple en la *Figura 2.50.a)* puede utilizarse con grava y arena de drenaje libre y sin extremos lubricados. El diseño de la *Figura 2.50.b)* con la pequeña piedra porosa ubicada centralmente permite el empleo de extremos lubricados. Para poder enjugar las piedras porosas de tamaño completo mostradas en la *Figura 2.50.c)* así como las líneas de drenaje, las placas extremas pueden estar provistas de un patrón de arboledas conectadas a dos orificios de drenaje, como se muestra en la *Figura 2.51*.

Figura 2.51. Esquema de ranura en las placas de los extremos para permitir el flujo a través de la muestra.



Fuente: P. V. Lade 2016.

Piedras porosas.

Las piedras porosas en forma de discos circulares pueden estar hechas de partículas de corindón sintetizadas, que son partículas de óxido de aluminio extremadamente duras, o de partículas de bronce sintetizados o de acero inoxidable o de latón, o de plástico poroso. Este último es el material más blando y viene en laminas con diferentes grados de partículas con diferentes tamaños de agujeros. El corindón sintetizado es muy duro y por lo tanto difícil de mecanizar, mientras que el bronce poroso se puede mecanizar fácilmente y el plástico poroso se puede cortar con una cuchilla o una herramienta de corte de orificio. Las compresibilidades del corindón sintetizado y del bronce sintetizado son tan pequeñas que si presencia dentro de la configuración del espécimen Triaxial no puede jugar ningún papel en el desarrollo de la presión de poros (debido a su compresión), mientras que el plástico poroso están compresible que puede ser necesario explicar su presencia. No es aconsejable usar piedras porosas de tamaño completo hechas de plástico poroso como se muestra en la *Figura 2.50.c*), porque su compresión generara presiones de poro falsas en la muestra bajo condiciones no drenadas, sin embargo, el plástico poroso puede usarse para las pequeñas. Los drenajes situados centralmente en la *Figura 2.50.b*), tienen la ventaja de que pueden remplazarse fácilmente si se atascan.

2.24. Modelos constitutivos en elementos finitos. Introducción a PLAXIS 2d.

PLAXIS 2D 2012 es un software de elementos finitos bidimensionales para el análisis de la deformación, estabilidad y redes de flujo en el ámbito de la ingeniería geotécnica. El desarrollo de *PLAXIS* comenzó en 1987 en la Universidad Técnica de Delft, Países Bajos, por iniciativa del Ministerio de Obras Públicas y Recursos Hídricos.

En la actualidad, *PLAXIS 2D* es uno de los programas de elementos finitos más empleados para el diseño y cálculo de obras geotécnicas en todo el mundo. La inmensa mayoría de estas obras requieren modelos avanzados para la simulación

del comportamiento no lineal, anisótropo y dependiente del tiempo del suelo. Además, puesto que el suelo es un material trifásico, son necesarios procedimientos específicos para tratar las presiones intersticiales generadas en el mismo. Aunque la modelización del suelo es una tarea compleja en sí misma, la mayoría de los proyectos geotécnicos implican la modelización de estructuras y su interacción con el terreno.

La capacidad de representar el comportamiento del suelo conjuntamente con el de las estructuras que con él interactúan, la inclusión de modelos constitutivos avanzados y la capacidad de discernir entre presiones intersticiales y presiones externas son, pues, las grandes ventajas del entorno de *PLAXIS*. Algunas de las principales características de este software son las siguientes:

- ***Entrada gráfica del modelo geométrico:***

Permite una modelización detallada de la geometría basada en procedimientos de diseño tipo CAD. Además, permite incluir materiales, estructuras, cargas, condiciones de contorno y fases de construcción.

- ***Coefficientes de seguridad:***

Existe la posibilidad de aplicar coeficientes de seguridad parciales basados en el método de los Estados Límite Últimos acorde a normativas como el Eurocódigo – 7 o el LRFD, además del cálculo de los Estados Límite de Servicio.

- ***Generación automática de la malla:***

Construido el modelo geométrico, es posible generar automáticamente una malla de elementos finitos 2D con opción de refinarla en todo el modelo o allá donde sea necesario.

- ***Elementos de orden superior:***

Se pueden emplear elementos triangulares de 6 o de 15 nodos.

- ***Interfases:***

Herramienta que permite modelar la interacción suelo-estructura.

- ***Elementos estructurales:***

Como placas, anclajes y geomallas, cada una de ellas con sus correspondientes propiedades.

- ***Túneles:***

De sección circular o no circular generados a partir de arcos y rectas.

- ***Cargas:***

El programa permite incluir diferentes tipos de carga; puntuales, lineales, distribuidas o desplazamientos prescritos; a aplicar sobre el modelo geométrico.

- ***Modelo Mohr-Coulomb:***

Se trata de un modelo no lineal basado en los parámetros del suelo conocidos en la mayoría de casos prácticos. Sin embargo, no todas las características no lineales del suelo están incluidas en este modelo.

- ***Modelos avanzados del suelo:***

Se incluyen modelos elastoplásticos para recoger el comportamiento de diferentes tipos de suelo y para representar situaciones específicas. Algunos de ellos son el modelo *Hardening – Soil*, el modelo *Soft Soil Creep* y el modelo *Cam Clay Modificado*.

- ***Modelos definidos por el usuario:***

Esta característica permite incluir un modelo programado por el propio usuario para realizar los cálculos.

- ***Soil – Tests:***

Es una forma muy útil de comprobar el comportamiento de un material según los parámetros y modelo elegidos. Esta herramienta permite simular varios tipos de ensayos típicos y comparar los resultados con ensayos reales de laboratorio.

- ***Presiones intersticiales en exceso:***

PLAXIS distingue entre suelos con drenaje y sin drenaje. Las presiones intersticiales en exceso se computan durante los cálculos plásticos cuando un estrato de suelo sin drenaje se somete a cargas externas.

- ***Control de la longitud de arco:***

Esta característica permite realizar mediante algoritmos iterativos, cálculos de cargas de hundimiento, coeficientes de estabilidad y mecanismos de rotura.

- ***Construcción por etapas:***

Permite una simulación realista de la construcción y ejecución de los trabajos mediante la activación y desactivación de grupos de elementos, cargas, niveles freáticos, etc.

- ***Análisis de consolidación:***

El descenso del exceso de presión de poros en relación al tiempo se puede calcular mediante este análisis que requiere la entrada de coeficientes de permeabilidad de las capas de suelo definidas.

- ***Factor de seguridad:***

Define la relación de la resistencia al corte disponible frente a la mínima resistencia al corte necesaria para mantener el equilibrio.

- ***Análisis de Lagrange actualizado:***

Mediante esta opción, la malla se regenera automáticamente durante los cálculos.

- ***Presentación de resultados:***

Los valores obtenidos de desplazamientos, esfuerzos y deformaciones, entre otros, se visualizan en las tablas de resultados que pueden ser exportadas a otros tipos de software.

- ***Características de salida:***

Las animaciones incluyen desplazamientos y esfuerzos en elementos estructurales. Los esfuerzos pueden ser apreciados en todos los componentes cartesianos.

- ***Trayectorias de esfuerzos:***

Permite representar la relación *carga – desplazamiento*, trayectorias de esfuerzos, y diagramas *esfuerzo – deformación*.

- **Generador de informes:**

Proporciona un informe de los datos de entrada y de los resultados en formato Word.

Al igual que en el cálculo de estructuras, *PLAXIS* asigna valores negativos a las compresiones y positivo a las tracciones.

2.25. Introducción a los modelos constitutivos del suelo

El comportamiento mecánico de los suelos puede ser modelado con diferentes grados de precisión. La ley elástica, lineal e isótropa de Hooke es, por ejemplo, la más simple de las relaciones *esfuerzo – deformación* recogida por el programa *PLAXIS*.

Un modelo constitutivo no es más que un conjunto de ecuaciones matemáticas que definen una relación entre los esfuerzos y las deformaciones. Los modelos de materiales suelen expresarse de tal forma que incrementos de esfuerzos dan lugar a incrementos de deformación. En concreto, los implementados en elementos finitos se basan en las relaciones entre los incrementos de esfuerzos efectivos y los incrementos de deformaciones.

Cualquier modelo elastoplástico queda definido una vez que se establecen los siguientes elementos:

- 1. Propiedades elásticas:** cuantifican la deformación elástica.
- 2. Superficies de fluencia:** determinan las combinaciones de esfuerzos que provocan deformaciones plásticas.
- 3. Superficies de potencial plástico:** determinan el mecanismo de deformación plástica.
- 4. Ley de endurecimiento:** cuantifican la deformación plástica y su relación con la expansión o retracción.

Es importante tener presente que, pese a tratarse de modelos muy depurados, el propio método de los elementos finitos se basa en la relación de los desplazamientos en los elementos y los desplazamientos en los nodos. Por ello, es inevitable que exista un cierto error numérico, siendo algo mayor para los campos derivados como es el caso de los esfuerzos. La exactitud con la que el modelo reproduce la realidad dependerá en gran medida de los conocimientos del usuario sobre las capacidades y limitaciones del modelo constitutivo elegido, así como de la representatividad que la modelización realizada alcanza sobre el problema real. No obstante, son los parámetros del suelo, obtenidos a partir de los diferentes ensayos, los que más influencia tienen sobre los resultados en cualquier problema geotécnico.

A continuación, se describen someramente los modelos constitutivos del suelo más extendidos en la actualidad, incluidas las limitaciones de cada uno de ellos.

- ***Modelo elástico y lineal (LE):***

Basado en la ley de Hooke de elasticidad isótropa. Puesto que ésta queda definida únicamente por dos parámetros, el módulo de Young “ E ”, y el coeficiente de Poisson “ ν ”, resulta complicado que pueda englobar las características esenciales del comportamiento del suelo. No obstante, se trata de una formulación apropiada para modelar el comportamiento de elementos estructurales y macizos rocosos. En este modelo no existe límite alguno para los esfuerzos, lo que da lugar a resistencia infinita. Por ello, hay que ser cautelosos con los estados esfuerzos generados al emplearlo.

- ***Modelo Mohr – Coulomb (MC):***

Es un modelo elástico, lineal y de plasticidad perfecta. Necesita cinco parámetros de entrada: “ E ” y “ ν ” como parámetros elásticos, “ ϕ ” y “ c ” como parámetros plásticos y “ ψ ” o ángulo de dilatación. Este modelo es apropiado para realizar una primera aproximación al problema, en concreto, para conocer valores estimados de las deformaciones. A pesar de que permite el aumento de la rigidez con la profundidad, en el modelo Mohr-Coulomb este módulo no depende del

esfuerzo ni de la deformación. Tampoco se considera la posible anisotropía de la rigidez.

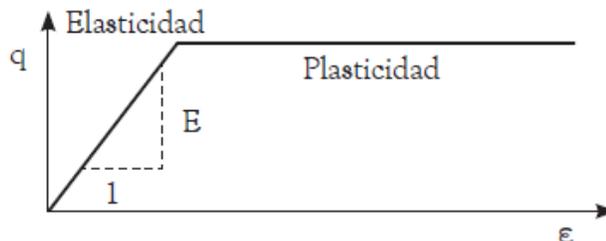
Queda claro, por tanto, que no existe un único modelo de suelo que dé respuesta a todas las situaciones en las que éste puede encontrarse, sino que es tarea del operador la correcta elección del modelo en función del problema en estudio. En los siguientes apartados se estudian en mayor profundidad los modelos que participan directamente en este trabajo, y las mejoras que el programa empleado, *PLAXIS*, implementa en los mismos.

2.26. El modelo básico Mohr-Coulomb

2.26.1. Modelo elástico, lineal y de plasticidad perfecta no asociada.

La plasticidad está asociada con el desarrollo de deformaciones irreversibles en el material. Para evaluar si se ha alcanzado el rango plástico de deformaciones se emplea una función de fluencia f que depende de los esfuerzos y las deformaciones. El inicio del rango plástico está relacionado con la condición $f = 0$. Esta condición puede ser representada como una superficie de fluencia en el espacio de esfuerzos principales. Un modelo de plasticidad perfecta es un modelo constitutivo con una superficie de fluencia fija, es decir, una superficie de fluencia definida por los parámetros del modelo e independiente de las deformaciones plásticas, *Figura 2.52*. En los modelos de plasticidad perfecta la superficie de fluencia coincide con la superficie de rotura, puesto que no es posible alcanzar estados tensionales más allá de la misma. Para estados de esfuerzo que, en el espacio de esfuerzos principales, se encuentran dentro de la superficie de fluencia, el comportamiento es puramente elástico y todas las deformaciones son reversibles.

Figura 2.52. Relación $\sigma - \varepsilon$ en un modelo elastoplástico perfecto como el Mohr-Coulomb.



Fuente: Olivella – Saracibar (2000)

Uno de los principios básicos de la elastoplasticidad es que las deformaciones se descomponen en una parte elástica, reversible, y una parte plástica, irreversible. La parte elástica de las deformaciones viene dada por la ley de Hooke. De acuerdo con la teoría clásica de la plasticidad de Hill, los incrementos de deformaciones plásticas son proporcionales a la derivada de la función de fluencia respecto de los esfuerzos. Esto significa que los incrementos de deformaciones plásticas pueden ser representados como vectores perpendiculares a la superficie de fluencia. Esta característica se recoge con el nombre de plasticidad asociada.

Sin embargo, en el modelo Mohr-Coulomb las superficies de fluencia no recogen el fenómeno de la dilatación. A este respecto, además de la función de fluencia, es necesario introducir una función de potencial plástico g . El caso en que $g \neq f$ se denomina plasticidad no asociada. En este modelo, la dirección y magnitud de los incrementos de deformación plástica se determinan a partir de:

$$\delta \varepsilon^p = \lambda * \frac{\partial g}{\partial \sigma}$$

Donde λ se conoce como multiplicador plástico. Para comportamiento elástico puro λ es igual a cero y $f < 0$, si toma un valor positivo se trata de comportamiento plástico y se cumple que $f = 0$.

2.26.2. Formulación del modelo.

La condición de fluencia de Mohr-Coulomb es una extensión del criterio de rotura de Coulomb para estados generales de esfuerzo. En realidad, esta condición asegura que se cumpla el criterio de Coulomb para cualquier plano dentro del material. La condición de fluencia completa del modelo Mohr-Coulomb para materiales cohesivos consiste en seis funciones de fluencia en el espacio de esfuerzos principales:

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma_2 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_3) * \sin \phi - c * \cos \phi \leq 0$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_3 + \sigma_2) * \sin \phi - c * \cos \phi \leq 0$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_1) + \frac{1}{2}(\sigma_3 + \sigma_1) * \sin \phi - c * \cos \phi \leq 0$$

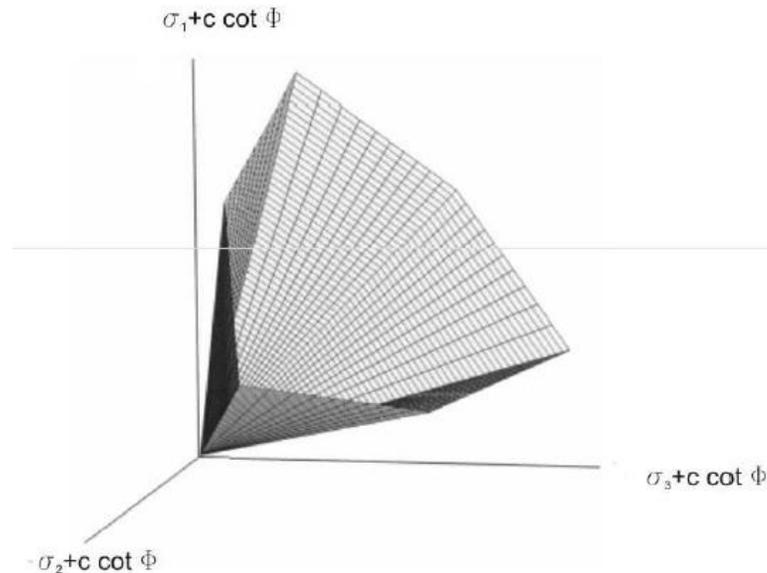
$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) * \sin \phi - c * \cos \phi \leq 0$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) * \sin \phi - c * \cos \phi \leq 0$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma_2 - \sigma_1) + \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_1) * \sin \phi - c * \cos \phi \leq 0$$

La condición $f_i = 0$ para todas las funciones al mismo tiempo representa la superficie cónica hexagonal en el espacio de esfuerzos principales mostrada a continuación:

Figura 2.53. Superficies de fluencia para suelos cohesivos del modelo Mohr-Coulomb en el espacio de esfuerzos principales.



Fuente: Olivella – Saracibar (2000)

Para estados genéricos de esfuerzos es necesario un tratamiento numérico especial para la intersección de dos superficies de fluencia, de forma que no se produzcan errores de convergencia de los resultados. En concreto, el programa a utilizar en este trabajo, *PLAXIS*, resuelve este problema sin necesidad de redondear las funciones de fluencia en las zonas de intersección, sino manteniendo la transición directa.

Como se mencionó anteriormente, además de las funciones de fluencia, es necesario formular seis funciones de potencial plástico para el modelo Mohr-Coulomb:

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) * \sin \psi$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_3 + \sigma_2) * \sin \psi$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_1) + \frac{1}{2}(\sigma_3 + \sigma_1) * \sin \psi$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) * \sin \psi$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) * \sin \psi$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma_2 - \sigma_1) + \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_1) * \sin \psi$$

Éstas contienen un tercer parámetro plástico, el ángulo de dilatancia ψ . Este parámetro es necesario para modelar los incrementos de deformación volumétrica plástica observado experimentalmente en suelos densos debido a los esfuerzos de corte.

Para $c > 0$ el criterio de rotura de Mohr-Coulomb permite que se produzcan tracciones en el suelo, pudiendo ser mayores cuanto mayor sea este parámetro en el material. Realmente, el suelo es capaz de soportar ninguna o muy poca tracción. Esto puede ser reproducido en *PLAXIS* indicando el esfuerzo máximo a tracción, esfuerzo cut – off. En este caso, los círculos de Mohr con esfuerzos superiores a la especificada no serán permitidos. Implementar el esfuerzo máximo a tracción en el modelo implica tres nuevas funciones de fluencia:

$$f_4 = \sigma_1 - \sigma_t \leq 0$$

$$f_5 = \sigma_2 - \sigma_t \leq 0$$

$$f_6 = \sigma_3 - \sigma_t \leq 0$$

Estas tres superficies de fluencia son de plasticidad asociada. Es fácil observar que una de las grandes carencias de este modelo es la ausencia de criterios de

plastificación para combinaciones de esfuerzos próximos a la compresión isótropa, para las cuales prevalece el rango elástico lineal de forma infinita.

2.26.3. Parámetros básicos.

Este modelo requiere cinco parámetros. Se trata de parámetros típicos en ingeniería civil que pueden ser obtenidos de ensayos básicos sobre muestras del suelo, ensayo edométrico y ensayo triaxial. A partir estos parámetros se obtienen otros dos adicionales indirectamente, el módulo de cizalladura y el módulo edométrico.

- **Módulo de Young (E) [kN/m^2]:**

Define la rigidez elástica del material. Como se refleja en el Apartado 2.26.3., es posible implementar alguna mejora sobre este parámetro en el modelo Mohr-Coulomb.

- **Coefficiente de Poisson (ν) [-]:**

Mide la deformación transversal producida ante un incremento unitario de la deformación longitudinal.

- **Cohesión (c) [kN/m^2]:**

Para suelos no cohesivos, *PLAXIS* recomienda no emplear valores nulos de este parámetro para evitar fallos de convergencia, sino valores de $c > 0,2 \text{ kPa}$, teniendo en cuenta que puede dar lugar a tracciones no realistas.

- **Ángulo de rozamiento interno (ϕ) [$^\circ$]:**

El tiempo computacional se incrementa casi exponencialmente con el valor de este parámetro, siendo especialmente importante a partir de 35° .

- **Ángulo de dilatación (ψ) [$^\circ$]:**

Un valor positivo de este parámetro implica que, ante condiciones drenadas, el suelo seguirá mostrando dilatación indefinidamente mientras sigan existiendo deformaciones de corte. Esto es claramente irreal, puesto que la mayoría de suelos alcanzan el estado crítico en algún punto y a partir de entonces la deformación tangencial tendrá lugar sin cambios volumétricos. En condiciones sin drenaje, un

valor positivo del ángulo de dilatación, combinado con la restricción de los cambios volumétricos, genera presiones de poros de tracción. De esta forma, en suelos no drenados el análisis en esfuerzos efectivos puede dar lugar a resistencias de pico superiores a las reales.

- **Módulo de cizalladura o corte (G) [kN/m^2]:**

Obtenido a partir de su relación con el módulo de Young. En caso de introducir un valor para este módulo, se modificará el valor de E .

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

- **Módulo edométrico (E_{oed}) [kN/m^2]:**

Obtenido a partir de su relación con el módulo de Young. En caso de introducir un valor para este módulo, se modificará el valor de E , permaneciendo constante ν .

$$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)}$$

2.26.4. Parámetros avanzados.

Nos referimos como parámetros avanzados a las características adicionales que el software *PLAXIS* incorpora sobre la formulación típica del modelo. En concreto, para el modelo Mohr-Coulomb, son las siguientes:

- **Aumento de la rigidez (E_{inc}) [$kN/m^2/m$]:**

En el suelo real, su rigidez depende sensiblemente de las presiones, lo que significa que la rigidez aumenta con la profundidad. Al usar el modelo Mohr-Coulomb la rigidez tiene un valor constante. Para conseguir este aumento de la rigidez en profundidad se emplea este parámetro. Para el nivel dado por la profundidad de referencia y_{ref} y superiores, la rigidez es la dada por el módulo de Young de referencia E_{ref} . Hacia niveles inferiores, la rigidez queda determinada por la siguiente expresión:

$$E(y) = E_{ref} + (y_{ref} - y) * E_{inc}; (y < y_{ref})$$

Es importante notar que, tal y como se indicó previamente, la rigidez no es función del estado tensional, sino únicamente de la profundidad.

- **Aumento de la cohesión (c_{inc} o $s_{u,inc}$) [$kN/m^2/m$]:**

Análogamente a como ocurre con la rigidez:

$$c(y) = c_{ref} + (y_{ref} - y) * c_{inc}; (y < y_{ref})$$

$$s_u(y) = s_{u,ref} + (y_{ref} - y) * s_{u,inc}; (y < y_{ref})$$

- **Tracción máxima ($\sigma_{tension}$) [kN/m^2]:**

Tal y como se señaló anteriormente, *PLAXIS* permite definir la tensión de tracción máxima permitida en el suelo, de forma que la cohesión no dé lugar a valores irreales de las tensiones en el suelo.

2.27. El modelo avanzado Hardening Soil

2.27.1. Modelo elastoplástico, rigidizable y de plasticidad no asociada

Al contrario de lo que ocurre en un modelo elastoplástico perfecto, la superficie de fluencia en un modelo rigidizable no es fija en el espacio de tensiones principales, sino que puede expandirse en función de las deformaciones plásticas. El material que queda definido por un modelo rigidizable es capaz de resistir nuevas tensiones con deformaciones plásticas menores a las alcanzadas en un proceso de carga previo ya finalizado. Este modelo es especialmente interesante para modelizar procesos de descarga y recarga.

Se distinguen dos tipos de rigidización o endurecimiento denominados *endurecimiento tangencial* y *endurecimiento por compresión*. El primero es usado para modelizar las deformaciones plásticas irreversibles asociadas a cargas

desviadoras primarias. El segundo pretende reproducir las deformaciones plásticas irreversibles asociadas a la consolidación primaria en condiciones edométricas o ante cargas isotrópicas. Ambos tipos de rigidización son considerados en el presente modelo.

El modelo *Hardening Soil* es un modelo avanzado que permite simular el comportamiento de diferentes tipos de suelo, ya sean blandos o rígidos. Al estar sometido a una tensión desviadora primaria, el suelo muestra un decrecimiento de su rigidez a la par que se desarrollan deformaciones permanentes. En concreto, en el caso de un ensayo triaxial con drenaje, la relación *esfuerzo – deformación* puede ser aproximada por una hipérbola. Esta relación fue formulada inicialmente por Kondner y Zelasko en 1963, y posteriormente usada en el modelo hiperbólico de Duncan & Chang en 1970. La relación entre la deformación axial y la tensión desviadora queda descrita de la siguiente forma:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} * \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (q < q_f)$$

donde q_a es el valor asintótico de la resistencia al corte. esta relación se traza en la *Figura 2.54*.

Donde E_i es la rigidez inicial relacionada con E_{50} por:

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f}$$

q_f es la carga de rotura obtenida según criterio de rotura *Mohr – Coulomb*:

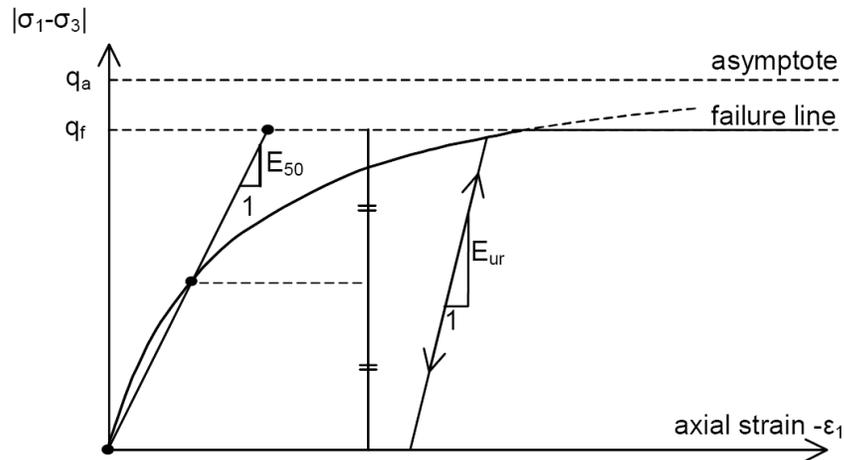
$$q_f = (c * \cot \varphi - \sigma_3) * \frac{2 * \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

R_f es la tasa de rotura, dada por:

$$R_f = \frac{q_f}{q_a}$$

la cual será obviamente menor a la unidad y que, como valor típico, suele tomar 0,9.

Figura 2.54. Relación Hiperbólica de Esfuerzo – Deformación en carga primaria para una prueba triaxial drenada



Fuente: PLAXIS (2012)

Sin embargo, el modelo *Hardening Soil* supera ampliamente al modelo hiperbólico: en primer lugar, porque emplea la teoría de la plasticidad en vez de la teoría de la elasticidad, en segundo lugar, porque contempla el fenómeno de la dilatancia y, en tercer lugar, porque introduce una superficie de fluencia tapón que controla las deformaciones volumétricas irreversibles.

Una de las características básicas del modelo *Hardening Soil* es que los módulos de rigidez son función del estado tensional. Como podemos observar en la Figura 2.54., el comportamiento *esfuerzo – deformación* es altamente no lineal. El parámetro E_{50} depende de la tensión de confinamiento. Este parámetro es empleado en lugar del módulo tangente inicial E_i puesto que es más difícil de determinar experimentalmente. El valor de E_{50} viene dado por la siguiente expresión:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c * \cos \varphi - \sigma'_3 * \sin \varphi}{c * \cos \varphi + p^{ref} * \sin \varphi} \right)^m$$

p^{ref} es la presión de referencia, normalmente 100 kPa, para la que se obtiene el valor de E_{50}^{ref} . La medida en que la rigidez depende del estado tensional viene dada por el exponente m . En arcillas blandas, m toma valores próximos a la unidad. Para arenas y limos Janbu en 1963 estimó valores m de en torno a 0.5, mientras que Von Soos en 1990 obtuvo valores en el rango de $0.5 \leq m \leq 1$.

Para trayectorias de descarga y recarga se emplea un segundo modulo de rigidez definido a continuación:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c * \cos \varphi - \sigma'_3 * \sin \varphi}{c * \cos \varphi + p^{ref} * \sin \varphi} \right)^m$$

En muchos casos prácticos, según *PLAXIS*, se puede tomar un valor de E_{ur}^{ref} de dos a tres veces E_{50}^{ref} .

2.27.2. Formulación del modelo.

Dada la importancia que la relación hiperbólica *esfuerzo – deformación* del ensayo triaxial drenado tiene en la elaboración del presente modelo y, especialmente, por la simplicidad de las ecuaciones, se muestra ahora la formulación del modelo ejemplifica para las condiciones de dicho ensayo.

Para el caso triaxial es necesario definir dos funciones de fluencia:

$$f_{12} = \frac{q_a}{E_{50}} * \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_2)} - \frac{2 * (\sigma_1 - \sigma_2)}{E_{ur}} - \gamma^p$$

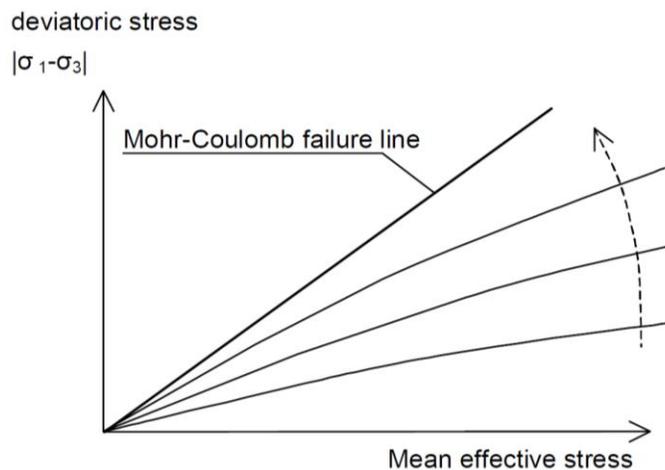
$$f_{13} = \frac{q_a}{E_{50}} * \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} - \frac{2 * (\sigma_1 - \sigma_3)}{E_{ur}} - \gamma^p$$

La medida de la deformación tangencial plástica γ^p es un parámetro relevante para el endurecimiento, dada su definición:

$$\gamma^p = \varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p = 2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p \approx 2\varepsilon_1^p$$

En realidad, las deformaciones volumétricas plásticas ε_v^p nunca serán totalmente nulas, pero para suelos duros los cambios volumétricos plásticos suelen ser muy pequeños comparados con la deformación axial, por lo que la ecuación anterior es bastante acertada. Para un valor constante dado del parámetro de endurecimiento γ^p , la condición de fluencia $f_{12} = f_{13} = 0$. Puede ser visualizada en el plano $p - q$ en términos de líneas de fluencia. De esta forma se aprecia que γ^p está asociada con la fricción movilizada. Conocidas las expresiones de los parámetros de rigidez E_{ur} y E_{50} , la forma de la línea de fluencia dependerá del exponente m . Para $m = 1$ se obtienen rectas, a medida que el valor descende, las líneas serán más curvas. La *Figura 2.55*. muestra la forma de la línea de fluencia para valores crecientes de γ^p considerando $m = 0.5$, valor típico de suelos duros o arenas. Por tanto, γ^p puede verse como la deformación tangencial plástica existente para un cierto valor de la resistencia al corte movilizado.

Fig. 2.55. Líneas de fluencia sucesivas para valores constantes del parámetro de endurecimiento γ^p del modelo Hardening Soil



Fuente: PLAXIS (2012).

Como cualquier modelo que incluya la teoría de la plasticidad, el modelo *Hardening Soil* implica relaciones entre los incrementos de deformación plástica.

De esta forma, el incremento de deformación tangencial plástica y el incremento de deformación volumétrica plástica guardan la siguiente relación lineal, conocida como ley de fluencia no asociada:

$$\delta \varepsilon_v^p = \sin \psi_m * \delta \gamma^p$$

Donde ψ_m es el ángulo de dilatancia movilizado que, en el presente modelo, tiene la siguiente expresión:

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_m * \sin \varphi_{cv}}$$

Donde φ_{cv} es el ángulo de rozamiento en el estado crítico, siendo este una constante del material independiente de la densidad, y φ_m el ángulo de rozamiento interno movilizado, tal que:

$$\sin \varphi_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 - 2c \cot \varphi}$$

Las ecuaciones anteriores corresponden a la teoría *Esfuerzo – Dilatancia* de Rowe (1971), y han sido incorporadas al presente modelo de Schanz & Vermeer (1996). La característica esencial de la teoría *Esfuerzo – Dilatancia* es que el material se contrae ante estados tensionales bajos $\varphi_m < \varphi_{cv}$, mientras que para estados tensionales altos ocurre la dilatancia y $\varphi_m > \varphi_{cv}$. En rotura, cuando el ángulo de rozamiento movilizado es igual al ángulo de rozamiento de fallo φ , se obtiene, a partir de las expresiones anteriores, la siguiente relación:

$$\sin \psi = \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_m * \sin \varphi_{cv}}$$

que equivale a decir:

$$\sin \psi_{cv} = \frac{\sin \varphi - \sin \psi}{1 - \sin \varphi * \sin \psi}$$

De esta forma, el ángulo de rozamiento en estado crítico puede ser obtenido a partir de los valores de los ángulos de rozamiento y dilatación en estado de rotura, φ y ψ , respectivamente.

Explicados estos parámetros y volviendo a la ley de fluencia anterior, esta es equivalente en tensiones a la definición de las funciones de potencial plástico g_{12} y g_{13} , de acuerdo con:

$$g_{12} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} - \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} * \sin \psi_m$$

$$g_{13} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} * \sin \psi_m$$

2.27.3. La superficie de fluencia tapón.

Las superficies de fluencia, reflejadas en el plano $p - q$ como líneas de fluencia, no explican la deformación plástica volumétrica que tiene lugar ante estados críticos triaxiales de compresión o de compresión isotropa. Es necesario, por tanto, introducir una nueva superficie de fluencia de forma que la región elástica quede delimitada también en la dirección del eje hidrostático de tensiones, Sin esta superficie de fluencia tapón no sería posible formular un modelo en el que las rigideces E_{50} y E_{oed} fueran independientes. El módulo triaxial controla la superficie de fluencia del tapón. De hecho, E^{ref}_{50} controla la magnitud de las deformaciones plásticas asociadas a la superficie de fluencia a tensión desviadora. De igual forma, E^{ref}_{oed} se emplea para controlar la magnitud de las deformaciones plásticas originadas desde la superficie de fluencia tapón. La ecuación que define la superficie de fluencia es, en este caso, una elipse:

$$f^c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p'^2 - p_p^2$$

donde α es un parámetro auxiliar relacionado con el coeficiente de empuje en reposo para consolidación normal K^{nc}_o como se explica más adelante. Además, se tiene que:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}$$

$$\tilde{q} = \sigma'_1 + (\delta - 1)\sigma'_2 - \delta\sigma'_3$$

$$\delta = \frac{3 + \sin \varphi}{3 - \sin \varphi}$$

\tilde{q} es un valor especial de medida de las tensiones desviadoras que, para el caso particular de compresión triaxial ($\sigma'_1 > \sigma'_2 = \sigma'_3$) da lugar a $\tilde{q} = \sigma'_1 - \sigma'_3$. La magnitud de la superficie de fluencia tapón viene determinada por la presión isotrópica de preconsolidación p_p . La ley de endurecimiento que relaciona p_p con la deformación volumétrica plástica alcanza en la superficie de fluencia tapón es:

$$\varepsilon_v^{pc} = \frac{\beta}{1 - m} * \left(\frac{p_p}{p^{ref}} \right)^{1-m}$$

Esta deformación es la que tiene lugar para un estado de compresión isotrópica. La nueva constante β es, junto a α , otro parámetro de la superficie de fluencia tapón. Sin embargo, no se trata de parámetros de entrada al modelo, sino que son calculados a partir de sus relaciones con E_{oed}^{ref} y K_o^{nc} respectivamente.

Para entender la forma de la superficie de fluencia tapón es interesante representarla en el plano $p - \tilde{q}$, en el que toma forma de elipse. Esta elipse es de longitud p_p en la dirección del eje de presiones hidrostáticas p y αp_p en la dirección del eje q . De esta forma, p_p es su magnitud y α su factor de forma. Valores altos de α dan lugar a formas más suaves de la superficie de fluencia bajo la curva límite de *Mohr - Coulomb*, mientras que valores bajos de α generan superficies de fluencia redondeadas y como función de potencial plástico. Así, el incremento de deformación plástico a través de la superficie de fluencia tapón:

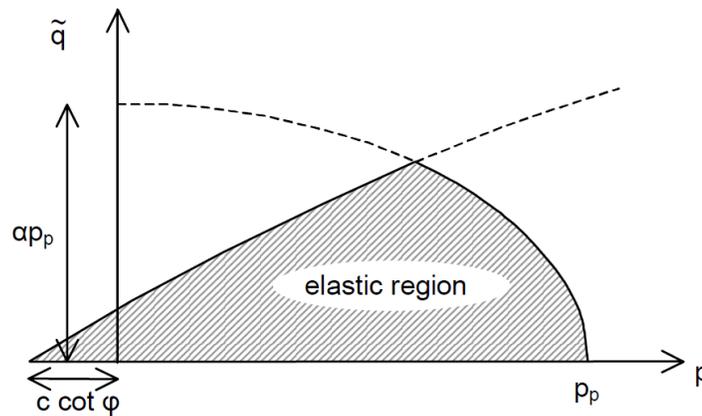
$$\delta_\varepsilon^{pc} = \lambda * \frac{\partial f^c}{\partial \sigma}$$

donde:

$$\lambda = \frac{\beta}{2p'} * \left(\frac{p_p}{p^{ref}} \right)^m * \frac{p_p}{p^{ref}}$$

Esta expresión para λ deriva de la condición de fluencia $f^c = 0$ y de la expresión de ε_v^{pc} para p_p . No obstante, el parámetro de entrada al modelo no es p_p , si no la razón de sobre consolidación, $OCR = \frac{p_p}{p_{act}}$.

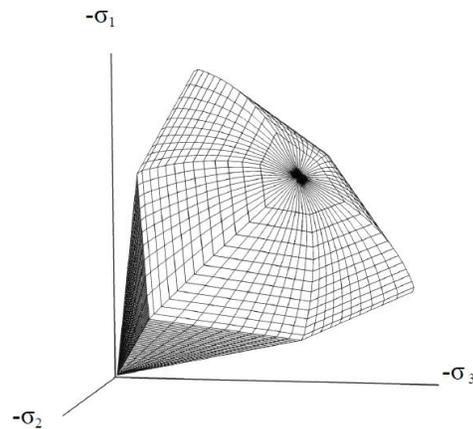
Figura. 2.56. Superficies de fluencia del modelo Hardening Soil en el plano $p - \tilde{q}$. La región elástica a tracción puede ser eliminada mediante la función de tracciones máximas permitidas.



Fuente: PLAXIS (2012)

Para entender completamente las superficies de fluencia es necesario considerar su representación espacial, ya sea en el plano $p - \tilde{q}$ como en la *Fig. 2.56.*, o en el espacio de tensiones principales como en la *Figura 2.57.* La primera refleja líneas de fluencia en lugar de superficies que, al trasladarlas al espacio de tensiones principales, pasan a ser superficies con la forma clásica hexagonal cónica del criterio de rotura de *Mohr - Coulomb*. La superficie que controla las deformaciones volumétricas por compresión edométrica, o tapón de fluencia, se expande en función de la presión de preconsolidación p_p .

Figura 2.57. Superficies de fluencia para suelos cohesivos del modelo *Hardening soil* en el espacio de tensiones principales.



Fuente: PLAXIS (2012)

2.27.4. Parámetros básicos.

Algunos parámetros del modelo rigidizable *Hardening Soil* coinciden con aquellos del modelo no rigidizable *Mohr – Coulomb*. Se trata de los parámetros de resistencia al corte c , φ y ψ . Los parámetros básicos propios de este modelo son aquellos relativos a la rigidez del material. En concreto, se trata de tres parámetros ya descritos anteriormente, con unidades de presión, a saber: E_{50}^{ref} , E_{ur}^{ref} , E_{oed}^{ref} .

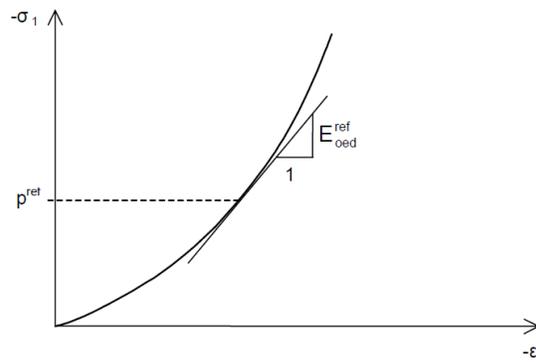
La Ventaja del modelo *Hardening Soil* sobre el modelo *Mohr – Coulomb* no es solo el uso de una relación hiperbólica *Esfuerzo – Deformación* en lugar de una relación bilineal, sino también el control del nivel de dependencia de las tensiones sobre la rigidez del material, fijada por el exponente m . Resulta necesario, por tanto, un proceso iterativo de calculo que estime en primer lugar las tensiones en el suelos para, a partir de estas, obtener los valores adecuados de las rigidez. Con el modelo *Hardening Soil*, sin embargo, no es necesario este procedimiento incómodo. En su lugar, se define un módulo de rigidez E_{50}^{ref} para la presión principal efectiva inferior de referencia $\sigma'_3 = p^{ref}$.

Al contrario de como ocurre con modelos elásticos, el modelo elastoplástico *Hardening Soil* no contiene una relación fija entre las rigideces triaxial drenada E_{50} y la rigidez edométrica E_{oed} para compresión unidimensional, sino que pueden ser introducidas independientemente. Habiendo definido ya dos de las rigideces del modelo en apartados anteriores, la rigidez edométrica, es calculada como sigue:

$$E_{eod} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c * \cos \varphi - \frac{\sigma'_3}{K_0^{nc}} * \sin \varphi}{c * \cos \varphi + p^{ref} * \sin \varphi} \right)^m$$

donde E_{oed} es la rigidez edométrica tangente.

Figura 2.58. Definición de E_{oed}^{ref} de los resultados de un ensayo edométrico.



Fuente: PLAXIS (2012)

De esta forma E_{oed}^{ref} es la rigidez edométrica de referencia, siendo la tangente a la curva Esfuerzo – Deformación para una presión vertical $\sigma'_1 = \frac{\sigma'_3}{K_0^{nc}}$.

Cuando se trata de suelos blandos, los parámetros de rigidez pueden ser obtenidos a partir del índice de compresibilidad, el índice de entumecimiento y el índice de poros inicial. Estas relaciones son las siguientes:

$$C_c = \frac{2.3(1 + e_{init})p_{ref}}{E_{oed}^{ref}}$$

$$C_s = \frac{2.3(1 + e_{init})(1 + \nu)(1 - 2\nu)p_{ref}}{(1 - \nu)E_{oed}^{ref}K_0}$$

e independientemente del valor previo de E50, que será recalculado según como:

$$E_{50}^{ref} = 1.25 * E_{oed}^{ref}$$

y donde el exponente m pasa a ser 1 automáticamente.

2.27.5. Parámetros avanzados.

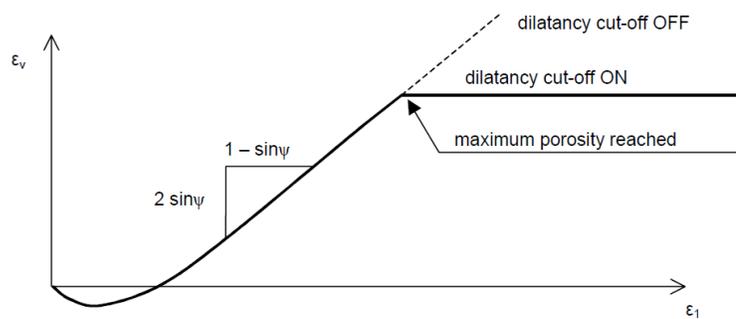
De nuevo, algunos coinciden con los ya existentes en el modelo *Mohr – Coulomb*, en concreto, este modelo incluye también el límite de tracción de las tensiones o tracción máxima permitida $\sigma_{tension}$ y el incremento de cohesión en profundidad c_{inc} . Los parámetros avanzados que introduce el modelo *Hardening Soil* son los siguientes:

- **Coefficiente de Poisson en descarga y recarga (ν_{ur}) [-]:** valores realistas de este parámetro están en torno a 0.2. Se trata de una variante elastoplástica del modelo hiperbólico, formulado en torno a 0.2.
- **Límite de dilatancia:** tras la extensión volumétrica debido a un esfuerzo cortante, los materiales dilatantes alcanzan un estado de densidad crítica a partir del cual no se produce más dilatancia. Este fenómeno es contemplado en el modelo *Hardening Soil* mediante este parámetro. En concreto, es necesario introducir los valores de índice de poros inicial e_{init} e índice de poros en estado crítico e_{cv} . Tan pronto como los cambios volumétricos dan lugar a este índice de poros máximo, el ángulo de dilatancia movilizada ψ_m pasa a ser automáticamente cero, como indica la *Figura 2.59*. Hay que recordar que la deformación volumétrica está relacionada con el índice de poros mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{v0} - \varepsilon_v = \ln\left(\frac{1 + e}{1 + e_{init}}\right)$$

donde un incremento de ε_v debido a la dilatancia tiene signo negativo. Hay que tener en cuenta que el índice de poros es constante para suelos en condiciones sin drenaje.

Figura 2.59. Relación de deformaciones resultante en un ensayo triaxial al considerar la función de límite de dilatancia.



Fuente: PLAXIS (2012)

CAPÍTULO III

CARACTERIZACIÓN DE LOS SUELOS FINOS DEL VALLE CENTRAL DE TARIJA

3. Propiedades de los suelos finos del valle central de Tarija.

3.1. Historia y marco geológico.

La formación de los suelos finos del valle central de Tarija, se deriva de diferentes procesos como ser físicos, químicos, mecánicos o fisicoquímicos.

Geológicamente clasificado se lo podría definir:

Tabla 3.1 Clasificación Geológica

Era	Paleozoico	
Periodo	Carbonífero	
Ciclo sedimentario	Subandino 1	
Evento tectónico	Distensivo	-
	Compresivo	Eohercinica

Fuente: Elaboración propia

La variedad de sus sistemas geológicos es muy representativo, según el MAPA TEMATICO DE RECURSOS MINERALES DE BOLIVIA, en sus cartas SF 20 – 5, SF 20 – 9, pertenecientes a la ciudad de Tarija y a Villazón en escala 1:250000, nos da una columna crono estratigráfica con la cual clasifica los diferentes tipos de suelos y minerales alrededor y dentro del valle central de Tarija.

La columna crono estratigráfica nos da diferentes tipos de estratos entre los cuales se encuentra:

Tabla 3.2 Estratos del Valle central de Tarija

Columna Estratigráfica	Denominación
Qs	Sedimentos no consolidados (grava, Arena, Limo, Arcilla)
Ope	Lutita y limolita con algunas intercalaciones de areniscas.
Ois	Arenisca con intercalaciones de lutita y limolita.
Ops	Arenisca cuarcítica, arenisca intercalada con lutita.
Stb	Arenisca con intercalaciones esporádicas de lutita.
Drs	Arenisca
Dhu	Arenisca

Fuente: Elaboración propia

3.2. Descripción geotécnica básica.

A efectos geotécnicos y en lo referente a cualquier actividad relacionada con la Ingeniería Civil, los diferentes estratos de suelos finos que se tiene dentro del valle central de Tarija, se los puede considerar como coluviales de deposición por erosión y muy poco del tipo aluvial debido a que el sistema de cuencas está compuesto por tres y no hace énfasis representativo dentro de los mismos.

Dentro de la composición de suelos se distinguen planos de sedimentación muy marcados, entre los que se alternan capas finas de limos arenosos y muestras de lajas frágiles. En una gran parte se puede observar un suelo de gran cantidad de fósforo en su composición, el mismo presenta ciertas características químicas que denotan su trabajo en el área de geotecnia, como ser su absorción de agua debido a la gran cantidad de sal que maneja el suelo en su composición lo que conlleva a

realizar controles exhaustivos de la humedad y su curva de retención y succión matriz del suelo.

Se podría describir como un suelo de tipo residual provocado por la erosión física y química de los suelos la misma es propia de las zonas tropicales lo que denota que en una edad pre histórica pudo haber sido parte de un humedal lo que se llama hoy en día el valle central de Tarija.

De la misma manera se pudo encontrar estratos de ceniza volcánica que al no ser un material netamente geológico pues no llega a contener los parámetros de los suelos necesarios para caracterizarla como un suelo del tipo residual o del tipo laterítico.

Se puede observar también en zonas como la denominada Santa Ana. Florecimientos de macizos rocosos por plegamiento y presencias de fallas geológicas que se encuentran inactivas por la falta de actividad sísmica de la zona.

La gran cantidad de quebradas y ríos que en historial geológico se movían a través del valle central genero que a través del mismo se genere los estratos ligeros de grava es decir un máximo de 15 cm. de altura con lo que se pudo identificar la infinidad de ríos que pasaban también por medio de la ciudad.

A partir de ciertas zonas también se pudo evidenciar la presencia de limos y arcillas en descomposición con lo que en ciertas zonas por el nivel freático alto y el nivel de oxidación de los suelos se evidenció la presencia de arcillas oscuras mezcladas con material orgánico.

Vale recalcar que los ensayos de caracterización de propiedades mecánicas de los suelos no se vienen realizando a continuidad en nuestro medio, siendo el único ensayo usado regularmente el SPT (Standard Penetration Test), el cual según los archivos del laboratorio de suelos de la Universidad autónoma Juan Misael Saracho no genera la suficiente información ni utiliza las correlaciones para la determinación de los parámetros mecánicos.

Por lo cual no se cuenta con un historial de las propiedades mecánicas de los materiales, pero si de las propiedades de caracterización del suelo con lo que se pudo identificar la clasificación mediante el sistema SUCS y AASTHO.

3.3. Procedimiento experimental.

El desarrollo del procedimiento experimental a continuación descrito viene analizando los tipos de suelos utilizados para el presente trabajo de investigación la misma es la adquisición de datos desde los ensayos convencionales como ser desde contenido de humedad, hasta el ensayo triaxial CU.

3.4. Obtención de datos experimentales.

Para el mismo se procedió con los siguientes ensayos con los cuales se puede manejar y observar los diferentes parámetros:

- Determinación del contenido de humedad (ASTM D2216). –

Este ensayo determina el contenido de humedad (o contenido de agua) de los suelos, y la forma en que la cantidad de agua en los suelos puede influir en su comportamiento.

La medición del contenido de humedad, tanto en el estado natural como bajo ciertas condiciones de prueba definidas, puede proporcionar un método extremadamente útil para clasificar los suelos cohesivos y evaluar sus propiedades de ingeniería.

El concepto de humedades en los suelos, se define como la cantidad de agua que se encuentra dentro de una muestra de suelo y se expresa en porcentaje.

$$w(\%) = \frac{P_a}{P_{ss}} * 100$$

Donde:

w = Contenido de humedad [%]

P_a = Peso del agua presente en el agua [gr.]

P_{ss} = Peso del suelo secado en Horno [gr.]

Dentro del suelos, el agua se presenta en dos formas; libre y retenida.

- El agua libre. – Es el agua que circula a través del suelo sin dificultad alguna y por la acción de la gravedad puede ser drenada.

- El agua retenida. – Se encuentra retenida dentro del suelo y la causa de su formación se define:

Agua higroscópica. – Es la que absorbe el suelo de la humedad del aire.

Agua capilar. – Es la retenida por efecto de la tensión superficial.

La muestra que se tome para la determinación de la humedad deberá ser representativa del suelo cuya humedad se desea conocer. Si dicha muestra de humedad va ser tomada en el campo y transportada al laboratorio para hacer la determinación correspondiente, deberá colocarse en un recipiente que tenga un cierre hermético para evitar la pérdida de humedad por los cambios de temperatura durante el transporte.

Par el empleo dentro de los ensayos se procedió a usar una porción pequeña se suelo, aproximadamente unos 200gr. Y lo cual describimos a continuación:

Tabla 3.3. Contenido de Humedad. Muestra Tejar – 1.

Humedad natural			
Cápsula (A)	1	3	8
Peso de suelo húmedo + Cápsula (B)	156,73	160,30	157,22
Peso de suelo seco + Cápsula (C)	140,56	144,20	139,83
Peso de cápsula (D)	37,01	36,99	37,02
Peso de suelo seco (E) = (C) – (D)	103,55	107,21	102,81
Peso del agua (F) = (B) – (C)	16,17	16,10	17,39
Contenido de humedad	15,62	15,02	16,91
PROMEDIO	15,85		

Fuente: Elaboración propia

- Determinación del límite líquido (ASTM D423-72). -

Dentro de los análisis de suelos basados en el contenido de humedad se pudo evidenciar que el suelo contiene diferentes estados en función a la humedad que contiene, de los cuales se puede evidenciar que los más notables son los denominados los límites de Atterberg.

Los mismos nos entregan una humedad a la cual el suelo tiene que estar para determinar sus distintos tipos de estado, líquido y sólido con sus respectivos límites intermedios.

Figura 3.1. Fases del suelo y límites de Atterberg

Phase	SOLID STATE	SEMI – SOLID STATE	PLASTIC STATE	LIQUID STATE	SUSPENSION
Water	← Water content decreasing →				
Limits	Dry soil	Shrinkage Limit SL	Plastic Limit PL Sticky Limit	Liquid Limit LL	
			Plasticity Index I _p		
Shrinkage	Volume constant	← Volume decreasing →			
Condition	Hard to stiff	Workable	Sticky	Slurry	Water – held suspension
Shear Strength (kN/m ²)	← Shear strength increasing →				Negligible to nil
		(~170)	(~1.7)		
Moisture Content	0	w _s	w _p	w _L	
			← PI →		

Fuente: (Head 1972)

Los resultados obtenidos para el presente trabajo de investigación fueron los siguientes:

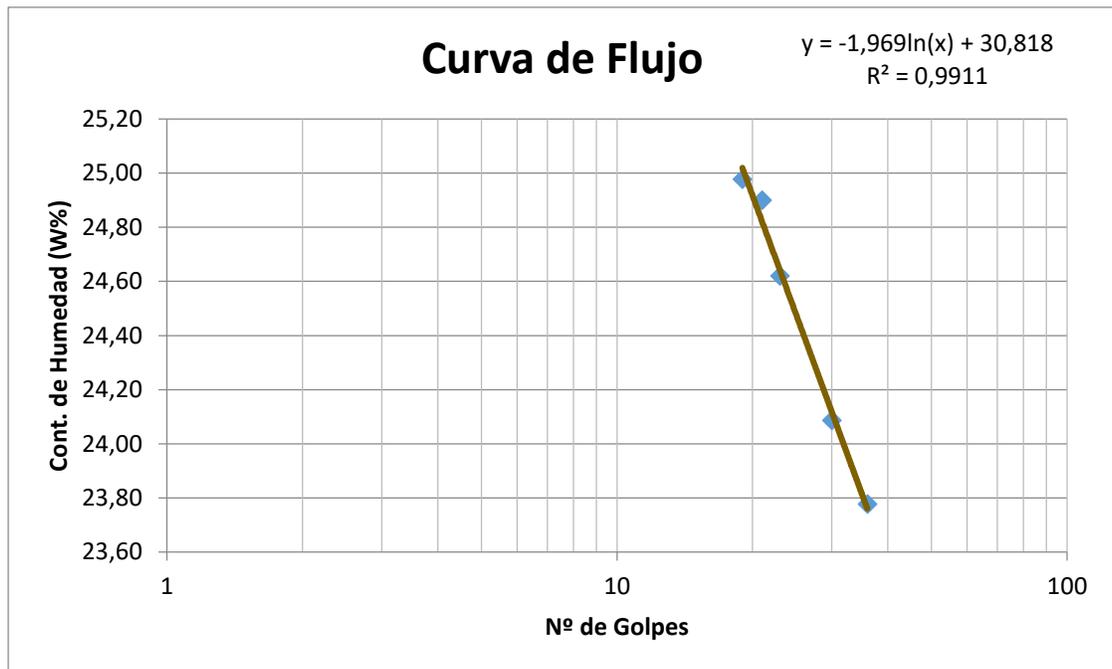
Limite liquido:

Tabla 3.4. Limite Liquido. Muestra Tejar – 1.

Número de cápsula		2	7	18	3	14
Número de golpes		19	21	23	30	36
Peso suelo húmedo + cáp.	gr	50,96	49,29	50,77	47,86	50,07
Peso suelo seco + cáp.	gr	48,14	46,80	48,01	45,75	47,54
Peso del agua	gr	2,82	2,49	2,76	2,11	2,53
Peso de la cápsula	gr	36,85	36,80	36,80	36,99	36,90
Peso del suelo seco	gr	11,29	10,00	11,21	8,76	10,64
Contenido de humedad	%	24,98	24,90	24,62	24,09	23,78

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.2 Curva de Flujo. Muestra Tejar – 1.



Fuente: Elaboración propia.

$$\text{Límite líquido (\%)} = 24,48$$

- Determinación del límite plástico (ASTM D424 – 72). –

El límite plástico se considera el límite entre en el cual se identifica por medio de un ensayo de enrollamiento la deformación límite previa al agrietamiento.

En el mismo se evidencia un contenido de humedad más bajo que en ensayo previo para lo cual se va utilizando los platos desecadores.

Tabla 3.5 Límite Plástico. Muestra Tejar – 1.

Ensayo de límite plástico				
Número de cápsula		24	25	27
Peso suelo húmedo + cápsula	gr	41.75	40.12	37.70
Peso suelo seco + cápsula	gr	41.45	39.86	37.43
Peso del agua	gr	0.30	0.26	0.27
Peso de la cápsula	gr	38.37	37.14	34.60
Peso del suelo seco	gr	3.08	2.72	2.83
Contenido de humedad	%	9.74	9.56	9.54
LÍMITE PLÁSTICO		9.61		

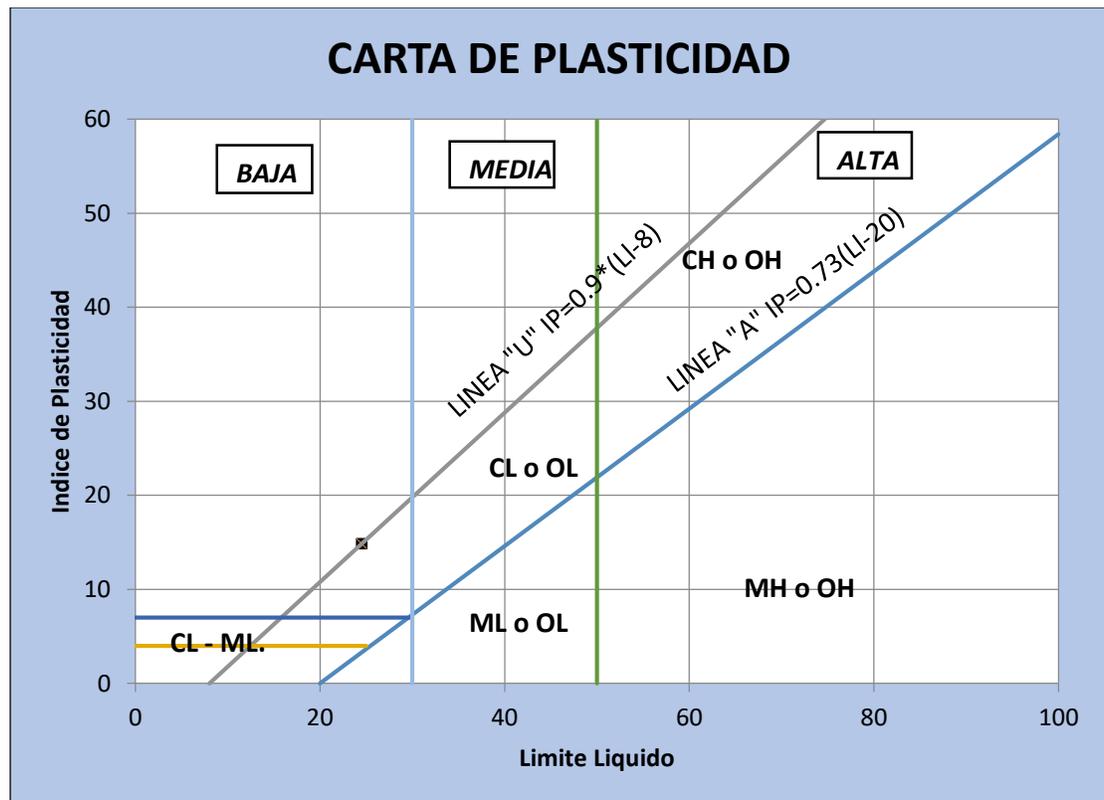
Fuente: Elaboración propia.

Con los datos previamente obtenidos se determina el índice de plasticidad del suelo.

$$\boxed{\text{Índice plástico (\%)} = 14.87}$$

Lo que nos arroja que es un suelo de baja plasticidad

Figura 3.3. Carta de plasticidad. Muestra Tejar – 1.



Fuente: Elaboración propia.

- Determinación del peso específico relativo (ASTM D854 – 14)

El peso específico relativo de los sólidos de un suelo se determina en laboratorio haciendo uso de un frasco con marca de enrase, basando en el principio de eliminación de aire de la muestra y del agua con lo cual solo queda el peso total de la muestra dentro del frasco volumétrico de volumen conocido con sus respectiva curva de calibración en función a la temperatura para realizar las compensaciones por temperatura.

Gravedad relativa de los sólidos a 20 °C, $G_s = 2,723$

- Análisis granulométrico – método mecánico (ASTM D422-63 (2007)).

Dentro de un análisis de los suelos, se encuentra el de la granulometría, que no es más que obtener la distribución porcentual de los tamaños de las partículas que conforman un suelo. Este se realiza con ayuda de un juego de mallas, que tiene un tamaño graduado establecido por las normas ASTM y AASHTO, en donde se obtienen los pesos retenidos para luego realizar posteriores cálculos y la curva granulométrica, si bien se realiza una distribución de tamaños, esto no incide en la forma que puedas tener los granos de suelos, ya que el retener material en una malla se observa diferentes tamaños y el porcentaje que se calculó está basado estrictamente en los pesos que se retienen en la malla, referido al peso total que se utiliza en el ensayo.

El factor fundamental del ensayo es la curva granulométrica, que se dibuja en una escala logarítmica ya que, de no ser así, la representación gráfica tendría que usar una escala demasiado grande.

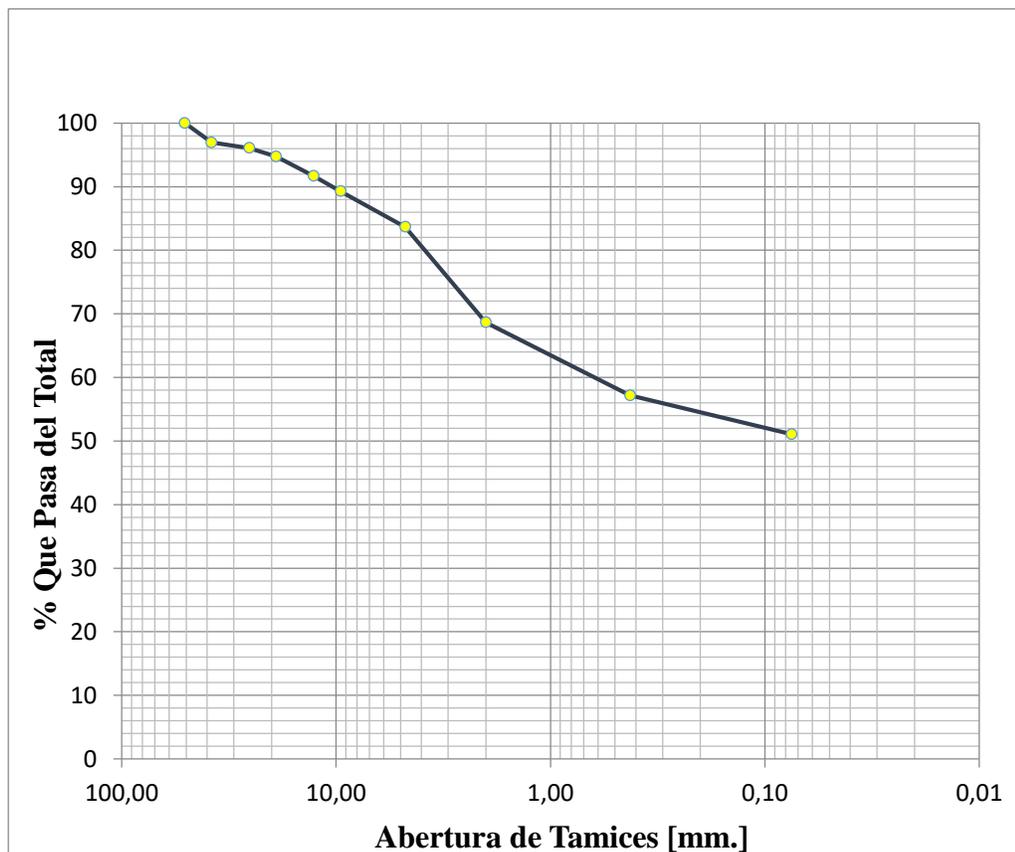
Tabla 3.6. Análisis Granulométrico. Muestra Tejar – 1.

Análisis de tamices del suelo					
Tamices	Tamaño (mm.)	Peso retenido (grs.)	Retenido acumulado		% que pasa del total
			(grs.)	(%)	
2"	50.80	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.10	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.40	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.05	34.56	34.56	1.27	98.73
1/2"	12.70	85.56	120.12	4.42	95.58
3/8"	9.53	68.52	188.64	6.95	93.05
N° 4	4.75	125.36	314.00	11.57	88.43
N° 10	2.00	378.10	692.10	25.49	74.51
N° 40	0.425	269.63	961.73	35.43	64.57
N° 200	0.075	254.98	1216.71	44.82	55.18

<i>Composición porcentual del suelo</i>			
<i>Grava:</i>		11.57	
<i>Arena:</i>	33.25	<i>Gruesa:</i>	13.93
		<i>Media:</i>	9.93
		<i>Fina:</i>	9.39
<i>Limo y Arcilla:</i>		55.18	

Fuente: Elaboración propia.

Figura. 3.4. Curva Granulométrica. Muestra Tejar – 1.



Fuente: Elaboración propia

- Relaciones humedad – densidad (Compactación) (ASTM D1557 – 07). –

Este ensayo nace bajo la necesidad de verificar en laboratorio la eliminación de los vacíos por el proceso de compactación, para dicha eliminación se compensa los vacíos con cierta cantidad de agua, posteriormente se procede a someter a la

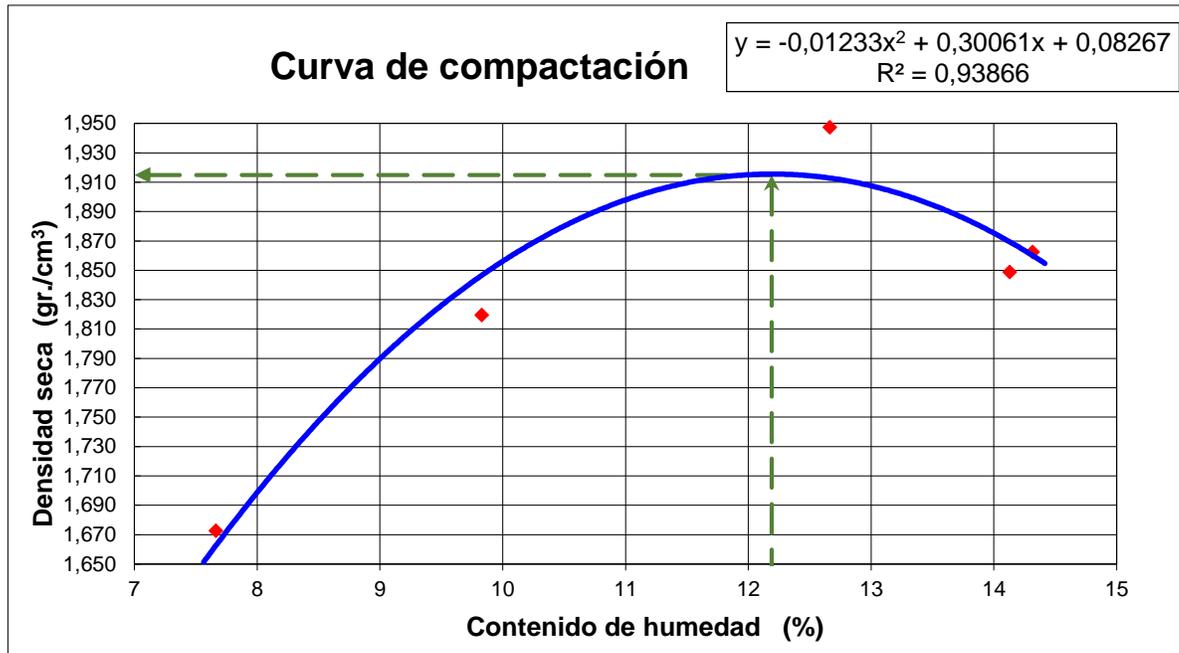
muestra a un proceso mecánico de compactación dinámica bajo un número determinado de golpes, resaltando su comportamiento parabólico de los datos obteniendo de los mismo mediante una regresión no lineal los datos de Contenido de Humedad Optima (CHO) y la Densidad Máxima Seca de la muestra.

Tabla 3.7. Ensayo de Compactación. Muestra Tejar – 1.

Ensayo de compactación Proctor estándar ASTM D1157 – 07						
Nº de capas		3	3	3	3	3
Nº de golpes por capa		25	25	25	25	25
Peso suelo húmedo + molde	g	5054	5240	5424	5363	5345
Peso del molde	g	3360,00	3360,00	3360,00	3360,00	3360,00
Peso suelo húmedo	g	1694,00	1880,00	2064,00	2003,00	1985,00
Volumen de la muestra	cm ³	940,69	940,69	940,69	940,69	940,69
Densidad suelo húmedo	g/cm ³	1,801	1,999	2,194	2,129	2,110
Cápsula Nº	pza	5	8	13	11	1
Peso suelo húmedo +cápsula	g	154,74	155,34	156,30	182,03	177,40
Peso suelo seco +cápsula	g	146,35	144,75	142,88	163,86	160,02
Peso del agua	g	8,39	10,59	13,42	18,17	17,38
Peso de la cápsula	g	36,87	37,02	36,90	36,94	37,01
Peso suelo seco	g	109,48	107,73	105,98	126,92	123,01
Contenido de humedad	%	7,66	9,83	12,66	14,32	14,13
Densidad de suelo seco	g/cm³	1,673	1,820	1,948	1,863	1,849

Fuente: Elaboración propia

Figura. 3.5. Curva de compactación. Muestra Tejar – 1.



Fuente: Elaboración propia

Resultados:

Densidad seca máxima (g/cm³) = 1,915 Humedad óptima (%) = 12,19

- Ensayo Triaxial consolidado no drenado (ASTM D4767 – 14). –

Los ensayos Triaxiales son los más confiables y utilizados para determinar las características de esfuerzo – deformación y los parámetros de resistencia al corte del suelo. Estos son ensayos donde se pueden variar las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales (Triaxial) sobre una muestra de suelo y así crear condiciones que se asemejen a las reales en campo.

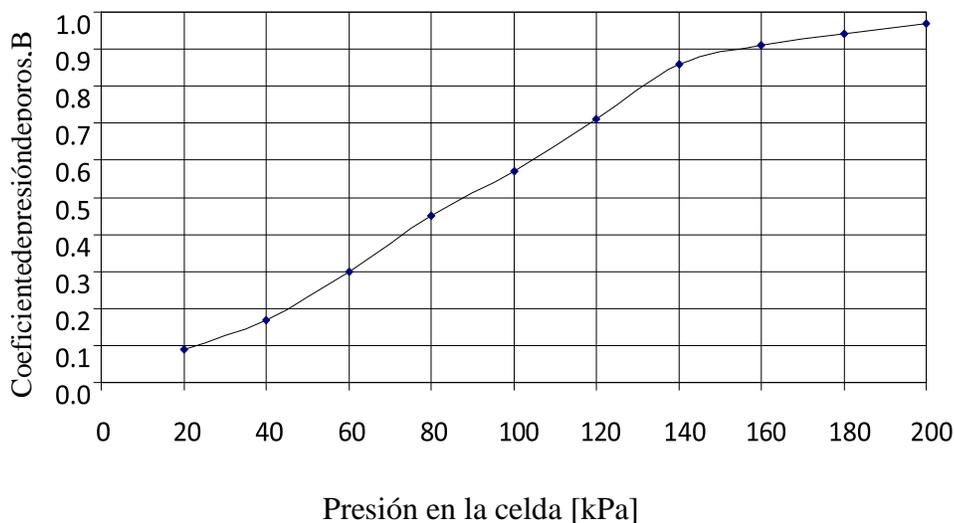
El ensayo Triaxial Consolidación no Drenado (CU), se realiza en tres muestras y presenta tres etapas:

1. *Etapa de saturación.* –Tabla 3.8. *Planilla de registro en la etapa de saturación. Muestra Tejar – 1.*

Presión en la celda	Contra presión	Presión de poros	Diferencia de pdp	Parámetro B
$\Delta\sigma_3$ (kPa)	(kPa)	u (kPa)	Δu (kPa)	$\Delta u / \Delta\sigma_3$
0	0	0	-	-
20	-	1,82	1,82	0,09
20	10	9,85	-	-
40	-	13,2	3,35	0,17
40	30	30,2	-	-
60	-	36,1	5,9	0,30
60	50	50,3	-	-
80	-	59,3	9	0,45
80	70	70	-	-
100	-	81,3	11,3	0,57
100	90	89,97	-	-
120	-	104,23	14,26	0,71
120	110	110,25		
140	-	127,35	17,1	0,86
140	130	130,85	-	-
160	-	148,95	18,1	0,91
160	150	150	-	-
180	-	168,75	18,75	0,94
180	170	170,04	-	-
200	-	189,5	19,46	0,97
Etapa de saturación completada:				
200	190	189,97		

Fuente: *Elaboración propia*

Figura 3.6. Incremento del coeficiente de presión de poros B durante la etapa de saturación.



Fuente. Elaboración propia

2. Etapa de consolidación. –

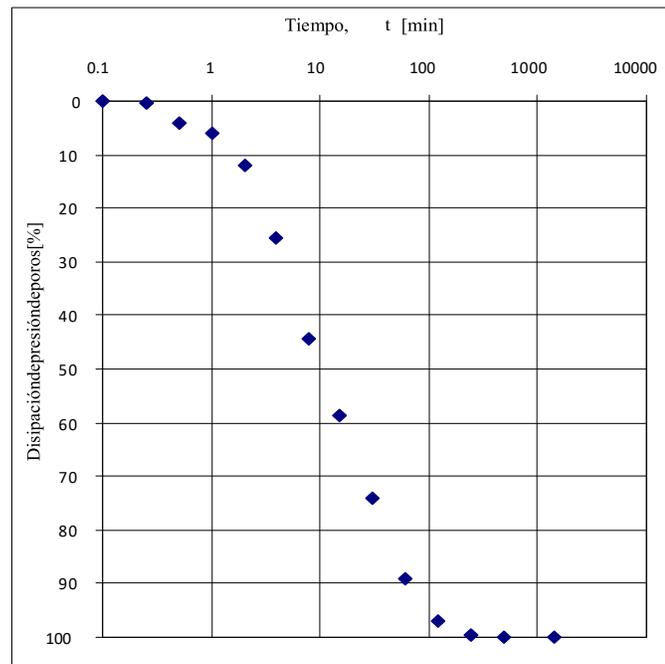
Tabla 3.9. Planilla de registro en la etapa de consolidación. Muestra Tejar – 1.

Presión efectiva [kPa]:	375	Fecha	Hora	Tiempo t [min]	Raíz del tiempo \sqrt{t}	Cambio de volumen		Presión de poros		Disipación [%]
						Lectura [cm ³]	ΔV [cm ³]	Lectura [kPa]	ΔP [kPa]	
Presión en la celda [kPa]:	565									
Contrapresión [kPa]:	190	24/07/17	8:00:00	0,00	0	23,60	0,0	575	0	0
p.d.p. despues sat.[kPa]:	575		8:00:06	0,10	0,32	23,50	0,1	575,17	-0,17	0
Incremento de p.d.p. [kPa]:	385		8:00:15	0,25	0,50	23,50	0,1	573,72	1,28	0
Drenes laterales	si		8:00:30	0,50	0,71	23,00	0,6	558,48	16,52	4
$\sqrt{t_{100}}$:	5,69		8:01:00	1,00	1,00	22,30	1,3	551,93	23,07	6
t_{100} [min]:	32,4		8:02:00	2,00	1,41	21,50	2,1	528,34	46,66	12
t_r [min]:	58,3		8:04:00	4,00	2,00	20,30	3,3	476,39	98,61	26
Deformación de falla (asumida) [%]:	20		8:08:00	8,00	2,83	19,10	4,5	404,13	170,87	44
			8:15:00	15,00	3,87	17,70	5,9	349,30	225,70	59
Tiempo de falla [h]:	5,0		8:30:00	30,00	5,48	16,30	7,3	290,44	284,56	74
	0,059		9:00:00	60,00	7,75	15,00	8,6	232,59	342,41	89

Velocidad de deformación [mm/min]:			10:20:00	140,00	11,83	14,30	9,3	202,11	372,89	97
C_{vi} [m²/año]:	0,93		12:00:00	240,00	15,49	13,90	9,7	191,26	383,74	100
m_{vi} [m²/MN]:	0,265		16:00:00	480,00	21,91	13,70	9,9	190,30	384,70	100
k [m/s]:	7,64E-11	25/07/17	8:00:00	1440,00	37,95	13,70	9,9	190,00	385,00	100

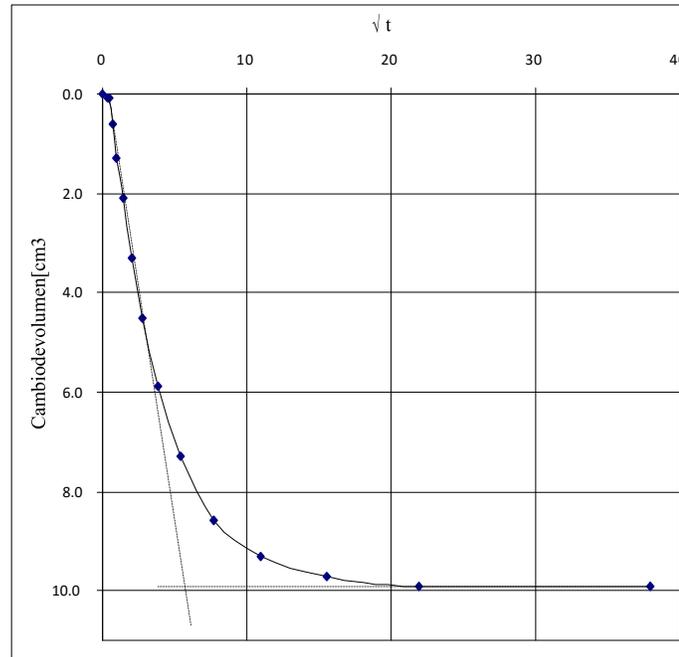
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.7. Disipación del exceso de presión de poros generado por el incremento en el esfuerzo efectivo.



Fuente: Elaboración propia.

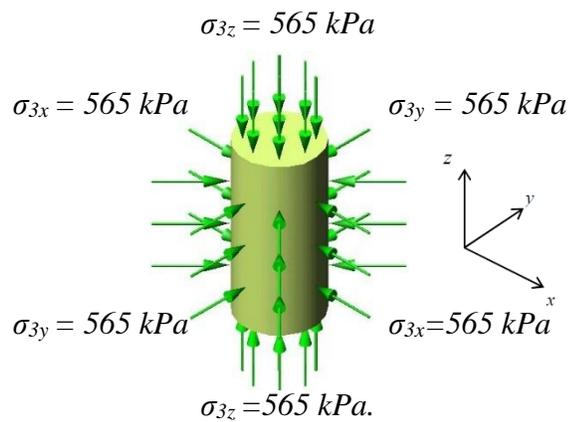
Figura 3.8. Método de la raíz del tiempo para la determinación del tiempo de consolidación.



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.9. Esquema del desarrollo de esfuerzos sobre la muestra de suelo, a la conclusión de la etapa de consolidación

<p>Incremento de presión de poros, $\Delta u = 0 \text{ kPa}$</p> <p>Presión de poros, $u = 190 \text{ kPa}$</p>
--



Fuente: Elaboración propia.

3. Etapa de compresión. –

Figura. 3.10. Prensa de carga axial controls.



Fuente: CONTROLS (2012)

Tabla 3.10. Planilla de registro en la etapa de compresión. Muestra T – 1.

Tiempo		Deformación	Carga	Presión de poros		Esfuerzo Principal		Razón de Esfuerzo				
Fecha	Hora	ε [%]	Fuerza [N]	u [kPa]	Δu [kPa]	Esfuerzo [kPa]	Mem+drn [kPa]	$\sigma_1 - \sigma_3$ [kPa]	σ_1 [kPa]	σ_1' [kPa]	σ_3' [kPa]	σ_1'/σ_3'
25-jul	9:00	0,00	0,0	194,67	0	0,0	0,0	0	565	370	370	1,00
	9:09	0,34	951,2	225,1	30,43	107,7	0,0	108	673	448	340	1,32
	9:18	0,73	1440,8	240,6	45,93	162,5	0,0	162	727	487	324	1,50
	9:27	1,17	1544,7	244,58	49,91	173,4	0,0	173	738	494	320	1,54
	9:36	1,61	1568,5	243,84	49,17	175,3	0,1	175	740	496	321	1,55
	9:45	2,06	1575,6	242,76	48,09	175,3	0,1	175	740	497	322	1,54
	9:54	2,50	1579,6	243,35	48,68	174,9	0,1	175	740	496	322	1,54
	10:03	2,95	1585,2	243	48,33	174,7	0,1	175	740	497	322	1,54
	10:12	3,40	1593,9	242,01	47,34	174,9	0,1	175	740	498	323	1,54
	10:21	3,84	1600,2	241	46,33	174,8	0,2	175	740	499	324	1,54
	10:30	4,29	1608,2	239,98	45,31	174,8	0,2	175	740	500	325	1,54
	10:39	4,73	1621,7	239,12	44,45	175,5	0,2	175	740	501	326	1,54
	10:48	5,18	1630,4	238,11	43,44	175,6	0,2	175	740	502	327	1,54
	10:57	5,63	1632,8	237,10	42,43	175,0	0,2	175	740	503	328	1,53
	11:06	6,07	1642,3	236,19	41,52	175,2	0,3	175	740	504	329	1,53
	11:15	6,52	1647,1	235,33	40,66	174,9	0,3	175	740	504	330	1,53
	11:28	7,19	1663,0	234,02	39,35	175,3	0,3	175	740	506	331	1,53
	11:37	7,63	1670,9	233,22	38,55	175,3	0,3	175	740	507	332	1,53
	11:46	8,08	1678,9	232,4	37,73	175,3	0,3	175	740	508	333	1,53
	11:55	8,53	1686,8	233,26	38,59	175,3	0,4	175	740	507	332	1,53
	12:04	8,97	1693,2	232,71	38,04	175,1	0,4	175	740	507	332	1,53
	12:13	9,42	1696,3	232,02	37,35	174,5	0,4	174	739	507	333	1,52
	12:22	9,87	1704,3	231,19	36,52	174,5	0,4	174	739	508	334	1,52
	12:31	10,31	1709,0	230,33	35,66	174,1	0,4	174	739	508	335	1,52
	12:40	10,76	1711,4	229,47	34,8	173,5	0,4	173	738	509	336	1,52
	12:49	11,21	1718,6	228,69	34,02	173,3	0,5	173	738	509	336	1,51
	12:58	11,65	1712,2	227,93	33,26	171,8	0,5	171	736	508	337	1,51
	13:07	12,10	1727,3	227,34	32,67	172,5	0,5	172	737	510	338	1,51
	13:16	12,55	1731,3	226,54	31,87	172,0	0,5	171	736	510	338	1,51
	13:25	12,99	1734,5	225,69	31,02	171,4	0,5	171	736	510	339	1,50
	13:34	13,44	1736,1	224,92	30,25	170,7	0,6	170	735	510	340	1,50
	13:43	13,89	1736,9	224,13	29,46	169,9	0,6	169	734	510	341	1,50
	13:52	14,33	1738,4	223,6	28,93	169,2	0,6	169	734	510	341	1,49
	14:01	14,78	1746,4	224,72	30,05	169,0	0,6	168	733	509	340	1,49
	14:10	15,23	1748,9	224,11	29,44	168,4	0,6	168	733	509	341	1,49
	14:19	15,67	1756,7	223,82	29,15	168,3	0,6	168	733	509	341	1,49
	14:28	16,12	1752,8	223,04	28,37	167,0	0,7	166	731	508	342	1,49
	14:37	16,57	1749,6	222,51	27,84	165,8	0,7	165	730	508	342	1,48
	14:46	17,01	1749,6	221,38	26,71	164,9	0,7	164	729	508	344	1,48
	14:55	17,46	1749,6	221,12	26,45	164,0	0,7	163	728	507	344	1,47
	15:04	17,91	1742,4	220,45	25,78	162,5	0,7	162	727	506	345	1,47

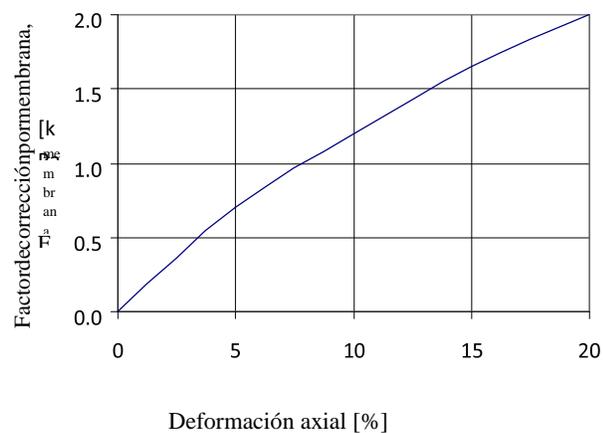
	15:13	18,36	1741,6	220,01	25,34	161,5	0,8	161	726	506	345	1,47
	15:22	18,80	1741,6	219,62	24,95	160,6	0,8	160	725	505	345	1,46
	15:31	19,25	1742,4	218,83	24,16	159,8	0,8	159	724	505	346	1,46
	15:40	19,70	1742,4	218,28	23,61	158,9	0,8	158	723	505	347	1,46

Fuente: Elaboración propia.

a. Corrección por membrana. –

La presencia de la membrana incrementa el esfuerzo resistido por la muestra, es por eso que se debe corregir el esfuerzo desviador. Al esfuerzo desviador calculado se le debe restar un valor de corrección obtenido de la *Figura 3.11*. si la muestra es de 38 mm de diámetro y el espesor de la membrana de 0,2 mm, de lo contrario se debe ajustar el factor de corrección con la Ecuación 5.6.

Figura 3.11. Curva sugerida para la corrección por membrana (falla de barril) para muestras de 38 mm de diámetro



Fuente: (Head 1986).

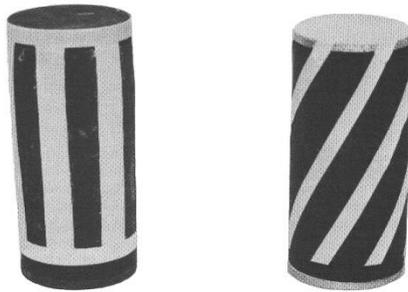
Tabla 3.11. Valores de corrección por presencia de drenes laterales.

Muestra T – 1.

Diámetro de muestra [mm]	38	50	70	100	150
Corrección por dren F_{dren} [kPa]	9.5	7	5	3.5	2.5

Fuente: Head (1986).

Figura 3.12. Drenes laterales acomodados a muestras de suelo para ensayo triaxial a) (izquierda) dren vertical, b) (derecha) dren en espiral



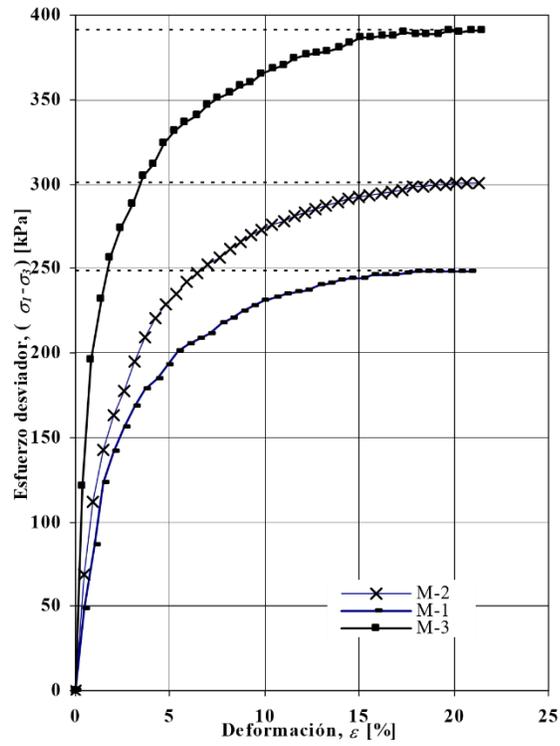
Fuente: Head (1986).

Figura. 3.14. Deformímetro o transductor de desplazamiento



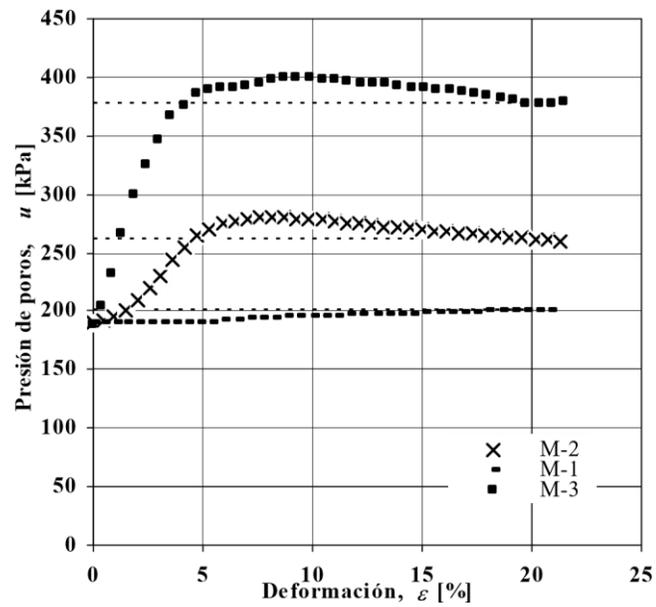
Fuente: CONTROLS (2012)

Figura 3.15. Curva esfuerzo deformación correspondiente a un ensayo triaxial consolidado no drenado CU.



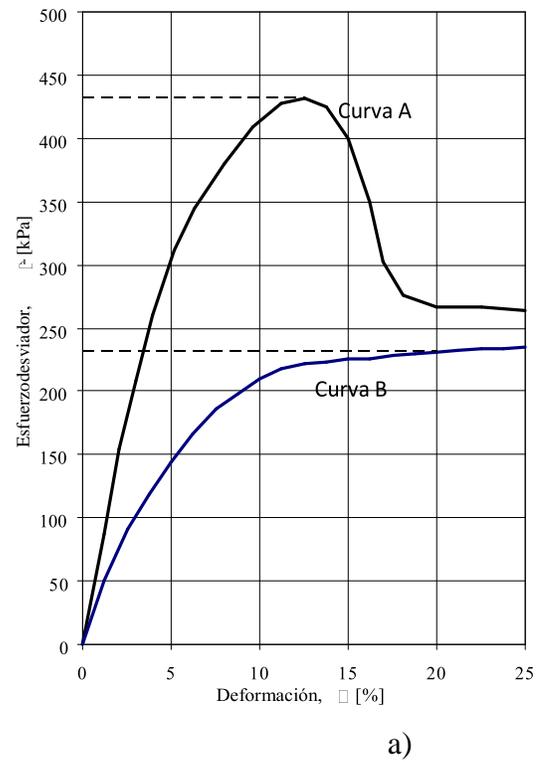
Fuente: Elaboración propia

Figura 3.16. Curva presión de poros deformación correspondiente a un ensayo triaxial consolidado no drenado CU.



Fuente: Elaboración propia.

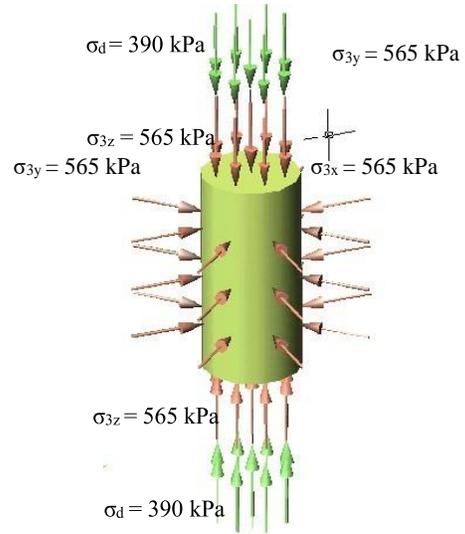
Figura 3.17. a) Curvas esfuerzo deformación, b) falla por cortante, c) falla por deformación o en forma de barril.



Fuente: Head (1986)

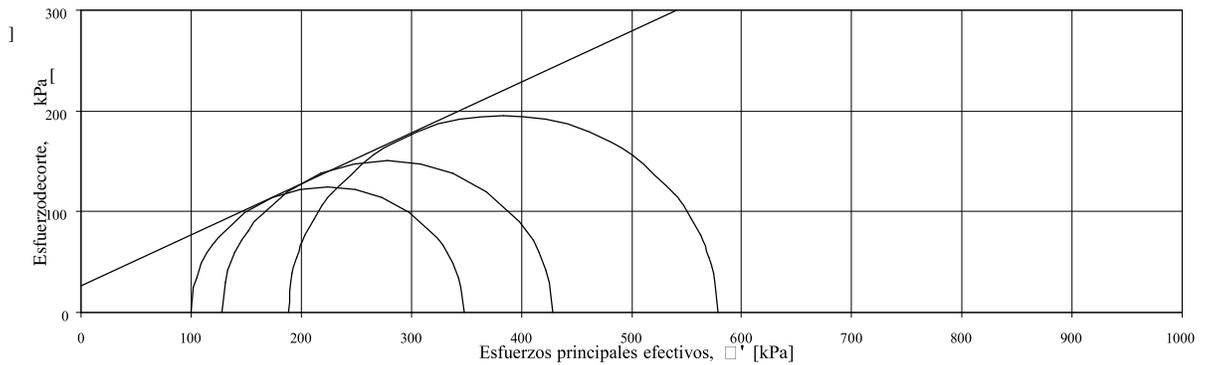
Figura 3.18. Esquema del desarrollo de esfuerzos sobre la muestra de suelo, en la falla durante la etapa de compresión

Incremento de presión de poros, $\Delta u = 188$ kPa
 Presión de poros, $u = 377$ kPa



Fuente: Elaboración propia.

Figura. 3.19. Representación de los círculos de Mohr y la envolvente de falla



Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.12 Resumen de los resultados obtenidos de la realización de un ensayo triaxial consolidado no drenado CU. Muestra Tejar – 1.

MUESTRA		M-1	M-2	M-3
INICIAL	Peso unit. [kN/m ³]	19.1	19.2	19.0
	Humedad [%]	28.6	28.7	28.6
	Peso seco [kN/m ³]	14.9	14.9	14.8
DESPUES CONSOLIDACION	Peso unit. [kN/m ³]	21.2	20.9	20.4
	Humedad [%]	34.3	33.2	24.3
	Peso seco [kN/m ³]	15.8	15.7	16.4
SATURACION	Presión de poros inicial [kPa]	0.0	0.0	0
	Presión de poros saturación [kPa]	190	189	190
	Presión final en la celda [kPa]	200	200	200
	Coficiente B	0.97	0.98	0.97
CONSOLIDACION	Presión celda [kPa]	300	390	565
	Contrapresión [kPa]	190	190	190
	Presión de poros inicial [kPa]	273	355	575
	Presión de poros final [kPa]	190	190	190
COMPRESION	Presión celda [kPa]	300	390	565
	Presión de poros inicial [kPa]	190	190	188
	Confinamiento efectivo inicial [kPa]	110	200	377
	Velocidad de deformacion [mm/min]	0.059	0.059	0.059
FALLA	Deformación [%]	20	20	20
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ [kPa]	248	301	391
	u_f [kPa]	200	262	377
	σ'_{3f} [kPa]	100	128	188
	σ'_{1f} [kPa]	348	428	579
PARAM. DE CONSOL.	C_{vi} [m ² /año]	0.20	0.88	0.93
	m_{vi} [m ² /MN]	0.669	0.311	0.265
	k [m/s]	4.06E-11	8.52E-11	7.61E-11
PARAMETROS EFECTIVOS DE RESISTENCIA		Cohesión [kPa]	Angulo de fricción interna [°]	
		26	27	

Fuente: Elaboración propia.

CAPITULO IV

CÁLCULOS Y TRATAMIENTO DE DATOS.

4. Obtención de parámetros del modelo Mohr – Coulomb.

En el capítulo II se trataron las principales características, variables y formulación básica del modelo elastoplástico perfecto *Mohr-Coulomb*. A continuación, se describe en detalle la metodología desarrollada para la determinación de los parámetros del modelo.

4.1. Ángulo de fricción (φ).

El ángulo de fricción es uno de los parámetros más comunes en la mecánica de suelos y es utilizado para numerosos procedimientos de diseño de fundaciones y otras estructuras geotécnicas. En general, el ángulo φ hace referencia a la medida de la resistencia cortante debida a la fricción mecánica directa entre las partículas de suelo.

El valor del ángulo de fricción caracteriza notoriamente a cada tipo de suelo, y puede ser determinado a partir de procedimientos de laboratorio y de campo, a través de correlaciones y gráficos; y si no se cuenta con ninguna otra información puede obtenerse a partir de tablas. En este sentido, la prueba triaxial es uno de los ensayos más adecuados para evaluarlo mediante la representación gráfica del criterio de falla *Mohr-Coulomb*. La determinación del ángulo de fricción total y efectivo para el suelo en estudio se muestra en la *Figura 3.19* y la *Tabla 3.11*. a partir de los resultados de los ensayos triaxiales (CU) efectuados.

$$\varphi = 27^\circ$$

4.2. Cohesión (c).

La resistencia por cohesión es definida como la medida de las fuerzas que cementan las partículas de suelo. La cohesión del suelo puede ser establecida a partir de variados procedimientos; sin embargo, a partir de la información disponible de los ensayos triaxiales ejecutados y del trazado de la envolvente de

falla del suelo, esta puede ser determinada como el intercepto de la línea de falla con el plano vertical.

Como se aprecia en la *Figura 3.19*. el valor de la cohesión es cero, un valor típico para suelos finos normalmente consolidados. No obstante, en los cálculos computacionales es aconsejable valores ligeramente mayores para un mejor desempeño en el cálculo numérico.

$$c = 0 \text{ kPa}$$

4.3. Ángulo de dilatancia (ψ).

El ángulo de dilatancia puede tener una influencia significativa en la modelación del comportamiento del suelo, especialmente en arenas densas y suelos finos altamente sobreconsolidados. En el caso de las arenas este parámetro puede ser determinado mediante la evaluación de las deformaciones unitarias volumétricas en un ensayo triaxial drenado, considerando de manera particular la variación del parámetro con el grado de sobreconsolidación (OCR) del suelo. Dado que de manera general la dilatancia corresponde a un fenómeno particular de suelos granulares, y por tratarse de especímenes de suelo con comportamiento normalmente consolidado es recomendable usar el valor de cero grados para este parámetro.

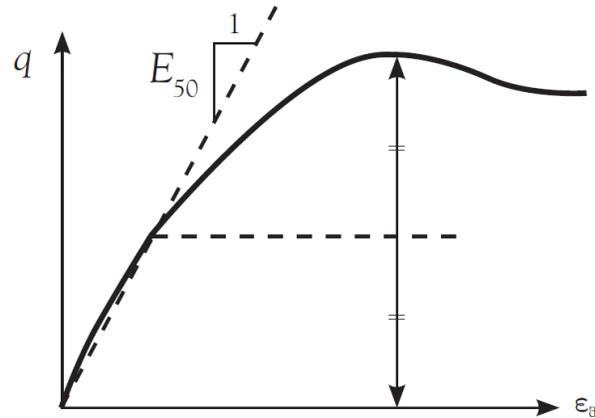
$$\psi = 0^\circ$$

4.4. Módulo de Young (E). –

PLAXIS usa el módulo de Young como un módulo de rigidez, y dado el comportamiento no lineal típico de los suelos normalmente consolidados, no es conveniente usar el módulo de rigidez tangente a la parte inicial de la curva esfuerzo deformación (zona elástica) sino que se recomienda usar el módulo de rigidez correspondiente a la pendiente de la recta entre el origen y el punto correspondiente al 50% de la resistencia máxima como se presenta en la *Figura 4.1*. Este módulo de Young es denotado como E_{50} y es el más indicado para representar dicha respuesta. El valor de este parámetro se determinó gráficamente

a partir de la información experimental obtenida de las pruebas triaxiales (gráfico $q - \epsilon_a$).

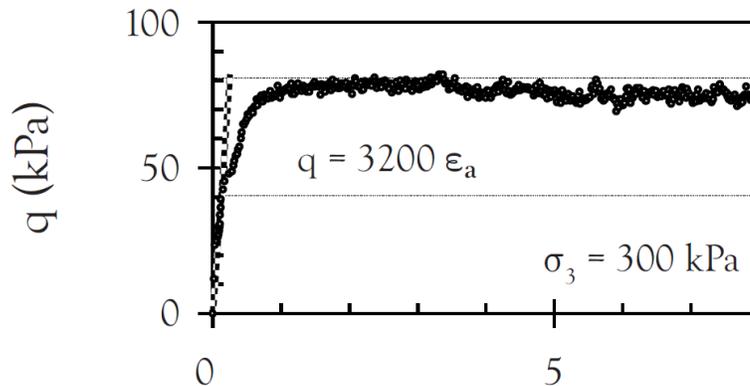
Figura 4.1. Definición del módulo de rigidez secante E_{50} .



Fuente: PLAXIS (2004)

Dado que el modelo *Mohr-Coulomb* no considera en su formulación la dependencia de este parámetro de rigidez con el estado de esfuerzos del suelo, se consideró la medición gráfica de los valores de este módulo para cada uno de los tres estados ensayados (esfuerzos de confinamiento de 300, 350 y 400 kPa), y debido a que se está modelando el comportamiento drenado del suelo, el módulo de Young o módulo de rigidez está en términos efectivos (E'_{50}), Figura 4.2.

Figura 4.2. Determinación del módulo Young efectivo E'_{50} .



Fuente: Elaboración propia.

Para verificar la suficiencia de la determinación de este parámetro mediante el procedimiento gráfico y comprobar la validez de algunas correlaciones disponibles para suelos arcillosos, se evaluaron los valores del módulo de *Young* E' utilizando la siguiente relación:

$$E' = \frac{8}{3} * G$$

$$G = \frac{1}{3} * Eu$$

$$Eu = \frac{15000 * Su}{IP}$$

Donde E' es el módulo de *Young* efectivo, el módulo de corte, es el módulo de *Young* no drenado, es la resistencia la corte no drenada y el índice de plasticidad. Los resultados del análisis se muestran en la *Tabla 4.1*.

Tabla 4.1. Comparación de Módulos de Young calculados de forma directa y gráficamente. Muestra T – 1.

Esfuerzo de consolidación	Resultados de la correlación			Resultados de la grafica
	Eu (kPa)	G (kPa)	E' (kPa)	E'50 (kPa)
300	35732	11912	31765	32000
350	42353	12118	37647	37800
400	48529	16177	43137	45000

Fuente: Elaboración propia.

De los resultados se aprecia una correspondencia muy favorable entre las dos metodologías. No obstante, en el presente trabajo se consideraron para todas las modelaciones numéricas los valores obtenidos de la medición gráfica, es decir, el módulo de *Young* efectivo (E'_{50}) para el 50% de la resistencia máxima.

4.5. Relación de Poisson (ν).

Se trata de uno de los parámetros más difíciles de evaluar en el contexto de la mecánica de suelos, pero al mismo tiempo, de uno de los más relevantes en el análisis numérico por elementos finitos y particularmente en el modelo *Mohr-Coulomb*. Normalmente, la relación de *Poisson* efectiva puede ser evaluada a través de la realización de un ensayo triaxial drenado, midiendo las distintas variables de deformación unitaria. Durante la etapa de falla en los ensayos triaxiales CU no se presenta cambio volumétrico en el suelo, por lo que la relación de *Poisson* evaluada en este tipo de ensayo corresponde al parámetro no drenado ν_u (generalmente $\nu_u = 0,5$). Dado que el modelo considerado en este estudio requiere la introducción de este parámetro en términos efectivos, el uso del valor obtenido del ensayo no drenado reproduciría de manera equivocada el comportamiento del suelo.

Adicionalmente, cuando se utiliza la opción de comportamiento no drenado en el programa *PLAXIS* se ajusta de forma automática una rigidez aparente para el líquido intersticial basada en dicha relación de *Poisson* no drenada (por defecto 0,495). En este caso específico, el coeficiente de *Poisson* en términos efectivos deberá ser menor de 0,35. La utilización de valores superiores a este valor implicaría que el agua no fuera suficientemente rígida con respecto al esqueleto del suelo para simular el comportamiento no drenado. A partir de lo anterior, se aplicaron tres metodologías de cálculo para obtener el valor más adecuado ajustado al tipo de suelo y al requerimiento de modelación. Los resultados se muestran en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Determinación relación de Poisson. Muestra T – 1.

Fundamento teórico	Expresión	Resultado ν'
Ley generalizada de Hooke	$\varepsilon_3 = \frac{1}{E'}$	0,483*
Coefficiente de presión de tierras en reposo (Jaki, 1994)	$K_o = 1 - \sin \varphi'$ $\nu' = \frac{K_o}{1 + K_o} \approx \frac{1 - \sin \varphi'}{2 - \sin \varphi'}$	0,455
Relación elástica	$E' = 2G(1 + \nu')$	0,333

Fuente: Elaboración propia

Como se aprecia, el valor del parámetro obtenido mediante la última correlación (0,333) cumple con los dos criterios antes mencionados, por lo que se selecciona como única opción válida para el análisis computacional. El conjunto de parámetros de entrada obtenidos para el modelo se muestra en la *Tabla 4.3*.

Tabla 4.3. Parámetros obtenidos para el modelo Mohr Coulomb. Muestra T – 1.

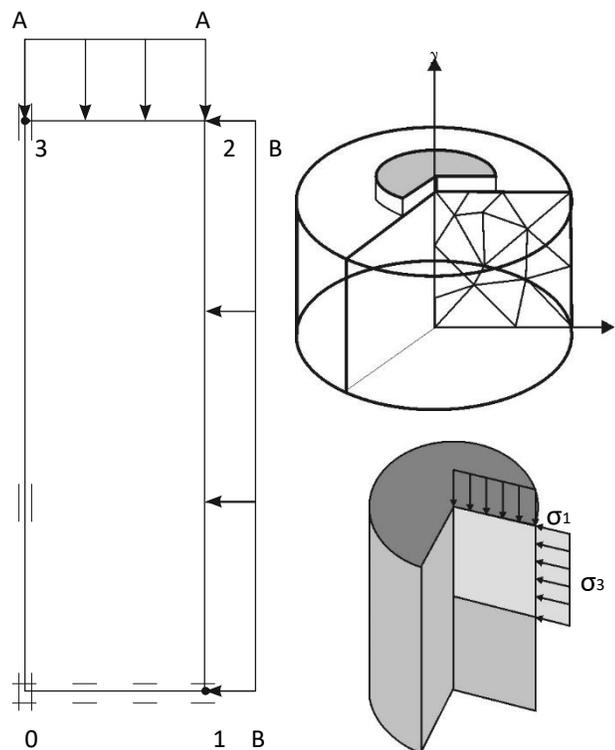
Parámetro	Descripción	Arcilla reconstituida CL
E50	Módulo de Young (kPa)	32000
		37800
		45000
ν'	Relación de Poisson (-)	0,333
c'	Cohesión (kPa)	0
φ'	Angulo de Fricción (°)	10
ψ	Angulo de Dilatancia (°)	0

Fuente: Elaboración propia

4.6. Simulaciones numéricas.

Las modelaciones numéricas para la aplicación de las dos relaciones constitutivas consideradas se efectuaron mediante el uso del programa computacional de elementos finitos bidimensionales *PLAXIS* V.8, especializado en el análisis de deformación y estabilidad en problemas geotécnicos. De esta manera, se simularon las características básicas de los ensayos triaxiales ejecutados en el programa experimental mediante la definición de un modelo geométrico en dos dimensiones con simetría axial (axisimetría); en la figura 8 se muestra un esquema del modelo geométrico usado en el análisis numérico.

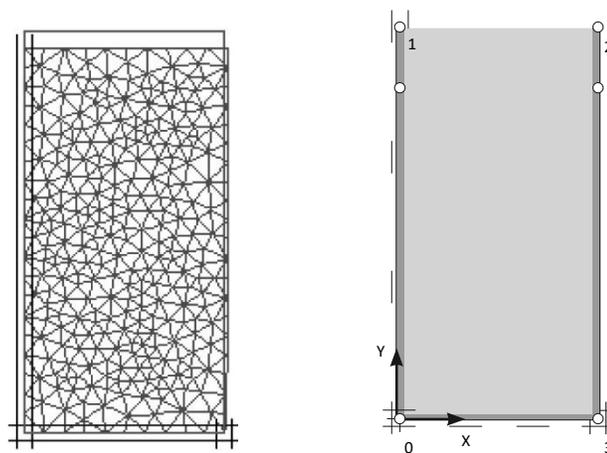
Figura 4.3. Modelización de las probetas de suelo en un ensayo triaxial en el programa de elementos finitos PLAXIS



Fuente: PLAXIS (2004)

Una vez definido el modelo geométrico se definen la discretización del dominio y las condiciones iniciales como la presión de poros y las restricciones de contorno. Aunque un mallado grueso es suficiente para una geometría simple como la utilizada en la modelación, se consideró un mallado fino para lograr una mejor aproximación numérica en la consolidación. La presión de poros inicial fue de 200 kPa para todas las muestras, y se permitió el drenaje solo por la parte superior del modelo, de tal manera que se representaran las condiciones del ensayo. En cuanto a las restricciones de desplazamiento en la parte inferior se restringe el desplazamiento en la dirección y mientras que en el costado izquierdo se restringe el desplazamiento en la dirección x . En el costado derecho y la parte superior no se hacen restricciones. Adicionalmente, se asignaron las variables al dominio que representa la muestra de suelo según el modelo constitutivo empleado, y se establecieron las fases y los tipos de cálculo necesarios para la reproducción computacional de la prueba triaxial, como la saturación, consolidación y pasos de carga. En la *Figura 4.4.* se presenta el esquema del mallado o mesh y las restricciones de desplazamiento y drenaje en el modelo.

Figura 4.4. Malla de elementos finitos, restricciones y condiciones de drenaje.



Fuente: PLAXIS (2004)

4.7. Procedimiento de manejo de datos.

4.7.1. Ajustes Generales.

El software utiliza esta entrada principal para determinar los parámetros iniciales con los cuales trabajara, como ser el nombre del proyecto, el modelo que se utilizara y los nodos que se utilizara en el método de elementos finitos.

También se observa las dimensiones que se utilizaran para las simulaciones como también las unidades con las cuales se trabajara.

Figura 4.5. Características del proyecto

General settings

Project | Dimensions

Project

Filename muestra_1.PLX

Directory C:\Users\Weko\Desktop\CIV_501\PRU

Title muestra_1

General options

Model Plane Strain

Elements 15-Node

Comments

Acceleration

Gravity angle : -90 ° 1.0 G

x-acceleration : 0,000 G

y-acceleration : 0,000 G

Earth gravity : 9800,000 mm/s²

Set as default

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.6. Dimensiones y Unidades a utilizar en el proyecto.

General settings

Project | Dimensions

Units

Length mm

Force kN

Time day

Geometry dimensions

Left : 0,000 mm

Right : 80,000 mm

Bottom : 0,000 mm

Top : 150,000 mm

Grid

Spacing : 1,000 mm

Number of snap intervals: 1

Set as default

Fuente: Elaboración propia

4.7.2. Materiales.

Este módulo tiende a ser el de mayor importancia a medida que el proyecto se desarrolla ya que con el mismo observaremos el comportamiento del material en condiciones simuladas de óptimo trabajo.

En el mismo se puede encontrar ya datos tabulados como también se puede introducir, en el mismo también se analiza directamente en que modelo elastoplástico se trabajara.

Se tiene la información general de la del tipo de suelo, el modelo con el cual el suelo trabajara y la condición drenada o no drenada del mismo; también se observa el peso específico saturado y no saturado como también los coeficientes de permeabilidad.

Figura 4.7. Parámetros generales del material.

Mohr-Coulomb - muestra_1

General | Parameters | Interfaces

Material set

Identification: muestra_1

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: UnDrained

General properties

γ_{unsat} : 1,210E-08 kN/mm³

γ_{sat} : 1,790E-08 kN/mm³

Comments

Permeability

k_x : 1,000E-04 mm/day

k_y : 1,000E-04 mm/day

Advanced...

Fuente: Elaboración propia

En la pestaña parámetros se introduce los parámetros avanzados del tipo de modelo escogido, en este caso el modelo *Mohr – Coulomb*.

Figura 4.8. Parámetros avanzados del modelo Mohr Coulomb.

Mohr-Coulomb - muestra_1

General	Parameters	Interfaces	
Stiffness		Strength	
E_{ref} :	0,032 kN/mm ²	c_{ref} :	1,000 kN/mm ²
ν (nu) :	0,333	ϕ (phi) :	10,000 °
		ψ (psi) :	0,000 °
Alternatives		Velocities	
G_{ref} :	0,012 kN/mm ²	V_s :	0,000 mm/s
E_{oed} :	0,048 kN/mm ²	V_p :	0,000 mm/s

Fuente: Elaboración propia

4.7.3. Dimensionamiento de la probeta.

El software nos facilita el dimensionamiento mediante coordenadas, recordemos que al tener un suelo del tipo fino lo más factible fue utilizar el modelo de diámetro 75mm, con una altura de 150mm.

Figura 4.9. Tabla de coordenadas para el desarrollo geométrico de la probeta.

Coordinate table

Point	X [mm]	Y [mm]
0	0,000	0,000
1	0,000	150,000
2	75,000	150,000
3	75,000	0,000

Fuente: Elaboración propia

4.7.4. Restricciones de drenaje.

Las restricciones se darán para evitar que la muestras pueda salir disgregada simulando así la envoltura de látex que se tiene dentro de la celda triaxial.

Se procedió a restringir el lado inferior para la condición de no drenado y el lado izquierdo para la misma condición.

4.7.5. Cargas.

Las cargas dadas serán el esfuerzo desviador con el cual la probeta fallo dentro del ensayo triaxial físico considerando esta como una carga distribuida axisimetricamente, de la misma manera se considerará el esfuerzo de consolidación que se tiene al llegar a la etapa de corte del ensayo.

Figura 4.10. Carga distribuida axisimetricamente.

Distributed load - static load system A

Geometry point 1	Geometry point 2
X-Value : 0,000 kN/mm ²	X-Value : 0,000 kN/mm ²
Y-Value : -2,081E-0 kN/mm ²	Y-Value : -2,081E-0 kN/mm ²

Fuente: Elaboración propia.

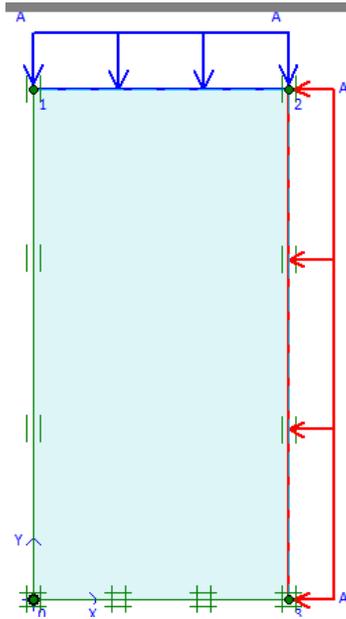
Figura 4.11. Carga distribuida perpendicularmente.

Distributed load - static load system A

Geometry point 2	Geometry point 3
X-Value : -1,700E-0 kN/mm ²	X-Value : -1,700E-0 kN/mm ²
Y-Value : 0,000 kN/mm ²	Y-Value : 0,000 kN/mm ²

Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.12. Probeta con las características previamente dadas.

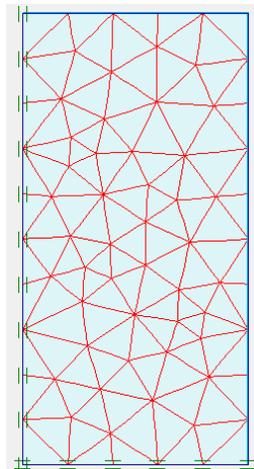


Fuente: Elaboración propia.

4.7.6. Generación de mallas.

Al tener todos los elementos se procede a la generación de Mesh o mallas para determinar las deformaciones en el cuerpo de la probeta.

Figura 4.13. Malla generada por los esfuerzos,

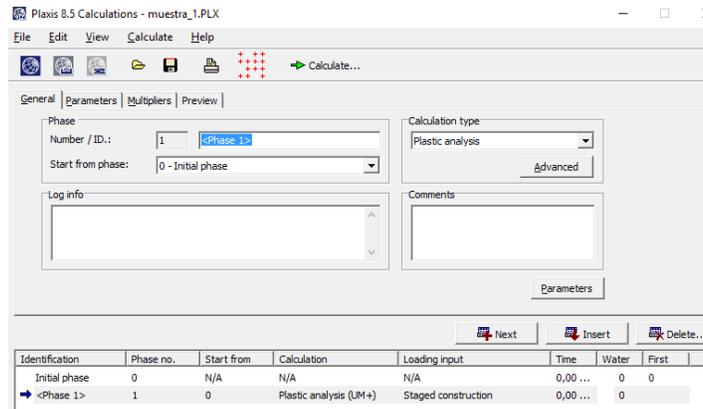


Fuente: Elaboración propia.

4.7.7. Cálculos por etapas.

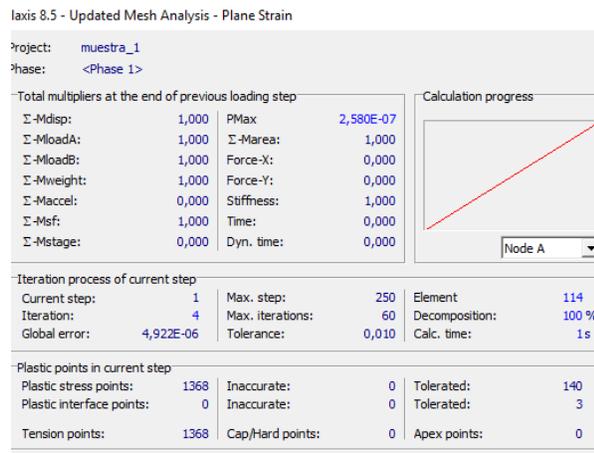
La versatilidad del programa nos permite trabajar por etapas la probeta es así que en las diversas etapas se procede a observar las diversas combinaciones de cargas, inicialmente la carga muerta aplicando un análisis plástico.

Figura 4.14. Ingreso de datos para diversas etapas.



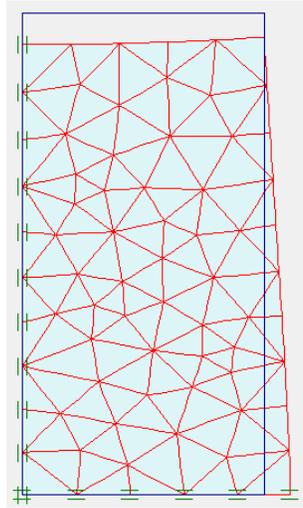
Fuente: Elaboración propia

Figura 4.15. Iteraciones sucesivas.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.16. Malla deformada.



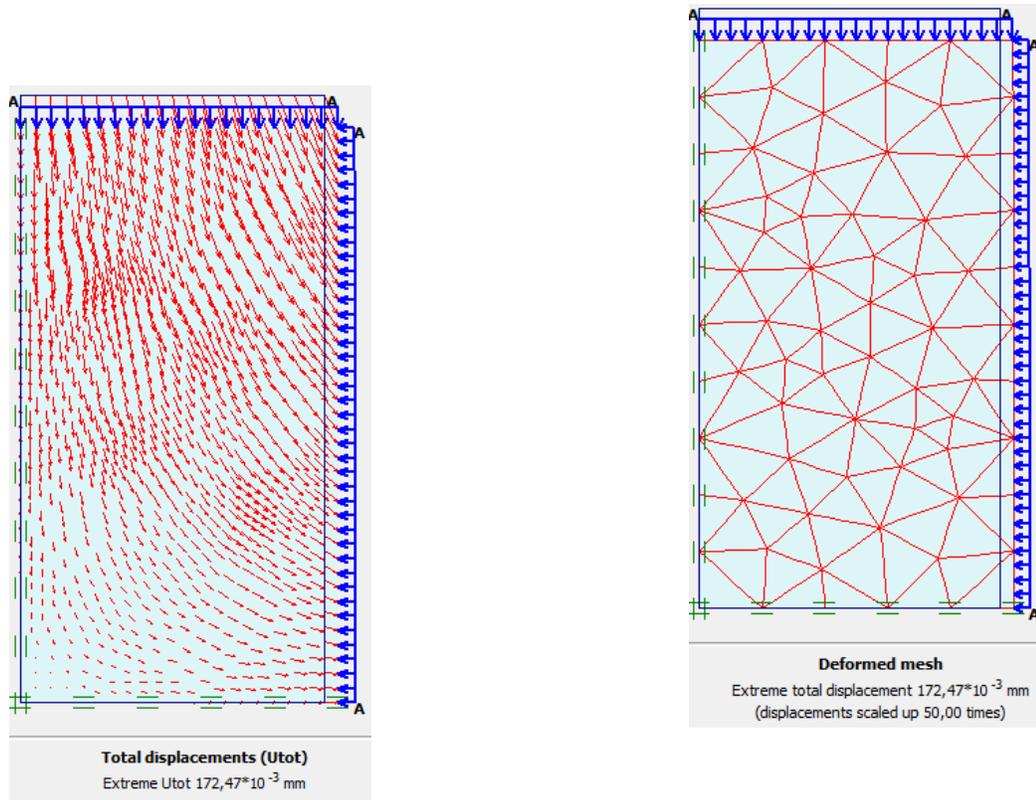
Fuente: Elaboración propia.

4.8. Resultados y análisis. –

A continuación, se presentan los resultados del análisis desarrollado, así como las observaciones obtenidas de la comparación entre las curvas reales del comportamiento del material y las estimadas por los modelos. En la *Figura 4.5.* se presentan los resultados de la modelación como los desplazamientos y la malla deformada obtenida con el modelo constitutivo utilizados. Se puede observar que los desplazamientos son mayores en la parte superior del modelo debido a que en esta zona es donde se aplica el esfuerzo de compresión.

Figura 4.17. Desplazamientos y deformada modelo Mohr Coulomb,

$$V3 = 170 \text{ kPa}$$



Fuente: Elaboración propia

En las Figuras 4.6, 4.7 y 4.8. se presentan los resultados de las curvas esfuerzo-deformación experimentales obtenidas para diferentes presiones de confinamiento isotrópico junto con las simulaciones numéricas correspondientes.

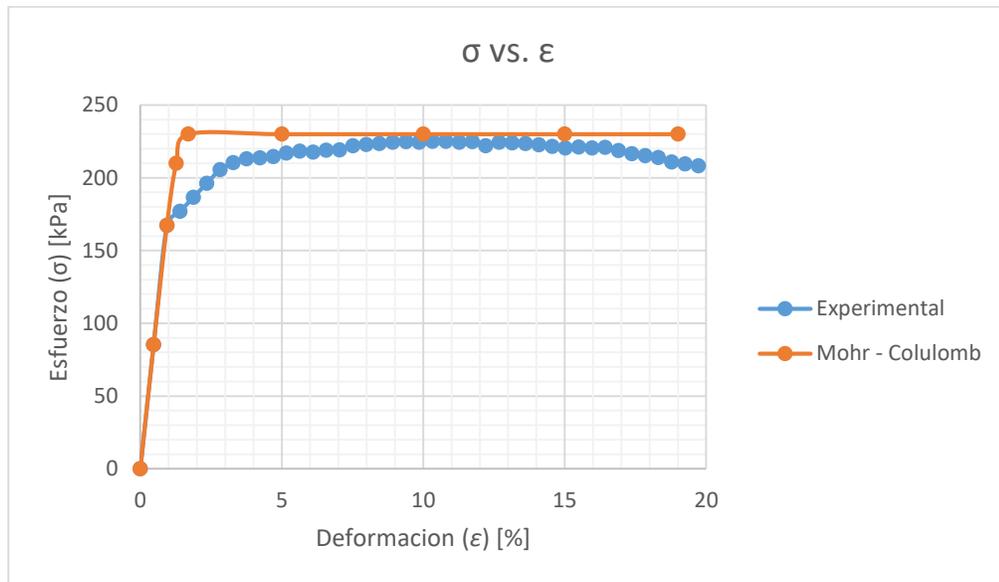
De los resultados se aprecia una correspondencia aceptable entre las mediciones y las modelaciones, y se comprueba que los parámetros adoptados son adecuados, y que la metodología para su obtención es válida para los modelos constitutivos analizados. De las simulaciones con el modelo *Mohr – Coulomb* se observan los elementos típicos de un modelo lineal, y se pueden diferenciar las dos respuestas básicas contenidas en su formulación (elastoplasticidad perfecta). De esta manera,

y en comparación con el comportamiento experimental, se observa una transición menos gradual entre el comportamiento elástico y el estado plástico del suelo.

Del análisis se confirma la capacidad del modelo para la representación del comportamiento particular de los suelos normalmente consolidados (suelos con endurecimiento progresivo hasta la falla). De otra parte, se aprecia que el nivel de falla o resistencia última es simulado adecuadamente por los modelos en análisis, dado que el criterio de falla *Mohr – Coulomb* es común en la formulación de los modelos constitutivos. Para las tres simulaciones el modelo coincidió en la resistencia máxima o esfuerzo de falla. Para la muestra triaxial con presión de confinamiento de 300 kPa el esfuerzo máximo es de 80 kPa, para la presión de confinamiento de 350 el esfuerzo máximo es de 94 kPa y finalmente para la muestra con presión de confinamiento de 400 kPa el esfuerzo máximo es de 108 kPa, comparando estos resultados con los obtenidos en las modelaciones coinciden perfectamente.

Figura 4.18. Resultados experimentales y simulaciones

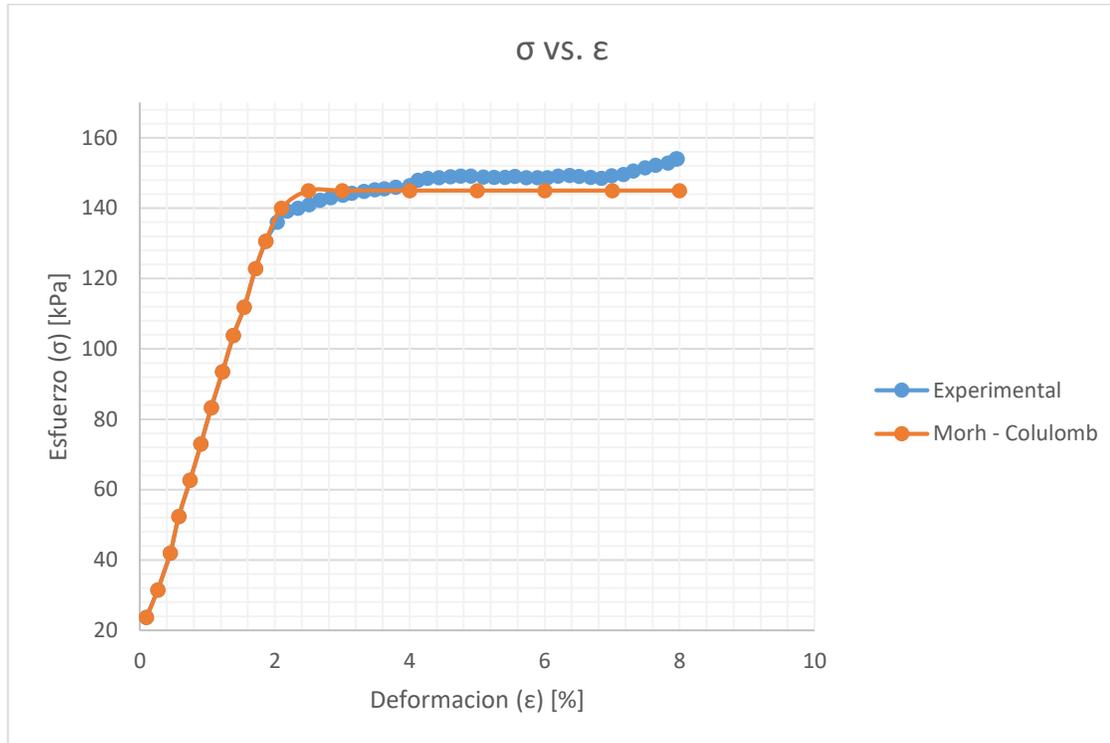
(Ensayo triaxial no drenado, $V_3 = 300$ kPa)



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.19. Resultados experimentales y simulaciones

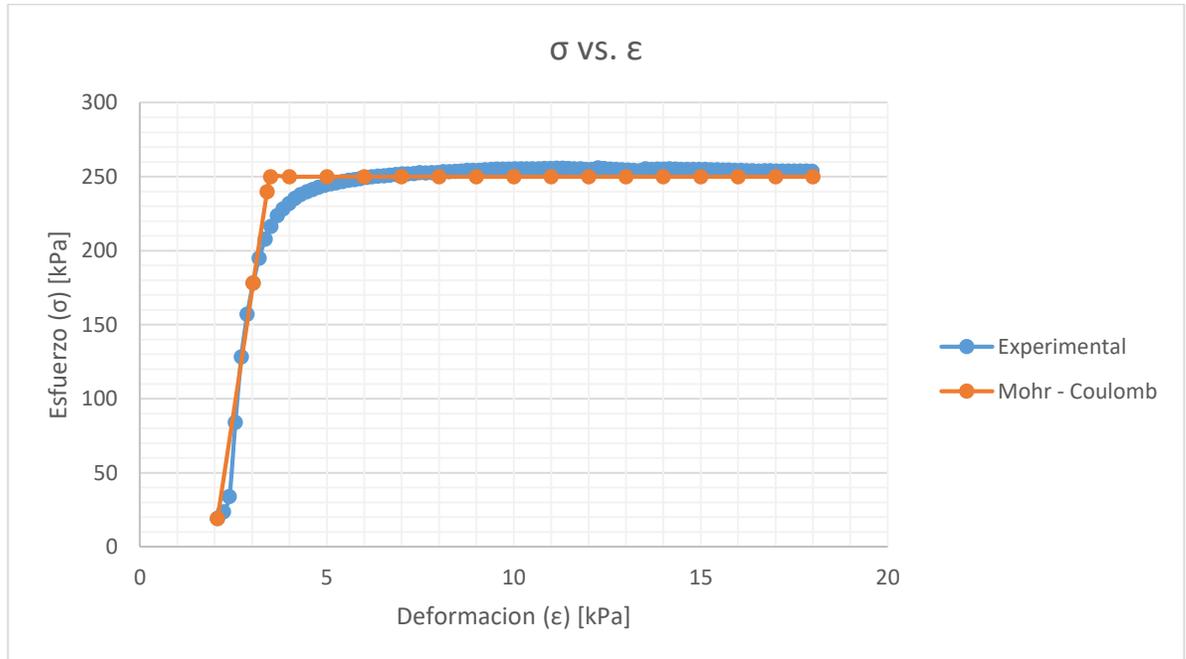
(Ensayo triaxial no drenado, $\sigma_3 = 350$ kPa)



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.20. Resultados experimentales y simulaciones

(Ensayo triaxial no drenado, $V_3 = 400$ kPa)



Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.1. Conclusiones.

Basados en los resultados obtenidos en cuanto a la determinación de parámetros y la modelación numérica de los ensayos triaxiales, se pueden hacer las siguientes conclusiones.

- Se obtuvo una validación preliminar de la metodología propuesta para la determinación de los parámetros del modelo constitutivo *Mohr-Coulomb* en la modelación del comportamiento de suelos finos del valle central de Tarija.
- Además de la evaluación de la correspondencia entre los resultados experimentales y las simulaciones, los resultados de los parámetros obtenidos mediante la metodología desarrollada se encuentran dentro de los rangos reportados en la literatura para arcillas con características físicas y mecánicas similares.
- Para el conjunto de parámetros de entrada determinados, y para la trayectoria de esfuerzos evaluada, los modelos recogen de manera razonable los principales elementos del comportamiento esfuerzo-deformación observado en las pruebas triaxiales realizadas.
- Aunque el modelo *Mohr-Coulomb* predicen adecuadamente la falla del suelo, es decir, el modelo coincide con el esfuerzo de falla para todas las simulaciones realizadas, se recomienda en una futura línea de investigación la determinación de los parámetros para los modelos *Hardening Soil* y *Cam clay*, en sus diferentes variedades debido a la consideración de la variación de la rigidez dependiente del estado de esfuerzos y a la relación hiperbólica involucrada en su formulación. Ya que visualmente se pudo evidenciar que su comportamiento al no ser no lineal pudo ejercer como una representación ideal para los suelos con un esfuerzo de consolidación mayor a 400 kPa .Además la determinación de los parámetros de

entrada es razonablemente sencilla, y representa una ventaja importante para hacer uso del modelo.

- Se vio imposibilitado el uso del modelo *Hardening Soil* debido a la gran complejidad de obtención de los parámetros de rigidez y bajo la duda de la veracidad de la obtención de las ecuaciones que rigen dichos parámetros no se pudo realizar los análisis respectivos dentro de su diagrama esfuerzo – deformación.

5.2. Recomendaciones.

- Bajo el análisis del trabajo de campo, se recomienda que el ensayo triaxial se debe realizar por personal especializado en el tema, tanto dentro del área técnica como en el área de procesamiento de datos obtenidos por el ensayo, debido a que la interpretación de los datos es muy delicada y variada en función del tipo de suelo.

- La implementación de los modelos elastoplásticos, se lo vio como una herramienta muy útil para la optimización de estructuras de contención y subterráneas bajo el criterio del comportamiento del suelo, pero se recomienda aun el uso del modelo *Mohr – Coulomb*, ya que con este modelo se puede constatar la veracidad de sus datos obtenidos bajo ensayos de laboratorio y no así a partir de ecuaciones.

- La recomendación de los expertos en el área de los modelos constitutivos de los suelos es que los diferentes modelos elastoplásticos, exceptuando el modelo *Mohr – Coulomb*, se apliquen a partir de profundidades mayores a 50m. de profundidad, ya que el suelo se consideraría en un estado tensional más elevado.

- El uso de software siempre se vio como una herramienta muy fiable para la optimización de tiempo de ejecución de cálculos, pero siempre se recomienda el uso consiente del mismo ya que al insertar los datos en el mismo no puede discriminar datos erróneos de los más óptimos, así mismo se recomienda la verificación de los símbolos de separación de decimales ya que conllevan a errores significativos generando pérdidas en el tiempo de búsqueda de los errores en la ejecución de las simulaciones.

