

INTRODUCCIÓN Y CONCEPTOS BÁSICOS

*Jorge E. Alva Hurtado, PhD
Profesor Principal
Facultad de Ingeniería Civil
Universidad Nacional de Ingeniería*

INTRODUCCIÓN

Tal como lo estableciera el Prof. Peck, la Mecánica de Suelos es una ciencia y la Ingeniería de Cimentaciones es un arte. Esta distinción debe ser bien entendida si se desea alcanzar progreso y eficiencia en ambos campos.

Los atributos necesarios para practicar con éxito la ingeniería de cimentaciones son:

- a) Conocimiento de antecedentes
- b) Familiaridad con la Mecánica de Suelos
- c) Conocimiento práctico de Geología

Peck (1962) ha indicado que el atributo más importante de los tres es el conocimiento de antecedentes. La experiencia debe contribuir a la formación profesional, y por lo tanto debe buscarse y seleccionarse. Según Peck, la experiencia profesional no es una consecuencia del tiempo transcurrido en el ejercicio, sino más bien de la intensidad con que se adquiere y asimila tal experiencia.

Los innumerables hechos acumulados durante la vida profesional no tendrían ningún valor si éstos no se pudieran organizar y aplicar a nuevos problemas. La Mecánica de Suelos hizo posible lo anterior en el diseño y construcción de cimentaciones. No obstante, hay que aclarar que la Mecánica de Suelos no es un sustituto de la experiencia, su gran papel consiste en darle un mayor significado.

Tanto la familiaridad con la Mecánica de Suelos como el conocimiento práctico de la Geología, son atributos básicos del Ingeniero de Cimentaciones. El conocimiento de la Geología permite evaluar las discrepancias de las hipótesis simplificadoras que deben realizarse en los cálculos, con la realidad. La geología local debe entenderse antes de poder cuantificar los posibles errores en los cálculos y predicciones en la Ingeniería de

Cimentaciones. Además, un buen programa de exploración del subsuelo es imposible de realizarse sin un buen conocimiento práctico de la geología.

Por limitaciones de tiempo, este curso se concentrará en el tópico sobre la familiaridad con la Mecánica de Suelos, sin que esto signifique que tal punto sea el más significativo en la Ingeniería de Cimentaciones.

REFERENCIAS

PECK R.B. (1962)

“Art and Science in Subsurface Engineering”, Geotechnique, Vol XII, N° 1.

SIMONS N.E. y MENZIES B.K. (1977)

“A Short Course in Foundation Engineering”, Butterworth, London.

ESFUERZO EFECTIVO

Definición

El esfuerzo efectivo en cualquier dirección está definido como la diferencia entre el esfuerzo total en dicha dirección y la presión del agua que existe en los vacíos del suelo. El esfuerzo efectivo es por lo tanto una diferencia de esfuerzos.

Naturaleza del Esfuerzo Efectivo

El suelo es una estructura semejante a un esqueleto de partículas sólidas en contacto, formando un sistema intersticial de vacíos intercomunicados. Los vacíos del suelo están total o parcialmente llenos de agua. La interacción entre la estructura del suelo y el fluido de los vacíos determina el comportamiento, desde el punto de vista de la ingeniería, único y dependiente del tiempo, de la masa del suelo.

La compresibilidad de un suelo sujeto a carga o descarga, es principalmente su capacidad de deformación de vacíos, usualmente por desplazamiento de agua. La resistencia de un suelo es su capacidad última de resistencia a tal carga.

Los esfuerzos cortantes sólo pueden ser resistidos por la estructura de las partículas sólidas, pues el agua no tiene resistencia cortante. Por otro lado, el esfuerzo normal en cualquier plano es la suma de dos componentes: una debida a la carga transmitida por las partículas sólidas de la estructura del suelo, y la otra, una presión del fluido en los espacios vacíos.

La compresibilidad y la resistencia de un suelo dependen de la diferencia entre el esfuerzo total debido a la carga externa, σ , y la presión de poros, μ . Esta diferencia se denomina esfuerzo efectivo, y se expresa por:

$$\bar{\sigma} = (\sigma - \mu) \quad (1)$$

La naturaleza física de este parámetro puede entenderse intuitivamente considerando a un suelo saturado limitado por una membrana flexible impermeable, tal como se muestra en la Fig. 1. El esfuerzo total debido a la carga aplicada es σ , que es perpendicular a la

membrana. La presión de poros es μ ($\mu < \sigma$), la cual por ser una presión hidrostática, tiene igual intensidad en todas las direcciones. La presión de poros es perpendicular a la membrana y tiene el valor de μ . Examinando los esfuerzos normales a la membrana, se puede apreciar que la diferencia de esfuerzos ($\sigma - \mu$) se transmite a la estructura del suelo a través de la membrana, para una situación de equilibrio. Entonces, el esfuerzo efectivo ($\sigma - \mu$) es una medida de la carga transmitida por la estructura del suelo.

El Principio de Esfuerzos Efectivos en Suelos Secos o Saturados

El principio de los esfuerzos efectivos fue propuesto por Karl Terzaghi en 1923 y se representa en la ec. (1). La expresión anterior fue establecida para suelos saturados o suelos granulares secos. De acuerdo a Lambe y Whitman (1969), el principio de esfuerzos efectivos se enuncia del modo siguiente:

- a) El esfuerzo efectivo es igual al esfuerzo total menos la presión de poros.
- b) El esfuerzo efectivo controla ciertos aspectos del comportamiento del suelo, especialmente la compresibilidad y la resistencia.

Bishop y Blight (1963) indicaron que existen dos condiciones necesarias y suficientes para que la ec. (1) se cumpla rigurosamente para el cambio de volumen y la resistencia de suelos saturados o secos:

- 1) Las partículas del suelo son incompresibles.
- 2) El esfuerzo de fluencia en la partícula sólida, que controla el área de contacto y la resistencia cortante intergranular, es independiente del esfuerzo de confinamiento.

Los suelos reales no satisfacen completamente estas dos condiciones, tal como fue indicado por Skempton (1961); el comportamiento mecánico de los suelos y otros materiales porosos está controlado más exactamente por un esfuerzo efectivo que es función del esfuerzo total y la presión de poros en la forma:

$$\bar{\sigma} = \sigma - k\mu \quad (2)$$

donde, para cambios en la resistencia cortante:

$$k = \left(1 - \frac{a \operatorname{tg} \psi}{\operatorname{tg} \bar{\phi}} \right)$$

y para cambios volumétricos:

$$k = \left(1 - \frac{C_s}{C} \right)$$

donde:

a = área de contacto entre partículas por área unitaria bruta del material.

ψ = ángulo de fricción intrínseca de la sustancia sólida que compone las partículas.

$\bar{\phi}$ = ángulo de resistencia cortante del material poroso.

C_s = compresibilidad de la sustancia sólida que compone las partículas.

C = compresibilidad del material poroso.

Para los suelos, el valor de $\operatorname{tg} \psi / \operatorname{tg} \bar{\phi}$ puede ser de 0.15 a 0.30, pero a es muy pequeña a las presiones normalmente encontradas en los problemas de ingeniería. Además, bajo estas presiones bajas, C_s/C es muy pequeña, de modo que para suelos saturados o secos, el valor de $\bar{\sigma} = \sigma - \mu$ para ambos casos.

Skempton (1961) ha demostrado que la ecuación (1) de Terzaghi no es cierta para rocas saturadas o concreto, donde el valor de C_s/C está en el orden de 0.1 a 0.5, el de $\operatorname{tg} \psi / \operatorname{tg} \bar{\phi}$ en el orden de 0.1 a 0.3 y el valor de a no es despreciable.

El objetivo de la presentación anterior ha sido el indicar que el parámetro k no es necesariamente el mismo para cambios en la resistencia cortante y en el volumen. Es un caso accidental que para suelos saturados y suelos secos, el valor de k es igual a 1. De cualquier modo, el valor del esfuerzo efectivo, $\bar{\sigma}$, definido por la ec. (1) ha demostrado ser muy importante en la interpretación del comportamiento de suelos secos o saturados.

El Principio de Esfuerzos Efectivos en Suelos Parcialmente Saturados

Un suelo parcialmente saturado es un material compuesto de tres fases; los posibles estados del suelo, aire y agua se presentan en la Fig. 2 (Jennings, 1961). Para los casos donde el

aire en un suelo parcialmente saturado existe dentro de burbujas, puede decirse que por lo menos para el caso de cambios de resistencia cortante la ec. (1) se mantiene. Una situación diferente será en el caso de la Fig. 2 (d), donde existe un canal de aire.

En una conferencia presentada en Oslo en 1955 y después publicada en 1959, Bishop propone el principio de esfuerzos efectivos para suelos parcialmente saturados:

$$\bar{\sigma} = \sigma - [\mu_a - \psi (\mu_a - \mu_w)] \quad (3)$$

Con el objeto de desarrollar la ec. (3), Bishop extendió la ec. (2) a un suelo que contiene dos fluidos en los poros a diferentes presiones:

$$\bar{\sigma} = \sigma - k_1 \mu_w - k_2 \mu_a \quad (4)$$

donde:

μ_w = presión de poros en el agua

μ_a = presión de poros en el aire

Dentro del rango práctico de interés, se asume que cambios iguales y simultáneos en esfuerzo total, presión de poros en el agua y presión de poros en el aire, no tendrán efecto en el volumen o la resistencia cortante (la geometría del menisco depende solamente de la diferencia $\mu_a - \mu_w$ y es independiente de la presión absoluta.).

de la ec. (4): $\Delta \bar{\sigma} = 0$

$$\Delta \sigma = \Delta \mu_w = \Delta \mu_a$$

luego:

$$k_2 = 1 - k_1$$

si $k_1 = \psi$, la ec. (4) se transforma en:

$$\bar{\sigma} = \sigma - \mu_a + \psi (\mu_a - \mu_w) \quad (5)$$

Como fue indicado por Bishop y Donald (1961), ψ , simboliza un parámetro que depende del grado de saturación S_r y del ciclo de humedecimiento-secado o cambio de esfuerzo a que hubiera estado sometido el espécimen.

El esfuerzo efectivo normal con respecto a la resistencia cortante puede definirse como aquel esfuerzo al cual, con presiones de poro de aire y agua igual a cero, proporcionaría la misma resistencia que la combinación de esfuerzo total y presiones de poro y aire bajo consideración. El esfuerzo efectivo puede definirse de modo similar respecto al cambio volumétrico, pero los valores de ψ no necesariamente serían los mismos.

Cálculo del Esfuerzo Efectivo

El esfuerzo efectivo requiere que se determinen separadamente el esfuerzo total y la presión de poros en suelos saturados.

Considérese una condición típica de terreno en reposo, tal como se ilustra en la Fig. 3. El nivel freático se encuentra en la superficie. El esfuerzo vertical a una profundidad D se calcula determinando el peso total de una columna de suelo por área unitaria a la profundidad D . El esfuerzo vertical σ_v sería igual a γD , donde γ es el peso específico total del suelo. En este caso los planos vertical y horizontal son planos principales, no existiendo esfuerzos cortantes en dichos planos. En general, el esfuerzo total vertical y el horizontal no son iguales.

La presión de poros, μ , se determina considerando una columna vertical de agua. La presencia del suelo no afecta la presión de los poros. De este modo, $\mu = \gamma_w D$, donde γ_w es el peso específico del agua, que es igual a 1 gr/cc ó 1 ton/m³.

La carga súbita de un terreno constituido por arcilla, conlleva un aumento de la presión de poros debido al retardo del flujo de agua en el material fino del subsuelo. Con el tiempo este aumento en la presión de poros ocasionado por la carga se disipará. El flujo del agua ocurre debido al gradiente hidráulico inducido por la carga, el cual a su vez es reducido por el flujo, a medida que el suelo al disminuir de volumen puede tomar más carga. Aquí se aplica la ley de retornos decrecientes y ocurre una disminución exponencial del exceso de la presión de poros inducida por la carga. Este efecto se ilustra en la Fig. 4. Se muestra una distribución de presiones de poro con el tiempo (isócrona) por las alturas relativas de carga piezométrica en los medidores del nivel de agua.

En suelos reales sujetos a carga rápida, existen efectos de la deformación de la estructura del suelo a volumen constante, la compresibilidad del fluido de los poros y la dependencia de las propiedades estructurales del esqueleto del suelo, en el valor del exceso de la presión de poros generada. Todos estos factores significan que inicialmente la variación de carga se reparte entre la estructura del suelo y una variación de presión de poros generada. El incremento de presión de poros generado es por lo tanto no sólo función del incremento de carga, sino también de las propiedades del suelo. Estas propiedades se determinan experimentalmente y se denominan parámetros de presión de poros \bar{A} y B .

Considérese un incremento de carga aplicado a un elemento cilíndrico de suelo mostrado en la Fig. 5. La variación de carga es una compresión triaxial, el aumento del esfuerzo total vertical es $\Delta\sigma_1$ y el incremento del esfuerzo total radial es $\Delta\sigma_3$. Se genera un exceso de presión de poros $\Delta\mu$ por el incremento de la carga.

El sistema de carga de la Fig. 5 puede ser dividido en dos componentes: una variación isotrópica de esfuerzos $\Delta\sigma_3$, generando un exceso de presión de poros $\Delta\mu_b$, y una variación uniaxial de esfuerzos ($\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$), generando un exceso de presión de poros $\Delta\mu_a$.

Por el principio de superposición:

$$\Delta\mu = \Delta\mu_b + \Delta\mu_a \quad (6)$$

Suponiendo que el exceso de presión de poros generado por el incremento de carga es una función simple de ese incremento, se tiene:

$$\Delta\mu_b = B \Delta\sigma_3 \quad (7)$$

y

$$\Delta\mu_a = \bar{A} (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (8)$$

donde A y B son los parámetros de presión de poros determinados experimentalmente.

De este modo, la variación total de presión de poros está constituida por dos componentes: uno que es B veces la variación isotrópica de esfuerzos, y otro que es \bar{A} veces la diferencia de esfuerzos principales. En consecuencia:

$$\Delta\mu = B \Delta\sigma_3 + \bar{A} (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (9)$$

Debe notarse que Skempton (1954) estableció que:

$$\Delta\mu = B [\Delta\sigma_3 + A (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)], \text{ esto es: } \bar{A} = A.B \quad (10)$$

Los parámetros de presión de poros pueden medirse en el ensayo de compresión triaxial, donde la muestra del suelo se ensaya en dos etapas. En la primera etapa la muestra se somete a un incremento isotrópico de la presión de confinamiento, y se mide el incremento de la presión de poros. En la segunda etapa la muestra se carga axialmente y se mide el incremento de la presión de poros. Para un suelo saturado $B = 1$ y $\bar{A} = A$.

REFERENCIAS

LAMBE T.W. y WHITMAN R.V. (1969)

“Soil Mechanics”, John Wiley, New York.

BISHOP A.W. y BLIGHT G.E.(1963)

“Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Partly Saturated Soils”, Geotechnique, Vol.13, pp. 177-197.

SKEMPTON A.W. (1961)

“Effective Stress in Soils, Concrete and Rocks”, Proc. Conference on Pore Pressure and Suction in Soils, pp. 4-16, London.

JENNINGS J.E. (1961)

“A Revised Effective Stress Law for use in the Prediction of the Behavior of Unsaturated Soils”, Proc. Conference on Pore Pressure and Suction in Soils, pp. 26-30, London.

BISHOP A.W. y DONALD I.B. (1961)

“The Experimental Study of Partly Saturated Soil in the Triaxial Apparatus”, Proc. 5th. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 13-21, Paris.

SKEMPTON A.W. (1954)

“The Pore Pressure Coefficients A and B”, Geotechnique, Vol 4, pp. 143-147.

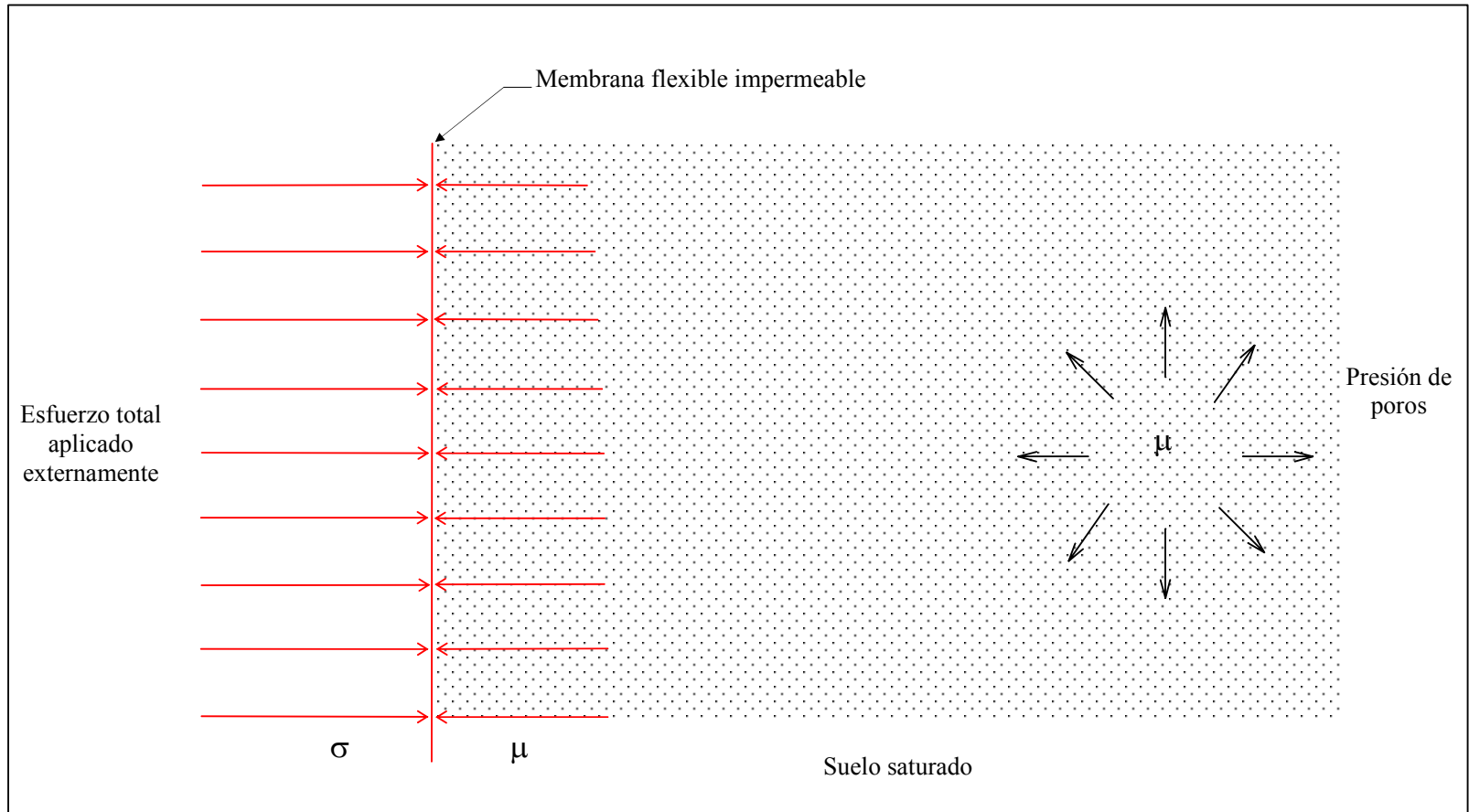
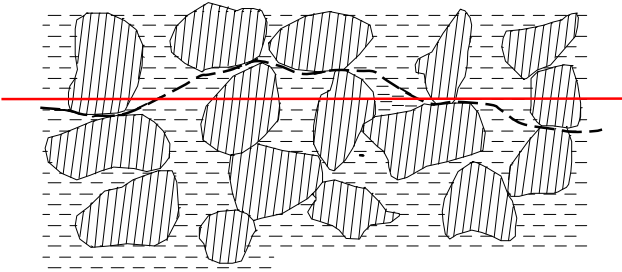
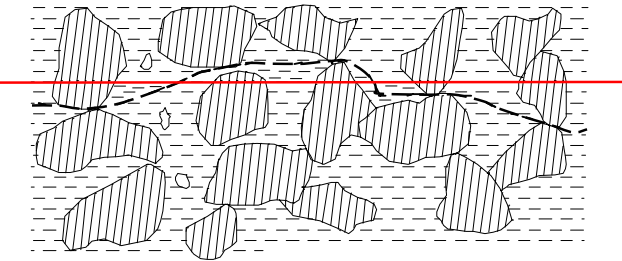


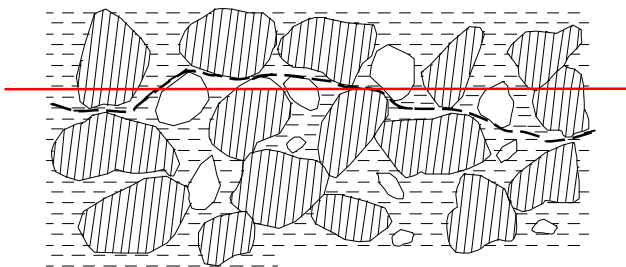
Fig. 1 : Modelo intuitivo del suelo demostrando la naturaleza del esfuerzo efectivo



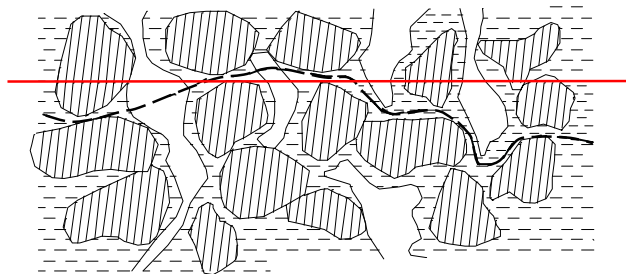
a) El fluido de poros es solo agua, presión positiva.



b) El fluido de poros es agua con burbujas de aire, presión positiva



c) El fluido de poros es agua con burbujas de agua, presión negativa



d) El fluido de poros es agua con burbujas de aire y vacíos de aire conectados a la atmósfera, presión negativa

**Fig. 2: Estados del agua-aire en relación con el principio de esfuerzos efectivos
(Jennings, 1961)**

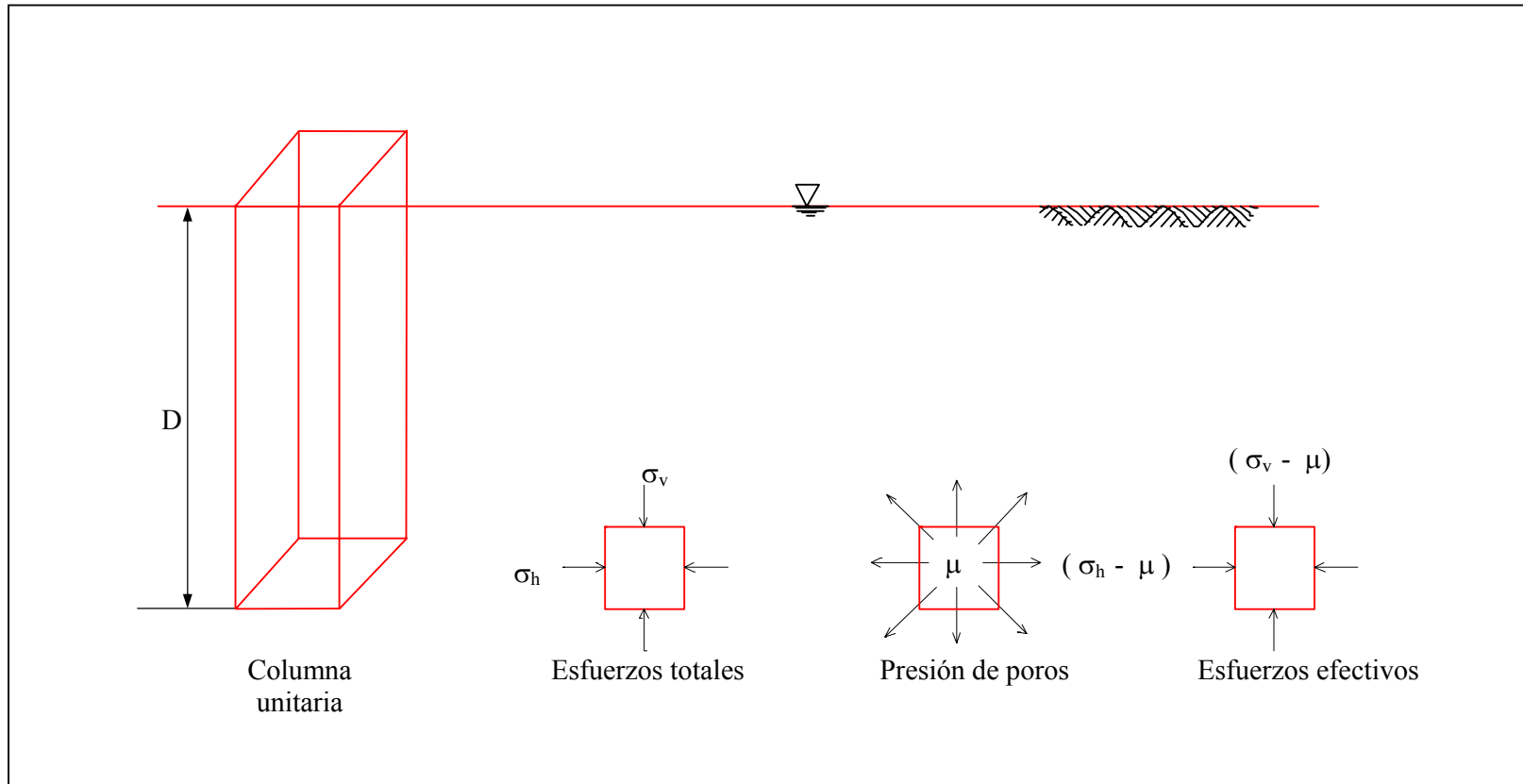


Fig. 3: Esfuerzos “in situ” en reposo debido al peso del suelo

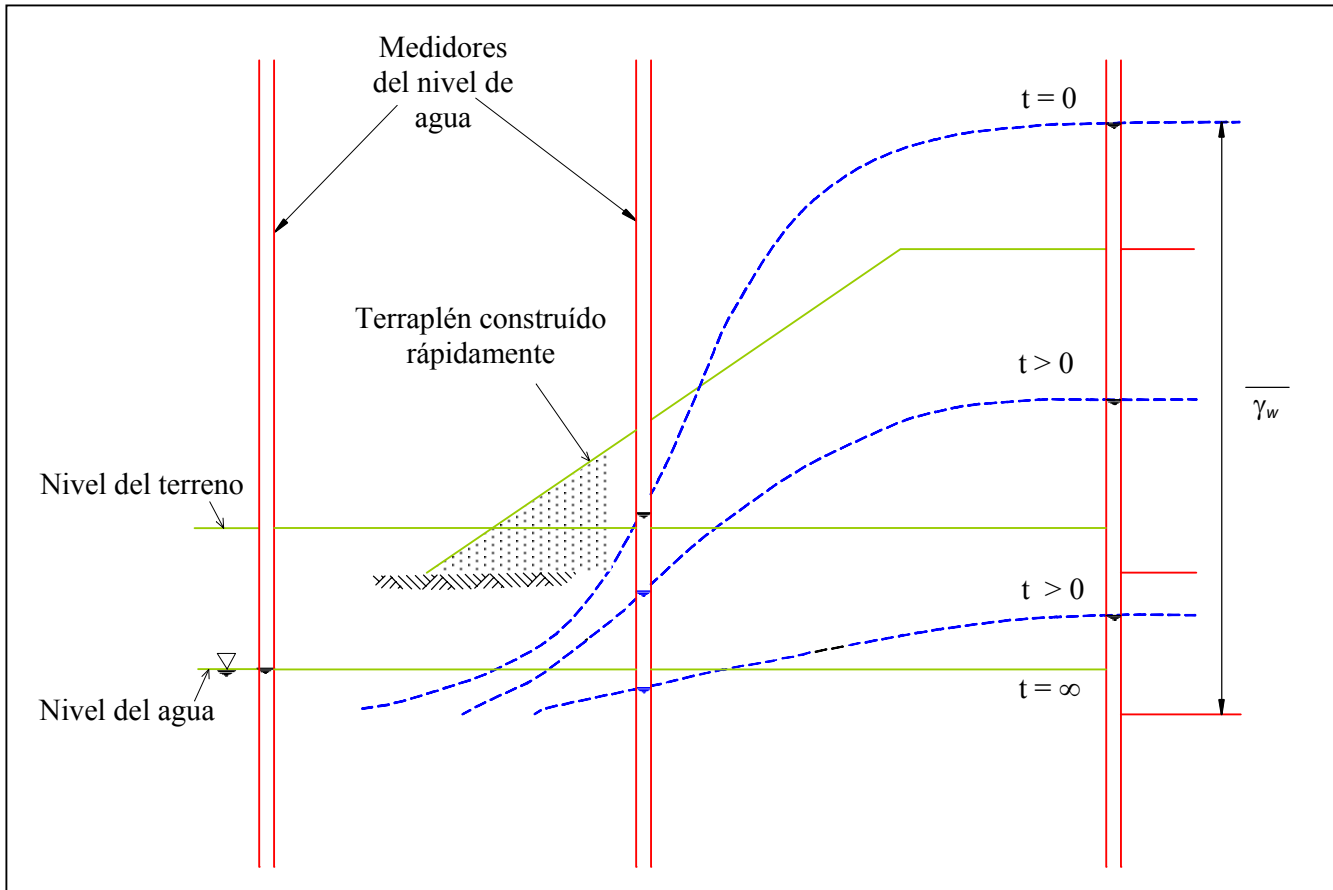


Fig. 4: Variación de la presión de poros en una arcilla natural debido a carga rápida

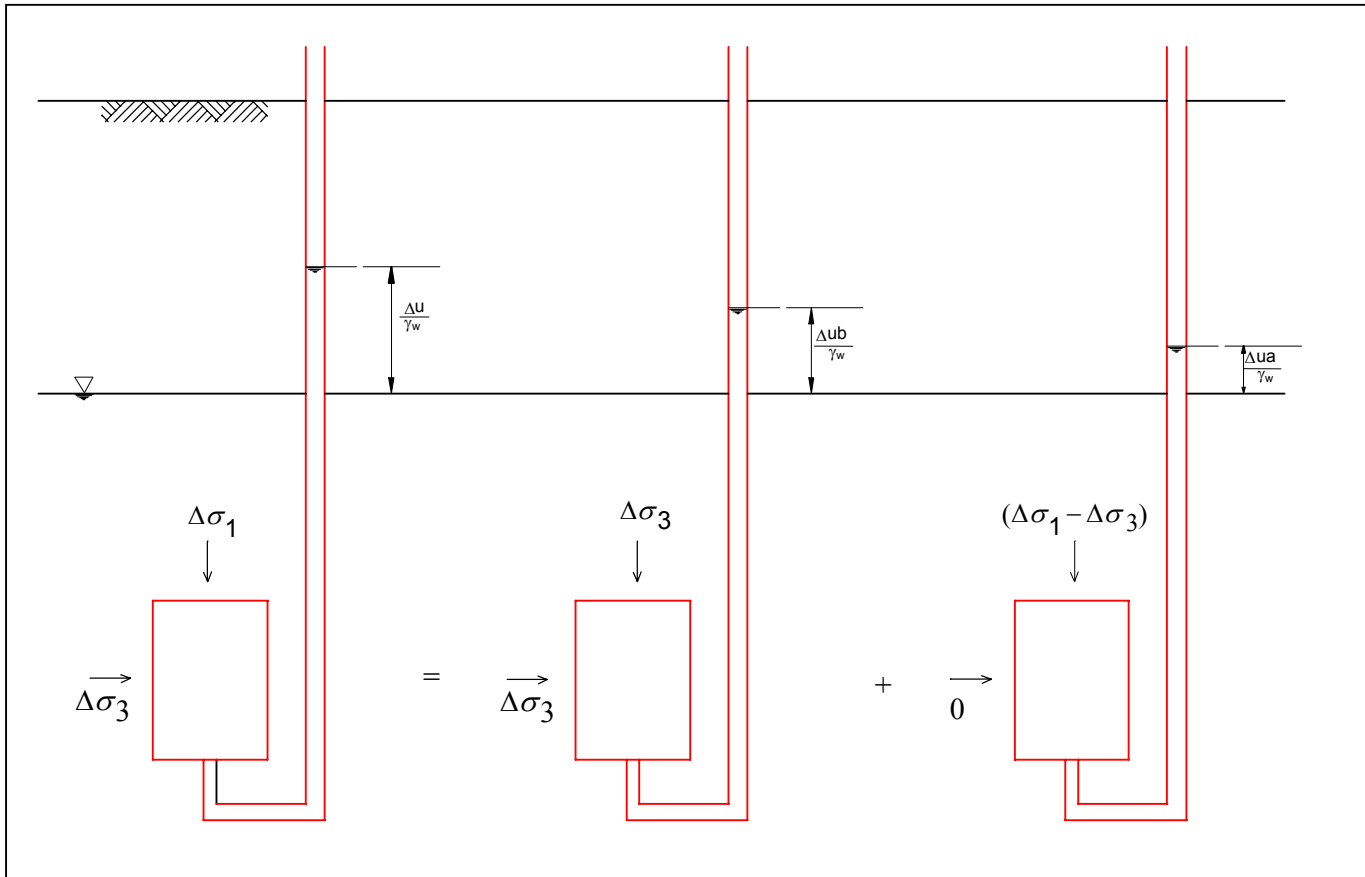


Fig. 5: Componentes del exceso de presión de poros generado por un aumento de carga ($\Delta\sigma_1 > \Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$)

PROPIEDADES ÍNDICE Y CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Antes de tratar los tópicos de mecánica de suelos y diseño de cimentaciones, es necesario establecer algunas definiciones pertinentes. Estas definiciones deben ser lo suficientemente simples para aprenderlas rápidamente, y a la vez lo suficientemente detalladas, para describir al suelo con precisión. Desde que simple y preciso son términos relativos que tienden a oponerse, existirá un amplio rango de definiciones posibles, desde simples pero generales, hasta precisas pero complejas.

Como ejemplos de definiciones simples pero crudas, se tienen las expresiones arcilla, limo y arena. Se tiene una buena idea de lo que es una arena, y una idea aproximada de lo que es una arcilla, con limo en el intermedio. La indefinición de arcilla resulta del hecho que se asocia el nombre con un suelo que tiene la consistencia de una arcilla de modelaje, pero se reconoce que la arcilla puede ser más blanda o más dura, dependiendo de su contenido de humedad. El término limo es todavía más vago, el que no es especialista conoce el término pero no lo puede definir.

Parece evidente que se necesitan más de tres subdivisiones en el sistema de clasificación, debiendo escogerse algunas propiedades específicas para ser utilizadas en la clasificación de suelos.

Se piensa de cada subdivisión del sistema de clasificación como si fuese una caja cuyos límites comprenden todos los suelos con propiedades similares. Existen varias maneras de arreglar estas cajas. La manera más obvia es solamente alinear los suelos, con la arena o material más grueso si el sistema se utiliza para suelos más gruesos en un extremo de las cajas y la arcilla plástica en el otro extremo. Las cajas deberían ser simplemente numeradas. Por ejemplo, si se tuvieran 20 cajas se numerarían del 1 al 20, y el tamaño del número indicaría la “arcillosidad” relativa del suelo. El sistema de clasificación de suelos utilizado en la ingeniería de carreteras, denominado sistema AASHTO, tiende a ser de este tipo, con el valor A1 para las arenas limpias y A7 para las arcillas plásticas.

Otra manera de arreglar las cajas es como un árbol, con las ramas en varias direcciones. En la base del árbol existe una caja denominada suelo que diferencia este árbol de los demás. Esta caja se diversifica en ramas en una o más subdivisiones, que a su vez se subdividen, siguiendo no necesariamente las mismas reglas de rama a rama. Este sistema es el Sistema Unificado, que es el que se utiliza más comúnmente en la mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones. Este sistema se discutirá más adelante.

Una vez que se ha considerado, aunque brevemente, el arreglo de las cajas en el sistema de clasificación, se deben escoger los parámetros a utilizar para delinear los límites de las cajas. Estos parámetros se denominan propiedades índice.

Una propiedad índice es cualquier propiedad del suelo utilizada en la clasificación del suelo. Antes de poner en práctica la definición anterior, se debe establecer un conjunto de principios que rigen la elección de las propiedades índice apropiadas. Parece que las propiedades índice deben poseer los siguientes atributos:

1. La propiedad debe ser simple de expresarse, preferentemente debe tener valor numérico.
2. Debe ser posible de medirse rápidamente.
3. La medición de la propiedad debe ser de bajo costo.
4. La propiedad debe ser significativa.
5. La medición debe ser reproducible.

Como un ejemplo se presenta el color. Existe gráficos estándar disponibles (escala Munsell), de manera que los colores estándar pueden compararse directamente con los colores de la muestra de suelo en el campo, satisfaciendo de esta manera el requisito 5 de reproducibilidad.

Más aún, la clasificación es simple, rápida y económica. Desafortunadamente el color no tiene mucha significación en la ingeniería.

La significancia en la ingeniería debe correlacionarse con la permeabilidad, compresibilidad o resistencia cortante del suelo. Es obvio que la mayoría de propiedades no correlacionarán simultáneamente con las tres. De hecho, las propiedades significativas no se correlacionan unas con otras. Se podrían seleccionar las propiedades significativas como propiedades índice, pero desafortunadamente su determinación es lenta y costosa.

Ocurren problemas similares con todas las propiedades índices que se escojan. Se concluye que no existe una propiedad índice única que sea apropiada para la clasificación de suelos, sino que se necesitan varias, y que pueden ser diferentes para arenas y arcillas.

En primer lugar se examinarán separadamente las propiedades índice para suelos granulares y suelos cohesivos, y luego se examinará el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

PROPIEDADES ÍNDICE DE SUELOS GRANULARES

Por definición los suelos granulares son aquellos cuyos granos no están juntos firmemente. De este modo, el suelo se desintegra en granos individuales al sumergirse en el agua. Las arenas y las gravas son suelos granulares típicos. Los limos, que contienen partículas no menores que 0.002 mm, pueden también ser considerados como granulares en algunos sistemas de clasificación.

La propiedad índice más obvia de los suelos granulares estará relacionada al tamaño de los granos. Para suelos con partículas más gruesas que 0.05 mm, el análisis granulométrico se realiza por tamizado. Es generalmente cierto que los suelos de grano grueso son más permeables y menos compresibles que los suelos de grano fino, y que suelos “bien graduados” tienden a ser menos permeables, menos compresibles y más resistentes que los suelos “pobremente graduados”. La granulometría del suelo, por lo tanto, tiene cierta significancia, aunque a toda la curva no se le puede asignar un valor numérico simple. Por consiguiente, es necesario definir uno o más puntos en la curva.

El primer punto a ser definido es el tamaño de la partícula, tal, que el diez por ciento del suelo es más fino, D_{10} . Este tamaño de partícula se define como tamaño efectivo. El tamaño efectivo indica un límite inferior razonable para indicar los tamaños de partículas presentes en el suelo. Por ejemplo, si el $D_{10} = 0.60$ mm, entonces se sabe que muy pocos granos del suelo estarán comprendidos en el rango de limo o arcilla, y que el suelo es una arena, una grava o más grueso.

Para tener una idea sobre la distribución de los tamaños de partículas, se define el término de coeficiente de uniformidad, C_u , que es igual a D_{60} / D_{10} . El valor D_{60} corresponde a aquel tamaño que el 60% del suelo es más fino en la curva granulométrica. Si el coeficiente de uniformidad es grande, es probable que el suelo sea bien graduado, que significa que el suelo es relativamente incompresible y resistente.

En el Sistema Unificado de Clasificación, una arena debe tener un coeficiente de uniformidad mayor que 6 para ser bien graduada, mientras que para una grava el C_u debe ser mayor que 4.

La definición de dos puntos en la curva granulométrica proporciona alguna idea sobre el rango de los tamaños de las partículas, pero no proporciona información acerca de la forma de la curva. El suelo podría consistir de una mezcla de partículas gruesas y finas con pocas partículas intermedias, es decir, podría tener una granulometría con vacíos. Para evitar una granulometría con vacíos se define el coeficiente de curvatura, C_c , que es igual a $(D_{30})^2 / D_{60} \cdot D_{10}$, tomando un

punto central de la curva granulométrica, D_{30} . El coeficiente de curvatura debe estar entre 1 y 3 para evitar la granulometría con vacíos. Por lo tanto, para que un suelo sea definido como bien graduado, debe tener un coeficiente de uniformidad lo suficientemente alto y un coeficiente de curvatura entre 1 y 3.

Aunque el proceso de definir puntos en la curva granulométrica puede ser infinito, para propósitos de ingeniería es suficiente el definir los valores de D_{10} , C_u y C_c .

Los parámetros granulométricos están correlacionados de modo general con las propiedades ingenieriles de los suelos y pueden definirse de manera simple, rápida, económica y reproducible. Más aún, pueden determinarse las propiedades utilizando muestras completamente alteradas, ya que no se toman en cuenta las condiciones in-situ. Desafortunadamente, por esta razón es que existe una gran limitación en la significancia de la clasificación granulométrica. Una arena muy densa se clasifica de igual modo que una arena muy suelta, aunque está claro que tienen propiedades diferentes. Se concluye que se necesita algún parámetro adicional para indicar la densidad de los materiales granulares.

La densidad propiamente dicha no es un parámetro adecuado, ya que es muy difícil de interpretar. Si una arena tiene una densidad seca de 1600 Kg/m^3 , podría ser una arena densa pobremente graduada o una arena suelta bien graduada. Sería mejor definir la densidad relativa de una arena particular a las condiciones más densa y más suelta. Se designa la densidad relativa como D_r , y ésta se define en términos de relaciones de vacíos como:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

donde e_{\max} es la relación de vacíos de la arena en la condición más suelta posible y e_{\min} es la relación de vacíos correspondiente a la condición más densa posible. Se ha encontrado que los valores de e_{\max} y e_{\min} dependen de los detalles de los métodos de ensayo y no pueden definirse como condiciones absolutas. Las normas ASTM han establecido un método de ensayo que la mayoría de laboratorios utilizan. Puede ocurrir que un espécimen de arena de laboratorio o de campo tenga una densidad relativa menor que cero, o mayor que uno.

La densidad relativa y los parámetros granulométricos son propiedades índice muy útiles para clasificar en el laboratorio las arenas y gravas. También son útiles y ampliamente utilizados en el campo cuando es posible medir la relación de vacíos o densidad in-situ, es decir en calicatas superficiales o en rellenos compactados. Sin embargo, cuando se requiere información a mayor profundidad, no es posible medir dichos valores. Se han desarrollado técnicas especiales para

tomar muestras inalteradas de suelos granulares, pero estas técnicas son caras, inciertas e involucran mediciones a determinadas profundidades solamente.

Es aparente que se necesita un ensayo in-situ.

El ensayo in-situ más común es el Ensayo de Penetración Estándar, que consiste en un muestreador con un diámetro interior de 1 3/8" y un diámetro exterior de 2", que es hincado en el suelo utilizando un peso de 140 libras que cae 30 pulgadas. El muestreador se hinca 18 pulgadas por debajo del fondo de la perforación; el número de golpes se registra cada 6 pulgadas de penetración hasta un máximo de 100 golpes. La resistencia a la penetración N, es el número de golpes requerido para introducir el muestreador las últimas 12 pulgadas (de la 6 a la 18). Si el número de golpes llega a 100, la resistencia a la penetración se registra como el número de golpes requerido para hincar el muestreador las últimas 12 pulgadas, o si no se alcanzan 12 pulgadas, la resistencia a la penetración se registra como 100 entre el número de pulgadas hincadas, por ejemplo 100/4". El ensayo de penetración estándar está normalizado por la ASTM. La resistencia a la penetración no se puede convertir directamente a densidad relativa, Dr, sin embargo se aplican términos descriptivos a la densidad del suelo. Para arenas los términos son los siguientes:

Densidad Relativa	Resistencia a la Penetración (golpes/pie)
Muy suelta	0 – 4
Suelta	4 – 10
Media	10 – 30
Densa	30 – 50
Muy densa	> 50

Se pueden utilizar los términos (muy suelta a muy densa) o el valor numérico de la resistencia a la penetración, como propiedad índice para la clasificación de la arena. Cuando se utiliza este procedimiento se obtiene una muestra de arena, que también permite la clasificación en función de la granulometría. El ensayo de penetración no se utiliza para la determinación de la densidad in-situ de suelos más gruesos que las arenas, debido al tamaño pequeño del muestreador.

El ensayo de penetración estándar tiene la gran ventaja de obtener una muestra para examen visual y para ensayos con suelo alterado; las desventajas son que para perforaciones profundas el procedimiento es lento y/o caro y existen grandes variaciones en los resultados de penetración si el personal de perforación no es cuidadoso en sus procedimientos. Por ejemplo, si el peso de 140 libras no cae libremente, si se utiliza tubería flexible entre el punto de hinca y el muestreador, si no se limpia cuidadosamente el entubado antes de hincar el muestreador, si el

nivel de agua en el entubado se sitúa por debajo del nivel freático causando tubificación en la base del entubado, etc. Desde que el ensayo de penetración estándar se realiza cada 1.50 m, es posible que se omitan capas de material más denso o más suelto.

En Europa se utilizan los ensayos de penetración estática, teniendo cada vez mayor aceptación en otras partes del mundo. Es particularmente popular el llamado ensayo del cono holandés. El cono holandés tiene un diámetro de 1.4 pulgadas y un ángulo en la punta de 60°. El cono se introduce lentamente en el terreno, registrando continuamente la fuerza necesaria para continuar el movimiento. Usualmente el cono se extiende ligeramente por debajo del entubado, registrando independientemente las resistencias a la penetración del cono y del entubado. En materiales cohesivos la resistencia a la penetración del entubado es más alta que la del cono, por lo que se puede evidenciar la naturaleza del depósito que está siendo penetrado.

También existen otros tipos de penetrómetros. Por ejemplo existe el cono dinámico, donde un cono de dimensiones apropiadas se monta al final de una tubería de dimensiones adecuadas y simplemente se hinca en el terreno, contando los golpes por cada pie de penetración. Estos ensayos pueden utilizarse para clasificar de manera relativa los suelos en un sitio dado; por ejemplo, para indicar la presencia de áreas relativamente sueltas o blandas con relación a los suelos circundantes.

PROPIEDADES ÍNDICE DE SUELOS COHESIVOS

Los suelos cohesivos tienen propiedades índice que son en naturaleza similares a aquellas utilizadas para suelos granulares. Por ejemplo, la curva de distribución granulométrica puede determinarse para suelos cohesivos y las propiedades índice para arenas también pueden ser usadas para arcillas. Ya que las partículas en suelos cohesivos tienden a ser muy finas para el análisis granulométrico de rutina, la curva granulométrica en estos casos se determina por medio del análisis por hidrómetro. Los detalles de dicho ensayo se encuentran en las normas ASTM D422. Este método se aplica para tamaños de partículas de diámetro de 0.03 mm (limo grueso) a 0.001 mm. Desafortunadamente no ha sido posible relacionar la curva granulométrica de materiales finos con propiedades útiles de ingeniería. El “polvo de roca”, con partículas más finas que 0.002 mm, se comporta como una arena fina, mientras que otros suelos con menos del 50% de partículas menores que 0.002 mm tienen propiedades semejantes a la arcilla. Por lo tanto, en el diseño de cimentaciones es muy raro realizar análisis granulométricos para suelos cohesivos; cuando éstos se realizan es para determinar el porcentaje más fino que 0.002 mm (fracción arcillosa).

Las propiedades ingenieriles de los suelos cohesivos varían considerablemente con la densidad; la variación es mucho mayor que la encontrada para suelos granulares. La razón parece ser que las partículas en un suelo granular tienden a ser equidimensionales y por lo tanto no pueden empacarse muy sueltas. En los suelos cohesivos muchas de las partículas tienen forma de placa, por lo que pueden empacarse densamente cuando las placas están paralelas o muy sueltas si las placas están de modo mutuamente perpendicular con muchos vacíos incorporados. En suelos granulares se indicó que la densidad sola no era una buena propiedad índice, por lo que se usa la densidad relativa que se define en función de las relaciones de vacíos. En suelos cohesivos se utiliza el contenido de humedad en vez de densidad y se establecen límites en el contenido de humedad, como se utilizaron los valores de e_{max} y e_{min} en suelos granulares.

Los límites en los contenidos de humedad de suelos cohesivos son los límites de Atterberg, que son contenidos de humedad definidos para varias consistencias del suelo. Las consistencias son:

Condición del Suelo	Límite	Símbolo
Líquido	Límite líquido	W_L, L_w, LL
Plástico	Límite plástico	W_p, P_w, LP
Semi-sólido	Límite de contracción	W_c, C_w, LC
Sólido		

Los detalles de los ensayos para determinar los límites de consistencia se encuentran en ASTM D423 y D424. El límite líquido es una buena propiedad índice; cuando se usa con el índice de plasticidad ($IP = LL-LP$) es una excelente medida de la arcillosidad del suelo.

El parámetro de los suelos cohesivos equivalente a la densidad relativa de los suelos granulares, es el índice de liquidez, $IL = (W-LP)/(LL-LP)$. Si el índice de liquidez es igual a cero, el suelo está en el límite plástico; si es negativo está en el rango sólido; si el índice está entre cero y uno, el suelo está en el rango plástico, etc. El índice de liquidez es una medida excelente de la consistencia de un suelo cohesivo.

Las propiedades índice consideradas hasta el momento están basadas en suelo disturbado, por lo que proporcionan información limitada de las condiciones reales del suelo in-situ. Por ejemplo, un suelo puede tener un contenido de humedad en el campo igual al límite líquido y tener una consistencia semi-líquida en la condición remoldeada; sin embargo, en el campo puede ser bastante rígido debido a la presencia de algún cementante. Se deduce que es necesario realizar una medida de las propiedades en el suelo inalterado.

Debido a que la resistencia a la penetración estándar se utiliza en las arenas, también se usa con las arcillas, ya que ambas se presentan alternadas en una perforación. Existen algunas correlaciones entre la penetración estándar y la consistencia relativa de la arcilla:

Consistencia Relativa	Penetración Estándar (golpes/pie)
Muy blanda	0 – 2
Blanda	2 – 4
Media	4 – 8
Rígida	8 – 15
Muy rígida	15 – 30
Dura	> 30

La resistencia a la penetración estándar es un índice útil para medir la consistencia de los suelos cohesivos; sin embargo, algunas veces es más simple medir la consistencia directamente, por ejemplo mediante el ensayo de compresión no confinada.

El ensayo de compresión no confinada es simplemente un ensayo de compresión axial en un espécimen cilíndrico y sólido de arcilla, ejecutado de la misma manera que un ensayo de compresión en un cilindro de concreto. En arcillas saturadas, la resistencia cortante es aproximadamente la mitad de la resistencia a la compresión no confinada. La relación entre la consistencia de la arcilla y su resistencia a la compresión no confinada se indica:

Consistencia Relativa	Resistencia a la Compresión no Confinada (Kg/cm²)
Muy blanda	0 – 0.25
Blanda	0.25 – 0.50
Media	0.50 – 1.00
Rígida	1 – 2
Muy rígida	2 – 4
Dura	> 4

REFERENCIAS

- Sowers, G.B. y Sowers, G.F. (1970), “Introductory Soil Mechanics and Foundations”, Mac Millan Co.
- Terzaghi, K. y Peck, R.B. (1967), “Soil Mechanics in Engineering Practice”, Wiley, New York.
- Sanglerat, G. (1972), “The Penetrometer and Soil Exploration”, Elsevier, Amsterdam.
- Wagner, A.A. (1957), “The Use of the Unified Soil Classification System by the Bureau of Reclamation”, Proc. 4th. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, pp. 125-134.
- Casagrande, A. (1948), “Research on the Atterberg Limits of Soil”, Public Roads, Vol 13, pp 121-130.
- Casagrande, A. (1948), “Classification and Identification of Soils”, Transactions, ASCE, Vol 113, pp 901-930.

NOTAS SOBRE LOS CÁLCULOS PESO-VOLUMEN

Al comenzar muchos análisis en ingeniería geotécnica, es necesario realizar una serie de cálculos simples que interrelacionan pesos, volúmenes y pesos unitarios. Por ejemplo, el análisis de asentamientos empieza con la determinación de los esfuerzos verticales en el terreno antes de la carga; dicho cálculo involucra relaciones entre el contenido de humedad, el grado de saturación, la gravedad específica de sólidos y el peso unitario del suelo. El cálculo del peso unitario es una parte trivial de los cálculos totales, sin embargo sin él, no se pueden realizar otros cálculos.

En estas notas se introducen los símbolos a ser utilizados y se indican de modo general, los métodos en uso para resolver problemas de peso-volumen. Facilidad para realizar estos cálculos sólo se desarrolla con la práctica.

Pesos - usualmente en gramos

W peso total, la suma del peso de sólidos y el peso del fluido de los poros en una muestra.

W_s peso de sólidos, el peso de una muestra que ha sido secada hasta equilibrio a una temperatura de 110°C. También se puede usar el símbolo W_d y llamarlo peso seco.

W_w peso del agua = $W - W_s$

Volúmenes – usualmente en centímetros cúbicos

V volumen total, la suma de los volúmenes de sólidos, de agua y de poros.

V_s volumen de sólidos, el volumen de los granos minerales del suelo.

V_w volumen de agua

V_a volumen de aire

V_v volumen de vacíos, todo el volumen no ocupado por sólidos, $V_v = V - V_s = V_a + V_w$

Pesos unitarios – usualmente en gr/cm³

$$\text{Peso Unitario Total} = \gamma = \frac{W}{V}$$

El peso unitario total es el cociente del peso total y el volumen total.

$$\text{Peso Unitario Seco} = \gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{W_d}{V}$$

El peso unitario seco es el cociente del peso de sólidos al volumen total del espécimen al momento en que el peso seco se define. El peso unitario seco se define para especímenes húmedos, en cuyo caso el volumen utilizado es el volumen del espécimen húmedo, no el espécimen después del secado. Así, al especificar la densidad del suelo en un relleno compactado, la especificación se escribe en términos del peso unitario seco, aún cuando el suelo está húmedo al momento de determinar el peso unitario seco.

$$\text{Peso Unitario del Agua} = \gamma_w = 1 \text{ gr} / \text{cm}^3$$

$$\text{Peso Unitario Sumergido} = \gamma_b = \gamma - \gamma_w$$

El peso unitario sumergido es el peso unitario de suelo inmerso en agua. Los pesos unitarios sumergidos se utilizan en problemas de campo para determinar directamente los esfuerzos efectivos. Los suelos sumergidos a menudo están saturados, pero no siempre. Muchos suelos orgánicos están sometidos a descomposición en el sitio, con la generación de burbujas de gases como el metano, monóxido de carbono, etc., que no son capaces de escapar.

Parámetros Adimensionales

Ciertos parámetros adimensionales tienen amplia utilización en la ingeniería geotécnica, entre otros:

relación de vacíos	=	$e = \frac{V_v}{V_s}$	Las relaciones de vacíos se utilizan en arcillas y se escriben como fracción.
porosidad	=	$n = \frac{V_v}{V}$	Se utiliza en arenas. Usualmente se multiplica por 100 y se denomina porcentaje de porosidad.
grado de saturación	=	$S_r = \frac{V_w}{V_v}$	A menudo se multiplica por 100 y se denomina porcentaje de saturación.
contenido de humedad	=	$W = \frac{V_w}{W_d}$	También se denomina contenido de agua, se multiplica por 100, pero no se cambia de nombre.
gravedad específica de sólidos	=	G_s	Siempre se escribe como fracción.

Relaciones Comúnmente Necesarias

Existen algunas interrelaciones que son útiles, y que deben ser memorizadas para no ser derivadas a cada momento, éstas son:

$$W_d = W / (1+w)$$

donde el contenido de humedad está en fracción

$$e = w G_s / S_r$$

donde w y S_r deben estar en la misma forma, es decir, ambos en fracción o en porcentaje.

Métodos de Realización de Cálculos Peso-Volumen

Existen varios métodos para realizar los cálculos peso-volumen. Sin embargo, la mayoría pueden calificarse como “métodos de definiciones” o “métodos del diagrama de bloque”.

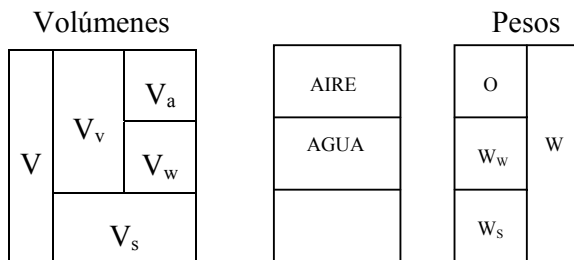
En el método de definiciones, primero se escribe la definición de la variable a ser evaluada en forma de ecuación. Si se tienen los valores de todas las variables en la definición, simplemente se reemplazan valores y se realiza el cálculo. Si no existen, se escriben ecuaciones para cada una de las incógnitas, y si cualquiera de dichas ecuaciones contiene más incógnitas se continúa el proceso hasta que no existan incógnitas y se obtenga la respuesta. Por ejemplo, al reducir los datos de un ensayo de consolidación unidimensional se necesita calcular la relación de vacíos inicial. La información disponible incluye: el volumen total (V), el peso seco (W_d), y la gravedad específica de sólidos (G_s). La secuencia de cálculos es como sigue:

1. $e = V_v / V_s$ (no se conocen V_s ni V_v)
2. $V_v = V - V_s$ (solamente se debe calcular V_s)
3. $V_s = W_s / \gamma_d$ (recuerde que $W_s = W_d$)
4. $\gamma_s = G_s \gamma_w$

En el paso 4 se conocen los dos términos de la derecha. De este modo puede calcularse γ_s y de allí calcular V_s y después V_v , y finalmente e . El método de definiciones se utiliza cuando uno de dos parámetros debe evaluarse. En el problema del ejemplo se trabajó con una cantidad de suelo de volumen V dado. Sin embargo, la relación de vacíos, la porosidad, contenido de humedad y los pesos unitarios, no dependen de la cantidad de suelo utilizado en los cálculos. El ingeniero puede escoger la cantidad de suelo que considere conveniente. En problemas donde

el peso unitario está dado, es más conveniente trabajar con un volumen unitario de suelo, ya que el peso unitario y el peso son numéricamente iguales.

En el método del diagrama de bloque, se prepara un diagrama tal como el indicado. Se escoge la cantidad de suelo por trabajar y simplemente se llenan todos los pesos y volúmenes. Cuando todos están definidos, se calculan los parámetros requeridos. Si solamente se requieren algunos de los pesos y volúmenes, tan solo se evalúan dichos valores.



El principal defecto del método del diagrama de bloque es el tiempo desperdiciado en usarlo en problemas simples, donde el método de definiciones trabajaría mejor.

Un uso importante del diagrama de bloque es la derivación rápida de ciertas relaciones. Suponga por ejemplo, que se conoce la porosidad y se desea determinar la relación de vacíos. Se nota que la porosidad está definida como $n = V_v/V$, y siguiendo los procedimientos recomendados, se escoge trabajar con una cantidad de suelo tal que el denominador sea uno, es decir $V=1$. De este modo $n = V_v$. Por consiguiente, $V_s = V - V_v = 1 - n$ y $e = V_v/V_s = n/1 - n$. No se necesita el diagrama de bloques para este cálculo, pero puede ayudar para mantener en mente los diferentes tipos de volúmenes.

Cálculos de Densidad

Al comenzar el análisis de muchos problemas en ingeniería geotécnica, se deben determinar valores de densidad del suelo. En algunos laboratorios se determina la densidad en muchas muestras midiendo el peso y volumen de las muestras. Sin embargo, en áreas donde los suelos son arcillas blandas, es más común determinar los contenidos de humedad y de allí calcular las densidades. Este cálculo involucra una primera determinación de la relación de vacíos de $e = w G_s/S_r$, con el contenido de humedad medido y valores asumidos de G_s y S_r . Después, para derivar las ecuaciones se utiliza el diagrama con $V_s = 1$. Así $V_v = e$ y $W_w = S_r e$ (S_r como fracción). Los pesos se obtienen multiplicando el volumen apropiado por el peso unitario $W_s =$

$V_s \gamma_s = (1) (\gamma_s) = G_s \gamma_w$; $W_w = V_w \gamma_w = S_r e \gamma_w$. Estos pesos y volúmenes en la definición de densidad conducen a:

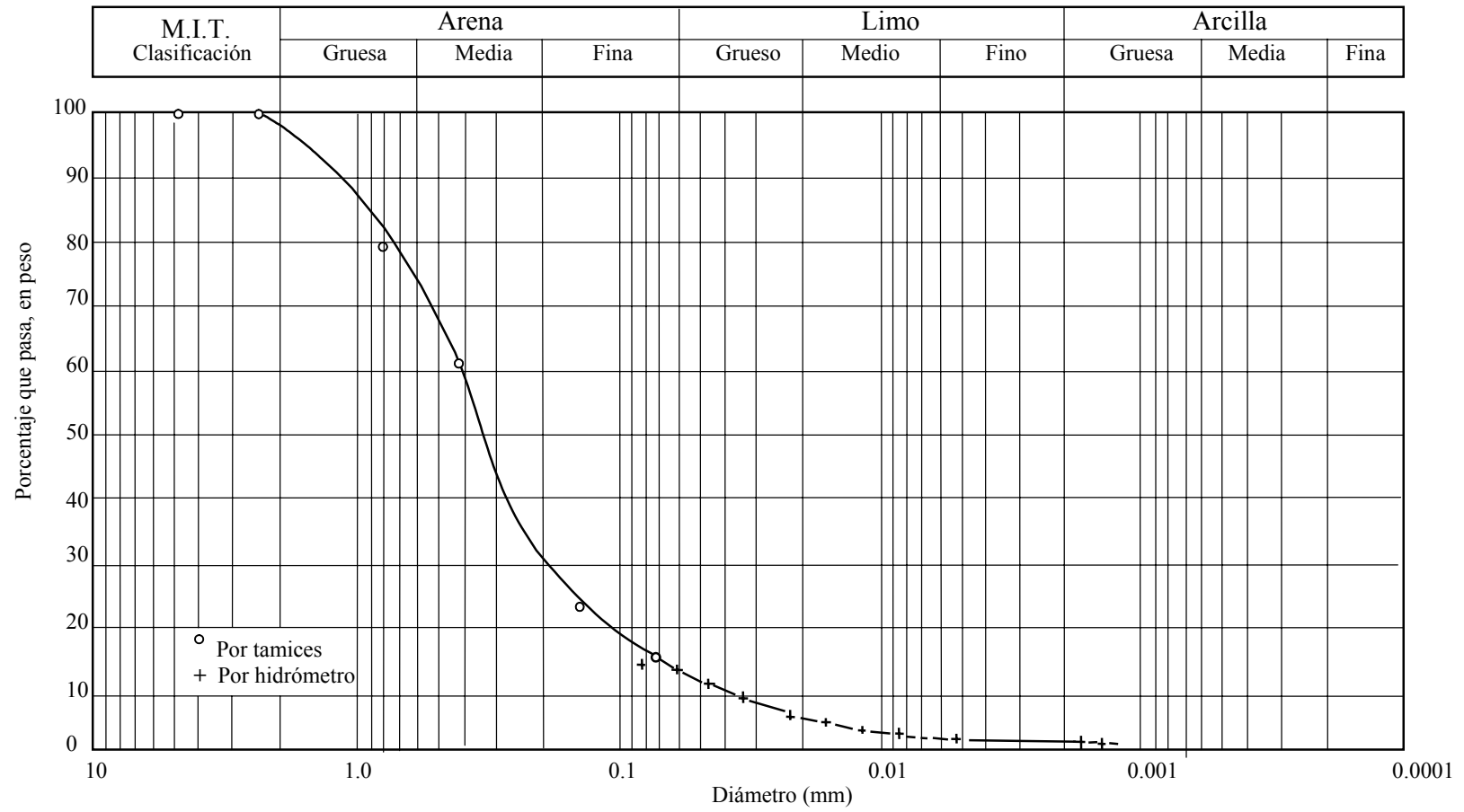
$$\gamma_d = \frac{G_s}{1+e} \gamma_w$$

$$\gamma = \frac{G_s + e S_r}{1+e} \gamma_w$$

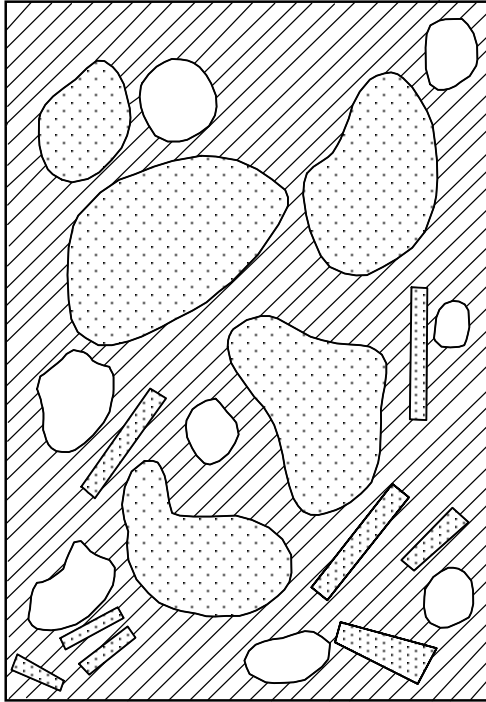
$$\gamma_b = \frac{G_s - 1 - e (1 - S_r)}{1+e} \gamma_w$$

Si se asume que el suelo sumergido está saturado, el peso unitario sumergido se reduce a una ecuación simple:

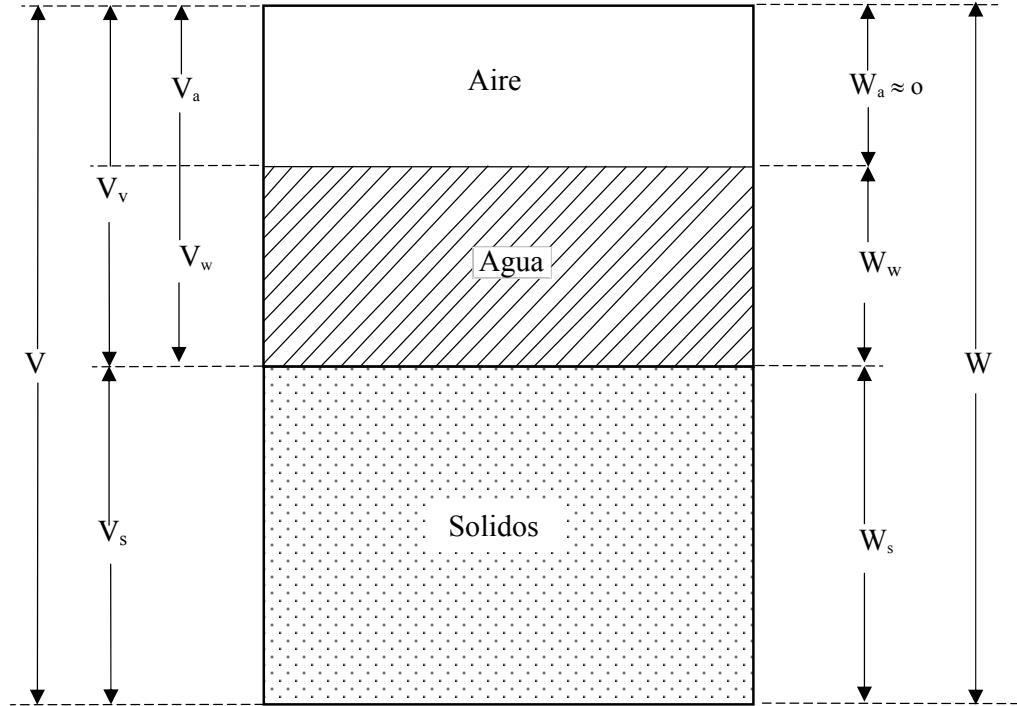
$$\gamma_b = \frac{G_s}{1+e} \gamma_w$$



CURVA GRANULOMETRICA (Lambe, 1951)



(a)



Volúmenes

(b)

Pesos

- a) Suelo natural
- b) División en fases.

RELACIONES ENTRE LAS FASES DE UN SUELO

RESISTENCIA CORTANTE DE SUELOS

Fricción entre Dos Superficies en Contacto

Es conveniente considerar un modelo simple al comenzar la discusión de la resistencia cortante de los suelos. La Figura 1 presenta un bloque descansando en una superficie plana. El bloque está sujeto a una fuerza normal N , que actúa perpendicularmente a la superficie plana. Si se incrementa gradualmente la fuerza de corte F , el bloque se deslizará cuando:

$$F = N \times \mu \quad (1)$$

donde μ es el coeficiente de fricción entre el bloque y el plano. Dividiendo los dos términos por el área de contacto A , se obtiene:

$$\frac{F}{A} = \frac{N}{A} \times \mu \quad (2)$$

$$\text{ó} \quad \tau = \sigma \times \mu \quad (3)$$

donde τ es el esfuerzo cortante y σ es el esfuerzo normal en el plano de deslizamiento. Si la oblicuidad del esfuerzo resultante en el plano de deslizamiento (plano de falla) se denomina ϕ , como se indica en la Figura 2, la ecuación (3) puede escribirse como:

$$\tau = \sigma \times \text{tg } \phi \quad (4)$$

Esta ecuación indica que el esfuerzo cortante que se puede aplicar es proporcional al esfuerzo normal aplicado, y que se puede graficar la relación entre estos esfuerzos como una línea recta con una inclinación de ϕ (Figura 3).

APARATO DE CORTE DIRECTO

Considérese al suelo con el entendimiento del modelo anterior. Se tratará de desarrollar una relación de falla por cortante en el suelo, cuando dicha falla ocurre a lo largo de un plano de corte limitado en ambos lados por el suelo. Para este propósito se considerará un aparato de corte directo como el ilustrado en la Figura 4. Este aparato se utiliza mucho en los laboratorios de Mecánica de Suelos para medir la resistencia cortante de suelos granulares (dicho equipo no es apropiado para ensayar suelos finos). El equipo de corte directo consiste básicamente de una caja partida horizontalmente por la mitad. Una mitad permanece fija, mientras que la otra se puede mover horizontalmente conforme se aplica una fuerza cortante F . También puede aplicarse una fuerza normal N . En la Figura 4, el suelo en la parte superior de la caja es análogo al bloque de la Figura 1, mientras que el suelo en la parte inferior es equivalente a la superficie plana donde descansa el bloque.

Si se realizan varios ensayos de corte directo en arena seca utilizando diferentes valores del esfuerzo normal, los resultados pueden graficarse en un diagrama similar al de la Figura 3. Para cada esfuerzo normal la fuerza cortante aumenta hasta alcanzar un valor máximo; este valor se denomina resistencia cortante para el valor particular de esfuerzo normal utilizado. Un diagrama típico de resistencia cortante se muestra en la Figura 5. Por analogía con el bloque deslizante sobre la superficie plana, la pendiente de la línea recta se denomina ϕ , y para los suelos es el ángulo de fricción interna. Para la mayoría de arenas secas, el diagrama de falla es una línea recta que pasa por el origen. De este modo, si se conoce el ángulo de fricción ϕ de una arena seca, se puede determinar su resistencia cortante a lo largo de cualquier plano con cualquier esfuerzo normal en el campo.

Los resultados de una serie de ensayos de corte directo en una arcilla dura se ilustran en la Figura 6. Estos resultados indican que los puntos pueden asumirse que conforman una línea recta; sin embargo, se aprecia en este caso una intersección en el eje vertical. Esta intersección se denomina cohesión del suelo C , y como antes, la pendiente de la recta se denomina ángulo de fricción interna. En este caso, la resistencia del suelo es:

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (5)$$

ó

$$S = C + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (6)$$

donde S es la resistencia cortante del suelo.

Las rectas de las Figuras 5 y 6 representan la relación entre los esfuerzos cortantes y normales en la falla. Por consiguiente, no es posible tener un estado de esfuerzo del suelo por encima de las rectas (es decir, para un esfuerzo normal dado, el esfuerzo cortante no puede ser mayor que aquél que ocasiona la falla). Debido a que los puntos por encima de la recta representan estados inestables (en falla) y los de por debajo son estables, la recta se denomina envolvente de falla del suelo. Los diagramas de resistencia cortante versus esfuerzo normal se denominan diagramas de Mohr-Coulomb y la ecuación (6) representa la relación utilizada para definir la resistencia cortante del suelo en función del Criterio de Falla de Mohr-Coulomb. La envolvente de resistencia (falla) de Mohr-Coulomb y los dos parámetros requeridos para describirla C y ϕ , son muy convenientes de usar, ya que permiten describir la resistencia del suelo para una gran variedad de condiciones de esfuerzos en el campo, con la utilización de solamente hasta dos constantes del suelo, C y ϕ .

ESFUERZOS EN UN PUNTO – CÍRCULO DE MOHR

La teoría de esfuerzos de Mohr se utiliza mucho en mecánica de suelos y se requiere conocerla para poder interpretar el ensayo de corte triaxial, a ser descrito más adelante. Es por lo tanto conveniente revisar rápidamente el estado de esfuerzos en un punto y los fundamentos de la mecánica de sólidos. En los problemas de mecánica de suelos, los esfuerzos son de compresión (el suelo tiene muy poca o nula resistencia a la tensión), por lo que la convención es esfuerzo de compresión positivo (esto es opuesto a la convención en mecánica estructural). Los esfuerzos de corte son positivos cuando tienden a producir una rotación contra las agujas del reloj. Esta es la nomenclatura que se utilizará:

- σ es la componente de esfuerzo actuando normalmente a un plano seleccionado (esfuerzo normal).
- τ es la componente de esfuerzo actuando paralelamente al plano (esfuerzo cortante).
- σ_1 es el esfuerzo normal máximo en cualquier plano a través del punto en consideración. No existe esfuerzo cortante en este plano.
- σ_3 es el esfuerzo normal mínimo en cualquier plano a través del punto en consideración. No existe esfuerzo cortante en este plano.
- σ_2 es el esfuerzo normal actuando en el plano a ángulos rectos a los planos en donde σ_1 y σ_3 actúan. Tampoco existen esfuerzos cortantes en este plano.

σ_1 , σ_2 , σ_3 se denominan esfuerzos principales. Una barra utilizada sobre estos símbolos significa que son los esfuerzos efectivos. σ_1 es el esfuerzo principal mayor y σ_3 es el menor,

σ_2 es menor o igual a σ_1 y mayor o igual a σ_3 , por lo que se le denomina esfuerzo principal intermedio.

Considere los esfuerzos actuantes en el elemento de suelo de la Figura 7. Se desea determinar los esfuerzos normal y cortante en un plano que tiene un ángulo α con el plano en donde actúa el esfuerzo principal mayor, y expresar los esfuerzos en este plano en función de σ_1 , σ_3 y α . Se asume que el elemento está en equilibrio estático, esto es, las sumatorias de esfuerzos verticales y horizontales son iguales a cero. Las dos ecuaciones resultantes pueden resolverse simultáneamente para determinar expresiones de los esfuerzos normal y cortante σ y τ en cualquier plano. En la Figura 7 todos los esfuerzos son positivos y el ángulo α se mide en sentido contrario a las agujas del reloj.

$$\sum H = 0 \quad \sigma_3 \cdot d_z = \sigma \cdot \text{sen } \alpha \cdot d_s - \tau \cdot \text{cos } \alpha \cdot d_s \quad (7)$$

$$\sum V = 0 \quad \sigma_1 \cdot d_x = \sigma \cdot \text{cos } \alpha \cdot d_s + \tau \cdot \text{sen } \alpha \cdot d_s \quad (8)$$

pero: $d_x = d_s \cdot \text{cos } \alpha$; $d_z = d_s \cdot \text{sen } \alpha$

Sustituyendo estas expresiones y resolviendo:

$$\tau = 1/2 (\sigma_1 - \sigma_3) \text{sen } 2\alpha \quad (9)$$

$$\sigma = 1/2 (\sigma_1 + \sigma_3) + 1/2 (\sigma_1 - \sigma_3) \text{cos } 2\alpha \quad (10)$$

Con las ecuaciones (9) y (10) se pueden calcular los esfuerzos normal y cortante en cualquier plano perpendicular al plano donde actúa σ_2 , si se conocen los esfuerzos principales mayor y menor. Esto es, se pueden calcular los esfuerzos que actúan en cualquier plano perpendicular al plano de la página en la Figura 7. El mismo tipo de cálculo puede aplicarse a los estados de esfuerzo en los planos a ángulos de 90° a los planos en donde actúan σ_1 y σ_3 , si se conoce σ_2 . Sin embargo, en los problemas prácticos de mecánica de suelos se puede omitir la influencia de σ_2 cuando se describe el estado de esfuerzos y la resistencia cortante del suelo, sin perjuicio de la precisión. Por esta razón solo se considerará los esfuerzos en dos dimensiones, en los planos perpendiculares al plano donde actúa σ_2 .

Se puede mostrar fácilmente que el círculo de esfuerzos de Mohr mostrado en la Figura 8, es la representación gráfica de las ecuaciones (9) y (10). Cada punto de este círculo representa los valores de esfuerzo cortante (τ) y esfuerzo normal (σ) en un plano específico, perpendicular al plano donde σ_2 actúa. En la mecánica de suelos se acostumbra graficar solamente la parte superior del círculo de esfuerzos.

ENSAYO DE CORTE TRIAXIAL

Los ensayos triaxiales de corte se realizan en especímenes cilíndricos y sólidos de suelo. La altura del espécimen es usualmente el doble del diámetro. El diámetro varía de 1.3 pulg. a 4 pulg. para los especímenes más comunes. Se han utilizado especímenes con diámetros de hasta 39 pulgadas.

En una celda triaxial típica, el espécimen del suelo se coloca entre el pedestal de base y la tapa superior de la celda y está encerrado lateralmente por una membrana delgada de jebe flexible e impermeable. La membrana está sellada a la tapa superior y al pedestal de base mediante el uso de anillos de caucho tipo “o-rings”. Un dibujo esquemático de una celda triaxial se muestra en la Figura 9.

La presión de celda actúa uniformemente alrededor del espécimen de suelo (esfuerzo hidrostático). La membrana de jebe es muy flexible para poder soportar esfuerzos de corte. De este modo, la superficie vertical exterior del espécimen de suelo es una superficie principal. Se asumirá que todas las superficies verticales a través del espécimen de suelo son superficies principales. Si todas las superficies verticales son superficies principales, entonces las superficies horizontales son también superficies principales. Si se aplica un esfuerzo de compresión axial por medio del pistón de carga, el esfuerzo en planos horizontales es el esfuerzo principal máximo (σ_1) y el esfuerzo en planos verticales es el esfuerzo principal mínimo (σ_3). En este caso, el esfuerzo principal intermedio es igual al esfuerzo principal menor, es decir $\sigma_2 = \sigma_3$. El esfuerzo aplicado al espécimen de suelo por el pistón de carga es $(\sigma_1 - \sigma_3)$ y se denomina esfuerzo desviador.

Los ensayos triaxiales se realizan en dos etapas. En la primera etapa el espécimen se somete a un estado inicial de esfuerzo. El esfuerzo es generalmente aplicado como una presión hidrostática (igual en todas partes) al incrementar la presión en el fluido de la celda triaxial; sin embargo, en casos especiales también puede aplicarse un esfuerzo desviador adicional (estado anisotrópico de esfuerzo) al incrementar la carga en el pistón de carga, para modelar

mejor los esfuerzos iniciales en el campo (esfuerzos in-situ). En la mayoría de los ensayos rutinarios, el estado de esfuerzo inicial es hidrostático (isotrópico); en la discusión siguiente se asumirá este estado. Una vez que el estado inicial de esfuerzo se aplica, el suelo puede o no ser permitido de consolidar por el tubo de drenaje que existe en la base del espécimen. En la segunda etapa se somete al espécimen a la etapa de corte, incrementando la carga axial en el pistón; en esta etapa también el espécimen puede ser o no drenado. El drenaje y la consolidación del espécimen se controlan por la apertura o cerrado de la válvula conectada a la salida del tubo de drenaje en la base de la celda triaxial.

El propósito de controlar el drenaje en el ensayo triaxial es proporcionar condiciones de ensayo que sean similares a las condiciones reales de carga o drenaje en el campo. Dependiendo del tipo de suelo y la velocidad y secuencia de carga en el campo, la cantidad de consolidación y drenaje que ocurren durante la aplicación de carga puede variar. Debido a que la resistencia cortante del suelo está controlada por la cantidad de drenaje que ocurre durante la carga, es necesario medir la resistencia cortante utilizando un procedimiento de ensayo que sea apropiado para simular el drenaje y la consolidación que ocurrirán durante la construcción y la vida de la estructura en el campo. Para lograr lo anterior, puede utilizarse uno o más de los tres procedimientos de ensayo siguientes.

1. No consolidado – No drenado

En este tipo de ensayo no se permite consolidar al espécimen durante el estado de esfuerzo inicial (de aquí no consolidado), ni drenar durante el corte (de aquí no drenado). Este tipo de condición de ensayo se utiliza para medir la resistencia cortante del suelo cuando la carga en el campo será lo suficientemente rápida para prevenir cualquier drenaje significativo y cambio en el contenido de humedad, que ocurran antes que el suelo falle. Este ensayo se denomina:

- a) no consolidado – no drenado (UU)
- b) rápido (Q)

2. Consolidado – Drenado

En este tipo de ensayo primero se consolida completamente al suelo bajo un estado de esfuerzo inicial. Después se aplica el esfuerzo axial muy lentamente para que las presiones de poro generadas puedan tener tiempo de disiparse, o la carga axial se aplica en incrementos pequeños manteniendo cada incremento hasta que las presiones de poro se hayan disipado antes de aplicar el siguiente incremento. Este procedimiento de ensayo se

utiliza cuando el suelo en el campo drena relativamente rápido durante la aplicación de cargas de construcción (en arenas), o cuando el suelo tiene tiempo suficiente para drenar bajo la carga aplicada y la resistencia cortante se determinará cuando la disipación de la presión de poros y el drenaje en el campo hayan ocurrido. Este ensayo se denomina:

- a) consolidado-drenado (CD)
- b) drenado (D)
- c) lento (S)

3. Consolidado – No drenado

En este tipo de ensayo el espécimen se consolida completamente bajo el estado inicial de esfuerzo. Sin embargo, durante el corte (segunda etapa), se cierran las líneas de drenaje y el espécimen se carga a la falla en condiciones no drenadas. Este procedimiento de ensayo puede utilizarse para simular condiciones de campo donde el estado inicial de carga resulta en la consolidación del suelo sin el peligro de falla, y después se aplica una segunda etapa de carga suficientemente rápida que resulta en carga esencialmente no drenada. Este tipo de carga puede aplicarse a los suelos de un lugar donde un terraplén de tierra se construirá primero y se dejará allí por varios años hasta que los suelos de cimentación se consoliden y luego se construirá relativamente rápido una edificación en el terraplén de tierra. Un ensayo consolidado-no drenado podría utilizarse para determinar la resistencia cortante del suelo bajo el terraplén para su utilización en el diseño de la cimentación de la edificación, y el estado de esfuerzo inicial usado representaría los esfuerzos en el suelo después que se haya consolidado bajo la carga del terraplén. (Como se discutirá posteriormente, este procedimiento de ensayo también puede utilizarse para determinar las propiedades a obtenerse de un ensayo consolidado-drenado, si se miden las presiones de poros durante la etapa de aplicación de corte no drenado). Este ensayo se denomina:

- a) consolidado – no drenado (CU ó \overline{CU})
- b) consolidado – rápido (CQ ó Qc)
- c) intermedio (R)

El ensayo triaxial es adecuado para realizar ensayos de resistencia cortante de suelos utilizando los tres procedimientos descritos. El ensayo de corte directo es más limitado, ya que la consolidación (bajo carga normal aplicada) y el drenaje del espécimen (bajo carga de corte) no pueden ser controlados o prevenidos. De este modo, el aparato de corte directo generalmente se limita a ensayos bajo condiciones consolidado-drenado (CD ó S).

En la utilización de los términos: consolidado, no-consolidado, drenado y no-drenado, debe recordarse que estos términos se refieren a que si el suelo será permitido o no consolidar y drenar en el campo, bajo las condiciones de carga que pueden causar la falla. Es obvio que todos los suelos han sido consolidados bajo algún esfuerzo en el pasado, por lo que los términos no-consolidado y no-drenado no tienen un significado apropiado cuando se aplican a carga anterior. En esencia, lo que se hace al medir la resistencia cortante de los suelos, es simular en el laboratorio las mismas condiciones de carga que se aplicarán en el campo.

Al discutir la resistencia cortante de suelos y los procedimientos de ensayo apropiados, es conveniente separar los suelos granulares de los suelos finos por dos razones. En primer lugar, y principalmente, es conveniente separar arenas de arcillas debido a que las velocidades de consolidación y drenaje son considerablemente diferentes para la mayor parte de tipos de carga. En segundo lugar, aún cuando se tengan las mismas condiciones de drenaje, las resistencias cortantes de arcillas y arenas pueden ser diferentes debido a las condiciones de composición mineralógica de ambos tipos de suelos.

RESISTENCIA CORTANTE DE ARENAS SECAS

Ya se ha indicado que la resistencia cortante de una arena seca cuando se mide en un aparato de corte directo, puede representarse por una envolvente de falla recta que pasa por el origen en un diagrama de Mohr-Coulomb. Esta misma envolvente de falla también puede medirse por medio de una serie de ensayos triaxiales consolidados-drenados. Este es el único procedimiento aplicable a arenas secas, ya que en el campo, el aire fluirá libremente en la arena, y de este modo los cambios volumétricos no están restringidos por la falta de drenaje, como podrían estarlo en suelo fino y en algunas arenas saturadas. En la primera etapa del ensayo triaxial se aplica la presión de confinamiento y el estado de esfuerzo puede representarse como un punto en el eje de abscisas del diagrama de Mohr-Coulomb ($\sigma_1 = \sigma_3$, $\tau = 0$), Figura 10. Después se aplica la carga axial hasta que falla el espécimen (es decir, hasta que no toma esfuerzo axial adicional). Usualmente se grafica el círculo de Mohr para los esfuerzos en la falla, realizando varios ensayos para diferentes esfuerzos de confinamiento. Con una serie de círculos, cada uno correspondiente a los esfuerzos en la falla, se puede obtener el gráfico de la Figura 11.

Cada círculo de Mohr mostrado en la Figura 11, representa todas las combinaciones de esfuerzos normal y cortante en todos los planos que pasan por el espécimen al momento de la falla. Sin embargo, tan pronto como cualesquiera de estas combinaciones de esfuerzo

representa una condición inestable en el espécimen (por ejemplo que el punto de esfuerzo se encuentre en la envolvente de falla), el espécimen fallará en el plano correspondiente al que estos esfuerzos actúan. De lo anterior se desprende que la envolvente de falla debe ser tangente a cada círculo de Mohr de falla. El círculo no debe intersectar la envolvente de falla, ya que esto implicaría que se han desarrollado esfuerzos cortantes más grandes que aquellos correspondientes a una condición inestable antes que ocurra la falla. Similarmente, el círculo de Mohr no puede estar por debajo de la envolvente de falla, por que esto implicaría que el espécimen ha fallado antes que los esfuerzos en cualquier plano hayan alcanzado una condición inestable.

La envolvente de falla correcta para una serie de ensayos triaxiales en arena seca con los círculos de Mohr se presentan en la Figura 12. A partir de este diagrama se puede determinar la orientación del plano de falla en el ensayo triaxial. Los esfuerzos en el plano de falla corresponden a los esfuerzos en el punto donde el círculo de Mohr es tangente a la envolvente de falla. Sin embargo, también puede verse que estos esfuerzos actúan en un plano orientado a un ángulo 2α del plano en que actúa el esfuerzo principal mayor, por geometría:

$$2\alpha = 90^\circ + \phi \quad \text{ó} \quad \alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

Por consiguiente, el plano de falla está inclinado a un ángulo igual a $45 + \phi/2$ del plano en el que actúa el esfuerzo principal mayor. En el ensayo triaxial el esfuerzo principal mayor actúa en planos horizontales que pasan por el espécimen y el plano de falla tiene la inclinación mostrada en la Figura 13.

El ángulo de fricción interna correspondiente a la pendiente de la envolvente de falla en el ensayo triaxial es, para propósitos prácticos, idéntico al valor obtenido de ensayos de corte directo. Sin embargo, es más rápido y económico realizar ensayos de corte directo en lugar de ensayos triaxiales; por esta razón se utiliza más en la práctica el ensayo de corte directo para medir la resistencia cortante de las arenas secas.

El ángulo de fricción interna de una arena depende de un número de factores, incluyendo la composición mineralógica, granulometría, textura de partículas, forma de partículas y densidad relativa. Los valores típicos del ángulo de fricción interna de las arenas presentados a continuación ilustran la influencia de la densidad relativa, la forma de partículas y la granulometría.

	granos redondeados, uniforme	granos angulares, bien graduada
Suelta	$\phi = 28.5^\circ$	34°
Densa	$\phi = 35.0^\circ$	46°

Ref. Peck, Hanson y Thornburn, 1974

La mayoría de arenas encontradas en la ingeniería tienen un ángulo de fricción interna de 30 a 45°; sin embargo, en algunos casos de arenas uniformes muy sueltas, el ángulo puede ser más bajo.

RESISTENCIA CORTANTE DE ARENAS SATURADAS

La resistencia cortante de arenas saturadas puede ser medida de una manera similar a la resistencia cortante de arenas secas, ya que en la mayoría de casos la velocidad de carga en el campo será lo suficientemente lenta para permitir que la arena se consolide y drene completamente, independientemente de que sea seca o saturada. De este modo, el procedimiento de ensayo apropiado a utilizar será el consolidado-drenado o lento (CD, S). Al graficar los resultados de una serie de ensayos consolidados-drenados en arena saturada, es conveniente utilizar los esfuerzos efectivos, $\bar{\sigma}$, en lugar de los esfuerzos totales (Figura 14). El ángulo de fricción interna correspondiente a la pendiente de la envolvente de falla se denomina $\bar{\phi}$, indicando que se han utilizado los esfuerzos efectivos. La expresión de la resistencia cortante es:

$$S = (\sigma - u) \operatorname{tg} \bar{\phi} = \bar{\sigma} \operatorname{tg} \bar{\phi} \quad (11)$$

El ángulo de fricción interna $\bar{\phi}$ de una arena saturada y el ángulo de fricción interna ϕ de una arena seca, tienen el mismo valor. Esto es, si siempre se expresa el ángulo de fricción interna de una arena en función de los esfuerzos efectivos, no existe diferencia en este valor si se trata de arena seca o saturada. Sin embargo, si la arena está saturada y por debajo del nivel freático, las presiones de poros grandes reducirán los esfuerzos efectivos, y de acuerdo a la ecuación (11), la resistencia cortante de una arena saturada será inferior a la arena seca comparable. Por esta razón, es necesario utilizar esfuerzos efectivos en vez de esfuerzos totales al calcular la resistencia cortante de arenas en el campo. Esto no es difícil, ya que las presiones de poro iniciales se conocen de las condiciones freáticas y no se desarrollarán excesos de presión de poros, ya que la arena se consolidará y drenará casi instantáneamente durante la carga en el campo.

Es interesante examinar los casos donde la resistencia cortante de una arena puede estar influenciada si el drenaje no ocurre con la carga. Existen varios tipos de problemas donde el drenaje puede no ocurrir. Esto sucede cuando la arena se carga muy rápidamente, como en el caso de terremotos, explosiones de voladuras y cargas de choque resultantes de lanzamientos de misiles o explosiones nucleares. Para estos casos, la resistencia cortante puede expresarse en función del mismo ángulo de fricción interna $\bar{\phi}$ discutido anteriormente; la resistencia cortante puede calcularse con la ecuación (11).

Sin embargo, si no se permite drenar a la arena durante la aplicación del cortante, las presiones de poro pueden cambiar. Por consiguiente, es necesario poder predecir como variarán las presiones de poro en el campo durante el corte, para poder determinar el valor de la resistencia cortante de la arena. En la práctica esta predicción es muy difícil, pero puede estimarse cualitativamente los cambios en la presión de poros.

Los cambios en la presión de poros de la arena (y en todo tipo de suelo), dependerá de la tendencia del suelo al cambio de volumen durante el corte. Si la arena tiende a comprimirse (disminución de volumen) durante el corte, la presión de poros aumentará. Si la arena tiende a expandirse (aumento de volumen) durante el corte, la presión de poros disminuirá. Aunque un suelo saturado no puede cambiar de volumen para condiciones sin drenaje, la tendencia al cambio de volumen se mantendrá, y por consiguiente las presiones de poro cambiarán. Si una arena no drenada tiende a comprimirse, pero no lo puede hacer porque no se permite el drenaje, entonces las presiones de poro deben aumentar hasta que los esfuerzos efectivos sean tan bajos que la arena no tienda más a comprimirse.

La tendencia a los cambios de volumen en una arena durante el corte puede apreciarse al examinar los cambios de volumen que ocurren cuando se permite a la arena drenar completamente. Las curvas típicas esfuerzo-deformación y cambio volumétrico-deformación se muestran en la Figura 15. Puede apreciarse que los cambios de volumen que ocurren durante el corte están grandemente influenciados por la densidad de la arena ensayada. Si la arena es muy suelta, se comprimirá durante el corte y el volumen disminuirá. Si la arena es muy densa, se expandirá (dilatara) durante el corte y el volumen aumentará. La tendencia de una arena, ya sea a comprimirse o a dilatarse, depende de la densidad relativa, como se ilustra en el esquema de la Figura 16. Si los granos de arena (esferas) están en un estado suelto de empaque, tenderán a acomodarse durante el corte hacia un estado más denso. Sin embargo, si la arena es muy densa, las partículas de arena deberán elevarse y montarse sobre las partículas adyacentes antes que el cortante pueda ocurrir. De este modo la arena deberá aumentar de volumen. (Nótese que las partículas

individuales no pueden ser cortadas o rotas sino hasta que se aplican esfuerzos de confinamiento relativamente altos, o a menos que los granos posean una composición mineralógica relativamente débil).

De lo anterior puede concluirse que cuando se somete a corte sin drenaje a arenas saturadas y sueltas, las presiones de poro aumentarán debido a la tendencia a la disminución de volumen. Por otro lado, si una arena muy densa se somete a esfuerzo cortante bajo las mismas condiciones, la presión de poros puede disminuir.

RESISTENCIA CORTANTE DE ARCILLAS SATURADAS

En muchas estructuras y terraplenes, las velocidades de construcción son relativamente rápidas, si se comparan con el tiempo requerido por las arcillas saturadas para consolidarse completamente bajo los esfuerzos finales. Por esta razón se asume que no ocurrirá drenaje o consolidación en la arcilla, y la medida de la resistencia cortante deberá ser para esta condición de carga. Es por esto que en este caso el procedimiento de ensayo que se utiliza es el no consolidado-no drenado (UU ó Q).

Se asume que se han tomado varias muestras “idénticas” en el campo. Se ensayarán estas muestras aplicando diferentes estados iniciales de esfuerzo (presiones de confinamiento) en la celda triaxial, pero no se permitirá consolidar a los especímenes bajo los esfuerzos aplicados. Después se cargará a la falla a cada uno de los especímenes, sin permitir el drenaje. Como es de suponer, cuando se produce un aumento en la presión de confinamiento (esfuerzo hidrostático) a una arcilla saturada y no se permite la consolidación, la presión de poros deberá aumentar en una cantidad igual al esfuerzo añadido. En este caso no existe un cambio en el esfuerzo efectivo. Por consiguiente, en los ensayos presentados no se esperaría la ocurrencia de cambio en el esfuerzo efectivo bajo la presión de confinamiento aplicada, independientemente de su magnitud; todos los especímenes deben haber tenido el mismo esfuerzo efectivo antes de cargarlos hasta la falla. En base a lo anterior, se podría esperar que todos los especímenes tengan la misma resistencia cortante.

Un conjunto típico de resultados de ensayos triaxiales para una arcilla saturada bajo condiciones no consolidadas-no drenadas (UU ó Q) se presenta en la Figura 17. Puede verse de la figura que la resistencia cortante (τ ó S) es la misma para todos los especímenes. La envolvente de falla es una línea horizontal, representada por $\phi = 0$; la resistencia cortante puede expresarse por la ecuación:

$$S = C_Q \quad (12)$$

donde Q indica que la intersección de cohesión en el diagrama de Mohr fue medida utilizando procedimientos no consolidados-no drenados (UU ó Q).

La resistencia cortante (S) de arcilla saturadas también puede medirse mediante ensayos de compresión no confinada. Este tipo de ensayo implica que la muestra no se confina con una membrana de jebes ni con presión de confinamiento. La carga axial simplemente se incrementa hasta la falla, como en un ensayo de resistencia a la compresión del concreto. Normalmente el ensayo se corre lo suficientemente rápido (5-15 minutos de duración), para prevenir que ocurra durante el ensayo ningún drenaje o consolidación. El círculo de Mohr de esfuerzos para este ensayo se ilustra en la Figura 18. El esfuerzo principal menor (σ_3) es igual a cero y el esfuerzo principal mayor (σ_1) es igual al esfuerzo axial en la falla. El esfuerzo axial en la falla se denomina la resistencia a la compresión no confinada, q_u . La resistencia cortante ($S = C_Q$) es igual a un medio de la resistencia a la compresión no confinada.

$$C_Q = \frac{1}{2} q_u \quad (13)$$

Teóricamente, el valor C_Q medido en los ensayos de compresión no confinada debería ser idéntico al valor de C_Q medido en ensayos triaxiales del tipo no consolidado no-drenado (UU ó Q); sin embargo, el ensayo de compresión no confinada produce valores más bajos. Esta observación es particularmente cierta para arcillas fisuradas y duras. Esto se debe probablemente al hecho que algunas fisuras y planos de debilidad pueden abrirse durante el muestreo de campo y operaciones de preparación de la muestra, que tienden a reducir la resistencia cortante de la arcilla. En el ensayo triaxial, las fisuras se tienden a cerrar bajo las presiones de confinamiento y la muestra es probablemente más representativa de las condiciones in-situ de campo. Aunque el ensayo de compresión no confinada subestima la resistencia cortante de muchos suelos, se le utiliza a menudo para estimaciones preliminares de diseño y para determinar cuál resistencia cortante es la crítica para el diseño. En algunos casos el ensayo de compresión no confinada puede indicar que el suelo tiene una resistencia más que adecuada para propósitos de diseño, por lo que es innecesario ejecutar ensayos más precisos.

Variación de la Resistencia con la Profundidad

Hasta ahora se han considerado muestras “idénticas”, presumiblemente tomadas de la misma profundidad. En el campo, la resistencia cortante puede variar con la profundidad. En el campo los esfuerzos aumentan con la profundidad, y en un depósito de arcilla normalmente consolidada, los suelos habrían sido consolidados a mayores esfuerzos efectivos conforme la profundidad aumenta. Se esperaría que las muestras tomadas de profundidades mayores tengan una mayor resistencia cortante que las muestras de profundidades menores, debido a que las muestras más profundas tienen una menor relación de vacíos y menor contenido de humedad. Se puede examinar la variación de resistencia con la profundidad al realizar una serie de ensayos de resistencia en muestras tomadas a varias profundidades. Si la arcilla es normalmente consolidada, se ha encontrado que la resistencia cortante aumenta casi linealmente con la profundidad, como se ilustra en la Figura 19. El aumento de la resistencia cortante con la profundidad se expresa como la relación $C/P = S_u / \bar{\sigma}_{vc}$ de la resistencia cortante (medida con ensayos triaxiales no consolidados-no drenados) a la presión efectiva de sobrecarga, P. Se ha encontrado que la relación C/P varía para la mayoría de los suelos entre 0.1 a 0.4 y que aumenta con el índice de plasticidad de la arcilla.

Aunque la resistencia cortante de arcillas normalmente consolidadas aumenta linealmente con la profundidad, en la práctica raras veces se encuentran estos tipos de depósitos. La mayoría de depósitos naturales han estado sujetos a algún grado de secado o desecación, por lo que una “costra” sobreconsolidada de mayor resistencia se forma cerca de la superficie. Esta “costra”, de varios metros o decenas de metros, puede proporcionar una capacidad portante más alta que el suelo más profundo para cimentaciones superficiales de zapatas, y puede servir como una “placa” para distribuir los esfuerzos más uniformemente a las capas infrayacentes de arcilla blanda. Sin embargo, existe el peligro que las zapatas pueden “perforar” a través de la costra resistente, y en otros casos las grietas de secado y contracción pueden reducir la resistencia cortante disponible de la costra superior dura. Por esta razón, debe ponerse especial cuidado al seleccionar valores de diseño apropiados de la resistencia cortante.

Influencia del Drenaje y la Consolidación

Después que una zapata o carga de terraplén se aplica al suelo, ocurrirá asentamiento gradual con el tiempo conforme el suelo se consolida. A medida que la consolidación ocurre, la resistencia cortante del suelo aumenta gradualmente. Así, la resistencia cortante del suelo es más baja durante e inmediatamente después de la construcción, por lo que el

período más crítico en la vida de una estructura o terraplén de tierra es en esta condición. Por esta razón se diseña usualmente en base a los valores de resistencia cortante no consolidada-no drenada (Q). La pequeña cantidad de consolidación que ocurre durante la construcción proporciona una pequeña cantidad de conservadurismo al diseño, y con el tiempo el factor de seguridad contra la falla aumentará.

Aunque los valores de resistencia cortante no consolidada-no drenada (Q) se utilizan frecuentemente en diseño, existen varias excepciones notables a esta utilización. Específicamente, cuando se realiza un corte o excavación, el suelo se descarga y con el tiempo puede ocurrir expansión y rebote. En estos casos la resistencia cortante puede decrecer con el tiempo, y para el diseño se debe usar la resistencia a largo plazo, después que se termina la expansión y se establece el equilibrio final. Para estos casos el procedimiento de ensayo apropiado es el consolidado-drenado (CD ó S), donde el suelo se ensaya bajo estados de esfuerzo similares a los encontrados en el campo.

También pueden utilizarse ensayos consolidado-drenado (CD ó S) o consolidado no-drenado (CU ó R), cuando es necesario considerar algún grado de consolidación durante la construcción. En algunos casos la resistencia cortante del suelo puede ser muy baja para soportar la cimentación, o la cimentación que se requiere para un diseño basado en que no existe consolidación y drenaje del suelo, no es económica. Cuando esto ocurre, se diseña la cimentación a ser construida por etapas para permitir que el suelo se consolide parcialmente bajo cada etapa de carga. En estos casos, el diseño debe estar basado en procedimientos de ensayo de tipo R ó S con un cuidadoso control de construcción, para asegurar que el grado anticipado de consolidación utilizado en el diseño haya ocurrido en el campo. Procedimientos de este tipo se han utilizado en la construcción de terraplenes en arcillas blandas, donde las obras pueden extenderse en un período largo de tiempo.

En este curso no se tratarán en detalle los problemas existentes cuando ocurre consolidación y drenaje, ya que pertenecen a cursos más avanzados de mecánica de suelos. En el caso de diseño de cimentaciones, la mayoría de problemas pueden resolverse para condiciones no consolidadas-no drenadas.

RESISTENCIA CORTANTE DE ARCILLAS PARCIALMENTE SATURADAS

Lo anteriormente presentado se ha referido a la resistencia cortante de arcillas saturadas. Sin embargo, los terraplenes de tierra compactada y muchos suelos de cimentación

localizados por encima del nivel freático, pueden ser solo parcialmente saturados. Cuando se aplica una carga a dichos suelos tenderán a comprimirse y la presión del aire y del agua en los poros aumentará. Es preciso indicar que bajo la mayoría de cargas reales en el campo, el suelo se comprimirá, pero no existirá suficiente tiempo disponible para que el aire o el agua “drenen” de los espacios vacíos del suelo. Esto está sugerido por la experiencia y por la baja permeabilidad de suelos parcialmente saturados con respecto al flujo de agua y aire (el agua en la mayoría de arcillas parcialmente saturadas restringe el flujo de aire del espacio vacío). Por esta razón el procedimiento de ensayo no consolidado-no drenado (Q) es probablemente también apropiado para los suelos parcialmente saturados.

Si se realiza una serie de ensayos no consolidados-no drenados (Q) en suelo parcialmente saturado, se encontrará que la resistencia cortante del suelo aumenta con la presión de confinamiento. Esto se debe a que se permite al suelo comprimirse bajo los esfuerzos aplicados; y aunque la compresión se limita en algún grado por la prevención de drenaje, el esfuerzo efectivo aumentará en el suelo. Una envolvente de resistencia típica, obtenida de una serie de ensayos triaxiales no-consolidados no-drenados (Q) en una arcilla compacta típica, se muestra en la Figura 20.

La envolvente de resistencia mostrada en la Figura 20 es curva, en lugar de ser recta. Esta envolvente curva indica que la resistencia cortante aumenta más rápidamente con la presión de confinamiento (la envolvente tiene una pendiente más inclinada) a esfuerzos de confinamiento bajos que a valores altos. A esfuerzos de confinamiento muy altos, el suelo puede alcanzar una condición saturada, debido a que el aire será forzado a disolverse en el agua. Cuando esta situación se alcanza, la envolvente de falla se vuelve horizontal y no ocurre mayor incremento de la resistencia con la presión de confinamiento. Sin embargo, para la mayoría de suelos parcialmente saturados en el campo bajo presiones de confinamiento normales, la saturación completa no ocurrirá y la envolvente de falla será curva, llegando a ser cada vez más horizontal a esfuerzos altos. Con propósitos de diseño se utilizan segmentos rectos a lo largo de las porciones curvas correspondientes al rango de esfuerzo en el campo. De este segmento recto equivalente, ilustrado en la Figura 21, se determinan valores de cohesión, C , y ángulo de fricción interna, ϕ , para ser utilizados en la ecuación general de resistencia cortante.

$$S = C + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

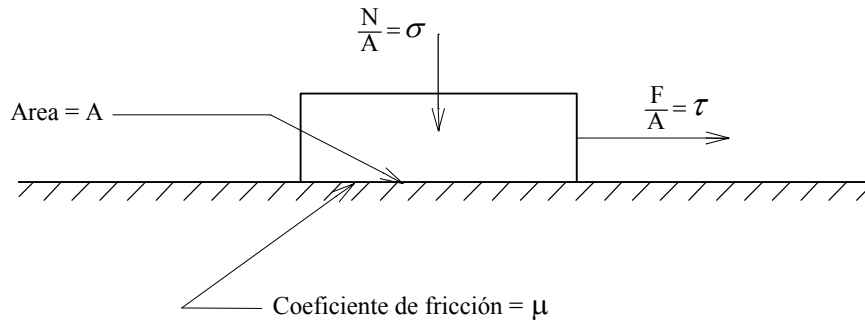


Fig. 1 : Bloque deslizante en un plano

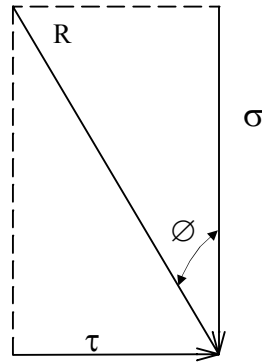


Fig. 2 : Oblicuidad del esfuerzo resultante

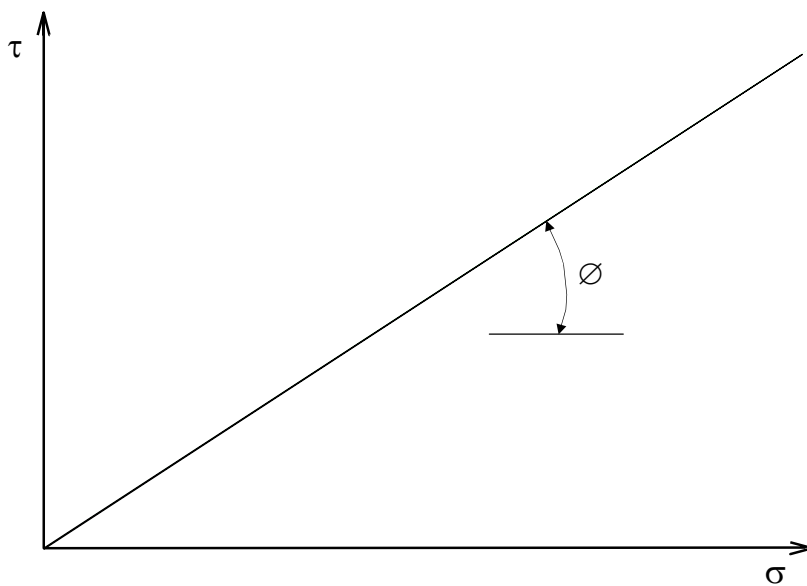


Fig. 3 : Diagrama de esfuerzo para un bloque deslizante en un plano

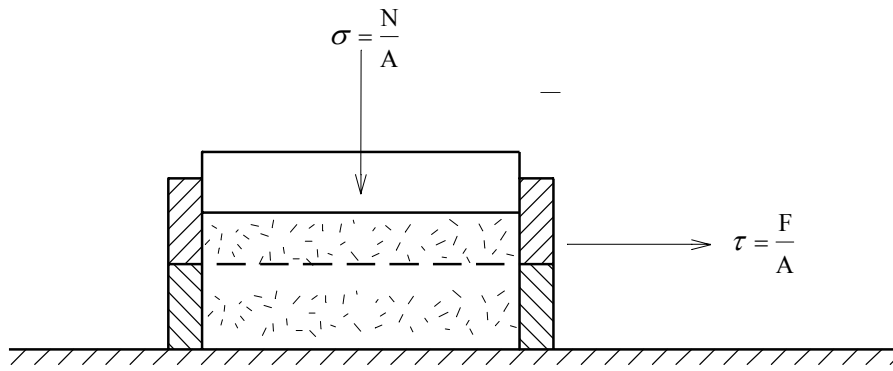


Fig. 4 : Aparato de corte directo

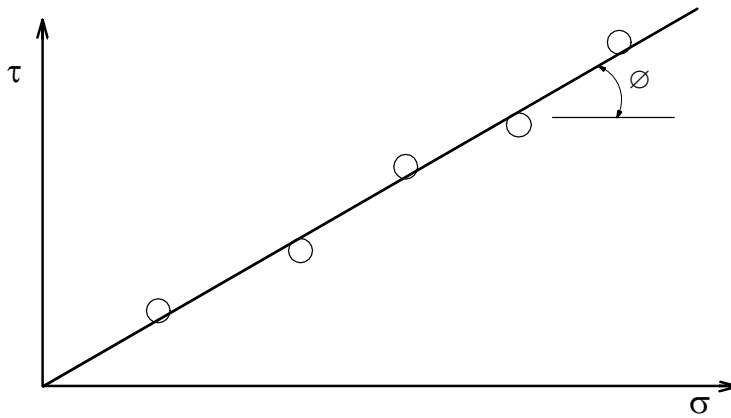


Fig. 5: Diagrama de falla para una arena seca ensayada en corte directo

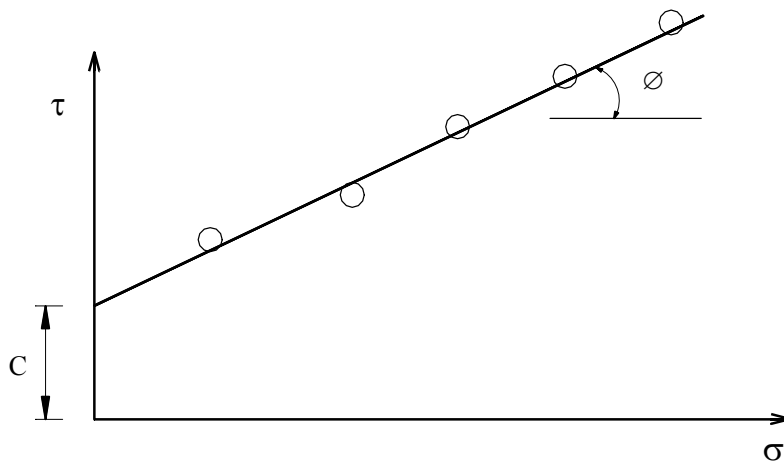


Fig. 6: Diagrama de falla para una arcilla dura ensayada en corte directo

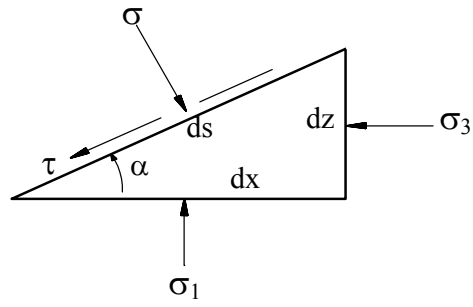


Fig. 7: Esfuerzos actuantes en un elemento diferencial de suelo

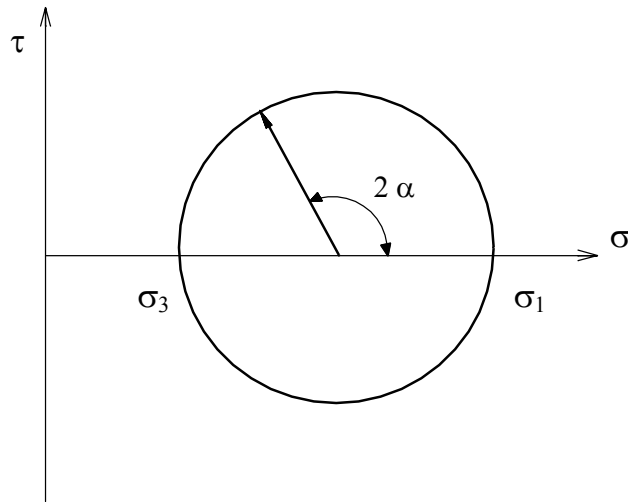


Fig. 8: Círculo de Mohr

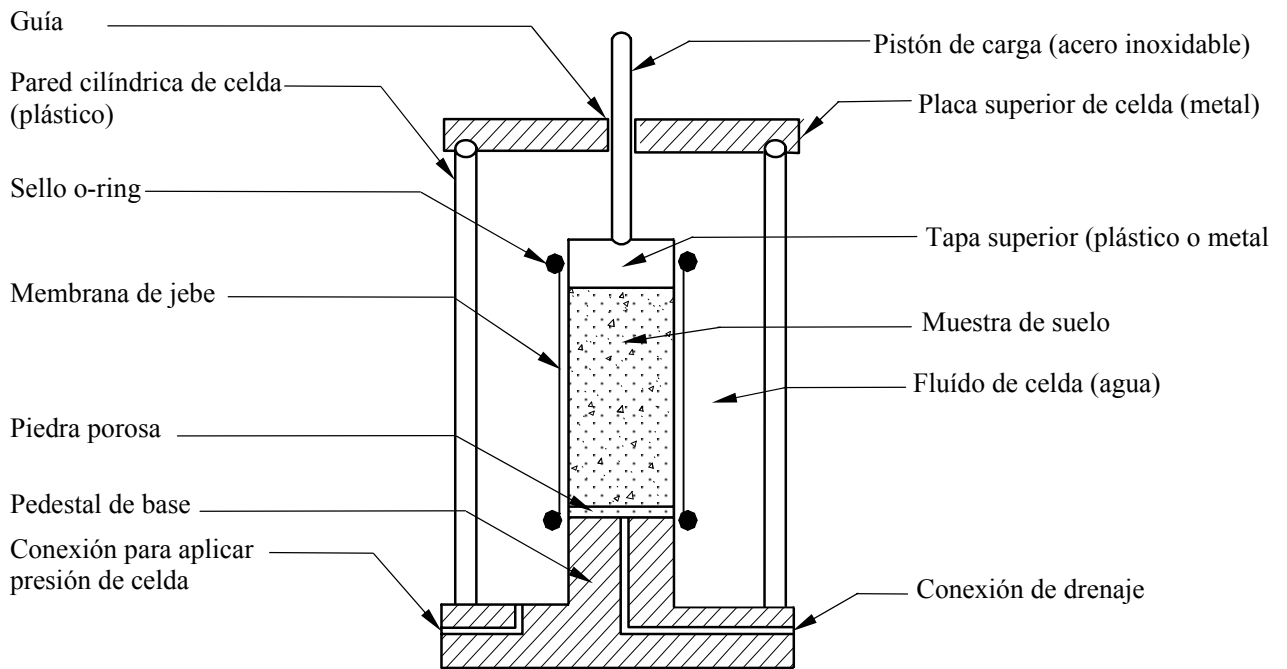


Fig. 9: Celda triaxial

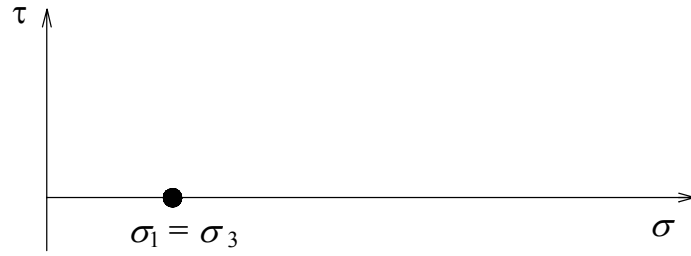


Fig. 10: Estado inicial de esfuerzo en el ensayo triaxial

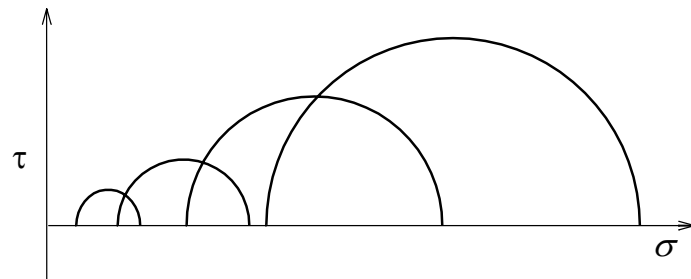


Fig. 11: Círculos de Mohr de esfuerzo en la falla

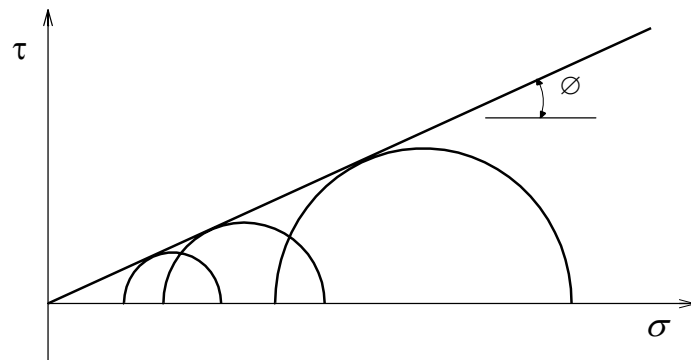


Fig. 12: Círculo de Mohr y envolvente de falla para arena seca

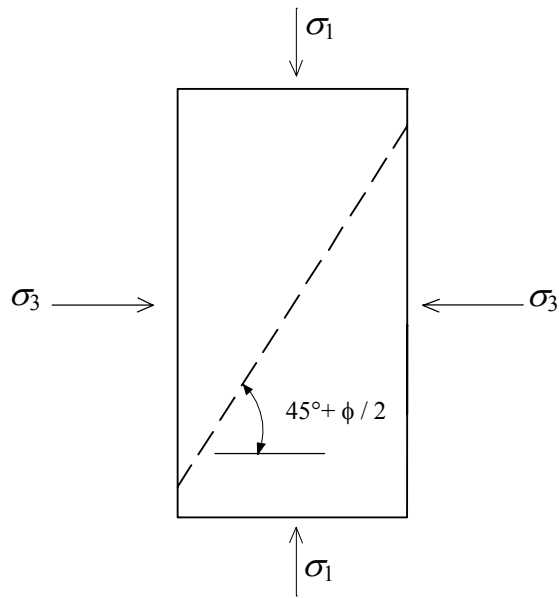


Fig. 13: Plano de falla en el ensayo triaxial

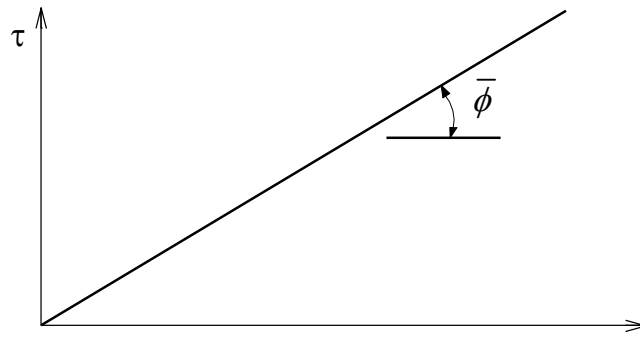


Fig. 14: Diagrama de falla en función de esfuerzos efectivos para arena saturada.

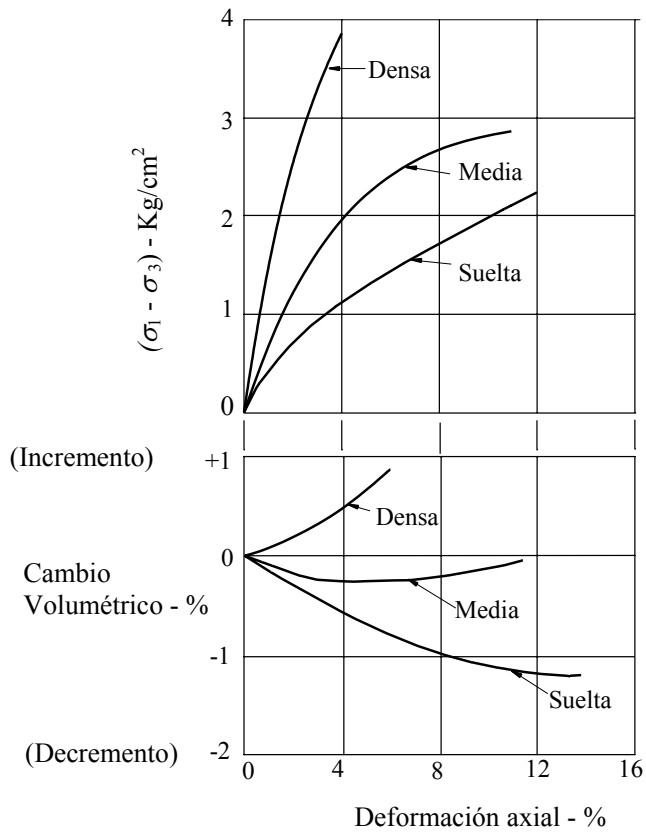


Fig. 15: Relaciones esfuerzo-deformación y cambio volumétrico-deformación para arena drenada.

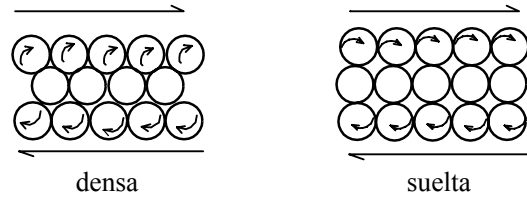


Fig. 16: Estructuras de granos densa y suelta

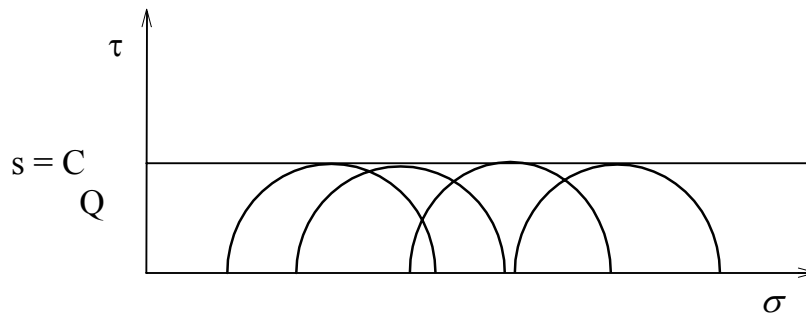


Fig. 17: Envoltente de falla de arcilla saturada

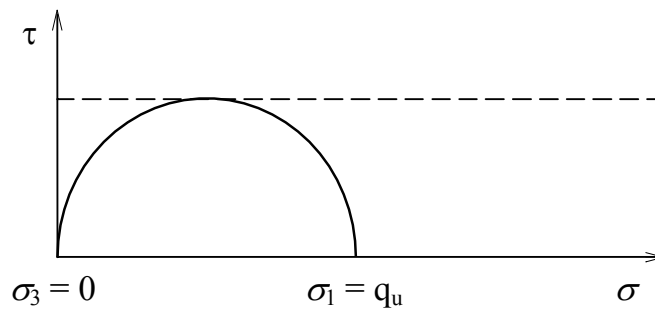


Fig. 18: Círculo de Mohr y envoltente de falla para el ensayo de compresión no confinada

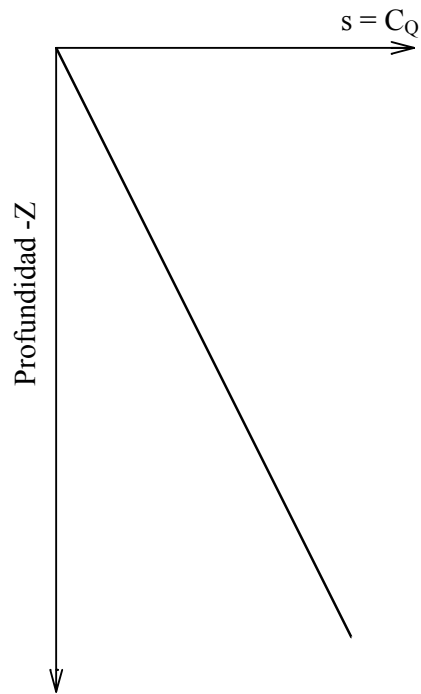


Fig. 19: Variación de resistencia con profundidad

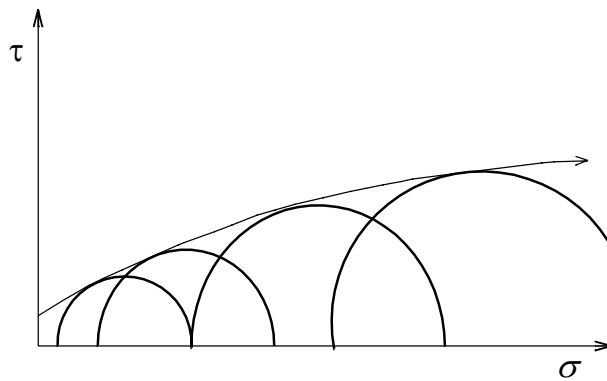


Fig. 20: Envoltente de falla para arcilla parcialmente saturada

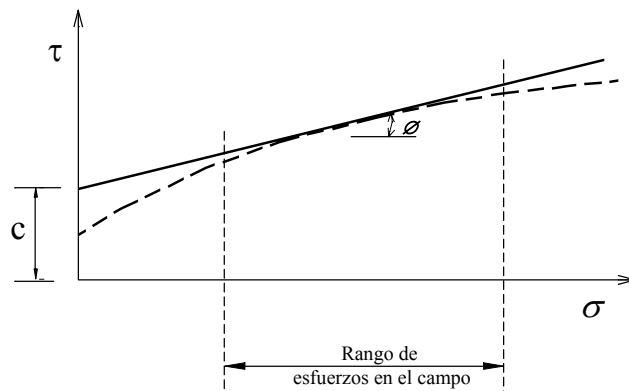
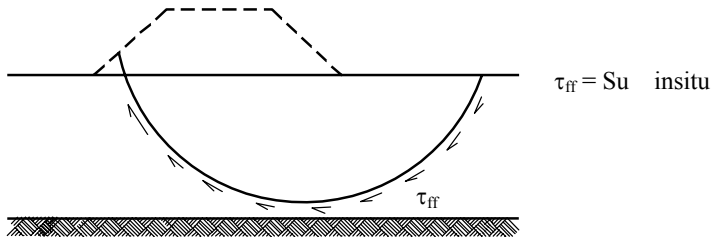


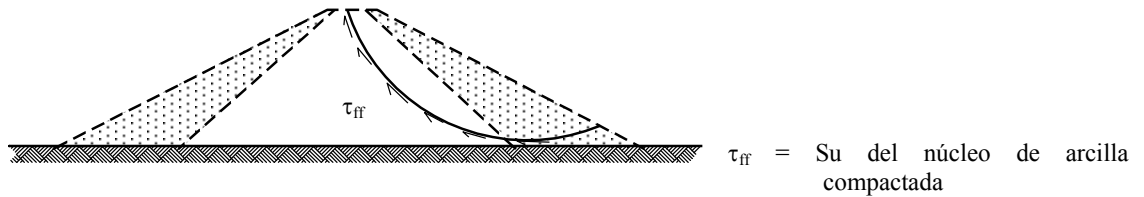
Fig. 21: Envoltente de falla recta equivalente

EJEMPLOS DE ANALISIS TIPO UU (NO CONSOLIDADO-NO DRENADO)

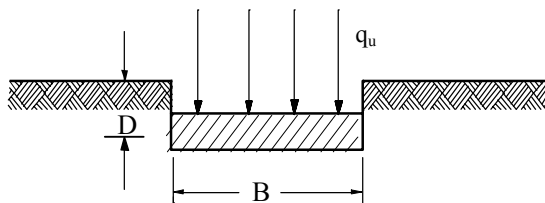
a) Terraplén construido rápidamente sobre un depósito de arcilla



b) Presa de tierra grande construida rápidamente sin cambio en el contenido de humedad del núcleo de arcilla



c) Zapata continúa colocada rápidamente en depósito de arcilla

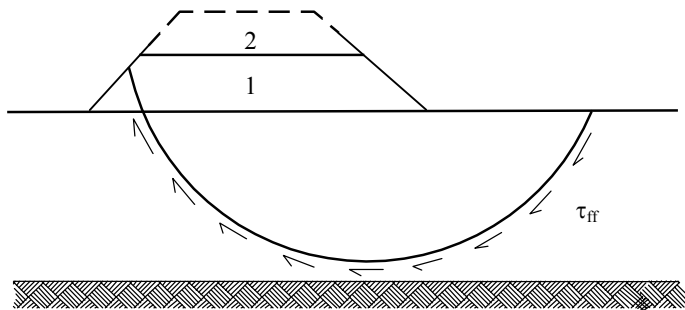


$$q_u = 5.7 Su + \gamma_t D$$

de la fórmula de capacidad de carga de Terzaghi con $\phi = 0$

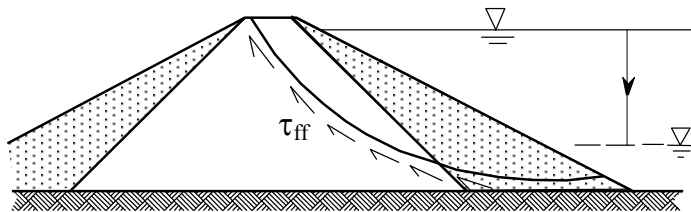
EJEMPLOS DE ANALISIS TIPO CU (CONSOLIDADO - NO DRENADO)

a) Terraplén elevado después de consolidarse bajo altura inicial



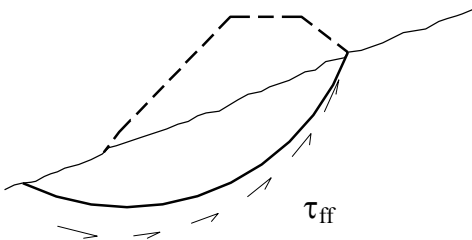
$\tau_{ff} = S_u$ insitu después de consolidación bajo capa 1

b) Presa de tierra con estado de infiltración constante



$\tau_{ff} = S_u$ del núcleo correspondiente a consolidación bajo infiltración constante antes del desembalse

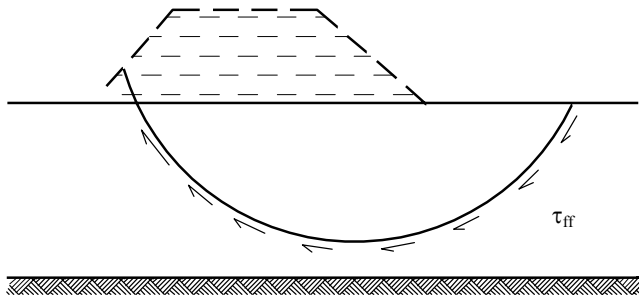
c) Construcción rápida de terraplén en talud natural



$\tau_{ff} = S_u$ insitu de arcilla en el talud natural antes de construcción

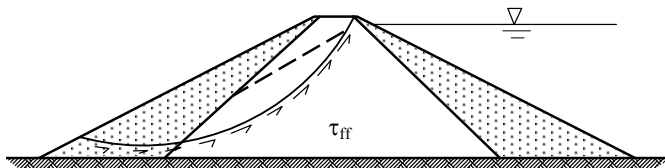
EJEMPLOS DE ANALISIS TIPO CD (CONSOLIDADO - DRENADO)

a) Terraplén construido muy lentamente por capas sobre un depósito de arcilla blanda



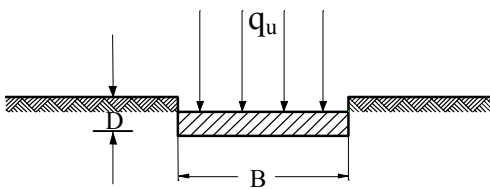
$\tau_{ff} = S_d$ resistencia cortante drenada insitu

b) Presa de tierra con estado de infiltración constante



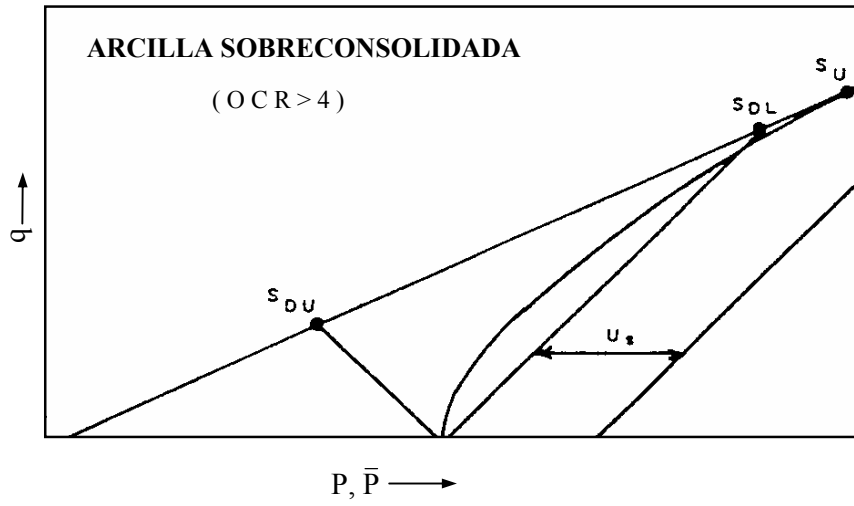
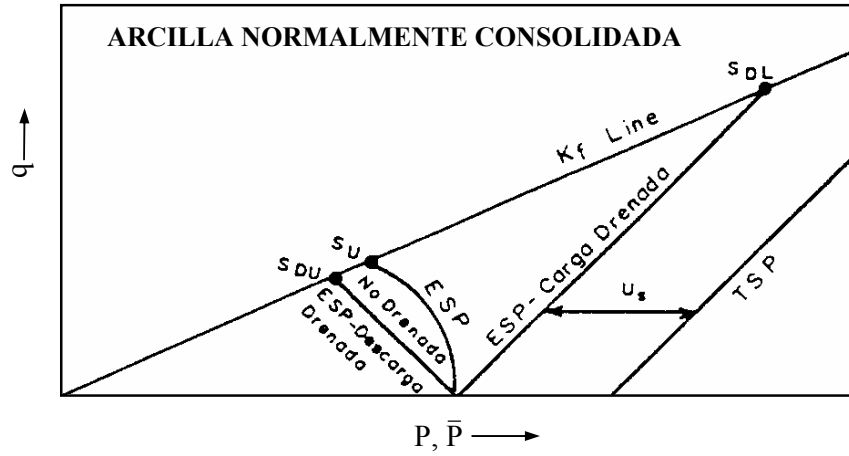
$\tau_{ff} = S_d$ del núcleo de arcilla

c) Zapata continua en depósito de arcilla a largo plazo después de la construcción



$$q_u = \bar{c} N_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q$$

donde N_c , N_γ y N_q son función de $\bar{\phi}$



RESISTENCIA CORTANTE DRENADA Y NO DRENADA