

3 Esfuerzo y resistencia al cortante

3.1 INTRODUCCION

La modelación o representación matemática del fenómeno de falla al cortante en un deslizamiento se realiza utilizando las teorías de la resistencia de materiales.

Las rocas y los suelos al fallar al corte se comportan de acuerdo a las teorías tradicionales de fricción y cohesión, según la ecuación generalizada de Coulomb:

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) \text{ Tan } \phi' \text{ (Para suelos saturados)}$$

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) \text{ Tan } \phi' + (\mu - \mu_a) \text{ Tan } \phi'' \text{ (para suelos parcialmente saturados)}$$

Donde:

τ = Esfuerzo de resistencia al corte

c' = Cohesión o cementación efectiva

σ = Esfuerzo normal total

μ = Presión del agua intersticial o de poros

μ_a = Presión del aire intersticial

ϕ' = Angulo de fricción interna del material

ϕ'' = Angulo de fricción del material no saturado.

El análisis de la ecuación de Coulomb requiere predefinir los parámetros, ángulo de fricción y cohesión, los cuales se consideran como propiedades intrínsecas del suelo.

La presencia del agua reduce el valor de la resistencia del suelo dependiendo de las presiones internas o de poros de acuerdo a la ecuación de Coulomb, en la cual el factor μ está restando al valor de la presión normal. La presión resultante se le conoce con el nombre de presión efectiva σ'

$$\sigma' \text{ (Presión efectiva)} = \sigma - \mu$$

ϕ' = Angulo de fricción para presiones efectivas.

c' = Cohesión para presiones efectivas.

Angulo de Fricción

El ángulo de fricción es la representación matemática del coeficiente de rozamiento, el cual es un concepto básico de la física:

$$\text{Coeficiente de rozamiento} = \text{Tan } \phi$$

El ángulo de fricción depende de varios factores (Bilz, 1995) entre ellos algunos de los más importantes son:

- a. Tamaño de los granos
- b. Forma de los granos
- c. Distribución de los tamaños de granos
- d. Densidad

Cohesión

La cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo. La cohesión en mecánica de suelos es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación, mientras que en la física este término se utiliza para representar la tensión.

En suelos eminentemente granulares en los cuales no existe ningún tipo de cementante o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a 0 y a estos suelos se les denomina Suelos no Cohesivos.

Cohesión aparente

En los suelos no saturados el agua en los poros produce un fenómeno de adherencia por presión negativa o fuerzas capilares. Esta cohesión aparente desaparece con la saturación. El fenómeno de cohesión aparente se estudia a profundidad en el capítulo 7.

Concepto de esfuerzo efectivo

Una masa de suelo saturada consiste de dos fases distintas: el esqueleto de partículas y los poros entre partículas llenos de agua. Cualquier esfuerzo impuesto sobre el suelo es soportado por el esqueleto de partículas y la presión en el agua. Típicamente, el esqueleto puede transmitir esfuerzos normales y de corte por los puntos de contacto entre partículas y el agua a su vez puede ejercer una presión hidrostática, la cual es igual en todas las direcciones. Los esfuerzos ejercidos por el esqueleto solamente, se conocen como esfuerzos efectivos y los esfuerzos hidrostáticos del agua se les denomina presión de poros.

Los esfuerzos efectivos son los que controlan el comportamiento del suelo y no los esfuerzos totales. En problemas prácticos el análisis con esfuerzos totales podría utilizarse en problemas de estabilidad a corto plazo y las presiones efectivas para analizar la estabilidad a largo plazo.

Desde el punto de vista de la relación esfuerzo – deformación, en estabilidad de taludes se deben tener en cuenta dos tipos de resistencia:

1. Resistencia máxima o resistencia pico

Es la resistencia al corte máxima que posee el material que no ha sido fallado previamente, la cual corresponde al punto más alto en la curva esfuerzo - deformación. La utilización de la resistencia pico en el análisis de estabilidad asume que la resistencia pico se obtiene simultáneamente a lo largo de toda la superficie de falla. Sin embargo, algunos puntos en la superficie de falla han alcanzado deformaciones mayores que otros, en un fenómeno de falla progresiva y asumir que la resistencia pico actúa simultáneamente en toda la superficie de falla puede producir errores en el análisis.

2. Resistencia residual

Es la resistencia al corte que posee el material después de haber ocurrido la falla (figura 3.1).

Skempton (1964) observó que en arcillas sobreconsolidadas, la resistencia calculada del análisis de deslizamientos después de ocurridos, correspondía al valor de la resistencia residual y recomendó utilizar para el cálculo de factores de seguridad, los valores de los parámetros obtenidos para la resistencia residual ϕ_r y c_r . Sin embargo, en los suelos residuales la resistencia pico tiende a ser generalmente, muy similar a la resistencia residual.

Otro factor que determina las diferencias entre la resistencia pico y residual es la sensibilidad, la cual está relacionada con la pérdida de resistencia por el remoldeo o la reorientación de las partículas de arcilla.

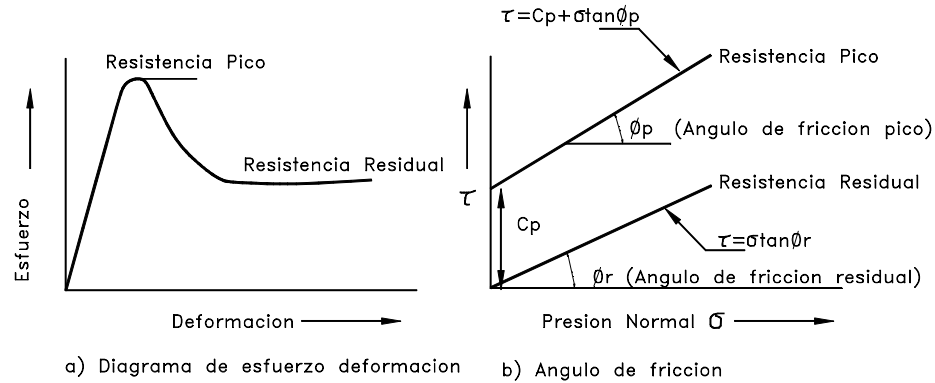


Figura 3.1 Resistencias Pico y residual.

En arenas, gravas y limos no plásticos que se denominan como suelos granulares, la cohesión es muy baja y puede en muchos casos considerarse de valor cero y el ángulo de fricción depende de la angulosidad y tamaño de las partículas, su constitución, mineralogía y densidad. Generalmente, el ángulo de fricción en suelos granulares varía de 27° a 42°, dependiendo del tipo de ensayo que se realice. Por ejemplo, en un ensayo Triaxial drenado el ángulo de fricción es 4° a 5° menor que el medido en un ensayo de Corte Directo. En arcillas normalmente consolidadas y limos arcillosos se puede considerar la fricción igual a cero y la cohesión como el valor total del esfuerzo de resistencia obtenida. En suelos residuales generalmente, predominan las mezclas de partículas granulares y arcillosas y el ángulo de fricción depende de la proporción grava-arena-limo y arcilla y de las características de cada tipo de partícula presente.

Parámetros de presión de poros

El análisis de esfuerzos efectivos requiere del conocimiento de las presiones de poro en el campo. Estas presiones de poro pueden ser estimadas si los cambios de Esfuerzo dentro del suelo se pueden determinar. Para esta estimación se pueden utilizar los parámetros de presión de poros A y B propuestos por Skempton (1954) para calcular las presiones de poro en exceso.

$$\Delta_u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$$

Donde:

Δu = Exceso de presión de poros

A = Parámetro de presión de poros A

B = Parámetro de presión de poros B

$\Delta\sigma_1$ = Cambio en el esfuerzo principal mayor

$\Delta\sigma_3$ = Cambio en el esfuerzo principal menor.

Los parámetros A y B deben ser determinados de ensayos de laboratorio o seleccionados de la experiencia. Para suelos saturados B se acerca a 1.0 pero su valor disminuye drásticamente con la disminución en el grado de saturación. Los valores del parámetro A dependen de las deformaciones y generalmente, alcanzan valores máximos en el momento de la falla. Suelos normalmente consolidados tienden a generar excesos de presión de poros positivos durante el corte, en contraste los suelos sobreconsolidados pueden esperarse que generen presiones en exceso negativas. La tabla 3.1 muestra valores típicos de parámetro A en el momento de la falla.

Tabla 3.1 Valores típicos del parámetro A

Tipo de arcilla	Valor del parámetro A de Skempton
Altamente sensitiva	0.75 a 1.5
Normalmente consolidada	0.5 a 1.0
Arcilla arenosa compactada	0.25 a 0.75
Arcilla ligeramente sobreconsolidada	0.0 a 0.5
Arcillas gravosas compactadas	- 0.25 a +0.25
Arcillas muy sobreconsolidadas	-0.5 a 0.0

El valor de A está muy influenciado por el nivel al cual el suelo ha sido previamente deformado, el esfuerzo inicial del suelo, la historia de esfuerzos y la trayectoria de esfuerzos, tales como carga y descarga (Lambe y Whitman, 1969).

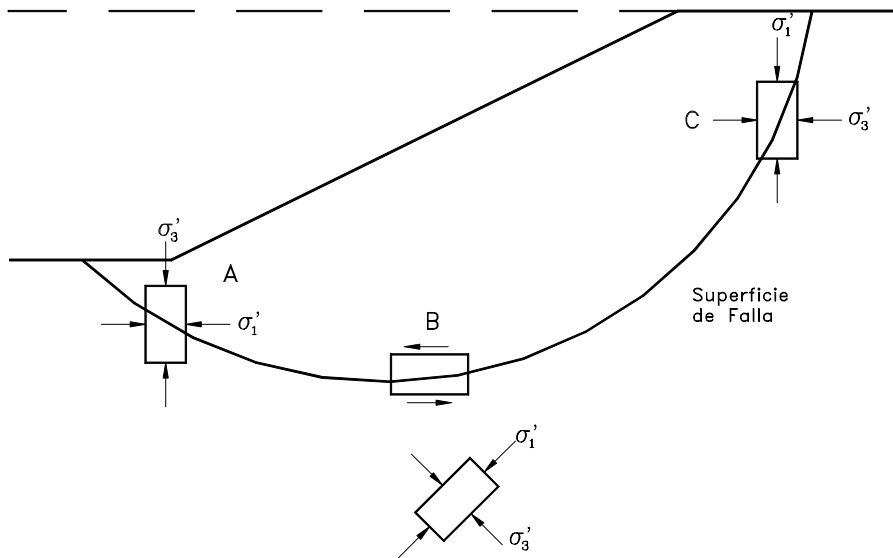


Figura 3.2 Dirección de esfuerzos principales en la falla de un talud.

3.2 CIRCULO DE MOHR

En un análisis en dos dimensiones, los esfuerzos en un punto pueden ser representados por un elemento infinitamente pequeño sometido a los esfuerzos σ_x , σ_y , y τ_{xy} . Si estos esfuerzos se dibujan en unas coordenadas $\tau - \sigma$, se puede trazar el círculo de Esfuerzos de Mohr. En este círculo se definen los valores de σ máximo (σ_1) y σ mínimo (σ_3), conocidos como Esfuerzos principales. Para interpretar correctamente el fenómeno de falla al cortante en un talud debe tenerse en cuenta cuál es la dirección de los esfuerzos principales en cada sitio de la superficie de falla. El esfuerzo σ_1 es vertical en la parte superior de la falla y horizontal en la parte inferior (Figura 3.2).

Envolvente de Falla

El círculo de Mohr se utiliza para representar o describir la resistencia al cortante de los suelos, utilizando la envolvente de falla Mohr – Coulomb, lo cual equivale a que una combinación crítica de esfuerzos se ha alcanzado. Los esfuerzos por encima de la envolvente de falla no pueden existir.

La envolvente de falla Mohr - Coulomb es generalmente una línea curva que puede representarse en la forma:

$$s = A(\sigma')^b$$

Donde:

s = Resistencia al cortante

σ' = Esfuerzo normal efectivo

A y b = Constantes

En la práctica normal de Ingeniería, generalmente, esta curva se define como una recta aproximada dentro de un rango seleccionado de esfuerzos (Figura 3.3), en el cual

$$s = c' + \sigma' \tan \phi'$$

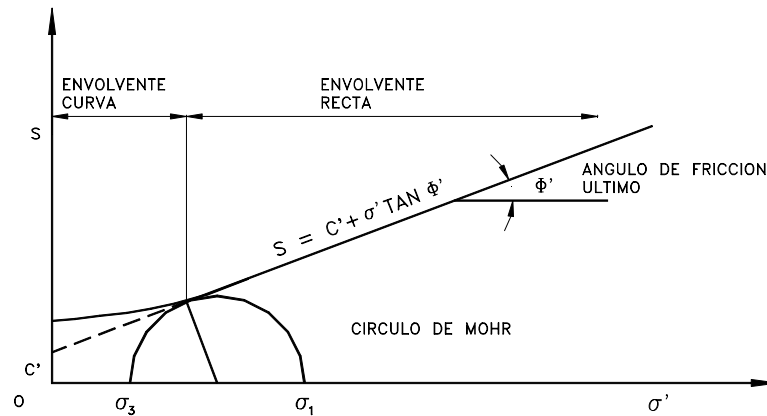


Figura 3.3 Envolvente de falla y círculo de Mohr.

Donde:

c' = Intercepto del eje de resistencia (cohesión) y

ϕ' = Pendiente de la envolvente (ángulo de fricción).

En la mayoría de los suelos, la envolvente de falla para niveles de esfuerzos pequeños no es recta sino curva y el error de asumirla como recta puede modificar sustancialmente los resultados de un análisis. En la realidad, no existe un ángulo de fricción para esfuerzos normales bajos y es preferible utilizar todos los valores de la envolvente. Sin embargo, los ensayos normales de resistencia al cortante no se realizan con suficientes puntos para determinar las características de la curva en el rango de esfuerzos bajos. Hawkins (1996) indica que es recomendable presentar los ángulos de fricción como una función de las presiones normales.

$$\phi' = f(\sigma')$$

y ϕ' (ultimo) = pendiente de la parte recta de la envolvente

El círculo de Mohr puede extenderse también al análisis de suelos parcialmente saturados, teniendo en cuenta las presiones en el agua y el aire en los vacíos (Fredlund 1978).

Trayectoria de esfuerzos

El método de la trayectoria de esfuerzos permite estudiar el comportamiento del suelo en el campo o el laboratorio. La trayectoria de esfuerzos muestra estados sucesivos de esfuerzos en un espacio de Esfuerzos p-q , donde p y q corresponden a los máximos esfuerzos normales y de cortante en el círculo de Mohr.

Para claridad los círculos de Mohr no se trazan, y solo se traza el diagrama de trayectoria de esfuerzos (Figura 3.4). Se pueden trazar tres tipos diferentes de trayectorias así (Lee, 1996):

- Trayectoria de esfuerzos efectivos, la cual pretende presentar el verdadero comportamiento de la muestra de suelo.
- Esfuerzos totales menos presión de poros estática. Esta trayectoria muestra el estado de esfuerzos en el suelo con un margen para la presión de poros en el agua, debida al nivel estático de aguas subterráneas.

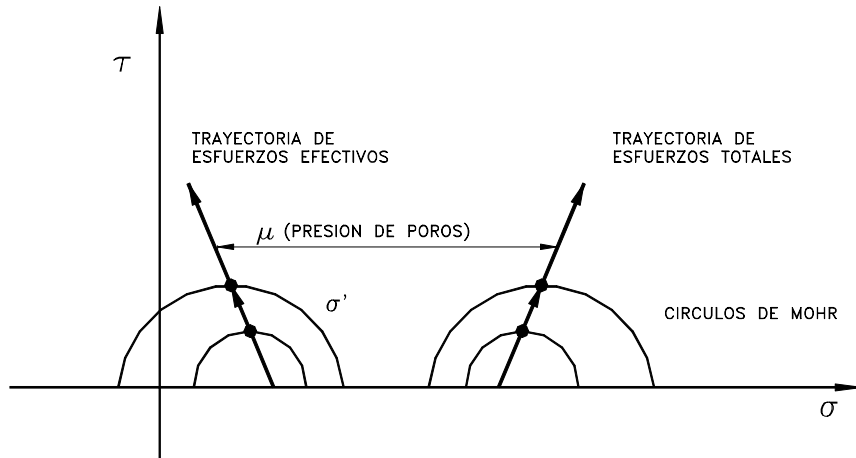


Figura 3.4 Trayectoria de esfuerzos.

Si el nivel de agua no cambia, la diferencia entre la trayectoria de esfuerzos efectivos y la de esfuerzos totales, menos la presión de poros estática, es la presión de poros en exceso generada a medida que el suelo experimenta deformaciones.

c. Esfuerzos totales, la cual muestra la trayectoria de las coordenadas de los esfuerzos totales solamente.

De estas trayectorias de esfuerzos se puede ver el comportamiento típicos de los elementos de suelo.

3.3 MEDICION DE LA RESISTENCIA AL CORTANTE

La determinación precisa de las resistencias de los materiales de un talud es esencial para un análisis de estabilidad representativo de sus condiciones reales, aunque es posible en algunas circunstancias realizar ensayos in situ, la forma más común de obtener los parámetros de resistencia al corte son los ensayos de laboratorio. Sin embargo los valores de la resistencia al cortante determinados en ensayos de laboratorio dependen de factores, tales como la calidad de las muestras, su tamaño y el método de ensayo.

La resistencia al cortante depende del grado de saturación y este varía con el tiempo. Esta situación dificulta la realización de ensayos representativos en muestras no saturadas y generalmente, se acostumbra trabajar con muestras saturadas.

Las envolventes de falla para suelos y rocas son generalmente, no lineales en un rango amplio de esfuerzos, por esta razón los ensayos deben idealmente, ser realizados en el rango de esfuerzos correspondiente a la situación de diseño. Por ejemplo, para deslizamientos poco profundos deben utilizarse esfuerzos normales pequeños y para fallas profundas esfuerzos normales mayores.

La diferencia entre la rata de carga aplicada en un ensayo de laboratorio y la situación real es sustancial. La mayoría de los ensayos de laboratorio colocan la carga en unos minutos u horas pero para la mayoría de los taludes, la carga es permanente con excepción, de las cargas dinámicas que son aplicadas en periodos muy cortos de tiempo.

Selección de las muestras

La determinación precisa de resistencias al cortante son esenciales para un análisis de estabilidad de taludes; Sin embargo, los valores de la resistencia al cortante que se obtienen dependen de muchos factores, especialmente de la calidad de las muestras, su tamaño y el método de análisis. La resistencia al cortante depende del grado de saturación y se recomienda trabajar siempre con muestras saturadas.

Las envolventes de falla para suelos y rocas generalmente, no son lineales para un rango amplio de esfuerzos y los ensayos deben realizarse cubriendo la gama de esfuerzos que sea relevante para cada caso en particular. Por ejemplo, cuando las superficies potenciales de falla son poco profundas los niveles de esfuerzo normal son bajos y se pueden presentar errores de interpretación especialmente, en los ensayos triaxiales.

Es muy importante que los ensayos sean realizados sobre muestras de suelo o roca preparadas de material inalterado, lo más representativo posible del material "in situ"; por ejemplo, muestras grandes en bloque de muy buena calidad o muestras tomadas con muestreadores delgados pueden estar relativamente inalteradas. Generalmente, entre más grande la muestra, esta podría ser de mejor calidad.

Una preocupación muy grande es el efecto de la alteración de la muestra sobre la resistencia al cortante. Muestras muy buenas pueden tener pérdidas de resistencia de hasta 50% (Ladd y Lambe 1964; Clayton y Hight 1992).

Además, las muestras deben ser obtenidas a una profundidad correcta, de acuerdo a las posibles superficies críticas de falla.

El tamaño de la muestra es muy importante. En suelos residuales el tamaño de la muestra puede determinar el valor de la resistencia obtenida en el ensayo como puede observarse en la Figura 3.5. La dimensión mínima de la muestra a ensayar debe ser al menos seis veces el tamaño máximo de partícula contenido en ella.

Las muestras para ensayos triaxiales deben ser de mínimo siete centímetros de diámetro y para ensayos de Corte Directo de seis a diez centímetros. El espesor mínimo de la muestra en un ensayo de Corte Directo es de dos centímetros pero existen anillos de hasta 30 centímetros.

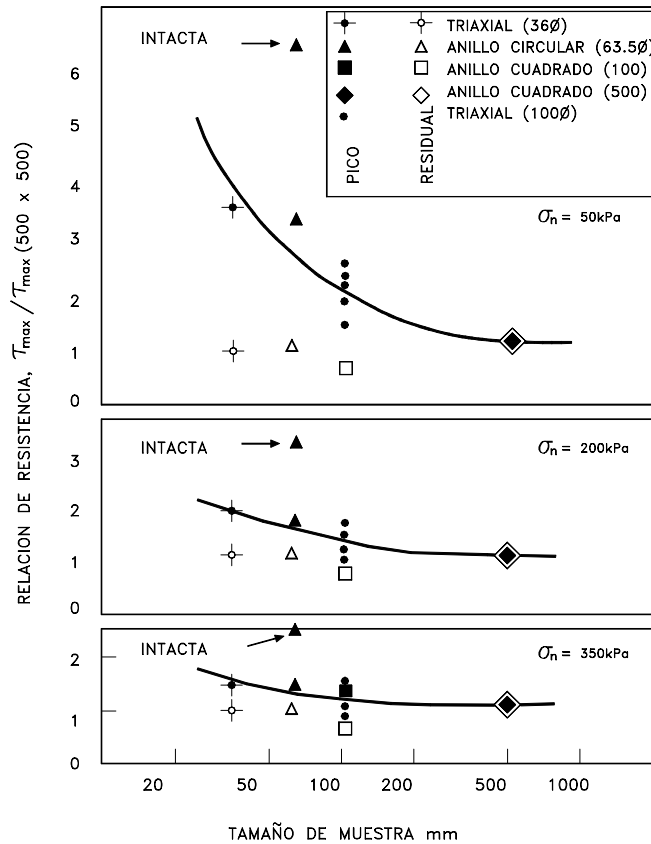


Figura 3.5 Efecto del tamaño de la muestra sobre la resistencia al cortante de una lava basáltica meteorizada (Brenner y otros 1997).

En el caso de suelos con presencia de grava, la preparación de la muestra es difícil y puede ser no representativa de la realidad de la resistencia al suelo en el sitio y en ocasiones se deben realizar los ensayos con material de la matriz solamente.

De otro lado, la preparación de muestras de material muy frágil es difícil y en ocasiones existe la tendencia a utilizar para el ensayo, las partes más duras de la muestra, lo cual conduce a obtener parámetros de resistencia mayores a los reales.

Las muestras para ensayo deben ser de calidad excelente, lo más representativas posible de la situación real en el campo; deben ser tomadas lo más cercanamente posible a las probables superficies de falla y lo suficientemente grandes para eliminar efectos de borde.

3.4 ENSAYOS DE LABORATORIO

Para obtener los parámetros de resistencia al cortante se pueden realizar ensayos de resistencia de laboratorio o de campo o se pueden utilizar correlaciones empíricas a partir de ensayos indirectos u otras propiedades de los suelos. Los ensayos de laboratorio más comunes son los ensayos de Compresión triaxial y de Corte Directo.

Ensayo Triaxial

El equipo de ensayo Triaxial es muy versátil y permite realizar ensayos en una variedad de procedimientos para determinar la resistencia al cortante, la rigidez y características de deformación de las muestras. Adicionalmente, el ensayo puede realizarse para medir características de consolidación y permeabilidad.

Se ensayan muestras cilíndricas dentro de una membrana delgada de caucho, colocándolas dentro de una celda triaxial con dos tapas rígidas y pistones arriba y debajo de la muestra.

La celda se llena de un fluido especial, se aplica una presión determinada sobre el fluido (σ_3), la cual se transmite por éste a la muestra. Los esfuerzos de cortante se aplican mediante fuerzas de compresión verticales accionadas por los pistones (Figura 3.6). La presión de poros dentro de la muestra puede medirse a través de un pequeño tubo o bureta en contacto con la muestra. Para cada presión de confinamiento se obtiene el esfuerzo desviador ($\Delta\sigma$) que se requiere para hacer fallar la muestra.

El drenaje de la muestra se realiza a través de las piedras porosas y el cambio de volumen de agua puede medirse. Alternativamente, si no se permite drenaje, se puede medir la presión de poros. Realizando varias pruebas se puede obtener la envolvente de Mohr para un suelo determinado.

El comportamiento Esfuerzo-deformación es determinado por la presión de confinamiento, la historia de esfuerzos y otros factores. El ensayo también puede realizarse incrementando los esfuerzos radiales mientras se mantiene constante la fuerza axial (Figura 3.7).

Una descripción detallada del procedimiento de ensayo y medición de presión de poros se presenta en manuales de laboratorio y textos de mecánica de suelos (Bowles –1986).

En algunos países del mundo el ensayo Triaxial es el más utilizado especialmente, por la posibilidad de modelar las condiciones de drenaje y la medición de presión de poros en suelos saturados.

Generalmente existen tres formas de realizar el ensayo Triaxial así:

a. Ensayo Consolidado drenado

El ensayo se realiza lentamente para permitir el drenaje del agua dentro de la muestra e impedir que se puedan generar presiones de poros.

Los ensayos drenados son generalmente, preferidos para ensayos rutinarios (Geotechnical Engineering Office, 1979), debido a la facilidad de su ejecución y son los más utilizados para el análisis de laderas y taludes.

La velocidad de ensayo debe ser tal, que las fluctuaciones en la presión de poros sean despreciables y en cualquier caso no superiores al 5% de la presión efectiva de confinamiento.

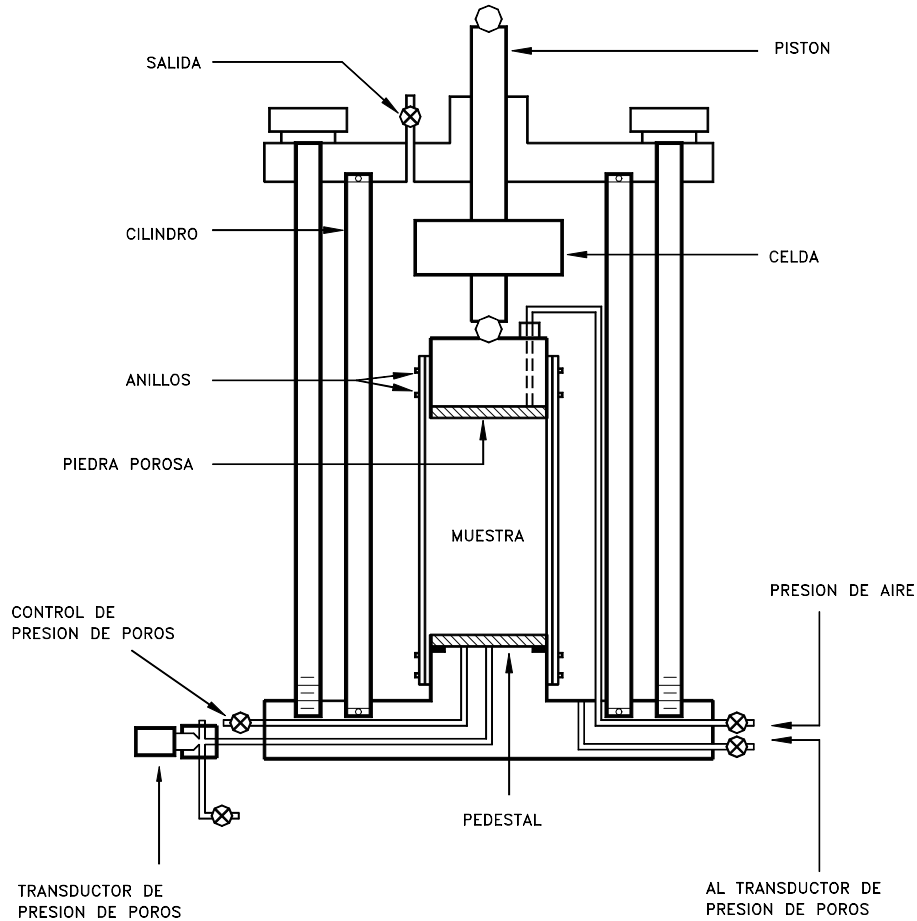


Figura 3.6 Detalle de la celda para el ensayo triaxial.

b. Ensayo Consolidado no drenado, con medición de presión de poros

Se permite el drenaje durante la aplicación del esfuerzo de confinamiento colocándolo lentamente, pero se impide durante la aplicación del esfuerzo desviador.

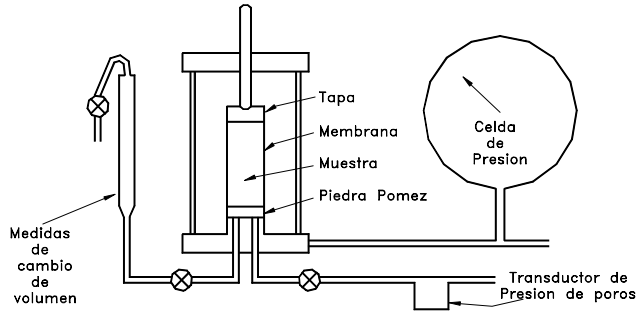
Los ensayos no drenados deben realizarse a una tasa que no exceda una deformación unitaria del 2% por hora, con el objeto de lograr una equalización completa de la presión de poros a través de la muestra.

Se le emplea para simular el caso de desembalse rápido de una represa o la colocación rápida de un terraplén sobre un talud.

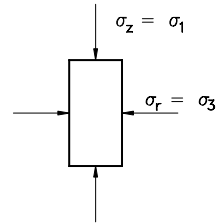
c. Ensayo No consolidado - No drenado o ensayo rápido

No se permite el drenaje durante la aplicación de la presión de confinamiento y el esfuerzo desviador. Este ensayo se le utiliza para modelar, el caso de un terraplén o una carga colocada muy rápidamente sobre un manto de arcilla saturada, de muy baja permeabilidad.

a) EQUIPO



b) CONDICIONES DE ESFUERZO



c) CURVAS ESFUERZO DEFORMACION

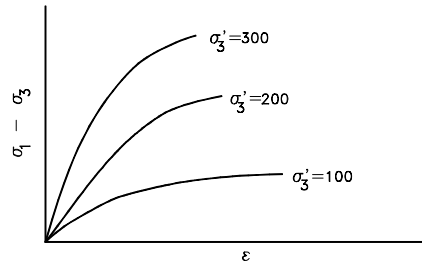


Figura 3.7 Diagrama del ensayo triaxial.

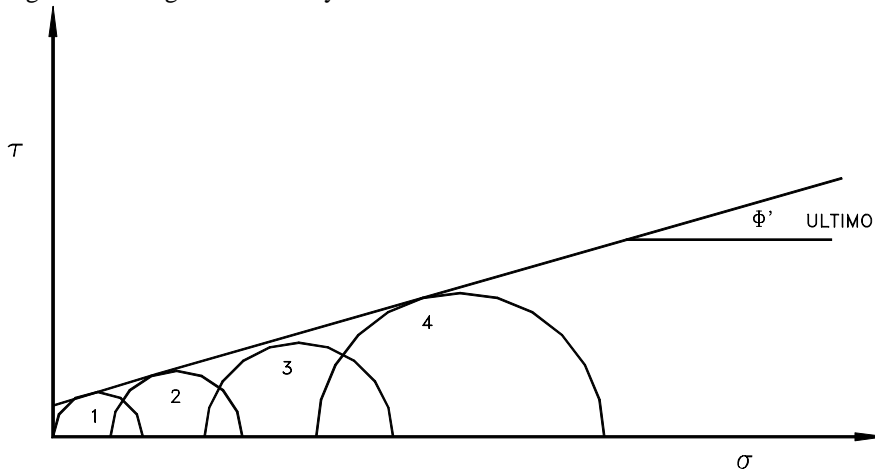


Figura 3.8 Círculo de Mohr y envolvente de falla de un ensayo Triaxial.

De acuerdo al tipo de ensayo se obtiene un valor diferente de ángulo de fricción.

En general, el ensayo consolidado drenado presenta ángulos de fricción mayores, mientras el ensayo No consolidado - No drenado da los valores mínimos de ϕ . (Winterkorn y Fang – 1991).

En la interpretación de resultados de ensayos Triaxiales debe tenerse en cuenta las siguientes fuentes de error:

- a. Las muestras tienden a deformarse como un barril, lo cual conduce a sobreestimación de la resistencia al cortante.
- b. En el proceso de saturación, la muestra tiende a alterarse por cambio de volumen, lo cual puede determinar una pérdida de resistencia.

Variables del ensayo Triaxial

Los resultados que pueden ser obtenidos del ensayo Triaxial dependen del tipo de ensayo y del equipo disponible y se pueden obtener los siguientes resultados:

- a. La envolvente de falla con el ángulo de fricción y la cohesión pico.
- b. La respuesta de presión de poros al corte (Ensayos no drenado).
- c. La respuesta de cambio de volumen al corte (ensayo drenado).
- d. Módulos tangente y secante inicial o los correspondientes de descarga y recarga.
- e. Las características de consolidación.
- f. La permeabilidad a diferentes presiones de confinamiento.

Tamaño de la muestra

Para ensayar suelos residuales, el diámetro de la muestra no debe ser menor de 76 mm., debido a que diámetros menores no se consideran representativos para tener en cuenta los efectos de escala, relacionados con las fisuras y juntas en el suelo.

Adicionalmente, el diámetro no debe ser menor de 8 veces el tamaño máximo de la partícula. La relación largo – diámetro no debe ser menor de 2 – 1.

Consolidación antes del Corte

La muestra es consolidada o no consolidada, de acuerdo al tipo de ensayo que se realice. En suelos saturados (arcillas y limos) para una serie de ensayos a la misma profundidad, la resistencia a la compresión para ensayos no consolidados no drenados se encontró que es independiente de la presión de la celda, con excepción de las arcillas fisuradas.

Algunas causas de error en el ensayo Triaxial

Fell (1987) indica una serie de errores comunes que se cometen en el manejo del ensayo Triaxial:

a. Ensayo a un nivel muy alto de esfuerzos

La envolvente del círculo de Mohr tiene una forma curva y si se trabaja con niveles altos de esfuerzos se puede sobreestimar la resistencia para el caso real de esfuerzos menores; por ejemplo, para esfuerzos de confinamiento entre 100 y 400 kPa, las resistencias se pueden sobreestimar hasta en un 300 %. Por lo tanto, es importante que el ensayo Triaxial se realice al nivel de esfuerzos de confinamiento reales en el talud analizado.

b. Saturación incompleta

Comúnmente, las muestras inalteradas no son ensayadas con saturación total debido a que por gravedad es difícil obtener la saturación. El resultado es un aumento en el valor

de la resistencia de laboratorio, comparativamente con la resistencia real en campo, para el caso saturado.

c. Ensayo a una rata muy alta de deformación

Las ratas altas de deformación no permiten disipar la presión de poros en el ensayo consolidado drenado.

Ensayo de Corte Directo

El ensayo más común para obtener la resistencia de los suelos en los estudios de deslizamientos es el ensayo de Corte Directo, el cual es simple y económico de realizar pero presenta los inconvenientes del poco control que se tiene sobre las condiciones de drenaje, la dificultad para medir presiones de poro y algunos problemas inherentes a los mecanismos de las máquinas que realizan los ensayos.

Las ventajas de los ensayos de Corte Directo son su facilidad de ejecución, la cual permite la realización de una cantidad grande de pruebas en poco tiempo y la posibilidad de realizar ensayos sobre superficies de discontinuidad.

El ensayo de Corte Directo es de obligatorio uso cuando se trabaja a niveles bajos de esfuerzos o si se desea obtener la resistencia a lo largo de las discontinuidades.

En este ensayo la resistencia al cortante puede medirse en un plano predeterminado, cortando la muestra con una determinada orientación. La superficie de falla es predefinida y no depende de las propiedades del suelo, y por esta razón los valores de resistencia obtenidos tienden a ser mayores que en los ensayos triaxiales.

La muestra se coloca en una caja compuesta por dos anillos (Figura 3.9), uno superior y otro inferior, los cuales pueden desplazarse horizontalmente el uno con respecto al otro al aplicarse una fuerza de cortante. Las muestras no pueden saturarse completamente pero un grado de saturación relativamente alto se puede obtener sumergiendo la muestra en agua por un periodo largo de tiempo, antes del ensayo. Sin embargo, debe tenerse mucho cuidado con los efectos de saturación sobre algunos materiales, especialmente los suelos expansivos.

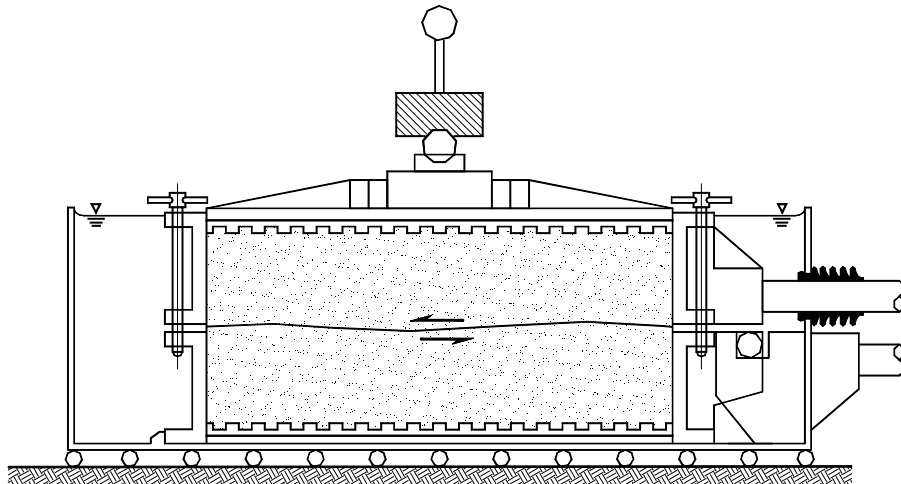


Figura 3.9 Detalle de la caja para ensayo de Corte Directo.

Se dibuja una curva esfuerzo-deformación para cada ensayo, en la cual se determinan los valores de la resistencia máxima y la resistencia residual.

Se realizan varias pruebas para el mismo tipo de suelo con diferentes presiones normales y se dibuja la envolvente de falla para obtener gráficamente los valores de cohesión y ángulo de fricción (Figura 3.10). Se recomienda un mínimo de cinco pruebas para cada tipo de suelo.

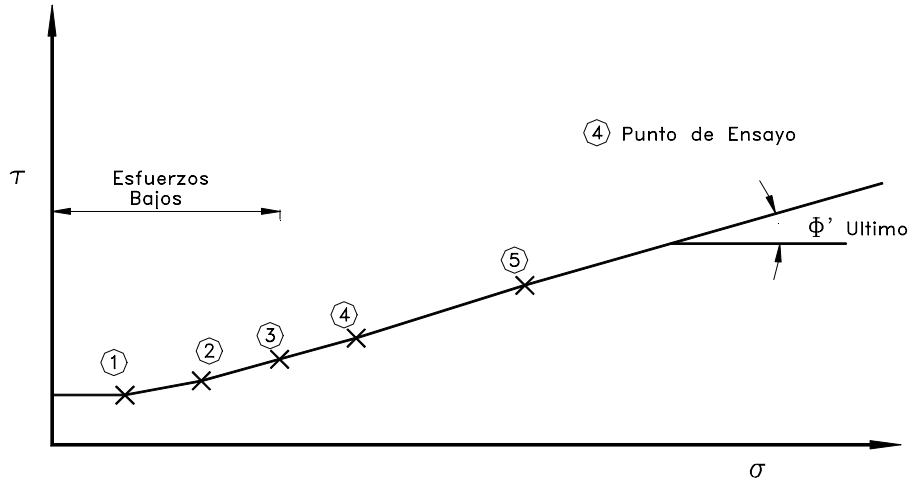


Figura 3.10 Esfuerzo de falla y envolvente de un ensayo de corte directo

Ensayos con deformación controlada o con esfuerzo controlado

El esfuerzo de corte puede ser aplicado incrementando los esfuerzos en forma gradual y midiendo la deformación producida (Esfuerzo controlado) o moviendo las partes del equipo a un desplazamiento dado y midiendo el esfuerzo resultante (deformación controlada). Los ensayos de Esfuerzo controlado no son comunes; sin embargo son convenientes en el caso de que se requiera una tasa de desplazamiento muy baja y cuando se desea conocer el comportamiento de los suelos a la reptación. Este tipo de ensayo no puede determinar el esfuerzo pico y la resistencia residual en forma precisa. El ensayo de deformación controlada es más fácil de efectuar y permite obtener la resistencia última y la resistencia residual.

Rata de Corte

La rata de corte depende de las condiciones de drenaje a las cuales se requiere realizar el ensayo y por lo tanto a la permeabilidad de la muestra.

La naturaleza del ensayo de Corte directo generalmente, no permite obtener una condición completamente drenada o completamente no drenada en un ensayo a una rata constante de corte. Sin embargo, en la práctica es posible seleccionar una rata de deformación tal, que la desviación con las condiciones reales no es significativa.

Head (1982) recomienda un tiempo de falla para un ensayo de Corte drenado:

$$t_f = 12.7 t_{100}$$

Donde t_{100} es el tiempo correspondiente al 100% de la Consolidación primaria.

La Normas ASTM D 3080 recomienda

$$t_f = 50 t_{50}$$

Donde t_{50} corresponde al 50% de la Consolidación primaria.

Una vez determinado el t_r , la rata de corte puede ser estimada conociendo aproximadamente el desplazamiento horizontal para la resistencia pico.

Para suelos residuales de granito Cheung (1988) encontró que no había diferencias en los parámetros de resistencia obtenidos para ratas de deformación entre 0.007 y 0.6 mm por minuto.

Una velocidad máxima de 0.08 mm/minuto se considera apropiada para ensayos drenados de suelos residuales.

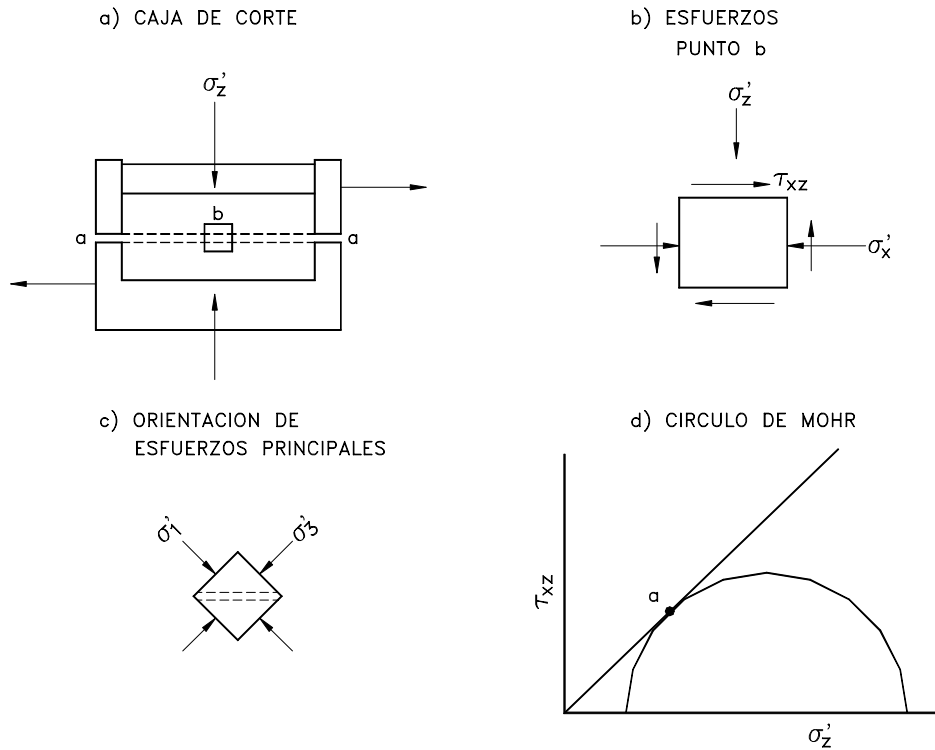


Figura 3.11 Diagrama del ensayo de Corte Directo.

Cargas normales

Las cargas normales que se deben utilizar en el ensayo deben incluir los esfuerzos máximos que se suponen ocurren en el terreno. Al menos, deben realizarse ensayos con cuatro cargas diferentes para definir una envolvente de falla.

En suelos no cohesivos la envolvente de falla generalmente, pasa por el origen pero con suelos relativamente cementados debe haber un intercepto de cohesión. Si esta componente cohesiva es de importancia en la aplicación de ingeniería a analizar, debe realizarse ensayos con cargas normales muy pequeñas sobre muestras inalteradas, manejadas con mucho cuidado para evitar alteraciones.

Densidad de la muestra

Cuando se realicen ensayos para analizar taludes de rellenos compactados, se debe definir lo más preciso posible la densidad a la cual se debe ensayar la muestra, de acuerdo a la densidad del relleno.

Desplazamiento máximo

En ensayos con deformación controlada generalmente, se requiere conocer la resistencia residual. En ese caso, una forma es realizar un ensayo devolviendo la muestra después de pasar por la resistencia pico.

Si no se requiere obtener la resistencia residual, el ensayo puede detenerse después de pasar la resistencia pico pero en ningún momento menos de 10 mm. Si el suelo no muestra resistencia pico por tratarse de un material muy blando, un desplazamiento de 15 mm. es suficiente.

Tamaño de la muestra

Las cajas para corte son comúnmente cuadradas pero las hay también circulares. En las cajas cuadradas es más fácil tener en cuenta la reducción de área durante el ensayo. Las dimensiones típicas para la caja cuadrada son 60 mm o 100 mm y en algunos casos hasta 300 mm o más. En las cajas circulares los tamaños comunes son 50 y 75 mm.

El tamaño máximo de la partícula de suelo determina el espesor de la muestra (Cheung, 1988). De acuerdo a la Norma ASTM D3080 se deben tener en cuenta las siguientes indicaciones:

- a. El espesor de la muestra debe ser al menos seis veces el tamaño máximo de los granos de suelo y no menos de 12.5 mm.
- b. El diámetro de la muestra (o ancho) debe ser al menos dos veces el espesor.

La especificación China para ensayos geotécnicos recomienda un espesor de 4 a 8 veces el tamaño de grano y un diámetro 8 a 12 veces el tamaño máximo de grano.

Cheung (1988) encontró que una muestra cuadrada de 100 mm y espesor de 44 mm era adecuada para ensayar un suelo residual de granito, con máximo tamaño de grano de 8 mm. Al utilizar tamaños menores, las curvas esfuerzo-deformación eran irregulares.

El tamaño de la muestra es muy importante para el ensayo de suelos residuales. Por ejemplo, Garga (1988) encontró que para un suelo residual de basalto denso fisurado, si se utilizaba una caja de 500 mm por 500 mm y altura de 290 mm, la resistencia era 1.5 a 3 veces menor que en un ensayo Triaxial de 36 mm de diámetro, en el rango de esfuerzos entre 50 y 350 kPa.

Ensayo de Compresión simple

El ensayo de Compresión simple es un ensayo de compresión de una muestra cilíndrica con una relación diámetro longitud 1 : 2. La muestra es comprimida axialmente hasta que ocurre la falla. La resistencia al cortante se asume que es igual a la mitad de la resistencia a la compresión.

Este ensayo es utilizado con frecuencia para conocer la resistencia no drenada de suelos cohesivos.

Debe tenerse en cuenta que los resultados son expresados en términos de esfuerzos totales, debido a que no se mide ningún tipo de presión de poros y los ensayos en limos o arenas o materiales fisurados no tienen ninguna validez. El ensayo es solo aplicable a suelos cohesivos que no permiten la salida de agua durante el proceso de carga. Generalmente, el valor de la resistencia no drenada se supone igual a la mitad del valor de la resistencia confinada.

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

En todos los casos, debido a las incertidumbres asociadas con el ensayo, el muestreo y su preparación, esta prueba de laboratorio solamente puede utilizarse como un estimado aproximado de la resistencia en el sitio.

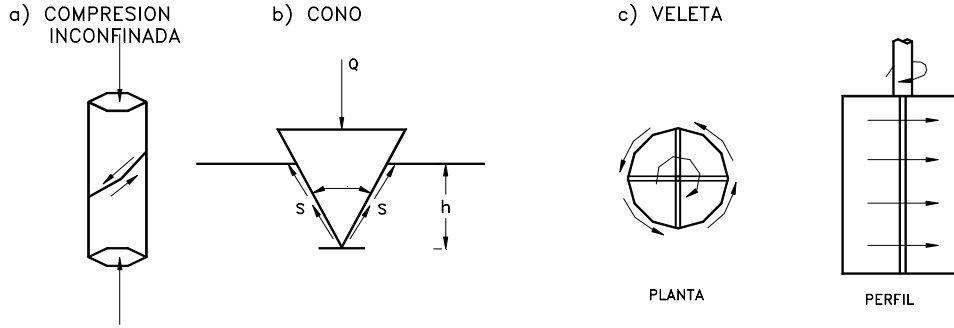


Figura 3.12 Ensayos de cortante

3.5 ENSAYOS IN SITU

La utilización de ensayos in situ permite determinar la resistencia al cortante directamente en el campo, utilizando ensayos sencillos o complejos. Los ensayos de campo son muy útiles para determinar la resistencia al cortante en suelos residuales por las siguientes razones:

- Se elimina la alteración por muestreo, transporte y almacenamiento.
- El tamaño de la muestra es mayor y más representativo de la masa de suelo.

Hay una gran variedad de ensayos disponibles para medir la resistencia al cortante in situ, bien sea en forma directa o indirecta, a través de correlaciones empíricas o semiempíricas.

Cuando se planea un programa de investigación que requiere la determinación de los parámetros de resistencia al cortante, se deben analizar los diversos equipos y sistemas disponibles y las ventajas y desventajas de cada uno de los métodos, teniendo en cuenta las necesidades del diseño y cómo la confiabilidad de esos parámetros van a influenciar el comportamiento de los diseños.

Los tipos de ensayo más utilizados se indican en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Ensayos de resistencia in situ

Ensayo	Observaciones y limitaciones
Corte directo en el campo	Se realiza generalmente en apiques poco profundos, consume mucho tiempo y es costoso.
Veleta	Recomendable para suelos finos solamente.
Corte en sondeo	El área de contacto es limitada y solo se recomienda para profundidades bajas.
Penetración estandar	Utilizado principalmente para suelos granulares y arcillas secas, duras.
Penetración de cono	Para suelos blandos o sueltos a densidad mediana, predominantemente suelos finos.
Presurómetro	Utilizado para todo tipo de suelos. Requiere de una excelente calidad del perímetro del sondeo. Es difícil de utilizar en suelos rocosos.

Ensayo de Corte Directo in situ

Es un ensayo muy poco utilizado por su costo relativamente alto. La mayoría de los casos reportados en la literatura se refieren a ensayos en roca, debido a que no es posible determinar la resistencia de estos materiales heterogéneos o estratificados mediante ensayos de laboratorio. El ensayo de Corte directo de campo es particularmente útil para simular la condición de esfuerzos que existe sobre una superficie plana, potencial de deslizamiento en una ladera. También permite el corte con cargas normales bajas, como es el caso de fallas poco profundas. El principal propósito de este ensayo es determinar los valores de las resistencias pico y residual tanto en material intacto como en discontinuidades, incluyendo las discontinuidades heredadas. El ensayo generalmente, se realiza en apiques. La mayoría de los ensayos se organizan en tal forma que el plano es horizontal e idealmente, el plano de corte debe ser paralelo a un grupo mayor de discontinuidades o coincidir lo más preciso posible con una discontinuidad mayor.

El tamaño de las muestras debe ser al menos 10 veces el tamaño máximo de partícula. Tamaños típicos son 300 x 300 mm y 500 x 500 mm para suelos o roca meteorizada. La excavación del apique y del pedestal (muestra a ensayar) debe hacerse con un cuidado muy especial para evitar alterar las discontinuidades en la muestra. Una vez se excava el pedestal debe protegerse de la exposición para evitar cambios de humedad.

Si se desea realizar el ensayo a lo largo de una discontinuidad, la orientación espacial de la discontinuidad (Rumbo y buzamiento) deben identificarse muy claramente, antes de iniciar el tallado de la muestra.

El equipo para realizar el ensayo de corte directo en campo consiste de pesos, apoyos y gatos hidráulicos. Durante el ensayo el alineamiento de la carga vertical debe mantenerse a medida que avanza el desplazamiento de corte.

Ensayo de penetración estandar

En el ensayo de penetración estandar se entierra un tubo partido, aplicando golpes con un martillo de 63 Kg. que cae de una altura de 750 mm. El número de golpes requerido para enterrar el tubo 300 mm. se denomina N de penetración estándar. Con el número de golpes se puede estimar el valor del ángulo de fricción interna ϕ' para arenas (Peck, 1974). También se puede obtener la densidad relativa y con esa densidad relativa obtener el valor de ϕ' (Schmertmann, 1975).

El ensayo de penetración estándar se desarrolló inicialmente para determinar la resistencia de suelos no cohesivos y la mayoría de las correlaciones que existen en la literatura son útiles solamente para gravas y arenas.

Stroud (1974) desarrolló una correlación muy útil del valor de N para arcillas duras y rocas blandas, en el Reino Unido. La relación de Stroud es la siguiente:

$c_u = 5N$ kPa. Esta correlación es utilizada para obtener la resistencia de suelos residuales arcillosos, cuando las profundidades del perfil de suelo no son mayores de 5 metros.

Ensayo de penetración de cono

En el ensayo de cono se introduce un cono con un ángulo θ , utilizando una fuerza Q. La resistencia al cortante es obtenida por la relación:

$$\tau = \frac{KQ}{h^2}$$

Donde:

h = Altura del cono

K = Constante que depende de θ y de Q

Con el valor de la resistencia a la penetración del cono, se puede obtener el ángulo de fricción ϕ' o la cohesión, para lo cual existen diferentes correlaciones.

La utilización del ensayo de cono en suelos residuales es muy limitada, debido a la dificultad de penetración. Un desarrollo relativamente reciente es el piezocono, el cual mide la presión de poros, además de la resistencia no drenada (Figura 3.13).

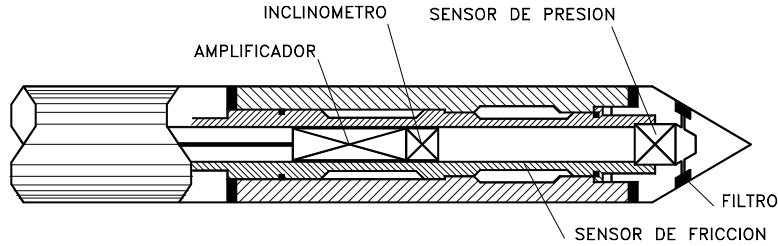


Figura 3.13 Detalle de un piezocono (Brenner 1997).

Ensayo de Veleta

En el ensayo de veleta se introduce una veleta en el suelo, se aplica un torque para producir la falla a lo largo de una superficie cilíndrica. La resistencia al cortante se obtiene igualando el torque al momento producido por los esfuerzos de cortante sobre la superficie cilíndrica.

La resistencia al cortante de una veleta de relación diámetro altura 1:2 está dada por la expresión:

$$\tau = \frac{6}{7} \left(\frac{M}{\pi D^3} \right)$$

Donde:

M = Torque

D = Diámetro de la veleta

Por ejemplo, una veleta de altura de 100 mm., diámetro de 50 mm., puede ser utilizada para resistencias de 50 a 70 kPa. De acuerdo a Andresen(1981), este es el menor tamaño posible para determinar la resistencia al cortante de arcillas blandas. Sin embargo, Blight(1970) ha utilizado una veleta de altura de 38 mm. para obtener la resistencia de suelos residuales duros.

Generalmente, la aplicación de estos ensayos es limitada a suelos saturados cohesivos en condiciones no drenadas, lo suficientemente blandos para permitir el hincado y rotación de la veleta. Sin embargo, se han realizado ensayos de veleta en suelos con resistencia pico hasta de 300 kPa (Blight 1969).

Los ensayos de veleta pueden realizarse en el fondo de excavaciones pre-perforadas o empujando la veleta en el suelo desde la superficie hasta la profundidad requerida. Este último procedimiento es muy difícil de realizar en suelos residuales.

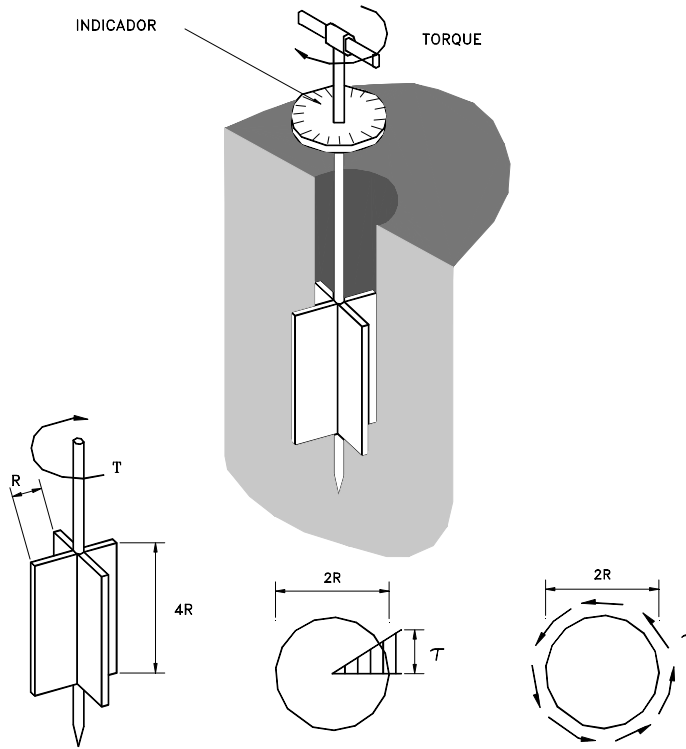


Figura 3.14 Detalle de un ensayo de veleta.

Presurómetro

El ensayo de Presurómetro también se le utiliza con algunas modificaciones para obtener la resistencia al cortante y las relaciones Esfuerzo – Deformación (Wroth, 1984). Pavlakis (1983), presentó resultados de muy buena co-relación entre el presurómetro y los ensayos triaxiales no consolidados no drenados.

Adicionalmente, existen ensayos de cortante realizados directamente en los sondeos, en la forma como se indica en el capítulo 2.

3.6 DIFERENCIAS ENTRE LAS RESISTENCIAS DE CAMPO Y DE LABORATORIO

Hay por lo menos seis factores que influyen en el por qué la resistencia de las muestras medida en el laboratorio es diferente a la resistencia en el campo (Skempton y Hutchinson, 1969). Entre ellas se encuentra la técnica del muestreo, orientación de la muestra, tamaño de muestra, rata de corte, ablandamiento después de remover la carga y falla progresiva. Adicionalmente, a los factores mencionados, la resistencia al cortante de un suelo depende también, del grado de saturación, el cual puede variar con el tiempo, en el campo. Debido a las dificultades en el análisis de datos de ensayo de

muestras no saturadas, generalmente en el laboratorio, las muestras se saturan con el objeto de medir las resistencias mínimas de cortante.

La orientación de las muestras es un factor muy importante en estabilidad de laderas, debido a que generalmente, los estratos de suelo poseen discontinuidades o fisuras y las fallas ocurren a lo largo de estas discontinuidades o juntas heredadas y este factor es difícil de tener en cuenta para la realización de ensayos de laboratorio.

Las predicciones de estabilidad basadas en resistencias de laboratorio pueden no ser confiables en muchos casos debido a la dificultad de obtener muestras realmente representativas, la medición de presiones reales de poros, el efecto de la fisuración y la resistencia gradual de resistencia con el tiempo especialmente en arcillas sobreconsolidadas y en suelos residuales de lutitas.

Tabla 3.3 Fuentes de deterioro de la muestra en suelos cohesivos (Jamiolkowski –1985)

Condición	Detalle	Observaciones
Alivio de esfuerzos	Cambio de esfuerzos debido a la excavación o sondeo.	La reducción de presión por el sondeo puede causar deformaciones excesivas en extensión. La sobrepresión puede causar deformaciones de compresión.
	Remoción del esfuerzo cortante in situ.	El resultado es el de unas deformaciones generalmente pequeñas.
	Reducción del esfuerzo de confinamiento	Expansión de gas (burbujas)
Técnicas de muestreo	Geometría de la muestra: diámetro, longitud, relación de áreas, efecto de los accesorios, pistones, tubos, etc.	Estas variables afectan el radio de recuperación, la adhesión a lo largo de las paredes de la muestra y el espesor de la zona remodelada a lo largo del perímetro de las muestras.
	Método de avance.	Es mejor una presión continua que el hincado a golpe.
	Método de extracción.	Para disminuir el efecto de succión en la parte baja de la muestra, es conveniente utilizar un rompedor de vacíos.
Procedimientos de manejo	Transporte.	Utilice un sistema adecuado de empaque y transporte. Evite golpes, cambios en temperatura, etc.
	Almacenamiento	Evite reacciones químicas, migración de agua debida al tiempo de almacenamiento, crecimiento de bacterias, cambios de volumen, etc.
	Extrucción y tallado	Minimice esfuerzos adicionales (hágalo con mucho cuidado).

Efecto de las técnicas de muestreo

El mejor sistema de toma de muestras es el de los bloques de gran diámetro; sin embargo, la obtención de este tipo de muestras es compleja y generalmente, las muestras se obtienen utilizando tubos Shelby o muestreadores de pared delgada con pistón. Incluso en el caso de que se obtengan muestras completamente inalteradas, el estado de esfuerzos de la muestra no corresponde al estado real en el campo. Los cambios de humedad, relación de vacíos y estructuras durante el muestreo y manejo de las muestras puede llevar a un estimativo pobre de la resistencia al cortante en el sitio.

Jamiolkowski (1985) presenta una descripción de las fuentes de alteración de las muestras en suelos cohesivos (tabla 3.3).

Anisotropía en la orientación de la muestra

La mayoría de los depósitos de suelos naturales y materiales residuales poseen un comportamiento anisotrópico con relación a la resistencia, permeabilidad y otras propiedades. Generalmente, los ensayos de laboratorio no tienen en cuenta esta Anisotropía y se miden las resistencias sobre determinados planos.

Falla progresiva

La magnitud de la resistencia movilizada a lo largo de una superficie de falla no es uniforme en toda su longitud. En un determinado momento la resistencia al cortante es excedida en una pequeña zona a lo largo de la superficie de falla. En esta forma se puede producir la falla parcial a lo largo de la superficie, produciéndose una acumulación de esfuerzos abajo del sector fallado, en tal forma que la falla progresa a la totalidad de la masa, habiéndose iniciado en un determinado punto. La resistencia pico es sobrepasada en algunos puntos antes que en otros. La posibilidad de falla progresiva depende del índice de fragilidad (Bishop, 1967).

$$I_b = \frac{s_p - s_r}{s_p}$$

Donde:

I_b = Índice de fragilidad

s_p = Resistencia pico

s_r = Resistencia residual

Entre mayor sea el índice de fragilidad, la posibilidad de falla progresiva aumenta.

Una vez la falla progresiva se inicia, puede continuar en forma lenta o rápida, de acuerdo a las características del movimiento y la estructura de los materiales.

3.7 RESISTENCIA DE SUELOS RESIDUALES Y SAPROLITOS

Los suelos residuales poseen un comportamiento complejo al cortante y es difícil obtener unos parámetros de resistencia que sean confiables para los análisis de estabilidad. Lo ideal es realizar ensayos de campo a escala grande, en tal forma que la escala del ensayo sea representativa de la del prototipo o en su defecto ejecutar un gran número de ensayos a pequeña escala en el campo y el laboratorio. De los ensayos de campo los más utilizados son el ensayo de penetración estándar, la penetración con cono y los ensayos de veleta, utilizando formas diferentes para determinar la resistencia en planos diferentes. De los ensayos de laboratorio los más comúnmente empleados son los triaxiales no consolidados no drenados y los ensayos de Corte directo.

A diferencia de los materiales homogéneos, cuya resistencia se puede considerar como una propiedad del material, en un suelo residual o un saprolito, las propiedades de los materiales son diferentes de un sitio a otro, aún dentro del mismo nivel del perfil estratigráfico. Esta característica es muy acentuada en formaciones residuales tropicales, donde el proceso de meteorización es intenso, heterogéneo y desigual. Los parámetros de resistencia obtenidos en los ensayos son diferentes para diferentes tipos de roca y dependen además, de la fracturación y meteorización (Figuras 3.15 a 3.17).

En las etapas iniciales de la meteorización se producen fragmentos de gran tamaño y en el proceso final se producen arcillas y entre estos dos extremos se van a encontrar en un mismo manto, una composición de mezclas de diferentes tamaños de grano. En topografía plana el suelo residual permanece en el sitio y en las áreas de pendiente se producen depósitos de coluvión.

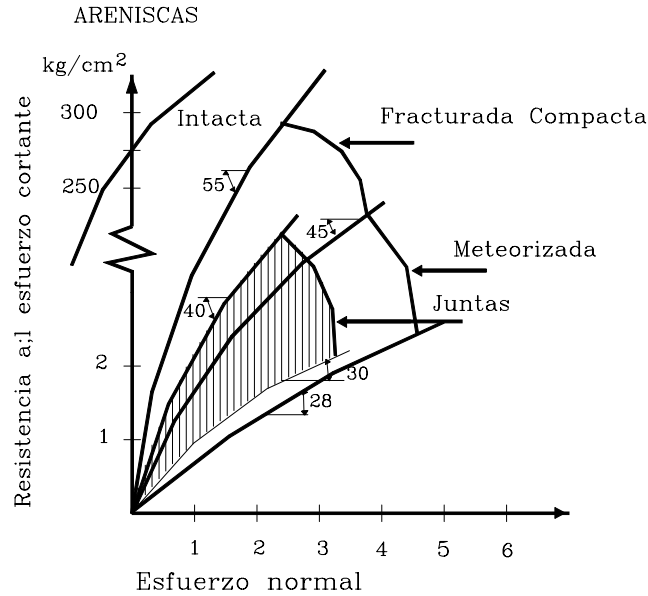


Figura 3.15 Ángulo de fricción en materiales residuales de areniscas.

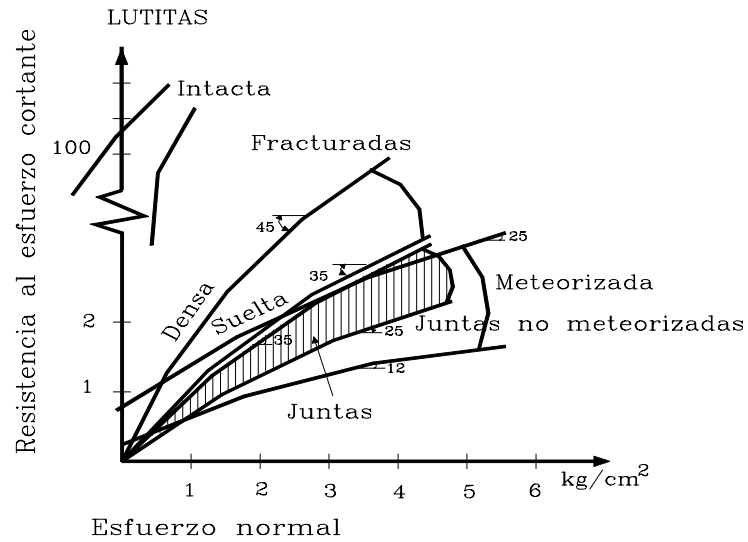


Figura 3.16 Ángulo de fricción en materiales residuales de lutitas.

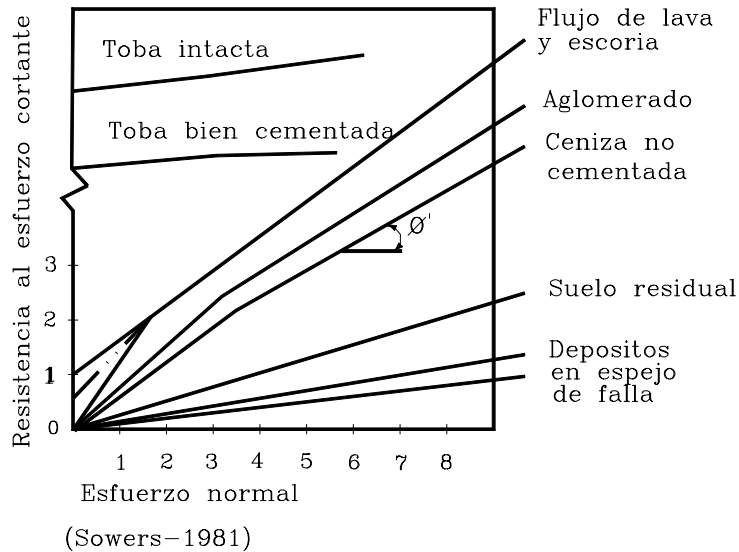


Figura 3.17 Angulo de fricción en materiales de origen volcánico.

Efecto de las discontinuidades

Debe tenerse en cuenta que, aunque la resistencia obtenida en los ensayos es hasta cierto nivel, determinada por la resistencia interna de la roca meteorizada o suelo residual, pero la estabilidad al deslizamiento puede depender de la resistencia a lo largo de las discontinuidades. Los ensayos en suelos residuales pueden presentar errores, debido a que la resistencia a lo largo del material intacto es superior a la resistencia a lo largo de las discontinuidades; por esta razón es muy importante que los ensayos de resistencia al cortante en el laboratorio se realicen a lo largo de las discontinuidades, tanto en los suelos residuales como en los saprolitos y rocas. Aún en un suelo residual muy meteorizado existen juntas o discontinuidades heredadas. Una solución a este problema es realizar una cantidad grande de ensayos y utilizar los valores más bajos obtenidos, los cuales generalmente, corresponden a la resistencia de las discontinuidades.

Blight (1969) muestra una comparación de las resistencias medidas de varias muestras de suelos en una lutita residual (Figura 3.18). El análisis de la información muestra las características dispersas de los resultados.

La comparación entre los diversos valores obtenidos muestra la evidencia de que la resistencia real está enteramente controlada por las discontinuidades. Esta resistencia está representada por el límite menor de resistencia medido en los ensayos. Otros análisis muestran que la resistencia medida de una muestra en un suelo duro fisurado como la arcilla de Londres se vuelve menos realista al disminuir su tamaño.

El tamaño de las muestras debe ser tal que debe contener varias veces la misma discontinuidad.

Es evidente que la resistencia de un suelo duro fisurado puede ser sobreestimado por factores hasta de cinco, si se escoge una muestra pequeña para ensayo.

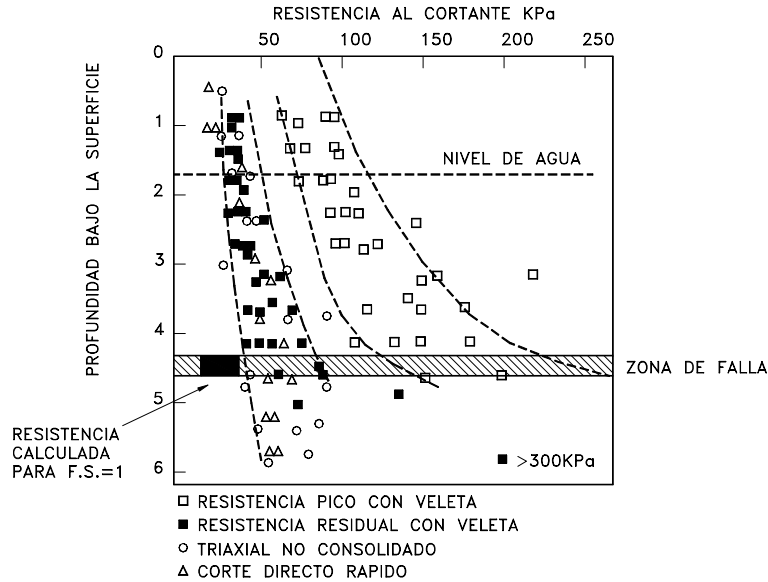


Figura 3.18 Resistencia de un suelo residual a varias profundidades de una lutita meteorizada (Blight, 1969).

Efecto de la humedad

Adicionalmente, en suelos residuales es común encontrar suelos parcialmente saturados, debido a que tienen alta porosidad y alta permeabilidad y pueden ocurrir cambios muy grandes de humedad entre las épocas seca y de lluvia. La resistencia al cortante en términos de esfuerzos totales es influenciada en forma muy importante por el contenido de agua (Foss 1977, O'Rourke y Crespo 1988).

3.8 RESISTENCIA AL CORTANTE DE ALGUNOS SUELOS COMUNES

La resistencia al cortante de los suelos naturales es muy influenciada por el proceso geológico de la formación del suelo.

Suelos no cohesivos saturados

Los suelos no cohesivos como la grava, arena, y limos no plásticos tienen un envolvente de falla que pasa por el origen, esto equivale a que $c' = 0$. Los valores de ϕ' varían de 27 a 45 grados, dependiendo de varios factores. Para un determinado suelo, el valor de ϕ' aumenta al aumentar la densidad relativa (Wu, 1996). Además ϕ' es afectado por la distribución de partículas y su forma. El valor de ϕ' de un suelo bien gradado puede ser varios grados mayor que la de un suelo uniforme del mismo tamaño y forma de partículas. Lo mismo se puede decir para un suelo compuesto por partículas angulares en comparación con un suelo de partículas

redondeadas. El efecto de la humedad es solamente de uno o dos grados (Lambe y Whitman, 1969, Holtz y Kovacs, 1981).

La envolvente de falla que es recta para presiones bajas, tiende a ser curva al aumentar las presiones de confinamiento. Aparentemente, las altas presiones de confinamiento causan rotura de los contactos entre los granos, lo cual resulta en un menor ángulo de fricción. Este factor es particularmente importante en arenas calcáreas (Datta, 1982).

Otro factor importante es la diferencia en los valores de ϕ' para los diferentes tipos de ensayo; por ejemplo, los ángulos de fricción en los ensayos Triaxiales tienden a ser 4 a 5 grados menores que en los ensayos de Corte Directo (Ladd, 1977).

Una arena o grava de las utilizadas en construcción puede considerarse que actúa en condición drenada, los cambios de volumen ocurren rápidamente y no se desarrolla presión de poros pero en arenas muy finas y limos, se desarrollan presiones grandes de poros, las cuales pueden producir el fenómeno de licuefacción, en el caso de sismos.

Arcillas normalmente consolidadas o ligeramente consolidadas

Debido a la baja permeabilidad de los suelos no granulares, las condiciones no drenadas o parcialmente drenadas son comunes. Un suelo arcilloso es considerado normalmente consolidado, si la presión de consolidación en el momento de la falla es igual o mayor que la presión de pre-consolidación.

Cuando se realiza una serie de ensayos drenados en arcillas normalmente consolidadas, la envolvente de falla pasa por el origen o sea que $c' = 0$.

Si se realizan ensayos consolidados no drenados, se desarrolla presión de poros y como resultado la resistencia al corte no drenado $s_u = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3)$ será menor que la resistencia drenada.

Arcillas sobreconsolidadas

La resistencia pico de una serie de ensayos sobre arcillas sobreconsolidadas da un envolvente de falla con una cohesión relativamente alta. La envolvente de falla es una línea aproximadamente recta.

Los ensayos de laboratorio deben realizarse con presiones normales muy cercanas a las verdaderas, debido a que la experiencia muestra que la envolvente de falla, para la resistencia pico en arcillas sobreconsolidadas, es curva en la región de bajos esfuerzos y pasa por el origen.

Cuando se carga una arcilla sobreconsolidada en la condición drenada, la arcilla absorbe agua, lo cual produce un ablandamiento del material. En las arcillas sobreconsolidadas al igual que en las lutitas blandas, las fisuras y otras discontinuidades tienen gran influencia en la resistencia

Minerales

Los minerales masivos como el cuarzo, los Feldespatos y la calcita tienen altos valores de ϕ_r' muy cercanos a los valores de ϕ' pico. Mientras los minerales arcillosos muestran diferencias muy importantes entre ϕ' y ϕ_r' .

La mayor diferencia se ha encontrado en la Montmorillonita (Kenney, 1967), en la cual ϕ_r' fue 10 grados menor que ϕ' pico. La relación entre la composición mineralógica y ϕ_r' hace posible correlacionar este valor con el índice de plasticidad (Lupini, 1981 y Mesri y Cepeda, 1986). En la figura 3.19 se muestran las resistencias al corte de algunos minerales.

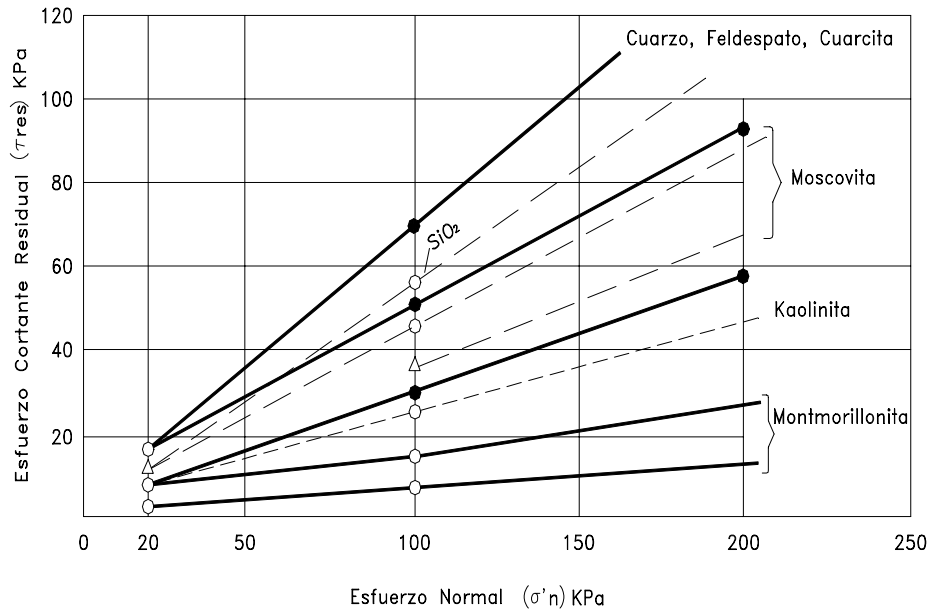


Figura 3.19 Resistencia al corte de diversos minerales.

Suelos muy sensitivos

La sensibilidad se define entre la resistencia pico de un suelo inalterado a la resistencia pico del mismo suelo remoldeado a una misma humedad. Las arcillas sensitivas se les conoce como arcillas rápidas, las cuales se encuentran especialmente en los países Escandinavos y la parte norte de Norteamérica.

Las envolventes de fallas para arcillas sensitivas varían en forma sustancial con las de los suelos arcillosos sueltos saturados, debido a que la estructura se destruye poco después de iniciada la deformación, esto produce altas presiones de poro que disminuyen la resistencia en la envolvente de falla.

3.9 RESISTENCIA AL CORTANTE DE ROCAS

La resistencia al cortante de macizos rocosos se analiza asumiendo que la roca se comporta de acuerdo a Mohr-Coulomb. La roca puede ser intacta o fracturada. Para ensayos de roca intacta se utiliza comúnmente el ensayo de Compresión Simple o inconfiada, en el cual se obtiene un valor de la cementación o cohesión, aunque existen formas de determinar el ángulo de fricción y cohesión de las rocas.

Como la resistencia al cortante de la roca intacta no es lineal, las características de resistencia dependen del nivel de fuerza normal. La compresión uniaxial es quizás, el ensayo más apropiado para la caracterización de rocas ígneas intactas.

Como puede observarse, el carbón es una de las rocas que presenta menor resistencia a la compresión.

Otro ensayo utilizado en algunos casos es el de Compresión Triaxial. Sin embargo, la estabilidad de los taludes en roca fracturada o saprolito depende generalmente, de la

resistencia a lo largo de las discontinuidades y por lo tanto se debe hacer esfuerzos por ensayar muestras a lo largo de las fracturas, juntas o planos de estratificación.

Existen anillos de corte diseñados específicamente para determinar la resistencia a lo largo de discontinuidades. Existen normas de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas para el ensayo sobre discontinuidades.

Tabla 3.4 Valores típicos de parámetros de resistencia para rocas (Hoek y Bray, 1981)

Tipo de roca	Peso unitario seco kN/m ³	Cohesión (Mpa)	Angulo de fricción (°)
Rocas ígneas duras: granito basalto	25-30	35-55	35-45
Rocas metamórficas: cuarcita, neiss, pizarras.	25-28	20-40	30-40
Rocas sedimentarias duras: caliza, dolomita, arenisca.	23-28	10-30	35-45
Rocas sedimentarias blandas: arenisca, lutitas, limolitas.	17-23	1-20	25-35

Tabla 3.5 Resistencias típicas de rocas en N/mm²

Roca	Compresión	Tensión	Cortante
Granito	100-250	7-25	14-50
Diorita	150-300	15-30	-
Dolerita	100-350	15-35	25-60
Gabro	150-300	15-30	-
Basalto	150-300	10-30	20-60
Arenisca	20-170	4-25	8-40
Lutita	5-100	2-10	3-30
Caliza	30-250	5-25	10-50
Dolomita	30-250	15-25	-
Carbón	5-50	2-5	-
Cuarcita	150-300	10-30	20-60
Neiss	50-200	5-20	-
Marmol	100-250	7-20	-
Pizarra	100-200	7-20	15-30

Tabla 3.6 Competencia de la roca de acuerdo al ensayo de Compresion uniaxial.

Compresión uniaxial en N mm ⁻²	Competencia de la roca
5 a 20	Muy débil
20 a 40	Débil
40 a 80	Resistencia mediana
80 a 160	Dura
160 a 320	Muy dura

Tabla 3.7 Angulos de fricción típicos de rocas (Wyllie 1996)

Fricción	Angulo de fricción(grados)	Roca
Baja	20 a 27	Esquistos con alto contenido de mica y Lutitas
Media	27 a 34	Areniscas, limolitas, Neiss, pizarras
Alta	34 a 40	Basalto, granito, caliza, conglomerado

Tabla 3.8 Angulos de fricción obtenidos en rocas en Italia (Giani, 1992)

Roca	Grados
Basalto	40-42
Calcita	40-42
Arenisca compacta	34-36
Caliza dolomita	30-38
Esquisto filitico	26-36
Esquisto grafitoso	21-23
Yeso	34-35
Cuarcita micácea	38-40
Esquisto micáceo	28-30
Neiss	39-41
Lutita	28-39
Esquisto talco	20-30

Para la correcta interpretación de los ensayos, es importante que se realice una descripción muy clara de la discontinuidad antes y después de la falla. Se sugiere tomar fotografías utilizando luz reflectora de bajo ángulo para enfatizar la aspereza y se debe indicar la naturaleza y mineralogía de las superficies y materiales dentro de la discontinuidad.

Los perfiles de aspereza son muy importantes, así estos no se utilicen en los cálculos de estabilidad.

Aspereza

La aspereza de las superficies de roca tiene un efecto significativo sobre el ángulo de fricción. Estas irregularidades de la superficie que se les llama Asperitas producen un entrelace entre las superficies de las fracturas que incrementa la resistencia al deslizamiento. Las Asperitas pueden ser consideradas en su forma más simple como una serie de dientes de sierra.

La resistencia al cortante puede considerarse:

$$\tau = \sigma' \tan(\phi + i)$$

Donde i es la inclinación de los dientes de sierra, como se muestra en la figura 3.20, en la cual también se puede observar cómo las Asperitas pueden cortarse con una subsecuente reducción del ángulo de fricción a altos niveles de esfuerzo de compresión. Una fractura rugosa que inicialmente tiene un ángulo de fricción $\phi + i$ conocida como resistencia pico, disminuye su ángulo de fricción, a un ángulo de fricción residual. Cuando las paredes de la discontinuidad se encuentran inalteradas el ángulo de fricción residual es igual al ángulo de fricción pico.

El ángulo de fricción residual ϕ_r para la mayoría de las rocas varía generalmente, entre 25 y 30 grados.

Cuando se mide el ángulo de la rugosidad, es necesario decidir cual es la longitud de onda de las Asperitas. Las asperitas con longitudes de onda de 50 a 100 milímetros, se les llama Asperitas secundarias y pueden tener un ángulo i tan alto como 20 o 30 grados.

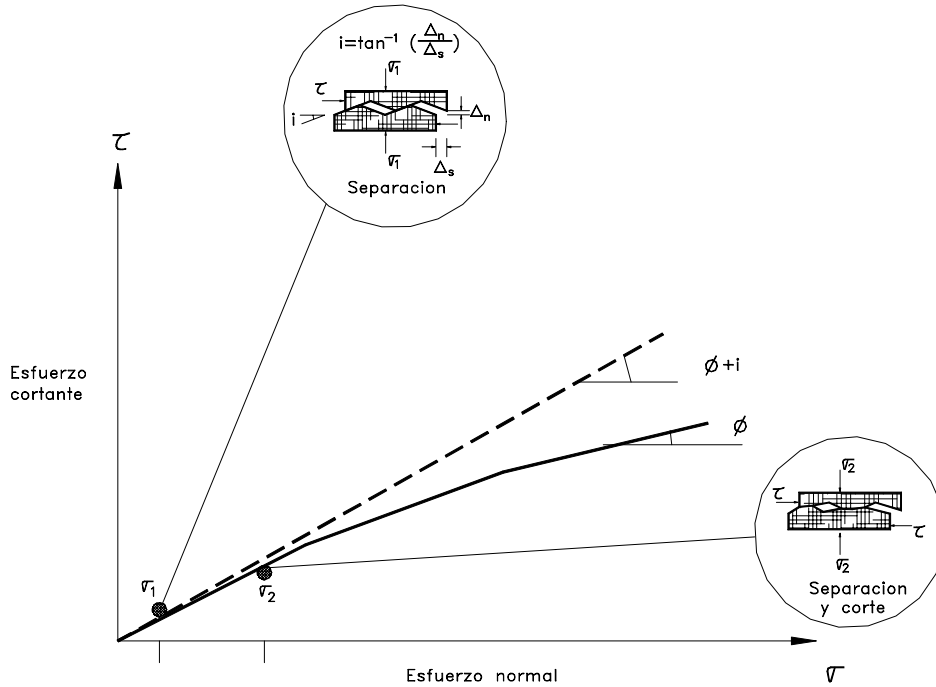


Figura 3.20 Efecto de la rugosidad en el ángulo de fricción.

Con el aumento de la longitud de onda de las asperitas, el ángulo i disminuye y es así como para una longitud de onda de 500 mm o mayor, conocidas como asperitas de primer orden, el ángulo i es no mayor de 10 o 15 grados.

Generalmente, para taludes no reforzados, la estabilidad debe analizarse considerando solamente las asperitas de primer orden pero en los casos de rocas ancladas con tendones de acero o pernos, las asperitas de segundo orden van a contribuir en forma importante a la resistencia al cortante del macizo rocoso.

Para cuantificar la relación entre el ángulo de fricción total ($\phi + i$), la resistencia de la roca y la presión normal Barton (1976) definió la siguiente ecuación empírica:

$$\tau = \sigma \tan \left[\phi + JRC \log_{10} \left(\frac{\sigma_j}{\sigma'} \right) \right]$$

Donde:

- JRC = Coeficiente de rugosidad de la junta (Figura 3.21)
- σ_j = Resistencia a la compresión de la roca en la superficie de la fractura
- σ' = Esfuerzo normal efectivo.

La rugosidad de la fractura JRC se puede obtener por medio de ensayos de Corte Directo.

El término $JRC \log_{10} (\sigma_j / \sigma')$ equivale al ángulo i . Cuando se tienen altos niveles de esfuerzos normales, este ángulo tiende a cero.

La suma de $\phi + i$ no debe exceder 70 grados y el rango de σ_j / σ' generalmente, varía entre 3 y 100.

La ventaja de utilizar el criterio de Barton es la facilidad para determinar los parámetros que controlan la ecuación.

Barton consideró que la resistencia la cortante de las discontinuidades son la suma de tres componentes:

- a. Un componente de fricción básico dado por ϕ_r .
- b. Una componente geométrica, controlada por la rugosidad JRC .
- c. Una componente de la falla de las asperitas, controlada por σ_j / σ' .

Relleno de las fracturas

Cuando las fracturas están rellenas de materiales, como podría ser calcita o arcilla, este relleno tiene un efecto significativo en la estabilidad, por ejemplo en el deslizamiento del Vaiont en Italia que produjo la muerte de más de 2.000 personas, la presencia de arcilla de baja resistencia dentro de los planos de estratificación de las lutitas, fue un factor decisivo en el movimiento.

La resistencia del relleno de las fracturas depende de los siguientes elementos:

- a. Mineralogía del material del relleno.
- b. Gradación y tamaño de las partículas.
- c. Contenido de agua y permeabilidad.
- d. Movimientos anteriores.
- e. Rugosidad de las paredes.
- f. Ancho.
- g. Fracturación de las paredes.
- h. Grado de meteorización.
- i. Potencial de expansión del relleno.

El efecto del relleno sobre la resistencia al cortante depende de la resistencia y del espesor del material del relleno; por ejemplo, si el espesor es más del 25% de la amplitud de las asperitas no habrá contacto roca a roca y la resistencia al cortante de la fractura es igual a la del relleno (Goodman, 1970).

En el caso de rellenos de arcillas tales como Montmorillonita y Bentonita, los ángulos de fricción pueden ser tan bajos como 8 grados y las cohesiones de cero a 20 kPa.

En el caso de fallas o fracturas en rocas tales como Granito, Diorita, Basalto o Caliza, adicionalmente a la Arcilla se presentan fragmentos granulares que pueden producir ángulos de fricción entre 25 y 45 grados y cohesiones de cero a 100 kPa.

Las fracturas en los granitos tienden a tener ángulos de fricción más altos que aquellos de rocas granulares finas como las calizas.

Las resistencias residuales en todos los casos tienden a ser menores que los valores indicados. Las fracturas rellenas pueden dividirse en dos categorías generales, dependiendo si ha habido o no desplazamiento previo de la fractura (Barton, 1974).

Las fracturas recientemente desplazadas incluyen fallas, zonas de corte y milonitas. En las fallas el relleno se forma por el mismo proceso de corte y puede incluir partículas del tamaño de arcilla y otra serie de partículas mayores, en contraste, las milonitas son fracturas que fueron originalmente áreas de arcilla y a lo largo de la cual ocurrieron procesos de deslizamiento o bandeamiento. Para estos tipos de fractura, la resistencia al cortante es muy cercana a la resistencia residual (Figura 3.22).

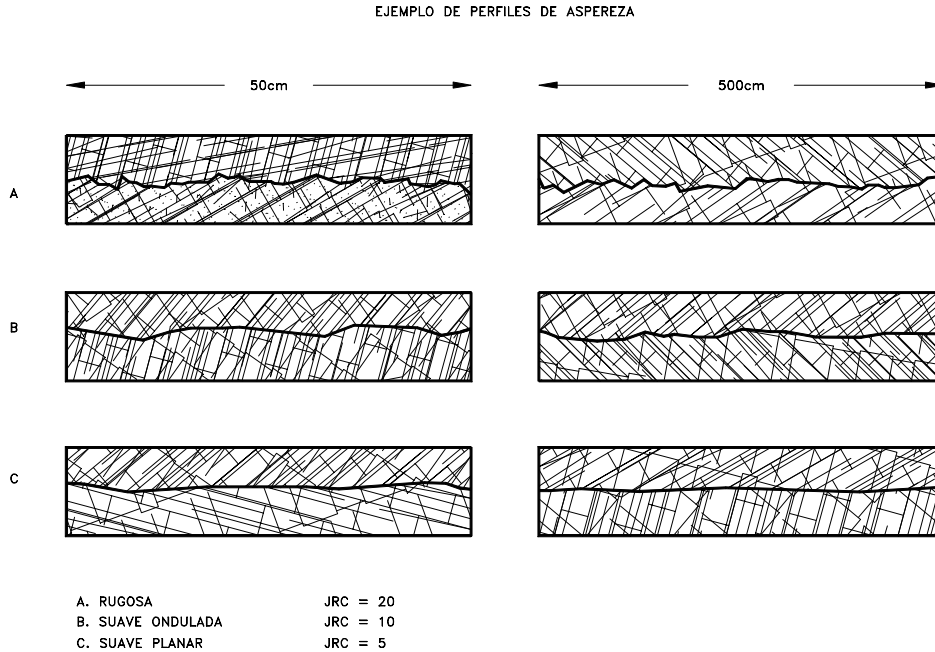


Figura 3.21 Coeficientes de rugosidad JRC (Barton 1976).

En fracturas que no han tenido movimiento previo se incluyen rocas ígneas y metamórficas meteorizadas a lo largo de las fracturas, formando capas de arcilla, por ejemplo, la diabasa se meteoriza a Anfibolita y eventualmente a arcilla.

Otros casos son las intercalaciones de arcillolitas y areniscas. Alteraciones hidrotérmicas y otros procesos pueden formar rellenos que pueden incluir materiales de baja resistencia como Montmorillonita o materiales de resistencia mayor tales como cuarzo o calcita.

Los rellenos de fracturas no desplazadas pueden dividirse en materiales NC y OC, los cuales tienen diferencias significativas en los valores de resistencia pico.

En los rellenos OC la resistencia puede ser alta pero puede existir una disminución fuerte por ablandamiento, expansión, cambios de presión de poros al descargarse.

Las descargas ocurren cuando se excava roca para un talud o fundación. Estas pérdidas de material también ocurren por desplazamiento en materiales frágiles como es la Calcita.

Ensayos de laboratorio

El ángulo de fricción de una fractura de roca puede ser determinado en el laboratorio utilizando un ensayo de Corte Directo. Los datos más confiables son los obtenidos con muestras que tienen superficie plana y poco irregular que permite una fácil interpretación de los resultados. Cada muestra es generalmente, ensayada tres o cuatro veces con cargas normales mayores.

Hoek desarrolló un equipo de Corte Directo de laboratorio para determinar la resistencia de las discontinuidades (Hoek, 1983).

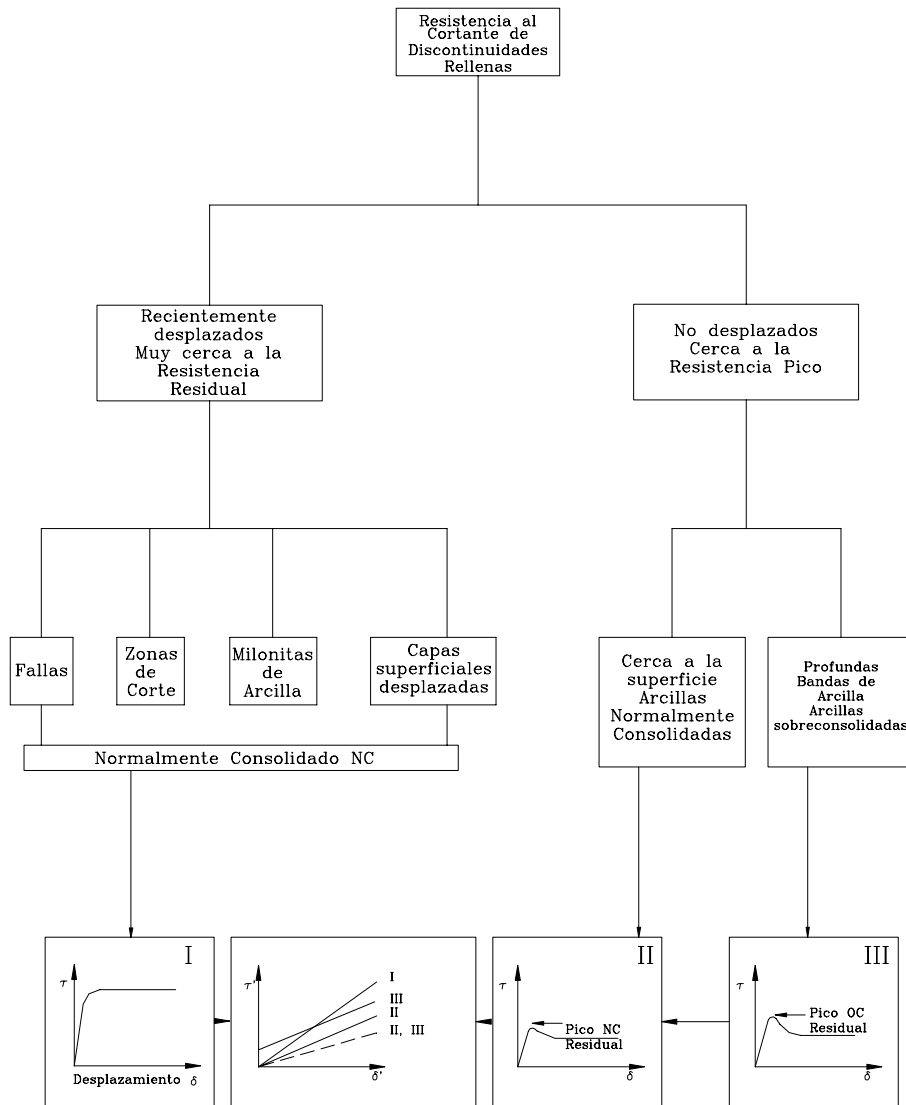


Figura 3.22 Clasificación de discontinuidades rellenas.

Condiciones de resistencia

La resistencia al cortante depende de las condiciones geológicas. De acuerdo a Wyllie y Norrish(1996) existen cinco condiciones así:

1. Fractura rellena

Si el relleno es de arcilla el ángulo de fricción tiende a ser bajo pero puede existir alguna cohesión si el material es inalterado, pero si el relleno es Calcita u otro material cementado, la resistencia a la cohesión puede ser alta.

2. Fractura lisa

Una fractura lisa y limpia no posee cohesión y la fricción depende de las características de la superficie de la roca, siendo generalmente baja en rocas de grano fino y alta en rocas de grano grueso.

3. Fractura rugosa

La fractura rugosa limpia no tiene cohesión y la fricción posee dos componentes: Una debida a la aspereza (i) y otra debida a la fricción propiamente dicha, la cual depende de la relación entre la resistencia de la roca y la presión normal. Al aumentar la presión normal, las asperezas son progresivamente cortadas y el ángulo de fricción disminuye.

4. Roca dura fracturada

En este caso la superficie de corte queda parcialmente en roca relativamente intacta y parcialmente en discontinuidades y la resistencia al cortante posee una superficie curva. A presiones bajas de confinamiento los fragmentos de roca pueden moverse y rotar, presentándose una cohesión baja pero una fricción relativamente alta. A presiones normales altas los fragmentos de roca se pueden desmoronar y el ángulo de fricción disminuye. La forma de la envolvente de falla depende del grado de fracturación y de la resistencia de la roca intacta.

5. Roca intacta débil

Algunas rocas están compuestas por materiales débiles, pero al no presentar fracturas poseen una cohesión alta, similar a la de una roca dura fracturada.

En rocas los ángulos de fricción pueden alcanzar valores de hasta 70° para las discontinuidades cerradas rugosas pero puede tener valores tan bajos como 5° en juntas lisas rellenas de arcilla. Al existir una fracturación demasiado extensiva, el valor de la fricción de la masa rocosa baja considerablemente.

La cohesión de la roca intacta varía generalmente de 1 a 1.000 kilogramos por centímetro cuadrado dependiendo de la calidad de la roca.

REFERENCIAS

- Andresen, A. (1981) "Exploration, sampling and in situ testing of soft clay". In E.W. Brand & R.P. Brenner (eds), *Soft Clay Engineering*. Amsterdam: Elsevier, pp. 241-308.
- Barton, N.R. (1974). "A Review of the shear strength of filled discontinuities in rock". Publication 105. Norwegian geotechnical Institute, Oslo, 38 p.
- Barton, N.R. (1976). "The shear strength of rock and rock joints". *International Journal of rock mechanics and mining sciences & Geomechanics abstracts*, Vol. 13, pp. 255-279.
- Bishop, A.W., 1967 "Progressive failure – with special reference to the mechanism causing it", Panel discussion, *Proceeding geotechnical conference*, Oslo, Vol.2, p. 152
- Blight, G.E. (1969) "Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Div." *Foundation failures of four rockfill slopes*. ASCE 95 (SM3): Pp.743-767.

- Blight. G.E. , Brackley, I.J. Van Heerden, A. (1970) "Landslides at Amsterdamhoek and Bethlehen – an examination of the mechanics of stiff fissured clays". The civil Engineer in South Africa, June: 129-140.
- Bowles, J.E. (1986) "Engineering properties of soils and their measurement" , McGraw Hill Book Co. New York.
- Brenner R.P.,Garga V.K.,Blight G.E.(1997) . "Shear Strength behaviour and the measurement of shear strength in Residual Soils. Mechanics of Residual Soils .Bligh G.E. Editor ,Balkema. pp.155-220.
- Cheung, C.K. , Greenway, D.R., Massey, J.B. (1988) "Direct shear testing of a completely decomposed granite". Proc. 2nd Int. Conf. Geomechanics in Tropical Soils, Singapore 1: 119-126.
- Clayton, C.R.I., Hight D.W., Hopper R.J., (1992). "Progressive restructuring of bothkennar clay: Implications for sampling and reconsolidation procedures". Geotechnique, Vol. 42, No. 2, pp. 219-240.
- Datta, M., Gulhati S.K., Rao G.V.. (1982). "Engineering Behaviour of carbonate soils of India and some observations on classification of such soils". In Geotechnical properties, Behaviour, and performance of calcareous soils, Special Technical Publication 777, ASTM, Philadelphia, Pa., pp. 113-140.
- Fell R., Jeffery R.P. (1987) "Determination of drained shear strength for slope stability analysis". Soil Slope instability and stabilisation, Walker & Fell (eds), Balkema, pp. 53-70.
- Foss, I. (1977). "Red soil from Kenya as a foundation material". In Proc., Eighth international conference on soil mechanics and foundation engineering, Moscow, vol.2, pp. 73-80.
- Fredlun. D.G. , Morgenstern N.R., , Widger A. (1978), "Shear strength of unsaturated soils", Canadian geotechnical Journal, Vol. 15, No.3, pp. 313-321.
- Garga, V.K. (1988) "Effect of sample size on shear strength of basaltic residual soils". Canadian Geotechnical Journal 25: pp. 478-487.
- Geotechnical Engineering Office. (1979) "Geotechnical manual for slopes". Civil engineering department Hong Kong. 306 p.
- Giani G.P. (1992) "Rock slope stability analysis". A.A. Balkema, 361 p.
- Goodman, R.E. (1970). "The deformability of joints. In determination of the in situ modulus of deformation of rock". Special Technical Publication 477, ASTM, Philadelphia, Pa., pp. 174-196.
- Hawkins, A.B. (1996) "Observation and analysis of the ground conditions in the Jurassic landslip terrain of southern Britain". Proceedings of the seventh International Symposium on landslides, Trondheim, pp. 3-16.
- Head, K.H. (1982) "Manual of soils laboratory testing" Vol. 2. Permeability, shear strength and compressibility tests. Pentech Press, 747 p.
- Hoek E. , Bray J.W. (1981) "Rock slope engineering", 3er. Edic. IMM, London, 358 p.
- Hoek E. (1983) "Strength of jointed masses. Geotechnique, 33 (3), pp. 187 - 223.
- Kenney, T.C. (1967), "The influence of mineral composition on the residual strenght of natural soils". In Proc., Geotechnical conference on shear strength properties of natural soils and rocks, Osla, Vol. 1, pp. 123-129.
- Ladd, C.C. , Lambe T.W., (1964), "The strength of "Undisturbe" Clay determined from undrained tests". In Proc., Symposium on laboratory shear Testing of soils, Ottawa, Canadá, Special Technical Publication 361, ASTM, Philadelphia, Pa., pp. 342-371.
- Ladd, C.C., Foott R., Ishihara K., Schloseer F., Poulos H.G.. (1977), "Stress Deformation and strength characteristics". In Proc., Ninth international conference on soil mechanics and foundation engineering, Tokyo, Vol. 2, pp. 421-494.
- Lambe, T.W., Whitman R.V. (1969). Soil mechanics. John Wiley & Sons, New York, 553 pp.
- Lee, T.S. (1996) "Laboratory testing an interpretation". Slope stability and stabilization methods. Wiley-Interscience, pp. 253-336.
- Lupini, J.F., Skinner A.E. Vaughan P.R., (1981). "The drained residual strength of cohesive soils". Geotechnique, Vol. 31, No. 2, pp. 181-214.
- Mesri, G., Cepeda-Dfiaz. A.F., (1986), "Residual Shear strength of Clays and shales". Geotechnique, Vol. 36, No.2, pp. 269-274.
- O'Rourke, T.D., Crespo E. (1988). "Geotechnical properties of cemented volcanic soil". Journal of geotechnical engineering, ASCE. Vol. 114, No. 10, pp. 1126-1147.
- Pavlakis, M. (1983) "Prediction of foundation behaviour in residual soils from pressuremeter tests". PhD Thesis, Witwatersrand University, Johannesburg.
- Peck, R.B., Hanson W.E., Thornburn TH.H. (1974). "Foundation engineering" ., 2nd. Ed. John Wiley & Sons, New York, 514 p.
- Schmertmann, J.H. (1975). "Measurement of in situ shear strength". In Proc., Conference on in situ measurement of soil properties, Raleigh, N.C. American Society of civil engineers, New York, Vol.2, pp. 57-138.
- Skempton A.W., Hutchinson J.N., (1969), "Stability of Natural slopes and Embankment foundations," 7th. International conference on soil mechanics and foundation engineering, Mexico City, State of the Art. volumen, pp. 291-340.

- Stroud, M.A. (1974) "The Standard Penetration Test in insensitive clays and soft rocks". Proc. European Symp. On Penetration Testing (ESOPT) Stockholm 2(2): 367-375.
- Winterkorn H.F. Fang H. (1991). "Soil Technology and Engineering properties of soils" Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold, New York pp. 88-143.
- Wroth, C.P. (1984), "The interpretation of in situ soil tests". Geotechnique, Vol. 34, No. 4, pp.449-489.
- Wu T.H. (1996), "Soil strength properties and their measurement". Landslides Investigation and mitigation Special Report 247 Transportation research Board Washington, pp.319- 336.
- Wyllie D.C., (1996) Norrish N.I. "Rock Strength properties and their measurement" Landslides Investigation and mitigation Special Report 247 Transportation research Board Washington, pp. 373-390.