

6

DEFORMABILIDAD Y RESISTENCIA DE LOS SUELOS

6.1 LA RESISTENCIA DE LOS SUELOS. CONCEPTOS BÁSICOS

6.1.1 Modos de rotura. Resistencia al corte

La resistencia a tracción de los suelos es prácticamente nula. Solamente en los casos especiales de suelos cementados (que constituyen un caso de transición hacia el comportamiento de las rocas) y, en menor medida, en suelos parcialmente saturados (con uniones entre partículas por meniscos capilares), tienen relevancia práctica los estados de tracción. Estos dos casos (rocas y suelos parcialmente saturados) se estudian por separado en capítulos posteriores.

Por ello, el interés se centra en la rotura o deformación por deslizamiento relativo o rodadura entre partículas, que macroscópicamente se traduce en deformaciones de corte. Por ello, cuando se habla de resistencia de los suelos, se entiende implícitamente "resistencia al corte".

6.1.2 El modelo de Mohr-Coulomb

6.1.2.1 Criterio de Coulomb. Cohesión y ángulo de rozamiento interno

Los primeros estudios sistemáticos de la resistencia al corte de los suelos fueron realizados por Coulomb. En su famosa Memoria de 1773 planteó a partir de observaciones reales que las tierras situadas tras un muro de contención que vuelca se rompen por deslizamiento a lo largo de una superficie plana inclinada (Figura 6.1).

Para evaluar la resistencia al deslizamiento a lo largo de este plano, partió del hecho experimental de que el deslizamiento entre dos cuerpos sólidos se produce cuando la fuerza tangencial entre ellos alcanza un valor, T_r , proporcional a la fuerza normal, N , siendo la constante de proporcionalidad el denominado coeficiente de rozamiento entre ambas superficies, μ_r :

$$T_r = \mu_r \cdot N \quad (6.1)$$

Por extensión, Coulomb postuló que la resistencia al deslizamiento por unidad de superficie en un plano en el interior del suelo, en lo que llamaba "tierras recientemente removidas", se debe sólo al rozamiento entre

partículas, y debe ser por tanto proporcional a la presión normal actuante en dicho plano¹; el coeficiente de rozamiento lo expresó como tangente de un ángulo, que llamó ángulo de rozamiento interno del suelo, ϕ :

$$\tau_r = \sigma' \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (6.2)$$

En "tierras cohesivas", supuso Coulomb que podía haber otro sumando de valor constante e independiente de dicha presión normal, al que denominó cohesión, c . Así pues, la resistencia tangencial según un plano vendría dada en el caso general por:

$$\tau_r = c + \sigma' \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (6.3)$$

A los parámetros c y ϕ anteriores, su significado y determinación experimental se va a dedicar gran parte de este capítulo. Conviene exponer ya que no son propiedades intrínsecas del suelo, sino parámetros de

¹ En la época de Coulomb, aún no se conocía el concepto de tensión efectiva (que sería propuesto siglo y medio más tarde por Terzaghi). Por eso Coulomb habla de tensiones, sin precisar más. Sin embargo, en lo que sigue, para no complicar innecesariamente la presentación, nos referiremos ya a tensiones efectivas.

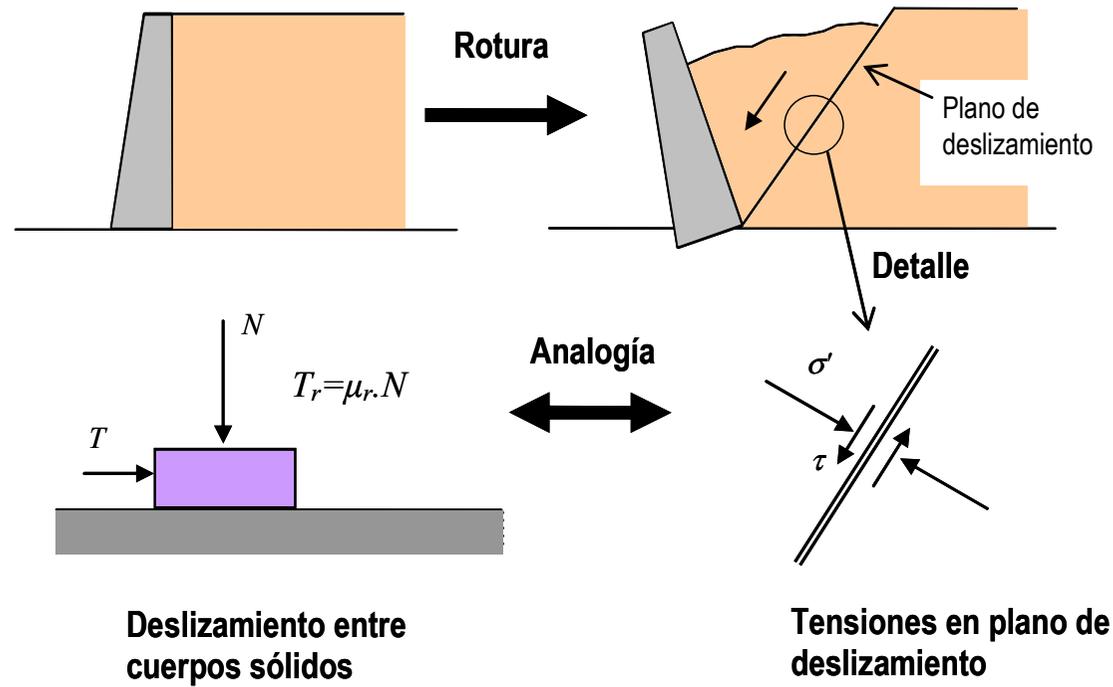


Figura 6.1. Deslizamiento tras un muro de contención. Observaciones de Coulomb

un modelo teórico de comportamiento, planteado por Coulomb de forma implícita. Con este modelo ocurre algo similar a lo expuesto al principio de este capítulo respecto al modelo de Hooke: es tan sencillo y de

aplicación tan extendida que tiende a olvidarse que se trata de un modelo, y que la cohesión y el ángulo de rozamiento interno no son parámetros intrínsecos del suelo.

6.1.2.2 Formulación. Criterio de Mohr-Coulomb

La ecuación (6.3) expresa la condición de deslizamiento a lo largo de un determinado plano, previamente conocido, como en la Figura 6.1. La situación no siempre es tan clara, y el plano o planos de rotura pueden no ser conocidos a priori. Por ello, es preciso formular la condición de rotura en términos de las tensiones aplicadas según los ejes coordenados generales.

En un elemento de suelo sometido a un cierto estado de tensiones, postuló Mohr (1882) que se produce la plastificación cuando en alguno de los (infinitos) planos que pasan por él, las tensiones alcanzan a cumplir la relación (6.3).

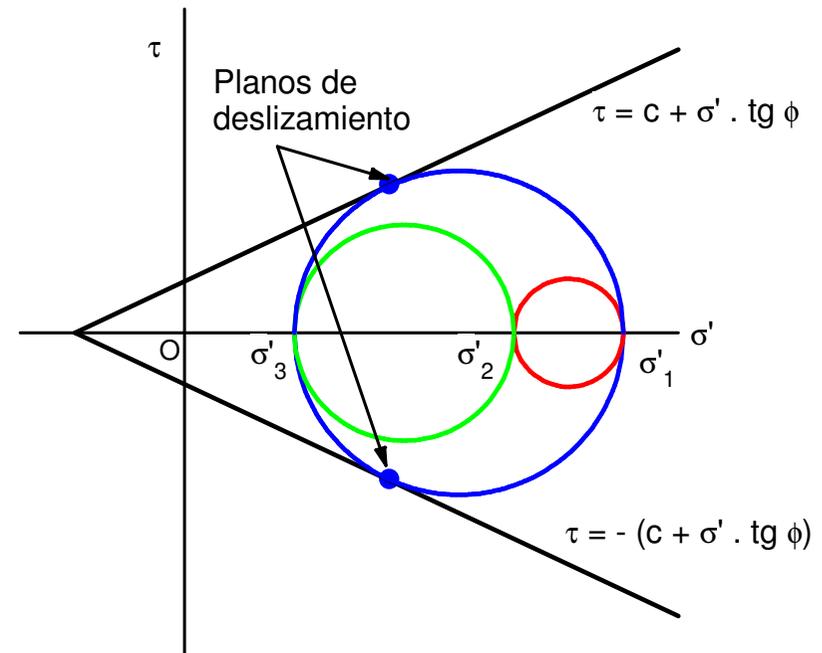


Figura 6.2. Diagrama de Mohr en tres dimensiones.

La condición de rotura resultante se conoce como criterio de Mohr-Coulomb, y se visualiza de forma clara usando el diagrama de Mohr (Figura 6.2). Los puntos representativos de los planos que pasan por el punto forman un recinto interior al círculo (σ'_1 - σ'_3), y exterior a los círculos (σ'_1 - σ'_2) y (σ'_2 - σ'_3). Es obvio que los puntos representativos de los planos pésimos, en que se alcance la condición de rotura, deben estar en el círculo exterior. Por ello, el criterio de Mohr-Coulomb implica que la resistencia no depende de la tensión principal intermedia², y la condición de rotura puede analizarse considerando sólo los planos del haz cuyo eje es σ'_2 .

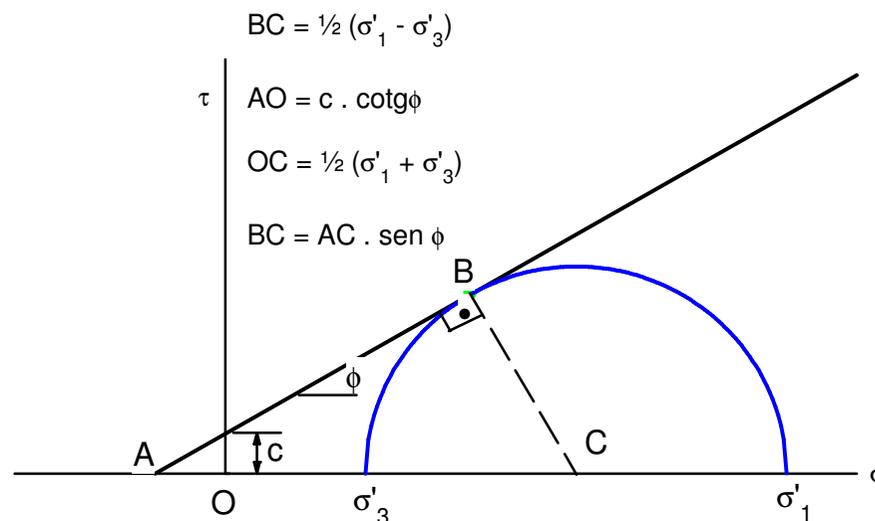


Figura 6.3. Diagrama de Mohr en dos dimensiones. Condición de rotura

² Nótese que esto se refiere sólo a la resistencia. Otros aspectos, como la deformabilidad, o las presiones intersticiales inducidas por cargas sin drenaje, y en consecuencia la propia resistencia al corte sin drenaje, sí dependen de la tensión principal intermedia. Por otra parte, si se emplea otro criterio de rotura distinto al de Mohr-Coulomb, también puede influir σ'_2 en la resistencia. Es el caso, por ejemplo, de los criterios de Von Mises y Drucker-Prager.

La formulación del criterio de Mohr-Coulomb en términos de las tensiones principales se establece imponiendo la condición de tangencia del círculo exterior de Mohr con la línea de resistencia (Figura 6.3):

$$\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} - c \cdot \cos \phi - \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \cdot \operatorname{sen} \phi = 0 \quad (6.4)$$

Expresada en esta forma, la condición de Coulomb es un criterio de plastificación.

Como ya se ha dicho, la expresión del criterio de Mohr-Coulomb no depende de la tensión principal intermedia, σ'_2 . Por ello, cuando se trata de estudiar la resistencia de los suelos, resulta especialmente adecuado el empleo de los parámetros tensionales de Lambe, que se definieron como la semisuma y semidiferencia de las tensiones principales extremas:

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} ; p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} ; q(=q') = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad (6.5)$$

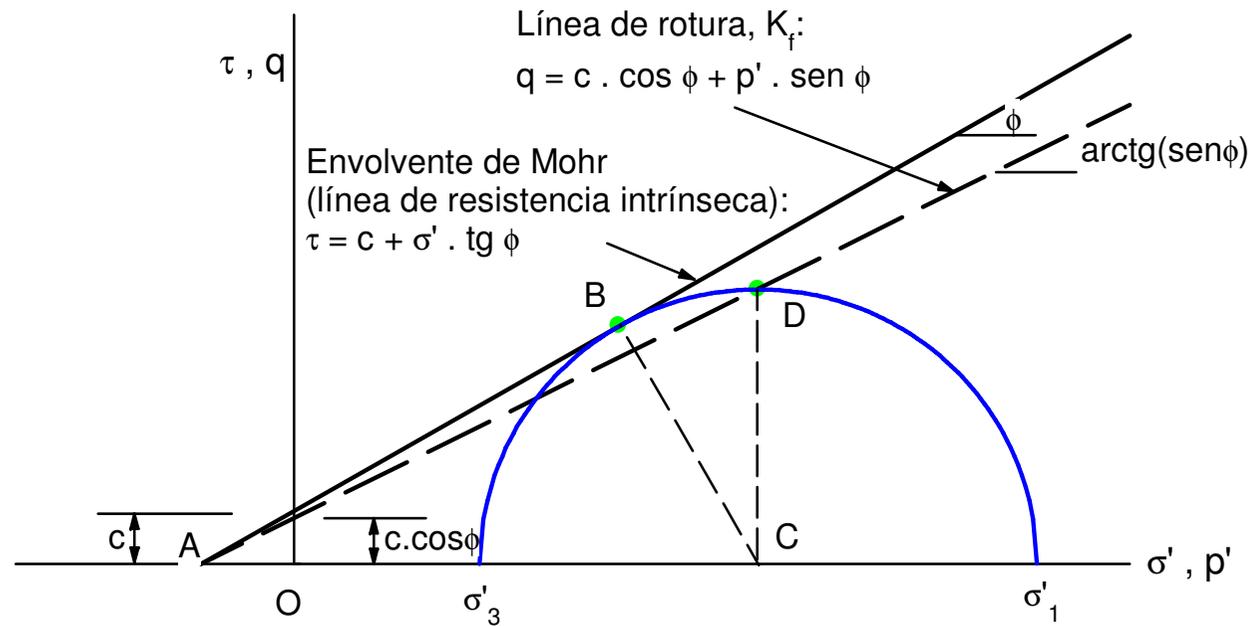


Figura 6.4. Correspondencia entre el diagrama de Mohr (σ', τ) y el plano de Lambe (p', q)

Es fácil ver que (p', q) son las coordenadas del punto más alto del círculo de Mohr. Con estos parámetros, la condición de rotura (6.4) se expresa como:

$$q = c \cdot \cos \phi + p' \cdot \text{sen } \phi \tag{6.6}$$

Esta recta suele recibir el nombre de "línea de rotura", K_f . Se sitúa por debajo de la envolvente de Mohr, con una ordenada en el origen menor ($c \cos \phi < c$) y formando con el eje de abscisas un ángulo también menor [$\arctg(\sin \phi) < \phi$]. La Figura 6.4 ilustra la correspondencia entre los diagramas de Mohr (σ, τ) y Lambe (p', q).

6.1.3 Efecto del agua. Resistencia con y sin drenaje

La validez del criterio de Coulomb para la resistencia al corte de los suelos fue estudiada experimentalmente por el propio Coulomb y posteriormente por otros autores. Los ensayos consistían en intentar reproducir el estado de tensiones indicado en la Figura 6.1, aplicando diversos valores de la tensión normal y midiendo el valor de la tensión tangencial de rotura. Estos ensayos son precursores del aparato de corte directo, que más adelante estudiaremos.

Pronto se vio que, en el caso de suelos granulares, el criterio de Coulomb se cumplía razonablemente, resultando una línea de resistencia intrínseca aproximadamente lineal y pasando por el origen, esto es, con una cohesión nula (ec. 6.2) y un ángulo de rozamiento interno aproximadamente constante para cada suelo. Sin embargo, en el caso de suelos arcillosos se producían importantes discrepancias entre ensayos hechos

sobre suelos similares. En unos casos se obtenía cohesión prácticamente nula y ángulo de rozamiento elevado, y en otros, ángulo de rozamiento interno casi nulo y resistencia en apariencia puramente cohesiva.

La razón más importante para estas diferencias no se pudo comprender hasta el establecimiento del principio de tensión efectiva por Terzaghi (1925), y radica en las distintas condiciones de drenaje del agua intersticial.

Los ensayos en arena se suelen hacer en seco, pero incluso si se hacen con la arena saturada, la elevada permeabilidad del suelo asegura que en todo momento la presión intersticial se mantiene constante (e igual por tanto a la presión atmosférica). Con ello, las tensiones aplicadas, (σ, τ) , son efectivas.

En cambio, los suelos arcillosos se ensayan siempre con un cierto contenido de humedad. Como la permeabilidad es baja, la aplicación rápida de la tensión normal produce un cierto incremento de la presión intersticial, que posteriormente se va disipando a lo largo del tiempo, en un proceso de consolidación. Por ello, si no se espera un tiempo suficiente antes de comenzar a aplicar la tensión tangencial, existirán aún unas ciertas presiones intersticiales en el suelo, y la tensión efectiva normal no será igual a la tensión total aplicada, con lo que los ensayos no pueden interpretarse adecuadamente.

Estos fenómenos se estudian con detalle más adelante, pero es interesante ya analizar lo que ocurre en los dos casos extremos siguientes:

a) El ensayo se hace suficientemente lento, de forma que la presión intersticial se mantenga constante e igual a la atmosférica (ensayo con drenaje).

b) El ensayo se hace infinitamente rápido, de modo que puede suponerse que no hay ninguna disipación de presión intersticial (ensayo sin drenaje).

En el primer caso (Figura 6.5-a), la resistencia obedecerá aproximadamente a la condición de Coulomb. La línea de resistencia podrá ser lineal o no, y presentará cohesión o no, pero es evidente que debe crecer con el valor de la tensión normal. Las probetas están sometidas inicialmente a una cierta tensión efectiva σ'_0 (punto A_0). Al aplicar la tensión normal σ_i , sus estados tensionales pasan a ser los puntos A_i . Posteriormente, al aplicar la tensión tangencial, la rotura se produce en los puntos E_i , que definen la línea de resistencia intrínseca.

En el caso de ensayo sin drenaje (Figura 6.5-b), la aplicación de la tensión normal σ_i produce un incremento de la presión intersticial igual a la tensión aplicada, por lo que instantáneamente no hay ninguna variación de la tensión efectiva, como ya se ha visto con detalle al estudiar el ensayo edométrico. De esta forma, aunque los estados de tensiones totales de las probetas son los puntos A_i de la figura, los estados de tensiones efectivas son idénticos en todas ellas, σ'_0 , pues la trayectoria efectiva no se mueve del punto A_0 .

Por tanto, la resistencia que se obtenga será la misma en todas las probetas, con independencia de la tensión normal aplicada. Se obtendrá un único punto de la línea de resistencia intrínseca en tensiones efectivas, correspondiente a la tensión efectiva σ'_0 (punto E). Los puntos en tensiones totales (puntos T_i) estarán desplazados horizontalmente en el diagrama en la cuantía del valor de la presión intersticial existente en cada probeta, que será igual a la presión normal aplicada. Si estos resultados se interpretaran en tensiones totales, desconociendo el efecto de la presión intersticial, se obtendría una línea de resistencia aparente horizontal, es decir, con una resistencia en apariencia puramente cohesiva ³.

Es evidente que un ensayo de corte realizado en un suelo arcilloso sin control adecuado de las condiciones de drenaje puede dar como resultado cualquier línea de resistencia aparente entre las dos situaciones extremas anteriores, lo cual explica las discrepancias señaladas anteriormente.

³ En los suelos reales, la aplicación de una tensión tangencial sin drenaje (trayectorias A_i-T_i de la Figura 6.5-b) produce unos ciertos incrementos de la presión intersticial (positivos o negativos según el tipo de suelo y otros factores). Ello hace que la trayectoria efectiva resultante A_0E_0 no sea vertical. Esto no invalida el razonamiento anterior, pues aunque la trayectoria no sea vertical, sigue siendo la misma para todas las probetas ensayadas con distintas presiones normales, con lo que los puntos T_i de rotura aparente en tensiones totales están alineados en una recta horizontal, aunque su ordenada será algo mayor o menor que la correspondiente a la trayectoria vertical A_0E_0 . Más adelante se estudiará este aspecto con detalle.

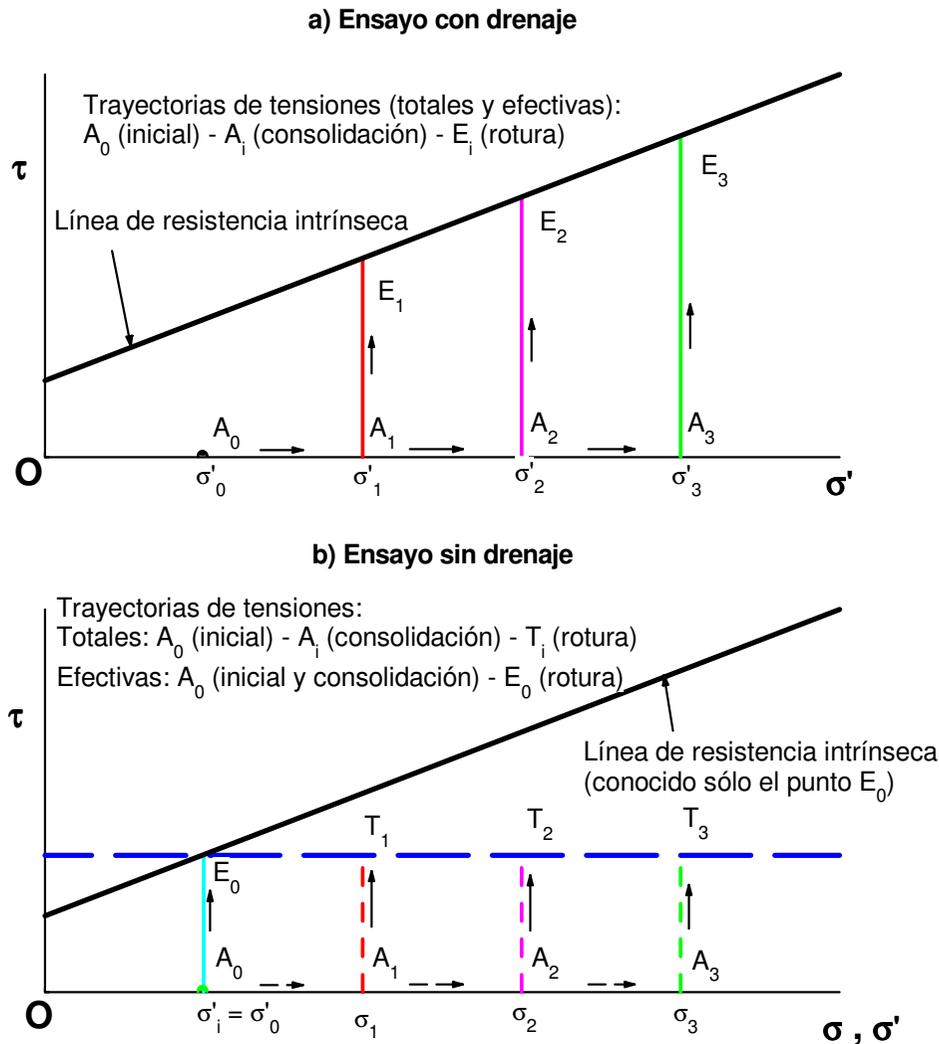


Figura 6.5. Influencia del drenaje en ensayos de corte

La resistencia al corte sin drenaje, c_u

El análisis presentado en el párrafo anterior tiene un interés mucho mayor que la simple explicación de las diferencias observadas hace dos siglos. En efecto, la situación descrita de carga sin drenaje es relevante en la práctica, en terrenos de baja permeabilidad.

En un estrato arcilloso de varios metros de espesor, la disipación de las presiones intersticiales inducidas por las cargas puede requerir muchos años. Sin embargo, en la construcción de obras reales la aplicación de las cargas tiene lugar en general en un plazo de días, semanas o como mucho, unos pocos

meses. Por ello, puede asimilarse con suficiente aproximación a una carga sin drenaje, representado de forma bastante aproximada por el proceso descrito más arriba:

- En un punto cualquiera del terreno, las tensiones efectivas iniciales, debidas al peso propio, vienen representadas por un punto tal como el A_0 de la Figura 6.5-b) (en realidad, habrá unas ciertas tensiones tangenciales debidas a que las tensiones horizontales no son iguales a las verticales ($K_0 \neq 1$), pero esto puede obviarse para el razonamiento).
- Si ahora se construye rápidamente una estructura que provoca en el punto considerado unos incrementos de tensiones totales cualesquiera, del razonamiento anterior se deduce que, sea cual sea el incremento de la tensión normal total, la rotura se producirá para el mismo valor de la tensión tangencial. La resistencia al corte disponible tiene un valor independiente de las tensiones normales aplicadas, y la línea de resistencia aparente en tensiones totales es horizontal, como en la Figura 6.5-b. La ordenada de esta línea recibe el nombre de resistencia al corte sin drenaje del suelo, c_u , y la condición de rotura se puede formular en tensiones totales:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - c_u = 0 \quad (6.7)$$

Es decir, que en estas condiciones el criterio de Mohr-Coulomb degenera en el de Tresca.

La resistencia c_u depende, entre otras cosas, de la tensión efectiva inicial, σ'_0 (abscisa del punto A_0). Como esta tensión varía con la profundidad, es evidente que también lo hará la resistencia, en la forma que más adelante se estudiará (ver Figura 6.37).

6.1.4 El dominio elástico. Revisión del comportamiento en compresión confinada

En el Apartado anterior se planteó el criterio de Mohr-Coulomb como una función de plastificación. Según esto, el dominio elástico sería la región comprendida en el interior de este límite, es decir, por debajo de la línea de resistencia⁴.

Por lo tanto, si el estado tensional en un punto del suelo, expresado mediante los parámetros (p',q) , cae en el diagrama de la Figura 6.4 por debajo de la línea K_f , es decir, en la región infinita comprendida entre el eje de abscisas y la línea K_f , cabe suponer en primera aproximación que su comportamiento será elástico.

⁴ El propio Coulomb postuló que valores inferiores de las tensiones tangenciales "no alterarían el estado de reposo del suelo". Esto se expresaría hoy día como que las deformaciones en dicho dominio serán elásticas (cuando Coulomb enunció su criterio aún no se había establecido la Teoría de la Elasticidad).

Sin embargo, el comportamiento de los suelos que se observa en el ensayo edométrico (que cae dentro de este recinto) dista mucho de ser tan sencillo, y se produce comportamiento no lineal, con deformaciones remanentes importantes, muy alejadas de un comportamiento elástico. Por ello, es interesante revisar aquí las líneas generales de dicho comportamiento, a la luz de lo establecido por el modelo de Mohr-Coulomb descrito en el apartado anterior.

– **Suelos arcillosos. Papel de la preconsolidación**

En la Figura 6.6 se ilustra el comportamiento en compresión confinada de un suelo arcilloso preconsolidado (el punto A es el estado actual y el C el de preconsolidación). Para presiones inferiores a la de preconsolidación el comportamiento es elástico (aunque no lineal), y las deformaciones en ciclos cerrados de carga-descarga, como el ABA, se recuperan, salvo unos fenómenos de histéresis de menor cuantía.

En cambio, si se sobrepasa la presión de preconsolidación aparecen deformaciones irreversibles importantes, con componente volumétrica de compresión (disminución del índice de poros). Así, en el ciclo ABCDE, en el tramo AC el comportamiento es elástico (deformaciones totalmente recuperables), pero en el tramo CD la deformación, definida por el índice de compresión noval, C_c , tiene una parte elástica (definida por el índice de entumecimiento, C_s), que se recupera al descargar (tramo DE) y otra irreversible (diferencia de ordenadas entre A y E). Esto es un comportamiento típico elastoplástico, en el que la presión de preconsolidación define el límite de plastificación del material. Este límite no es fijo, sino que si se sobrepasa, la presión máxima alcanzada (punto D) pasa a ser el nuevo límite de plastificación, es decir, que se trata de un comportamiento con rigidización por deformación.

En la Figura 6.6-b) se representan las trayectorias de todo el proceso en el plano (p',q) . En estos ejes, la inclinación de la trayectoria es $(1 - K_0)/(1 + K_0)$, siendo K_0 el coeficiente de empuje al reposo. Para K_0 igual a 0,5, dicha inclinación resulta 1/3, claramente menor que la línea de rotura K_f .

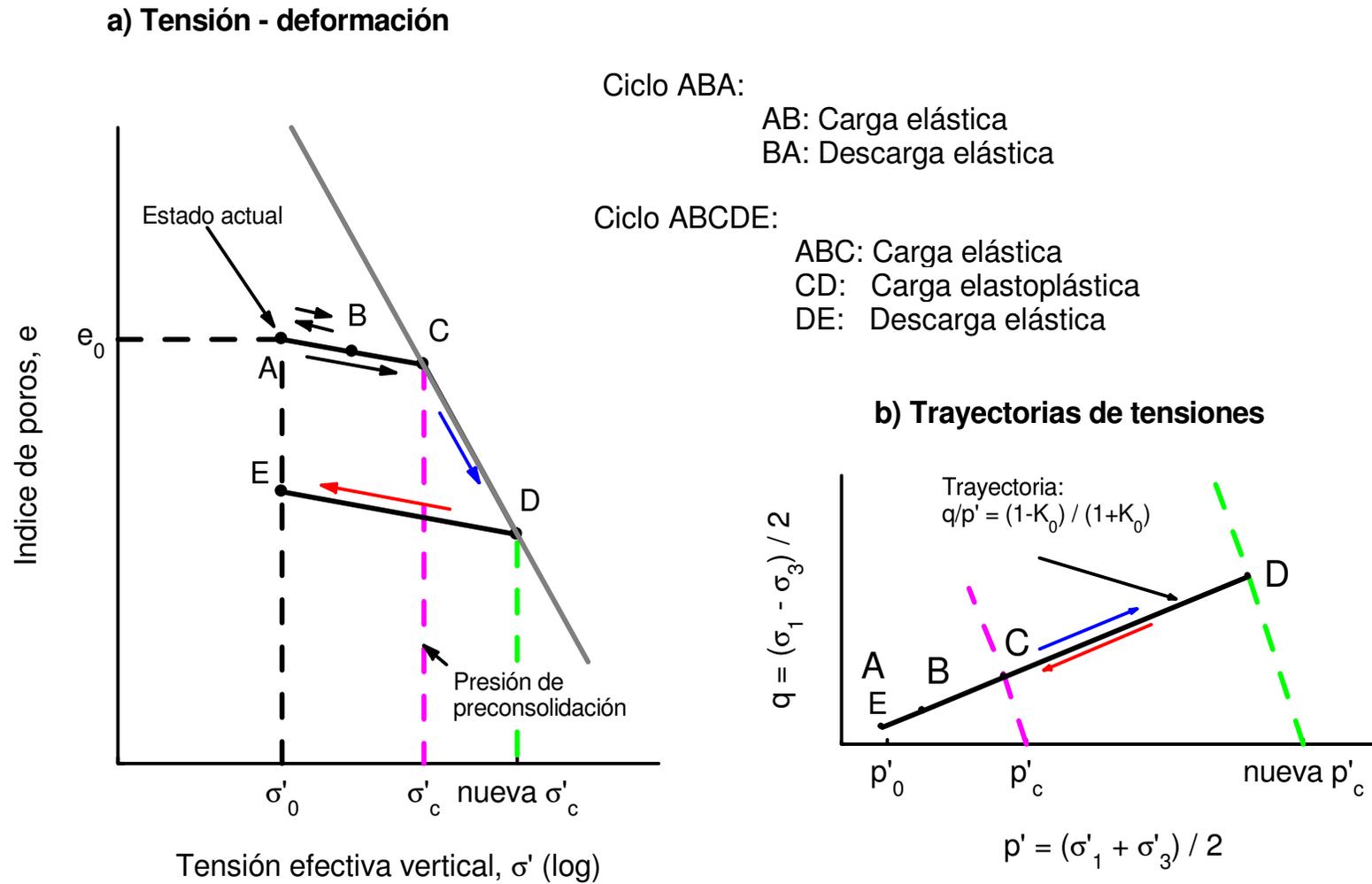


Figura 6.6. Compresión confinada. Ciclos de carga y descarga

– Generalización del concepto de preconsolidación

Es evidente que si se siguieran trayectorias ligeramente diferentes a la AC, se observaría un comportamiento parecido al descrito en el párrafo anterior, con un límite de plastificación al punto C. Así pues, la consolidación hasta un punto tal como el C crea una superficie frontera para el comportamiento elástico que en el plano (p',q) se traduce en una curva como la representada de trazos en la Figura 6.6-b). Para los puntos de esta superficie, el suelo está en el umbral de plastificación, lo que es lo mismo que decir que se comporta como normalmente consolidado.

Superada esta frontera, el material presenta rigidización por deformación, es decir que la superficie de plastificación se mueve hacia el exterior, aumentando el tamaño de la región de comportamiento elástico. Esta rigidización obedece al aumento de compacidad de la muestra debido a la contracción volumétrica experimentada a lo largo del tramo CD.

De esta forma, aunque en sentido estricto, la sobreconsolidación se define en términos de la tensión efectiva normal vertical en casos de compresión confinada horizontalmente, cabe generalizar el concepto a estados tensionales cualesquiera, de acuerdo con las pautas de la Figura 6.6. Así, si un suelo es cargado hasta un punto tal como el C de la Figura 6.6-b), y nunca más allá, diremos que este suelo está en el umbral de plastificación, y que se comporta como normalmente consolidado, no sólo si su estado de tensiones está en el

punto C, sino en cualquier punto de la superficie frontera creada, que pasa por C y representada de trazos en la Figura 6.6-b).

Se constata experimentalmente con carácter general que la superficie frontera es descendente en el sentido de las p' crecientes, como se indica en la Figura 6.6-a. Además, si se aplican trayectorias parecidas a la AC, pero con inclinaciones diferentes, las leyes tensión-deformación obtenidas son paralelas, es decir, tienen todas ellas pendientes prácticamente idénticas, en escala logarítmica de tensiones (C_s hasta la preconsolidación y C_c a partir de ella). Esto se ilustra en la Figura 6.7. De estas trayectorias, además de la edométrica (línea K_0), es interesante la correspondiente a compresión isótropa (que sigue el eje de abscisas), pues es la que se aplica en la fase inicial del ensayo triaxial, que más adelante veremos.

– Suelos granulares. Densificación

En suelos granulares, es un hecho conocido que, por su elevada permeabilidad, la acción de esfuerzos dinámicos (vibración o golpeo) produce una compactación del material, disminuyendo su índice de poros. De esta forma, es posible pasar del punto A al E de la Figura 6.6-a) directamente, sin variación de la tensión efectiva.

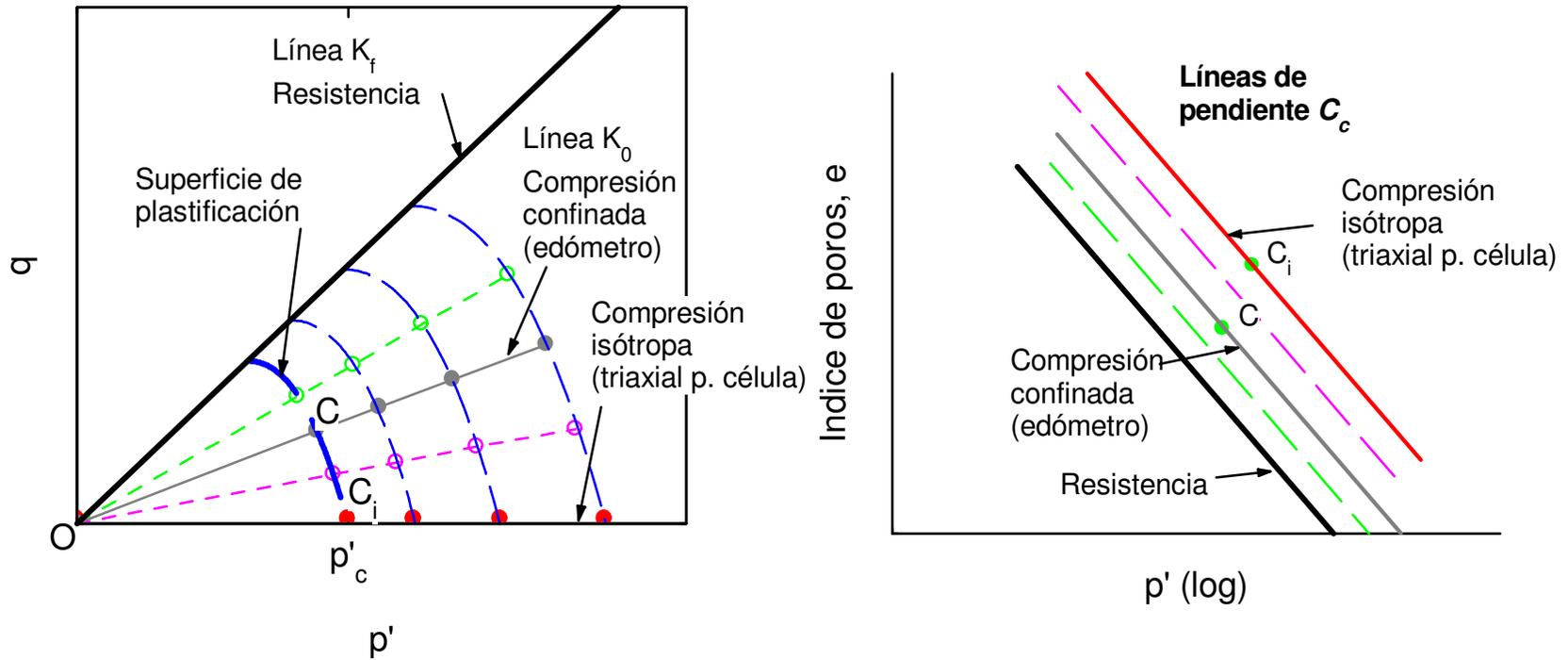


Figura 6.7. Deformabilidad en trayectorias de pequeña inclinación, por debajo de la línea K_f .

El efecto de esta compactación (A→E) es el mismo que habría producido un ciclo de preconsolidación ABCDE, por lo que puede hablarse de una preconsolidación equivalente. El comportamiento descrito en el

párrafo anterior para los suelos arcillosos es extensible a los suelos granulares, con diferencias de grado, no cualitativas.

Por ello, en lo que sigue, hablaremos de suelos arcillosos normalmente consolidados o con diversas razones de sobreconsolidación, y de suelos granulares flojos o densos. Estos conceptos, como se ha dicho, son en el fondo equivalentes.

En general, los suelos granulares son menos deformables que los arcillosos, por lo que las curvas de la Figura 6.6-a) son más tendidas. Ello hace que las presiones de preconsolidación equivalentes en suelos granulares fuertemente compactados resulten muy elevadas (Figura 6.8).

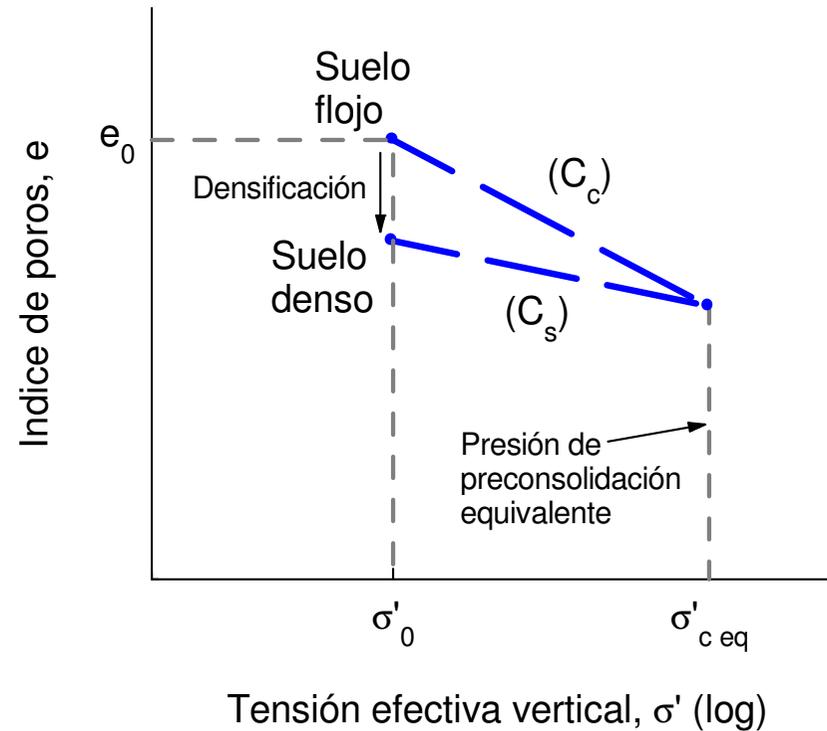


Figura 6.8. Densificación de suelos granulares. Preconsolidación equivalente

– Consecuencias

Como resumen de todo lo anterior, se puede concluir que el dominio elástico en el plano (p',q) no es indefinido horizontalmente (Figura 6.4), sino que está limitado por la presión de preconsolidación del suelo, p'_c , en el punto estudiado. En arcillas, se trata de preconsolidación real, y en arcillas blandas p'_c puede ser sólo ligeramente superior a la tensión actual de peso propio. En suelos granulares, salvo que se trate de arenas muy flojas, la presión de preconsolidación equivalente a la compactación por vibración puede ser muy elevada.

6.1.5 Ensayos de resistencia

Existen varios ensayos de laboratorio para medir la resistencia y deformabilidad de suelos. Puesto que el modo fundamental de rotura es por esfuerzos de corte (cf. Apdo. 6.1.1), el objetivo fundamental es hacer actuar esfuerzos tangenciales sobre la probeta. Hay dos tipos de ensayos:

- Ensayos de corte, caracterizados por la aplicación directa de tensiones tangenciales sobre las caras de la muestra. El más primitivo de ellos es el de corte directo, (Figura 6.9-b) en el que la muestra sólo puede deformarse por deslizamiento a lo largo de un plano predeterminado. Se trata del ensayo más antiguo, y a pesar de sus limitaciones se continúa empleando. En el ensayo de corte simple, de desarrollo más moderno,

se permite a la muestra deformarse de forma homogénea, distorsionándose uniformemente en todo su volumen (Figura 6.9-c). Salvo en algunos países de centro y norte de Europa, este ensayo se utiliza sólo en investigación y estudios especiales, pero no en trabajos convencionales.

- Ensayos triaxiales, en los que una probeta cilíndrica es sometida a tensiones normales verticales y horizontales. No se aplican directamente tensiones tangenciales, pero al ser distintas las tensiones aplicadas en dirección horizontal y vertical, hay tensiones tangenciales sobre cualquier otro plano inclinado del interior de la probeta. Una variante simplificada, de gran uso en la práctica, es el ensayo de compresión simple, en el que no se aplica ninguna tensión horizontal.

En los Apartados que siguen, se describen estos ensayos y se estudia el comportamiento de los suelos en ellos. Se sigue un orden de complejidad creciente, desde el de corte directo al triaxial. Para cada uno, se describe el ensayo y su interpretación. El comportamiento de los suelos reales se analiza a la luz de las teorías de estado crítico, pero manejando únicamente los conceptos, sin entrar en su formulación matemática.

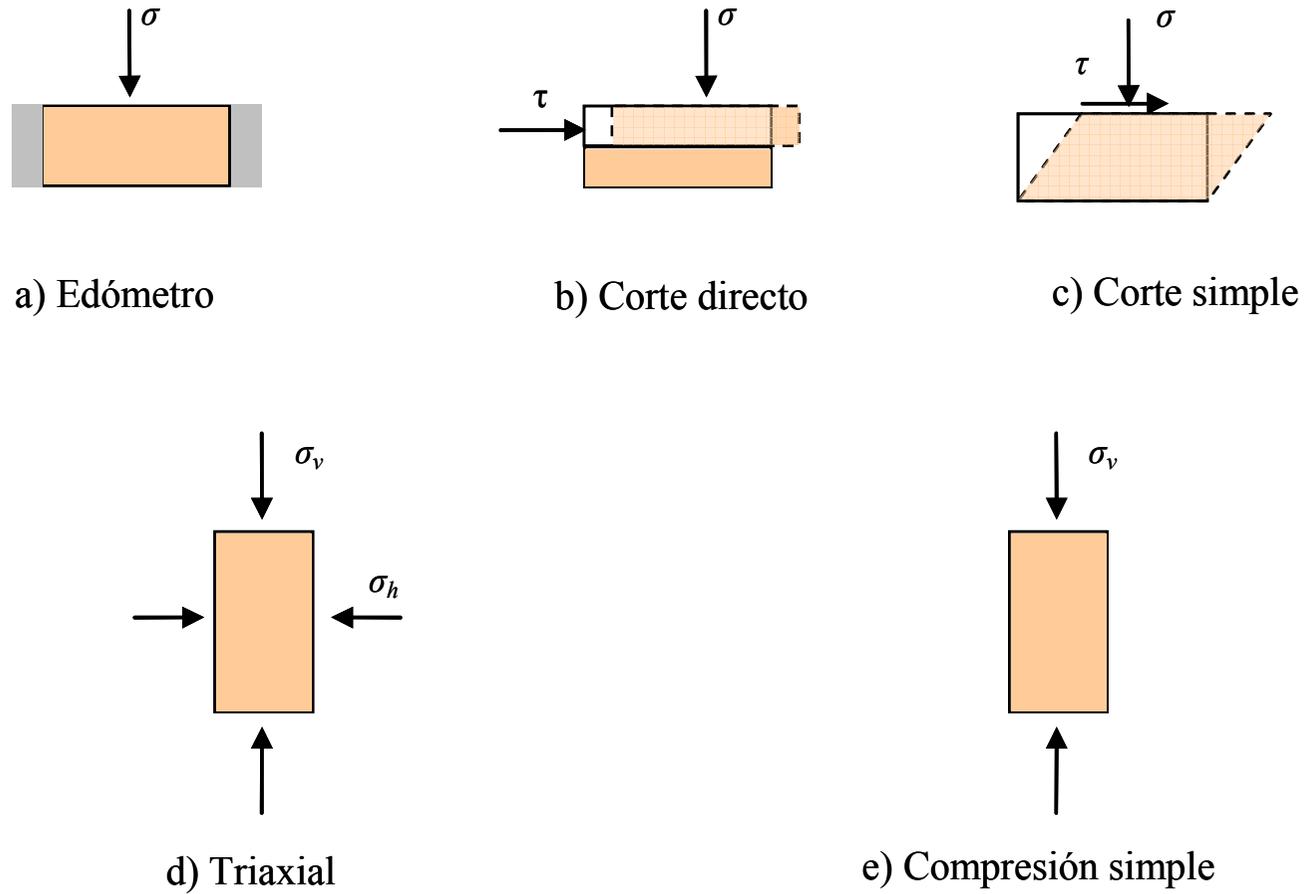


Figura 6.9. Principales ensayos de laboratorio de resistencia y deformabilidad de suelos

6.2 ENSAYOS DE CORTE

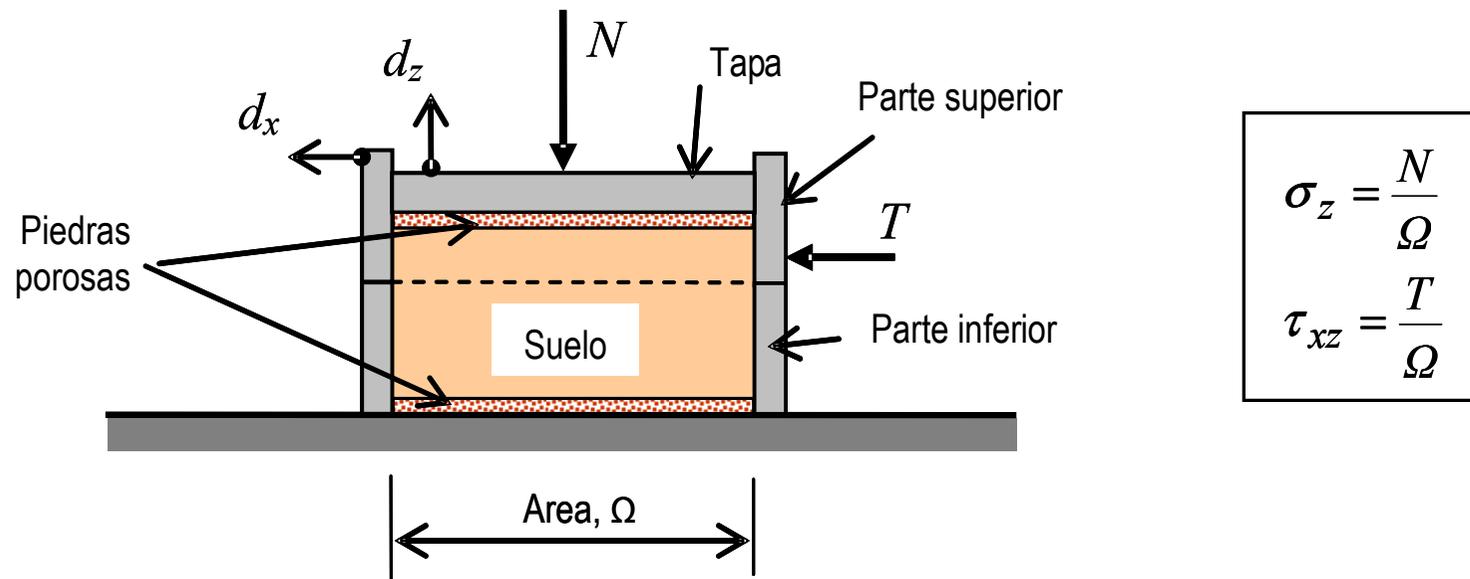
6.2.1 Ensayo de corte directo

6.2.1.1 Descripción

En este ensayo, la muestra está contenida en un molde muy rígido, de sección cuadrada o circular, de unos 50-100 mm de lado, dividido en dos mitades por un plano horizontal (Figura 6.10-a). La muestra se cubre con una tapa independiente, también rígida. En las caras superior e inferior, existen sendas piedras porosas que permiten el drenaje de la probeta (las placas metálicas de la base y la tapa están perforadas). El ensayo puede hacerse sobre muestras inalteradas o remoldeadas, compactadas en el interior del molde a la humedad y densidad requeridas.

Sobre la tapa se aplica una carga vertical que, repartida en el área de la probeta, supone una tensión normal σ_z . A continuación, se aplica una carga horizontal, que supone una tensión tangencial τ_{xz} , de forma que se produzca el deslizamiento entre las dos partes de la muestra (para ello es indiferente que la parte inferior sea fija y la superior móvil, o viceversa, habiendo aparatos de los dos tipos). Durante el ensayo se miden los desplazamientos relativos (horizontal, d_x , y vertical, d_z) entre las dos mitades de la muestra.

El objetivo del ensayo es mantener constante la tensión normal, y aumentar la tangencial hasta rotura. Por ello, la carga vertical suele aplicarse mediante sistemas de tensión controlada (lo más usual es mediante pesas). En cambio, para la tensión tangencial es más conveniente aplicarla como deformación controlada, haciendo deslizar la probeta a una velocidad constante, mediante un gato de empuje, y medir la carga horizontal que se aplica en cada momento (Figura 6.10-b).



a) Disposición de la muestra. Fuerzas y desplazamientos



b) Vista general del aparato

Figura 6.10. Ensayo de corte directo.

Para cada muestra se ensayan como mínimo tres probetas, aplicando en cada una de ellas una tensión normal diferente. Como resultado del ensayo, se representan los puntos de rotura de todas las probetas en el diagrama de Mohr (σ_z, τ_{xz}) y, para cada probeta, las curvas de evolución de la tensión tangencial y del desplazamiento vertical de la cara superior de la probeta, ambas en función del desplazamiento horizontal.

En cuanto a la presión intersticial, la muestra está en contacto con la atmósfera a través de sus dos caras, y también en su plano medio, a lo largo de la separación entre los moldes superior e inferior. De esta forma, sólo es posible controlar el drenaje por medio de la velocidad de aplicación de las cargas, y tratar de reproducir las situaciones extremas descritas en el Apartado 6.1.3:

- En suelos granulares, su alta permeabilidad hace imposible evitar el drenaje, por lo que los ensayos se hacen siempre asegurando el drenaje total de la probeta, de forma que las presiones intersticiales sean siempre nulas (esto es lo que ocurre en los procesos reales en estos suelos)⁵.

En arenas limpias, el ensayo se puede hacer en seco. Si existen finos, se hace con la muestra saturada e inundada de agua para destruir eventuales succiones capilares.

⁵ Se exceptúa el notable caso de los terremotos, en los que la vibración es tan rápida (varios ciclos por segundo) que incluso en arenas puede no haber drenaje.

- En suelos arcillosos, de permeabilidad baja, para que haya drenaje y evitar que se generen sobrepresiones intersticiales, las cargas normal y tangencial deben aplicarse con extrema lentitud, lo cual no plantea problema con los equipos actuales, motorizados. También es evidente que es imprescindible que la muestra esté inundada para evitar succiones capilares.

En estos suelos es posible también reproducir la situación contraria, de carga sin drenaje, sin más que aplicar las cargas a una velocidad moderada. Esto es representativo de la situación real, pues la permeabilidad es tan baja que en los casos usuales se supone que la aplicación de la carga es instantánea, es decir, que no se produce ninguna disipación de las presiones intersticiales generadas. En este caso, no se conoce la presión intersticial, pues el ensayo de corte directo no permite su medición, por lo que no se conocen las tensiones efectivas en la muestra, y sólo se puede interpretar en tensiones totales.

De todas formas, las tensiones iniciales, debidas al peso propio del terreno, son siempre de actuación lenta (con drenaje). Por ello, la tensión normal en el ensayo de corte, que trata de reproducir la consolidación bajo el peso propio, debe hacerse con drenaje (es decir, lentamente).

Como resumen, quedan los siguientes tipos de ensayos, atendiendo al drenaje:

- Ensayos con drenaje (D), realizables en todo tipo de suelos, con las precauciones comentadas sobre la velocidad de carga e inundación de muestra para suelos finos.
- Ensayos consolidados-sin drenaje (C-U), en los que la carga normal se aplica con drenaje, esperando el tiempo preciso para la consolidación, y la tangencial sin drenaje. En este aparato sólo son posibles en suelos relativamente impermeables (arcillas).
- Ensayos sin drenaje (U), en los que tanto la carga normal como la tangencial se aplican sin drenaje. Se trata de ensayos posibles, pero en principio sin sentido práctico, ya que la aplicación de la tensión normal no produce efecto alguno.

6.2.1.2 Interpretación

– Ensayos con drenaje (D)

Las tensiones sobre el plano de deslizamiento de la probeta son (σ_z, τ_{xz}) . No se conocen las restantes componentes $(\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}, \tau_{yz})$, lo cual limita las posibilidades de interpretación del ensayo. Además, el estado de tensiones varía de un punto a otro, y sólo en la zona media se pueden tomar como suficientemente aproximadas las tensiones indicadas en la Figura 6.10-a).

Por tanto, sólo se conoce un punto del círculo de Mohr, el que corresponde al plano horizontal, y sólo se puede representar la trayectoria seguida por este punto. Como la tensión normal σ_z permanece constante y la tangencial aumenta, la trayectoria será una línea vertical, que comienza en el eje de abscisas y acaba en la línea de resistencia de Coulomb.

Una vez representados los puntos de todas las probetas ensayadas, se obtiene la línea de resistencia intrínseca, y por tanto los valores de la cohesión y del ángulo de rozamiento interno. Si el suelo se comportase idealmente, bastarían dos probetas para definir la recta.

Es posible llevar la interpretación algo más allá. En el momento de la rotura, se supone que el deslizamiento se produce a lo largo del plano horizontal. Por tanto, el punto de rotura obtenido para cada probeta debe ser necesariamente el de tangencia del círculo de Mohr con la línea de resistencia (Figura 6.11). Ello permite trazar el círculo que cumple esta condición. Como el punto de tangencia corresponde al plano horizontal, la posición del polo está definida, lo que permite determinar completamente el estado de tensiones (tensiones principales y su orientación, etc.).

Sin embargo, esta interpretación debe matizarse. En primer lugar, está limitada al momento de la rotura. Antes de llegar a ella, no se dispone de ninguna condición para trazar el círculo de Mohr. Por otra parte, la hipótesis de que el plano horizontal sea el de deslizamiento, aunque parece evidente, no lo es; la

rotura se produce por distorsión del suelo en una zona en banda alrededor del plano medio, y es posible que los planos de deslizamiento dentro de esta zona no sean horizontales. Esto hace que la construcción de la Figura 6.11 sea sólo una simplificación.

Por lo que respecta a las deformaciones, no se conoce en realidad ninguna componente. Se miden los desplazamientos relativos, horizontal (d_x) y vertical (d_z) entre las dos mitades de la probeta. De ellos, el horizontal está relacionado con la distorsión γ_{xz} , pero para calcular ésta se necesitaría el espesor de la zona que se está realmente deformando, comentada en el párrafo precedente. Lo mismo puede decirse de la deformación vertical ε_z . Por ello, el ensayo de corte directo no permite obtener parámetros de la ley tensión-deformación, sino sólo de forma cualitativa. Las curvas de resultado del ensayo se presentan en función de los desplazamientos, no de las deformaciones unitarias.

Con estas salvedades, el diagrama $\tau_{xz}-d_x$ debe ser sensiblemente lineal al principio, con una pendiente relacionada con el módulo de corte del suelo, G , hasta alcanzar la tensión tangencial de rotura. En cuanto a la curva d_z-d_x , si el comportamiento es elástico, la acción de la tensión tangencial no debe producir ninguna deformación vertical (ver ley de Hooke), por lo que cabe esperar que no se produzcan desplazamientos verticales significativos hasta la rotura. Más adelante veremos que esto es un aspecto importante en el que el comportamiento de los suelos reales difiere del ideal de la teoría de la Elasticidad.

– Ensayos sin drenaje (C-U)

La utilidad de los ensayos de corte directo sin drenaje es limitada, pues el aparato no permite medir las presiones intersticiales, con lo que no se conoce ni siquiera la tensión efectiva normal sobre el plano de deslizamiento, σ'_z .

Sólo cabe hacer alguna consideración de tipo cualitativo. En primer lugar, no tiene sentido el diagrama de variación del desplazamiento vertical, pues al estar impedido el drenaje no puede haber cambios de volumen (ni el agua ni las partículas de suelo son compresibles, y para que el esqueleto del suelo se comprima o expanda, debe expulsar o admitir agua, lo que está impedido).

Estos ensayos, como ya se ha dicho, se limitan a suelos arcillosos. Su interpretación sólo es posible en tensiones totales, pues al no medirse la presión intersticial, no se pueden calcular las efectivas. Aun con esta salvedad, tienen una cierta utilidad, pues la tensión tangencial de rotura representa la resistencia al corte sin drenaje correspondiente a la tensión efectiva normal aplicada. Si ésta coincide con la tensión vertical que tenía la muestra antes de su extracción, el valor obtenido es la resistencia sin drenaje del terreno in situ, cuyo significado hemos discutido en el Apartado 6.1.3.

6.2.1.3 Comportamiento de los suelos. Arenas

– Influencia de la densidad

En la Figura 6.12 se presenta el resultado de un ensayo típico de una arena limpia. Se han ensayado en seco dos probetas de la misma arena, compactadas a distinta densidad relativa y sometidas a la misma tensión normal. Se pueden observar los siguientes hechos:

- La muestra de arena densa tiene una resistencia sustancialmente mayor que la floja. Sin embargo, esta resistencia presenta un pico y una caída posterior al continuar deformándose, llegando al final ambas muestras a la misma resistencia.
- La muestra densa presenta un significativo aumento de volumen durante el proceso de corte. En cambio, la arena floja sufre una contracción, de magnitud absoluta algo menor.
- La ley tensión-desplazamiento de la muestra densa tiene un tramo sensiblemente lineal hasta una tensión relativamente cercana a la resistencia de pico. En cambio, la ley para la muestra floja es no lineal prácticamente desde el comienzo.

Los hechos anteriores se observan de forma sistemática al ensayar cualquier muestra de arena, y obedecen a aspectos fundamentales de su comportamiento, que es interesante analizar.

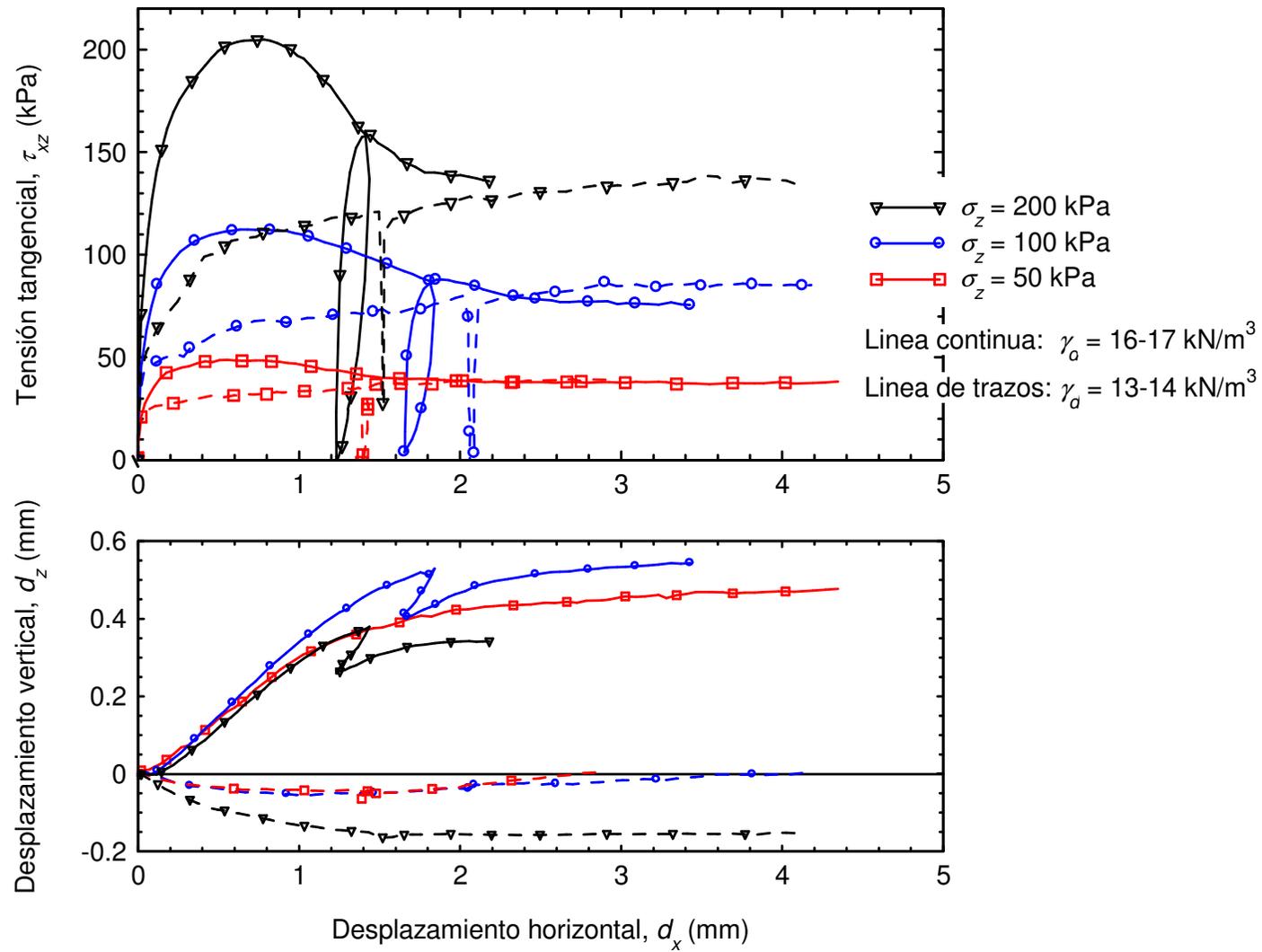


Figura 6.12. Ensayo de corte directo (muestra de 50×50 mm). Arena sílicea fina uniforme.

La única diferencia entre las dos muestras ensayadas es su densidad. En la arena densa, los granos se encuentran fuertemente imbricados (Figura 6.13-a). Por ello, cuando se produce la rotura por corte, los granos deben deslizar sobre los que tienen delante ascendiendo en una dirección inclinada con respecto a la del deslizamiento macroscópico. El resultado de esto es doble: por un lado, la resistencia aparente es mayor, y por otro, el deslizamiento tiene una componente ascendente, lo que provoca un aumento de volumen y un esponjamiento de la estructura del suelo⁶. Esto también explica la pérdida de resistencia después de la de pico, pues con la deformación va disminuyendo la inclinación del contacto a lo largo del que deslizan los granos.

En la arena floja, en cambio, los granos forman una estructura muy abierta (Figura 6.13-b). Al deslizar, van cayendo a posiciones más empaquetadas, con una disminución aparente de volumen. La resistencia va aumentando paulatinamente, sin presentar un valor de pico.

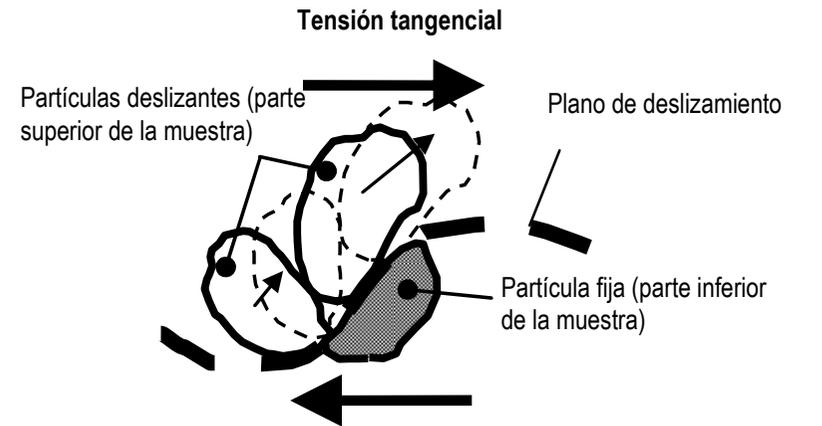
A esta variación de volumen ocasionada por la acción de esfuerzos tangenciales se le denomina dilatancia, y es una importante propiedad de los suelos. Los suelos densos presentan dilatancia positiva y los

⁶ Puede verse a título ilustrativo que si se hace deslizar un bloque sobre un plano horizontal con un ángulo de rozamiento ϕ , la relación entre la fuerza horizontal necesaria y el peso del bloque es $\text{tg}\phi$, mientras que si se le hace ascender sobre un plano inclinado un ángulo α con la horizontal, la relación entre fuerza horizontal y peso del bloque es $\text{tg}(\phi + \alpha)$.

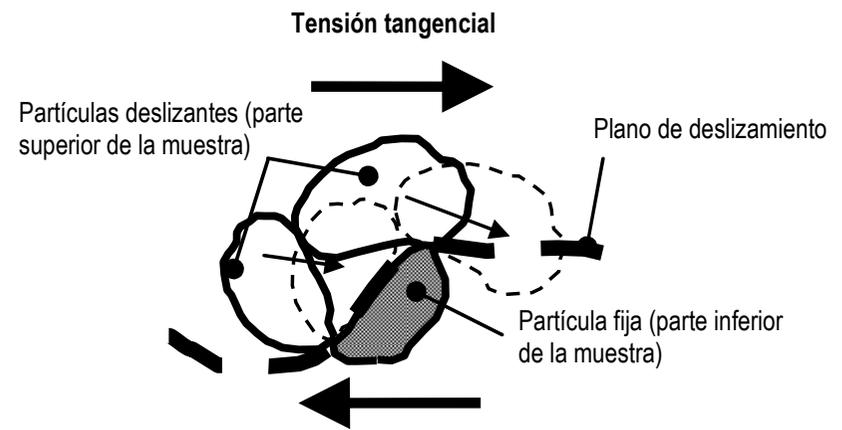
flojos negativa. Es importante señalar que la Elasticidad implica dilatación nula, pues no hay acoplamiento entre ϵ_z y τ_{xz} en la ley de Hooke.

De todas formas, el ensayo de corte directo no permite la evaluación cuantitativa de la dilatación, pues no se conocen las deformaciones unitarias en la zona de rotura, por lo que no se puede profundizar más en las apreciaciones anteriores.

Por último, el hecho de que para grandes deformaciones la resistencia final sea la misma para las dos muestras también tiene sentido: en la muestra densa se produce un aumento de volumen, es decir, una disminución progresiva de la densidad, lo que debe suponer una disminución de su tendencia a dilatar. En la floja ocurre lo contrario. Aunque no es posible determinar la evolución de la densidad de la muestra



a) Suelo denso. Dilatación positiva



b) Suelo flojo. Dilatación negativa

Figura 6.13. Mecanismos de dilatación

durante el ensayo, el hecho de que las dos muestras lleguen a la misma resistencia es un indicio de que han debido llegar a la misma densidad (en la zona de rotura).

En la fase final, el deslizamiento se produce a volumen constante, sin dilatación. A esto se denomina estado crítico del suelo; este estado viene definido por una densidad o un índice de poros igual para ambas muestras, independiente de la densidad de compactación inicial.

– Influencia de la tensión normal

Si se ensayan varias muestras con distintas tensiones normales, al representar el resultado en el plano de Mohr, se obtiene para las muestras densas un ángulo de rozamiento de pico y otro crítico. Para las flojas, se obtiene un único valor de resistencia, coincidente con el final (crítico) de las muestras densas.

La resistencia crítica, que es la misma para cualquier densidad, viene definida con gran aproximación por una línea recta pasando por el origen, es decir, con cohesión nula y un ángulo de rozamiento interno crítico, ϕ_{cr} , constante. Este ángulo, único por tanto para cada suelo, suele estar en las arenas reales en torno a 30° .

El ángulo de rozamiento interno de pico, ϕ_p , es en cambio función de la densidad de la arena. Es siempre superior al crítico y para arenas compactadas cerca de la densidad máxima puede llegar a 40° o incluso valores superiores.

Como ya se ha comentado, la densificación de los suelos granulares por vibración es equivalente a una cierta preconsolidación (cf. Apdo. 6.1.4). Por tanto, parece que si se hace el ensayo sobre la arena densa con una tensión normal mayor, la tendencia a dilatar de la muestra densa se vería más coartada, y si la tensión normal es suficientemente elevada, podría superarse la presión de preconsolidación equivalente a la compactación, y la arena pasaría a comportarse como "floja", es decir, llegando a la resistencia crítica sin pasar antes por un valor de pico superior.

Esto es efectivamente así, pero en arenas, la deformabilidad confinada es tan pequeña que la presión de preconsolidación equivalente es muy grande (Figura 6.8). Por ello, sólo para grandes tensiones normales (decenas de MPa) se observa de forma significativa la curvatura de la línea de resistencia de pico, confundiéndose con la crítica. Esto tiene importancia práctica, por ejemplo, en la resistencia por la punta de pilotes en arena a gran profundidad, en que se llega a tensiones altas, y la disminución del ángulo de rozamiento respecto a ensayos de laboratorio a tensiones bajas es significativa.

Por lo que se refiere al índice de poros crítico, que separa los comportamientos denso y flojo, de lo anterior se deduce que no debe ser único para cada suelo, sino que debe decrecer con la tensión normal, pero siendo notable sólo para tensiones muy altas.

6.2.1.4 Comportamiento de los suelos. Arcillas

– Ensayos con drenaje (D)

El comportamiento con drenaje de las arcillas es cualitativamente similar al de las arenas, pero con grandes diferencias en su cuantificación. Aparecen los mismos aspectos fundamentales: dilatancia positiva y negativa, resistencias de pico y crítica, etc. Las diferencias respecto a las arenas se manifiestan en:

- Las diferencias en densidad (en arcillas es más habitual hablar en términos de índice de poros) están asociadas a procesos de sobreconsolidación, ya que por su baja permeabilidad estos suelos no se densifican por vibración o compactación dinámica rápida (cf. Apartado 6.1.4). Por ello, en lugar de los términos "denso" y "flojo" se habla de diferentes razones de sobreconsolidación. Las arcillas normalmente consolidadas o ligeramente sobreconsolidadas ($RSC \leq 1,5$) no presentan resistencia de pico y tienen dilatancia negativa. Para RSC superior a 3 o 4 comienzan a mostrar comportamiento dilatante y resistencia de pico. En cualquier caso, la dilatancia suele ser bastante menor que en arenas.

- La deformabilidad de las arcillas es por otra parte mucho mayor que la de las arenas, por lo que la disminución la resistencia de pico con la tensión normal es más notorio. La presión de preconsolidación suele estar en el rango alcanzable con los ensayos de laboratorio habituales.

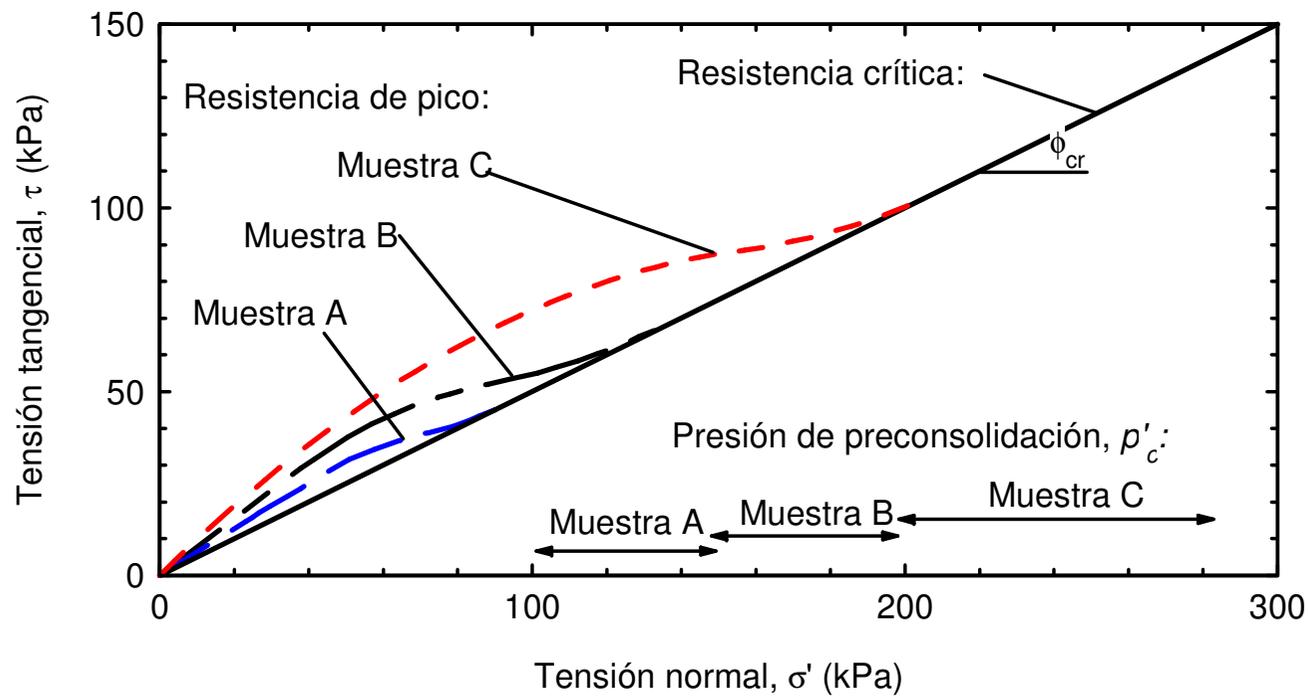


Figura 6.14. Corte directo con drenaje en arcillas. Influencia de la presión de preconsolidación.

La Figura 6.14 muestra un caso típico. Para presiones superiores a la de preconsolidación, la resistencia es la crítica, y es una línea recta pasando por el origen. El ángulo de rozamiento crítico, ϕ_{cr} , toma valores en general en el rango entre 20° y 30°. Para presiones inferiores, la línea de resistencia de pico presenta una curvatura apreciable.

En arcillas, si se aumenta indefinidamente la distorsión, se observa que la resistencia disminuye, hasta un ángulo de rozamiento claramente menor que el crítico. A esto se denomina resistencia residual. Se debe a que en las arcillas las partículas son muy aplanadas (la relación entre las dimensiones mayor y menor de una partícula de arcilla puede variar entre 10 y 100), por lo que a lo largo del proceso de corte, se van paulatinamente colocando paralelas a la dirección del deslizamiento, con lo que disminuye la resistencia. Los ensayos convencionales no permiten desplazamientos mayores del 10% del tamaño de la muestra, por lo que para llegar a condiciones residuales se precisan dispositivos especiales que se comentan más adelante.

La resistencia residual tiene importancia en procesos reales en los que se produzcan deformaciones muy grandes, siendo el caso más típico el de deslizamientos de laderas. Si en una ladera hubo un deslizamiento en épocas pretéritas, la resistencia a lo largo de la superficie de deslizamiento puede haber descendido a valores próximos al residual. Si ahora se procede a hacer una obra en esta ubicación (cimentación de una estructura, construcción de un terraplén o excavación de un desmonte), el

dimensionamiento debe hacerse con estos parámetros resistentes. El ángulo de rozamiento residual de arcillas puede llegar a ser tan bajo como 7-10°.

– **Ensayos consolidados-sin drenaje (C-U)**

Hemos visto que en los ensayos con drenaje, al aplicar la tensión tangencial se producían unas ciertas deformaciones volumétricas, con dilatación positiva (aumento de volumen) en suelos densos, fuertemente sobreconsolidados, y negativa (contracción) en suelos flojos, normalmente consolidados o ligeramente sobreconsolidados.

En una muestra de suelo saturado, si la tensión tangencial se aplica sin permitir el drenaje, no puede haber cambio de volumen, pues. Entonces el suelo, al distorsionarse, intenta cambiar de volumen como se esquematiza en la Figura 6.13. Un suelo flojo tiende a contraerse (Figura 6.13-b), y por tanto a expulsar agua. Al no poder hacerlo, el agua es sometida a compresión por los granos de suelo que intentan aproximarse unos a otros. En el caso de un suelo denso, ocurre lo contrario: los granos tienden a separarse entre sí por la dilatación positiva (Figura 6.13-a), y ello hace que el agua entre en tracción, o disminuya su presión inicial.

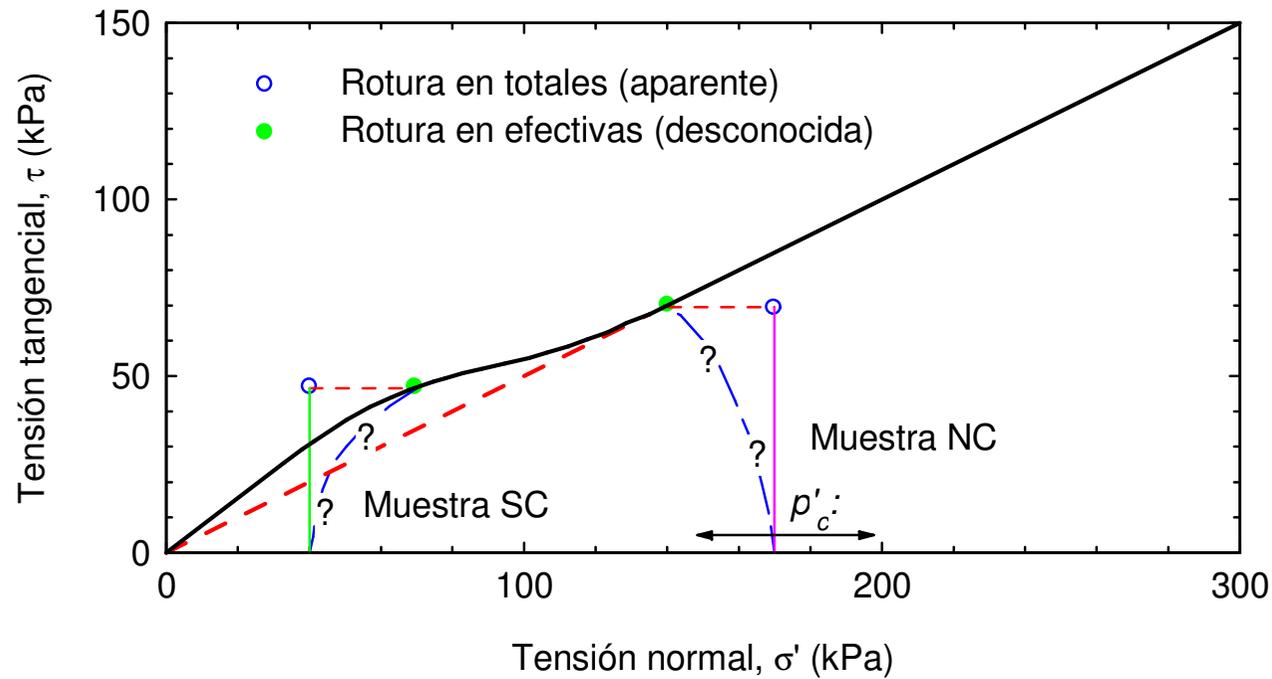


Figura 6.15. Corte directo consolidado-sin drenaje (C-U) en arcillas. Resistencia aparente en función de la razón de sobreconsolidación

El resultado es que en los suelos flojos, la aplicación de la tensión tangencial produce aumento de la presión intersticial, y en suelos densos, disminución. Esta correspondencia entre cambios de volumen (con drenaje) y variaciones de la presión intersticial (sin drenaje), es uno de los conceptos más importantes de la Mecánica del Suelo.

La implicación en la resistencia obtenida se ilustra de forma esquemática en la Figura 6.15. Si se aplica una tensión normal muy inferior a la de preconsolidación (RSC grande), la disminución de presiones intersticiales al aplicar la tensión tangencial hará que la trayectoria efectiva se desplace hacia la derecha, resultando una resistencia aparente mayor. Por el contrario, para tensión normal igual o ligeramente inferior a p'_c la trayectoria efectiva se irá hacia la izquierda al aumentar la presión intersticial, con el resultado de una resistencia aparente menor.

Más adelante, al estudiar el ensayo triaxial, en el que sí se miden presiones intersticiales y deformaciones unitarias, se interpretarán cuantitativamente estos aspectos del comportamiento.

6.2.2 Variantes del ensayo de corte directo

– Ensayos de gran tamaño

Los aparatos de corte directo usuales admiten muestras de 50 a 100 mm de dimensión horizontal, bien con planta circular o cuadrada. La fabricación de aparatos para muestras de tamaño mayor es relativamente sencilla sin un coste excesivo. Existen aparatos comerciales para muestras de hasta 30×30 cm, con lo que pueden ensayarse suelos con partículas gruesas (gravas, escolleras). Las normas suelen fijar un tamaño máximo de partícula de 1/5 de la dimensión de la muestra.

– Ensayos sobre discontinuidades

Los ensayos de corte directo han encontrado una aplicación muy interesante para medir la resistencia al corte de planos de discontinuidad de suelos y rocas. Para ello, la muestra debe tallarse y colocarse en el molde cuidadosamente de forma que el plano de discontinuidad quede paralelo a las caras de la probeta y a la altura de la separación entre las partes superior e inferior, rellenando con escayola u otro material similar los espacios entre muestra y molde.

– Ensayos in situ

Otra extensión interesante es la ejecución de los ensayos de corte directo in situ. La probeta se talla excavando a su alrededor, y luego se envuelve con un molde metálico, rellenando los huecos con escayola o mortero. Las cargas normal y tangencial se aplican con gatos hidráulicos. Si es un ensayo superficial, la excavación es en zanja, y debe establecerse en la parte superior un elemento de apoyo para proporcionar la reacción necesaria para el gato de carga normal, de peso mayor que la carga a aplicar. Si es un ensayo profundo, en galería, el techo de la excavación cumple este objetivo. Estos ensayos son habituales en reconocimientos para cimentaciones de presas u otras obras singulares, y se hacen con dimensiones del orden de 500×500 mm, aunque en ocasiones se hacen de mayor tamaño.

– Aparatos con inversión de sentido

La mayoría de los aparatos comerciales actuales disponen de un mecanismo para, además de graduar la velocidad de aplicación de la carga horizontal, permitir hacerlo en ambos sentidos. Esto puede utilizarse para análisis de la resistencia frente a cargas cíclicas, pero también se usa para el estudio de la resistencia residual de arcillas, comentada más arriba. La orientación progresiva de las partículas de arcilla por deformación puede reproducirse a base de grandes desplazamientos alternativos en uno y otro sentido, con lo que se puede llegar a una situación suficientemente parecida a la residual.

– Aparatos de corte anular

Se trata también de un sistema de desarrollo antiguo, para estudiar también el comportamiento en grandes deformaciones. La muestra, de sección transversal rectangular, tiene planta anular, cerrándose sobre sí misma (Figura 6.16). La carga tangencial se aplica mediante un momento torsor. Por supuesto, la forma y tamaño del molde limita el ensayo a muestras remoldeadas, compactadas en el interior del mismo.

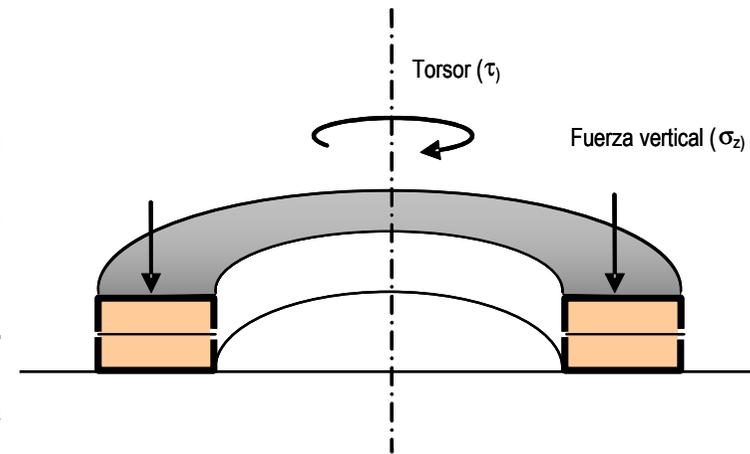


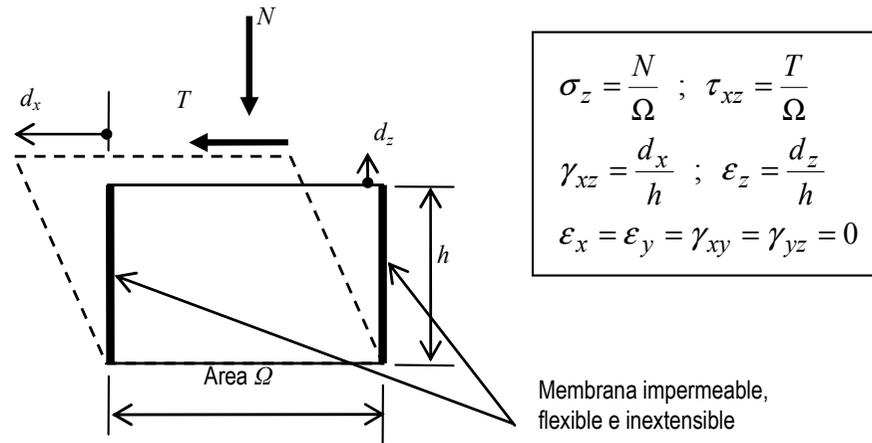
Figura 6.16. Ensayo de corte anular.
Esquema

6.2.3 Ensayo de corte simple

El ensayo de corte simple se desarrolló en época relativamente reciente (hacia 1950) en los países escandinavos, y trata de mantener los aspectos generales del de corte directo, pero superando sus limitaciones. En particular:

- Aplicación de un estado de tensiones y de deformaciones uniforme en la muestra (es decir, igual en todos sus puntos).
- Control del drenaje con independencia de la velocidad de aplicación de las cargas.
- Medida de la presión intersticial, de modo que los ensayos sin drenaje puedan interpretarse en tensiones efectivas.

En la Figura 6.17-a) se puede ver un esquema de las deformaciones y tensiones. Sobre la cara superior de la probeta, de planta en general circular, se aplican unas tensiones normal y tangencial. La probeta se puede distorsionar uniformemente, y puede experimentar libremente deformaciones verticales. En cambio, no se permite la deformación horizontal. Se conocen todas las deformaciones y todas las tensiones, con una importante excepción: las tensiones normales horizontales, σ_x y σ_y . Por otra parte, se conoce la presión intersticial en todo momento, con lo que todas las componentes citadas son efectivas.



a) Disposición de la muestra. Tensiones y deformaciones



b) Vista general del aparato

Figura 6.17. Ensayo de corte simple

La forma de imponer este estado en los aparatos usuales es rodeando la muestra con una membrana flexible e impermeable, reforzada circularmente con un hilo metálico inextensible. De esta forma se permite la distorsión, con deformación horizontal nula. Al mismo tiempo, la membrana impide el drenaje lateral, y éste sólo se puede producir a través de las bases, provistas de sendas piedras porosas. El agua expulsada por la muestra circula por un sistema de tubos que pueden desaguar a la atmósfera (ensayos con drenaje) o ir a un circuito cerrado (ensayos con drenaje) provisto de un sistema manométrico para medir la presión intersticial.

Con esto, sigue sin ser posible la determinación del estado de tensiones completo en todo momento, y sólo se conocen las tensiones sobre el plano horizontal. A cambio, se conocen todas las deformaciones, con lo que es posible cuantificar lo que en el ensayo de corte directo quedaba como hipótesis más o menos plausible. Así, la pendiente de la ley $\tau_{xz}-\gamma_{xz}$ es el módulo transversal, G . Las variaciones de la deformación volumétrica (igual a ε_z) permiten calcular en todo momento el índice de poros. Así, es posible comprobar los dos importantes aspectos siguientes:

- Al ensayar muestras del mismo suelo bajo la misma presión normal, pero compactadas a distintas densidades (o con distintas razones de sobreconsolidación), todas ellas llegan al final al mismo índice de poros, en lo que hemos denominado estado crítico (Wroth, 1958).

- El índice de poros crítico decrece con la tensión normal, y se observa sistemáticamente que lo hace aproximadamente según una ley logarítmica, paralela a la línea de compresión noval (pendiente C_c) en el plano edométrico, pero situada por debajo de ella (Stroud, 1971).

Por estas razones, el ensayo de corte simple constituye una útil herramienta para el estudio del comportamiento mecánico de los suelos, especialmente en casos en los que lo que predomine sea un esfuerzo de corte cuasihorizontal. En su versión cíclica (con aplicación de cargas tangenciales alternativas de forma mecanizada, controlando su amplitud y frecuencia), ha sido y es profusamente empleado para el estudio de los esfuerzos sísmicos. Sin embargo, no suele utilizarse de forma extensiva en estudios convencionales de carácter práctico.

6.3 ENSAYOS TRIAXIALES

El triaxial es sin duda el más refinado de los ensayos de uso extendido en la práctica para el estudio de la resistencia y deformabilidad de suelos. Los primeros modelos son de 1930-40, y deben destacarse las contribuciones por parte de A.W. Bishop en Londres durante las tres décadas siguientes.

El objetivo fundamental del ensayo es aplicar tensiones normales diferentes en direcciones horizontal y vertical, sobre una probeta cilíndrica. De esta forma, el estado de tensiones tiene simetría de revolución, es

decir, las tensiones (y deformaciones) son iguales en todas las direcciones horizontales. Al mismo tiempo, se controlan el drenaje y la medida de presiones intersticiales.

6.3.1 Descripción

– Equipo y disposición del ensayo. Ensayos D y C-U

La probeta (Figura 6.18-a) se encuentra rodeada por una membrana flexible e impermeable. Lleva sendas piedras porosas en las bases para drenaje del agua intersticial. El conjunto va sumergido en el interior de una célula también cilíndrica, de bases y paredes rígidas, llena de agua a presión. Esta presión de célula proporciona una tensión normal isótropa (igual en todas direcciones) sobre la probeta.

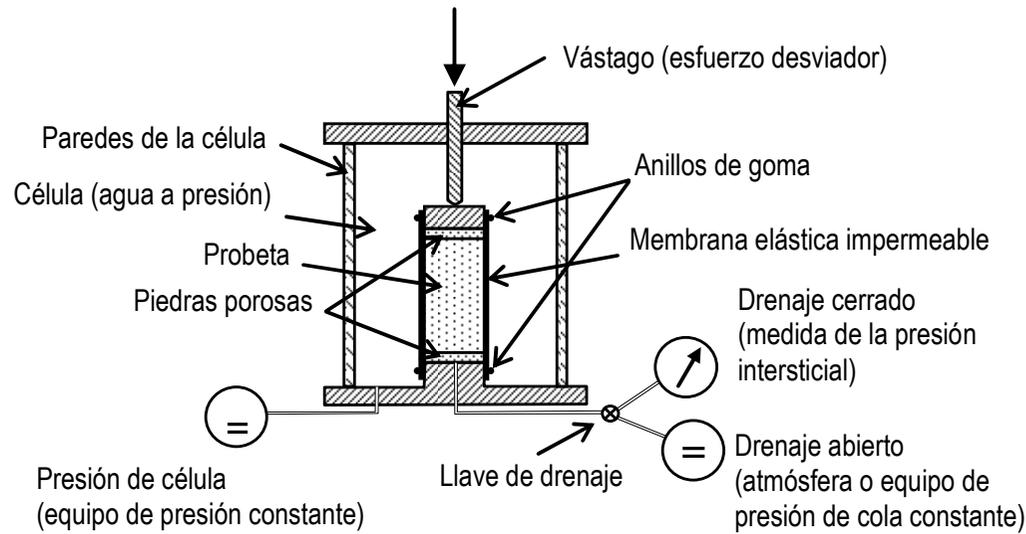
La carga vertical se aplica a través de un vástago que penetra en la célula por su parte superior, a través de una abertura estanca y lubricada. La fuerza aplicada debe en primer lugar vencer la resultante de la presión de célula actuando sobre el área transversal del vástago. Una vez superado este valor, la fuerza

adicional ejercida dividida por el área de la probeta constituye un incremento de la tensión normal vertical, o esfuerzo desviador⁷.

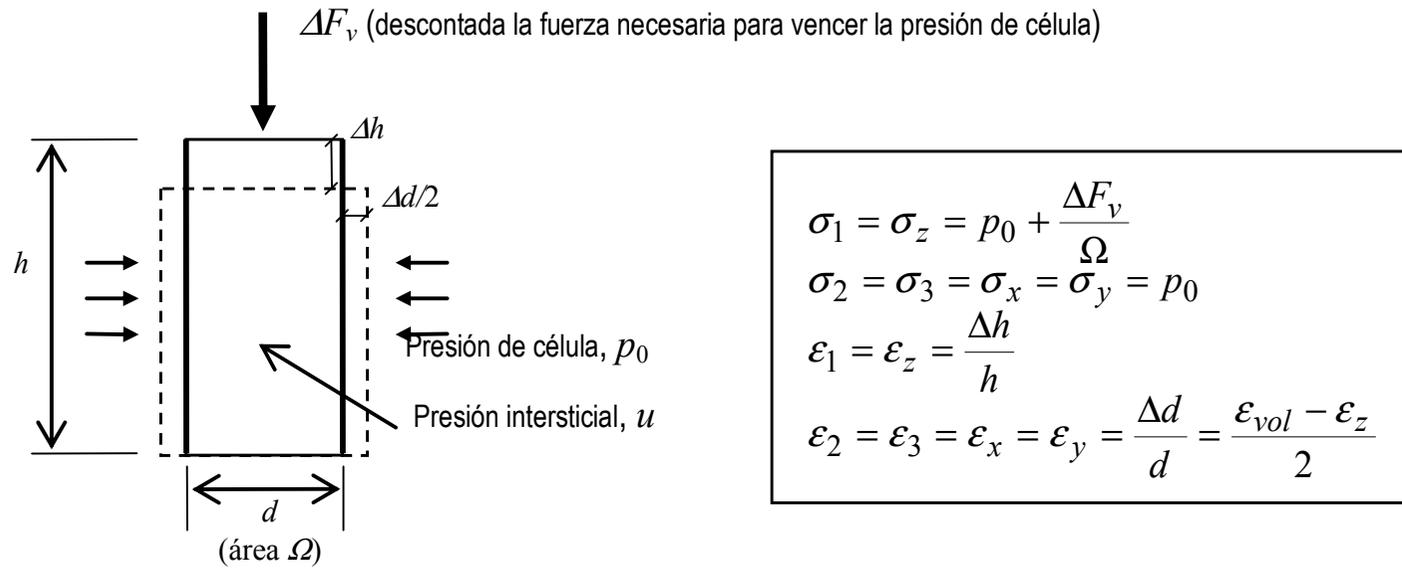
El agua de los poros de la probeta se comunica con el exterior a través de un tubo que parte de una o de las dos bases. Este conducto tiene una llave que permite abrir el drenaje o dejarlo cerrado. En el primer caso, se instala un equipo de medida del volumen de agua que entra o sale de la probeta a lo largo del ensayo, lo que, al estar el suelo saturado, coincide con el cambio de volumen de la probeta. En el caso de drenaje cerrado, se conecta un sistema de medida de la presión intersticial.

Todo el conjunto de la célula se introduce entre los platos de una prensa de ensayo a compresión vertical, que actúa sobre el vástago. Como se trata de estudiar la rotura, es usual utilizar prensas de deformación controlada, aplicando la deformación vertical a velocidad constante y midiendo la carga ejercida en cada momento.

⁷ En realidad, la denominación "esfuerzo desviador" indica la diferencia entre las tensiones principales máxima y mínima ($\sigma_1 - \sigma_3$). Sin embargo, como en esta fase del ensayo triaxial la tensión σ_3 se mantiene constante, se identifica el esfuerzo desviador con el incremento de la tensión vertical.



a) Célula triaxial



b) Disposición de la probeta. Tensiones y deformaciones

Figura 6.18. Ensayo triaxial

El ensayo consta de dos fases:

- En primer lugar, se aplica la presión de célula isotrópica, que produce por tanto una consolidación de la probeta, sin esfuerzos tangenciales.
- A continuación, se aplica el esfuerzo desviador, manteniendo constante la presión de célula. Ello supone aumentar la tensión vertical respecto a la horizontal, lo que induce tensiones tangenciales en cualquier plano inclinado en el interior de la probeta.

Las dos acciones aplicadas (presión de célula y esfuerzo desviador) juegan papeles análogos a las tensiones normal y tangencial, respectivamente, en los ensayos de corte ya descritos.

Durante la aplicación del desviador, además de la deformación vertical, en ensayos con drenaje se mide la deformación volumétrica, mediante el volumen de agua expulsado o admitido por la probeta. Ello permite calcular por diferencia la deformación horizontal.

En ensayos sin drenaje esta deformación volumétrica es obviamente nula, y en su lugar se mide la presión intersticial generada.

Al poder controlar el drenaje, no hay limitación a hacer ensayos con drenaje (D) o consolidados-sin drenaje (C-U) en cualquier tipo de suelo.

Previamente al ensayo en sí, debe saturarse la probeta, para anular la succión capilar existente y por otra parte, asegurar que no existen en su interior burbujas de aire, que falsearían las medidas de los cambios de volumen y de la presión intersticial. Para ello, lo más eficaz es aplicar al agua de los poros una presión (presión de cola) suficientemente elevada como para disolver las posibles burbujas, siendo habitual emplear una presión de 600 kPa (equivalente a 60 m de altura de columna de agua). Naturalmente, debe aplicarse una presión igual (o ligeramente superior) al agua de la célula, pues de lo contrario la presión efectiva sería negativa y se produciría la disgregación de la probeta. Posteriormente, se mantiene esta presión durante todo el ensayo, para prevenir posibles presiones intersticiales negativas que causen cavitaciones (recuérdese que en suelos densos se pueden producir disminuciones de la presión intersticial al aplicar tensiones tangenciales, Figura 6.15). En realidad, la presión de cola, como se aplica por igual a la presión intersticial y a la total, no tiene efecto sobre el comportamiento del suelo, y se suele descontar en los cálculos. Si el ensayo se hace con drenaje, la salida del agua de la probeta no va a la atmósfera, sino a un equipo que mantiene la presión constante e igual a la presión de cola aplicada.

– El ensayo de compresión simple

Una variante muy simplificada del ensayo triaxial es el de compresión simple. En este ensayo, de profusa aplicación en la práctica y de desarrollo muy anterior al triaxial, se somete la muestra a una tensión

vertical hasta rotura, midiendo la deformación axial (Figura 6.9-e). Las diferencias que existen frente al ensayo triaxial son:

- La muestra está expuesta al aire, sin célula ni membrana impermeable que la rodee.
- No se aplica presión lateral.
- No se mide ni se controla la presión intersticial de la probeta.
- Como consecuencia de lo anterior, la fase previa del ensayo (saturación de la probeta y anulación de la succión capilar) no tiene lugar.

Este ensayo no sería posible físicamente si la carga se aplicara con drenaje, pues aun en arcillas la cohesión efectiva es realmente nula o muy pequeña (ver Figura 6.14), con lo que la resistencia a compresión simple sería prácticamente cero. De hecho, la probeta no se podría mantener estable por sí misma si la tensión efectiva fuese nula.

El ensayo sólo tiene sentido, pues, si se realiza sin drenaje y el agua intersticial de la probeta es negativa, es decir, succión capilar (si no existiera esta succión, la probeta no sería estable, y se desmoronaría simplemente bajo su propio peso). Al no existir membrana, el control del drenaje es posible sólo a través de la velocidad del ensayo, como ocurría en el ensayo de corte directo, lo que en todo caso limita la posibilidad de ensayo a los suelos arcillosos.

Por todo lo anterior, este ensayo, a pesar de su profusa utilización y de su aparente sencillez, es en realidad difícil de interpretar, pues se trata de un ensayo sin drenaje, en el que las presiones intersticiales, que no se miden, son controladas por la respuesta del suelo.

– **Ensayo U**

En esta modalidad, todo el proceso, incluso la aplicación de la presión de célula, tiene lugar sin drenaje. Tampoco se lleva a cabo la fase previa de saturación y anulación de la succión capilar. Por ello, aunque por la utilización de la célula y membrana es un ensayo triaxial, en realidad es más parecido al de compresión simple, pues la resistencia viene gobernada por la succión capilar inicial de la probeta, ya que la aplicación sin drenaje de la presión de célula produce un incremento igual de la presión intersticial, con lo que la presión efectiva sigue siendo la misma. El ensayo sólo tiene sentido en suelos de permeabilidad media (arcillas con cierta componente limoarenosa), en los que el ensayo de compresión simple no puede hacerse con garantías de que no haya drenaje durante la aplicación del desviador.

6.3.2 Interpretación

En la Figura 6.18-b) se presentan las componentes de tensiones y deformaciones aplicadas o medidas durante el ensayo. La tensión principal mayor es la vertical, y la menor la horizontal. La intermedia es igual a la menor ($\sigma_2 = \sigma_3$).

Todas las tensiones se suponen uniformes en toda la probeta. Sin embargo, esto es sólo una aproximación, pues las piedras porosas de las bases son muy rugosas, lo que hace que la probeta no pueda expandirse horizontalmente en sus proximidades, apareciendo tensiones tangenciales en las bases. Entonces, en vez de la deformación ideal dibujada de trazos en la Figura 6.18-b), la probeta adquiere forma de tonel, expandiéndose horizontalmente en su zona central, pero no en sus extremos. Esto obliga a utilizar probetas esbeltas, con altura doble del diámetro, de forma que exista una zona central de deformación homogénea suficientemente grande, en la que las tensiones sean aproximadamente las indicadas. Sin embargo, las deformaciones medidas corresponden al conjunto de la probeta (deformación vertical medida entre las bases, deformación volumétrica mediante variaciones del volumen total); la situación es aún peor respecto a la presión intersticial, que se mide precisamente en las bases, donde las tensiones y deformaciones distan más de ser las ideales.

Esto hace que el ensayo no pueda llevarse hasta grandes deformaciones (típicamente sólo hasta el 8-10%), pues a la rugosidad de las bases se añade la constricción que impone la membrana. Aun con estas limitaciones, se trata de un ensayo de gran utilidad, y, como ya se ha dicho, la mejor herramienta para estudiar el comportamiento mecánico de los suelos. En trabajos de investigación es usual emplear sistemas especiales, con medida de tensiones, deformaciones y presión intersticial en el interior de la probeta utilizando sensores de pequeño tamaño.

6.3.2.1 Ensayo con drenaje (D)

– Trayectorias de tensiones. Resistencia

En la Figura 6.19 se representa la trayectoria de tensiones efectivas durante el ensayo⁸ (al haber drenaje, la presión intersticial es nula y las tensiones efectivas coinciden con las totales).

- Inicialmente, todas las tensiones son nulas (en la práctica, se da una presión de célula ligeramente mayor a la de cola, de forma que haya una pequeña presión efectiva para asegurar la estabilidad de la probeta).

⁸ En la Figura 6.19 se representa también el círculo de Mohr en el estado final, superponiendo los planos $p-q$ y $\sigma-\tau$. En todo lo que sigue, se omite ya el dibujo de los círculos de Mohr.

- Durante la fase de presión de célula, todas las tensiones efectivas son iguales a p_0 , con lo que la trayectoria OA sigue el eje de abscisas.
- Al aplicar el desviador, la tensión principal menor permanece constante, mientras la mayor crece continuamente hasta la rotura. Por ello, la trayectoria de tensiones es una recta de pendiente 1:1, de ecuación:

$$\left. \begin{array}{l} p' = p_0 + \frac{1}{2} \Delta \sigma_1 \\ q = \frac{1}{2} \Delta \sigma_1 \end{array} \right\} q = p' - p_0 \quad (6.8)$$

Los puntos finales de las trayectorias definen la línea de rotura, descrita por la ecuación (6.6). El ajuste de los resultados permite obtener los valores de c y ϕ .

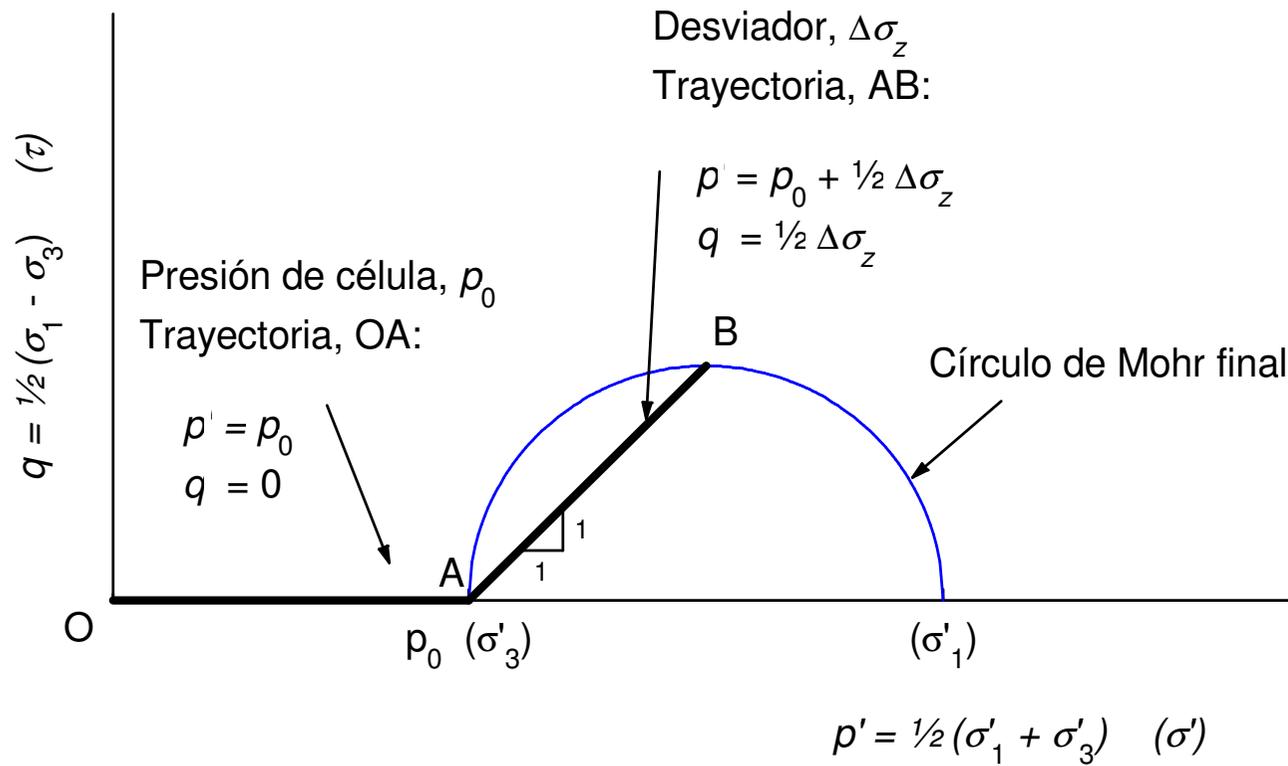


Figura 6.19. Ensayo triaxial con drenaje (D). Trayectoria de tensiones. Planos p' - q (σ' - τ).

– Deformabilidad

Las deformaciones medidas durante la aplicación del esfuerzo desviador antes de llegar a la rotura se utilizan para determinar la deformabilidad del suelo para niveles pequeños de tensiones. A este fin, se suele ajustar el comportamiento a un modelo elástico, definido por un módulo de elasticidad, E , y un coeficiente de Poisson, ν , cuyos valores se obtienen así para cada probeta ensayada.

La ley de Hooke establece, con carácter general, la relación entre incrementos de tensiones efectivas aplicados ($\Delta\sigma'$) y de deformaciones producidas ($\Delta\varepsilon$):

$$\begin{array}{l}
 \Delta\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\Delta\sigma'_x - \nu(\Delta\sigma'_y + \Delta\sigma'_z)] \\
 \Delta\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\Delta\sigma'_y - \nu(\Delta\sigma'_x + \Delta\sigma'_z)] \\
 \Delta\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\Delta\sigma'_z - \nu(\Delta\sigma'_x + \Delta\sigma'_y)]
 \end{array}
 \quad \left| \quad
 \begin{array}{l}
 \Delta\gamma_{xy} = \frac{2(1+\nu)}{E} \Delta\tau_{xy} = \frac{1}{G} \Delta\tau_{xy} \\
 \Delta\gamma_{xz} = \frac{2(1+\nu)}{E} \Delta\tau_{xz} = \frac{1}{G} \Delta\tau_{xz} \\
 \Delta\gamma_{yz} = \frac{2(1+\nu)}{E} \Delta\tau_{yz} = \frac{1}{G} \Delta\tau_{yz}
 \end{array}
 \right.
 \quad (6.9)$$

Es interesante obtener la expresión de la componente volumétrica ($\Delta\varepsilon_{vol}$) de la deformación:

$$\Delta\varepsilon_{vol} = \Delta\varepsilon_x + \Delta\varepsilon_y + \Delta\varepsilon_z = \frac{1-2\nu}{E} \cdot (\Delta\sigma'_x + \Delta\sigma'_y + \Delta\sigma'_z) = \frac{1}{K} \cdot \Delta\sigma'_{oct} \quad (6.10)$$

siendo K el módulo de deformación volumétrica:

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (6.11)$$

Es importante destacar que el modelo elástico predice que la deformación volumétrica sólo se produce por variaciones de la tensión octaédrica normal, mientras que los esfuerzos tangenciales producen sólo distorsiones. Los fenómenos de dilatación (positiva o negativa) descritos cualitativamente al interpretar los ensayos de corte directo, incumplen claramente esto, por lo que este modelo sólo es aplicable para tensiones pequeñas.

En el ensayo triaxial D, durante la fase de aplicación del desviador el único incremento de tensión no nulo es $\Delta\sigma'_z = \Delta\sigma_z$, midiéndose las deformaciones axial ($\Delta\varepsilon_z$) y volumétrica ($\Delta\varepsilon_{vol}$). De ellas se deducen los valores de E y ν mediante:

$$\Delta\varepsilon_z = \frac{1}{E} \Delta\sigma'_z \quad ; \quad \Delta\varepsilon_{vol} = (1-2\nu)\Delta\varepsilon_z = (1-2\nu)\frac{1}{E} \Delta\sigma'_z \quad (6.12)$$

Es decir, que la pendiente de la ley tensión vertical-deformación vertical es el módulo de elasticidad, y la de la ley deformación volumétrica-deformación vertical es $(1-2\nu)$.

6.3.2.2 Ensayo consolidado-sin drenaje (C-U)

– Trayectorias de tensiones totales y efectivas. Resistencia efectiva

En la Figura 6.20 se representan las trayectorias de tensiones totales y efectivas. En la fase de presión de célula, con drenaje, ambas son idénticas, pero al aplicar el desviador sin drenaje, se genera una cierta presión intersticial, Δu , que hace que difieran entre sí. Las ecuaciones de las trayectorias son:

$$\begin{array}{l}
 \text{Totales :} \\
 \left. \begin{array}{l} p = p_0 + \frac{1}{2} \Delta \sigma_z \\ q = \frac{1}{2} \Delta \sigma_z \end{array} \right\} q = p - p_0
 \end{array}
 \quad \left| \quad
 \begin{array}{l}
 \text{Efectivas :} \\
 \left. \begin{array}{l} p' = p - u = p_0 + \frac{1}{2} \Delta \sigma_z - \Delta u \\ q = \frac{1}{2} \Delta \sigma_z \end{array} \right\} q = p' - (p_0 - \Delta u)
 \end{array}
 \right. \quad (6.13)$$

La rotura viene definida por el punto B' en efectivas, y al medirse la presión intersticial, pueden determinarse los parámetros de resistencia (c, ϕ) . La única diferencia con el ensayo D en este sentido es que la

dirección de la trayectoria efectiva no es controlable a voluntad, sino que viene gobernada por el incremento de presión intersticial que toma la probeta.

Es interesante obtener, en la hipótesis de comportamiento elástico, las leyes tensión-deformación, como hicimos en el ensayo con drenaje. A este respecto, la ley de Hooke en tensiones efectivas (6.9) es igual de válida, pero no se conoce la presión intersticial. Por ello, este caso requiere una cierta elaboración previa que se presenta a continuación.

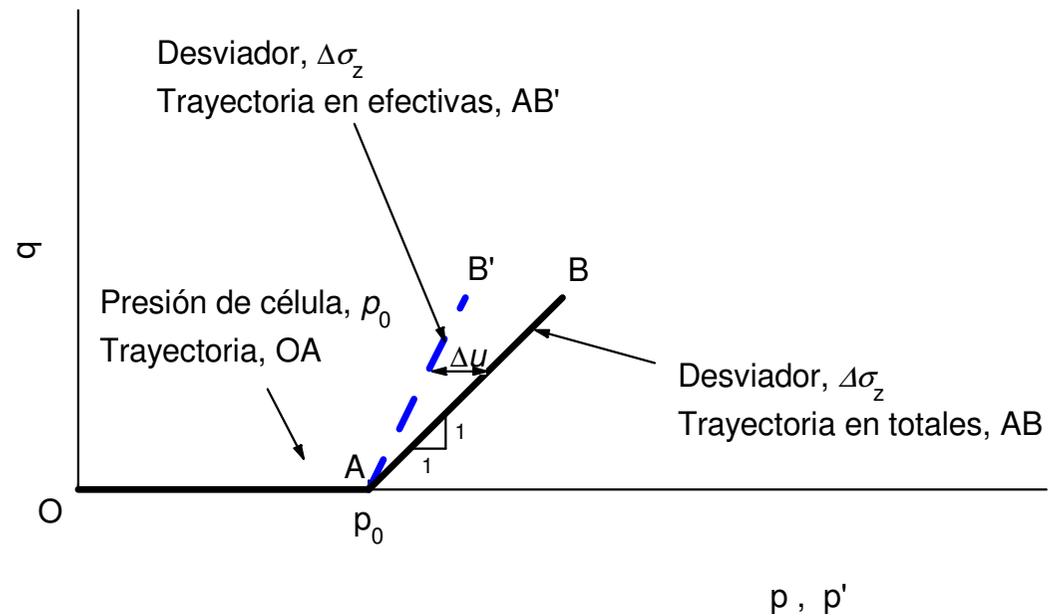


Figura 6.20. Ensayo triaxial consolidado-sin drenaje (C-U). Trayectorias de tensiones efectivas y totales

– Presión intersticial generada por carga sin drenaje

En carga sin drenaje se tiene una condición adicional: la de que no puede haber deformación volumétrica. Entonces, teniendo en cuenta la expresión de ésta para material elástico (6.10), e igualando a cero se tiene:

$$\Delta \varepsilon_{vol} = \frac{1}{K} \cdot \Delta \sigma'_{oct} = \frac{1}{K} \cdot (\Delta \sigma_{oct} - \Delta u) = 0 \quad (6.14)$$

de donde:

$$\Delta u = \Delta \sigma_{oct} = \frac{1}{3} (\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y + \Delta \sigma_z) = \frac{1}{3} (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3) \quad (6.15)$$

Por lo tanto, en un material elástico, la aplicación sin drenaje de unas tensiones totales cualesquiera produce un incremento de la presión intersticial igual al incremento de la tensión octaédrica normal, es decir, de la media de las tres tensiones principales (que, al tratarse del primer invariante del tensor de tensiones, es también la media de los incrementos de las tensiones normales sobre un sistema cualquiera de ejes coordenados ortogonales, XYZ).

En el caso del ensayo triaxial en que la tensión intermedia es siempre igual a la menor ($\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$), la expresión (6.15) se suele poner en la forma:

$$\Delta u = \Delta\sigma_3 + \frac{1}{3}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (\text{sólo para } \Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3) \quad (6.16)$$

Esta forma es especialmente útil, pues sus dos sumandos contienen por separado las influencias del incremento de la presión de célula y del desviador.

En la fase de desviador del ensayo C-U, la presión de célula es constante ($\Delta\sigma_3=0$), por lo que resulta que la presión intersticial es igual a 1/3 del desviador aplicado ($\Delta u = \Delta\sigma_z/3$). Si se introduce este valor en las ecuaciones de la trayectoria (6.13) se obtiene:

$$q = 3(p' - p_0) \quad (6.17)$$

Es decir, que para material elástico la trayectoria efectiva tiene pendiente 3:1. Es, por tanto, más vertical que la aplicada en un ensayo D.

– **Leyes empíricas de presión intersticial. Coeficientes A y B.**

Tanto la expresión (6.16), válida para el caso ($\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$), como la general (6.15), están deducidas en la hipótesis de comportamiento elástico, en particular al imponer la condición de deformación volumétrica nula. Sin embargo, ya se vio al estudiar los ensayos de corte que éste es el aspecto en que el comportamiento de los suelos dista más del ideal elástico lineal (cf. Apdos. 6.2.1.3 y 6.2.1.4), con el fenómeno de la dilatancia. Por ello, es de esperar que ahora la presión intersticial no siga tampoco la ley elástica. Por ello, se utilizan generalizaciones empíricas de las leyes anteriores, con unos coeficientes que dependan del tipo de suelo y otros factores.

La más usual es la propuesta por Skempton (1954), que modifica la expresión (6.16) con dos coeficientes, A y B , en la forma:

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (\text{para } \Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3) \quad (6.18)$$

En suelos saturados, el coeficiente B es igual a la unidad, pues un incremento isótropo de la presión total ($\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$) produce un incremento igual de la presión intersticial, si se considera que el agua es incompresible. Si no se acepta esta última hipótesis, puede demostrarse fácilmente que vale:

$$B = \frac{1}{1 + n \frac{K_s}{K_w}} \quad (6.19)$$

siendo n la porosidad del suelo, y K_s y K_w los módulos de compresibilidad volumétrica del esqueleto del suelo (ec. 6.11) y del agua, respectivamente. K_s oscila entre 10^3 kPa y 10^5 kPa, y K_w es del orden de $2 \cdot 10^6$ kPa, por lo que B es aproximadamente la unidad.

En cuanto al coeficiente A , según la teoría elástica debería valer $1/3$. Por las consideraciones cualitativas hechas anteriormente sobre la dilatancia, cabe esperar que en suelos densos, sobreconsolidados, tome valores menores, mientras que en suelos flojos o normalmente consolidados sea mayor. Más adelante precisaremos más este punto.

Para los casos de incrementos de tensiones cualesquiera, se han propuesto generalizaciones análogas de la expresión general (6.15), siendo la más usual la de Henkel (1960), en la forma:

$$\Delta u = B \left[\Delta \sigma_{oct} + a |\Delta \tau_{oct}| \right] \quad (6.20)$$

El coeficiente B es el mismo que en la fórmula de Skempton. El coeficiente a , que debería ser cero en un material elástico, está relacionado con A . La relación entre ellos se puede obtener aplicando ambas expresiones al caso triaxial ($\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$), llegándose a:

$$A = \frac{1 + a\sqrt{2}}{3} \quad ; \quad a = \frac{3A - 1}{\sqrt{2}} \quad (6.21)$$

Las fórmulas de presión intersticial deben manejarse con cuidado, sobre todo en procesos de carga que se salgan de lo habitual. Tanto las tensiones principales como las octaédricas están definidas en sus ejes propios. Si la orientación de estos ejes cambia a lo largo del proceso, los incrementos no son aditivos. Así, por ejemplo, en las direcciones coordenadas se tiene que el incremento de cada componente es la diferencia entre sus valores final e inicial. Sin embargo, la igualdad análoga en direcciones principales sólo es cierta si la dirección de cada tensión principal no cambia durante el proceso. Con las tensiones octaédricas tangenciales, la aditividad no se cumple nunca, pues la tensión octaédrica tangencial es una función no lineal de las tensiones coordenadas.

Ambas dificultades desaparecen al considerar que los incrementos (Δ) que aparecen en las expresiones (6.15 a 6.20) no son las diferencias entre valores finales e iniciales, sino que son las componentes (principales

u octaédricas), del estado incremental de tensiones aplicado. Este estado incremental se obtiene restando las tensiones coordenadas de los estados final e inicial. En la Figura 6.21 se presenta un ejemplo ilustrativo.

En cuanto a la trayectoria de tensiones efectivas en el ensayo C-U, para material elástico ($A=1/3$), obtuvimos que la trayectoria tenía de pendiente 3:1 (ec. 6.17). Si se repite el cálculo para un valor genérico de A se obtiene:

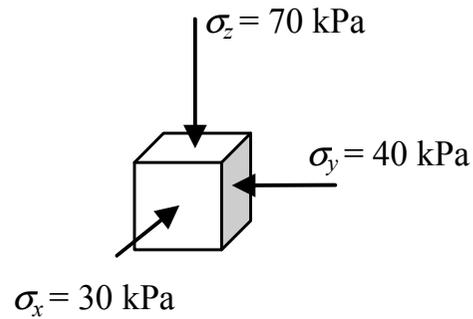
$$q = \frac{1}{1-2A} (p' - p_0) \quad (6.22)$$

– Deformabilidad sin drenaje

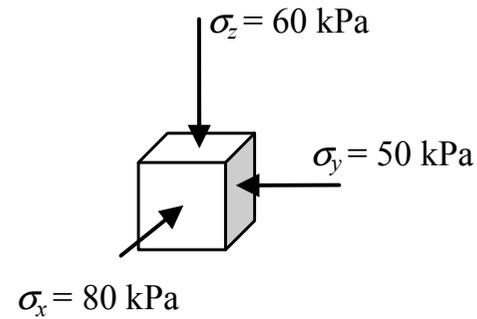
Una vez calculada la presión intersticial, se puede restar de las totales para calcular las deformaciones mediante la ley de Hooke en función de las tensiones efectivas (6.9):

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_x &= \frac{1}{E} [\Delta \sigma_x - \Delta u - \nu (\Delta \sigma_y - \Delta u + \Delta \sigma_z - \Delta u)] & \Delta \gamma_{xy} &= \frac{2(1+\nu)}{E} \Delta \tau_{xy} = \frac{1}{G} \Delta \tau_{xy} \\ \Delta \varepsilon_y &= \frac{1}{E} [\Delta \sigma_y - \Delta u - \nu (\Delta \sigma_x - \Delta u + \Delta \sigma_z - \Delta u)] & \Delta \gamma_{xz} &= \frac{2(1+\nu)}{E} \Delta \tau_{xz} = \frac{1}{G} \Delta \tau_{xz} \\ \Delta \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\Delta \sigma_z - \Delta u - \nu (\Delta \sigma_x - \Delta u + \Delta \sigma_y - \Delta u)] & \Delta \gamma_{yz} &= \frac{2(1+\nu)}{E} \Delta \tau_{yz} = \frac{1}{G} \Delta \tau_{yz} \end{aligned} \quad (6.23)$$

Estado inicial, σ_i :



Estado final, σ_f :



Incremento de tensiones, $\Delta\sigma$:

$$\left. \begin{aligned} \Delta\sigma_x &= 80 - 30 = +50 \text{ kPa} = \Delta\sigma_1 \\ \Delta\sigma_y &= 50 - 40 = +10 \text{ kPa} = \Delta\sigma_2 \\ \Delta\sigma_z &= 60 - 70 = -10 \text{ kPa} = \Delta\sigma_3 \end{aligned} \right\} \rightarrow \begin{cases} \Delta\sigma_{oct} = \frac{1}{3}(50 + 10 - 10) = 16,67 \text{ kPa} \\ \Delta\tau_{oct} = \frac{1}{3}\sqrt{(50 - 10)^2 + (50 + 10)^2 + (10 + 10)^2} = 24,94 \text{ kPa} \end{cases}$$

Figura 6.21. Definición de incrementos de tensiones para fórmulas de presión intersticial

Sustituyendo el valor calculado de Δu (6.15), se puede obtener la relación que liga las deformaciones con las tensiones totales. Después de agrupar convenientemente los términos, se llega a:

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_x &= \frac{2(1+\nu)}{3E} \left[\Delta \sigma_x - \frac{1}{2}(\Delta \sigma_y + \Delta \sigma_z) \right] & \Delta \gamma_{xy} &= \frac{2(1+\nu)}{E} \Delta \tau_{xy} = \frac{1}{G} \Delta \tau_{xy} \\ \Delta \varepsilon_y &= \frac{2(1+\nu)}{3E} \left[\Delta \sigma_y - \frac{1}{2}(\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_z) \right] & \Delta \gamma_{xz} &= \frac{2(1+\nu)}{E} \Delta \tau_{xz} = \frac{1}{G} \Delta \tau_{xz} \\ \Delta \varepsilon_z &= \frac{2(1+\nu)}{3E} \left[\Delta \sigma_z - \frac{1}{2}(\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y) \right] & \Delta \gamma_{yz} &= \frac{2(1+\nu)}{E} \Delta \tau_{yz} = \frac{1}{G} \Delta \tau_{yz} \end{aligned} \quad (6.24)$$

Comparando estas expresiones con las (6.9) se deduce una importante conclusión: si un material elástico saturado sigue la ley de Hooke en función de las tensiones efectivas con unos parámetros (E, ν) , cuando se somete a carga sin drenaje su deformación se puede expresar en función de las tensiones totales también mediante la ley formalmente análoga a la de Hooke, con unos parámetros elásticos equivalentes (E_u, ν_u) , definidos por ⁹:

⁹ La existencia de las expresiones (53) parece en apariencia contradecir el principio de tensión efectiva, pues según éste, la deformación no depende de las tensiones totales sino de las efectivas. Sin embargo, no hay tal contradicción, pues la ley (53) sólo es válida para el caso particular de carga sin drenaje, mientras que la ley en efectivas (42) es de validez general.

$$E_u = \frac{3E}{2(1+\nu)} = 3G$$
$$\nu_u = \frac{1}{2}$$
(6.25)

Puede verse que el módulo transversal sin drenaje coincide con el efectivo ($G_u = G$), lo que no podía ser de otra forma, pues el agua no transmite tensiones tangenciales.

El cociente E_u/E toma valores entre 1,0 y 1,5, para coeficientes de Poisson usuales. Sin embargo, la relación (6.25) se ha obtenido, al igual que las restantes expresiones anteriores, adoptando comportamiento elástico para las deformaciones volumétricas, por lo que también son de aplicación las mismas reservas hechas al hablar de las leyes de presión intersticial elásticas (6.15, 6.16). Podría pensarse en haber utilizado la fórmula de Skempton en lugar de la presión intersticial elástica, pero sería incongruente con la ley de Hooke.

– Resistencia al corte sin drenaje, c_u

Los ensayos de tipo C-U con medida de presiones intersticiales permiten por tanto obtener la resistencia efectiva del suelo, proporcionando además información sobre la evolución de las presiones intersticiales en procesos de carga sin drenaje.

Pero además, este tipo de procesos admite una interpretación directa de la resistencia en tensiones totales, al igual que se vio respecto a la deformabilidad. El planteamiento es el siguiente: el terreno, en cada punto, está sometido inicialmente a unas ciertas tensiones efectivas, conocidas, debidas a su peso propio. Posteriormente, se aplican sin drenaje unas cargas cualesquiera. Se trata de saber si en el plano (p,q) los puntos de rotura en tensiones totales definen algún lugar geométrico que permita evaluar la condición de rotura que deban cumplir las tensiones totales aplicadas, sin necesidad de determinar las efectivas, es decir sin hacer intervenir a las presiones intersticiales generadas por las cargas.

Esta situación se puede reproducir en el ensayo triaxial (Figura 6.22). El estado inicial es de consolidación con una cierta presión de célula, p'_0 , siendo p'_c la presión de preconsolidación. Si se realiza un ensayo convencional sin drenaje (C-U), al aumentar el desviador la trayectoria será tal como la AT_0 en tensiones totales y AC_0 en efectivas, produciéndose la rotura al llegar ésta última a la línea de resistencia intrínseca en C_0 .

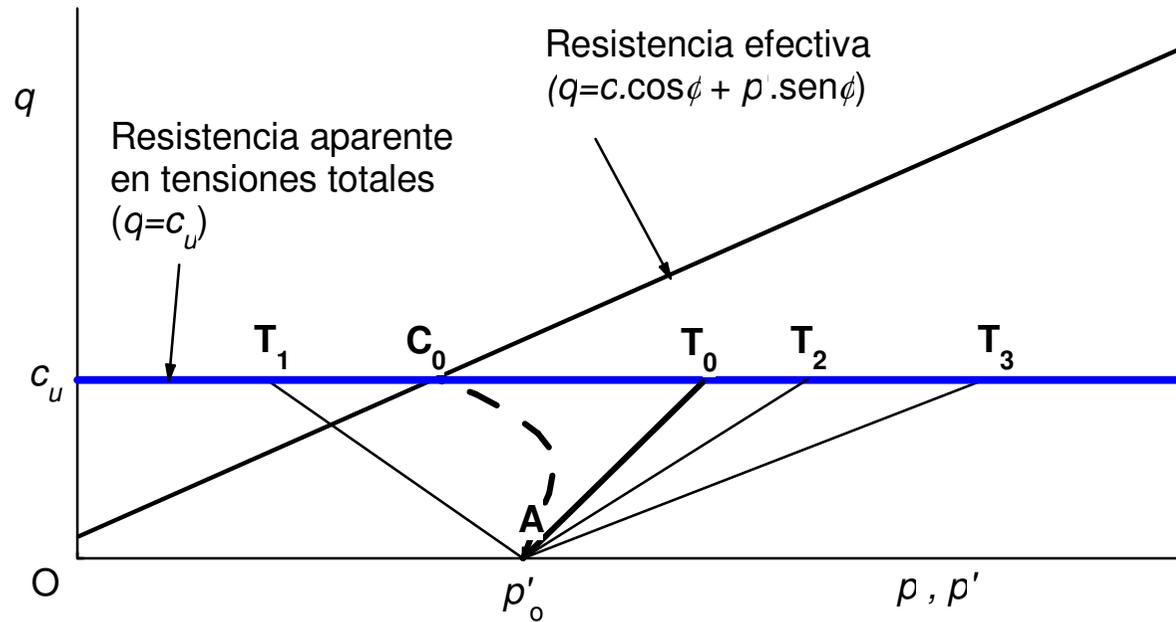


Figura 6.22. Resistencia al corte sin drenaje obtenida con el ensayo triaxial C-U

Si se hicieran otros ensayos, incrementando en cierta medida (pero siempre sin drenaje) la presión de célula a la vez que el desviador, se tendrían trayectorias como las $AT_{1,2,3}$, para distintas razones de incremento de presión de célula. Todas ellas se diferencian de la AT_0 únicamente en el incremento de la presión media, Δp . Sin embargo, este incremento es absorbido íntegramente por el agua de los poros, y no tiene ningún efecto

sobre la probeta, pues no produce variaciones de las tensiones efectivas. En consecuencia, la trayectoria efectiva será siempre la AC_0 , y la resistencia será la misma (la correspondiente al punto C_0). Sin embargo, los puntos de rotura aparentes en tensiones totales serán los T_1 - T_3 , que definen una recta horizontal. La ordenada de esta recta se denomina resistencia al corte sin drenaje del suelo correspondiente a la presión de consolidación p'_0 , y se designa como c_u ¹⁰.

Lo anterior es cierto estrictamente sólo para trayectorias en el ensayo triaxial, con $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$. Para trayectorias con otros valores de la tensión principal intermedia, la presión intersticial sería diferente (ver ecuación 6.20), por lo que el punto C_0 de rotura en efectivas sería ligeramente distinto, variando en consonancia el valor de c_u . Ello hace que, en análisis refinados, se distinga entre resistencia al corte sin drenaje según el valor de la tensión intermedia, σ_2 , con valores distintos en compresión, extensión y corte, o distinguiendo también entre resistencia en simetría axial o en deformación plana. En estos casos, para la estimación de resistencia del terreno es conveniente elegir el tipo de ensayo que mejor reproduzca las trayectorias predominantes en cada caso concreto.

¹⁰ Muchos autores se oponen a la notación c_u , pues la letra c parece indicar cohesión, que como puede verse no tiene nada que ver con el concepto definido, y prefieren utilizar s_u (del inglés '*strength*').

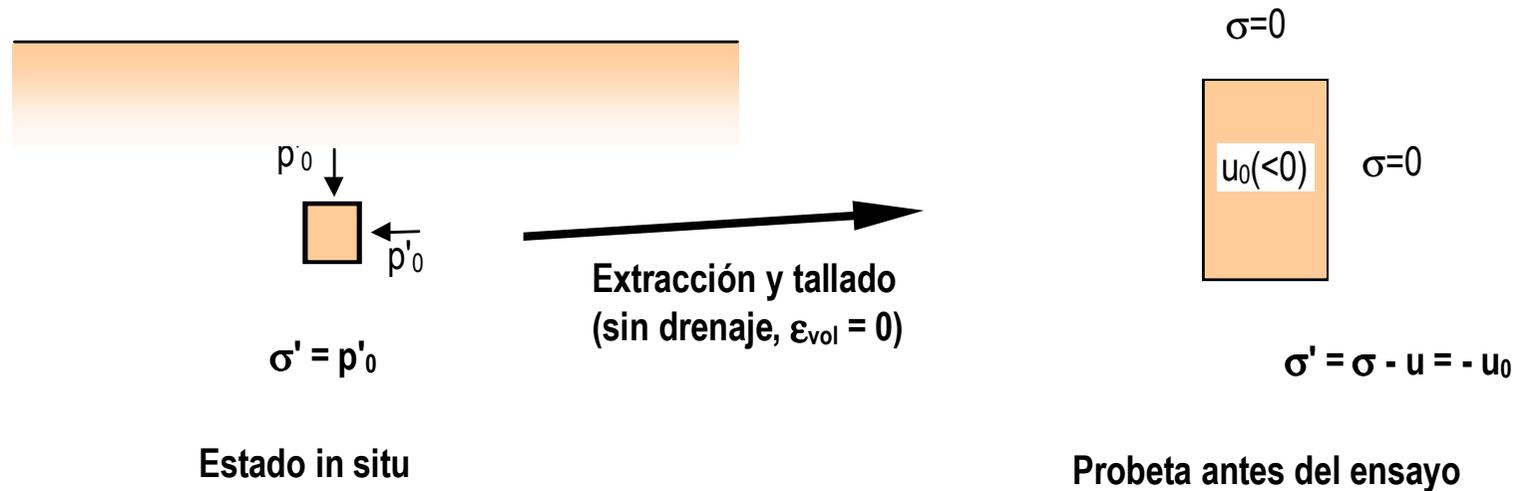


Figura 6.23. Tensiones durante el proceso de extracción de una muestra ($K_0=1$)

En cualquier caso, hay que recalcar que la resistencia al corte sin drenaje no es ningún parámetro intrínseco del terreno, pues como se ha visto, su valor está ligado a las tensiones iniciales del suelo, p'_0 , y por tanto varía con la profundidad. Más adelante se analiza esto con detalle en los suelos reales.

6.3.2.3 Ensayo de compresión simple. Ensayo U

En el ensayo de compresión simple, al no llevarse a cabo la fase previa de saturación de la probeta, ésta estará sometida a una cierta succión capilar inicial. Esta succión hará que, aunque la trayectoria en tensiones

totales comience en el origen de coordenadas ($p=0$), la trayectoria efectiva esté situada más a la derecha ($p'>0$), dando lugar a una resistencia no nula.

En estas condiciones, el ensayo es en realidad un ensayo de tipo C-U, en el que la presión de célula es sustituida por la succión capilar inicial de la probeta, en principio desconocida. Por otra parte, al no medirse las presiones intersticiales, sólo es posible el análisis del ensayo en tensiones totales.

En la Figura 6.24 se representan las trayectorias de tensiones. La tensión total lateral es nula durante todo el ensayo, por lo que la trayectoria en totales será una recta inclinada 45° a partir del origen, hasta que se produzca la rotura para un cierto valor del desviador.

De la trayectoria efectiva no se conoce nada. Sin embargo, es posible hacer algunas consideraciones sobre el valor inicial de la succión (Figura 6.23). Sea una muestra inalterada, tomada del interior del terreno a una cierta profundidad, en la que la presión efectiva media de confinamiento era p'_0 , que supondremos isotrópica ($K_0=1$) para simplificar el razonamiento (punto A de la Figura 6.24). Supongamos también que todo el proceso de extracción de la muestra, transporte y tallado de la probeta es sin drenaje, es decir, sin pérdida ni ganancia de humedad. Entonces, puesto que las tensiones iniciales y finales del proceso son isotrópicas, la deformación producida deberá ser necesariamente isotrópica también. Pero como no ha habido variación de

volumen, la deformación debe ser nula. La ausencia de deformaciones implica que no ha habido variaciones de las tensiones efectivas, por lo que la tensión efectiva de la probeta debe ser igual a la que tenía in situ, p'_0 .

Esta es una conclusión de extraordinaria importancia, pues indica que el ensayo se realiza sobre una probeta consolidada precisamente a la presión efectiva media que tenía en el terreno. Comparando la Figura 6.24 con la Figura 6.22 se puede ver que el valor de q en rotura, es decir, la mitad de la resistencia a

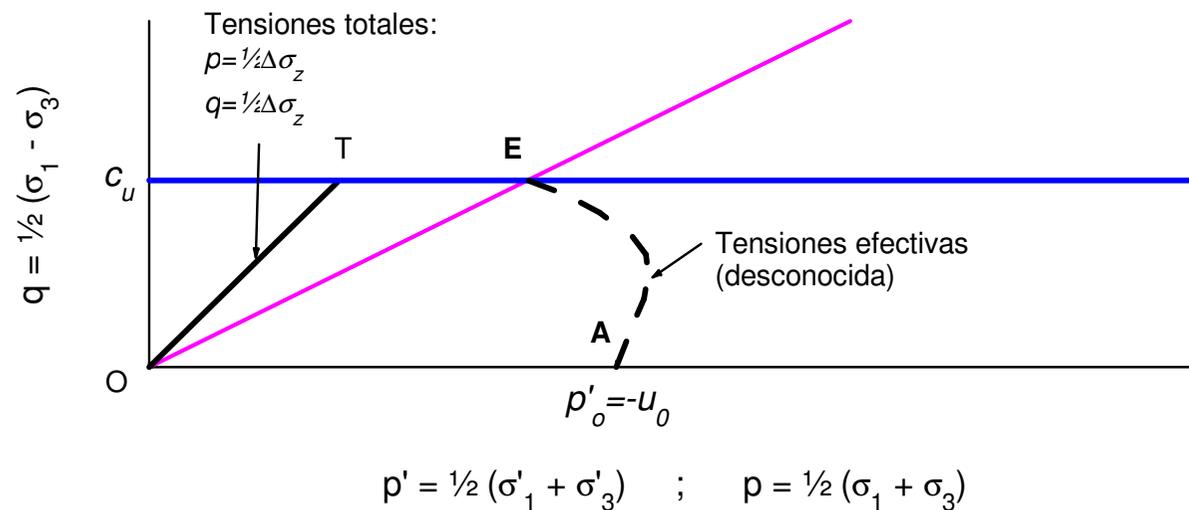


Figura 6.24. Ensayo de compresión simple. Trayectorias

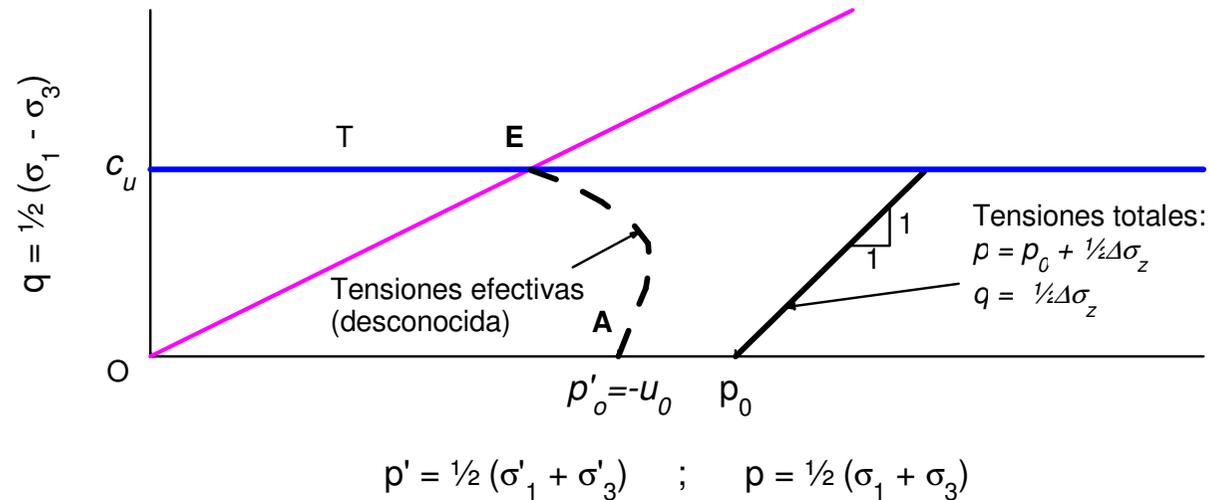


Figura 6.25. Ensayo U. Trayectorias de tensiones

compresión simple, es precisamente la resistencia al corte sin drenaje, c_u , del terreno en su estado in situ. Este hecho es el que proporciona sentido al ensayo de compresión simple, y también a cualquier otro ensayo sin drenaje sobre una muestra ideal como la descrita.

En realidad, las tensiones en el terreno no son isótropas ($K_0 \neq 1$), y durante los procesos de extracción, transporte y tallado se produce un cierto drenaje y alteración de la muestra que implican que la succión sea en

general algo menor que la predicha. Sin embargo, se acepta que la resistencia obtenida corresponde de forma aproximada con la teórica. De hecho, el ensayo de compresión simple es la forma más habitual en la práctica de medir la resistencia al corte sin drenaje.

En cuanto al ensayo U, ya se ha comentado que sólo tiene una finalidad práctica, para garantizar la ausencia de drenaje en ensayos de compresión simple en suelos de permeabilidad media. La aplicación sin drenaje de una presión de célula cualquiera no produce ningún efecto sobre las tensiones efectivas, como se ve claramente comparando la Figura 6.25 con la Figura 6.24.

6.3.3 Comportamiento de los suelos

Con lo expuesto sobre la descripción del ensayo, es posible predecir los aspectos principales del comportamiento de los suelos, pues se producen los mismos fenómenos ya observados en los ensayos de corte, con la diferencia de que en el triaxial es posible una mayor cuantificación.

6.3.3.1 Comportamiento en ensayos con drenaje (D)

En la Figura 6.26 se presenta el resultado típico de un ensayo con drenaje: a) curvas de rotura (desviador-deformación axial), b) cambio de volumen y c) trayectorias de tensiones efectivas resultantes. A continuación se comentan las pautas generales del comportamiento de los suelos reales.

La muestra ensayada habrá estado sometida en el pasado a unas ciertas tensiones efectivas máximas, que serán las existentes actualmente en el terreno en el caso de ser un suelo normalmente consolidado, o las de preconsolidación si está sobreconsolidado. Si se trata de una muestra amasada, la historia pasada de tensiones efectivas estará definida por la evolución de la succión capilar asociada a las variaciones de humedad de la muestra desde su amasado.

En cualquier caso, estas tensiones máximas determinan una superficie de plastificación definida por el valor p'_c (Figura 6.6), de acuerdo con lo visto al estudiar la compresión confinada (Apdo. 6.1.4). Si se cruza esta frontera en la zona próxima al eje p' , el suelo se rigidiza, compactándose progresivamente (*strain hardening*) y la superficie se va expandiendo, arrastrada por el punto alcanzado en la trayectoria de tensiones. Si ésta tiene poca pendiente, como ocurre en el edómetro, la rigidización no tiene límite (al menos para las tensiones usuales). Si la trayectoria es más vertical, como en los ensayos triaxiales, la rigidización disminuye paulatinamente, llegando a un límite cuando se alcanza la resistencia crítica.

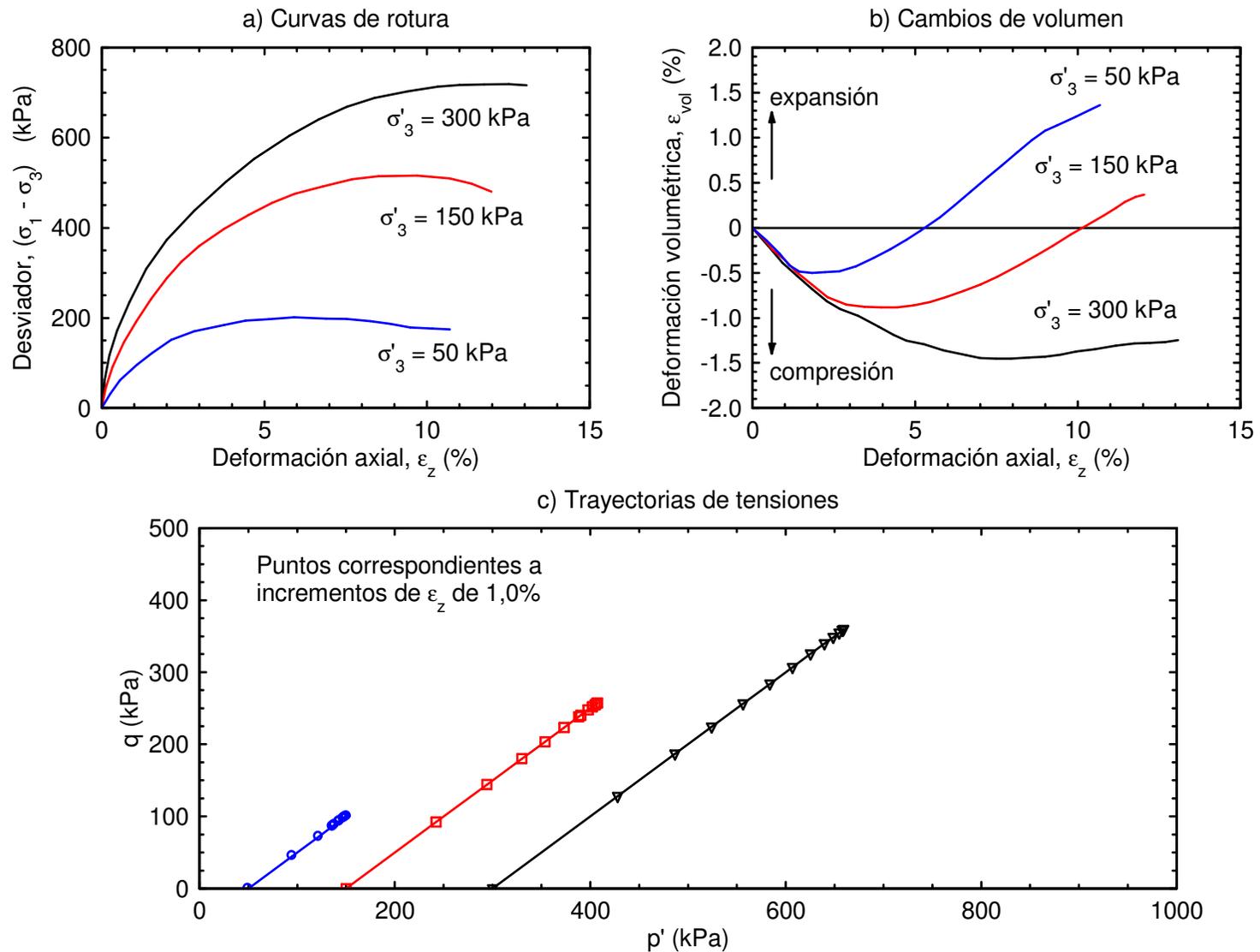


Figura 6.26. Ensayo triaxial D. Arcilla de plasticidad media y consistencia firme ($w=21\%$)

Por otra parte, para valores de p' muy inferiores a la presión de preconsolidación, el límite del comportamiento elástico está relativamente más alto, por encima de la resistencia crítica (Figura 6.14). Cuando se alcanza, el suelo experimenta dilatación positiva, es decir, pierde compacidad. Por ello, la resistencia presenta un pico y luego disminuye, lo que se denomina reblandecimiento por deformación (*strain softening*), hasta llegar a la resistencia crítica.

Estos dos modos de comportamiento pueden contemplarse de forma conjunta, considerando que la superficie límite de plastificación es cerrada, como se esquematiza en la Figura 6.27. El punto C separa los dos modos de comportamiento (rigidización si se alcanza la superficie de plastificación en la zona CA, y reblandecimiento si se hace en el tramo CO). Como el punto A viene definido por p'_c , es la razón de sobreconsolidación de la muestra la que determina el modo de comportamiento.

A las zonas de reblandecimiento (OC) y rigidización (CA) se les denomina en ocasiones superficies de Hvorslev y de Rendulic, respectivamente, en honor de estos investigadores que fueron los primeros en identificarlas en los años 30. Posteriormente, Roscoe, en la Universidad de Cambridge, tuvo la idea de considerarlas partes de una única superficie, dando origen a las teorías de estado crítico, que permiten explicar de forma unificada el comportamiento del suelo en ambas regiones.

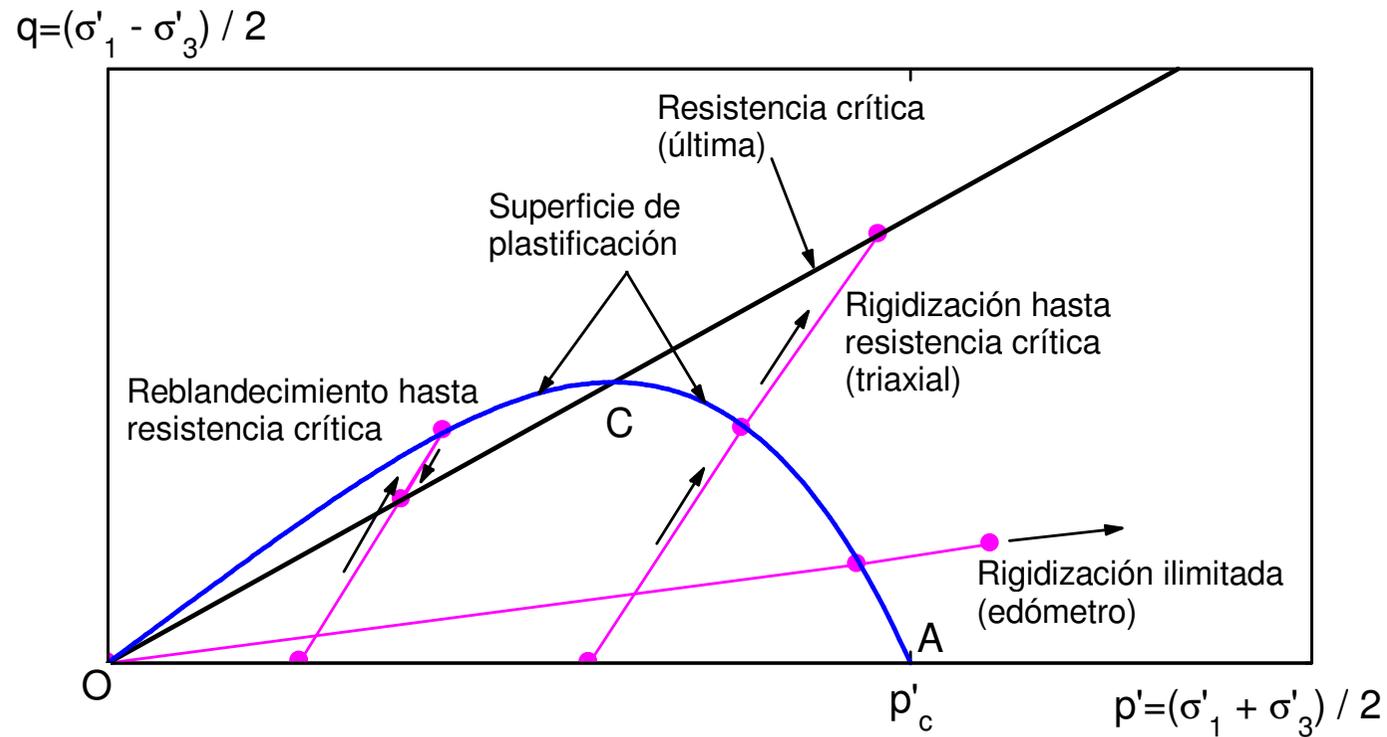


Figura 6.27. Interpretación esquemática de la resistencia. Superficie de plastificación y resistencia crítica.

La aplicación de la presión de célula, p'_0 , puede dar lugar a tres situaciones diferentes, en función de la posición relativa del punto A respecto de la presión de preconsolidación:

– **Muestra normalmente consolidada (p'_0 igual a p'_c):**

El punto inicial, A_1 , correspondiente a la presión de célula, está situado precisamente sobre la superficie de plastificación.

Al aplicar el esfuerzo desviador, la trayectoria está dirigida hacia el exterior de dicha superficie y producirá deformaciones que ya desde el principio tendrán una parte irreversible, con una componente volumétrica de compresión, de forma similar a lo observado en esta zona para trayectorias con menor inclinación (Figura 6.7), y a la dilatancia negativa apreciada en los ensayos de corte directo sobre suelos flojos (Figura 6.12 y Figura 6.13-b).

Al igual que en los ensayos de corte, la intensidad de la dilatancia negativa va disminuyendo al aumentar el valor de q , llegando un momento (punto C_1) en que la distorsión de la muestra se produce a volumen constante. A esta situación se le denomina estado crítico, y el valor de q alcanzado, q_{cr} , viene definido por la fricción entre las partículas, y es por tanto proporcional al valor de p'_0 , siendo el cociente entre ambos una constante intrínseca del suelo ensayado.

La ley esfuerzo desviador - distorsión obtenida se esquematiza en la Figura 6.28, y es una ley monótonamente creciente hasta el valor asintótico q_{cr} .

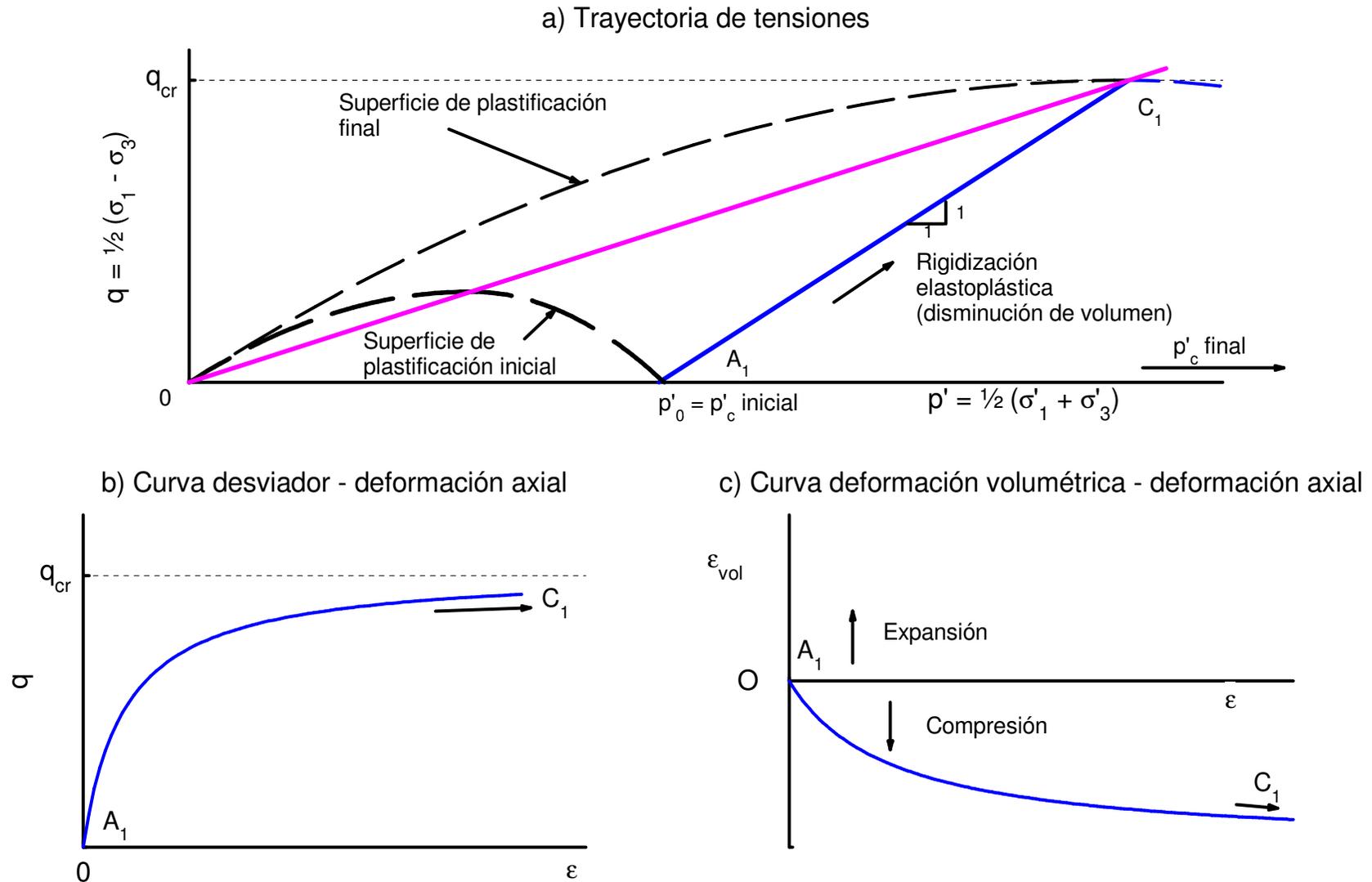


Figura 6.28. Comportamiento con drenaje. Muestra normalmente consolidada

Es evidente que en el caso de que la presión p'_0 sea superior a p'_c la situación es la misma, pasando p'_0 a ser la nueva presión de preconsolidación.

– **Muestra ligeramente sobreconsolidada (p'_0 ligeramente inferior a p'_c):**

El punto inicial, A_2 (Figura 6.29), es interior a la superficie de plastificación. En este caso, el comportamiento es elástico hasta alcanzar dicha superficie en el punto B_2 , y a partir de entonces el comportamiento es análogo al descrito en el caso anterior, hasta llegar al estado crítico en el punto C_2 . La dilatancia, a partir del tramo elástico, también es negativa, produciéndose rigidización.

– **Muestra fuertemente sobreconsolidada (p'_0 muy inferior a p'_c):**

El punto inicial, A_3 (Figura 6.30), es también interior a la superficie de plastificación y está situado en la zona izquierda del diagrama. El comportamiento es de nuevo elástico hasta llegar a dicha superficie en el punto B_3 , en que comienzan a aparecer deformaciones irreversibles. Sin embargo, al contrario de lo que ocurría en los casos anteriores, la estructura del suelo ha sido compactada con una presión elevada, σ'_c , que luego ha sido eliminada en gran parte. En esta situación, la acción del esfuerzo desviador no produce deslizamientos, sino fundamentalmente rotaciones o "saltos" de unas partículas respecto a otras, con el

resultado macroscópico de un esponjamiento de la estructura, con aumento de volumen (dilatancia positiva o simplemente dilatancia).

Este aumento de volumen hace que, una vez alcanzado el punto B_3 , la superficie de plastificación disminuya de tamaño debido a la pérdida de compacidad del material, en lugar de expandirse como en los dos casos anteriores. Por tanto, se produce una rotura inestable y la trayectoria desciende hasta el punto C_3 , correspondiente al estado crítico para la presión p'_0 existente. La ley tensión-deformación muestra una rama descendente, con una resistencia de pico (punto B_3), tras la que se pasa a una resistencia crítica menor (punto C_3).

En la Figura 6.31 se han representado las trayectorias correspondientes a ensayos con diferentes presiones de célula, sobre probetas de una muestra preconsolidada a una cierta presión p'_c . En ella se pueden ver todos los casos anteriores, con probeta normalmente consolidada, $p'_0 = p'_c$ (1) o $p'_0 > p'_c$ (4), ligeramente sobreconsolidada (2), o fuertemente sobreconsolidada (3). En cada caso se dibujan las superficies de plastificación inicial y final, así como los puntos al final de la consolidación con la presión de célula ($A_{1,2,3,4}$), y críticos, al final del proceso de aplicación del desviador ($C_{1,2,3,4}$).

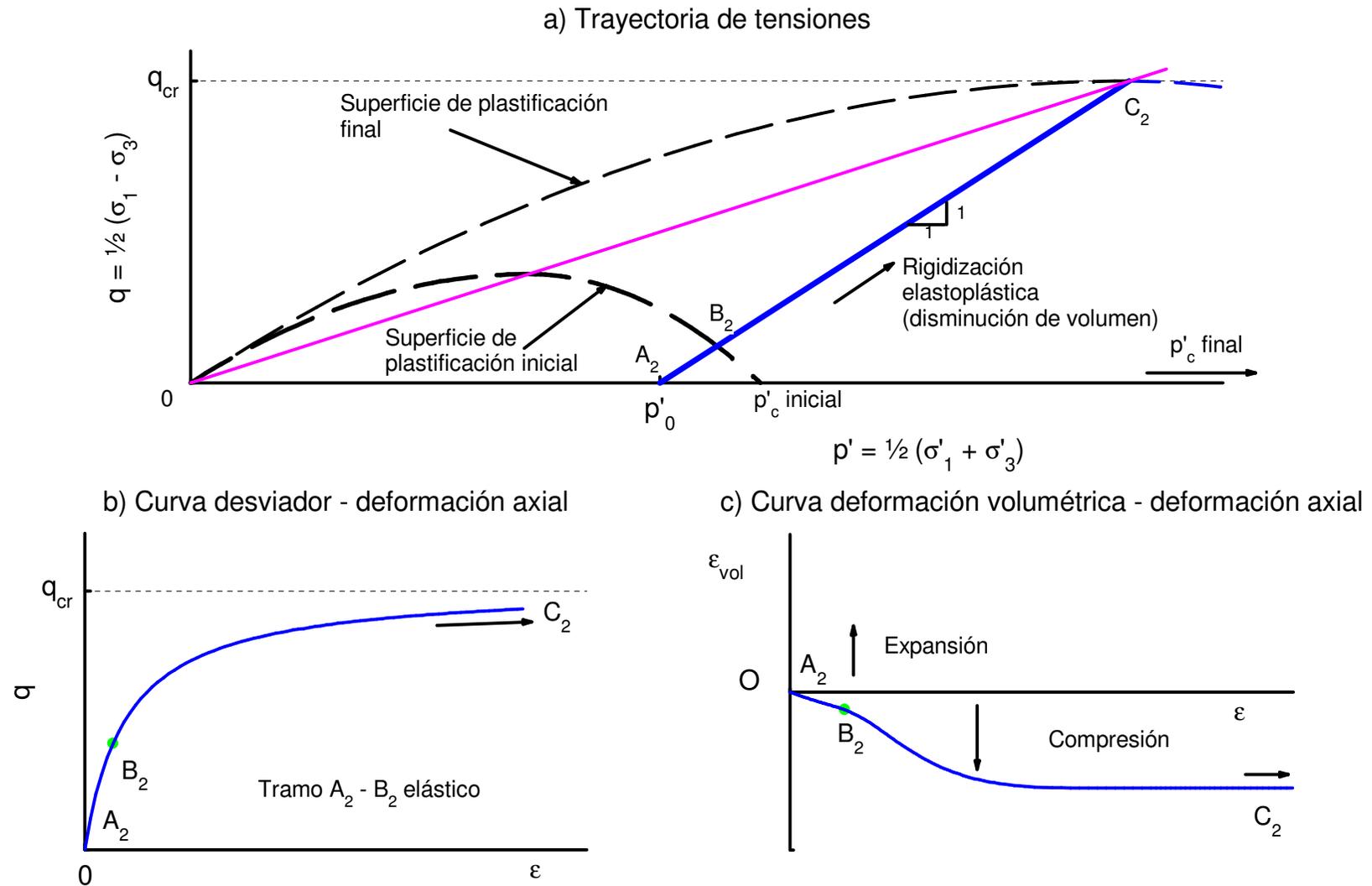


Figura 6.29. Comportamiento con drenaje. Muestra ligeramente sobreconsolidada

– Resistencia

La resistencia al corte se interpreta en términos del criterio de Mohr-Coulomb, bien expresado como envolvente de Mohr de rotura, o como línea de rotura en el plano p',q (Figura 6.4).

Los puntos C (Figura 6.31), representativos de los estados críticos, forman con gran aproximación una recta, denominada línea de estado crítico o de resistencia crítica, que pasa por el origen de coordenadas. El correspondiente valor ϕ_{cr} se denomina ángulo de rozamiento interno crítico, y es un parámetro constante para cada suelo, válido para cualquier trayectoria de tensiones.

Los puntos correspondientes a la superficie de plastificación, B, forman en cambio una línea curva. En la zona de fuerte sobreconsolidación, el punto B₃ es claramente definible en la curva desviador-deformación obtenida en los ensayos, pues se trata de un valor de pico. En cambio, para presiones cercanas a la de preconsolidación, el punto B₂ constituye sólo un ligero quiebro en dicha ley, difícil de detectar. La superficie de plastificación, salvo casos especiales (suelos cementados), pasa por el origen, por lo que el concepto de cohesión como resistencia al corte para presión efectiva normal nula desaparece.

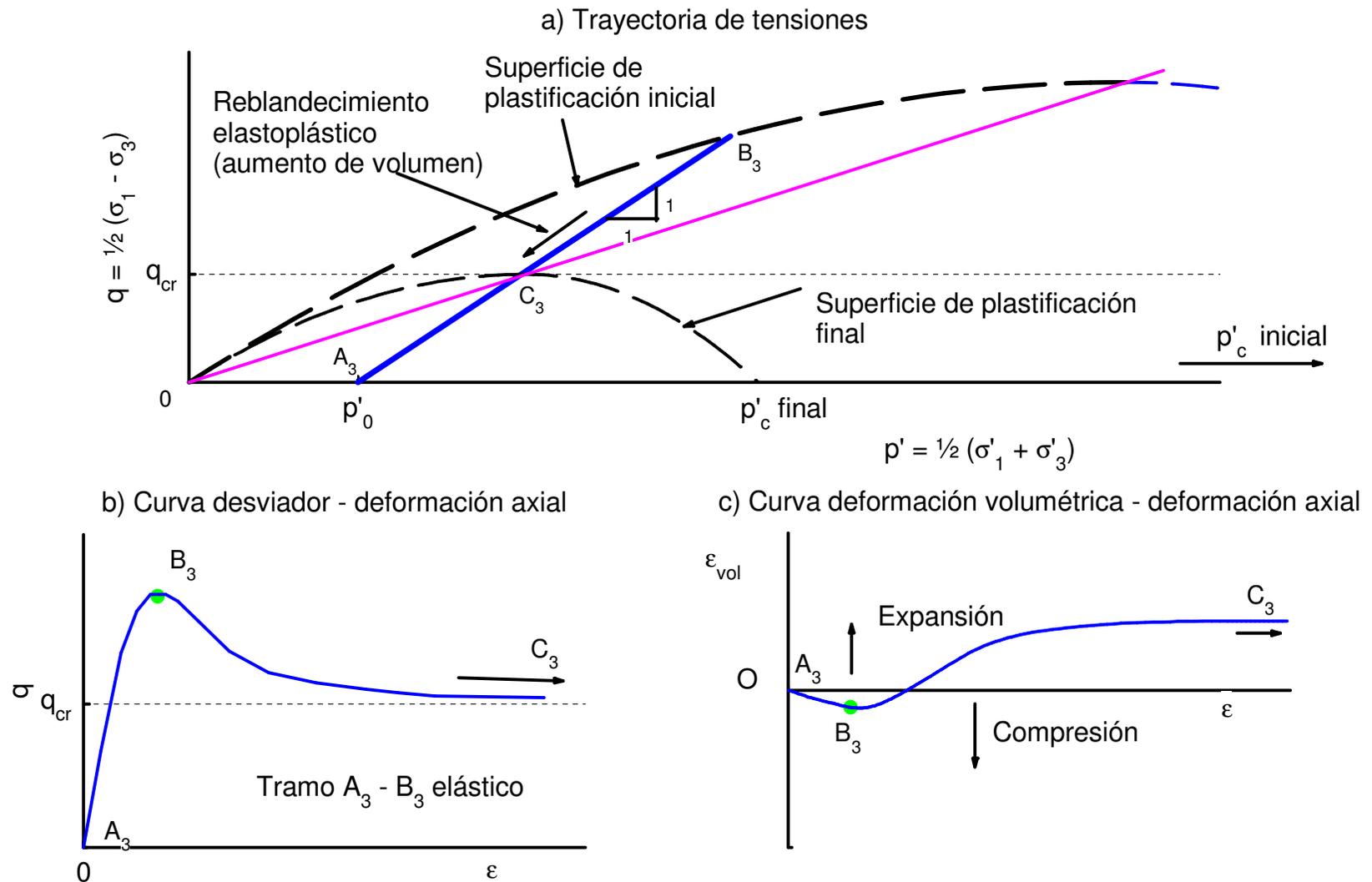


Figura 6.30. Comportamiento con drenaje. Muestra fuertemente sobreconsolidada

En ensayos convencionales es usual hacer una interpretación simple de los resultados, definiendo la resistencia mediante el máximo desviador alcanzado en cada probeta. Se da por tanto el mismo significado a los puntos B_3 , C_2 y C_1 , ajustándolos también a una línea recta sin distinguir si se trata de valores críticos o de pico. Estas líneas están definidas por unos parámetros (c, ϕ) que dependen de la zona en que se hace el ajuste. Si los ensayos se hacen todos a presiones superiores a la de preconsolidación, resultará la línea de estado crítico, con cohesión nula y $\phi = \phi_{cr}$. Para presiones intermedias o cubriendo un rango muy amplio, resultará una cohesión aparente no nula y un ángulo ϕ más pequeño. Si por el contrario se utilizan presiones bajas, se obtendrá cohesión prácticamente nula y $\phi > \phi_{cr}$. Esto último ocurre en arenas densas, en las cuales la presión de preconsolidación equivalente al esfuerzo de compactación aplicado es muy grande, con lo que los rangos de presiones normalmente utilizados caen en la zona izquierda del diagrama, y la envolvente de pico es aproximadamente recta, notándose la curvatura sólo para presiones muy altas.

– Deformabilidad

Las deformaciones medidas durante la aplicación del esfuerzo desviador se utilizan para determinar la deformabilidad del suelo para niveles pequeños de tensiones. A este fin, se suele ajustar el comportamiento a un modelo elástico, definido por un módulo de elasticidad, E , y un coeficiente de Poisson, ν , cuyos valores se obtienen así para cada probeta ensayada.

En el caso de compresión confinada (ensayo edométrico), ya se vio que incluso las deformaciones elásticas (ramas de descarga - recarga) no eran lineales con las tensiones, sino que seguían leyes de tipo logarítmico (índice C_s), y estas leyes se emplean para analizar la fase de consolidación (tramos OA). Sin embargo, en la aplicación del desviador, la componente de esfuerzo cortante es importante, y, por otra parte, la variación de la presión media durante esta fase no es tan grande. Por ello, es usual para esta fase el empleo de una ley lineal, con parámetros elásticos, E y ν (ecs. 6.12). Ello hace que los parámetros obtenidos dependan fuertemente de la presión de consolidación aplicada en la primera fase del ensayo. La Figura 6.26 muestra un caso típico. Puede verse que el módulo (pendiente del tramo inicial de las curvas) aumenta claramente con la presión de célula.

Es importante destacar que el modelo elástico predice que la deformación volumétrica sólo se produce por variaciones de la tensión octaédrica normal, mientras que los esfuerzos tangenciales producen sólo distorsiones. Los fenómenos de dilatación (positiva o negativa) descritos en el párrafo anterior incumplen claramente esto, por lo que este modelo sólo es aplicable para tensiones pequeñas (tramos iniciales, $A_i B_i$, de las trayectorias), o adoptando parámetros equivalentes que, para cada caso, engloben de forma aproximada las deformaciones volumétricas.

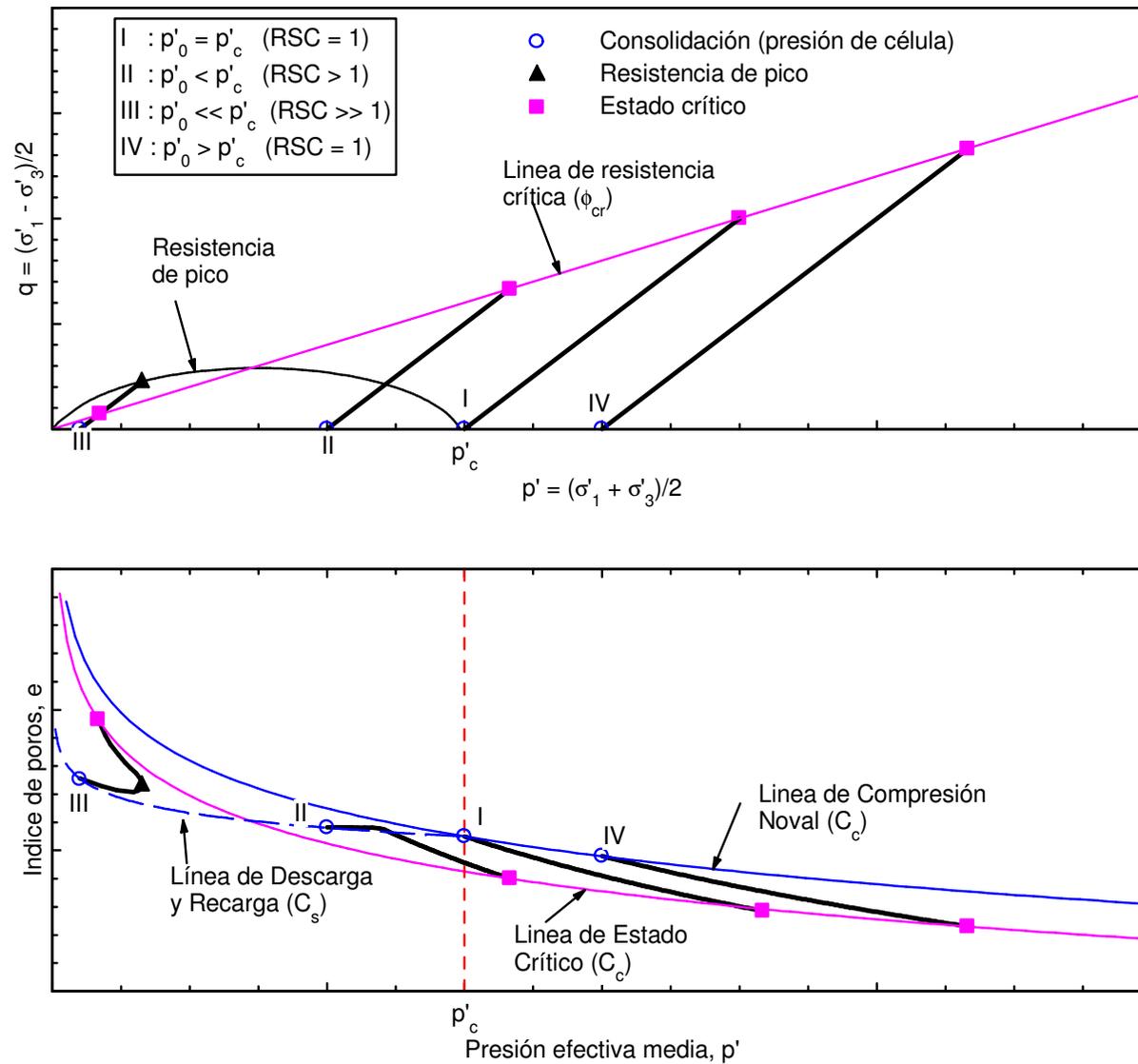


Figura 6.32. Estado crítico. Tensiones ($p'-q$) e índices de poros ($e-p'$)

De acuerdo con lo expuesto en el Apartado 6.1.4 (Figura 6.7), los índices de poros respectivos de estos puntos varían linealmente con el logaritmo de la presión p' , con una pendiente sensiblemente igual a C_c . En la Figura 6.32 se representan conjuntamente las trayectorias de tensiones efectivas en el plano $(p'-q)$ y las leyes de variación del índice de poros en el plano $(e-p')$, para las cuatro situaciones consideradas para la razón de sobreconsolidación. En este último diagrama, las curvas de compresión noval y crítica en escala logarítmica de presiones son rectas paralelas de pendiente C_c . Los puntos iniciales I y IV están en la línea de compresión noval, de ecuación:

$$e = e_{ri} - C_c \log_{10} \frac{p'}{p'_r} \quad (p' \geq p'_c) \quad (6.26)$$

siendo e_{ri} el índice de poros correspondiente a una presión isotrópica cualquiera de referencia, p'_r .

Los puntos II y III, sobreconsolidados, se encuentran en la línea de descarga correspondiente a la presión de preconsolidación p'_c :

$$e = e_{ci} - C_s \log_{10} \frac{p'}{p'_c} = e_{ri} - C_c \log_{10} \frac{p'_c}{p'_r} - C_s \log_{10} \frac{p'}{p'_c} \quad (p' \leq p'_c) \quad (6.27)$$

Todos los puntos finales, críticos, se encuentran en la línea crítica, paralela a la noval y situada por debajo de ella:

$$e = e_{rc} - C_c \log_{10} \frac{p'}{p'_r} \quad (\forall p') \quad (6.28)$$

La diferencia $(e_{ri} - e_{rc})$ es un parámetro más del suelo.

La evolución del índice de poros a lo largo del ensayo para cada probeta, entre los valores inicial y final, sigue leyes complejas en función de las dos variables tensionales, p' y q , cuya interpretación se sale del alcance de este texto. En la Figura 6.32 se dibuja su aspecto típico.

6.3.3.2 Comportamiento en ensayos sin drenaje (C-U)

En un ensayo de tipo C-U, después de consolidar la probeta a una presión efectiva p'_0 , se aplica el esfuerzo desviador ΔD sin permitir el drenaje. Esto implica que la probeta se deforma sin cambiar de volumen. En la Figura 6.33 se muestra un resultado típico. Según el valor de la presión p'_0 aplicada, se pueden dar los mismos casos que en el ensayo con drenaje (Figura 6.34):

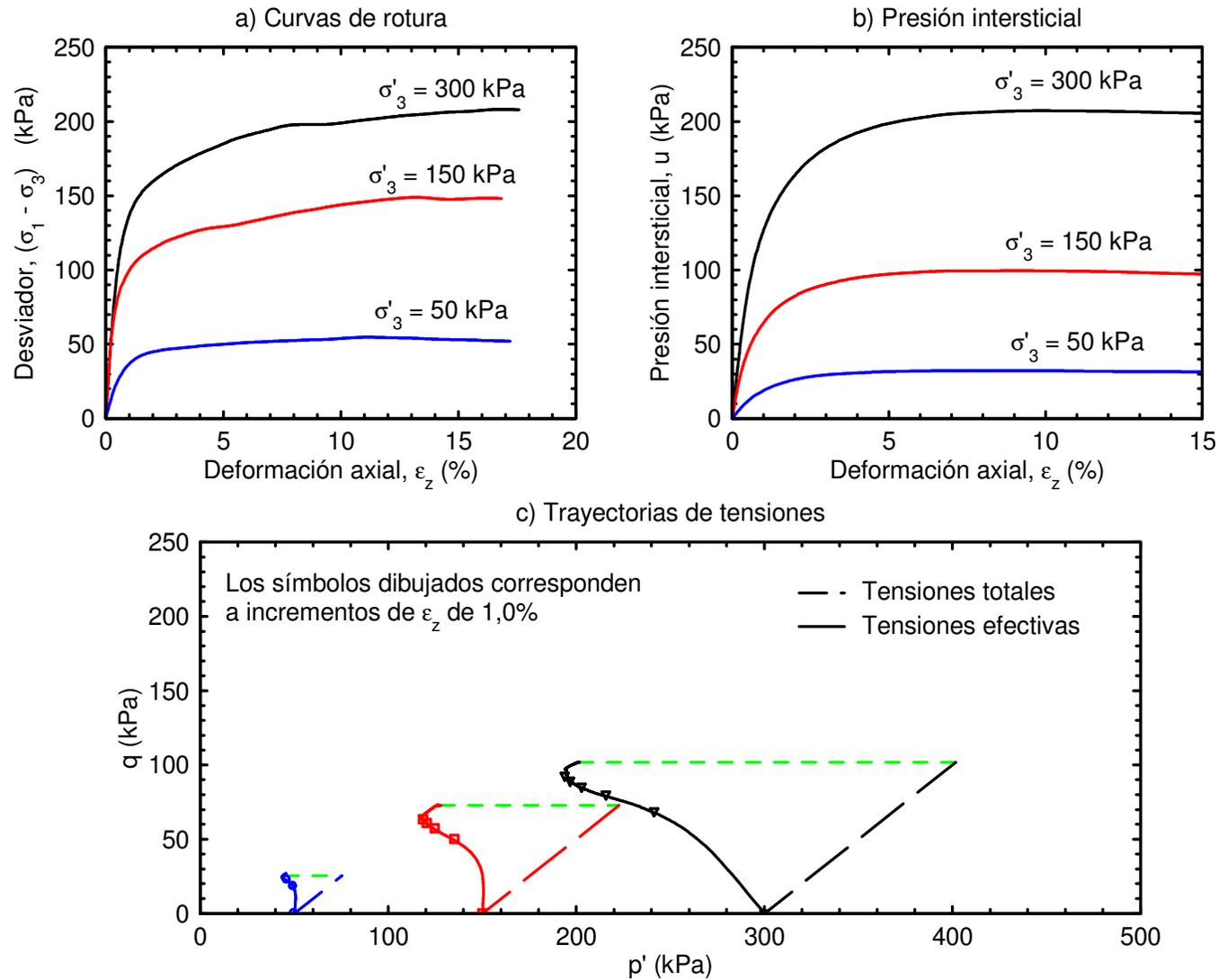


Figura 6.33. Ensayo triaxial C-U. Limo arenoso de consistencia muy blanda ($w=43\%$)

– **Muestra normalmente consolidada (p'_0 igual a p'_c , punto A_1):**

La trayectoria en totales forma también un ángulo de 45° con el eje horizontal OP. La condición impuesta de no drenaje implica que la deformación volumétrica, $\Delta\varepsilon_{vol}$, debe ser nula. Esta deformación tendrá un sumando elástico, $\Delta\varepsilon_{vol}^e$, y otro plástico, $\Delta\varepsilon_{vol}^p$:

$$\Delta\varepsilon_{vol} = \Delta\varepsilon_{vol}^e + \Delta\varepsilon_{vol}^p = 0 \quad (6.29)$$

Si, en primera aproximación, se desprecia el sumando elástico de (6.29), la deformación volumétrica plástica sería nula, lo cual quiere decir que no hay compactación de la estructura del suelo y, consecuentemente, no hay rigidización del material. Por tanto, la única posible trayectoria en tensiones efectivas es a lo largo de la superficie de plastificación, tomando la presión intersticial en cada momento el valor definido por la distancia en horizontal entre las trayectorias en totales y efectivas. La rotura final se produciría cuando la trayectoria en tensiones efectivas toque a la línea de resistencia del material, lo que ocurriría en el punto C_{cr} .

La consideración de la deformabilidad elástica en la ecuación (6.29) matiza algo este comportamiento. En efecto, la trayectoria A_1C_{cr} va dirigida hacia la izquierda, es decir, implica una disminución de la presión media. Esto, de acuerdo con la ecuación (6.10) implica un incremento de volumen elástico ($\Delta\varepsilon_{vol}^e < 0$),

proporcional a dicha disminución; en consecuencia, la condición (6.29) indica que la deformación volumétrica plástica que compensa esta expansión es positiva (es decir, de contracción). Ello causa una pequeña rigidización, con lo que la trayectoria es A_1C_1 , con la rotura final en el punto C_1 , correspondiente al punto en totales T_1 y a la presión intersticial u_{r1} .

Si la presión p'_0 es superior a p'_c el comportamiento será similar, con la superficie de plastificación correspondiente a la nueva presión de preconsolidación.

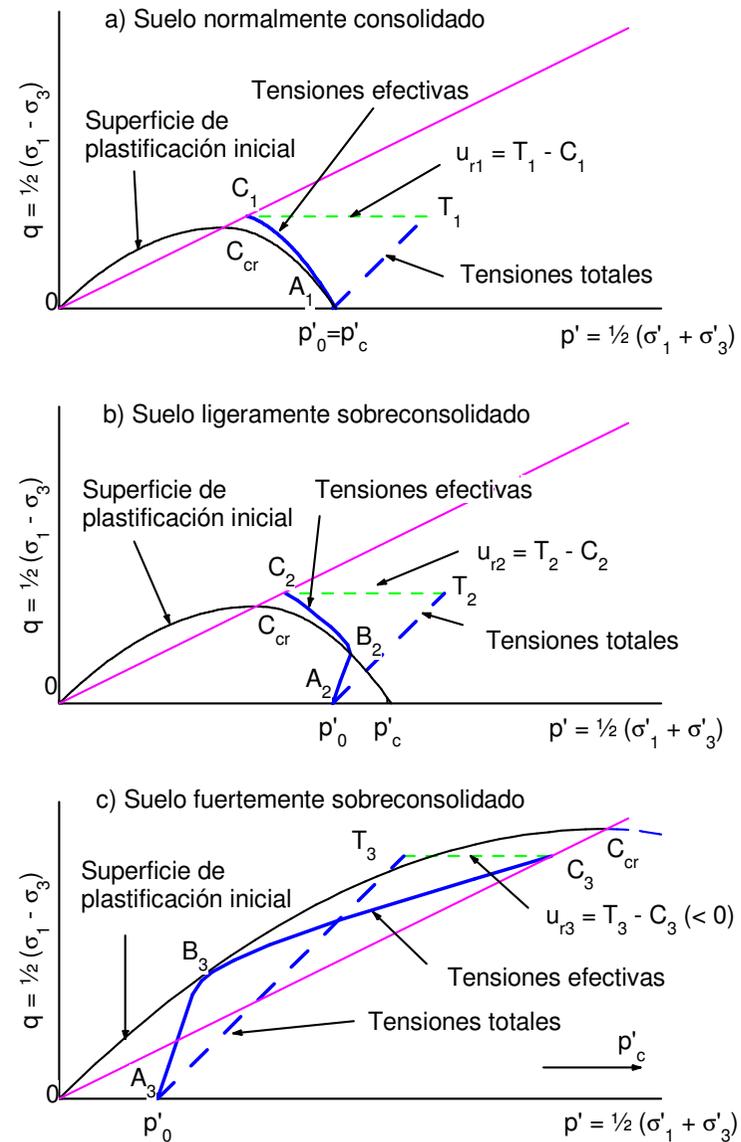


Figura 6.34. Trayectorias de tensiones en ensayos sin drenaje

– **Muestra ligeramente sobreconsolidada (p'_0 ligeramente inferior a p'_c , punto A₂):**

En este caso, el comportamiento será elástico hasta el punto B₂, con la presión intersticial variando de forma aproximadamente lineal (más adelante se cuantificará este punto); a partir de entonces el comportamiento será análogo al caso anterior. Si la deformación elástica fuese nula, la trayectoria en tensiones efectivas sería la B₂C_{cr}. Al introducir la deformación elástica, la trayectoria será la B₂C₂, con el punto de rotura C₂, correspondiente ahora a T₂ en totales, y con una presión intersticial u_{r2} . La magnitud de la desviación C_{cr}-C₂ será menor que en el caso anterior, al ser menor la disminución de la presión media.

– **Muestra fuertemente sobreconsolidada (p'_0 muy inferior a p'_c , punto A₃):**

La rama elástica será ahora hasta el punto B₃; para deformación elástica nula la rotura final sería en el mismo punto C_{cr}. La influencia de la deformación elástica es ahora de signo contrario que en los casos anteriores, pues entre los puntos B₃ y C_{cr} tiene lugar un aumento de la presión media. En consecuencia, la deformación volumétrica elástica será de compresión y, por tanto, la plástica será de expansión, con lo que la superficie de plastificación decrecerá de tamaño y el punto de rotura será C₃, correspondiente en totales al punto T₃ y con una presión intersticial u_{r3} (en este caso negativa).

– Resistencia efectiva. Presiones intersticiales

En la Figura 6.35 se resumen los casos anteriores mediante las trayectorias para probetas con distintas presiones de célula de una muestra con presión de preconsolidación p'_c . Para cada una se representan las trayectorias en tensiones totales y efectivas. Si se realizan ensayos con diferentes presiones de confinamiento, p'_0 , por debajo del valor de preconsolidación, p'_c (puntos $A_{1,2,3}$), se obtendrán desviadores de rotura muy parecidos entre sí, correspondientes a los puntos $C_{1,2,3}$. Si, por el contrario, la presión p'_0 es mayor que p'_c , el punto de rotura en efectivas, C_4 , será más alto, alineado con los anteriores en la recta de estado crítico.

Para la obtención de las líneas de rotura de pico y crítica se dispone de datos suficientes, sobre todo teniendo en cuenta que las trayectorias de tensiones efectivas siguen en sus tramos finales líneas cercanas a la superficie de plastificación correspondiente.

La presión intersticial en rotura, u_r , definida por la distancia horizontal entre los puntos C y T (Figura 6.35) decrece con la razón de sobreconsolidación (RSC). Se cuantifica mediante el coeficiente A de Skempton correspondiente al punto final de la trayectoria, A_r (el subíndice indica "en rotura"). A_r toma valores entre 0,5 y 1,0 para probetas normalmente consolidadas, y decrece con RSC , anulándose para RSC del orden de 4 a 6, y llegando a valores de hasta -0,5 para razones de sobreconsolidación muy altas. La Figura 6.36 muestra la variación típica en suelos reales.

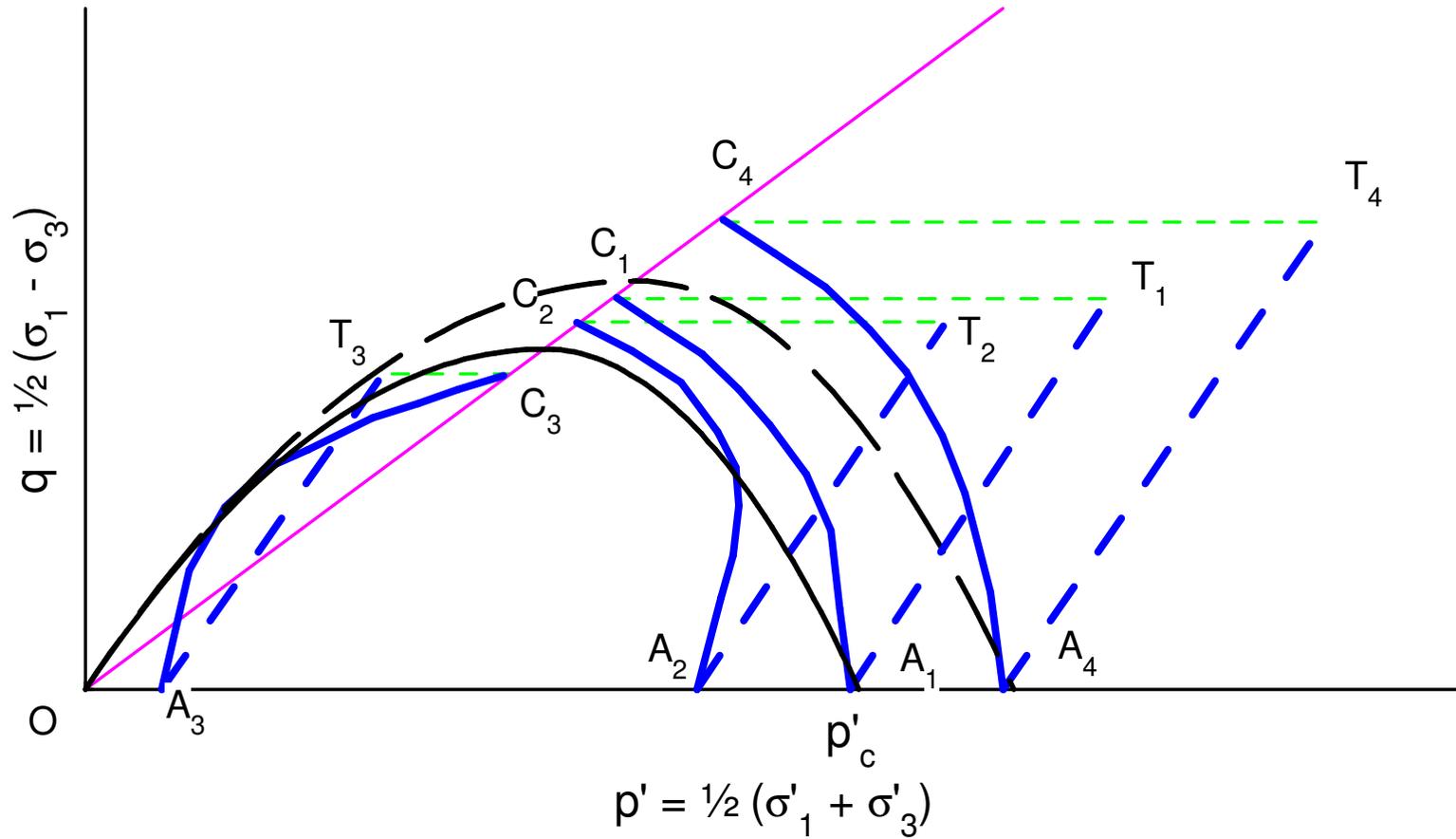


Figura 6.35. Muestra preconsolidada a p'_c . Trayectorias en ensayos C-U para distintas presiones de célula

– Resistencia al corte sin drenaje

Los ensayos de tipo C-U con medida de presiones intersticiales permiten por tanto obtener la resistencia efectiva del suelo, proporcionando además información sobre la evolución de las presiones intersticiales en casos de carga sin drenaje y, por último, la resistencia al corte sin drenaje, definida en los Apartados 6.1.3 y 6.3.2.2.

En cualquier caso, hay que recalcar que la resistencia al corte sin drenaje no es ningún parámetro intrínseco del terreno, pues como se ha visto, su valor está ligado a las tensiones iniciales del suelo, p'_0 , y por tanto varía con la profundidad.

Del examen de la Figura 6.22 se deduce que la resistencia al corte sin drenaje, c_u (ordenada del punto C_0), resulta de la intersección de las dos curvas siguientes:

- La trayectoria en tensiones efectivas, cuyo punto inicial es la presión p'_0 y cuya dirección final viene definida por el coeficiente A_r , que a su vez depende de forma directa de la razón de sobreconsolidación, RSC (Figura 6.36).
- La línea de resistencia intrínseca, que a su vez depende del ángulo de rozamiento interno crítico, ϕ_{cr} .

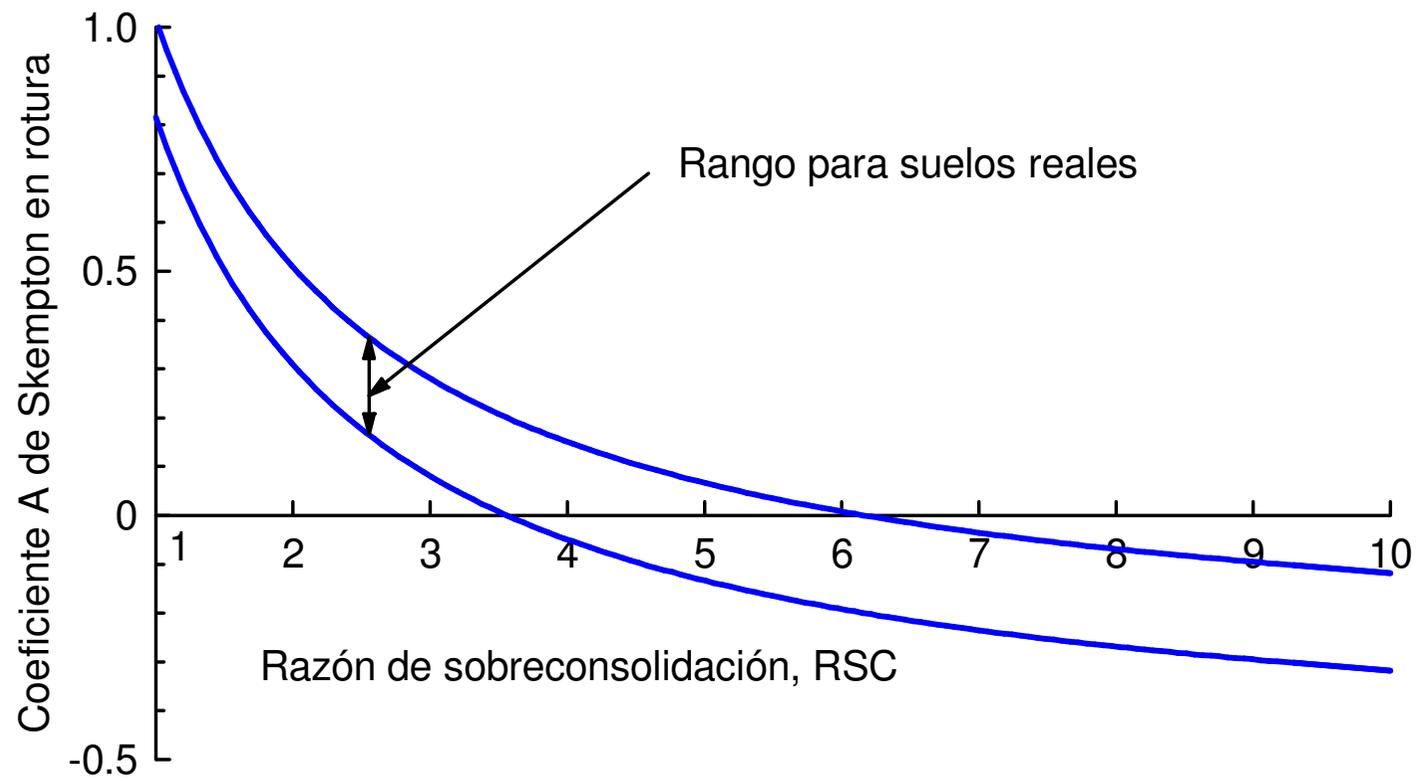


Figura 6.36. Rango usual de variación de A_r con la razón de sobreconsolidación

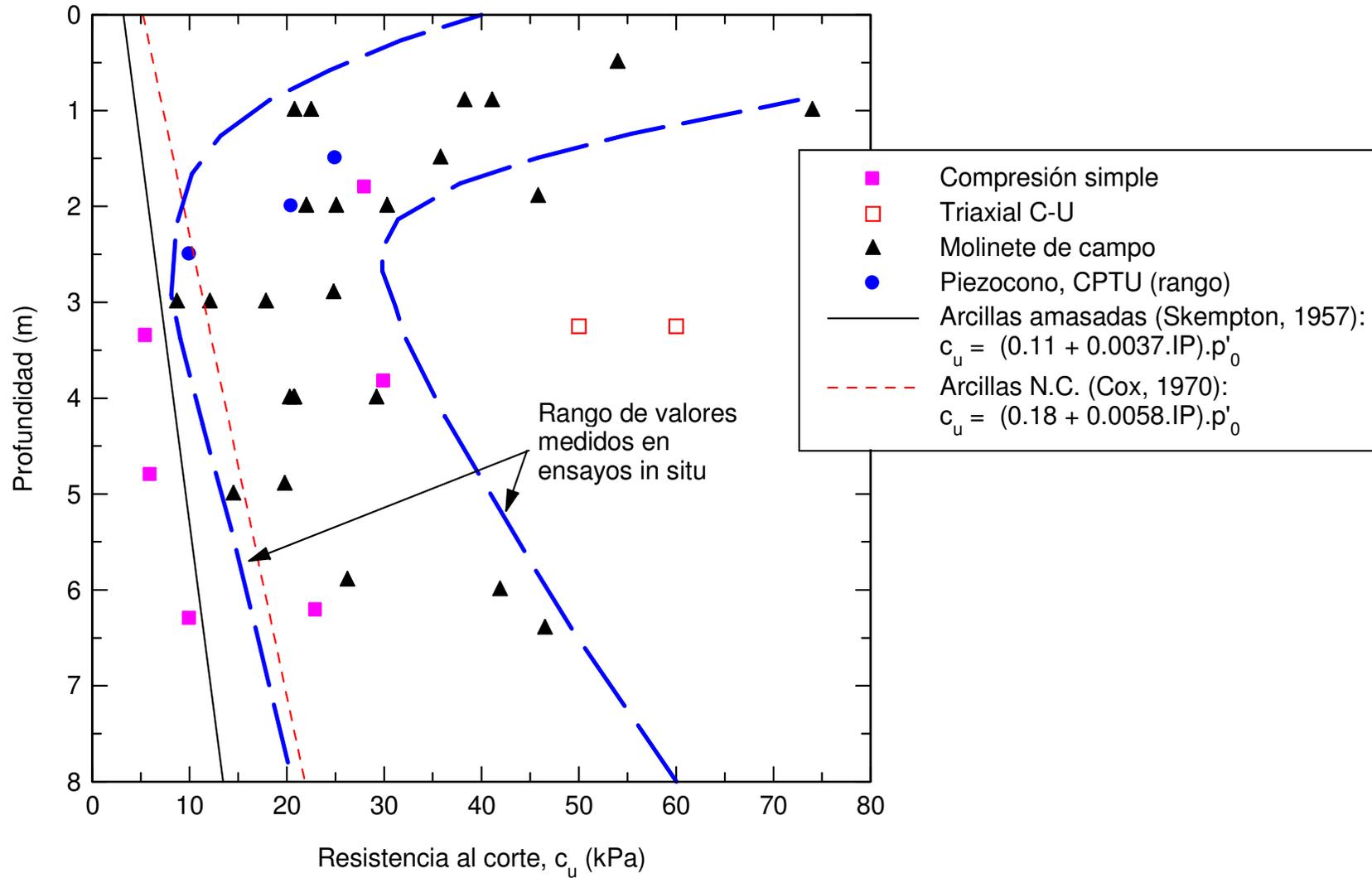


Figura 6.37. Resistencia al corte sin drenaje en un caso real. Limos arcillosos de plasticidad media

Por tanto, se tendrá:

$$c_u = f(\phi_{cr}, p'_0, p'_c) \quad (6.30)$$

Esta expresión se puede poner en forma adimensional dividiendo ambos miembros por la presión efectiva de confinamiento in situ, p'_0 :

$$\frac{c_u}{p'_0} = f(\phi_{cr}, RSC) \quad (6.31)$$

El cociente (c_u/p'_0) es la llamada razón de resistencia al corte sin drenaje del suelo, pues es la resistencia al corte dividida por la presión de consolidación. Estudios experimentales (Ladd y Eggers, 1972) y teóricos (Schofield y Wroth, 1968) han conducido a establecer que la expresión (6.31) tiene la forma:

$$\frac{c_u}{p'_0} = k \cdot RSC^\alpha \quad (\alpha = 0,7 - 0,9) \quad (6.32)$$

El factor $k = (c_u/p'_0)_{NC}$ es el valor de la razón de resistencia al corte para el suelo normalmente consolidado ($RSC = 1$), y toma en general valores en el rango 0,2-0,4. Es función del ángulo ϕ_{cr} , si bien algunos

autores lo relacionan con el índice de plasticidad, siendo clásica la correlación propuesta por Skempton (1957) para arcillas amasadas:

$$k = \left(\frac{c_u}{p'_0} \right)_{NC} = 0,11 + 0,37 \cdot IP \quad (6.33)$$

donde IP es el índice de plasticidad en tanto por uno.

Para arcillas intactas hay otras correlaciones que en general suponen una resistencia algo mayor (entre el 50 y 60%) de la de arcillas amasadas. Un ejemplo es la dada por Cox (1970):

$$k = \left(\frac{c_u}{p'_0} \right)_{NC} = 0,18 + 0,58 \cdot IP \quad (6.34)$$

Las ecuaciones anteriores indican que en un suelo normalmente consolidado ($RSC=1$), la resistencia al corte sin drenaje es proporcional a p'_0 y, por tanto crece linealmente con la profundidad. En un suelo sobreconsolidado, la ley depende de la variación de la razón de sobreconsolidación con la profundidad de acuerdo con la expresión (6.32). En la Figura 6.37 se pueden ver los resultados en un caso real, en el que el valor de c_u se ha determinado utilizando varios métodos, tanto con ensayos de laboratorio (triaxiales C-U,

compresión simple) como in situ (molinete, piezocono). También se representan como elemento de comparación las leyes para arcillas normalmente consolidadas (6.33, 6.34). Puede apreciarse claramente que por debajo de 2 o 3 m de profundidad, la resistencia aumenta linealmente con la profundidad. Por encima, existe una costra superficial sobreconsolidada por desecación.

6.3.4 Variantes del ensayo triaxial

Existen variantes del ensayo básico descrito. Unas son herramientas de investigación sobre el comportamiento de suelos, y otras de aplicación práctica más o menos extendida.

Hay en primer lugar desarrollos de tipo instrumental, como lubricación de las bases para eliminar su rugosidad, o mejoras en la medida de tensiones, presiones intersticiales y deformaciones, incluso con medidas locales en el interior de la probeta. Por otra parte, hay variantes como las que se describen a continuación.

– **Ensayo de extensión:**

Consiste en aplicar incrementos de desviador negativos, es decir, disminuyendo la tensión vertical en vez de aumentarla. Sólo se requiere que el vástago de aplicación de carga vertical disponga de un elemento de unión a la base superior de la probeta que permita esta descarga.

Desde el punto de vista de la interpretación, hay que tener en cuenta que, al ser incrementos de tensiones negativos, los incrementos de tensiones principales cambian de valor relativo y el incremento de la tensión vertical es ahora la menor. Se tiene:

$$\left. \begin{array}{l} \Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y = 0 \\ \Delta\sigma_z < 0 \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Delta\sigma_z = \Delta\sigma_3 \\ \Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y = \Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_2 \end{array} \right. \quad (6.35)$$

Entonces, no puede aplicarse la fórmula de Skempton de presión intersticial, pues no se cumple la condición ($\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$). Debe utilizarse la fórmula de Henkel, y obtener el coeficiente A a través de a .

– **Ensayo de consolidación anisótropa (CA-U)**

Consiste en hacer, en un ensayo C-U, la fase de consolidación con un cierto desviador, es decir, con una tensión vertical algo mayor que la presión de célula.

Si se aplica una razón de tensiones horizontal a vertical igual al coeficiente de empuje en reposo del suelo, K_0 , se denomina ensayo CK_0 -U. Ello requiere un sistema servocontrolado para regular la presión de célula de forma que la deformación horizontal de la probeta sea nula.

– **Ensayo con trayectoria de tensiones controlada**

Como variante más general, existen aparatos que permiten variar a voluntad las tensiones verticales y horizontales durante el ensayo, mediante servocontrol de todos los elementos de presión, sometiendo así a la probeta a trayectorias de tensiones predefinidas.

– **Ensayos triaxiales verdaderos**

Se llaman así aquellos equipos que permiten aplicar o controlar las tres tensiones principales de forma independiente. Son de desarrollo complejo y sólo usados en investigación.

Dentro de este grupo puede citarse el triaxial sobre cilindro hueco. La probeta tiene un hueco axial, y se aplican presiones de agua diferentes en sus caras interna y externa, lo que permite tres tensiones principales diferentes. Sin embargo, tiene el inconveniente de que las tensiones varían de un punto a otro de la muestra, dejando de ser un estado uniforme.

6.4 EMPLEO DE LOS PARÁMETROS MECÁNICOS

En los Apartados anteriores se ha presentado la determinación del comportamiento mecánico de los suelos mediante ensayos de laboratorio. Como resultado, se han obtenido parámetros de deformabilidad y resistencia. Dada la multiplicidad de parámetros definidos (en efectivos o totales, con y sin drenaje, de pico, críticos y residuales,...) resulta conveniente recapitular aquí haciendo comentarios sobre la forma de emplear estos parámetros en la práctica, distinguiendo entre diferentes tipos de suelos y de procesos de carga.

6.4.1 Tipos de procesos de carga

Los procesos de carga asociados a la construcción de obras pueden clasificarse en tipos atendiendo a varias características.

– **Por la dirección de la trayectoria de tensiones**

En un caso real cualquiera, la trayectoria de tensiones en cada punto, representada p.ej., en el plano (p,q) , tendrá una dirección diferente, a partir de la situación inicial, de equilibrio bajo su peso propio (estado geostático). Sin embargo, existen direcciones predominantes, típicas de cada caso. Por ello, se suele hablar de:

- Procesos de carga: aquéllos en los que, de forma predominante, las trayectorias de tensiones se dirigen hacia la derecha, es decir, con un aumento notable de las presiones medias, p , y, en menor cuantía, de las tensiones desviadoras, q .
- Procesos de descarga, en los que ocurre lo contrario, es decir, predomina una disminución de las presiones medias y las trayectorias se dirigen hacia la izquierda.
- Procesos de corte: en ellos predominan los esfuerzos desviadores, q , frente a aumentos o disminuciones de p de menor cuantía relativa; las trayectorias son predominantemente ascendentes.

En cimentaciones, el terreno situado bajo la carga está sometido a un aumento de la carga vertical y, en menor cuantía, de la horizontal. Si el terreno situado a los lados tuviera rigidez nula, la situación sería como en un ensayo triaxial, con aumento de la carga vertical y tensión horizontal constante, lo que, como sabemos, implica una trayectoria con pendiente 1. Si, por el contrario, dicho terreno fuese infinitamente rígido, se produciría una carga vertical confinada, como en el ensayo edométrico, resultando una trayectoria con pendiente del orden de $1/3$ (en rigor, $(1-K_0)/(1+K_0)$). La realidad estará entre estas dos situaciones extremas, por lo que cabe hablar de un proceso de carga o carga-corte (Figura 6.38-a).

En excavaciones, en cambio, la situación es inversa, y la tensión vertical bajo el fondo de la excavación disminuye. La trayectoria, entonces, se dirige hacia la izquierda, y es de descarga o descarga-corte (Figura 6.38-b).

– **Por las condiciones de drenaje**

Sobre este aspecto se ha comentado bastante en todo el Capítulo. Las cargas reales causadas por las obras se aplican a un cierto ritmo, y en general el tiempo que tardan en alcanzar su valor final es de unas semanas o unos meses, según el tipo de obra de que se trate.

- En suelos granulares, da tiempo a que el agua de los poros se filtre de unos puntos a otros, acomodándose a las deformaciones volumétricas que se van produciendo. En el extremo, si la permeabilidad fuese infinita, no habría ninguna variación de la presión intersticial. Se dice que se trata de un proceso de carga lenta o con drenaje.
- En suelos arcillosos, muy poco permeables, la filtración del agua descrita necesitaría un tiempo mucho mayor para producirse. En la situación extrema, de que la permeabilidad fuese nula, no habría filtración ninguna, y la deformación originada por las cargas se produciría sin migración interna de agua, es decir, sin variación de volumen en ningún punto del suelo. Se dice entonces que es un proceso de carga rápida o sin drenaje.

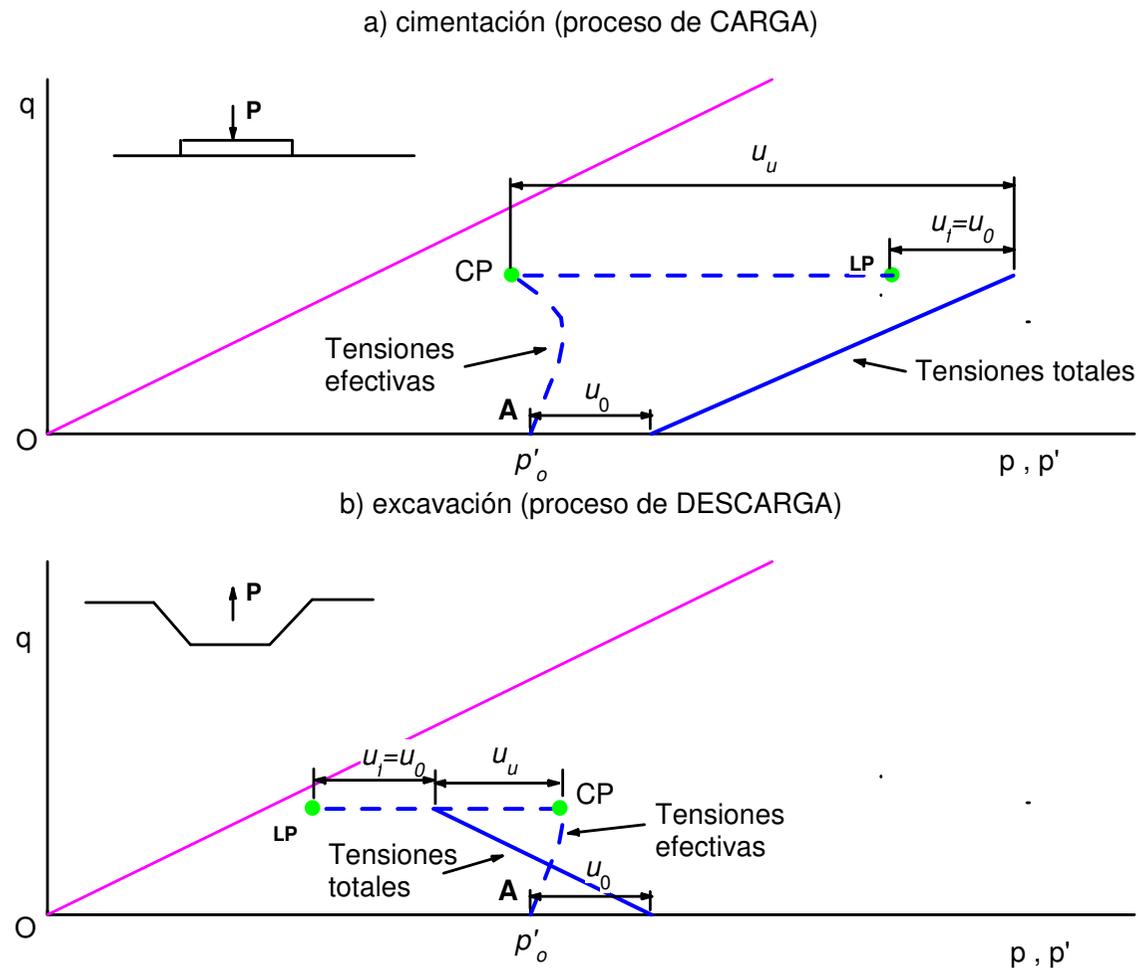


Figura 6.38. Procesos de carga y descarga. Situaciones de corto plazo (CP) y largo plazo (LP) en procesos sin drenaje

Los suelos reales estarán siempre en una situación intermedia entre los dos extremos descritos. Sin embargo, en suelos granulares se aproximan más a la primera, y es habitual considerar que la carga es con drenaje. Por el contrario, en suelos arcillosos, es habitual considerar la hipótesis de carga sin drenaje.

Hay casos que se salen de esta pauta. Los terremotos implican la acción de cargas tangenciales cíclicas con frecuencias de varios ciclos por segundo. Con esta velocidad, las cargas deben considerarse sin drenaje aun en suelos arenosos, pudiendo así llegarse al fenómeno de la licuefacción (aumento progresivo de la presión intersticial hasta igualar a la presión total). En el extremo contrario, los procesos erosivos en laderas, a escala temporal geológica, son tan lentos que, incluso en arcillas, pueden considerarse como carga con drenaje.

En cualquier caso, las tensiones iniciales, debidas al peso propio, han estado actuando un tiempo muy largo, por lo que, salvo casos de rellenos arcillosos artificiales recientes, no existen presiones intersticiales por disipar. Por ello, en los casos en que la carga posterior sea sin drenaje, se tratará de un proceso de tipo C-U (consolidación previa y carga sin drenaje).

En los casos de carga sin drenaje, posteriormente se producirá la disipación paulatina de las presiones intersticiales generadas (consolidación). Tras un tiempo teóricamente infinito, se llegará a su disipación completa, y a un estado de tensiones similar al que hubiera provocado la carga con drenaje. Por eso, en estos casos deben en principio estudiarse, cara a la estabilidad, dos estados:

- Corto plazo, inmediatamente después de aplicada la carga sin drenaje.
- Largo plazo, después de tiempo infinito, llegándose a la situación con drenaje.

En los casos en que predomine algún tipo de trayectorias, es posible prever cual de estas situaciones es más crítica. En casos de carga (cimentaciones), la situación a corto plazo es más desfavorable, pues debido al aumento de la presión media p , las presiones intersticiales generadas sin drenaje son positivas; su disipación posterior aumenta las tensiones efectivas normales y , por tanto, la estabilidad a largo plazo (Figura 6.38-a). En cambio, en excavaciones, la disminución de p implica disminuciones sin drenaje de la presión intersticial, cuya disipación implica disminución de las presiones efectivas, y por lo tanto, aumento del riesgo de rotura (Figura 6.38-b).

Lo anterior se refiere a las condiciones de estabilidad. Las deformaciones son siempre mayores a largo plazo, tras la consolidación, y en esa situación deben estudiarse.

6.4.2 Tipos de análisis

En el proyecto de una obra, el análisis de los procesos descritos persigue dos fines: la distribución de tensiones y deformaciones bajo las cargas previsibles de servicio, y la seguridad de que se dispone frente a la posible rotura del terreno. Las ecuaciones que gobiernan el problema son:

- Equilibrio interno, de las tensiones actuantes sobre cualquier elemento diferencial de terreno:

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} &= \gamma_x \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} &= \gamma_y \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} &= \gamma_z\end{aligned}\tag{6.36}$$

- Ley tensión-deformación, en principio elástica (Hooke):

$$\Delta \varepsilon_x = \frac{1}{E} \left[\Delta \sigma'_x - \nu (\Delta \sigma'_y + \Delta \sigma'_z) \right], \text{ etc.}\tag{6.37}$$

– Criterio de plastificación, o condición de rotura (Mohr-Coulomb):

$$\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} - c \cdot \cos \phi - \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \cdot \operatorname{sen} \phi = 0 \quad (6.38)$$

Las leyes tensión-deformación y criterio de plastificación están en tensiones efectivas, pero las tensiones que aparecen en las ecuaciones de equilibrio interno son las totales. Sin embargo, haciendo uso de la ley de Terzaghi se pueden expresar como suma de las efectivas e intersticial:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} &= \gamma_x - \frac{\partial u}{\partial x} = \gamma'_x \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma'_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} &= \gamma_y - \frac{\partial u}{\partial y} = \gamma'_y \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} &= \gamma_z - \frac{\partial u}{\partial z} = \gamma'_z \end{aligned} \quad (6.39)$$

siendo γ'_i la fuerza másica efectiva en dirección i .

Por lo tanto, si se conoce la presión intersticial u en cada punto, es posible establecer las ecuaciones de equilibrio interno también en tensiones efectivas¹¹. A esto se denomina análisis en tensiones efectivas.

Por otra parte, se ha visto en los Apartados anteriores que en procesos de carga sin drenaje, es posible encontrar una ley tensión-deformación elástica equivalente en tensiones totales, con parámetros ($E_u, \nu_u = 1/2$), y también existe una línea de resistencia equivalente sin drenaje ($c_u, \phi_u = 0$). Entonces, puede hacerse lo que se denomina análisis en tensiones totales.

¹¹ Las fuerzas másicas totales, salvo acciones dinámicas, se reducen a (con el eje OZ hacia arriba):

$$\gamma_x = \gamma_y = 0 \quad ; \quad \gamma_z = -\gamma_{sat}$$

Entonces, teniendo en cuenta la expresión del potencial hidráulico ($\Phi = z + u/\gamma_w$), las fuerzas másicas efectivas son:

$$\gamma'_x = -\frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{\partial}{\partial x}[\gamma_w(\Phi - z)] = -\gamma_w \frac{\partial \Phi}{\partial x}$$

$$\gamma'_y = -\frac{\partial u}{\partial y} = -\frac{\partial}{\partial y}[\gamma_w(\Phi - z)] = -\gamma_w \frac{\partial \Phi}{\partial y}$$

$$\gamma'_z = -\gamma_{sat} - \frac{\partial u}{\partial z} = -\gamma_{sat} - \frac{\partial}{\partial z}[\gamma_w(\Phi - z)] = -\gamma_{sat} + \gamma_w - \gamma_w \frac{\partial \Phi}{\partial z} = -\gamma_{sum} - \gamma_w \frac{\partial \Phi}{\partial z}$$

que, como puede verse, consisten en la suma del peso sumergido, vertical, y la fuerza ($\gamma_w \text{grad}\Phi$) en dirección opuesta al gradiente (fuerza de filtración).

6.4.3 Procesos de carga con drenaje

Como se ha visto, este caso se produce en los casos usuales de cargas sobre suelos arenosos, y en arcillas sólo en procesos extraordinariamente lentos (estabilidad de laderas).

En ellos, se conocen las presiones intersticiales en todos los puntos. Si no hay excavaciones ni bombeos bajo el nivel freático, serán las mismas que había inicialmente, y en caso contrario obedecerán a un estado de filtración estacionaria.

En ambos casos, puede calcularse la distribución de presiones intersticiales y hacer el análisis en tensiones efectivas. Ello quiere decir que:

- Las cargas exteriores actuantes sobre el terreno son en general totales (se aplican mediante un elemento impermeable, como el hormigón de una cimentación). Entonces, debe tomarse su componente efectiva, restando la presión del agua en la región de aplicación de la carga (lo que se suele denominar "*subpresión*").
- Los parámetros mecánicos deben introducirse en efectivos: peso específico sumergido bajo el nivel freático, deformabilidad (E, ν), resistencia (c, ϕ).
- Las cargas que resultan, si es el caso, son también efectivas. Para hallar las totales debe sumarse la presión del agua ("*subpresión*") en la zona de aplicación.

Hay algunas dudas respecto a la elección de los parámetros anteriores, que se comentan a continuación.

– Variación del módulo de elasticidad

Hemos visto que el módulo de elasticidad varía con la presión de confinamiento (ver, por ejemplo, las tres curvas de la Figura 6.26-a). Entonces, la determinación del valor a adoptar se debe hacer en cada caso atendiendo a las tensiones iniciales, de peso propio, existentes en cada punto, interpolando o extrapolar los resultados de los ensayos realizados.

La consecuencia de esto es que, en general, en un terreno homogéneo el módulo crece con la profundidad¹². Si se van a aplicar soluciones elásticas desarrolladas para módulo constante, deberá tomarse un valor medio en la zona de influencia de las cargas aplicadas.

¹² En arenas y arcillas blandas (normalmente consolidadas o ligeramente sobreconsolidadas), este crecimiento con la presión de confinamiento suele ser muy notable, aunque no lineal, sino con una ley del tipo: $E = k \cdot \sigma'_0^n$, con un exponente n del orden de 0,4-0,5. En arcillas duras, los fenómenos de sobreconsolidación enmascaran este crecimiento, y es usual tomar un valor constante en profundidad.

– Suelos duros. Rotura progresiva

En suelos duros (densos o sobreconsolidados), vimos que existe una resistencia máxima, "de pico", pasada la cual la tensión tangencial cae a un valor menor, que denominamos "crítico". Incluso, en suelos arcillosos, esta resistencia disminuye aún más y, para deformaciones muy grandes, se llega a un valor llamado "residual". Queda la duda de cuál de estos valores debe considerarse en el cálculo.

En principio, parece que debe tomarse el valor de pico, pues sólo cuando éste se supera se llega a resistencias menores. Esto es así en general en cimentaciones de dimensiones moderadas. Sin embargo, en casos que implican roturas de grandes dimensiones (por ejemplo, en deslizamientos de taludes o cimentación de grandes presas), al aplicar las cargas las tensiones no aumentan al mismo ritmo en los distintos puntos de la zona de posible rotura. Entonces, puede ocurrir que en algunos puntos se alcance la resistencia de pico cuando en el resto aún se está en régimen pre-rotura. Si se sigue aumentando la carga, la tensión en estos puntos comienza a descender, descargándose en los adyacentes. Al final, cuando se produce la rotura general, hay puntos que acaban de llegar a la resistencia de pico (los últimos en romper), mientras que en otros la resistencia ya ha descendido notablemente. La resistencia media será un valor intermedio entre la de pico y la crítica.

Este proceso se denomina "rotura progresiva". Skempton (1964) fue el primero en estudiarlo sistemáticamente, definiendo un factor de interpolación, R :

$$\tau_{media} = R \cdot \tau_{critica} + (1 - R)\tau_{pico} \quad (0 \leq R \leq 1) \quad (6.40)$$

El factor R debe tomarse tanto mayor cuanto mayor variación de tensión tangencial quepa esperar en la zona de rotura. Las arcillas fisuradas son especialmente proclives al fenómeno, por la concentración de tensiones en los extremos de sus microfisuras.

El caso más extremo a este respecto es cuando se trata de reactivación de una rotura preexistente. Esta situación se da cuando se hacen excavaciones o rellenos en laderas en las que existía un deslizamiento previo. En estos deslizamientos es frecuente que se hayan producido deformaciones de corte muy grandes, y que por tanto la resistencia a lo largo de la superficie de rotura haya llegado incluso a su valor residual. Si se ensayan muestras tomadas en otros puntos, se obtendrán resistencias de pico, que no son en absoluto representativas de la resistencia de la superficie de rotura previa. Entonces, para analizar la estabilidad de deslizamiento a lo largo de dicha superficie, debe tomarse una resistencia próxima a la residual.

6.4.4 Procesos de carga sin drenaje. Situación a corto plazo

En esta situación, propia de cargas usuales en arcillas o extremadamente rápidas (terremotos) en arenas, las presiones intersticiales son muy difíciles de evaluar.

Puede intentarse obtener la distribución de presiones totales y, mediante las fórmulas de Skempton (6.18) o Henkel (6.20), evaluar la presión intersticial alcanzada en cada punto. Esto, aun siendo en principio posible, tiene una gran dificultad, por la gran variación de los coeficientes implicados (A o a) con las tensiones (RSC) a cada profundidad. Además, las variaciones espaciales resultantes de la presión intersticial serán grandes y siguiendo pautas complejas, lo que impide la evaluación de sus derivadas, necesarias para hallar las fuerzas máxicas (6.39) y hacer el análisis en tensiones efectivas.

En cambio, es posible y sencillo el camino contrario, haciendo el análisis en tensiones totales. Ello supone:

- De las cargas exteriores actuantes debe tomarse el valor total, sin descontar ninguna presión de agua.
- Los parámetros mecánicos deben introducirse en totales: peso específico saturado bajo el nivel freático, deformabilidad sin drenaje ($E_u, \nu_u = 1/2$), y resistencia al corte sin drenaje ($c_u, \phi_u = 0$).
- Las cargas que resultan, si es el caso, son también totales. No debe sumarse la presión del agua en la zona de aplicación.

– Variación del módulo de elasticidad

Se plantean dudas parecidas al caso anterior, respecto a la selección del módulo de elasticidad. El módulo sin drenaje varía también con la presión de confinamiento (Figura 6.33), por lo que son de aplicación los mismos comentarios hechos para el módulo con drenaje.

Existe una relativa experiencia sobre la variación del cociente módulo/resistencia (E_u/c_u) que permite obtener valores adecuados del módulo sin drenaje a partir de la resistencia, que se comenta en el párrafo siguiente. Duncan y Buchigani (1976) propusieron una de las correlaciones más usadas, donde el cociente decrece con la razón de sobreconsolidación y con el índice de plasticidad.

– Resistencia al corte sin drenaje

También este parámetro varía con las tensiones previas y, por tanto, con la profundidad. Para hacer las interpolaciones o extrapolaciones pertinentes se cuenta con la gran ayuda del conocimiento, relativamente preciso, de las pautas de esta variación, cuantificables de forma sencilla y cómoda mediante la fórmula de Ladd (6.32):

$$\frac{c_u}{p'_0} = k \cdot \left(\frac{p'_c}{p'_0} \right)^\alpha \quad (6.41)$$

Entonces, para cada ensayo triaxial realizado, sobre tres probetas de una misma muestra tomada a una cierta profundidad, y sometidas a presiones de célula, p'_0 , diferentes, se conocen los desviadores de rotura respectivos, y por tanto sus resistencias sin drenaje, c_u (la mitad del desviador correspondiente). Con ello, se pueden estimar con cierta fiabilidad los parámetros k, α, p'_c , y obtener con ello el valor de la resistencia c_u disponible in situ en el punto de toma de la muestra. La sistematización de este cálculo es la base del denominado "método SHANSEP" ("*Stress History And Normalized Soil Engineering Parameters*") (Ladd y Foott, 1974).

Un resultado colateral interesante del cálculo es la presión de preconsolidación, p'_c . Los resultados no son peores que los obtenidos a partir de las curvas edométricas con la construcción de Casagrande.

Alternativamente a la utilización de la fórmula de Ladd, es posible determinar el valor operativo de la resistencia al corte sin drenaje a través de los coeficientes de presión intersticial. Para ello, se interpreta cada ensayo triaxial mediante los pasos siguientes:

- Determinar la envolvente de rotura en efectivas

- Calcular el coeficiente de presión intersticial en rotura, A , de Skempton en cada probeta.
- Utilizando la pauta habitual de variación del coeficiente A con la razón de sobreconsolidación, obtener el valor de la presión de célula que habría que aplicar para que el coeficiente A tomara valores propios de un suelo normalmente consolidado (0,5-1,0). Esta sería la presión de preconsolidación, p'_c , de la muestra.
- Determinar el valor de A para la presión de confinamiento existente in situ
- Con este valor de A y la línea de resistencia efectiva, determinar la resistencia al corte sin drenaje para la presión de confinamiento in situ.

Este método es algo más engorroso y menos fiable que la utilización de la fórmula de Ladd, pero puede usarse como apoyo.

6.4.5 Procesos de carga sin drenaje. Situación a largo plazo

Como ya se ha dicho, esta situación es similar a la que se llegaría si la carga se hubiera aplicado lentamente, por lo que son válidos los comentarios hechos para ese caso: análisis en efectivas, selección de parámetros, etc.