

Capítulo 2

Comportamiento de los suelos granulares

2.1. Introducción

Los suelos son materiales complejos que exhiben un rango amplio de comportamientos mecánicos que dependen de la composición y estructura del suelo, del historial de tensiones, de la densidad y de las características de la fuerza aplicada. Esta variedad de comportamientos del suelo nos obliga a clasificar los suelos en dos grupos: cohesivos y no cohesivos (o granulares). Los suelos granulares se definen como aquellos en los cuales las fuerzas intergranulares o atractivas tienen un efecto despreciable en el comportamiento mecánico observado. Esta categoría engloba a rocas, gravas y arenas. Basados en el estado de tensiones y en la estructura del suelo, normalmente definidos en función de la densidad relativa D_r , del índice de huecos e o de la porosidad n , los suelos granulares además se clasifican en materiales densos o sueltos. En cambio, en los suelos cohesivos las fuerzas intergranulares o atractivas tienen un efecto significativo en el comportamiento mecánico observado. Esta categoría incluye a suelos de tipo arcilloso y limos. Basados en el historial de tensiones, normalmente definido en términos del índice de sobreconsolidación, podemos clasificar los suelos cohesivos en suelos sobreconsolidados o normalmente consolidados.

En este capítulo se presentan las relaciones entre tensión y deformación de los suelos no cohesivos (granulares). Además, se describe el fenómeno de la dilatancia, el cual tiene un efecto importante en la resistencia volumétrica y tangencial de los suelos granulares. El ensayo triaxial se utiliza frecuentemente en la Mecánica del suelo, en los cuales unas muestras cilíndricas de suelo son sometidas a un estado axial simétrico de tensiones. Por esta razón, la respuesta cualitativa que se presenta en esta sección se basa en los resultados obtenidos en ensayos de este tipo. Al final de este capítulo describiremos más profundamente el ensayo triaxial.

2.2. Preliminares

Antes de pormenorizar las características generales del comportamiento de los suelos hay que considerar previamente dos aspectos importantes: i) el concepto de tensión efectiva y ii) la condición de drenaje. Los suelos naturales son combinación de partículas sólidas, agua y aire. A tal efecto, su comportamiento mecánico se determina considerando el de cada constituyente individualmente y sus interacciones. Detalles de ambos aspectos se estudiarán en esta sección. Además, se van a determinar los estados de tensión/deformación para condiciones triaxiales y generales de carga, usando los invariantes de la tensión y la deformación.

Concepto de tensión efectiva

Los suelos son, en general, materiales trifásicos constituidos por: (1) el esqueleto de partículas sólidas, rodeado de huecos interconectados que pueden estar ocupados por (2) aire y (3) agua (Figura 2.1). Un suelo con los huecos completamente ocupados por agua se denomina *suelo saturado*. Sin

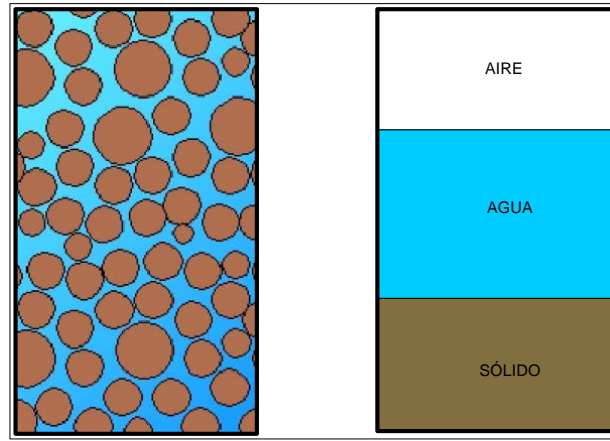


Figura 2.1. Fases de un suelo: Elemento de suelo en estado natural (izquierda) y porciones de las tres fases en el mismo elemento de suelo (derecha).

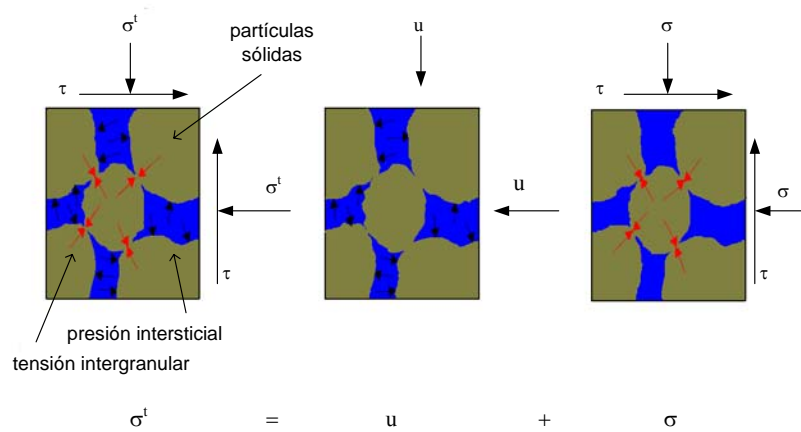


Figura 2.2. Tensión total y efectiva en suelos saturados.

embargo, es posible que los huecos estén llenos de aire, sin nada de agua, entonces se define como *suelo seco*.

La Mecánica de medios continuos define que el estado total de tensiones está formado por dos componentes: la tensión intergranular y la presión intersticial (Fig. 2.2). La tensión intergranular se denomina como la tensión efectiva. Si un suelo está totalmente saturado, la relación entre la tensión total, la tensión efectiva y la presión intersticial viene dada por:

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\sigma}^t - u\mathbf{1} \quad (2.1)$$

donde, $\boldsymbol{\sigma}^t$ = tensor de tensiones totales, $\boldsymbol{\sigma}$ = tensor de tensiones efectivas, u = presión intersticial, y $\mathbf{1}$ es tensor de segundo orden simétrico. El concepto de tensión efectiva es importante, ya que controla la respuesta mecánica del suelo.

Condición de drenaje

El agua y las partículas sólidas se consideran incompresibles en suelos totalmente saturados (suelos con los huecos completamente ocupados por agua). Por lo tanto, sólo si se escapase agua de los huecos se permitiría un cambio de volumen. Si las tensiones se aplican tan lentamente que se disipa fácilmente el exceso de presión intersticial, el suelo tiene la condición de *drenaje*. De esta forma, en un suelo con

esta condición, cualquier cambio en la tensión total aplicada implica un cambio en la tensión efectiva y el espécimen sufre una deformación volumétrica. Por otro lado, bajo una condición *sin drenaje*, las cargas se aplican tan rápidamente que la presión intersticial no tiene tiempo a disiparse. Por lo tanto, si no se permite el drenaje, no puede haber ningún cambio de volumen y el suelo únicamente experimenta deformación tangencial, denominándose *condición de volumen constante*.

Estado de tensiones y deformaciones para condiciones triaxiales y tridimensionales

El tensor de tensión efectiva, $\boldsymbol{\sigma} = \sigma_{ij}$, y el tensor de deformación, $\boldsymbol{\varepsilon} = \varepsilon_{ij}$, se puede definir en términos de las componentes principales:

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix}, \quad \varepsilon_{ij} = \begin{bmatrix} \varepsilon_1 & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_2 & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_3 \end{bmatrix} \quad (2.2)$$

donde los subíndices 1, 2, y 3 son las componentes principales mayor, intermedia y menor. Los invariantes de tensión asociados (I_1 , I_2 , y I_3) y los invariantes de deformación (I'_1 , I'_2 , y I'_3) pueden obtenerse con las expresiones siguientes:

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3, \quad I_2 = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1, \quad I_3 = \sigma_1\sigma_2\sigma_3 \quad (2.3)$$

$$I'_1 = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3, \quad I'_2 = \varepsilon_1\varepsilon_2 + \varepsilon_2\varepsilon_3 + \varepsilon_3\varepsilon_1, \quad I'_3 = \varepsilon_1\varepsilon_2\varepsilon_3 \quad (2.4)$$

Es útil descomponer el tensor de tensión/deformación en sus componentes volumétricas y desviadora. Los tensores de tensión y deformación volumétricos son aquellos tensores cuyos elementos son $p\mathbf{1}$ y $\frac{\varepsilon_v}{3}\mathbf{1}$, respectivamente. Donde p y ε_v vienen dados por

$$p = \frac{1}{3}I_1, \quad \varepsilon_v = I'_1 \quad (2.5)$$

Los tensores de tensión y deformación desviadoras se definen a partir de los tensores $\boldsymbol{\sigma}$ y $\boldsymbol{\varepsilon}$, restándoles la correspondiente componente volumétrica. De este modo,

$$s_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_1 - p & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 - p & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 - p \end{bmatrix}, \quad e_{ij} = \begin{bmatrix} \varepsilon_1 - \frac{1}{3}\varepsilon_v & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_2 - \frac{1}{3}\varepsilon_v & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_3 - \frac{1}{3}\varepsilon_v \end{bmatrix} \quad (2.6)$$

Los invariantes de la tensión desviadora (J_1 , J_2 , y J_3) y de la deformación desviadora (J'_1 , J'_2 , y J'_3) son

$$J_1 = 0, \quad J_2 = \frac{1}{2}(s_1^2 + s_2^2 + s_3^2), \quad J_3 = s_1s_2s_3 \quad (2.7)$$

$$J'_1 = 0, \quad J'_2 = \frac{1}{2}(e_1^2 + e_2^2 + e_3^2), \quad J'_3 = e_1e_2e_3 \quad (2.8)$$

donde, como se ha visto en la Ecuación 2.6, $s_i = \sigma_i - p$ y $e_i = \varepsilon_i - \frac{\varepsilon_v}{3}$.

Como veremos más tarde, un ensayo triaxial viene definido por los siguientes valores tensionales:

$$\sigma_2 = \sigma_3, \quad \sigma_1 > \sigma_3 \quad (2.9)$$

Se puede definir también en términos de incrementos de tensiones,

$$d\sigma_2 = d\sigma_3 = 0, \quad d\sigma_1 > 0 \quad (2.10)$$

Los correspondientes incrementos de deformación vienen dados por:

$$d\varepsilon_2 = d\varepsilon_3 \quad (2.11)$$

$$d\varepsilon_1 > d\varepsilon_2 \quad (2.12)$$

donde $d\varepsilon_1$ y $d\varepsilon_2 = d\varepsilon_3$ son los incrementos de las deformaciones axiales y radiales, respectivamente. En la Mecánica de suelos, se suelen utilizar los siguientes invariantes tensionales:

$$p^t = \frac{1}{3}(\sigma_1^t + 2\sigma_3^t) = \frac{1}{3}I_1^t \quad (2.13)$$

$$p = p^t - u \quad (2.14)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \sqrt{3J_2} \quad (2.15)$$

donde p^t es la tensión total principal o normal, p es la tensión efectiva principal o normal, q es la tensión desviadora, y u es la presión intersticial. De la misma forma, podemos definir los invariantes de la deformación dados por:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 = I_1' \quad (2.16)$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) = \sqrt{\frac{4}{3}J_2'} \quad (2.17)$$

donde ε_v y ε_s definen las deformaciones volumétricas y desviadoras, respectivamente. Finalmente, la relación de tensiones se usa normalmente para describir el estado de tensiones en el espacio $q-p$. Así,

$$\eta = \frac{q}{p} \quad (2.18)$$

En el resto de las secciones se considerará las tensiones como efectivas a menos que se diga lo contrario.

2.3. Relaciones tensión-deformación de suelos granulares

La respuesta tensión-deformación de suelos a los que se les aplica cargas es compleja. Esta complejidad se debe a que tanto la deformabilidad como la resistencia de los suelos, se ven afectadas por factores muy diversos. Entre estos factores se encuentran la estructura del suelo (por ejemplo, el tamaño de grano, la forma del grano, la superficie granular o los huecos), la densidad, el contenido de agua, la condición de drenaje, el grado de saturación, la presión intersticial, el historial de carga y el estado actual de tensiones. En la mayoría de los materiales ingenieriles, esto no ocurre y es más sencillo caracterizar su comportamiento. En lo que sigue, trataremos de describir el comportamiento de los suelos a través estos elementos para conseguir una mejor caracterización del suelo.

2.3.1. Comportamiento volumétrico tensión-deformación

Una respuesta típica de un suelo sometido a carga y descarga hidrostática se muestra en la Fig. 2.3. Se aprecia claramente que la respuesta del suelo es no lineal bajo carga y descarga hidrostática. Cuando se descarga desde un estado dado de tensiones, sólo una parte de la deformación volumétrica se recupera (abc en la Figura. 2.3). La parte recuperable se denomina como *componente elástica* de la deformación total volumétrica. Mientras, la fracción que no se recupera se define como la *componente plástica*. Las deformaciones plásticas volumétricas son causadas por el reagrupamiento, deslizamiento y rotura de las partículas sólidas del suelo. Por otro lado, las deformaciones elásticas volumétricas se deben principalmente a la deformación elástica de esas partículas sólidas. Las deformaciones plásticas provoca un cambio interno en la estructura del suelo. Por lo tanto, la respuesta volumétrica es una característica importante de suelos, presentando deformación plástica volumétrica bajo carga hidrostática, a diferencia de otros materiales ingenieriles como por ejemplo el acero.

2.3.2. Resistencia a cortante

La resistencia a cortante de los suelos sueltos depende de la presión de confinamiento. La Figura 2.4 nos muestra la trayectoria seguida por la tensión para un espécimen bajo compresión triaxial. Como se observa en la la figura, la resistencia a cortante aumenta con las presiones de confinamiento de la muestra, tanto para condiciones drenadas como no drenadas. Además, la figura nos permite

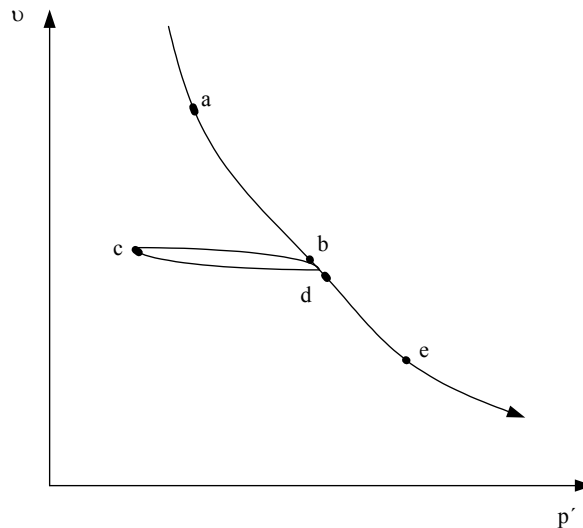


Figura 2.3. Curva de compresión isotrópica.

comprobar que existe una relación única entre la máxima tensión de cortante en la rotura q_f y la tensión principal efectiva p . Así, $q_f = M_c p$, donde M_c es la pendiente de la línea de estados críticos en el espacio $q - p$ (el subíndice c indica compresión). El estado crítico también puede definirse en el espacio $e - p$ (Figuras 2.4(c) y (d)). La *CSL* representa los estados para los cuales la deformación irreversible continua indefinidamente sin cambios de volumen o de tensiones efectivas (Schofield and Wroth, 1968[24]).

2.3.3. Relación deformación volumétrica-deformación tangencial

En la Figura 2.5 se observa la respuesta cualitativa tensión-deformación de suelos granulares sometidos a carga tangencial o desviadora. Para el mismo índice de huecos e , pero diferente presión de confinamiento, los suelos exhiben un comportamiento muy diferente. Para baja presión de confinamiento, los suelos pueden comportarse como materiales densos, mientras que para altas presiones de confinamiento pueden comportarse como sueltos. La curva 1 de la Figura 2.5 describe la respuesta típica tensión-deformación de suelos densos; mientras, la curva 2 es la respuesta de un suelo suelto. La diferencia observada en la respuesta de los suelos, nos indica la influencia de la presión inicial de confinamiento y del índice de huecos inicial (densidad) en la respuesta tensión-deformación de suelos sueltos. Para clasificar un suelo como denso o suelto, se coloca la línea de estados críticos (*CSL*) en el espacio $e - \ln p$ (Fig. 2.6) y los suelos, cuyas condiciones iniciales se sitúan bajo la *CSL*, se denominan como densos. Por otro lado, los suelos cuyas condiciones iniciales lo sitúan por encima de la *CSL* se denominan sueltos.

Como podemos ver en la Figura 2.5, la curva de suelos densos tienen un pico de tensión y una mayor pendiente inicial que la curva correspondiente a suelos sueltos. Además, los suelos densos fallan a una deformación menor que los suelos sueltos. Después del fallo, las curvas tensión-deformación para suelos densos y sueltos son significativamente diferentes. Los suelos sueltos experimentan un aumento de la resistencia a cortante al incrementarse la deformación, un comportamiento denominado endurecimiento por deformación. Por otro lado, los suelos densos exhiben un reblandecimiento más allá del pico de tensión. Para deformaciones importantes, con la misma densidad inicial, ambos especímenes tienden asintóticamente a la misma resistencia a cortante.

La respuesta volumétrica de suelos a carga tangencial o desviadora es una característica importante de los suelos granulares, denominada dilatación. Sus efectos dependen de la densidad inicial, la presión de confinamiento y de la condición de drenaje. Las consecuencias principales de la condición de drenaje las presentamos a continuación.

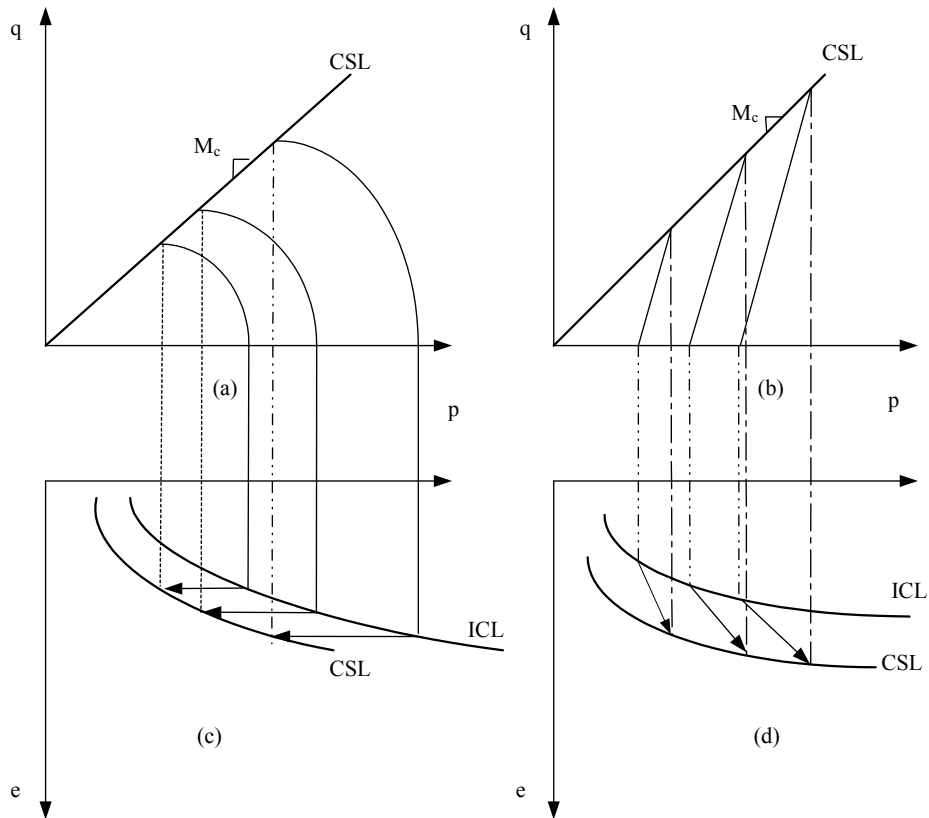


Figura 2.4. Respuesta de suelos sueltos para distintas presiones de confinamiento: (a) tensiones bajo condiciones no drenadas (b) tensiones bajo condiciones drenadas (c) respuesta volumétrica bajo condiciones no drenadas (d) respuesta volumétrica bajo condiciones drenadas. Por conveniencia, la línea de estados críticos (*CSL*) se ha dibujado junto a la línea de consolidación isotrópica (*ICL*).

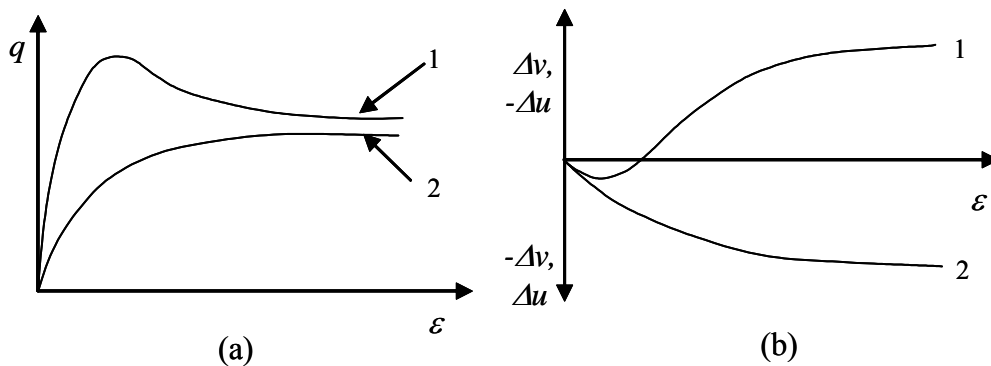


Figura 2.5. (a) Tensión-deformación y (b) Deformación-volumen específico y Deformación-presión intersticial para suelos densos y sueltos con la misma presión de confinamiento.

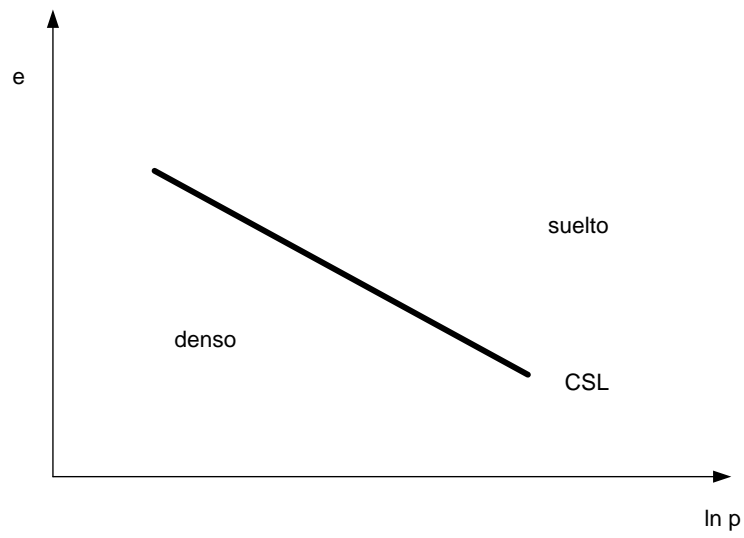


Figura 2.6. Línea de estados críticos (CSL) en el espacio $e - \ln p$.

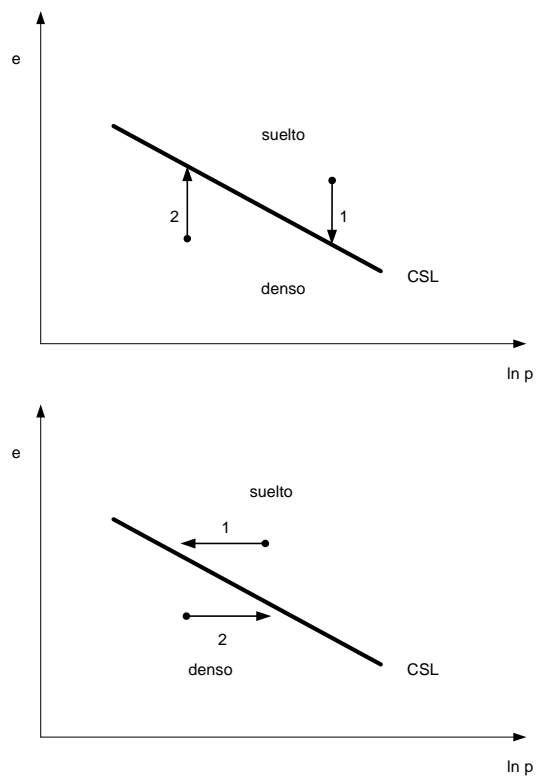


Figura 2.7. Respuesta volumétrica de suelos respecto a la línea de estados críticos (CSL): (a) condiciones drenadas y (b) condiciones no drenadas.

Condiciones drenadas

En las Figuras 2.5(b) y 2.7(a) se puede observar, cualitativamente, las curvas de deformación volumétrica para ensayos de compresión triaxial drenados. A pesar de la presión de confinamiento inicial, inicialmente, las deformaciones volumétricas son de compresión. Después del pico de tensión de la curva 1 (suelos densos) se aprecia una considerable dilatación, mientras que en la curva 2 (suelos sueltos) se observa una continua compresión.

Condiciones no drenadas

En las Figuras 2.5(b) y 2.7(b) se representan como son las curvas de presión intersticial para ensayos de compresión triaxial sin drenaje. La curva 1 (para suelos densos) describe la respuesta típica de un suelo denso. Debido a la tendencia de aumentar el volumen, muy común en suelos densos después de una pequeña contracción, la presión intersticial decrece a medida que el ensayo avanza, y, de esta forma la tensión efectiva aumenta. La presión intersticial alcanza un máximo valor para pequeñas deformaciones y entonces comienza a tomar valores negativos. La curva 2 (para suelos poco densos) describe una típica respuesta de suelos sueltos donde, debido a la tendencia de disminución del volumen (contracción), el exceso de presión intersticial aumenta a medida que el ensayo avanza, y por esta razón la tensión efectiva disminuye.

2.3.4. Carga-descarga-recarga

El comportamiento tensión-deformación de suelos bajo carga y descarga es diferente. Este hecho ya fue mencionado cuando se estudió la respuesta no lineal de suelos sometidos a carga hidrostática. Bajo compresión triaxial se observa un comportamiento similar. En la Figura 2.8 se observa que para un nivel bajo de tensiones, la deformación provocada por la carga y descarga es fundamentalmente elástica. Las deformaciones plásticas, al descargar desde un nivel bajo de tensión, son muy pequeñas. El camino seguido en la recarga es esencialmente el mismo que el recorrido en la descarga, sólo existe una mínima desviación en la dirección. También se aprecia que, una vez se recarga hasta el estado previo de tensión, la curva tensión-deformación sigue el mismo camino que llevaba en un principio. Es decir, como si el espécimen no se hubiese descargado. A medida que el nivel de tensiones aumenta, el camino de descarga y el de recarga se separan, permaneciendo ambos trayectos con la misma pendiente (Wood, 1990[27]).

2.3.5. Dependencia de la trayectoria

Además de la dependencia de la carga y descarga, otro factor que influye sobre el comportamiento del suelo es la trayectoria. La Figura 2.9 nos muestra la curva de tensión-deformación desviadoras con distintas trayectorias para las mismas muestras inalteradas. Los caminos seguidos son la compresión axial, tracción axial, compresión lateral y la tracción lateral. Como puede verse en la figura 2.9, para pequeños niveles de tensión las curvas de tensión-deformación correspondientes a los cuatro trayectorias de tensión son idénticos, pero para niveles mayores de tensión las trayectorias se desvían. Esto indica que la trayectoria tensional influye en la respuesta del suelo. Aunque estos resultados corresponden a una arcilla normalmente consolidada, en suelos granulares se espera una respuesta parecida.

2.3.6. Dilatancia

La dilatancia tiene una influencia significativa en la respuesta volumétrica de suelos granulares y ha sido estudiada por muchos científicos (por ejemplo, Rowe, 1962[23] y Wood, 1990[27]). La dilatancia es una variación del volumen cuando se aplican tensiones tangenciales. Un modelo simple, que ilustra claramente la relación entre la tensión tangencial y la dilatancia, es el que podemos ver en la Fig. 2.10. La interpretación es la siguiente: cuando aplico una fuerza tangencial S , el bloque superior desliza y tiende a moverse verticalmente, provocando un cambio de volumen ΔV . El suelo se expande cuando se carga tangencialmente, produciendo un deslizamiento en el interior del suelo. La dirección de este deslizamiento es en un plano inclinado un ángulo ω con la horizontal (Fig. 2.10(b)). Este ángulo ω se

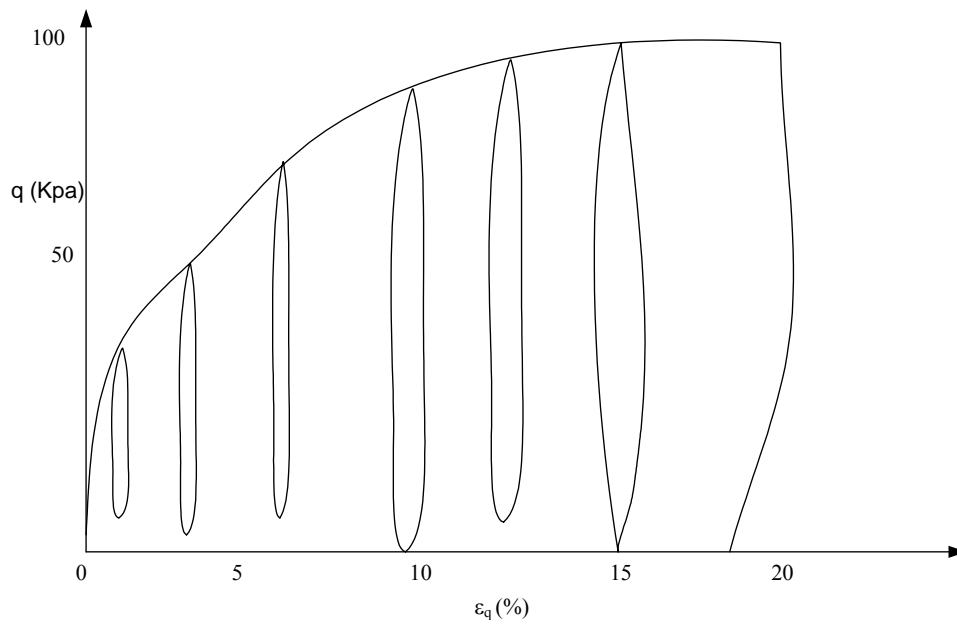


Figura 2.8. Curvas típicas de carga-descarga para suelos en ensayos de compresión triaxial con presión principal efectiva constante.

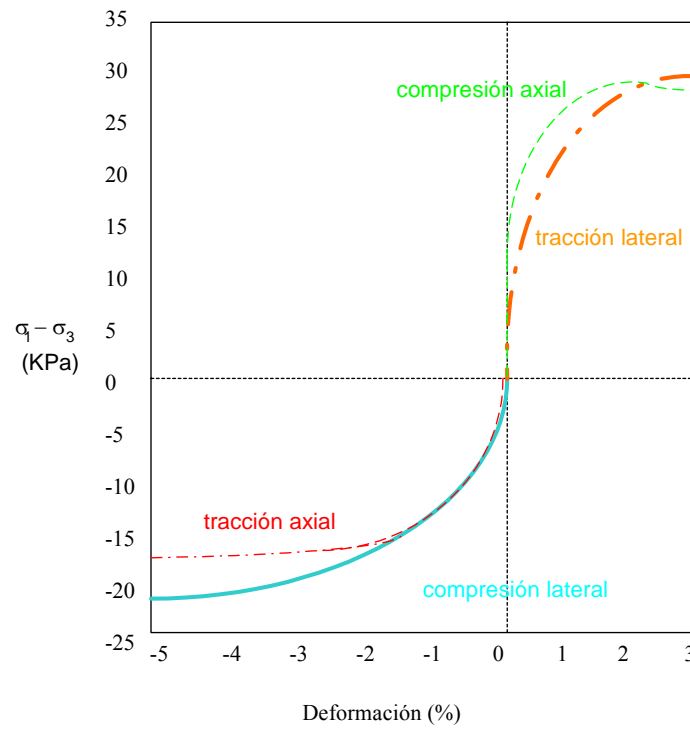


Figura 2.9. Ensayos triaxiales no drenados en arcillas normalmente consolidadas (Bishop y Wesley, 1975).

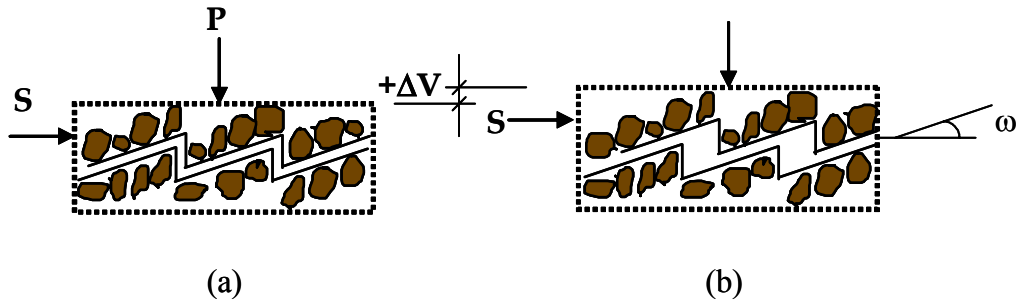


Figura 2.10. Modelo que ilustra la dilatación en suelos granulares.

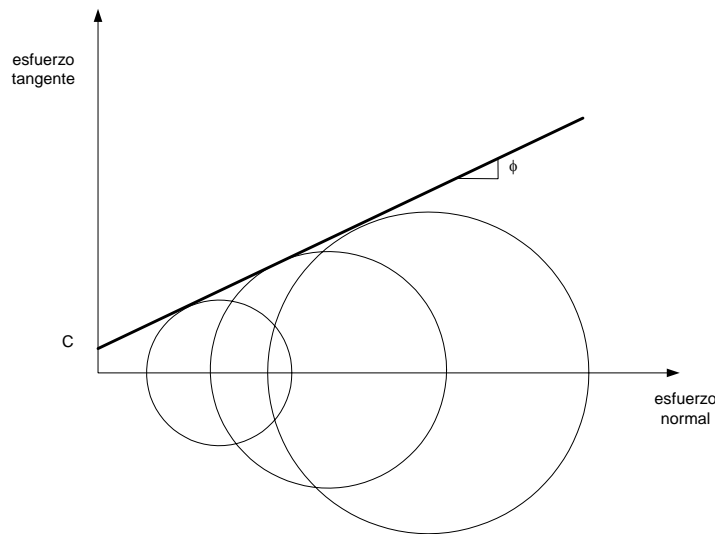


Figura 2.11. Círculos de Mohr con la envolvente de fallo que es la tangente a dichos círculos.

denomina *ángulo de dilatación*. La resistencia total tangencial puede ser obtenida evaluando la fuerza en este plano. Así,

$$S = \tan(\phi + \omega)P$$

donde, ϕ es el ángulo de rozamiento interno entre las partículas sólidas del suelo. El movimiento horizontal del plano tangencial provoca un incremento de volumen como se ve en la figura 2.10(b).

Efecto de la dilatación en la resistencia del suelo

En la Mecánica de suelos se utiliza la teoría de fallo de Mohr-Coulomb para describir la rotura y la resistencia de los suelos. Los círculos de Mohr se construyen con las tensiones principales en el momento del fallo. La envolvente de fallo de Mohr se obtiene como la tangente común a esos círculos. En general, la envolvente de fallo es curva, pero en muchos casos sólo nos interesa un rango de presiones de confinamiento, aproximándola por una línea recta. (Figura 2.11). En este caso, sólo se necesitan dos parámetros para representar completamente la resistencia del suelo: la cohesión c y el ángulo de rozamiento interno ϕ . Para suelos sueltos, la envolvente de fallo puede relacionarse con la línea de estados críticos como

$$M_c = \frac{6 \sin \phi_c}{3 - \sin \phi_c} \quad (2.19)$$

donde el subíndice c indica compresión.

Lee y Seed (1967)[15] estudiaron los factores más destacados que contribuyen a la resistencia a cortante de suelos granulares. Entre estos factores se encuentran: El ángulo de rozamiento interno en el deslizamiento, la dilatación y la rotura de partículas sólidas. En la Figura 2.12 se ha representado

la envolvente de fallo de la teoría de rotura de Mohr-Coulomb y la contribución de cada factor. Para unos valores bajos de presión de confinamientos, la tendencia a dilatarse de la muestra nos lleva a un cambio rápido del ángulo de rozamiento interno. Mientras que para un rango de presiones moderado, la influencia de la rotura de partículas llega a ser significativo y provoca una disminución de la dilatancia, la cual provoca una reducción del ángulo de rozamiento. Para altas presiones de confinamiento, la energía absorbida causada por la rotura de partículas sólidas aumenta la resistencia tangencial (aumentando el ángulo de rozamiento) hasta que se llega a un valor constante de ϕ . Además, ya que la resistencia/tensión de fallo llega a ser grande para altas presiones de confinamiento, existe un incremento en la energía necesaria para el reordenamiento de las partículas.

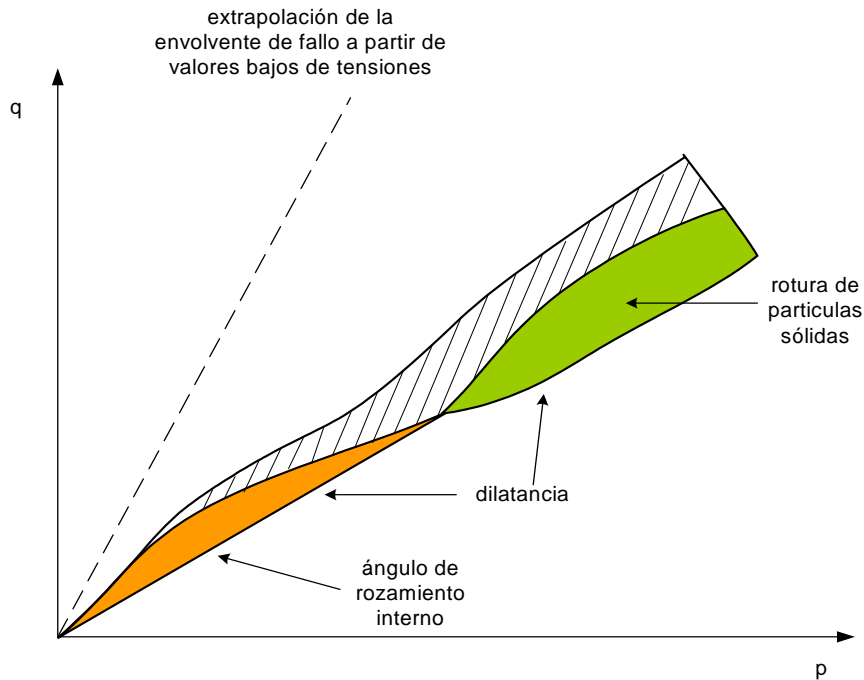


Figura 2.12. Ilustración de la contribución de los distintos factores a la envolvente de fallo: ángulo de rozamiento, dilatancia y de la rotura de partículas sólidas. Además se ha representado la envolvente de fallo a partir de la extrapolación para valores bajos de tensión.

Idealización de comportamiento del suelo en los ensayos de compresión triaxial

Basados en la teoría de los estados críticos, el comportamiento de los suelos granulares se puede describir en función de la relación entre el estado inicial (densidad o índices de huecos) y el estado crítico (*CSL*). De esta forma, los suelos con estados iniciales situados en la misma región respecto a la línea de estados críticos, se comportan de forma similar. A raíz de esta idea, se define un parámetro de estado ψ como:

$$\psi = e_o - e_{cs} \quad (2.20)$$

donde e_{cs} es el índice de huecos crítico, evaluado a la misma presión de confinamiento que e_o (Fig. 2.13). El parámetro de estado ψ es un índice que puede ser usado para caracterizar la respuesta volumétrica de suelos sueltos. Así, la respuesta de dilatación se corresponde a $\psi < 0$ y la respuesta contractiva es para $\psi > 0$.

La respuesta cualitativa del suelo bajo compresión triaxial drenada o no drenada viene dada por la Fig. 2.14. donde (a), (b), (c) y (d) nos muestran la respuesta del suelo en los siguientes espacios $e - p$, $q - p$, $q - \varepsilon_1$ y $\Delta u - \varepsilon_1$. Como se comentó anteriormente, los suelos se clasifican en densos o sueltos en función de la situación relativa del estado inicial respecto a la línea de estados críticos. El estado inicial puede definirse en términos del índice de huecos, de la presión de confinamiento o del parámetro de estado ψ . En la Fig. 2.14, los puntos *A*, *B* y *C* se corresponden con muestras de suelos con el mismo índice de huecos inicial pero distinta densidad.

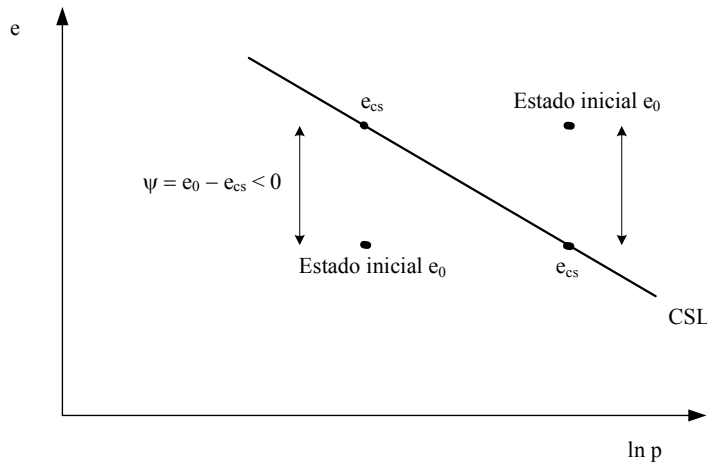


Figura 2.13. Definición del parámetro de estado ψ en el espacio $e - \ln p$.

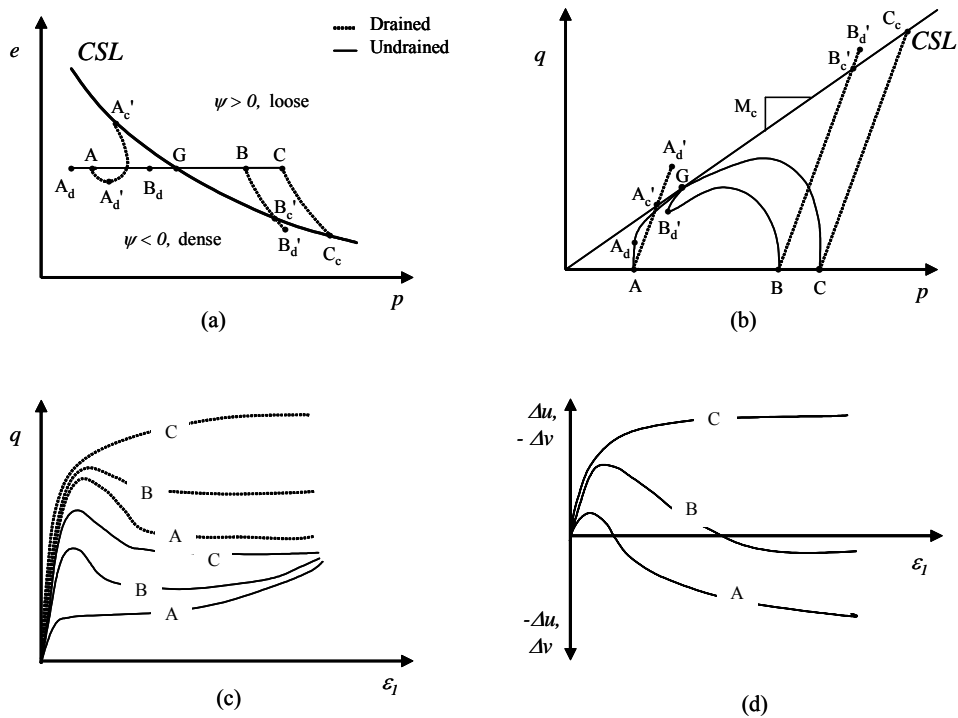


Figura 2.14. Respuesta cualitativa de suelos granulares sometidos a compresión triaxial: (a) índice de huecos-presión efectiva principal (e vs p), (b) trayectoria tensional (q vs p), (c) tensión tangencial-deformación axial (q vs ϵ_1) y (d) cambio de volumen o presión intersticial-deformación axial (Δv o Δu vs ϵ_1).

Muestras no drenadas sometidas a carga triaxial tienen estados tensionales que se mueven horizontalmente a volumen constante y convergen en el punto G , donde se produce el fallo con aproximadamente la misma p y q (Figs. 2.14(a) y (b)).

1. Un suelo situado en el punto C , el cual corresponde a una muestra de suelo muy suelto ($\psi \gg 0$), sometido a carga no drenada se desplaza horizontalmente hasta el punto crítico G con $e = e_{cs}$ donde se produce el fallo crítico sin dilatación de la muestra. En este caso, el fallo se produce con sólo una pequeña deformación axial (Fig. 2.14(c)). Se observa que, como la presión intersticial es positiva, la tensión efectiva se reduce a medida que la muestra se aproxima al estado crítico.
2. El punto B corresponde a un suelo de densidad media ($\psi > 0$), si cargamos con condiciones no drenadas, pasa por el punto G (Fig. 2.14(a)) y alcanza el punto B'_d , que se corresponde a un estado más denso que el crítico. A continuación, retrocede alcanzando de nuevo el punto G , donde la muestra falla. La presión intersticial desarrollada es positiva hasta que la muestra llega al punto B_d . A partir de aquí cambia de signo (dilata) hasta alcanzar el punto G . Como vemos en la Figura 2.14(c), la resistencia comienza a aumentar al final del ensayo. En la figura 2.14(b) se observa que, al alcanzar la tensión efectiva el punto B_d , la presión intersticial alcanza su mayor valor positivo, y si se sigue cargando se produce la inversión del camino recorrido (de contracción a dilatación) llegando finalmente al punto G donde se produce el fallo. Se suele definir al punto " B_d " como el punto de transformación de fase. La relación de tensión en este punto tiende a guiar el comportamiento de tensión-deformación volumétrica de los suelos granulares.
3. Partiendo del punto A , que corresponde a un suelo denso ($\psi < 0$), cargamos bajo condiciones no drenadas. En primer lugar se desplaza hasta A_d con un incremento de la presión intersticial. En este punto A_d , la respuesta volumétrica cambia de dirección y si se sigue cargando se produce la dilatación hasta alcanzar el punto G de CSL .

Por el contrario, los suelos bajo condiciones drenadas suelen sufrir cambios de volumen. De esta forma, los suelos muy sueltos experimentan una continua contracción, mientras que los densos sufren una contracción inicial seguida por una dilatación antes de que se produzca el fallo (Figs. 2.14(a) y (b)).

1. Como dijimos antes, el punto C se corresponde a un estado muy suelto ($\psi \gg 0$), cuando cargamos bajo condiciones drenadas la muestra se va consolidando hasta que alcanza el correspondiente punto crítico C_c donde se produce el fallo. El aumento continuo de la densidad de la muestra (Fig. 2.14(d)) explica la diferencia en la resistencia observada cuando se compara con la respuesta bajo condiciones no drenadas (Fig. 2.14(c)). En este caso, parece claro que la muestra experimenta el endurecimiento por deformación.
2. Cuando cargamos bajo condiciones drenadas desde el punto B , el cual corresponde a un estado medio de densidad ($\psi > 0$), inicialmente pasamos por el punto crítico B'_c y se alcanza el punto B'_d , más denso que el crítico. A continuación volvemos al punto B'_c donde se produce el fallo. En las otras curvas de la Figura 2.14 vemos la respuesta dilatante de la muestra.
3. Partiendo del punto A , el cual corresponde a un suelo denso ($\psi < 0$), cargamos bajo condiciones drenadas. En primer lugar, la muestra se consolida moviéndose hasta el punto A'_d , y entonces dilata hasta que se alcanza el punto A'_c en la CSL y se produce el fallo. La Figura 2.14(b) nos muestra la clara influencia de la dilatación en la resistencia de los suelos. Vemos un pico de resistencia en el cual la relación de tensión es mayor que la relación crítica de tensión ($\eta > M_c$) antes de deformarse hasta el estado crítico último donde $\eta = M_c$.

A continuación, vamos a tratar de explicar desde el punto de vista del modelo la respuesta del suelo mostrada en la Fig. 2.14 y el efecto de la dilatancia.

Suelos de densidad media ($\psi > 0$)

Bajo condiciones no drenadas no se permite el cambio de volumen Mientras que la muestra esta cargada, se producen las deformaciones elásticas y plásticas. Sin embargo, las condiciones no drenadas no permite el cambio en el volumen total. Así,

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^e + d\varepsilon_v^p = 0 \quad (2.21)$$

donde $d\varepsilon_v$ es el incremento total de deformación volumétrica (Ecuación 2.16) y los superíndices e y p representan, respectivamente, las componente elásticas y plásticas. Sea K^{-1} , parámetro constante positivo, que está relacionado con la pendiente de la curva de descarga y recarga en un ensayo de compresión hidrostática. Entonces, la deformación volumétrica elástica es

$$d\varepsilon_v^e = K^{-1} dp \quad (2.22)$$

y el cambio en la tensión principal efectiva vale

$$dp = K d\varepsilon_v^e \quad (2.23)$$

Por lo tanto, durante un ensayo no drenado de una muestra poco densa se cumple $dp < 0$, $d\varepsilon_v^e < 0$. En consecuencia, $d\varepsilon_v^p > 0$ (Ecuación 2.21), lo que implica que las deformaciones plásticas volumétricas pueden, y normalmente lo hacen, desarrollarse en un ensayo no drenado. Las contribuciones de las dos partes de la deformación volumétrica son idénticas, tanto de las elásticas como de las plásticas, dando como resultante total un valor nulo de la deformación volumétrica. Por lo tanto, para una muestra muy suelta (punto C), la deformación plástica volumétrica debe aumentar de forma que se equilibre la expansión elástica volumétrica, que ocurre como resultado de la reducción de la tensión efectiva principal debida al aumento de la presión intersticial. Como la tensión desviadora aumenta, la tensión efectiva alcanza el punto G donde se produce la mayor presión intersticial (Figura 2.14(b)). Antes de alcanzar el punto G , se desarrollan las deformaciones elásticas expansivas y se generan las deformaciones plásticas de compresión para satisfacer las condiciones no drenadas (Ecuaciones 2.21 y 2.22). Para un estado de densidad media (punto B), a medida que la tensión se acerca al punto B_d , la tendencia a dilatarse provoca un aumento de $dp > 0$ y un aumento de la deformación volumétrica elástica ($d\varepsilon_v^e > 0$). Además, se observa una disminución de la deformación volumétrica plástica ($d\varepsilon_v^p < 0$).

Bajo condiciones drenadas se permite el cambio de volumen La pendiente de la curva de tensión-deformación es elevada para pequeños valores de tensión. Al aumentar la carga, las deformaciones desviadoras crecen debido a la variación en la dirección del flujo de la deformación plástica (es decir, punto B'_d en la Figura 2.14(b)). Al mismo tiempo, la cantidad de deformación volumétrica acumulada disminuye debido a la misma razón. El fallo se produce cuando el estado de tensiones alcanza la línea de estados críticos y se acumulan las deformaciones plásticas desviadoras.

Suelo Denso ($\psi < 0$)

El comportamiento de suelos densos es diferente al de suelos sueltos. Bajo carga no drenada, la respuesta inicial del suelo es elástica, pero no necesariamente lineal, y la variación de la tensión efectiva es nula (Fig. 2.14(b)). Como la variación de tensión efectiva es nula, la variación del volumen elástico es nula, así:

$$d\varepsilon_v^e = K^{-1} dp = 0 \quad (2.24)$$

Cuando se alcanza la superficie de plastificación, si seguimos aumentando la carga, la presión intersticial puede llegar a ser negativa. En consecuencia $dp > 0$, $d\varepsilon_v^e > 0$ y $d\varepsilon_v^p < 0$, lo cual choca frontalmente con lo que se observa en suelos sueltos. Mientras la carga siga aumentando se van produciendo deformaciones plásticas expansivas. Es decir, aumenta dp mientras que la presión intersticial disminuye.

En suelos de densidad media, si cargamos con condiciones de drenadas se produce una compresión inicial del volumen. Si seguimos cargando el parámetro de estado ψ pasa a ser negativo y aumentan las deformaciones plásticas dilatantes (expansión volumétrica).

Dilatancia y estado crítico

Como vimos anteriormente, la dilatancia tiene una influencia significativa en la tensión-deformación y en la respuesta volumétrica de suelos sueltos. Debido a la energía acumulada, o a la densificación de los suelos, incluso en suelos sueltos una aplicación constante de la carga provoca dilatación. (Fig. 2.14). Se han hecho numerosos estudios para comprender todos los detalles de la dilatación, causas y efectos. Destaca el realizado por Rowe (1962)[23], quién establece una relación entre la tensión y la dilatancia usando el principio de mínima energía. Esta idea fue más tarde tomada por Wood (1990)[27] incluyendo el concepto de estado crítico.

Rowe (1962) postuló que si una muestra de suelo se encuentra sometida a carga, la relación entre el trabajo realizado por las tensiones que gobiernan y el trabajo absorbido por las tensiones gobernadas es constante en cualquier incremento de deformaciones. La constante Γ se expresa como

$$\Gamma = \frac{\text{trabajo realizado por las tensiones que gobiernan}}{\text{trabajo absorbido por tensiones gobernadas}}$$

donde Γ está relacionada con el ángulo de rozamiento interno del suelo ϕ . En compresión triaxial, la tensión gobernante es la tensión principal axial σ_1 y la tensión gobernada es la presión de confinamiento σ_3 . Los correspondientes incrementos de deformación son $d\varepsilon_1$ y $d\varepsilon_3$, respectivamente. Así, la definición que hizo Rowe nos queda

$$\Gamma = \frac{\sigma_1 d\varepsilon_1}{|2\sigma_3 d\varepsilon_3|} \quad (2.25)$$

La constante Γ puede relacionarse con el ángulo de rozamiento interno del suelo ϕ mediante la expresión,

$$\Gamma = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.26)$$

Rowe sugirió que ϕ permanece en el rango

$$\phi_\mu \leq \phi \leq \phi_{cs}$$

donde ϕ_{cs} es el ángulo de rozamiento interno crítico para volumen constante y ϕ_μ es el ángulo de deslizamiento intersticial. La Ecuación 2.25 puede escribirse usando los invariantes del espacio triaxial (Ecuaciones. 2.16 y 2.17) y la relación de tensión (Ecuación 2.18) como

$$\tan \omega = \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_s} = \frac{3\eta(2 + \Gamma) - 9(\Gamma - 1)}{2\eta(\Gamma - 1) - 3(2\Gamma + 1)} \quad (2.27)$$

Si tomamos $\phi = \phi_{cs}$ obtenemos una relación directa entre Γ y el parámetro del estado crítico M_c

$$\Gamma = \frac{3 + 2M_c}{3 - M_c} \quad (2.28)$$

Entonces, la ecuación 2.27 se puede poner

$$\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_s} = \frac{9(M_c - \eta)}{9 + 3M_c - 2M_c\eta} \quad (2.29)$$

Las ecuaciones 2.27 y 2.29 definen la dirección de los incrementos plásticos de deformación en la compresión triaxial usando la teoría de dilatancia de Rowe. Observando la ecuación 2.29, parece claro que la respuesta volumétrica es nula cuando $\eta = M_c$, la cual corresponde a la hipótesis de estado crítico. De forma general, los suelos densos sujetos a cargas triaxiales atraviesan la línea con $\eta = M_c$ durante la carga inicial después de alcanzar el pico de resistencia ($\eta > M_c$) y convergen al último estado crítico con $\eta = M_c$.

2.4. Técnicas de reconocimiento del terreno: Ensayo Triaxial

2.4.1. Introducción

Entre los ensayos destinados a medir la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos en el laboratorio, los que han alcanzado mayor importancia en la ingeniería práctica y en la investigación son los siguientes: los de corte directo, los de corte anular, los de corte simple y los triaxiales. El ensayo de compresión triaxial es el más extendido de los ensayos de compresión multiaxial en mecánica de suelos. Este ensayo representa las condiciones de los suelos *in situ* sometidas a esfuerzos confinantes, mediante la aplicación de presión hidráulica uniforme alrededor de la probeta. Además, permite determinar la envolvente o línea de resistencia del material ensayado, a partir de la que se obtienen los valores de sus parámetros resistentes: la cohesión c y el ángulo de rozamiento interno o fricción ϕ .

2.4.2. Aparatos triaxiales

Los aparatos triaxiales tienen en común que aplican sobre el contorno de la muestra únicamente tensiones normales, es decir, tensiones principales. Entre ellos destaca el que normalmente se designa como el aparato triaxial, que realmente es un aparato de compresión cilíndrica, ya que permite aplicar una tensión sobre todo el contorno lateral del cilindro y otra distinta según su eje. Existen otros dos modelos importantes. Uno de ellos es el verdadero triaxial, que permite aplicar tres tensiones distintas sobre los tres pares de caras paralelas. Otro es el *de deformación plana*, en el que se pueden variar las tensiones principales mayor y menor, mientras que la intermedia toma los valores precisos para que no haya deformación en la dirección correspondiente.

2.4.3. El aparato triaxial común

El aparato fundamental de un aparato triaxial es la célula, donde se produce la consolidación y rotura de la muestra del suelo. En la Figura 2.15 se representa una sección de una célula triaxial. En ella puede verse la muestra de suelo cilíndrica, con una placa porosa en su parte inferior y envuelta en una membrana de goma fina. En un ensayo normal se comienza por aplicar una presión hidrostática σ_3 a la muestra por medio de agua con que se rellena la cámara comprendida entre el cilindro exterior, generalmente de un plástico transparente llamado perspex y la muestra de suelo recubierta por su membrana, observándose las deformaciones correspondientes. Esta presión hidrostática se designa con el nombre de *presión externa*. A continuación, se introduce una carga vertical, a través de un pistón cuidadosamente ajustado. Al aplicar la presión externa, el pistón sube debido a la presión del agua sobre su base. La fuerza vertical necesaria para volver el pistón al contacto con el cabezal, pero sin producir tensión en la muestra, se resta de la fuerza total vertical. La diferencia, dividida por el área de la muestra, es la tensión desviadora (téngase presente que la superficie real de contacto del pistón con el cabezal durante el ensayo es pequeñísima).

Para reducir la fricción a su paso por la parte superior de la célula existen diversos dispositivos. Uno de ellos consiste en la introducción de un cojinete entre la tapa y el pistón que gira continuamente durante el proceso de carga, accionado por un pequeño motor. De esta manera la componente de fricción debida al desplazamiento vertical desaparece. Sin embargo, gran parte de las células existentes hoy en día no disponen de ningún sistema especial, limitándose a dejar entre tapa y pistón la holgura necesaria y suficiente, pero trabajando con tolerancias muy estrictas.

La presión externa se puede aplicar mediante columnas de mercurio que, normalmente, es preciso poner en serie para alcanzar las presiones deseadas. El problema de los sistemas de presión externa está en las pequeñas fugas del agua de la célula o en los cambios de volumen de ésta y sobre todo de la muestra. Estas alteraciones tienden a ocasionar un cambio de la presión del agua. En el sistema indicado esto ocasiona una disminución de la carga que actúa sobre el muelle y una elevación de éste que compensa exactamente la variación. Las células de triaxial que normalmente se fabrican están preparadas para ser usadas a presiones máximas de 10 kp/cm^2 . Existen aparatos triaxiales de alta presión con presiones externas hasta de 700 kp/cm^2 . La presión externa se obtiene aplicando presión a unas cámaras rellenas de agua mediante unos pistones que se cargan con el número de pesas precisas; la presión originada por el pistón en el fluido se transmite a la célula a través de las tuberías de

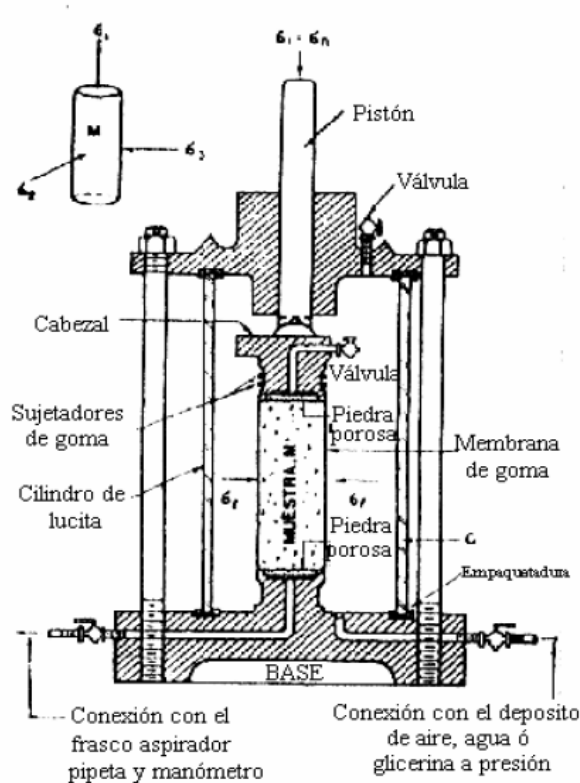


Figura 2.15. Sección de la célula triaxial con todos sus componentes pormenorizados.

conexión. El pistón gira para evitar la fricción y se mantiene siempre en su posición, pues una bomba inyecta aceite cuando es necesario. En las Figuras 2.16~2.17 podemos observar un equipo triaxial para la realización de un ensayo.

2.4.4. Tipos de ensayos

Aunque la versatilidad del aparato triaxial (Figura 2.18) permite llevar a cabo pruebas muy diversas, existen tres tipos de ensayos característicos.

1. Ensayo de compresión triaxial con consolidación previa y rotura con drenaje (CD).
2. Ensayo de compresión triaxial con consolidación previa y rotura sin drenaje (CU).
3. Ensayo de compresión triaxial sin consolidación previa y rotura sin drenaje (UU).

En todos ellos se distinguen dos fases diferenciadas:

- a) Fase isótropa: La aplicación de una determinada presión isótropa de cámara (σ_c), permitiendo o no el drenaje (Figura 2.19).
- b) Fase desviadora: Se mantienen la presión isótropa (σ_c) pero paulatinamente se aumenta la tensión principal vertical. Esto implica la introducción de tensiones tangenciales hasta llegar a la rotura (Figura 2.20).

Ensayo de compresión triaxial con consolidación previa y rotura con drenaje (CD)

En un primer lugar se aplica una presión de cámara (σ_c) y una presión intersticial (u_0), dejando que la muestra drene libremente. Los incrementos tensionales aplicados de forma instantánea darán lugar a una cierta distribución inicial de tensiones efectivas e intersticiales. Al permitir el drenaje, los excesos de presión intersticial generados se irán disipando paulatinamente en función de la permeabilidad del



Figura 2.16. Célula de un ensayo triaxial.



Figura 2.17. Equipo para la realización de un ensayo triaxial.

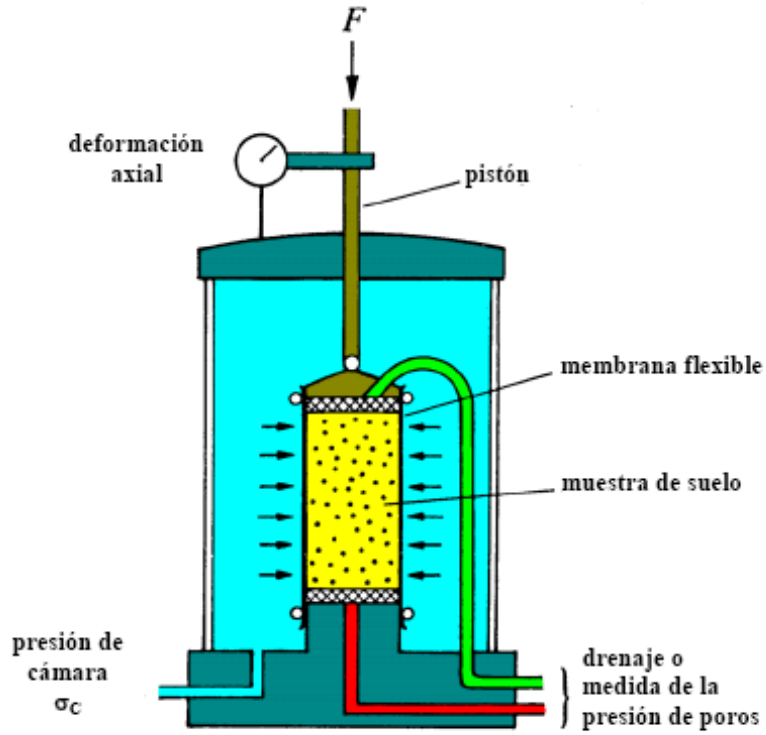


Figura 2.18. Esquema de un ensayo triaxial.

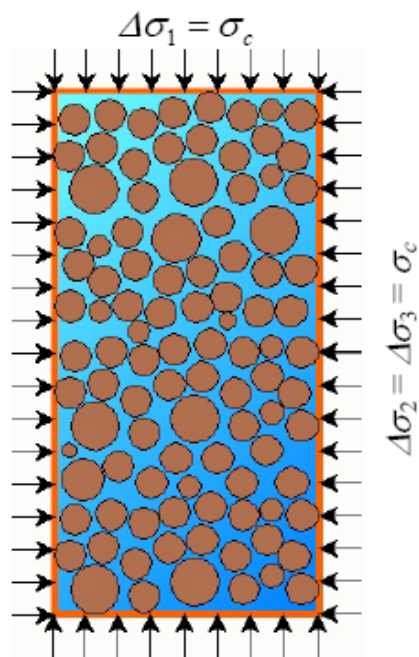


Figura 2.19. Aplicación de la presión isotrópica de cámara σ_c del ensayo triaxial.

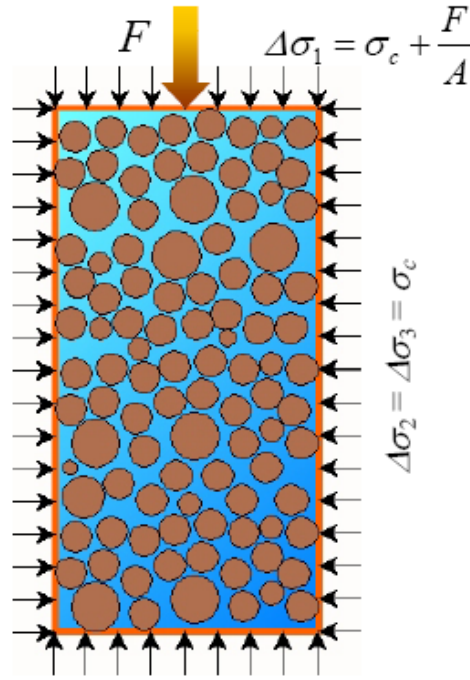


Figura 2.20. Aplicación de la fase desviadora del ensayo triaxial.

suelo, hasta alcanzar la consolidación completa. En este momento la presión intersticial volverá a ser la de equilibrio (u_0) y las tensiones efectivas actuantes sobre el suelo resultarán las siguientes:

$$\begin{aligned}\sigma'_1 &= \sigma_c - u_0 \\ \sigma'_2 &= \sigma_c - u_0 \\ \sigma'_3 &= \sigma_c - u_0\end{aligned}$$

Complementariamente, la reducción de volumen originada por el incremento isótropo de tensiones efectivas puede medirse en el sistema de control de drenaje. Así, partiendo de la muestra saturada, el volumen de agua expulsado será igual a la disminución de volumen de la muestra. Una vez finalizada la consolidación puede dar comienzo a la fase de corte o desviadora. Para ello se mantienen invariantes la presión de cámara y la presión intersticial de la fase anterior, y se imprime una velocidad ascendente a la célula impidiendo el desplazamiento vertical de la probeta mediante el pistón. Dado que el ensayo se realiza con drenaje, se selecciona una velocidad lo suficientemente lenta como para asegurar que los excesos de presión intersticial generados se van disipando de forma continua. En todo el proceso se mide el incremento de tensión vertical ($\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma'_1$), la variación de volumen de la muestra (ΔV) y el acortamiento axial producido (ε_1). La diferencia ($\sigma_1 - \sigma_3 = \Delta\sigma$) se denomina desviador, y representa el doble de la tensión tangencial en cada momento del ensayo. Se suelen representar en este tipo de ensayos las curvas ($\Delta\sigma'_1, \varepsilon_1$) y ($\Delta V, \varepsilon_1$). En un ensayo completo se rompen tres probetas preparadas de la misma forma, aplicando a cada una tensiones efectivas isótropas de consolidación crecientes en la primera fase. En cada ensayo la rotura se alcanza con una tensión vertical $\sigma_1 = \sigma'_1$ diferente, mayor cuanto más elevada sea la presión efectiva de cámara inicial. Por tanto, en un diagrama (σ', τ), se podrán dibujar tres círculos de Mohr en tensiones efectivas (Figura 2.21), que resulta sencillo dado que:

- La tensión principal menor es igual a la presión efectiva de consolidación de la primera fase ($\sigma_c - u$).
- El diámetro del círculo es el desviador en rotura $(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \Delta\sigma_{1f}$.

Los círculos tienen, aproximadamente, una tangente común. Trazando la tangente común a los tres círculos se obtiene la envolvente de rotura en tensiones efectivas, de la que resulta inmediato deducir los parámetros de resistencia al corte del suelo (c', ϕ').

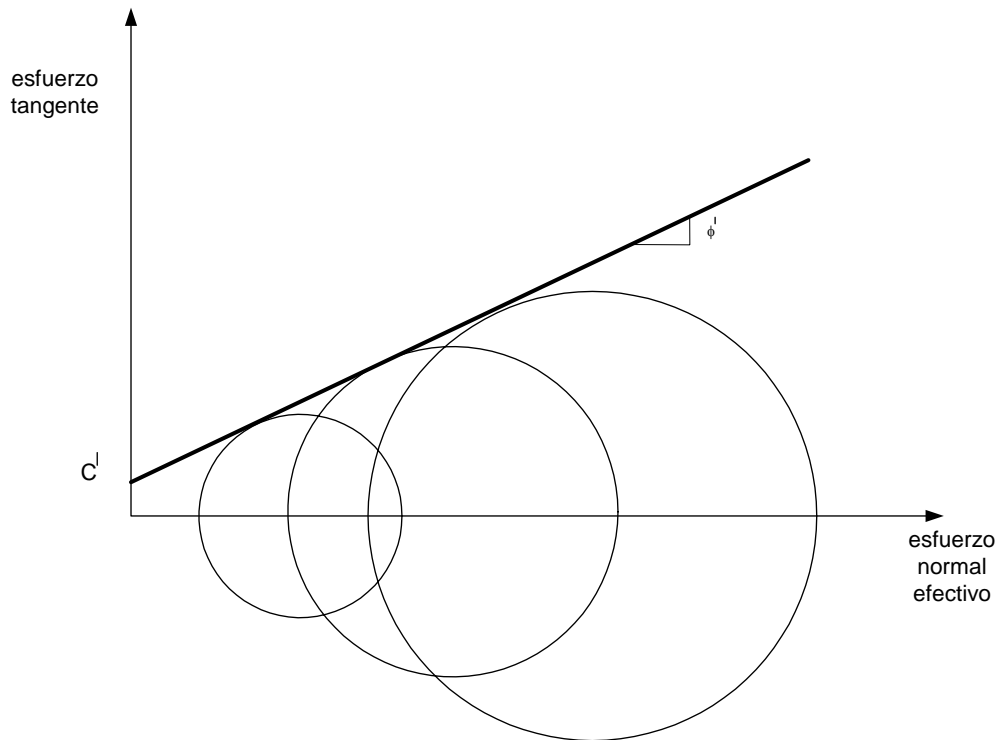


Figura 2.21. Círculos de Mohr en rotura en ensayos CD (tensiones efectivas).

Ensayo de compresión triaxial con consolidación previa y rotura sin drenaje (CU).

Se compone de dos fases, siendo la primera de ellas la correspondiente a la consolidación bajo una tensión efectiva isotrópica, y es idéntica a la primera etapa del ensayo anterior. Completada la consolidación, se cierra la válvula de drenaje y de introducción de presión intersticial, y se comienza la fase de corte o desviadora imprimiendo un movimiento ascendente a la célula al mismo tiempo que se impide el desplazamiento vertical de la probeta por medio de pistón. En todo momento del proceso se mide el incremento de tensión vertical total originado ($\Delta\sigma_1$), la variación de la presión intersticial en la muestra (Δu) y el acortamiento axial producido. En las pruebas triaxiales de este tipo es habitual representar las curvas $(\Delta\sigma'_1, \varepsilon_1)$ y $(\Delta u, \varepsilon_1)$ a lo largo del ensayo.

Cuando se alcance la rotura se habrá introducido un incremento de tensión vertical total $(\Delta\sigma_1)_f$. Como se conoce la presión intersticial en ese instante ($u_f = u_0 + \Delta u_f$), se pueden determinar fácilmente las tensiones efectivas en el momento de la rotura y dibujar el círculo de Mohr correspondiente:

Estado	Tensiones totales	Presión intersticial	Tensiones efectivas
Inicial	$\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_c$	u_0	$\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_c - u_0$
Rotura	$\sigma_{1f} = \sigma_c + \Delta\sigma_{1f}$ $\sigma_{3f} = \sigma_c$	$u_0 + \Delta u_f$	$\sigma'_{1f} = (\sigma_c + \Delta\sigma_{1f}) - (u_0 + \Delta u_f)$ $\sigma'_{3f} = \sigma_c - (u_0 + \Delta u_f)$

Como en el caso anterior, en un ensayo completo se rompen tres probetas preparadas de la misma forma aplicando tensiones efectivas isotrópicas de consolidación crecientes, de manera que trazando la tangente común a los tres círculos de Mohr resultantes en tensiones efectivas, se pueden determinar los parámetros efectivos de resistencia del suelo (c', ϕ').

Consideraciones sobre la ausencia de drenaje y la respuesta de la presión intersticial

En el caso del ensayo CU en la fase de corte, la válvula de drenaje permanece cerrada. En consecuencia si la muestra se encuentra saturada, como es habitual en este ensayo, al impedir que el agua entre o salga de la probeta, el volumen de la misma permanece constante durante toda la fase de corte ($\Delta V = 0$). En estas condiciones, si el suelo ensayado es contractante, es decir, tiende a reducir su volumen cuando se le somete a corte, dicha tendencia se verá reflejada en un aumento de la presión

intersticial ($\Delta u > 0$) durante el ensayo. La explicación de este fenómeno es bastante intuitiva, dado que para que el suelo reduzca su volumen es necesario que expulse agua, y por lo tanto que la presión intersticial se eleve de forma transitoria, lo suficiente como para provocar la salida del volumen de agua necesaria para la contracción. Por tanto, si no se permite la salida del agua de los poros, el incremento de presión intersticial generado no se podrá disipar y se irá acumulando y aumentando a medida que prosiga el aumento de las tensiones de corte.

Por otra parte, si el suelo ensayado es dilatante, esto es, si tiende a aumentar de volumen cuando se lo somete a corte, esta tendencia se verá reflejada en una disminución de la presión intersticial ($\Delta u < 0$) durante el ensayo. De nuevo la explicación de este fenómeno resulta intuitiva, siendo simplemente el efecto contrario del mecanismo descrito para los suelos contractantes.

Recordando los conceptos descritos en relación a las tensiones inducidas en el suelo saturado por procesos de carga sin drenaje, para el caso del ensayo triaxial la sobrepresión intersticial en un suelo saturado viene dada por:

$$Au = \Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

donde A es un parámetro que depende del tipo de suelo tomando valores del rango $(-0.5 \div 1.5)$. Teniendo en cuenta que en la fase de corte o desviador la presión total de la cámara permanece constante ($\Delta\sigma_3 = 0$), la expresión anterior queda reducida a

$$\Delta u = A(\Delta\sigma_1)$$

y en el momento de la rotura resultará

$$\Delta u_f = A(\Delta\sigma_{1f})$$

Ensayo de compresión triaxial sin consolidación previa y rotura sin drenaje (UU)

Este ensayo presenta la particularidad de que válvula de drenaje y de introducción de presión intersticial permanece siempre cerrada. En la primera fase se aplica simplemente una presión isotropa de célula ($\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_c$) impidiendo el drenaje. Si la probeta está saturada, en ausencia de drenaje toda la tensión total isotropa de cámara se transmite al líquido intersticial, y por lo tanto las tensiones efectivas en el suelo no varían. Por ello aunque se lleven a cabo tres ensayos en tres muestras idénticas y se apliquen tres tensiones de cámara distintas, las tensiones efectivas iniciales son las mismas en las tres muestras. Este hecho da lugar a que al ejecutar la fase de corte, también sin drenaje, el desviador de rotura $\Delta\sigma_{1f}$ resulte siempre el mismo. En dicha fase se miden el incremento de tensión vertical total ($\Delta\sigma_1$) y la deformación axial ε_1 .

En la Figura 2.22 se representan los círculos de Mohr expresados en tensiones totales (las únicas que se miden) mostrando el mismo diámetro (el mismo desviador en rotura). Como se aprecia, los círculos en tensiones totales tienen como tangente común una línea horizontal. La intersección de esta línea con el eje de ordenadas se denomina *resistencia al corte sin drenaje* S_u . Evidentemente, S_u coincide con el radio de los círculos, tanto en tensiones totales como en efectivas, y por lo tanto representa la máxima tensión tangencial movilizable por el suelo, llevando a rotura por corte en condiciones no drenadas a partir de su estado de tensiones efectivas inicial.

La utilidad de este ensayo radica en su rapidez y sencillez. Obviamente no permite determinar los parámetros de resistencia al corte efectivos (c', ϕ), dado que ni siquiera se mide la presión intersticial durante el ensayo. Sin embargo, proporciona la máxima tensión tangencial disponible en el suelo para un estado inicial de tensiones efectivas, de manera que si se supone que las muestras extraídas son representativas del suelo *in situ* y que durante su obtención no se alteran las condiciones iniciales, la ejecución de este tipo de ensayo permite determinar de forma aproximada la máxima tensión de corte disponible frente a procesos de carga en los que se puedan suponer condiciones sin drenaje.

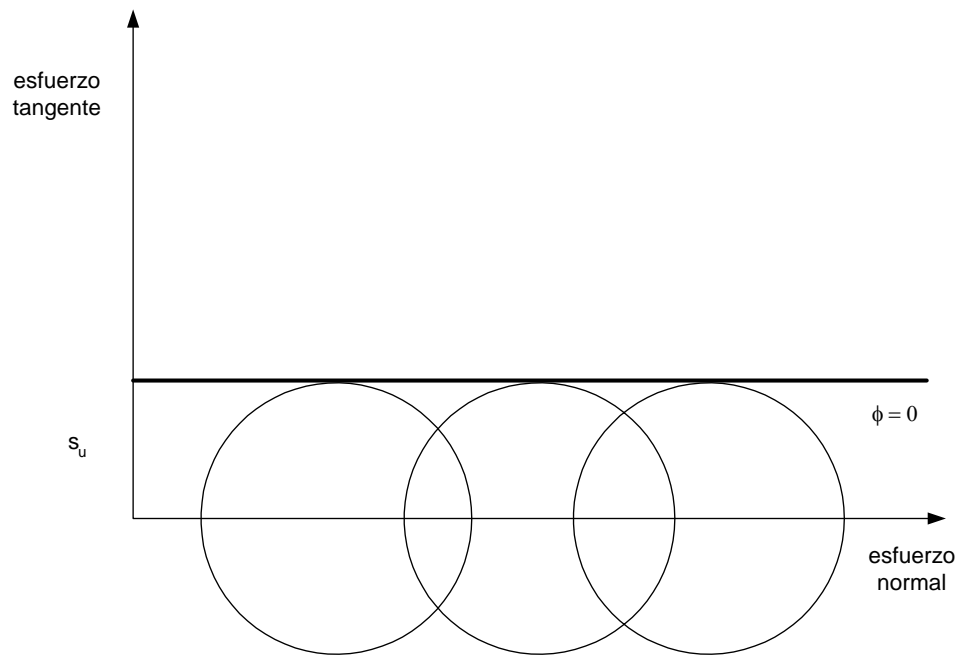


Figura 2.22. Círculos de Mohr en rotura en un ensayo UU (tensiones totales).

