

3

TENSIONES EN EL TERRENO

3.1 DEFINICIÓN DEL ESTADO TENSIONAL

3.1.1 El terreno como sistema trifase

En el caso más general, un elemento cualquiera del terreno está constituido por tres fases: sólida, líquida y gaseosa. En capítulos anteriores se han analizado las relaciones ponderales y volumétricas entre ellas, y la distribución de presiones en la fase líquida. En este Capítulo se tratan las tensiones existentes en la fase sólida, así como la interacción mutua entre las fases. Este estudio servirá de base para el análisis del comportamiento mecánico que se realiza en los capítulos posteriores.

En un material continuo, la tensión que actúa sobre un plano cualquiera que pasa por un determinado punto se define como la fuerza (con sus componentes normal y tangencial) que actúa por unidad de superficie

de dicho plano. Sin embargo, en el caso del suelo, parte de esta superficie está ocupada por materia sólida y parte por huecos rellenos de agua o aire. Se hace preciso entonces definir con más detalle lo que se entiende por tensión y en que forma interviene cada una de las fases. Ello constituye quizá el punto clave de la Mecánica del Suelo, no resuelto de una manera satisfactoria hasta los trabajos de Terzaghi hace medio siglo.

En la Figura 3.1 se esquematizan las tensiones existentes en un punto interior del suelo, en el caso general de coexistencia de las tres fases (suelo parcialmente saturado). Alrededor de una partícula de suelo actuarán las siguientes sollicitaciones:

- Presión del aire, u_a
- Presión del agua, u
- Fuerzas transmitidas por otras partículas. N_i, T_i .

En el caso más sencillo de suelo saturado, desaparece el término correspondiente al aire, u_a .

El análisis de problemas geotécnicos se realiza a escala macroscópica. En estas condiciones, es preciso asimilar el material discontinuo que es el conjunto de las partículas a un material continuo, en el cual se defina un estado tensional equivalente a las fuerzas y presiones de la Figura 3.1.

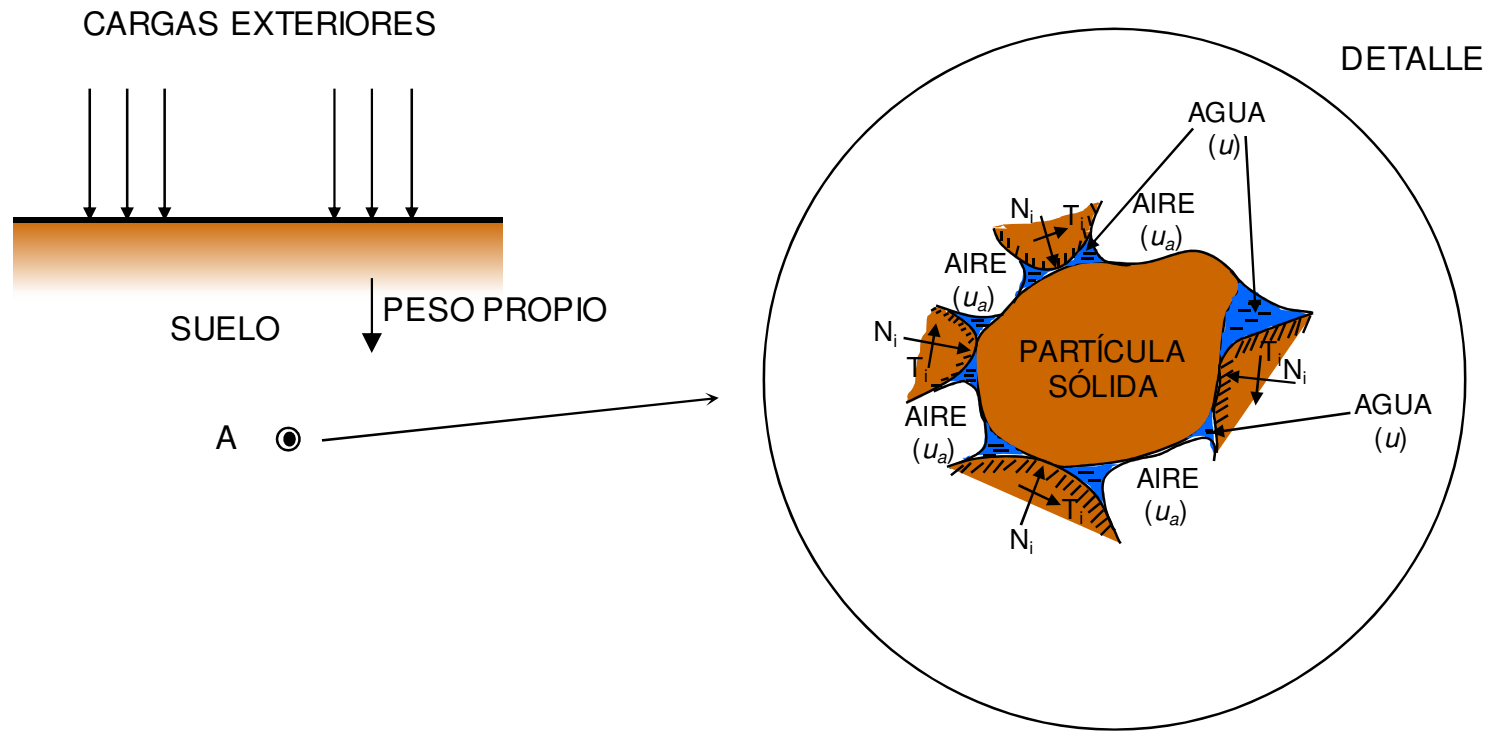


Figura 3.1. Esfuerzos sobre una partícula de suelo. Caso general.

Sea un punto A , interior al terreno, y demos un corte según un plano π que a escala de partículas sea ondulado de forma que no corte a ninguna y pase por los puntos de contacto entre ellas (Figura 3.2). En el caso más general de suelo parcialmente saturado, sobre la unidad de superficie de dicho plano actuarán:

- a) Fuerzas transmitidas por las partículas, que darán una componente unitaria normal, σ_i y una tangencial, τ_i , sobre el plano. A esta tensión se le denomina tensión intergranular. Nótese que las fuerzas se dividen por el área total, y no por el área de contacto, por lo que la tensión intergranular no es la tensión real existente en los contactos, sino una magnitud ficticia mucho menor.
- b) Presión intersticial del agua, u , actuante en una cierta fracción, χ , de la superficie ocupada por los poros (los contactos entre partículas pueden suponerse puntuales y entonces dicha superficie de poros es la total).
- c) Presión intersticial del aire, u_a , actuante en el resto de la sección.

Naturalmente, la tensión total existente sobre dicho plano será:

$$\begin{aligned}\sigma &= \sigma_i + \chi u + (1 - \chi)u_a \\ \tau &= \tau_i\end{aligned}\tag{3.1}$$

O bien, despejando la tensión intergranular y reagrupando convenientemente los términos:

$$\begin{aligned}\sigma_i &= \sigma - u_a + \chi(u_a - u) \\ \tau &= \tau_i\end{aligned}\tag{3.2}$$

En el caso más simple de suelo totalmente saturado ($\chi = 1$) se obtiene:

$$\begin{aligned}\sigma_i &= \sigma - u \\ \tau_i &= \tau\end{aligned}\tag{3.3}$$

siendo u la presión intersticial del agua, o simplemente presión intersticial.

Y en el caso de suelo seco ($\chi = 0$) y con el aire en contacto con la atmósfera ($u_a = 0$):

$$\begin{aligned}\sigma_i &= \sigma \\ \tau_i &= \tau\end{aligned}\tag{3.4}$$

3.2 EL PRINCIPIO DE PRESIÓN EFECTIVA

De acuerdo con lo expuesto en el apartado anterior, el comportamiento mecánico del suelo no puede ser regido únicamente por las tensiones totales ejercidas sobre él, sino que es preciso considerar de alguna forma la influencia de las presiones intersticiales.

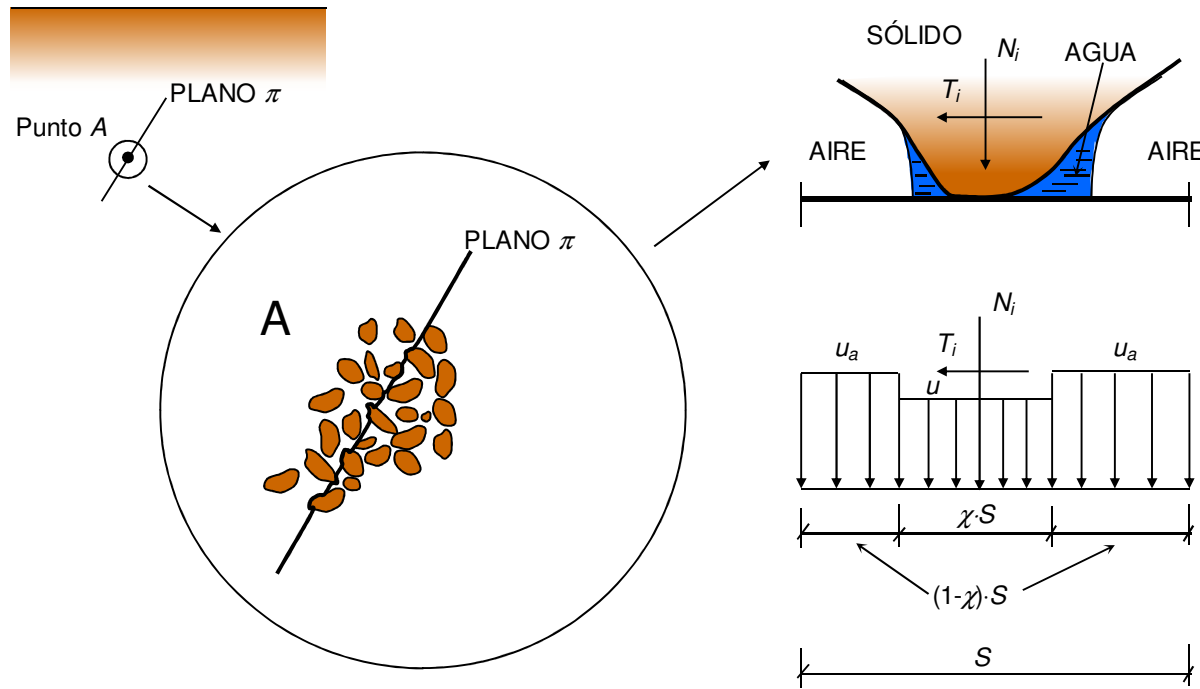
Se denomina tensión efectiva a la que gobierna dicho comportamiento, es decir, a aquella tensión cuya variación y sólo cuya variación produce deformación e influye en la resistencia del suelo.

Así definida, la tensión efectiva debe ser una cierta función de las tensiones antes definidas (total, intergranular e intersticiales).

En el caso de suelo seco no existe problema. Al ser la tensión intergranular la única existente y, por tanto, igual a la total. Así pues, en este caso:

$$\begin{aligned}\sigma' &= \sigma_i = \sigma \\ \tau' &= \tau_i = \tau\end{aligned}\tag{3.5}$$

designando con (') las componentes de la tensión efectiva.



El contacto entre partículas se supone puntual

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{\Sigma \text{Fuerzas normales}}{\text{Superficie total}} = \\ &= \frac{N_i + u \chi S + u_a (1 - \chi) S}{S} = \\ &= \sigma_i + \chi u + (1 - \chi) u_a \\ \tau &= \frac{\Sigma \text{Fuerzas tangenciales}}{\text{Superficie total}} = \\ &= \frac{T_i}{S} = \tau_i \end{aligned}$$

Figura 3.2. Tensiones totales, intergranulares e intersticiales

El caso de suelos totalmente saturados plantea más problemas. Mediante algunos ejemplos puede verse que la tensión total no es representativa. En la superficie del suelo de la Figura 2 del capítulo anterior, la tensión total es nula, y en cambio las partículas están unidas entre sí, debido a la succión capilar. Por el

contrario, las partículas de arena situadas en el fondo del mar están sometidas a una presión total enorme (el peso del agua situada encima) y, sin embargo, están totalmente sueltas.

Fue [Terzaghi](#), en 1925, quien planteó la hipótesis de que, en este caso, la tensión efectiva es también la intergranular, es decir:

$$\begin{aligned}\sigma' &= \sigma_i = \sigma - u \\ \tau' &= \tau_i = \tau\end{aligned}\tag{3.6}$$

Esta hipótesis es intuitivamente plausible, ya que la presión intersticial, u , al actuar alrededor de cada partícula, no produce en ella ningún efecto. De hecho, la ecuación (3.6), planteada por Terzaghi con una base experimental, es de uso general y constituye quizá el pilar fundamental de la actual Mecánica del Suelo.

El principio de presión efectiva (3.6) permite interpretar en forma cuantitativa algunos fenómenos descritos en el capítulo anterior al hablar de los efectos del agua en el suelo. Así, la Figura 3.3 representa la distribución de presiones verticales totales y efectivas para el mismo caso de la figura 2 del capítulo anterior. Como puede verse, la succión capilar del agua sobre el nivel freático hace que la presión efectiva sea positiva, incluso en la superficie, lo cual produce que, incluso tratándose de una arena, presente una cohesión aparente.

El fenómeno del sifonamiento resulta asimismo fácilmente explicable en base a este principio. Al alcanzar la presión intersticial un valor igual al peso saturado del suelo, ello implica que, según la ecuación (3.6), se anule la presión efectiva y los granos de suelo no están unidos entre sí por ninguna compresión.

El principio de presión efectiva, como ya se ha indicado, es de aplicación general y clara en suelos saturados. En otros casos, como el de suelos parcialmente saturados y rocas la situación es más problemática.

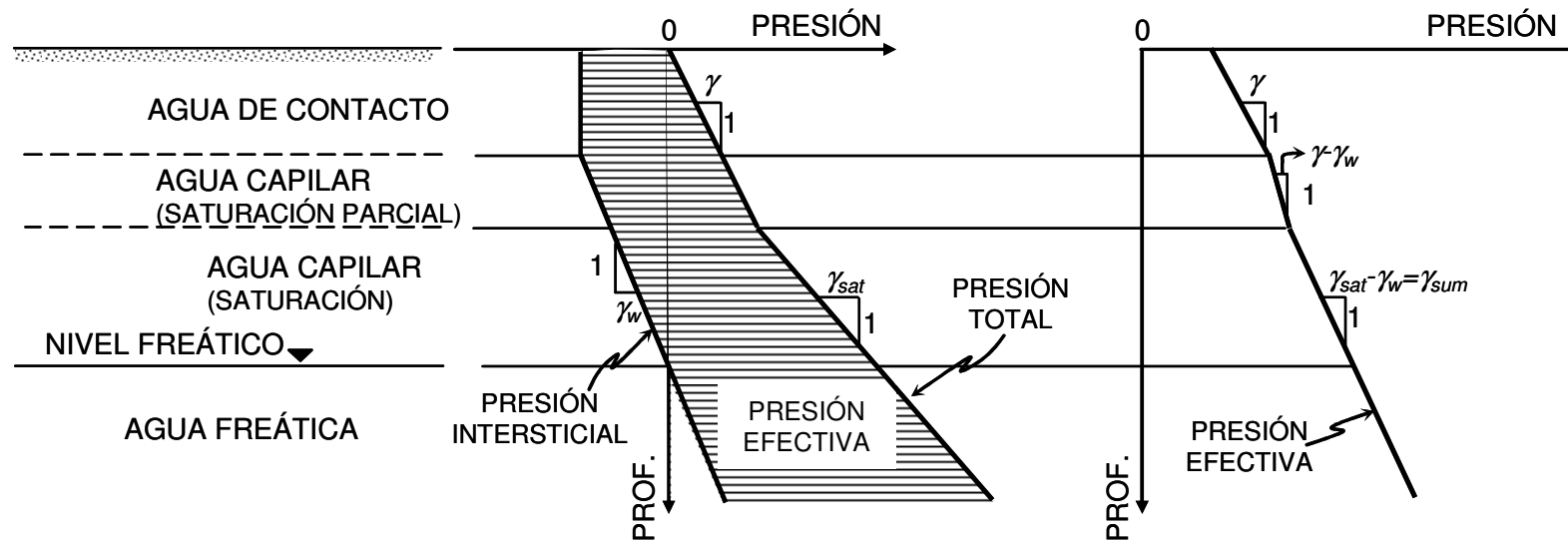


Figura 3.3. Presiones totales, intersticiales y efectivas

En el caso de suelos parcialmente saturados, se ha llegado a plantear la misma hipótesis, de identificación de la presión efectiva con la intergranular, definida por la ecuación (3.2) (Bishop, 1959), es decir:

$$\sigma' = \sigma_i = \sigma - u_a + \chi(u_a - u) \quad (3.7)$$

Se ha observado experimentalmente que ello conduce a resultados correctos para el estudio de la resistencia al corte, pero sin embargo, para el análisis de la deformabilidad la hipótesis se revela inaceptable. En estos casos se cuestiona la existencia del concepto de tensión efectiva, es decir, que puede no existir una única combinación de las tensiones intergranulares e intersticiales que gobierne el comportamiento del suelo, con lo cual dicho comportamiento debe analizarse como función de tres variables independientes (σ, u_a, u). De todas formas, resulta evidente que un incremento igual de las tres variables no debe producir ningún efecto, por lo cual pueden usarse sólo las dos diferencias entre ellas, por ejemplo ($\sigma - u_a, u_a - u$) (Fredlund y Morgenstern, 1977). A estas dos variables se les denomina "tensiones significativas".

En el caso de rocas y sólidos porosos saturados, se acepta la identificación de la tensión efectiva con la intergranular, sin embargo, la expresión de ésta en función de las tensiones total e intersticial no es, según algunos autores, la dada por la expresión (3.3), sino que es preciso considerar que el contacto entre cristales

no es puntual, viniendo afectada en este caso la presión intersticial por un coeficiente menor que la unidad, sin que exista acuerdo unánime en este punto, ni una base experimental concluyente que lo apoye. A falta de esto, es práctica común aceptar la aplicabilidad de la ecuación (3.6). Si estos materiales están parcialmente saturados, a estas limitaciones se añaden las comentadas en el párrafo anterior.

Es importante señalar con carácter general que, de todas las magnitudes definidas, sólo las tensiones totales e intersticiales son directamente medibles, controlables o calculables. Las tensiones intergranulares, efectivas o significativas se evalúan indirectamente a partir de aquellas.

3.2.1 Magnitudes representativas

Nos ceñiremos en lo que sigue al caso de suelos secos o totalmente saturados. En ellos se definen tres entes tensoriales: la tensión total (σ_{ij}), la tensión intersticial, (u_{ij}), y la tensión efectiva, (σ'_{ij}), verificándose entre ellos la ley de Terzaghi:

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u_{ij} \quad (3.8)$$

El tensor de tensiones intersticiales, u_{ij} , es isótropo (el agua no admite tensiones tangenciales), es decir, viene definido únicamente por el valor escalar, u , de la presión intersticial ($u_{ij} = u \cdot \delta_{ij}$). En consecuencia, las

direcciones principales de tensiones totales y efectivas coinciden. La ecuación (3.8) se expresa en forma de componentes como:

$$\begin{bmatrix} \sigma'_x & \tau'_{xy} & \tau'_{xz} \\ \tau'_{xy} & \sigma'_y & \tau'_{yz} \\ \tau'_{xz} & \tau'_{yz} & \sigma'_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_x - u & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y - u & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z - u \end{bmatrix} \quad (3.9)$$

Conviene advertir que se adopta como convenio de signos el considerar positivas las compresiones, ya que en problemas geotécnicos éstas predominan sobre las tracciones. Este convenio es usual en Geotecnia, pero no en otras ramas. Para que sea coherente, debe invertirse también el signo de los pares de tensiones tangenciales (τ_{ij}), considerando positivas aquéllas que tienden a abrir el ángulo formado por los planos coordenados respectivos (Figura 3.4). Con ello, el vector tensión, \vec{t} , sobre un plano cuya normal interior tiene por cosenos directores (l_x, l_y, l_z) vale:

$$\begin{bmatrix} t_x \\ t_y \\ t_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix} \begin{bmatrix} l_x \\ l_y \\ l_z \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

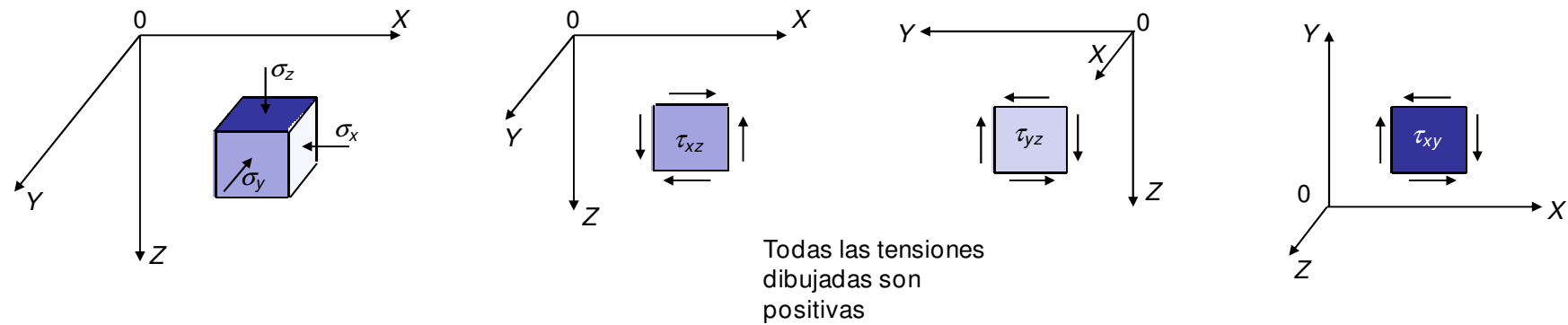


Figura 3.4. Convenio de signos

Para definir el estado tensional de un punto del terreno se precisan, por tanto, siete parámetros: las seis componentes cartesianas del tensor de tensiones totales, σ_{ij} ; más la presión intersticial, u . Para un manejo más cómodo, suelen usarse grupos de parámetros más reducidos, que reproduzcan al menos las características más importantes del estado tensional. Los más utilizados son:

- a) Tensiones principales: Si la dirección en que actúan los esfuerzos es conocida o no es significativa, puede reducirse a cuatro el número de parámetros empleando las tensiones principales:

$$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \quad ; \quad \sigma'_i = \sigma_i - u \tag{3.11}$$

Para calcular los valores de las tensiones principales se impone la condición de que en la ecuación (3.10) el vector \bar{i} sea paralelo al vector normal, \bar{n} . La condición de que el sistema resultante en I_i tenga solución no trivial es la anulación del determinante:

$$\det \begin{bmatrix} \sigma_x - \sigma & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y - \sigma & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z - \sigma \end{bmatrix} = 0 \quad (3.12)$$

ecuación de tercer grado en σ , cuyas tres raíces son las tensiones principales. Su desarrollo conduce a:

$$\sigma^3 - I_1 \sigma^2 - I_2 \sigma - I_3 = 0 \quad (3.13)$$

b) Invariantes de tensiones: Los coeficientes de la ecuación (3.13) son magnitudes cuyo valor no cambia al girar el sistema de coordenadas, y se denominan invariantes de tensiones. Su expresión es:

$$\begin{aligned} I_1 &= \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \\ I_2 &= -(\sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x) + \tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2 = -(\sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2 \sigma_3 + \sigma_3 \sigma_1) \\ I_3 &= \sigma_x \sigma_y \sigma_z - \sigma_x \tau_{yz}^2 - \sigma_y \tau_{xz}^2 - \sigma_z \tau_{xy}^2 + 2 \tau_{xy} \tau_{xz} \tau_{yz} = \sigma_1 \sigma_2 \sigma_3 \end{aligned} \quad (3.14)$$

En capítulos posteriores se estudiará el comportamiento mecánico de los suelos, pero es intuitivo pensar que, al tratarse de un conjunto de granos, su comportamiento dependerá fundamentalmente de dos componentes del estado tensional: la presión media de confinamiento (que comprime los granos entre sí y rigidiza la estructura del suelo) y las tensiones tangenciales (que tienden a hacer deslizar entre sí las partículas). Para representar adecuadamente estas componentes, la forma más rigurosa es la descomposición del tensor de tensiones efectivas, σ' , en la suma de un tensor isótropo y otro tensor desviador. Sin embargo, para estudios más simplificados se emplean una serie de parámetros que de una forma aproximada representen la magnitud de ambas componentes. Los invariantes de tensiones (3.14) cumplen este objetivo, pues el primero es una medida de la presión media y el segundo de los esfuerzos desviadores, y son útiles en modelos refinados del comportamiento del suelo. Sin embargo, para estudio de procesos sencillos suelen usarse, en tensiones totales o efectivas, los siguientes parámetros, de manejo más cómodo:

- c) Tensiones octaédricas: Se llaman así por ser las componentes normal y tangencial de la tensión actuante sobre los planos inclinados por igual respecto a las direcciones principales (planos octaédricos).

$$\begin{aligned}\sigma_{oct} &= \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \frac{1}{3}I_1 \\ \tau_{oct} &= \frac{1}{3}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2} = \frac{1}{3}\sqrt{2I_1^2 + 6I_2} \\ \sigma'_{oct} &= \sigma_{oct} - u \\ \tau'_{oct} &= \tau_{oct}\end{aligned}\tag{3.15}$$

- d) Parámetros de Roscoe:

$$\begin{aligned}p_R &= \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \sigma_{oct} \\ p'_R &= \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) = \sigma'_{oct} = p_R - u \\ q_R &= \sigma'_1 - \sigma'_3 = \sigma_1 - \sigma_3\end{aligned}\tag{3.16}$$

e) Parámetros de Lambe:

$$\begin{aligned} p &= \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \\ p' &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) = p - u \\ q &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \end{aligned} \tag{3.17}$$

De estos grupos de parámetros, las tensiones principales y los invariantes requieren para su manejo un espacio de tres dimensiones. Los restantes son bidimensionales y tratan de recoger las dos componentes antes citadas. De ellos, el más correcto es indudablemente el constituido por las tensiones octaédricas, ya que σ'_{oct} es la media aritmética de las tensiones principales (presión media) y τ_{oct} es la media cuadrática de los esfuerzos desviadores. Los parámetros de Roscoe son más sencillos de manejo, a costa de despreciar la influencia de la tensión intermedia (σ'_2) en la magnitud desviadora. Los de Lambe suponen la simplificación adicional de despreciar la influencia de σ'_2 en la presión media. Respecto a los dos últimos, a veces existe cierta confusión, debido a que la notación empleada es la misma para ambos (el subíndice 'R' de la ecuación (3.16) no suele utilizarse). Los de Roscoe son frecuentes en literatura anglosajona y en estudios de carácter

fundamental, mientras que los de Lambe se utilizan más en libros americanos y en interpretación de ensayos convencionales.

En este texto utilizaremos generalmente los parámetros de Lambe (p, p', q) , suficientes para el objetivo del mismo, y sólo esporádicamente se precisarán las tensiones octaédricas o las tensiones principales.

Finalmente, debe advertirse que en un proceso general en el que las tensiones varíen de forma arbitraria, ninguno de los grupos de parámetros definidos admite superposición directa, siendo necesario para ello utilizar las componentes cartesianas de las tensiones (ver Ejemplo 3.2). Sin embargo, dicha superposición sí es posible en el caso frecuente de que la orientación de las tensiones principales se mantenga constante durante el proceso (ver Ejemplo 3.1).

3.2.2 Representación gráfica

Cualquiera de los conjuntos de parámetros definidos en el apartado anterior puede usarse para representar gráficamente el estado tensional de un elemento de suelo. Si bien en el pasado estas representaciones tenían por finalidad la resolución gráfica de algunos problemas, actualmente, con las posibilidades de cálculo numérico, su utilidad se centra en la visualización rápida del estado tensional.

Para la representación completa del estado tensional es clásica la utilización del diagrama de Mohr; cuyos ejes son las componentes normal (σ) y tangencial (τ) de la tensión actuante sobre cada plano que pasa por el punto del sólido considerado. Su empleo en tres dimensiones (Figura 3.5b) es complicado y poco común, pero es muy frecuente y cómodo su uso en dos dimensiones, en un plano perpendicular a la tensión intermedia (σ_2) (Figura 3.5c) Para su empleo en esta situación, debe ampliarse el convenio de signos de la Figura 3.4, considerando la tensión tangencial actuante sobre un plano como positiva si, vista desde el interior del sólido, se la ve girar en sentido antihorario (Figura 3.5c).

El espacio de tensiones principales suele usarse en proyección isométrica (Figura 3.5d), con lo cual el plano del dibujo es el octaédrico, también llamado plano π , y la distancia radial del origen al punto que representa el estado tensional es proporcional a la tensión tangencial octaédrica. Como representación más simplificada se usa a veces el plano (σ_1, σ_3) (Figura 3.5e), despreciando la influencia de la tensión intermedia, si bien es más conveniente el empleo de los parámetros p y q de Roscoe o de Lambe.

Estos se pueden ver en la Figura 3.5f y Figura 3.5g, respectivamente. Es de señalar que el de Lambe tiene la ventaja de que el punto representativo coincide con el punto más alto del círculo de Mohr (Figura 3.5c), lo que permite un empleo combinado de ambos diagramas, trabajando sólo con los parámetros p , p' y q y trazando los círculos de Mohr sólo cuando se precise el cálculo de tensiones en una dirección determinada.

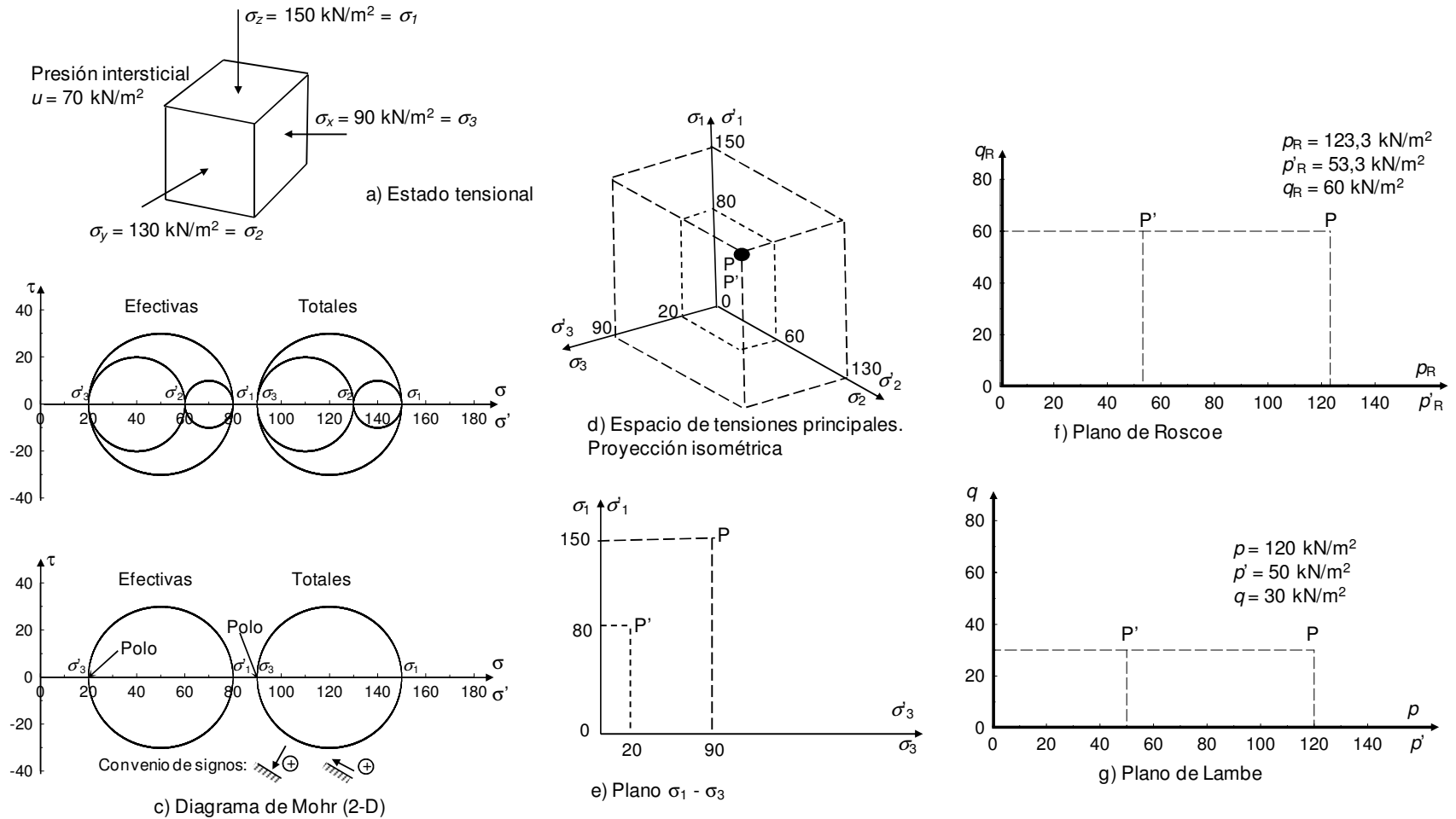


Figura 3.5. Representación gráfica

3.3 ESTADO GEOSTÁTICO. HISTORIA TENSIONAL

En todos los casos, las tensiones impuestas por la construcción de obras en el terreno, se superponen a las tensiones iniciales debidas al peso propio del mismo. Es importante el conocimiento de estas tensiones iniciales, pues de ellas depende en gran parte el comportamiento del terreno. Esta influencia es más importante en suelos, siendo menor en rocas, en las que prevalece la resistencia de los enlaces entre cristales.

En el caso más sencillo de un terreno con superficie horizontal, de gran extensión y con un nivel freático horizontal (Figura 3.6), es obvio que la tensión vertical total, σ_z , en un punto a una profundidad z , será el peso por unidad de superficie de la columna de material existente por encima.

$$\sigma_z = \int_0^z \gamma dz \quad (3.18)$$

en donde γ es la densidad total aparente del material, que coincidirá con γ_{sat} o γ_d en los casos límite de suelo saturado o seco, respectivamente.

La presión intersticial será la hidrostática, definida por:

$$u = \gamma_w (z - z_w) \quad (3.19)$$

y será negativa en la zona capilar ($z < z_w$).

Las tensiones tangenciales horizontales y verticales son obviamente nulas. En cuanto a la tensión normal horizontal, no es tan evidente su valor. Se suele definir el cociente entre las tensiones efectivas horizontal y vertical:

$$K_0 = \frac{\sigma'_x}{\sigma'_z} \quad (3.20)$$

llamado coeficiente de empuje en reposo. Si el terreno fuera un material elástico lineal e isótropo, el valor de K_0 puede obtenerse de la condición de deformación lateral nula ($\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$) durante la sedimentación del terreno, resultando:

$$K_0(\text{elástico}) = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad (3.21)$$

siendo μ el coeficiente de Poisson del terreno. Sin embargo, el comportamiento de los suelos reales sólo puede considerarse elástico de un modo aproximado y, de hecho se ha comprobado que la ecuación (3.21) no se cumple en la mayoría de los casos.

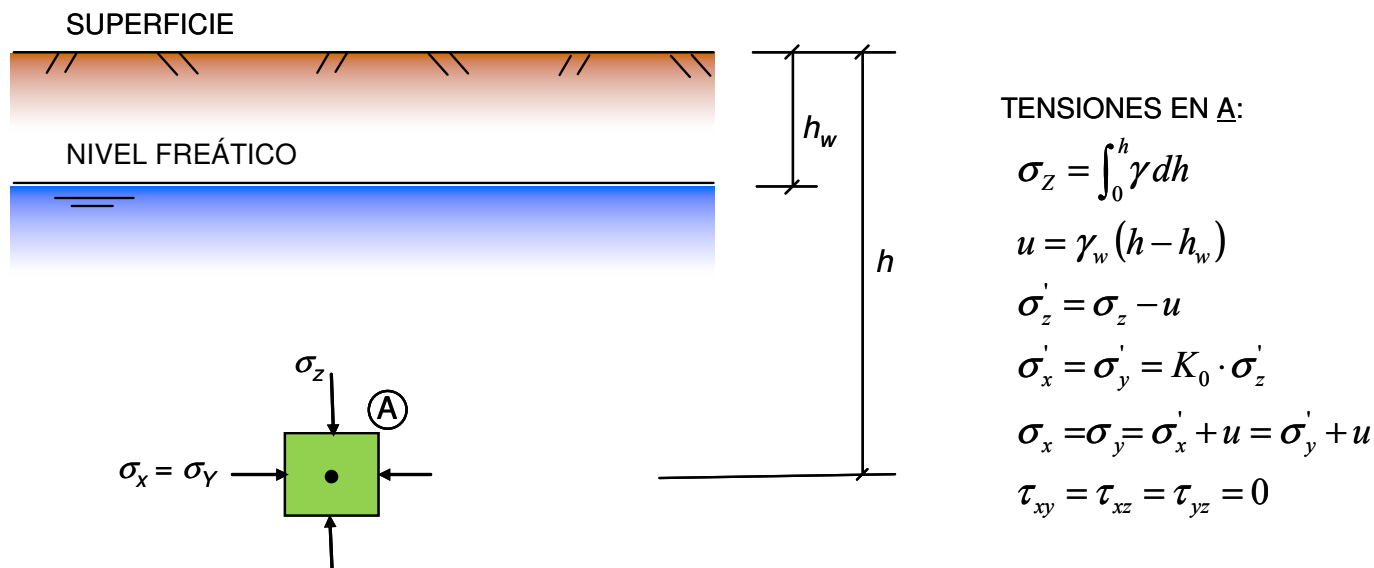


Figura 3.6. Estado tensional natural

Un fenómeno que se ha puesto repetidamente de manifiesto es que, al ser en general el comportamiento de los suelos diferente en carga y descarga, la tensión horizontal σ'_x no depende únicamente de la tensión vertical actual, σ'_z , sino de los valores que ésta tuvo en el pasado, es decir, de la historia tensional del terreno. Como simplificación, suele definirse la historia tensional de un suelo en un punto dado mediante dos parámetros:

- σ'_{z0} , valor actual de la tensión efectiva vertical, σ'_z , o presión de consolidación.
- σ'_c , máximo valor de σ'_z a lo largo de la historia, llamada presión de sobreconsolidación (o de preconsolidación)

En este sentido se distingue entre suelos normalmente consolidados, aquellos que nunca en el pasado estuvieron sometidos a tensiones efectivas verticales mayores que la actual, y suelos sobreconsolidados, que sí lo han estado. De acuerdo con esto, se define un parámetro, llamado razón de sobreconsolidación (*RSC*), como el cociente:

$$RSC = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{z0}} \quad (3.22)$$

Así definida, la razón de sobreconsolidación depende del punto del suelo que estemos considerando. Obviamente, en suelos normalmente consolidados se tiene $RSC = 1$.

Con estas premisas, puede concluirse que el coeficiente de empuje al reposo, K_0 , dependerá, fundamentalmente, del tipo de suelo y de su razón de sobreconsolidación. Diversos autores han propuesto fórmulas empíricas para K_0 , siendo la más empleada la de Schmidt (1966):

$$K_0 = K_{0,NC} (RSC)^\alpha \quad (3.23)$$

en donde K_{0NC} es el valor de K_0 para ese suelo en condiciones de normalmente consolidado, y α un exponente que varía entre 0,25 y 0,60, con un valor medio de 0,41. En cuanto a K_{0NC} , existen diversas expresiones; algunos autores lo correlacionan con el ángulo de rozamiento interno, ϕ , siendo la más utilizada la de [Jáky](#) (1944):

$$K_{0NC} = 1 - \text{sen} \phi \quad (3.24)$$

Para arcillas, Massarsch (1979) propone:

$$K_{0NC} = 0,44 + 0,42 IP \quad (3.25)$$

siendo IP el índice de plasticidad en tanto por uno.

Aunque se han desarrollado diversos sistemas para la medida de K_0 , tanto en laboratorio como in situ, su empleo no está generalizado y sólo se realiza en casos especiales, siendo lo más frecuente su estimación a partir de las fórmulas anteriores u otras similares.

3.4 TRAYECTORIAS DE TENSIONES

A lo largo de un proceso de carga, las tensiones en un punto cualquiera del terreno van variando al hacerlo las fuerzas exteriores. La curva formada por los puntos representativos de los sucesivos estados tensionales de un punto del suelo, se denomina trayectoria de tensiones de ese punto en dicho proceso. Naturalmente, puede hablarse de trayectoria de tensiones totales o efectivas, si bien esta última es la realmente representativa del proceso de carga que sufre el suelo, y a ella nos referiremos, salvo mención expresa en contrario.

De acuerdo con esto, la trayectoria puede representarse en cualquiera de los diagramas presentados en el apartado 1.4 (espacio de tensiones principales o planos de Roscoe o de Lambe). En lo que sigue utilizaremos preferentemente este último plano.

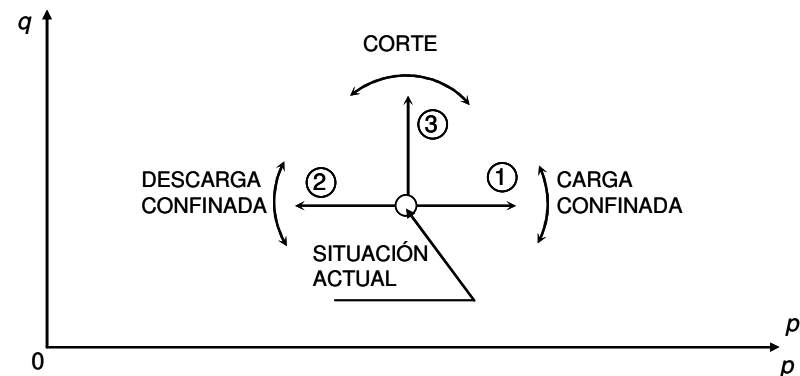


Figura 3.7. Tipos de trayectorias de tensiones

La dirección de la trayectoria de tensiones durante un proceso refleja algunas características importantes de la carga aplicada. Así, una trayectoria horizontal o con pequeña inclinación indica un proceso de carga confinada (o de descarga si va dirigida hacia el origen), en los que el aumento o disminución de la compresión media predomina sobre los esfuerzos cortantes o desviadores. Si la trayectoria tiene fuerte componente vertical suele hablarse de procesos de corte (Figura 3.7).