

Introducción

Origen y formación de los suelos

Los suelos tienen su origen en los macizos rocosos preexistentes que constituyen la roca madre, sometida a la acción ambiental disgregadora de la erosión en sus tres facetas:

- **Física**, debida a cambios térmicos (lo que origina dilataciones diferenciales entre los diferentes minerales y da lugar a acciones y fisuras internas) y a la acción del agua (arrastrés de fragmentos ya erosionados; posible acción directa por congelación, que produce tensiones internas por el aumento de volumen del hielo respecto al agua; acción alternante de humedad-sequedad a lo largo del tiempo, etc.). Estas acciones físicas tienden a romper la roca inicial y a dividirla en fragmentos de tamaño cada vez más pequeño, que pueden ser separados de la roca por agentes activos (agua, viento, gravedad) y llevados a otros puntos en los que continúa la acción erosiva. Es decir, tienden a crear las partículas que van a formar el suelo.
- **Química**, originada por fenómenos de hidratación (por ejemplo, paso de anhídrido o sulfato hemihidratado a yeso o sulfato dihidratado), disolución (de sales, como los sulfatos de hierro por agua), oxidación (de minerales por agua con efecto ambiental), cementación (por agua con teniendo carbonatos previamente disueltos a partir de otra roca), etc. Esta acción, por lo tanto, tiende tanto a disgregar como a cementar, lo que quiere decir que puede ayudar a la acción física y, posteriormente, cementar los productos formados, dando unión química a las partículas pequeñas, tamaño suelo, que se forman, aunque destruyéndolas a su vez.
- **Biológica**, producida por actividad bacteriana, induciendo putrefacciones de materiales orgánicos y mezclando el producto con otras partículas de origen físico-químico, actuando de elemento catalizador, etc.

Todo ello da lugar a fenómenos de disgregación (alteración o meteorización) y transformación de la roca, creándose el **perfil de meteorización** (Figura 2.1). En este perfil la roca madre ocupa la parte

más baja y alejada de la superficie, y el suelo la más alta. Cuando el suelo permanece *in situ* sin ser transportado, se le conoce como **suelo residual**, y cuando ha sufrido transporte, formando depósitos coluviales, aluviales, etc., se denomina **suelo transportado**.

En la Figura 2.2 se resumen los distintos procesos que intervienen en la formación de los suelos, caracterizados por:

- Ser un sistema particulado de sólidos de diverso origen, que pueden considerarse indeformables.
- Tener una granulometría de gruesos (centímetros) a finos (micras); las partículas más finas (por debajo de las 2 65 micras) necesitan procesos físico-químicos para su constitución; las de mayor tamaño solo necesitan procesos físicos, aunque pueden intervenir los químicos.
- Una estructura y fábrica en función del origen de los minerales, agentes cementantes, transformaciones químicas, medio de deposición, etc.
- Presencia importante de huecos (o poros o intersticios), con agua (suelo saturado), aire y agua (semisaturado) o solo aire (seco), situación prácticamente inexistente en la naturaleza. El fluido intersticial se considera, a las temperaturas normales, incompresible.
- Las deformaciones del conjunto del suelo se producen por giros y deslizamientos relativos de las partículas y por expulsión de agua, solo en raras ocasiones se producen por roturas de granos.

Los suelos en ingeniería geológica

La acción antrópica, en un entorno geográfico concreto, altera las condiciones del medio natural al realizar excavaciones, explanaciones, aplicación de cargas al terreno, etc. La respuesta del terreno frente a esa alteración depende de su constitución y características, de las condiciones geológicas del entorno, de las propiedades que están relacionadas con las acciones humanas y de la acomodación de la obra realizada al entorno natural.

La respuesta del terreno, por lo tanto, es compleja, dependiendo en primer lugar del material o materiales preexistentes en la zona y del tipo de acciones a que

PERFIL ESQUEMÁTICO	LOVE (1951) LITTLE (1961)	VARGAS (1951)	SOWERS (1954, 1953)	CHANDLER (1969)	GEOLOGICAL SOC. ENG. GROUP (1970)	DEERE Y PATTON (1971)
	ROCAS IGNEAS	IGNEAS, BASÁLTICAS Y ARENISCAS	IGNEAS Y METAMÓRFICAS	MARGAS Y LIMOLITAS	ROCAS IGNEAS	IGNEAS Y METAMÓRFICAS
	VI SUELO	SUELO RESIDUAL	ZONA SUPERIOR	COMPLETAMENTE ALTERADA	VI SUELO RESIDUAL	HORIZONTE IA
	V COMPLETAMENTE ALTERADA	SUELO RESIDUAL JOVEN	ZONA INTERMEDIA	IV	V COMPLETAMENTE ALTERADA	HORIZONTE IB
	IV ALTAMENTE ALTERADA			III	IV ALTAMENTE ALTERADA	HORIZONTE IC (SAPROLITO)
	III MODERADAMENTE ALTERADA	CAPAS DE ROCA DESINTEGRADA	ZONA PARCIALMENTE ALTERADA	II	III MODERADAMENTE ALTERADA	IA TRANSICIÓN CON ROCA METEORIZADA SAPROLITO
	II ALGO ALTERADA			I	II DEBILMENTE ALTERADA	IB PARCIALMENTE METEORIZADA
	I ROCA SANA	ROCA SANA	ROCA INALTERADA	ROCA INALTERADA	IA ROCA SANA	ROCA SANA

Figura 2.1 El perfil de meteorización, según diferentes autores.

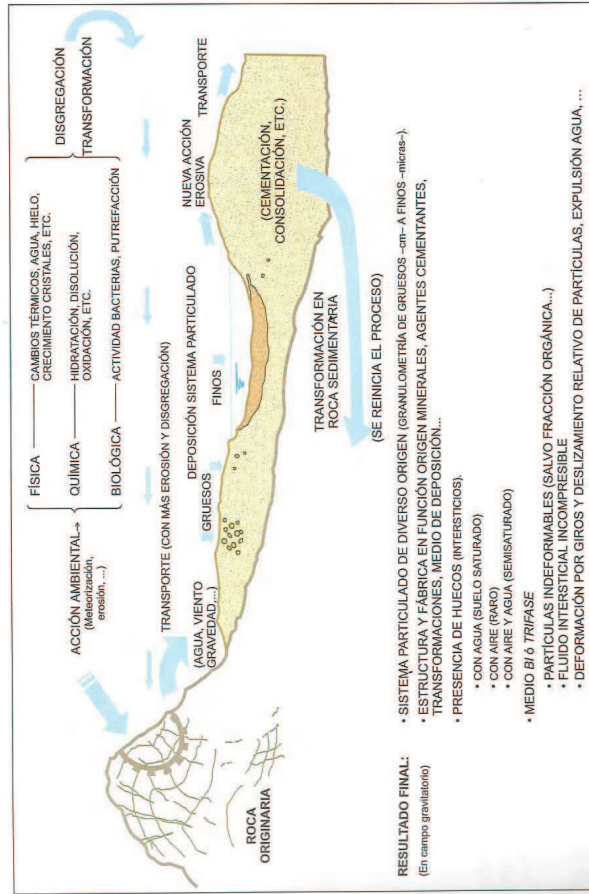


Figura 2.2 Formación de suelos.

se le someta. Si el terreno es un macizo rocoso esa respuesta vendrá condicionada por la resistencia de la roca, la presencia de zonas alteradas, discontinuidades, etc. Pero si se trata de suelos, es decir, materiales sueltos fruto de la erosión ejercida sobre rocas preexistentes y depositados por acción del agua o del aire, la respuesta cambia sustancialmente (Figura 2.3):

- Los suelos están formados por partículas pequeñas (desde micras a algunos centímetros) e individualizadas que, a efectos prácticos, pueden considerarse indeformables.
- Entre esas partículas no cementadas (o ligeramente cementadas) quedan huecos con un volumen total del orden de magnitud del volumen ocupado por ellas (desde la mitad a varias veces superior).
- Un suelo es un sistema multifase (bifase o trifase).
- Los huecos, poros o intersticios pueden estar llenos de agua, **suelos saturados**, o con aire y agua, **suelos semisaturados**, lo que condiciona la respuesta de conjunto del material. En condiciones normales de presión y temperatura, el agua se considera incompresible.

La materia sólida que constituye el suelo presenta composición química diferente según la roca o rocas que dieron origen al suelo y las transformaciones ocasionadas por la erosión en esas partículas, por lo que puede encontrarse materia orgánica (muy deformable), sales diversas, carbonatos (que ayudan a cementar las partículas), etc.

Desde el punto de vista de la ingeniería geológica, el suelo se define como un agregado de minerales unidos por fuerzas débiles de contacto, separables por medios mecánicos de poca energía o por agitación en agua.

Descripción y clasificación de suelos

Tipos de suelo

Para estudiar un material complejo como el suelo (con diferente tamaño de partículas y composición química) es necesario seguir una metodología con definiciones y sistemas de evaluación de propiedades, de forma que se constituya un lenguaje fácilmente com-

La respuesta del suelo, a nivel práctico, frente a las acciones que introducen las obras de ingeniería, supone un movimiento de esas partículas a través de deslizamientos y giros entre ellas (Figura 2.3c), y depende de:

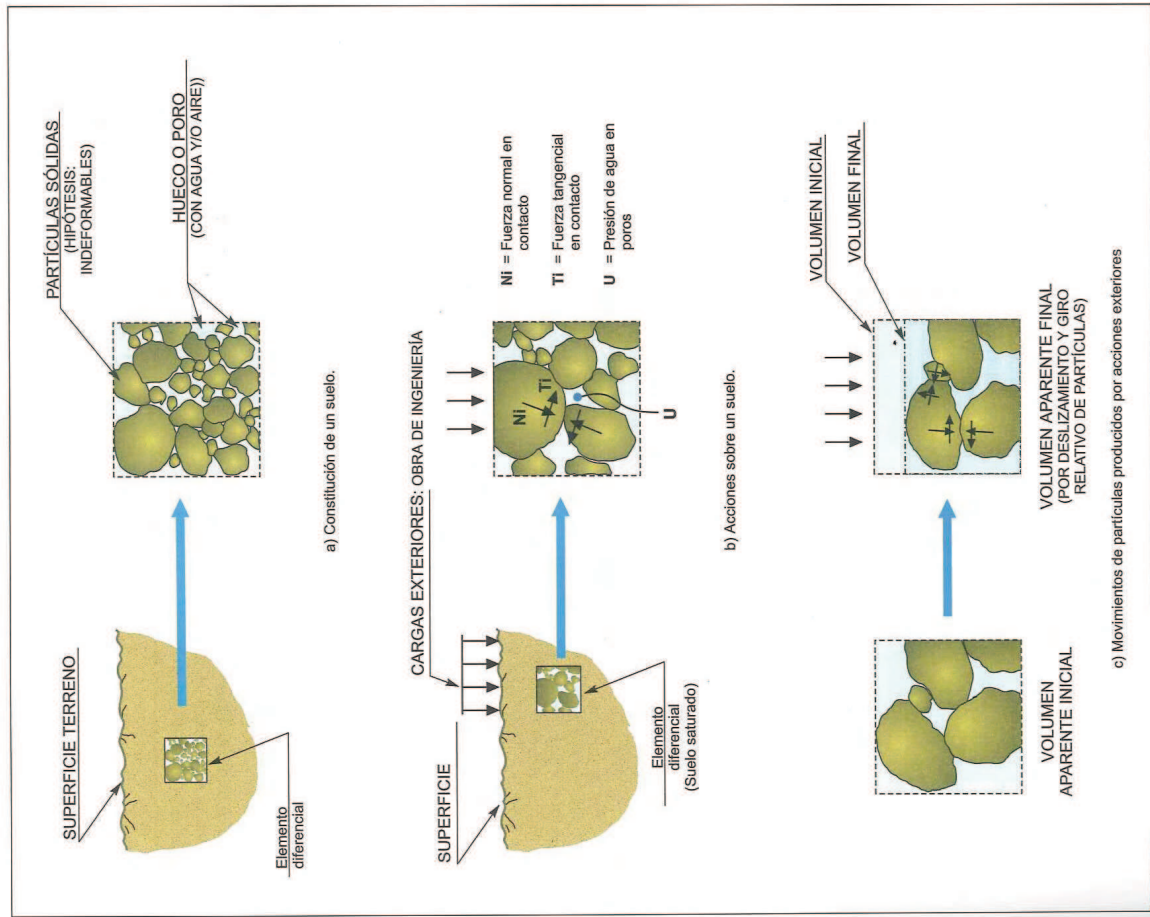
- La proporción de materia sólida que exista en un volumen unitario de suelo de referencia.
- El tamaño y distribución de las partículas (que facilita o dificulta el movimiento de los granos entre sí).
- El volumen relativo de huecos (a medida que éste aumenta, el suelo es más deformable).
- El tamaño medio de los huecos.

Todo ello hace que en los suelos haya que analizar:

- Los problemas de **deformabilidad** que introducen las cargas y acciones exteriores (las cuales se traducen en tensiones normales y tangenciales sobre los contactos entre las partículas, lo que las hace tender a moverse y cambiar el volumen aparente que ocupan). Esta deformabilidad puede llegar a una situación extrema, «de rotura», en que el cambio de volumen aparente aumenta de forma extraordinaria al cambiar muy poco las cargas exteriores, quedando la **resistencia** definida por una gran deformabilidad y no por rotura de partículas.
- Los problemas de **flujo** del agua en el interior del suelo, que condicionan su respuesta, ya que las deformaciones inducidas por las cargas necesitan un tiempo para producirse (el de expulsión o absorción de agua). Este proceso, necesario para estabilizar las acciones exteriores, se denomina **consolidación**.

previsible por los técnicos de diferentes especialidades y países. Así, se han clasificado los suelos en cuatro grandes grupos en función de su granulometría (Normas D.I.N., A.S.T.M., A.E.N.O.R., etc.):

- **Gravas**, con tamaño de grano entre unos 8-10 cm y 2 mm; se caracterizan porque los granos son observables directamente. No retienen el agua,



por la inactividad de su superficie y los grandes huecos existentes entre partículas.

- Arenas, con partículas comprendidas entre 2 y 0,060 mm, todavía son observables a simple vista. Cuando se mezclan con el agua no se forman agregados continuos, sino que se separan de ella con facilidad.
- Limos, con partículas comprendidas entre 0,060 y 0,002 mm (algunas normativas indican que este último valor debe de ser 0,005 mm, pero no hay apenas consecuencias prácticas entre ambas distinciones). Retienen el agua mejor que los tamaños superiores. Si se forma una pasta agua-limo y se coloca sobre la mano, al golpear con la mano se ve cómo el agua se expulsa con facilidad.
- Arcillas, formadas por partículas con tamaños inferiores a los limos (0,002 mm). Se trata ya de partículas tamaño gel y se necesita que haya habido transformaciones químicas para llegar a estos tamaños. Están formadas, principalmente, por minerales silicatados, constituidos por cadenas de elementos tetraédricos y octaédricos (el silicio se encuentra en el centro de cada una de estas estructuras regulares), unidas por enlaces covalentes débiles, pudiendo entrar las moléculas de agua entre las cadenas produciendo, a veces, aumentos de volumen (recuperables cuando el agua se evapora). Todo ello hace que la capacidad de retención del agua sea muy grande (pequeños huecos con una gran superficie de absorción en las partículas y una estructura que permite retener el agua), por lo que son generalmente los materiales más problemáticos (tiempos muy elevados de consolidación o de expulsión de agua bajo esfuerzos).

Distribución granulométrica

Para conocer la proporción de cada material que tiene un suelo se realizan análisis granulométricos, utilizando la vía seca para partículas de tamaños superiores a 0,075 mm, y la granulometría por sedimentación mediante el hidrómetro (vía húmeda) para tamaños iguales o inferiores a 0,075 mm. Los primeros se llevan a cabo tomando una muestra representativa del suelo, secándola y disgregando en seco el conjunto de partículas. A esta muestra se le hace pasar por un conjunto de tamices (cuyos tamaños suelen ir disminuyendo en progresión geométrica de razón 2) agitando el conjunto. Después se pesa lo retenido en cada tamiz, con lo que, conocido el peso inicial de la muestra, se deter-

mina el porcentaje de material, C_p , que pasa por un tamiz de diámetro D_i :

$$C_p = \frac{\sum_{i=1}^{n+1} P_i}{P} \times 100 \quad P = \sum_{i=1}^{n+1} P_i$$

siendo P el peso seco total de la muestra y P_i el peso retenido por el tamiz de diámetro D_i . El peso P_{n+1} es el retenido por la base ciega que se pone debajo de la columna de tamices.

Con estos datos se puede elaborar la **curva granulométrica** de un suelo, que relaciona C_p con $\lg D_i$ (Figura 2.4). En el gráfico de la Figura 2.4 se han representado diversas curvas que corresponden a: a) la 1 es una arena con gravas; b) la 2 una arena fina (tipo arena de duna); c) la 3 una arena limosa; d) la 4 un limo; e) la 5 una arcilla limosa.

Para una mejor definición de la granulometría de un suelo se utilizan dos coeficientes:

- El de **uniformidad**, C_u , que es la relación entre el diámetro correspondiente al tamiz por el que pasa un 60 % del material y el diámetro correspondiente al tamiz por el que pasa el 10 % (Figura 2.4). Si C_u es menor de 5 el suelo tiene una granulometría uniforme; si C_u varía entre 5 y 20 es poco uniforme, y si $C_u > 20$ es un suelo bien graduado. Cuanto más uniforme es la granulometría de un suelo, más uniforme es el tamaño de sus huecos, menores densidades alcanzará, más fácilmente será erosionado, etc.

- El **contenido de finos**, llamando así al porcentaje de suelo que pasa por el tamiz n.º 200 de la serie A.S.T.M (0,075 mm). Este porcentaje indica la proporción de arcilla y limo que contiene

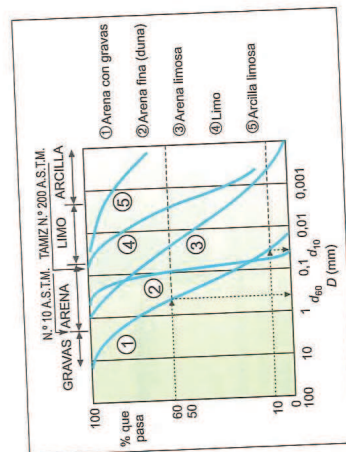


Figura 2.4 Granulometría de partículas.

ne el suelo, y está relacionado con la posibilidad de retención de agua. Cuanto mayor sea el contenido de finos, mayor será la dificultad de expulsión de agua bajo esfuerzos.

Plasticidad

La granulometría proporciona una primera aproximación a la identificación del suelo, pero a veces queda poco claro (arena limo-arcillosa, por ejemplo), por lo que se utilizan unos índices, derivados de la agronomía, que definen la consistencia del suelo en función del contenido en agua, a través de la determinación de la humedad: peso del agua del suelo dividido por el peso del suelo seco (el peso de agua se determina por diferencia entre el peso de la muestra de suelo antes y después de secarlo en estufa el tiempo necesario para que se evapore esa agua).

A este respecto, **Atterberg** definió tres límites: el de **retracción** o **consistencia** que separa el estado de sólido seco y el semisólido, el **límite plástico**, W_p , que separa el estado semisólido del plástico y el **límite líquido**, W_L , que separa el estado plástico del semilíquido; estos dos últimos límites (los más usados en la práctica) se determinan con la fracción de suelo que pasa por el tamiz n.º 40 A.S.T.M (0,1 mm).

El **límite plástico** se determina amasando suelo seco con poca agua y formando elipsoides, arrollándolos con la palma de la mano sobre una superficie lisa, hasta llegar a un diámetro de unos 3 mm y una longitud de 25-30 mm. Si, en ese momento, los elipsoides se cuartejan en fracciones de unos 6 mm, su humedad es la del límite plástico (que se determina secando en estufa varios elipsoides en análogas condiciones). Si no se cuartejan se vuelven a formar elipsoides para que pierdan humedad y lleguen a cuartejarse.

El **límite líquido** se determina amasando bien el suelo seco (previamente disgregado con maza) con bastante agua y extendiendo la masa sobre un molde denominado **Cuchara de Casagrande** (Figura 2.5). Se abre, en el centro de la masa extendida, un surco con un acanalador, formando un canal de unos 2 mm de ancho en su parte baja. El molde se coloca sobre una base y se somete a golpes controlados. El límite líquido es la humedad de la muestra cuando al dar 25 golpes se cierra el canal unos 12 mm. Como es difícil conseguir esta condición, se determina la humedad por interpolación, a partir de dos muestras, en las que debe conseguirse el cierre de 12 mm con más y menos golpes que 25.

Determinados W_L y W_p , se puede obtener un punto representativo de cada muestra de suelo en la **carta de plasticidad de Casagrande** (Figura 2.6), represen-



Figura 2.5 Cuchara de Casagrande para determinación del límite líquido. Se observa la arcilla amasada y colocada sobre la cuchara con el canal ya abierto. También pueden verse tres tipos de acanaladores usados en la práctica.

tando la relación del límite líquido, W_L , con el **índice de plasticidad**, I_p ($I_p = W_L - W_p$, representa el intervalo de humedades para pasar del estado semisólido al semilíquido). A partir de diversos estudios prácticos, Casagrande definió que los suelos con $W_L > 50$ son de «alta plasticidad» (admiten mucha agua, pueden experimentar deformaciones plásticas grandes, etc.); por debajo de este valor los suelos se consideran de «baja plasticidad». También definió una **línea «A»** (Figura 2.6) que resulta paralela a la dirección con que, en esa carta, se ordenan las muestras de un mismo terreno.

Utilizando la línea A y el criterio de baja y alta plasticidad, en la carta de Casagrande se definen varias zonas, representadas en la Figura 2.6; según los estudios del citado autor los suelos limosos y con apreciable contenido orgánico tienen un intervalo de humedad menor para pasar del estado semisólido a semilíquido, situándose por debajo de la línea A, mientras que las arcillas están por encima de dicha línea. Se definen, así, varios tipos de suelos: arcillas de baja plasticidad (CL), arcillas de alta plasticidad (CH), limos y suelos orgánicos de baja plasticidad (ML-OL) y limos y suelos orgánicos de alta plasticidad (MH-OH). En la práctica se representa el punto correspondiente a los valores determinados de W_L e I_p , y se obtiene una clasificación que sirve para completar la identificación de un suelo, con lo que se puede conocer el predominio de la fracción arcillosa o limosa.

Casagrande completó este sistema de identificación con datos de granulometría y definió el **sistema unificado de clasificación de suelos**, muy usado en la práctica, representado en la Figura 2.7.

Hay suelos con predominio arcilloso, como las «peñuelas de Madrid», que si bien se orientan en una dirección paralela a la línea A no quedan siempre por encima de dicha línea. No son limos, pero su mineralogía, estructura, fábrica y contenido de carbonato hacen que no se cumpla estrictamente lo obtenido por Casagrande en otros suelos más «normales».

Además, en la práctica, se determina el contenido de algunos componentes químicos para completar esta identificación: la materia orgánica (para conocer la parte compresible de las partículas), el contenido de sulfatos (para determinar posibles disoluciones, ataques al hormigón, etc.) y el contenido de carbonatos (como posible agente cementante). Para problemas especiales se determina la composición química restante y, sobre todo, el contenido mineralógico de la fracción arcillosa (para conocer el tipo de minerales existentes entre los silicatos y sus características, posibilidad de expansión, etc.).

Estado de los suelos

La metodología para el análisis del comportamiento de un suelo frente a las acciones exteriores (como cimentaciones de edificios, excavaciones, etc.) es la siguiente:

— Identificación del tipo de suelo, determinando su granulometría y plasticidad, a lo que se añade el contenido de SO_3 , CO_2 y materia orgánica, todo ello a través de sencillos ensayos de laboratorio.

— Determinación de su estado real (los ensayos anteriores se hacen secando y disgregando la muestra, sin conservar su estructura inicial), esto es, de las proporciones relativas de sólidos, agua, etc.

— A partir del estado real, teniendo en cuenta, además, su estado tensional inicial, ha de estudiarse la respuesta del suelo frente a los cambios que, en este estado, inducen las acciones exteriores.

Para definir el estado inicial de un suelo, se intenta determinar en primer lugar la concentración relativa de sólidos, volumen relativo de huecos y contenido relativo de agua en un volumen elemental representativo de un punto o zona del suelo. Para ello se suele utilizar un pequeño modelo físico equivalente a ese volumen elemental, tal como se define en la Figura 2.8. El modelo se consigue suponiendo que todo el volumen de partículas sueltas se concentra, quedando el resto del volumen ocupado por los huecos.

Unos primeros índices para definir el estado del suelo son la **porosidad**, n (relación entre el volumen de huecos y el volumen total del elemento considerado, o sea su volumen aparente) y el **índice de huecos** o **de poros**, e (relación entre el volumen de huecos y el volumen de sólidos). Utilizando el esquema de la Figura 2.8 resulta:

$$n = \frac{e}{1+e} \quad e = \frac{n}{1-n}$$

En rocas suele usarse n y en suelos e . El índice de huecos varía, normalmente, entre 0,30 y 1,30 (aunque en suelos muy flojos y con materia orgánica llega a alcanzar valores de 3 ó más). Cuanto mayor es este

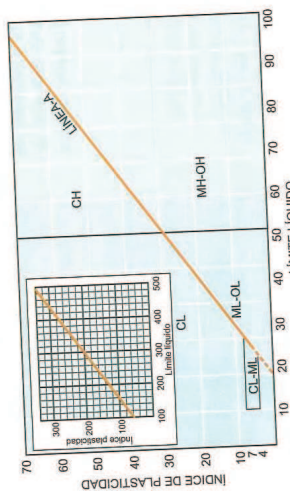


Figura 2.6 Carta de plasticidad de Casagrande.

Identificación en el campo (excluyendo las partículas mayores de 7,6 cm y basando las fracciones en pesos estimados)		Símbolo del grupo	Nombres típicos
Suelos de grano grueso: Más de la mitad del material es retenido por el tamiz N° 200	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con pocos finos o sin ellos	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con pocos finos o sin ellos
	Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos
Suelos de grano fino: Menos de la mitad del material es retenido por el tamiz N° 200	Gravas limosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y limo	GM	Gravas limosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y limo
	Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla	GC	Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla
Suelos de grano fino: Menos de la mitad del material es retenido por el tamiz N° 200	Arenas bien graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos
	Arenas mal graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos	SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos
Suelos de grano fino: Menos de la mitad del material es retenido por el tamiz N° 200	Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas
	Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas y arenas y arcillas	SC	Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas y arenas y arcillas
Métodos de identificación para la fracción que pasa por el tamiz N° 40			
Suelos de grano fino: Menos de la mitad del material es retenido por el tamiz N° 200	Resistencia en estado seco (a reacción a la desagregación)	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, arenas arcillosas o arcillas con ligera plasticidad
	Nula a ligera	CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas
Suelos de grano fino: Menos de la mitad del material es retenido por el tamiz N° 200	Resistencia en estado húmedo (a reacción a la desagregación)	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad
	Nula a ligera	MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos con distensión, suelos limosos
Suelos de grano fino: Menos de la mitad del material es retenido por el tamiz N° 200	Resistencia en estado saturado (a reacción a la desagregación)	CH	Arcillas inorgánicas de plasticidad elevada, arcillas grasas
	Nula a media	OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta
Suelos altamente orgánicos			
Suelos de grano fino: Menos de la mitad del material es retenido por el tamiz N° 200	Resistencia en estado saturado (a reacción a la desagregación)	PT	Turba y otros suelos altamente orgánicos
	Nula a alta		

Figura 2.7 Sistema unificado de clasificación de suelos (USCS). (En Lambe y Whitman, 1981).

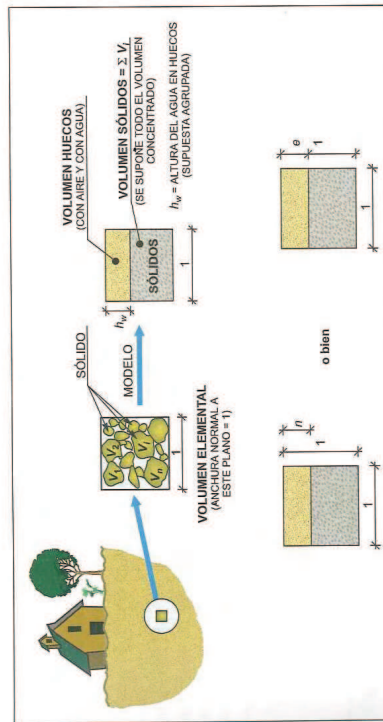


Figura 2.8 Modelo simplificado equivalente a una muestra representativa del suelo.

índice, más huecos hay, más flojo o blando es el terreno, mayor es su deformabilidad, etc.

Para estimar la concentración relativa de sólidos y agua se utilizan varios parámetros:

— **Peso específico de partículas**, G , es el valor medio de los correspondientes a las diversas partículas. Se determina en laboratorio, midiendo el volumen que ocupa una muestra de partículas (seca y disgregada, y de peso conocido) por desplazamiento de un volumen de líquido en un recipiente lleno de agua y previamente tasado (picnómetro). Suele alcanzar valores del orden de 25 a 27 kN/m³, aunque en determinados suelos volcánicos con minerales de hierro alcanza valores de 30-31 kN/m³.

— **Peso específico aparente seco**, γ_d , es la relación entre el peso de sólidos de la muestra (sin considerar el agua que tenga) y el volumen aparente que ocupan (el del elemento de referencia). Puede valer, normalmente, entre 13 y 19 kN/m³, aunque en algunos suelos volcánicos y depósitos eólicos se alcanzan de 6 a 12 kN/m³.

— **Peso específico aparente saturado**, γ_{sat} , es la relación entre el peso de sólidos más el peso de agua de los huecos (suponiendo el suelo saturado, aunque no lo estuviese), y el volumen aparente del elemento de referencia; suele variar entre 16 y 21 kN/m³ (con algunos valores más bajos en casos especiales).

— **Peso específico aparente**, γ_{ap} , es la relación entre el peso de la muestra (sólidos más el agua que contenga) y su volumen aparente; suele variar entre 15 y 21 kN/m³.

— **Peso específico del agua**, γ_w , es el del fluido intersticial.

— **Humedad**, W , es la relación entre el peso del agua que contiene la muestra y el peso de sus sólidos, a determinar por secado en estufa. Suele variar entre 5-8 % en suelos granulares (arenas y gravas) y entre 60-70 % en suelos arcillosos, aunque en algunos suelos orgánicos y de marisma alcanza valores de 300-400 %.

— **Grado de saturación**, S_r , es la relación entre el peso del agua que contiene la muestra y el que contendría si estuviera saturado (W_{sat}); varía de 0 a 100 %.

De la Figura 2.8 se deducen las siguientes expresiones:

$$\gamma_d = \frac{G}{1 + e} \quad \gamma_{sat} = \frac{G + e\gamma_w}{1 + e}$$

$$\gamma_{ap} = \gamma_d(1 + W) \quad S_r = \frac{W}{W_{sat}}$$

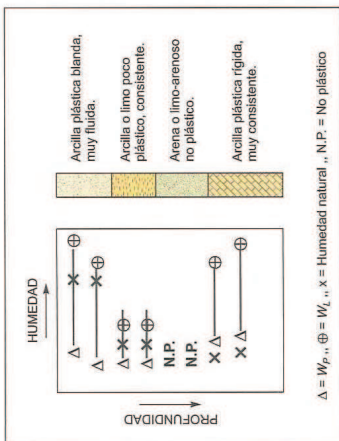


Figura 2.9 Situación de un suelo real entre extremos posibles.

Definir el contenido de humedad equivale a identificar la consistencia inicial del terreno, por lo que suele compararse con las humedades del límite líquido y plástico, a fin de tener una idea de dicha consistencia. Ello suele hacerse en la forma que se indica en la Figura 2.9, dibujando para cada profundidad en que se hayan hecho los ensayos adecuados la humedad natural y la de los citados límites, lo que permite no solo tener una idea de la consistencia sino de si las muestras representan suelos diferentes. Además se utiliza, por ejemplo, el **índice de fluidez**, I_f , para cuantificar esa consistencia, que normalmente varía entre 0 y 1, pero puede ser negativo (en suelos muy secos):

$$I_f = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}$$

En las arenas, donde la retención del agua es escasa, y la plasticidad es muy baja o nula, no suele hacerse una comparación de este tipo. Pero sí se hace con la concentración de sólidos. A tal efecto se considera: a) la densidad seca máxima (mayor contenido posible de sólidos en un volumen dado), γ_{max} , que corresponde a un índice de huecos mínimo, e_{min} ; b) la densidad seca mínima (menor contenido posible de sólidos en un volumen dado), γ_{min} , que corresponde a un índice de huecos máximo, e_{max} . Estos dos valores pueden determinarse fácilmente en laboratorio y permiten obtener un **índice de densidad o densidad relativa** (D_r):

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

donde γ_d es la densidad seca aparente de la arena considerada y e su índice de huecos. Con D_r puede calificarse la compacidad relativa de la muestra según el Cuadro 2.1. En este mismo Cuadro se han incluido los

Propiedades de estado de suelos de grano grueso

Suelos de grano grueso	Densidad relativa D_r (%)	Densidad seca γ_d (kN/m ³)	Humedad W (%)	Índice de huecos e
Muy flojos	0-40	< 14,0	> 16	> 0,9
Flojos	40-60	14,0-16,0	12-16	0,65-0,9
Medianamente densos	60-80	16,0-17,5	8-12	0,55-0,65
Densos	80-90	17,5-18,5	6-8	0,4-0,55
Muy densos	90-100	> 18,5	< 6	< 0,4

CUADRO 2.1

Propiedades de estado de suelos finos

Suelos finos	Índice de fluidez, I_f	Densidad seca γ_d (kN/m ³)	Humedad W (%)	Índice de huecos e
Muy blandos	1,00-0,80	< 1,40	> 55	> 1,30
Blandos	0,80-0,65	1,40-1,55	40-55	1,0-1,3
Consistencia media	0,65-0,40	1,55-1,70	25-40	0,7-1,0
Duros	0,40-0,25	1,70-1,80	15-25	0,5-0,7
Muy duros	< 0,25	> 1,80	< 15	< 0,5

CUADRO 2.2

valores habituales para las propiedades del estado de los suelos arenosos, mientras que en el Cuadro 2.2 se han incluido las de los suelos finos (limos y arcillas).

Los **suelos de grano grueso** son aquellos cuyo tamaño

predominante (más del 50 %) es mayor de 0,075 mm (retenido por el tamiz 200 ASTM), y los **suelos finos** son los de tamaño predominante (más del 50 %) igual o inferior a 0,075 mm (pasan por el tamiz 200 ASTM).

2.3

Permeabilidad. Filtraciones y redes de flujo

En este apartado se describen los conceptos del flujo en medios porosos y otros aspectos relacionados con el agua del suelo; de forma más general en el Capítulo 5 de hidrogeología aplicada a la ingeniería geológica se desarrollan estos conceptos, completando lo expuesto en este apartado.

miento se define a partir del llamado «Teorema de Bernoulli»:

$$H = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g}$$

donde H es la **carga hidráulica total**, que se descompone en tres sumandos:

- z : **altura geométrica**, que se mide desde un plano de referencia, $z = 0$, elegido arbitrariamente.
- u/γ_w : **altura de presión**, siendo u la presión de agua en el punto considerado y γ_w el peso específico del agua.

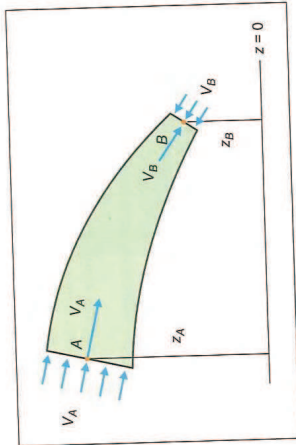


Figura 2.10 Teorema de Bernoulli.

— $v^2/2g$: altura de velocidad, donde v es la velocidad de flujo en el punto considerado y g la aceleración de la gravedad.

Los dos primeros términos representan una energía de posición (potencial), mientras que el tercer término corresponde a una energía cinética; todos ellos tienen unidades de longitud.

En el caso ideal de un fluido perfecto e incompresible sujeto a un flujo permanente y estacionario, Bernoulli demostró que la carga hidráulica total se mantiene constante (Figura 2.10). Por lo tanto, entre dos puntos cualesquiera del fluido en movimiento se mantiene la energía global dada por la carga H , y lo único que ocurre es que dicha energía se transfiere de unos términos a otros (altura geométrica, de presión o velocidad):

$$z_A + \frac{u_A^2}{2g} + \frac{p_A}{\gamma_w} = z_B + \frac{u_B^2}{2g} + \frac{p_B}{\gamma_w}$$

Los fluidos reales, como el agua, no son perfectos, de forma que cualquier obstáculo que se oponga al flujo entre dos puntos produce una pérdida de la carga ΔH . De hecho, para que exista flujo es necesaria una diferencia de carga hidráulica, de manera que el agua circula desde puntos de mayor carga (H_A) hacia puntos de menor carga (H_B). La diferencia $\Delta H = H_A - H_B$ representa el trabajo gastado para vencer la resistencia del obstáculo, o lo que es lo mismo, la parte de energía empleada para ello.

El agua en reposo. Presiones hidrostáticas

Un caso particular y muy habitual de mantenimiento de la carga total corresponde a situaciones en las que el agua está en reposo (condiciones hidrostáticas) ya que, aunque su viscosidad no sea nula, al no existir

movimiento no tiene sentido pensar en obstáculos que se opongan a él. Complementariamente, al ser nula la velocidad de flujo, el Teorema de Bernoulli queda reducido a un binomio:

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w}$$

donde h se denomina **altura piezométrica**.

Esta simple ecuación, junto con la condición de que h resulte constante en toda la masa líquida, permite calcular de forma inmediata la **presión de agua** en cualquier punto del fluido. El ejemplo más simple es el de un recipiente estanco lleno de agua, por ejemplo, una piscina (Figura 2.11). Se elige en primer lugar un plano arbitrario de referencia $z = 0$. A continuación, se seleccionan dos puntos de la masa líquida, uno situado en la superficie (A) y otro en un punto intermedio (B) en el que se desea calcular la presión de agua. Por la ecuación de Bernoulli se sabe que $h_A = h_B$, donde la altura piezométrica de A resulta:

$$h_A = z_A + \frac{u_A}{\gamma_w} = z_A$$

ya que se sitúa en la superficie del agua y su presión es la atmosférica (se toma como 0).

Cambiando ahora al punto B :

$$h_B = z_B + \frac{u_B}{\gamma_w} = h_A = z_A$$

y despejando:

$$u_B = \gamma_w(z_A - z_B) = \gamma_w c$$

solución ésta conocida, pero demostrada aquí de forma rigurosa, que se puede enunciar de la siguiente forma: la presión hidrostática en un punto de un fluido situado a una profundidad bajo su superficie libre es igual al producto de el peso específico del fluido por dicha profundidad.

En consecuencia, en régimen hidrostático la ley de presión de agua resulta linealmente creciente con la profundidad (Figura 2.11).

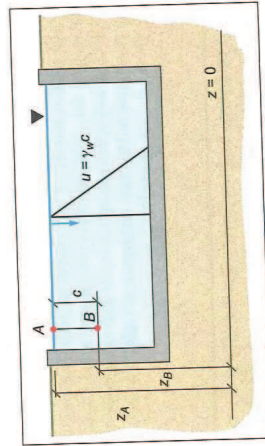


Figura 2.11 Cálculo de presiones hidrostáticas.

Recuadro 2.1

El empleo de piezómetros de tubo abierto

Los conceptos anteriores encuentran una aplicación directa cuando se desea conocer la presión de agua en un punto cualquiera del terreno (B).

Si se introduce un tubo hasta la profundidad deseada, transcurrido un cierto tiempo (necesario para que se equilibren las presiones), el agua subirá hasta un determinado nivel (A).

Dentro del tubo las condiciones resultan hidrostáticas (no hay pérdida de carga), de manera que las alturas piezométricas de A y B son iguales. En consecuencia, la

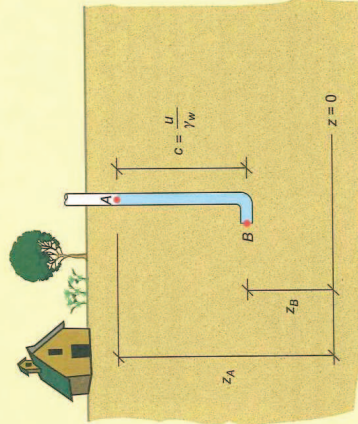
presión de agua en (B) será:

$$u_B = \gamma_w(z_A - z_B) = \gamma_w c$$

y

$$c = \frac{u_B}{\gamma_w}$$

de forma que: La altura de agua que mide un piezómetro de tubo abierto en cualquier punto del terreno es igual a la presión de agua en dicho punto dividida por el peso específico del agua.



Lectura de un piezómetro de tubo abierto.

El flujo de agua en el terreno

Conceptos básicos. Pérdidas de carga y permeabilidad

El suelo es un conjunto de partículas entre las que existen huecos o poros interconectados, de manera que el agua puede fluir a su través. Como es fácil imaginar, el camino de filtración resulta bastante «torcuoso», ya que el agua ha de «sortear» la gran cantidad de obstáculos que suponen las partículas del suelo (Figura 2.12). En consecuencia, en el proceso se producirán pérdidas de carga hidráulica.

La mayor o menor facilidad para que se produzca un flujo será función de la granulometría del suelo.

Así, un suelo granular como una arena posee partículas de tamaño considerable, de forma que las dimensiones de los poros entre partículas también lo serán, el agua fluirá con facilidad a su través y las pérdidas de carga serán discretas. Sin embargo, en un suelo fino como una arcilla, el tamaño de las partículas es muy pequeño, del orden de micras, y sus poros resultan también extremadamente pequeños. En estas condiciones, el agua encontrará muchas más dificultades para circular y las pérdidas de carga serán muy considerables.

Si se define el **coeficiente de permeabilidad**, k , de un suelo como un parámetro que mide «la facilidad para que el agua circule a su través», dicha permeabilidad dependerá de:

— La granulometría, es decir, de la distribución de tamaños de los granos del suelo (y por lo tanto

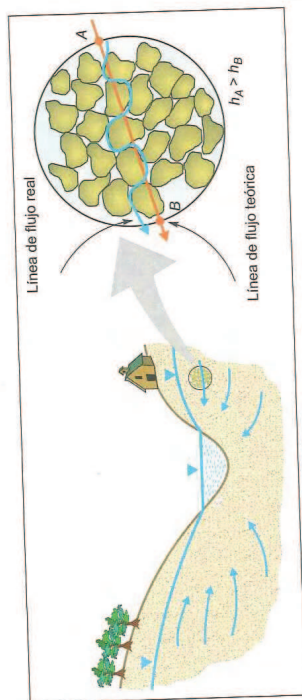


Figura 2.12 Trayectorias de filtración en el suelo.

de sus poros), siendo k menor cuanto más pequeñas sean las partículas del suelo.

- La densidad del suelo, habida cuenta que, para una misma granulometría, cuanto más denso sea el terreno menor será su volumen de huecos, y menor será también k .
- La forma y orientación de las partículas, ya que si las condiciones de sedimentación dan lugar a orientaciones preferenciales, la permeabilidad podrá variar sustancialmente en función de la dirección de flujo.

El coeficiente de permeabilidad fue enunciado por primera vez por Darcy en 1856. Se mide en unidades de velocidad (m/s, m/día o cm/s) y es quizás el parámetro hidráulico que registra mayores variaciones en función del tipo de suelo. En el Cuadro 2.3 se incluyen algunos valores típicos (Powers, 1992).

Carga hidráulica en el suelo. Gradiente hidráulico

Una característica particular del flujo de agua en el suelo es que su velocidad de circulación resulta

CUADRO 2.3 Rango de valores del coeficiente de permeabilidad en suelos

Tipo de suelo	k (cm/s)
Grava mal graduada (GP)	≥ 1
Grava uniforme (GU)	0,2-1
Grava bien graduada (GW)	0,05-0,3
Arena uniforme (SP)	5×10^{-3} -0,2
Arena bien graduada (SW)	10^{-3} -0,1
Arena limosa (SM)	10^{-3} - 5×10^{-3}
Arena arcillosa (SC)	10^{-4} - 10^{-3}
Limo de baja plasticidad (ML)	5×10^{-5} - 10^{-4}
Arcillas de baja plasticidad (CL)	10^{-5} - 10^{-4}

muy pequeña. Así, un valor elevado de ésta sería del orden de 0,6 m/min, lo que daría lugar a una **altura de velocidad** ($v^2/2g$) extremadamente pequeña, de sólo 5×10^{-6} m. Este valor resulta despreciable en comparación con los términos z y u/γ_w , y es incluso mucho menor que la precisión para medir la altura geométrica (z) de un punto cualquiera (Lambe y Whitman, 1979), de manera que en la práctica se puede reducir la expresión de la carga hidráulica a la altura piezométrica:

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w}$$

Cuando el agua circula en el terreno lo hace, por tanto, desde un punto (A) de mayor altura piezométrica (h_A) a otro punto (B) de menor altura piezométrica ($h_B > h_A$). Si se tiene en cuenta que la pérdida de carga $\Delta h = h_A - h_B$ se produce en una longitud L , distancia que separa los dos puntos seleccionados a lo largo de una línea de corriente, se puede definir el **gradiente hidráulico como la pérdida de carga (altura piezométrica) por unidad de longitud**:

$$i = \frac{\Delta h}{L}$$

Ley de Darcy

El flujo de agua puede ser de dos tipos: laminar y turbulento. El régimen de flujo se considera laminar cuando las trayectorias de las gotas de agua (las líneas de corriente) no interfieren unas contra otras. En caso contrario, se trata de un flujo turbulento. Para el estudio de filtraciones en el terreno, salvo en algunos casos especiales de suelos de gran permeabilidad, flujo a través de grandes fisuras, flujo en karst, etc., se suele considerar que el régimen es laminar. En estas condiciones es aplicable la llamada **ley de Darcy** y se

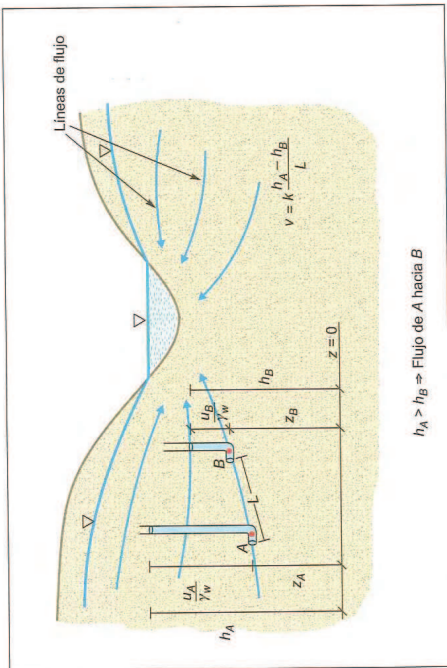


Figura 2.13 Pérdida de carga y gradiente hidráulico.

puede suponer que la velocidad de flujo es proporcional al gradiente hidráulico:

$$v = k \frac{\Delta h}{L}$$

siendo k la permeabilidad del medio (expresada por el coeficiente de permeabilidad), y v la velocidad media del agua a través de una sección «macroscópica» de suelo, es decir, la velocidad aparente a lo largo de las líneas de flujo teóricas de la Figura 2.13.

Flujo estacionario en medio isótropo

Se ha señalado anteriormente que el coeficiente de permeabilidad puede depender de la dirección de flujo. De hecho, con toda generalidad puede considerarse como un tensor en un espacio de tres dimensiones, de forma que la ley de Darcy generalizada puede expresarse (Figura 2.14):

$$v_x = -k_x \frac{\partial h}{\partial x} ; v_y = -k_y \frac{\partial h}{\partial y} ; v_z = -k_z \frac{\partial h}{\partial z}$$

donde

- v_x, v_y, v_z son las componentes de la velocidad de flujo según los ejes x, y y z .
- k_x, k_y, k_z las direcciones principales de permeabilidad.

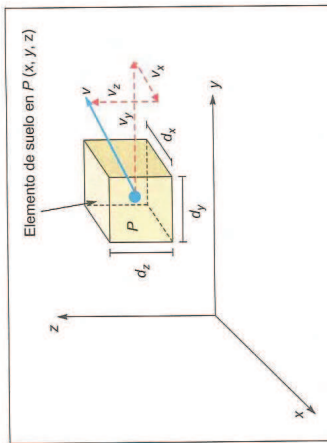


Figura 2.14 Vector de velocidad de flujo.

- $-(\partial h / \partial x), -(\partial h / \partial y), -(\partial h / \partial z)$, los gradientes hidráulicos según los tres ejes seleccionados (nótese el signo (-), necesario en la formulación matemática ya que la velocidad de flujo tiene sentido contrario al de crecimiento de h).

Si se asume que:

- El agua es incompresible.
- v y u son función exclusiva de la posición (x, y, z).
- El suelo tiene densidad constante y está saturado.

Cálculo de presiones intersticiales

La columna estratigráfica bajo la superficie horizontal de un amplio valle está formada por 3 m de gravas gruesas situadas sobre un depósito de 12 m de arcilla. Bajo la arcilla se encuentra un estrato de areniscas fisuradas de alta permeabilidad. El nivel freático en la capa de gravas se sitúa a 0,6 m bajo la superficie del terreno. De otro lado, en el sustrato de areniscas el agua se encuentra en condiciones artesianas, con una altura piezométrica de 6 m por encima de la superficie del terreno.

Admitiendo que en la capa de gravas, por su elevada permeabilidad, las condiciones son hidrostáticas, se pide determinar en la capa de arcillas:

- La ley de presiones intersticiales.
- El gradiente hidráulico.
- La presión intersticial en un punto intermedio P, situado a 6 m de profundidad bajo la superficie (siendo $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$).

Solución:

- Las presiones de agua en la base de la capa de arcilla coincidirán con las del techo de las areniscas. Para su cálculo se toman los puntos de referencia C y O de la Figura. El punto O se sitúa a la altura que alcanzaría el agua en un piezómetro de tubo abierto situado en C. Para mayor facilidad se supone además que el plano de comparación ($z = 0$) se sitúa al nivel de C.

Como ya se ha descrito en apartados anteriores, el régimen en el tubo piezométrico una vez conse-

guido el equilibrio será hidrostático y, en consecuencia:

$$\begin{aligned} h_O &= h_C \\ h_O &= z_O + u_O/\gamma_w = z_O = 21 \text{ m} \Rightarrow h_C = 21 \text{ m} \\ u_C &= \gamma_w(z_O - z_C) = 9,81 \times 21 = 206,01 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Para obtener la presión de agua en el techo de la capa de arcillas, se toman los puntos A y B. De nuevo, al ser las condiciones hidrostáticas en las gravas se tiene:

$$\begin{aligned} h_A &= h_B \\ h_A &= z_A + u_A/\gamma_w = z_A = 14,4 \text{ m} \Rightarrow h_B = 14,4 \text{ m} \end{aligned}$$

luego

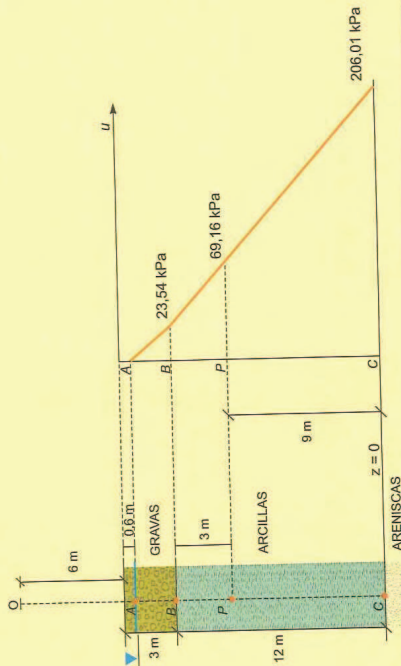
$$u_B = \gamma_w(z_A - z_B) = 9,81 \times 2,4 = 23,54 \text{ kPa}$$

Como puede apreciarse, $h_C > h_B$, de manera que existirá un flujo ascendente.

$$b) \quad i = \Delta h/L = (h_C - h_B)/L_{CB} = (21 - 14,4)/12 = 0,55.$$

c) El punto P se sitúa a 9 m por encima de C. Teniendo en cuenta que se produce una pérdida de carga de 0,55 m por cada metro de recorrido:

$$\begin{aligned} y \quad h_P &= h_C - (0,55 \times 9) = 16,05 \text{ m} \\ h_P &= z_P + u_P/\gamma_w = 9 + u_P/\gamma_w \Rightarrow \\ &\Rightarrow u_P = 69,16 \text{ kPa} \end{aligned}$$



Entonces se puede establecer de forma matemática la ecuación de la continuidad (conservación de la masa), que expresa que en un régimen de flujo estacionario, el agua que entra en un elemento de suelo por unidad de tiempo es igual a la que sale (siempre que no existan fuentes o sumideros en el interior de dicho elemento).

La expresión resultante es:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0$$

Teniendo ahora en cuenta la ley de Darcy generalizada a tres dimensiones, se puede escribir:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} = -k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2}; \quad \frac{\partial v_y}{\partial y} = -k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2};$$

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} = -k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2}$$

y sustituyendo:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Finalmente, si el medio es isótropo ($k_x = k_y = k_z$):

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0; \quad \nabla^2 h = 0$$

Esta es la llamada **ecuación de Laplace**, que se aplica en muchos problemas de flujo, tales como la transmisión de calor, de electricidad o, en este caso particular, de agua a través de un medio poroso. Esta ecuación, de difícil resolución analítica en muchos casos, tiene la particularidad de que puede ser resuelta gráficamente dibujando dos familias de curvas ortogonales entre sí que cumplan una serie de condiciones (Figura 2.15).

Una de las familias representa a las **líneas equipotenciales**, a lo largo de las cuales la altura piezométrica es constante. La otra familia representa las **líneas de flujo o líneas de corriente**. Estas últimas son perpendiculares a las líneas equipotenciales, y tangentes al vector de velocidad de flujo en cada punto (o lo que es lo mismo, no existe flujo en la dirección perpendicular a ellas).

Para mostrar el proceso a seguir, a continuación se resuelve un ejemplo sencillo en dos dimensiones (Figura 2.16). Se trata de una pantalla impermeable que penetra hasta la mitad de una capa aluvial permeable. Por debajo se encuentra un sustrato de permeabilidad 10 veces menor que la del aluvial (lo que, comparativamente, permite considerarlo como impermeable y suponer que todo el flujo se resuelve a través del nivel superior). La pantalla sobresale de la superficie del terreno y se emplea para embalsar una altura determina-

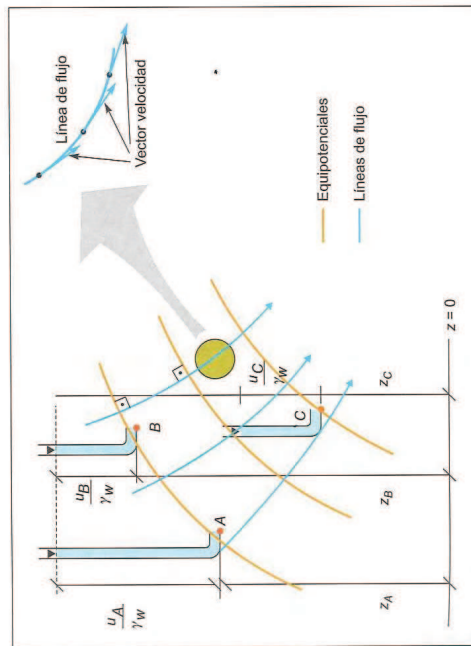


Figura 2.15 Solución gráfica de la ecuación de Laplace.

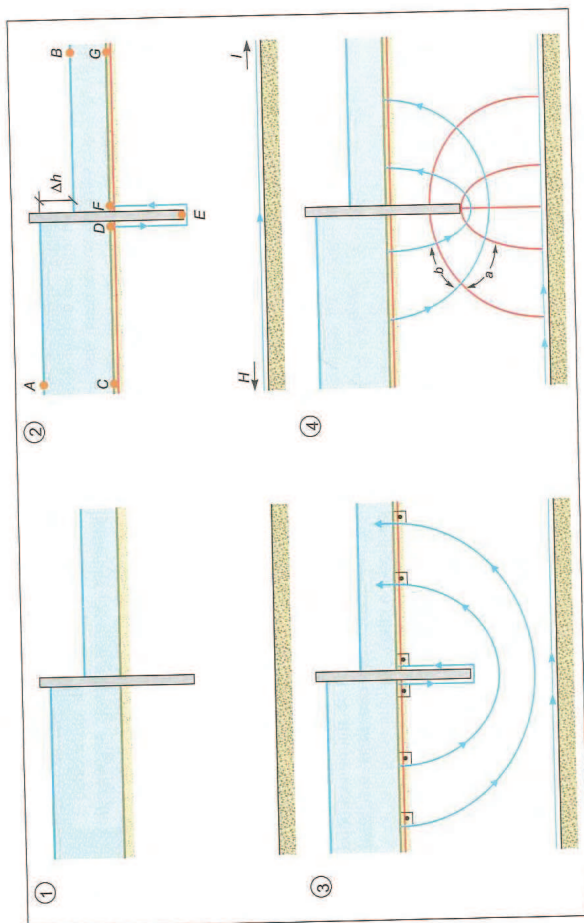


Figura 2.16 Pasos a seguir para la construcción de una red de flujo.

da de agua, de forma que la diferencia de cota en la lámina de agua a un lado y otro de la pantalla es Δh . Para acometer la solución gráfica es conveniente seguir los siguientes pasos:

1. Se dibuja la geometría del problema a escala.
2. Se dibujan las líneas de flujo y equipotenciales conocidas del contorno:

- La línea CD es una equipotencial, y todos sus puntos tienen la misma altura piezométrica que el punto A, ya que no existen pérdidas de carga a través de la lámina de agua.
- La línea FG es una equipotencial, con la altura piezométrica del punto B.
- La línea HI es una frontera impermeable; al no existir flujo a su través, la velocidad es tangente a ella y constituye una línea de corriente.
- La línea DEF es una frontera impermeable, de forma que constituye una línea de corriente.

3. Se trazan varias líneas de corriente, perpendiculares a las equipotenciales conocidas del contorno.

4. Se dibujan las líneas equipotenciales necesarias para conseguir «cuadrados curvilíneos», de

forma que ambas familias de curvas sean perpendiculares entre sí.

5. Se observa el resultado conseguido y se corrige si es necesario, lo que es habitual, para conseguir mejores «cuadrados» y una mejor ortogonalidad; como ayuda, se puede comprobar que las diagonales de los cuadrados curvilíneos también son ortogonales, o que se puede inscribir un círculo en ellos.

Una vez dibujada una «red de filtración» razonable, estará resuelta (también de forma razonable) la ecuación de Laplace. Como características principales de la red así dibujada se puede señalar:

- La pérdida de carga total se distribuye de manera uniforme entre las equipotenciales.
- Todos los canales de flujo transportan el mismo caudal.
- Un canal de flujo es el comprendido entre dos líneas de corriente.

En la Figura 2.17 se muestra la red obtenida, junto con algunos aspectos relacionados con su explotación. Si se llama N_f al número de canales de flujo dibujados, en el caso en estudio resulta $N_f = 3$. Por otra parte, la pérdida de carga total, Δh , se distribuye en

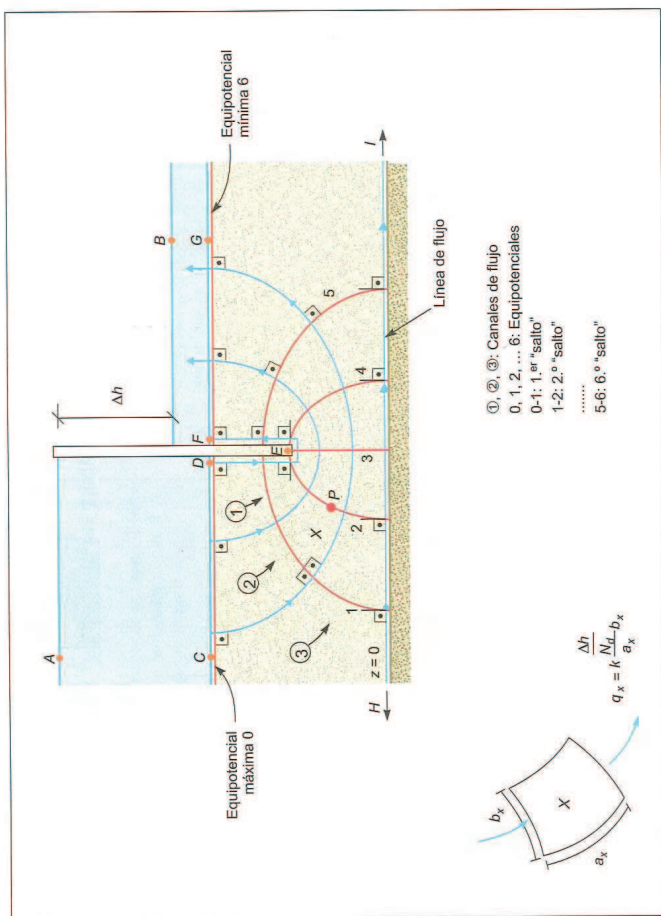


Figura 2.17 Ejemplo de resolución de una red de flujo.

$N_f = 6$ caídas sucesivas de potencial. Dado que la pérdida de carga entre equipotenciales contiguas es siempre la misma, en cada «salto» entre equipotenciales se perderá $dh = \Delta h/N_f$.

Si se selecciona ahora un elemento cualquiera de la malla (elemento X en la Figura 2.17), el caudal total que fluye a su través resultará:

$$q_x = k \frac{dh}{a_x} b_x = k \frac{\Delta h/N_f}{a_x} b_x$$

y dado que la red dibujada es cuadrada ($b_x = a_x$):

$$q_x = k \frac{\Delta h}{N_f}$$

Si se tiene ahora en cuenta que todos los canales transportan el mismo flujo, el caudal total será:

$$Q = k \Delta h \frac{N_f}{N_f}$$

Por último, si se desea calcular la presión intersticial en un punto P, basta conocer en qué equipotencial se sitúa para determinar su altura piezométrica y, descontando la altura geométrica, determinar su presión. Así, el punto P de la Figura 2.17 se sitúa en la tercera equipotencial, de forma que hasta él se han producido 2 caídas o saltos de carga:

$$h_p = h_A - 2 \frac{\Delta h}{N_f} = z_p + \frac{u_p}{\gamma_w}$$

luego

$$u_p = \gamma_w \left(h_A - 2 \frac{\Delta h}{N_f} - z_p \right)$$

En caso de que el punto P no coincida con una de las equipotenciales dibujadas, basta con tupir lo- calmente la malla en el elemento en donde se encuentra P hasta conseguir una equipotencial que pa- se por él.

Flujo estacionario en medio anisótropo

Como se ha analizado anteriormente, cuando el terreno es anisótropo la ecuación de la continuidad es función de las permeabilidades. En el caso bidimensional resulta:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

La aparente dificultad de esta expresión puede solventarse si se realiza uno de los siguientes cambios de coordenadas:

$$X' = x; \quad Z' = z \sqrt{\frac{k_x}{k_z}}$$

o, alternativamente:

$$X' = x \sqrt{\frac{k_z}{k_x}}; \quad Z' = z$$

ya que en ambos casos, con las nuevas coordenadas queda reducida a:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial X'^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial Z'^2} = 0$$

que de nuevo es la ecuación de Laplace y puede resolverse gráficamente.

En consecuencia, para dibujar la red de flujo basta con cambiar la escala del dibujo en el primer paso del epígrafe anterior (eligiendo el eje más sencillo). Sobre el nuevo dibujo se resuelve la red de flujo como si el medio fuera isotrópico y, finalmente, se deshace el cambio para observar la red real (Recuadro 2.3).

En lo que respecta al caudal, en la Figura 2.18 se muestra esquemáticamente un hipotético elemento de la red, paralelo a los ejes de coordenadas, tanto en el espacio real como en el transformado (para el primer cambio de variables).

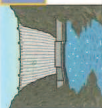
El caudal que atraviesa el elemento será el mismo, tanto en el espacio real como en el transformado, y lo mismo ocurrirá con la pérdida de carga (dh) entre las equipotenciales límite del elemento. Por ello, en el espacio real se tendrá:

$$q_x = k_x \frac{dh}{a}$$

y en el transformado:

$$q_x = k \frac{dh}{a} \sqrt{\frac{k_x}{k_z}}$$

donde $\bar{k}$ sería la permeabilidad equivalente del espacio transformado.



Recuadro 2.3

Ejemplo de red de flujo en medio anisótropo

La figura adjunta muestra el ejemplo de la Figura 2.16 en el caso de que la permeabilidad horizontal resulte 9 veces superior a la vertical. Los pasos a seguir son:

1. Dibujar la geometría del problema a escala real, señalando los puntos de interés (P , por ejemplo, para el cálculo de presiones intersticiales).
2. Seleccionar el cambio de variable y dibujar la geometría en el espacio transformado. En el caso en estudio, el cambio de variable más sencillo es aquél en el que el eje vertical no varía, dado que

de esta forma se mantiene el espesor del medio permeable, las alturas de agua, pantalla, etc. (de hecho, salvo en puntos particulares como P , el dibujo inicial es el mismo).

3. Dibujar la red siguiendo las construcciones gráficas de las Figuras 2.16 y 2.17.
4. Deshacer el cambio de variable para obtener la red de flujo en el espacio real (que ya no cumplirá las condiciones de la ecuación de Laplace en cuanto a la ortogonalidad entre equipotenciales y líneas de flujo, etc.).

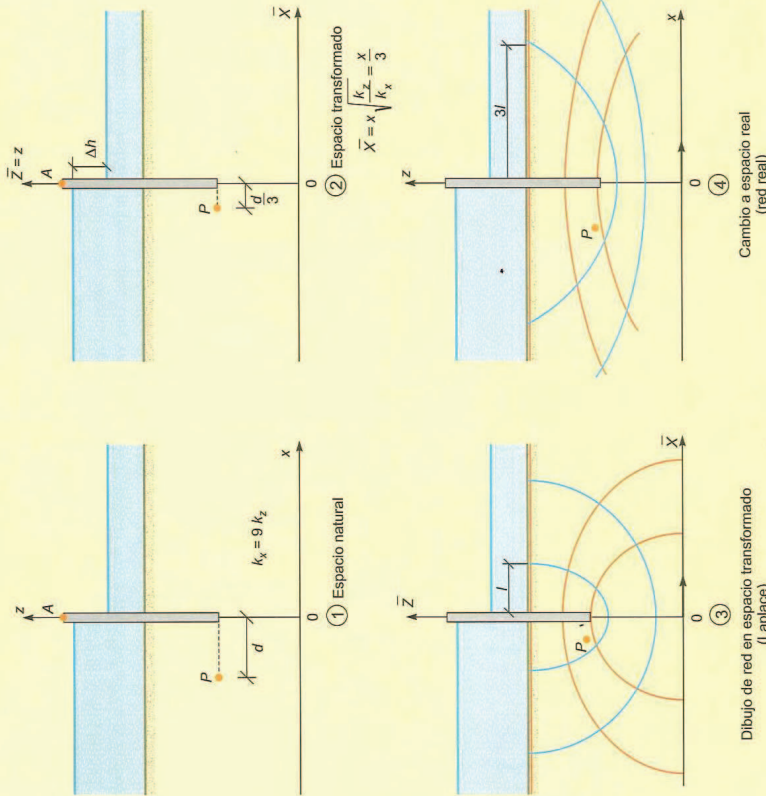


Figura 2.18 Caudal en medio anisótropo.

Igualando ambas expresiones resulta:

$$k_x = \bar{k} \sqrt{\frac{k_x}{k_z}}$$

y finalmente

$$\bar{k} = \sqrt{k_x k_z}$$

Por lo tanto, el caudal total de flujo resultaría:

$$Q = \bar{k} \Delta h \frac{N_f}{N_d} = \sqrt{k_x k_z} \Delta h \frac{N_f}{N_d}$$

expresión que resulta válida para ambos espacios.

Permeabilidad y flujo en suelos estratificados

Frecuentemente, los depósitos de suelo consisten en una sucesión o alternancia de estratos de diferente naturaleza. Un caso habitual sería el de los sedimentos aluviales, en los que es muy común encontrar alternancias dispuestas subhorizontalmente de materiales de muy distinta granulometría, y por tanto de diferente permeabilidad. En estos casos puede resultar interesante definir una «permeabilidad equivalente», que represente el flujo a través del conjunto de estratos.

■ FLUJO VERTICAL

En la Figura 2.19 se representa el caso teórico de un depósito de suelo de espesor (D), en el que la permeabilidad varía de forma continua con la profundidad.

En lo que respecta a las condiciones de flujo vertical a través de este medio estratificado, es sencillo comprender que el caudal que circula a través de cualquier sección horizontal del depósito resulta cons-

Cálculo de la permeabilidad

Determinar las permeabilidades equivalentes vertical y horizontal de un terreno estratificado compuesto por dos capas de arena limosa de espesor L_1 y permeabilidad k_1 entre las que se intercala un nivel de grava de espesor L_2 y permeabilidad k_2 (Figura A).

Por aplicación directa de la ecuación obtenida, resulta:

$$k_v = \frac{L_1 + L_2 + L_1}{\frac{L_1}{k_1} + \frac{L_2}{k_2} + \frac{L_1}{k_1}}$$

$$k_h = \frac{1}{\frac{L_1}{L_1 + L_2 + L_1} \left[\frac{L_1}{k_1} + \frac{L_2}{k_2} + \frac{L_1}{k_1} \right]}$$

En la Figura B se representa el perfil geológico supuesto para la ubicación de una presa de materiales sueltos, consistente en 20 m de un aluvial areno-limoso, bajo el que se encuentra un sustrato impermeable. Una vez construida la presa se detecta un gran caudal de filtración

a través del aluvial. Nuevas investigaciones revelan la presencia de un delgado y continuo nivel de gravas, de 0,10 m de espesor y gran permeabilidad, que no se detectó en las investigaciones iniciales. Determinar la permeabilidad horizontal equivalente del depósito estratificado y compararla con la supuesta en el proyecto.

Aplicando directamente la ecuación de k_h con las condiciones de la figura resulta:

$$k_h = \frac{1}{20} [9,9 \cdot 10^{-5} + 0,1 \cdot 0,01 + 10 \cdot 10^{-5}] \approx 6 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

Como puede apreciarse, la permeabilidad equivalente resulta 6 veces superior a la supuesta. Habida cuenta de que el caudal es proporcional a la permeabilidad, la filtración registrada será 6 veces superior a la esperada inicialmente.

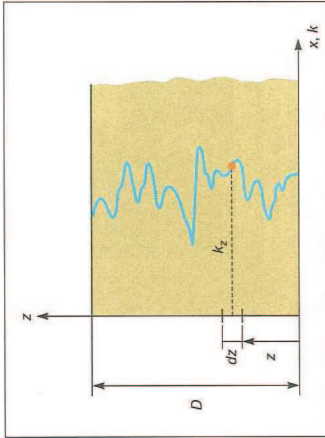
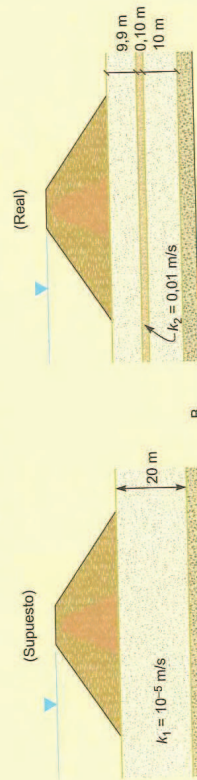
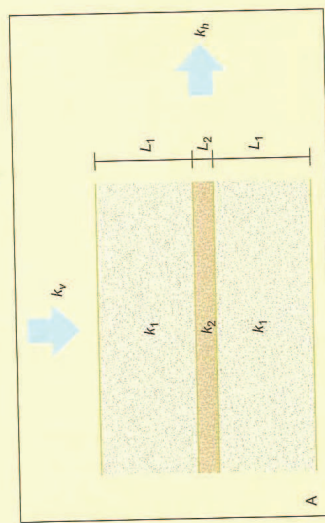


Figura 2.19 Medio estratificado continuo.

tante (en ausencia de fuentes o sumideros), y por lo tanto también lo será la velocidad.

Llamando k_x e i_x a la permeabilidad y al gradiente equivalentes para todo el estrato (como si de una capa uniforme se tratara), la observación anterior da lugar a:

$$v_x = k_x i_x = k_v i_v \Rightarrow i_x = \frac{k_v}{k_x} i_v$$

donde:

- k_x es la permeabilidad vertical real del terreno a una cota genérica z .
- i_x es el gradiente de flujo vertical real a una cota genérica z .

La pérdida de carga a lo largo de todo el espesor D del depósito de suelo será:

$$\Delta h = i_v D = \int_0^D i_v dz \Rightarrow i_v D = \int_0^D \frac{k_v}{k_x} i_x dz = k_v i_x \int_0^D \frac{dz}{k_x}$$

y despejando k_v :

$$k_v = \frac{D}{\int_0^D \frac{dz}{k_x}}$$

Así, para un terreno formado por n estratos de espesor L_i y permeabilidad k_i , la permeabilidad equivalente vertical resultaría:

$$k_v = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{k_i}}$$

■ FLUJO HORIZONTAL

En este caso, es el gradiente el que ha de resultar el mismo para cualquier sección vertical del depósito de suelo. Por consiguiente, llamando k_h e i_h a la permeabilidad y el gradiente equivalentes para flujo horizontal, el caudal que discurre a través de toda la masa de suelo será:

$$Q_h = k_h i_h D = \int_0^D k_h i_h dz$$

y despejando k_h :

$$k_h = \frac{1}{D} \int_0^D k_x dz$$

Por lo tanto, para un terreno formado por n estratos de espesor L_i y permeabilidad k_i , la permeabilidad equivalente horizontal será:

$$k_h = \frac{\sum_{i=1}^n k_i \cdot L_i}{\sum_{i=1}^n L_i}$$

2.4 Tensiones efectivas

Las fases y la estructura del suelo

Como se ha descrito anteriormente, el suelo es un material compuesto por un conjunto de partículas entre las que existen huecos o poros. En el caso más general, el suelo puede contener tres fases distintas (Figura 2.20):

- Fase sólida: **partículas**.
- Fase líquida: **agua**, rellenando total o parcialmente los poros.
- Fases gaseosa: **aire**, ocupando total o parcialmente los poros.

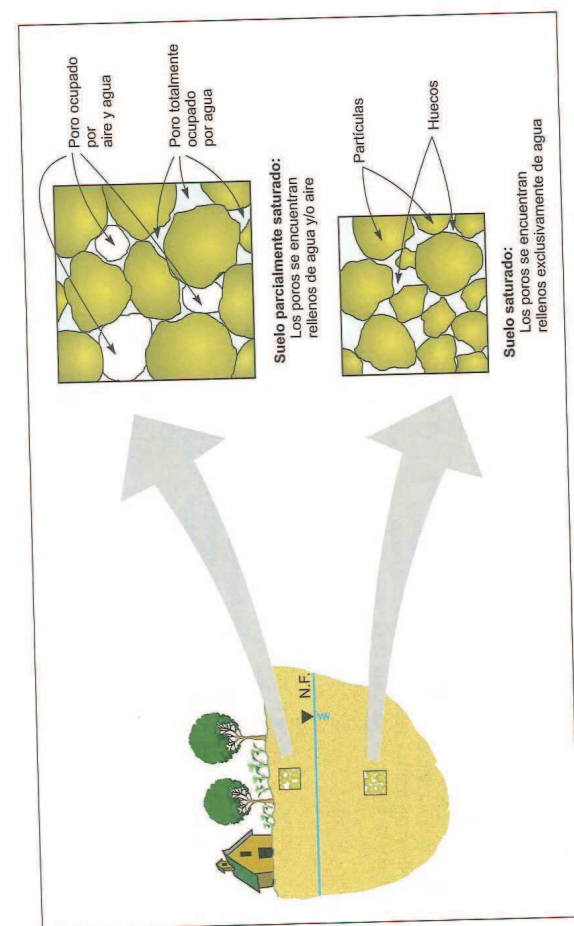


Figura 2.20 Fases del suelo.

De este carácter multifásico deriva la principal dificultad para comprender el comportamiento del suelo frente a solicitaciones externas, ya que su respuesta depende de la compleja interacción entre las diversas fases que lo componen.

Si se observa «a escala microscópica» el proceso de sedimentación natural de un suelo (suponiendo que está formado por partículas granulares) se comprobaría que sus granos tienden a agruparse formando «cadenas», preferentemente subverticales. Si además se observa cómo se transmiten las fuerzas existentes (básicamente las debidas a la gravedad: el peso del suelo), se comprobaría que dicha transmisión se produce precisamente a través de los contactos grano-grano de estas cadenas, y que las partículas situadas fuera de ellas apenas reciben o transmiten carga alguna (Figura 2.21).

Si sobre el suelo anterior se añaden nuevos esfuerzos, bien debidos a nuevos procesos geológicos o a la actividad constructiva, éste podrá tender hacia un nuevo estado, representado por una nueva **estructura** y nuevas direcciones preferenciales.

Admitiendo que las partículas del suelo y el agua son indeformables, lo que a efectos prácticos y para los niveles de tensiones de las actividades constructivas habituales es aceptable, la nueva estructura corresponderá a un nuevo ordenamiento de partículas,

que habrán deslizado y rodado unas sobre otras hasta alcanzar el nuevo estado. Así por ejemplo:

- La **compresión del suelo** (reducción de volumen) consiste básicamente en una reducción de su volumen de poros o, lo que es lo mismo, en una reordenación de partículas hacia una estructura más densa, dejando menos espacios entre ellas. Si el suelo se encuentra saturado, la reducción de su volumen de huecos irá necesariamente asociada a la expulsión del mismo volumen de agua.

- El **hinchamiento** (aumento de volumen) consiste en un aumento de su volumen de poros, es decir, en una reordenación de sus partículas en una estructura más abierta, con más espacio entre ellas. De nuevo, en el caso de saturación completa, el aumento del volumen de huecos irá asociado a la absorción de un volumen igual de agua, captada del suelo saturado circundante.

A partir de la descripción anterior se pueden resumir algunas características básicas del comportamiento del suelo:

- Como resultado del proceso de formación geológica presentará una determinada ordenación de partículas o, lo que es lo mismo, una deter-

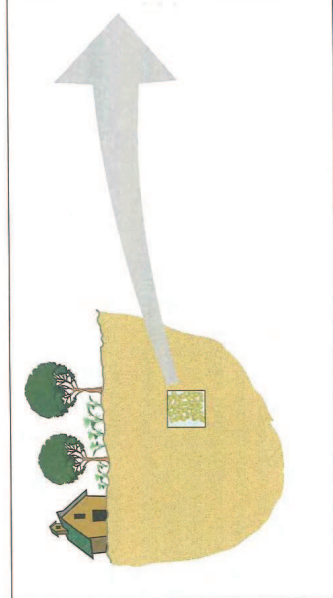


Figura 2.21 Estructuración del suelo y formación de «cadenas» de transmisión de esfuerzos.

minada **estructura**, caracterizada por una serie de orientaciones preferenciales tanto desde el punto de vista geométrico (distribución en el espacio), como tensional (transmisión de tensiones).

- La existencia de orientaciones preferenciales conferirá al suelo un marcado carácter **anisótropo**, es decir, su respuesta frente a esfuerzos externos (resistencia, deformabilidad), dependerá de la dirección de los esfuerzos aplicados.

- La modificación de su estado tensional podrá dar lugar a reordenamientos de partículas y a nuevas orientaciones preferenciales; la nueva estructura dependerá tanto de los esfuerzos aplicados (magnitud y dirección), como de la situación de partida (estructura antigua). En consecuencia, la respuesta del suelo (resistencia, deformabilidad) será función de su **historia tensional**.

Suelos saturados. El postulado de las tensiones efectivas

Como puede deducirse del epígrafe anterior, el estudio del comportamiento del suelo desde el punto de vista «microscópico», teniendo en cuenta su estructura, sus cadenas de transmisión de carga, etc., resulta complicado. Dicha complejidad se acentúa sin duda en el caso de suelos finos como las arcillas, en los que el pequeño tamaño de las partículas hace que las fuerzas de gravedad pierdan relevancia frente a las físicas químicas. Por ello, este tipo de enfoque «microscópico» se encuentra en general limitado a tareas de investigación.

Dadas las dificultades anteriores, la mecánica del suelo clásica ha tendido desde el principio al estudio del comportamiento del suelo desde un punto de vista «macroscópico», como si de un medio continuo se tratara. Aun con esta simplificación, resulta necesario tener en cuenta las distintas fases del suelo con el fin de analizar la interacción entre ellas y establecer un marco teórico de partida. Dicho marco fue postulado por Terzaghi para los suelos saturados. A continuación se reproduce la traducción de las dos partes fundamentales de su enunciado:

«Las tensiones en cualquier punto de un plano que atraviesa una masa de suelo pueden ser calculadas a partir de las tensiones principales totales $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ que actúan en ese punto. Si los poros del suelo se encuentran rellenos de agua bajo una presión u , las tensiones principales totales se componen de dos partes. Una parte, u , llamada presión neutra o presión intersticial, actúa sobre el agua y sobre las partículas sólidas en todas direcciones y con igual intensidad. Las diferencias $\sigma'_1 = \sigma_1 - u$, $\sigma'_2 = \sigma_2 - u$, $\sigma'_3 = \sigma_3 - u$ representan un exceso de presión sobre la presión neutra u , y actúan exclusivamente en la fase sólida del suelo. Estas fracciones de las tensiones principales totales se denominan tensiones efectivas.

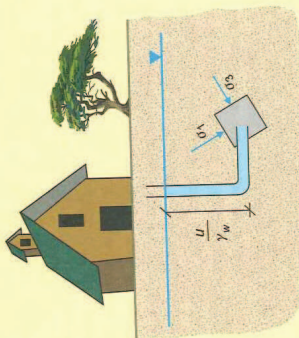
Cualquier efecto medible debido a un cambio de tensiones, tal como la compresión, la distorsión o la modificación de la resistencia al corte de un suelo, es debido exclusivamente a cambios en las tensiones efectivas.

Como corolario principal, si en un suelo saturado no se produce cambio de volumen ni distorsión, es porque sus tensiones efectivas no han variado. Así, se podrían modificar las tensiones totales e intersticiales

Las tensiones tangenciales y el postulado de Terzaghi

El postulado se refiere tan solo a las tensiones normales principales, y por extensión a las tensiones normales sobre cualquier otra orientación de ejes.

Cabría preguntarse qué ocurre con las tensiones tangenciales. Obsérvese para ello el estado tensional de un elemento de suelo saturado (se supone deformación plana, con sólo dos direcciones principales para mayor claridad). Sus tensiones totales principales σ_1 y σ_3 serán el resultado de los esfuerzos producidos durante su histo-



El postulado de Terzaghi y el círculo de Mohr.

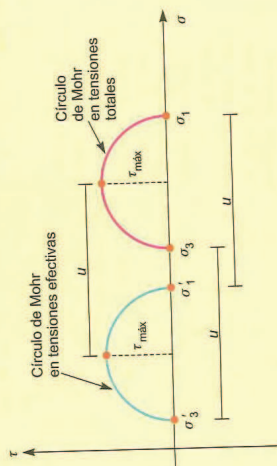
Por otra parte, la **presión intersticial** u a la que hace referencia el postulado es la que marcaría un piezómetro situado a la profundidad del elemento. En la figura las condiciones del agua vienen definidas por un nivel freático, y por tanto se trata de condiciones hidrostáticas; en consecuencia, la altura de la columna de agua en el interior del piezómetro (u/γ_w) alcanzará la superficie del nivel freático. Aplicando el postulado de Terzaghi, las tensiones efectivas principales resultan:

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u; \quad \sigma'_3 = \sigma_3 - u$$

Con ellas se puede trazar un nuevo círculo de Mohr (en azul en la figura). Como puede apreciarse, es idéntico al de tensiones totales, pero se encuentra desplazado en el eje de abscisas en la magnitud u de la presión intersticial. En definitiva, las tensiones tangenciales son las mismas en tensiones totales y en tensiones efectivas.

ria geológica más los añadidos por la carga del edificio construido en superficie. Conocidas dichas tensiones, se puede representar el círculo de Mohr correspondiente (en rojo en la figura), que definirá completamente el estado de tensiones totales en el elemento de suelo. La tensión tangencial máxima vendrá dada por el radio del círculo:

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$



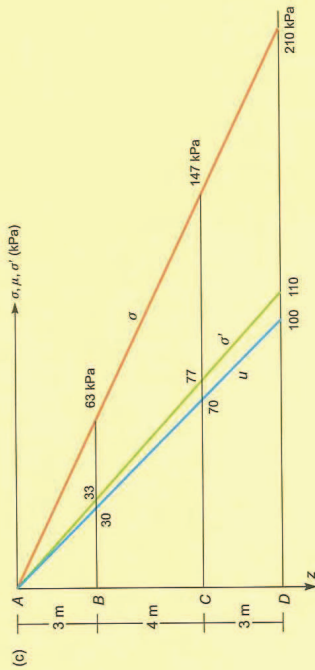
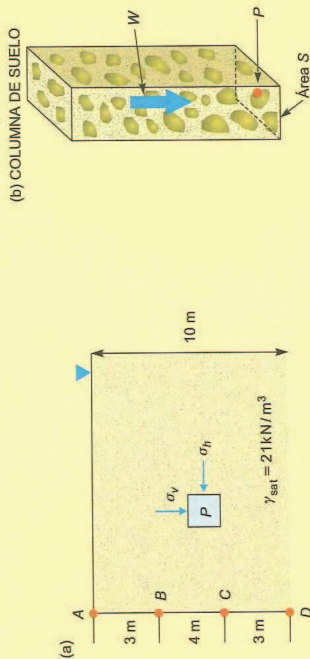
El resultado anterior podría haberse demostrado de forma analítica a partir del mismo postulado, ya que:

$$\begin{aligned} \tau'_{\max} &= \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \\ &= \frac{[(\sigma_1 - u) - (\sigma_3 - u)]}{2} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} = \tau_{\max} \end{aligned}$$

aunque quizás la explicación más sencilla derive del hecho de que, como es bien sabido, el agua no puede soportar tensiones de corte, de manera que las que existan en el suelo saturado han de ser absorbidas completamente por el esqueleto sólido del suelo.

Tensiones en un estrato de suelo homogéneo

El perfil estratigráfico de la Figura (a) está formado por un depósito de arenas finas de 10 m de espesor, cuyo peso específico saturado es 21 kN/m^3 . El nivel freático se sitúa en la superficie del terreno y las condiciones del



Solución:

a) Tensiones verticales totales

En situaciones como la mostrada en la Figura (a), con la superficie del terreno horizontal, resulta habitual suponer que las direcciones vertical y horizontal corresponden a direcciones principales de tensiones (ver elemento de suelo representado en la Figura (b)).

La tensión vertical total sobre una sección horizontal de suelo situada a una cierta profundidad z se puede definir como el peso (W) de la columna de suelo que gravita

sobre la sección, dividido por el área de la misma (S). Así, si se supone un punto P del terreno como el de la Figura (b), la tensión total vertical sobre él vendrá dada por:

$$\sigma_v = \frac{W}{S}$$

donde W será el resultado de sumar el peso de todos los materiales que forman la columna (las partículas sólidas del suelo y el agua que ocupa sus poros). Para clarificar este concepto, en la Figura (c) se han representado 4

puntos A, B, C y D, situados a diversas profundidades. A continuación se calculan sus tensiones verticales totales:

Punto A: está en superficie, de forma que se encuentra a presión atmosférica, y se adopta como presión de referencia:

$$\sigma_v^A = 0$$

Punto B: este punto se encuentra a $z = 3$ m de profundidad. El suelo que gravita sobre él está saturado y tiene un peso específico $\gamma_{sat} = 21 \text{ kN/m}^3$ (nótese que peso específico incluye el peso de las partículas y del agua que contienen sus poros). De esta manera, suponiendo un área horizontal $S = 1 \text{ m}^2$ para la columna de suelo:

$$\sigma_v^B = \frac{W}{S} = \frac{\gamma_{sat} \cdot z_B \cdot 1 \cdot 1}{1} = \gamma_{sat} \cdot z_B = 63 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

En resumen, la tensión vertical total en un punto del suelo situado a una profundidad z es igual al peso específico del terreno situado sobre él multiplicada por la profundidad z a la que se encuentra.

Punto C: este punto está a $z = 7$ m de profundidad en el mismo estrato saturado. Su tensión vertical total será por lo tanto:

$$\sigma_v^C = \gamma_{sat} \cdot z_C = 21 \cdot 7 = 147 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

La tensión vertical total en C también puede expresarse como la tensión del punto B anterior, más la originada por el peso de la columna de suelo situada entre B y C, es decir:

$$\sigma_v^C = \sigma_v^B + \gamma_{sat} \cdot (z_C - z_B) = 63 + 21 \cdot 4 = 147 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

del suelo en la misma magnitud, y el esqueleto sólido del suelo no percibiría cambio alguno:

$$\sigma_{inicial}^s = \sigma_{inicial} - u_{inicial}$$

si $\Delta\sigma = \Delta u = K$ (siendo K una constante)

$$\begin{aligned} \sigma_{final}^s &= \sigma_{inicial}^s + \Delta\sigma - (u_{inicial} + \Delta u) = \\ &= \sigma_{inicial}^s + K - u_{inicial} - K = \sigma_{inicial}^s - u_{inicial} = \sigma_{inicial}^s \end{aligned}$$

Fuerzas de filtración. Sifonamiento

Resulta intuitivo comprender que el agua en movimiento a través del terreno induce sobre éste una fuer-

Recuadro 2.7

Tensiones en un suelo estratificado

La columna estratigráfica bajo la superficie horizontal de un ancho valle está formada por 3 m de gravas gruesas situadas sobre un depósito de 12 m de arcilla. Bajo las arcillas se encuentra un estrato de areniscas fisuradas de permeabilidad elevada. Las condiciones hidrogeológicas resultan hidrostáticas, con un nivel freático situado a 0,60 m bajo la superficie del terreno. Las densidades aparentes de los distintos estratos de suelo son:

— Gravas saturadas (por debajo del N.F.):

$$\gamma_g^s = 20,8 \text{ kN/m}^3$$

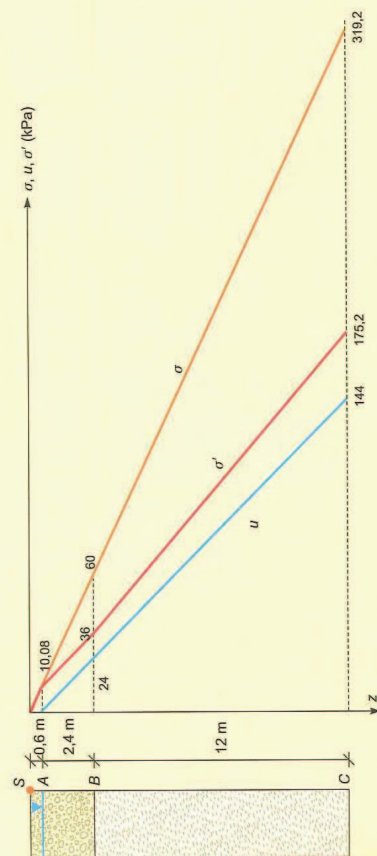
— Arcilla (saturada):

$$\gamma_a = 21,6 \text{ kN/m}^3$$

Se pide dibujar las leyes de tensiones verticales totales, presiones intersticiales y tensiones verticales efectivas en las capas de suelo ($\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$).

— Gravas (por encima del N.F.):

$$\gamma_g^i = 16,8 \text{ kN/m}^3$$



Punto C:

$$\sigma_v^C = \sigma_v^B + \gamma_a \cdot (z_C - z_B) = 60 + 21,6 \cdot 12 = 319,2 \text{ kPa}$$

b) Presiones intersticiales

$$u_s = 0 \text{ (a presión atmosférica)}$$

$$u_A = 0 \text{ (superficie del N.F., a presión atmosférica)}$$

$$u_B = \gamma_w \cdot (z_B - z_A) = 10 \cdot 2,4 = 24 \text{ kPa}$$

$$u_C = \gamma_w \cdot (z_C - z_A) = 10 \cdot 14,4 = 144 \text{ kPa}$$

c) Tensiones verticales efectivas

$$\sigma_v^S = \sigma_v^S - u_S = 0$$

$$\sigma_v^A = \sigma_v^A - u_A = 10,08 - 0 = 10,08 \text{ kPa}$$

$$\sigma_v^B = \sigma_v^B - u_B = 60 - 24 = 36 \text{ kPa}$$

$$\sigma_v^C = \sigma_v^C - u_C = 319,2 - 144 = 175,2 \text{ kPa}$$

Solución:

Se toman S, A, B y C como puntos de referencia para el cálculo. Como puede apreciarse, en estos puntos se produce un cambio, ya sea por la existencia del nivel freático o por la estratigrafía.

a) Tensiones verticales totales

Punto S: se encuentra en superficie. Por lo tanto:

$$\sigma_v^S = 0$$

Punto A:

$$\sigma_v^A = \gamma_g^i \cdot z_A = 16,8 \cdot 0,6 = 10,08 \text{ kPa}$$

Punto B:

$$\sigma_v^B = \sigma_v^A + \gamma_g^s \cdot (z_B - z_A) = 10,08 + 20,8 \cdot 2,4 = 60 \text{ kPa}$$

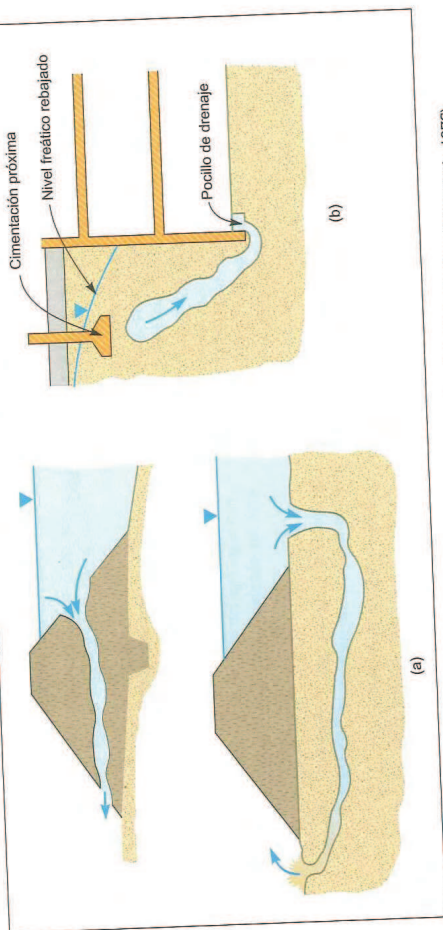


Figura 2.22 a) Tubificación de una presa de materiales por erosión interna (modificado de Jiménez Salas et al., 1976).
b) Tubificación de una excavación por erosión interna (Uriel, 1982).

agua. Por su parte, la fuerza de arrastre del agua depende del gradiente hidráulico ($i = \Delta h/l$).

Como muestra la Figura 2.22, este fenómeno suele producirse de forma localizada, lo que es debido a la heterogeneidad del terreno, tanto natural como compactado, a la existencia de fisuras y a otros mecanismos que dan lugar en definitiva a que el flujo no resulte homogéneo.

Si se produce una concentración de flujo (y gradiente) suficiente en las proximidades de la superficie «de salida» del flujo, las primeras partículas de suelo pueden ser arrastradas. A continuación, al mantenerse aproximadamente la diferencia de altura piezométrica (Δh) pero disminuir el recorrido de la filtración (L) por la pérdida de suelo, se incrementa el gradiente y también la fuerza erosiva. De esta forma, el mecanismo de erosión puede progresar hacia el interior del terreno hasta, en caso extremo, conducir a la ruina de la propia obra o de las adyacentes.

Para establecer la susceptibilidad de un suelo frente a la erosión interna se pueden llevar a cabo ensayos específicos de laboratorio (véase el Apartado 2.9).

Desde un punto de vista teórico, la forma más sencilla y clásica de establecer las condiciones de equilibrio del suelo frente a las fuerzas de filtración es la mostrada en la Figura 2.23. En ella se representan tres situaciones posibles de flujo vertical en un sencillo dispositivo llamado permeámetro de carga constante.

Se trata de un recipiente en donde se encuentra una masa de suelo de altura (L), que se supondrá constituido por una arena fina, confinado entre dos rejillas. Por encima del suelo existe una lámina de agua libre, cuya cota se mantiene constante en todo momento (punto D). Por debajo del suelo el permeámetro se conecta a un conducto que termina en otro recipiente anexo, siempre lleno de agua (hasta el punto A), pero que puede moverse hacia arriba o hacia abajo a voluntad. Finalmente, desde el interior de la masa de suelo se pueden disponer unos piezómetros abiertos (P_1 , P_2 y P_3). Tomando como plano de referencia ($z = 0$) la cota inferior de la masa de suelo, resulta sencillo controlar en todo momento las alturas piezométricas. Basta para ello con colocar una regla graduada como la mostrada en la Figura 2.23 y recordar que la cota de agua leída en la regla será igual a la altura piezométrica ($h = z + u/\gamma_w$).

En el caso de la Figura 2.23a) la cota de agua del recipiente anexo (A) se hace coincidir con la cota de agua en el permeámetro (D), de manera que resulta inmediato comprobar que las condiciones son hidrostáticas, sin flujo de agua:

$$h_A = h_P = h_C = h_D = h_B = h_{P_1, P_2, P_3}$$

lo que puede comprobarse fácilmente sin más que observar que los niveles de agua en el permeámetro, el recipiente anexo y en los piezómetros alcanzan la

Figura 2.23 Condiciones de equilibrio en presencia de filtración.

misma cota. Las presiones intersticiales en los puntos extremos de suelo resultarán:

$$h_A = z_A + \frac{u_A}{\gamma_w} = z_A$$

$$\begin{cases} h_A = h_C = z_C + \frac{u_C}{\gamma_w} = L + \frac{u_C}{\gamma_w} \Rightarrow u_C = \Delta L \cdot \gamma_w \\ h_A = h_B = z_B + \frac{u_B}{\gamma_w} = 0 + \frac{u_B}{\gamma_w} \Rightarrow u_B = (L + \Delta L) \cdot \gamma_w \end{cases}$$

las presiones totales verticales:

$$\sigma_{vC} = \Delta L \gamma_w$$

$$\sigma_{vB} = \Delta L \gamma_w + L \gamma_{sat}$$

y las tensiones efectivas verticales:

$$\sigma'_{vC} = \sigma_{vC} - u_C = 0$$

$$\sigma'_{vB} = \sigma_{vB} - u_B = L \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

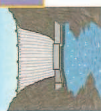
La Figura 2.23b) muestra una situación en la que el recipiente anexo se encuentra a una altura Δh por encima de la superficie libre del permeámetro, lo que establece una diferencia de carga o altura piezométrica. Asumiendo que no se producen pérdidas de carga en los recorridos sin suelo (tramos AB y CD), se tendrá:

$$\text{Punto B: } h_B = h_A = z_A + \frac{u_A}{\gamma_w} = z_A = L + \Delta L + \Delta h$$

$$\text{Punto C: } h_C = h_D = z_D + \frac{u_D}{\gamma_w} = z_D = L + \Delta L$$

de forma que la diferencia de altura piezométrica es precisamente igual a Δh , el flujo resulta ascendente en la masa de suelo ($h_B > h_C$) y el gradiente hidráulico producido será: $i = \Delta h/L$.

Otra forma sencilla de comprobar las condiciones de flujo es observar directamente los piezómetros. En la Figura 2.23b) se aprecia claramente que la cota de agua en el piezómetro P1 es mayor que en el P2, y ésta a su vez mayor que en el P3, lo que indica que $h_{P1} > h_{P2} > h_{P3}$, y que el flujo es ascendente. El gradiente se puede también determinar de forma directa, sin más que leer las alturas del agua de cada piezómetro en la regla, que se recuerda son directamente las alturas piezométricas, y dividir por los recorridos del



Recuadro 2.8

Condición de sifonamiento

La columna estratigráfica bajo la superficie horizontal de un ancho valle está formada por 3 m de gravas gruesas situadas sobre un depósito de 12 m de arcilla. Bajo las arcillas aparece un estrato de areniscas fisuradas de permeabilidad elevada. El nivel freático en la capa de gravas se sitúa a 0,60 m bajo la superficie del terreno. De otro lado, en el sustrato de areniscas el agua se encuentra en condiciones artesianas, con una altura piezométrica de 6 m por encima de la superficie del terreno. Las densidades aparentes de los distintos estratos de suelo son:

— Gravias (por encima del N.F.):

$$\gamma_g^1 = 16,8 \text{ kN/m}^3$$

— Gravias saturadas (por debajo del N.F.):

$$\gamma_g^2 = 20,8 \text{ kN/m}^3$$

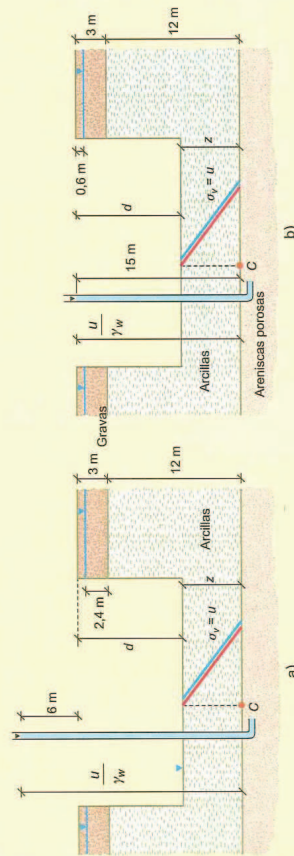
— Arcilla (saturada):

$$\gamma_a = 21,6 \text{ kN/m}^3$$

Es necesario realizar una gran excavación en seco en el valle, para lo cual la cota de agua en el interior de la excavación ha de situarse en el fondo de la misma. Se pide determinar a qué profundidad se alcanzarían las condiciones de sifonamiento:

a) Si se mantienen las condiciones artesianas de las areniscas;

b) Si se instalan pozos de alivio que depriman la altura piezométrica en las areniscas 6 m (peso específico del agua $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$).



Solución:

a) Las condiciones artesianas en el sustrato de areniscas indican que si se instala un piezómetro en un punto como el C, el agua subiría hasta 6 m por encima de la superficie del valle. Es decir:

$$\frac{u_C}{\gamma_w} = 21 \text{ m} \Rightarrow u_C = 21 \cdot 9,81 = 206,01 \text{ kPa}$$

Por otra parte, la tensión total vertical en C resulta:

$$\sigma_{vC} = 21,6 \cdot z$$

El sifonamiento se producirá cuando:

$$\sigma'_{vC} = \sigma_{vC} - u_C = 0 \Rightarrow \sigma_{vC} = u_C$$

de manera que igualando las dos expresiones anteriores se tendrá:

$$206,01 = 9,54 \text{ m} \Rightarrow d = 15 - 9,54 = 5,46 \text{ m}$$

$$z = \frac{206,01}{21,6}$$

b) Operando de la misma manera que en el caso anterior:

$$\frac{u_C}{\gamma_w} = 15 \text{ m} \Rightarrow u_C = 15 \cdot 9,81 = 147,15 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{vC} = 21,6 \cdot z$$

$$147,15 = 6,81 \text{ m} \Rightarrow d = 15 - 6,81 = 8,19 \text{ m}$$

$$z = \frac{147,15}{21,6}$$

próxima a $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$, el gradiente crítico suele encontrarse en torno a $i_c = 1$.

Las situaciones representadas en la Figura 2.22 pueden considerarse como casos particulares o localizados del sifonamiento general descrito, debidas a la heterogeneidad del terreno. Es evidente que en problemas reales que impliquen un flujo de agua se ha de comprobar que se cuenta con un grado de seguridad suficiente frente a fenómenos de este tipo.

Por último, la Figura 2.23c) muestra una tercera alternativa de flujo, en la que la lámina de agua del recipiente anexo se encuentra por debajo de la lámina de agua del permeómetro. En estas circunstancias la diferencia de altura piezométrica Δh originada es contraria a la del caso anterior. Las presiones intersticiales en los puntos extremos de dicha masa serán:

$$\text{Punto B: } h_B = h_A = z_A + \frac{u_A}{\gamma_w} = L + \Delta L - \Delta h$$

$$\text{Punto C: } h_C = h_D = z_D + \frac{u_D}{\gamma_w} = L + \Delta L$$

La diferencia de altura piezométrica es igual a Δh , pero en esta ocasión el flujo resulta descendente en la masa de suelo ($h_C > h_D$) con gradiente hidráulico $i = \Delta h/L$.

De nuevo, observando los piezómetros se aprecia directamente que la cota de agua en el piezómetro P3 es mayor que en el P2, y ésta a su vez mayor que en el P1, lo que indica que $h_{P3} > h_{P2} > h_{P1}$ y que el flujo es descendente. Como en el caso anterior, el gradiente se puede también determinar de forma directa a partir de los piezómetros.

Con relación a las leyes de tensiones en los puntos extremos de la masa de suelo, con respecto a las presiones intersticiales, se tendrá:

$$h_B = h_A = L + \Delta L - \Delta h = z_B + \frac{u_B}{\gamma_w} \Rightarrow \frac{u_B}{\gamma_w} = 0 + \frac{u_C}{\gamma_w} - \Delta h$$

$$\Rightarrow u_B = (L + \Delta L - \Delta h) \cdot \gamma_w$$

$$h_C = h_D = L + \Delta L = z_C + \frac{u_C}{\gamma_w} \Rightarrow \frac{u_C}{\gamma_w} = L + \frac{u_B}{\gamma_w}$$

$$\Rightarrow u_C = \Delta L \cdot \gamma_w$$

Las presiones intersticiales en la masa de suelo resultan inferiores a las de la condición hidrostática y por tanto las tensiones efectivas verticales habrán aumentado.

Así, en el punto B se tendrá:

$$\sigma'_{dB} = \sigma_{dB} - u_B = (\Delta L \cdot \gamma_w + L \cdot \gamma_{sat}) - (L + \Delta L - \Delta h) \cdot \gamma_w$$

$$\sigma'_{dB} = L \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) + \Delta h \cdot \gamma_w$$

Aplicación de cargas sobre suelos saturados

El concepto de la consolidación

Cuando se aplican cargas sobre el terreno se producen cambios inmediatos en las tensiones totales que actúan sobre él ($\Delta \sigma$). Si el suelo se encuentra saturado el postulado de Terzaghi establece que estos incrementos de tensión total podrán dirigirse a incrementar las tensiones efectivas y/o las presiones intersticiales, pero siempre de forma que se cumpla la ecuación fundamental del postulado, es decir:

— Antes de la carga:

$$\sigma_0 = \sigma'_0 + u_0$$

— Tras la carga:

$$\sigma_0 + \Delta \sigma = (\sigma'_0 + \Delta \sigma') + (u_0 + \Delta u)$$

— Por lo tanto:

$$\Delta \sigma = \Delta \sigma' + \Delta u$$

El efecto de una carga no infinitamente extensa está limitado a una cierta zona de influencia en sus proximidades (Figura 2.24); en consecuencia sólo esa zona del suelo sufrirá los cambios de tensión y , en particular, la eventual sobrepresión intersticial (Δu) generada por la carga. En el resto, las condiciones iniciales de equilibrio (σ'_0, u_0) se mantendrán inalteradas.

Como se ha descrito en el Apartado 2.3, la diferencia de presión intersticial (y de altura piezométrica h) así producida dará lugar a un flujo de agua, que se dirigirá desde el interior de la zona de influencia (mayor h) hacia el exterior de la misma (menor h). El

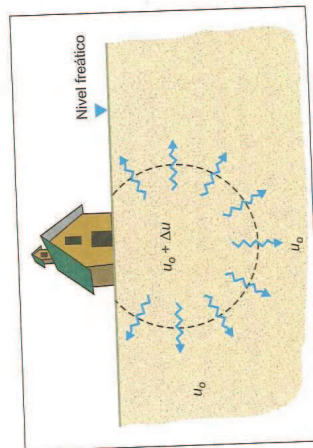


Figura 2.24 Sobrepresión intersticial inducida por la aplicación de una carga en el terreno (Lancellotti, 1991).

proceso será lógicamente transitorio, ya que a medida que se produzca el flujo de agua irá disminuyendo la sobrepresión intersticial en el interior de la zona de influencia. De hecho, el flujo cesará cuando ya no existan sobrepresiones intersticiales y se alcancen de nuevo en toda la masa de suelo las condiciones de equilibrio que marquen las condiciones hidrogeológicas de contorno ($u = u_0$; $\Delta u = 0$). Expresando estas ideas mediante el postulado de Terzaghi, que se ha de cumplir en todo momento, se tendrá:

— Inmediatamente tras la aplicación de la carga

$$\Delta \sigma = \Delta \sigma'_{inicial} + \Delta u_{inicial}$$

— Transcurrido un cierto tiempo t

$$\Delta \sigma = \Delta \sigma' + \Delta u,$$

donde:

$$\Delta u_t < \Delta u_{inicial} \Rightarrow \Delta \sigma'_t > \Delta \sigma'_{inicial}$$

— Finalmente al alcanzar el equilibrio:

$$\Delta \sigma = \Delta \sigma'_{final} + \Delta u_{final}$$

$$\Delta u_{final} = 0$$

$$\Delta \sigma = \Delta \sigma'_{final}$$

En definitiva, las fases que tienen lugar al cargar un suelo saturado son:

1. La aplicación de carga origina de forma inmediata un incremento de tensión total ($\Delta \sigma$) en una cierta zona del terreno, cercana al punto o área de aplicación de la carga.
2. Según el postulado de Terzaghi, $\Delta \sigma$ se divide instantáneamente en una cierta combinación inicial de incremento de tensiones efectivas $\Delta \sigma'_{inicial}$ e incremento de presión intersticial $\Delta u_{inicial}$.
3. La aparición de $\Delta u_{inicial}$ produce una diferencia de altura piezométrica en el suelo, y por tanto da lugar a un flujo de agua.
4. A medida que progresa el flujo disminuye la sobrepresión intersticial $\Delta u_{inicial}$ en el interior de la zona de influencia y la tensión efectiva aumenta en la misma medida para cumplir el postulado.
5. Cuando finalmente se alcanza el equilibrio y desaparece la sobrepresión intersticial ($\Delta u = 0$), todo el incremento de tensión total aplicado en origen se habrá transformado íntegramente en tensión efectiva.

El proceso descrito de disipación de excesos de presión intersticial generados por una aplicación de carga en el terreno se denomina **consolidación**.

Como en todo problema de filtraciones, la mayor o menor facilidad para que se produzca el flujo y la correspondiente disipación de la sobrepresión intersticial dependerá de la permeabilidad del terreno. Así, en un suelo granular de permeabilidad elevada, el flujo será muy rápido y la disipación ocurrirá de forma prácticamente simultánea con la aplicación de la carga (consolidará rápidamente). Por el contrario, en una arcilla de muy baja permeabilidad el flujo será lento, y la disipación se podrá dilatar a lo largo de un periodo de tiempo considerable (consolidará lentamente).

Conceptos de carga sin drenaje y con drenaje

De los mecanismos descritos anteriormente derivan dos conceptos fundamentales de la práctica habitual en ingeniería geológica: las condiciones de **carga «sin drenaje»** (a veces llamada carga a «corto plazo»), y las condiciones de **carga «con drenaje»** (también denominada de forma confusa a «largo plazo»).

En el ejemplo mostrado en la Figura 2.24, se ha explicado que si el estrato de suelo saturado está compuesto por un terreno de baja permeabilidad, el flujo transitorio inducido por la sobrepresión intersticial podrá dilatarse mucho en el tiempo. Así, cuanto menos permeable sea el suelo, más lento será el flujo y más tiempo tardarán en disiparse los excesos de presión de poros para alcanzar el equilibrio final definido por las condiciones de contorno hidrogeológicas.

De hecho, en suelos muy poco permeables como las arcillas, es razonable suponer que, inmediatamente después de la aplicación de una carga instantánea, apenas se produce una circulación apreciable de agua y , por lo tanto, apenas se disipe el exceso de presión intersticial originado por aquella. Estas condiciones se suelen denominar de carga «sin drenaje», ya que el agua con sobrepresión no ha tenido tiempo para «salir» de la zona de influencia (no ha drenado). Como concepto complementario, si se recuerda que en un suelo saturado todo cambio de volumen está necesariamente asociado a una variación del volumen de sus huecos a través de la expulsión o absorción de agua, resulta inmediato comprender que en condiciones de carga sin drenaje el volumen del suelo no varía.

El concepto de carga sin drenaje es un término relativo, ya que la mayor o menor facilidad para que se produzca el flujo (dreneje) tras la carga y la consiguiente disipación de excesos de presión de poros

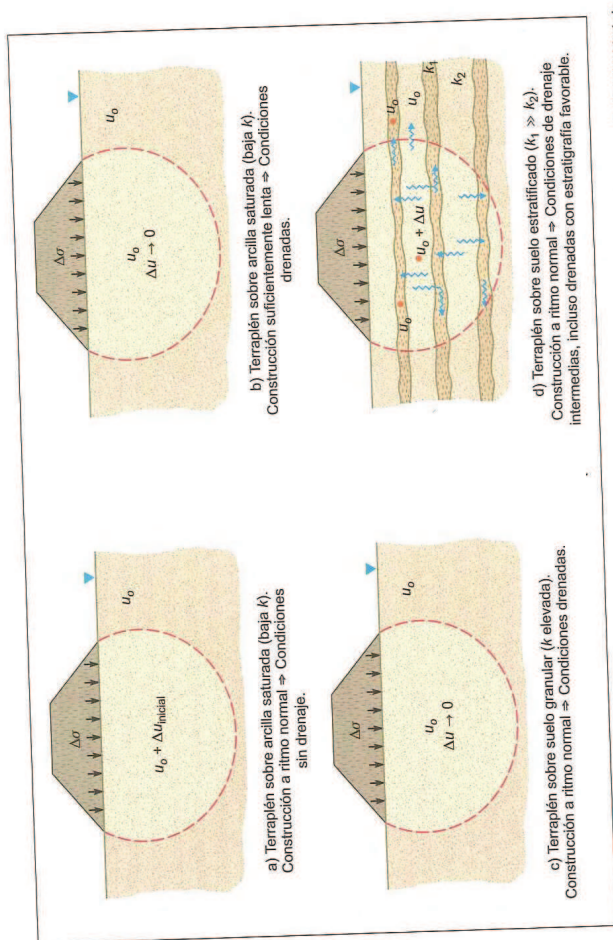


Figura 2.25 Condiciones de drenaje durante la aplicación de una carga en función de la permeabilidad del terreno, de la velocidad de construcción y de la estratigrafía.

dependerá de una serie de factores tales como (Figura 2.25):

- La permeabilidad del terreno.
- La velocidad de aplicación de la carga.
- La proximidad de zonas o capas drenantes.

Así, cuando se construye a ritmo normal un terraplén sobre un potente estrato de arcillas saturadas de baja permeabilidad, es habitual asumir condiciones de carga sin drenaje para el estudio de su estabilidad (hipótesis que suele ser la más desfavorable). Evidentemente no puede decirse que la carga sea «instantánea», ya que el proceso de construcción de un terraplén supone el extendido y compactación de un buen número de capas o tongadas de tierra, lo que lleva bastante días o semanas. Sin embargo, si el terreno es muy poco permeable, el proceso normal de construcción puede resultar lo suficientemente rápido como para que no se produzca un drenaje significativo de la zona de influencia del terraplén, y por lo tanto sea razonable asumir condiciones sin drenaje. En otras palabras, la baja permeabilidad del suelo da lugar a que una velocidad de construcción normal pue-

bre presión de poros y la producción de flujo hasta alcanzar el equilibrio ocurrirán muy rápidamente, de forma casi simultánea con la aplicación de la carga. A efectos prácticos se podría considerar, por tanto, que los incrementos de tensión total aplicados se transforman inmediatamente en incrementos de tensión efectiva. En estas circunstancias, a pesar de que la carga se aplicase «rápidamente», las condiciones serían «drenadas o con drenaje», ya que el agua con sobre presión de la zona de influencia podría «salir» (drenar) de forma casi inmediata.

Por último, la existencia de capas drenantes próximas a la zona con exceso de presión intersticial aceleraría considerablemente el proceso de disipación, ya que en definitiva facilitaría el flujo de agua. Este podría ser el caso de un suelo estratificado en el que alternen capas arcillosas de baja permeabilidad junto con capas granulares de permeabilidad elevada. En esta situación las condiciones de carga podrían suponerse incluso drenadas, dependiendo de la proximidad de los horizontes permeables y de la velocidad de construcción.

La realidad en un instante cualquiera será siempre intermedia entre las condiciones sin drenaje y con drenaje, que representan los puntos extremos del proceso transitorio de disipación de sobrepresiones intersticiales tras la carga. Como se verá más adelante, el suelo muestra resistencias al corte diferentes en función de las condiciones de drenaje. Esta apreciación resulta inmediata a partir de la segunda parte del postulado de Terzaghi, que establece que «cualquier efecto medible debido a un cambio de tensiones, tal como la compresión, la distorsión o la modificación de la resistencia al corte de un suelo, es debido exclusivamente a cambios en las tensiones efectivas». Así, dado que las tensiones efectivas varían a lo largo del proceso transitorio de disipación, también variará la resistencia al corte del terreno. En consecuencia, en la práctica resultará importante poder discernir cuáles son las condiciones aplicables a cada problema particular.

Tensiones inducidas en el suelo saturado por procesos de carga sin drenaje

A partir del postulado de Terzaghi resulta evidente el interés en conocer cómo se reparten $\Delta\sigma'$ y Δu durante todo el proceso transitorio que nace tras la aplicación de una carga, ya que en función de su evolución el suelo sufrirá efectos perceptibles (deformación, cambios en resistencia, etc). En el apartado anterior se ha visto que en el caso de suelos de baja permeabilidad, un instante de particular interés es el «inmediatamente» posterior a la aplicación del incremento de tensión total, que puede asimilarse a condiciones sin drenaje.

La reproducción en laboratorio de estas condiciones es bastante sencilla, ya que basta con emplear ensayos en los que se impida que el agua entre o salga de la probeta de suelo. Alternativamente, también se puede acudir a realizar ensayos «rápidos», de manera que la velocidad de aplicación de la carga permita asegurar la práctica ausencia de drenaje. La dificultad principal radica, sin embargo, en que el reparto de tensiones no es único, sino que depende de la forma de sollicitación.

Para aclarar este concepto, en la Figura 2.26 se han representado los sistemas de carga más habituales, y sus condiciones de contorno (en tensiones y deformaciones), en condiciones drenadas. En el Cuadro 2.4 se resumen los repartos iniciales de tensión cuando se impide el drenaje.

Considérese en primer lugar el caso más sencillo de carga isotrópica, en la que se somete al suelo a un incremento de tensiones totales iguales según tres direcciones principales. Si el suelo se encuentra saturado ($B = 1$), en ausencia de drenaje todo el incremento de tensión total se transmite al líquido intersticial, y por lo tanto las tensiones efectivas no varían:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = \Delta\sigma = \Delta u &\Rightarrow \\ \begin{cases} \Delta\sigma'_1 = \Delta\sigma - \Delta u \\ \Delta\sigma'_2 = \Delta\sigma - \Delta u \\ \Delta\sigma'_3 = \Delta\sigma - \Delta u \end{cases} &\Rightarrow \begin{cases} \Delta\sigma'_1 = 0 \\ \Delta\sigma'_2 = 0 \\ \Delta\sigma'_3 = 0 \end{cases} \end{aligned}$$

Por lo tanto, a pesar de la aplicación de las cargas, de acuerdo con el postulado de Terzaghi el suelo no percibirá cambio alguno, no se distorsionará y no modificará su resistencia al corte. Si a continuación se permitiera el drenaje (abriendo una válvula del aparato de ensayo), comenzaría el proceso de disipación de la sobrepresión intersticial, es decir, la consolidación, hasta alcanzar finalmente el equilibrio dado por:

$$\begin{cases} \Delta\sigma'_1 = \Delta\sigma \\ \Delta\sigma'_2 = \Delta\sigma \\ \Delta\sigma'_3 = \Delta\sigma \end{cases}, \Delta u = 0$$

El mismo efecto se registra en el ensayo de compresión unidimensional o «edométrico», caracterizado por impedir físicamente la deformación lateral de la probeta de suelo mientras se aplican tensiones verticales. Si no se permite el drenaje todo el incremento de tensión vertical total ($\Delta\sigma_1$) se transmite al agua intersticial, de manera que las tensiones efectivas no varían. De nuevo, si posteriormente se permite el drenaje, tendrá lugar el proceso de disipación y, al alcanzar el equilibrio, se tendrá:

$$\begin{aligned} \Delta u &= 0 \\ \Delta\sigma'_1 &= \Delta\sigma_1 \end{aligned}$$

Determinación de la ley de tensiones

El terreno bajo un extenso lago está constituido por un potente depósito de arcillas de 50 m de espesor, bajo el que aparece un substrato rocoso. El lecho del lago es horizontal, y su calado es de 20 m. Debido a los procesos geológicos actuales se produce un aporte de arcillas en suspensión que, en muy poco tiempo, sedimentan y llegan a cubrir completamente el fondo del lago en un espesor de 2 m.

Suponiendo que la lámina de agua permanece inalterada, determinar las leyes de tensiones totales verticales, presiones intersticiales y tensiones efectivas verticales:

- En la situación original.
- Inmediatamente tras la sedimentación de los 2 m de arcillas adicionales, suponiendo que la deposición se produce de forma instantánea.
- Una vez se alcance el equilibrio y se disipen las sobrepresiones intersticiales originadas.

(Suponer que el peso específico saturado de las arcillas es constante e igual a $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$, que el peso específico del agua es $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$, y que el substrato rocoso es impermeable a efectos prácticos. Adoptar la superficie del agua en el lago como origen del eje de profundidades, z .)

Solución:

a) Situación inicial

Dada la uniformidad del depósito de arcilla (densidad constante), basta con seleccionar los puntos A y B de la figura para obtener las leyes de tensiones.

Tensiones verticales totales

Punto A: se encuentra en el fondo del lago, de forma que el único material que gravita sobre él son los 20 m de columna de agua. Llamando z_w al calado del lago:

$$\sigma_v^A = \gamma_w \cdot z_w = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 20 \text{ m} = 200 \text{ kPa}$$

Punto B: se sitúa en el fondo del depósito de arcilla, de forma que su tensión total vertical será la del punto A más la correspondiente al peso de la columna de arcilla saturada existente entre A y B (recuérdese de nuevo que el peso específico saturado incorpora ya el peso del agua que rellena totalmente los poros del suelo):

$$\sigma_v^B = \sigma_v^A + \gamma_{sat} \cdot (z_B - z_A) = 200 + 20 \cdot 50 = 1.200 \text{ kPa}$$

Presiones intersticiales

Punto A: como las condiciones son hidrostáticas, la presión de agua viene dada por el producto de la densidad

TIPO DE ENSAYO

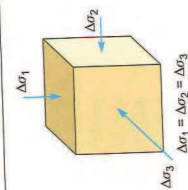
Compresión isotrópica

DEFORMACIONES EN CONDICIONES DRENADAS

$$\begin{aligned} \delta \epsilon_1 &\neq 0 \\ \delta \epsilon_2 &\neq 0 \\ \delta \epsilon_3 &\neq 0 \end{aligned}$$

CAMBIOS TENSIONALES APLICADOS

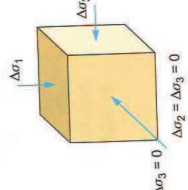
$$\begin{aligned} \Delta \sigma_1 &= \Delta \sigma \neq 0 \\ \Delta \sigma_2 &= \Delta \sigma \neq 0 \\ \Delta \sigma_3 &= \Delta \sigma \neq 0 \end{aligned}$$



Compresión unidimensional (edométrica)
[Deformación lateral nula]

$$\begin{aligned} (*) \Delta \sigma_1 &\neq 0 \\ \Delta \sigma_2 &= \Delta \sigma_3 \neq 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta \epsilon_1 &\neq 0 \\ \delta \epsilon_2 &= \delta \epsilon_3 = 0 \end{aligned}$$



Compresión triaxial

$$\begin{aligned} (*) \Delta \sigma_1 &\neq 0 \\ \Delta \sigma_2 &= 0 \\ \Delta \sigma_3 &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta \epsilon_1 &\neq 0 \\ \delta \epsilon_2 &\neq 0 \\ \delta \epsilon_3 &\neq 0 \end{aligned}$$

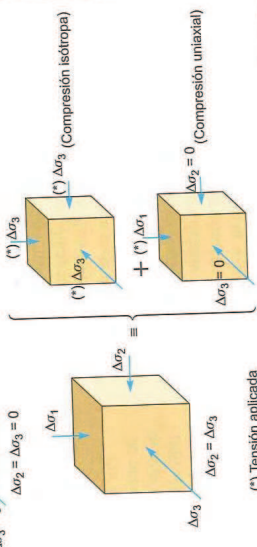


Figura 2.26 Sistemas de carga más habituales en laboratorio (suelo isotrópico).

Reparto de tensiones en ausencia de drenaje para los sistemas de carga más habituales

Tipo de carga	Relación de tensiones	Observaciones complementarias
Compresión isotrópica	$\Delta u = \Delta \sigma \Rightarrow \Delta \sigma' = 0$	En general $\Delta u = B \cdot \Delta \sigma$ Para suelo saturado $B = 1$
Compresión unidimensional	$\Delta u = \Delta \sigma_1 \Rightarrow \Delta \sigma'_1 = 0$	$A > 0,5$ en suelos blandos $A < 0,5$ en suelos rígidos
Compresión triaxial	$\Delta u = \Delta \sigma_1 + A \cdot (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$	En general $\Delta u = B(\Delta \sigma_1 + A \cdot (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3))$ Para suelo saturado $B = 1$

del agua por la profundidad del punto, medida desde la superficie del agua en el lago (el nivel freático):

$$u_A = \gamma_w \cdot z_w = 10 \cdot 20 = 200 \text{ kPa}$$

Punto B:

$$u_B = \gamma_w \cdot z_B = 10 \cdot 70 = 700 \text{ kPa}$$

Tensiones efectivas verticales

Punto A:

$$\sigma_v^A = \sigma_v^A - u_A = 0 \text{ kPa}$$

Punto B:

$$\sigma_v^B = \sigma_v^B - u_B = 1.200 - 700 = 500 \text{ kPa}$$

(Nótese que no dependen de la altura de la lámina de agua sobre el terreno y que, cualquiera que sea el calado, las tensiones efectivas resultantes son iguales a las que existirían con un nivel freático en la superficie del suelo.)

b) Inmediatamente tras la sedimentación «instantánea» de 2 m adicionales de arcilla

Dada la gran extensión del lago, resulta razonable suponer que a efectos prácticos el terreno es indefinido (infinito) en horizontal. Así, cualquier sección vertical sería un plano de simetría (no hay diferencias entre unas secciones verticales y otras), lo que significa que la deformación del suelo al colocar sobre él una carga de extensión también infinita sólo puede ser vertical. En otras palabras, la situación planteada corresponde a una **compresión unidimensional**, con deformación lateral nula.

En las consideraciones anteriores ya se ha visto que, inmediatamente tras la carga, si el terreno es poco permeable no habrá habido tiempo para que se produzca drenaje. Para el sistema de carga unidimensional, en ausencia de drenaje, el incremento de tensión total vertical se transforma íntegramente en sobrepresión intersticial, y las tensiones efectivas no varían.

Tensiones verticales totales

Punto A: tras la sedimentación, gravitan sobre el punto A 18 m de lámina de agua y 2 m de arcilla saturada, luego:

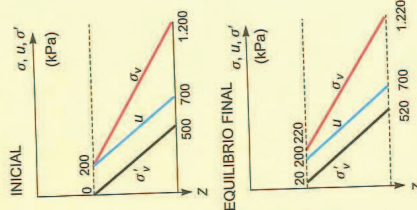
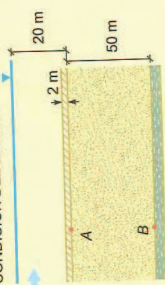
$$\sigma_v^A = 10 \cdot 18 + 20 \cdot 2 = 220 \text{ kPa}$$

(el incremento de tensión vertical total es $\Delta \sigma_v = 20 \text{ kPa}$.)

Punto B:

$$\sigma_v^B = \sigma_v^B + \gamma_{sat} \cdot (z_B - z_A) = 220 + 20 \cdot 50 = 1.220 \text{ kPa}$$

CONDICIÓN DEL ENUNCIADO



Tensiones efectivas

Dado que no varían de forma inmediata a la carga, resultan iguales a las de la situación original:

$$\sigma_v^A = 0 \text{ kPa} \quad \sigma_v^B = 500 \text{ kPa}$$

Presiones intersticiales

Vendrán dadas por el postulado de Terzaghi:

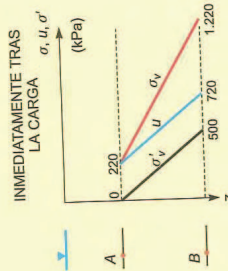
$$\text{Punto A: } u_A = \sigma_v^A - \sigma_v^A = 220 - 0 = 220 \text{ kPa}$$

$$\text{Punto B: } u_B = \sigma_v^B - \sigma_v^B = 1.220 - 500 = 720 \text{ kPa}$$

que suponen una sobrepresión $\Delta\sigma_v = \Delta u = 20 \text{ kPa}$ con respecto a la situación inicial.

c) Situación final

La sobrepresión intersticial anterior dará lugar a un flujo ascendente de agua a través de todo el depósito de arcilla, ya que el sustrato de roca es impermeable y la única frontera drenante es la superficie del terreno (el lecho del lago). A medida que vaya consolidando el suelo y se vaya reduciendo el exceso de presión intersticial, irán aumentando las tensiones efectivas de acuerdo con el



postulado de Terzaghi. Las condiciones de equilibrio hidrogeológico finales serán las mismas que las de la situación original, esto es, las presiones hidrostáticas definidas por el nivel de agua en el lago.

Tensiones verticales totales

Serán las correspondientes al incremento de tensión sufrido, y por lo tanto iguales a las del apartado anterior:

$$\sigma_v^A = 220 \text{ kPa} \quad \sigma_v^B = 1.220 \text{ kPa}$$

Presiones intersticiales

Disipadas las sobrepresiones, vendrán definidas por las condiciones de equilibrio, que resultan iguales a las de la situación inicial:

$$u_A = 200 \text{ kPa} \quad u_B = 700 \text{ kPa}$$

Tensiones efectivas verticales

Por aplicación directa del postulado de Terzaghi se puede comprobar que el incremento de tensión total se habrá transformado íntegramente en incremento de tensión efectiva:

$$\sigma_v^A = \sigma_v^A - u_A = 220 - 200 = 20 \text{ kPa}$$

$$\sigma_v^B = \sigma_v^B - u_B = 1.220 - 700 = 520 \text{ kPa}$$

Los dos casos anteriores son sin duda bastante singulares, ya que en ausencia de drenaje el suelo no cambia sus tensiones efectivas. La carga triaxial, algo más general que las anteriores, sí da lugar a una variación de las tensiones efectivas en ausencia de drenaje. La expresión que proporciona en este caso la sobrepresión intersticial en un suelo saturado, mostrada en el Cuadro 2.4, se debe a Skempton:

$$\Delta u = \Delta\sigma_3 + A \cdot (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

2.5

La consolidación

Suelos normalmente consolidados y suelos sobreconsolidados

■ PROCESOS DE CONSOLIDACIÓN

La estructura y las características tenso-deformacionales del suelo dependen de su historia geológica. Un caso sencillo se muestra en la Figura 2.27, que representa un extenso depósito de suelo sedimentado a lo largo del tiempo en un ambiente acuoso (arcillas marinas, lagunares, etc.).

Si la superficie del terreno es horizontal y muy extensa lateralmente, infinita a efectos prácticos, cualquier sección vertical que atraviese la masa de suelo puede considerarse como un plano de simetría, ya que no habrá diferencia entre unas secciones verticales y otras. En consecuencia, las tensiones tangenciales en planos verticales han de ser nulas (y por tanto también en planos horizontales), y las direcciones vertical y horizontal serán direcciones principales. Además, ante la carga de nuevos sedimentos, también de gran extensión, la deformación del depósito sólo será vertical. Estas condiciones se denominan **deformación lateral nula o unidimensionales**.

Si en un elemento cualquiera de suelo, por ejemplo el punto A de la Figura 2.27a, que se encuentra a una profundidad z_i bajo la superficie del terreno en un determinado instante (1) de su historia geológica, se conoce el peso específico del suelo y las condiciones del agua intersticial (hidrostáticas en este caso), resulta sencillo calcular su tensión efectiva vertical:

$$\sigma_{v(A)}^A = \gamma_w \cdot h_w + \gamma_{sat} \cdot z_i$$

$$u_{(A)} = \gamma_w \cdot (h_w + z_i)$$

$$\sigma_{v(A)}^A = \sigma_{v(A)}^A - u_{(A)} = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot z_i$$

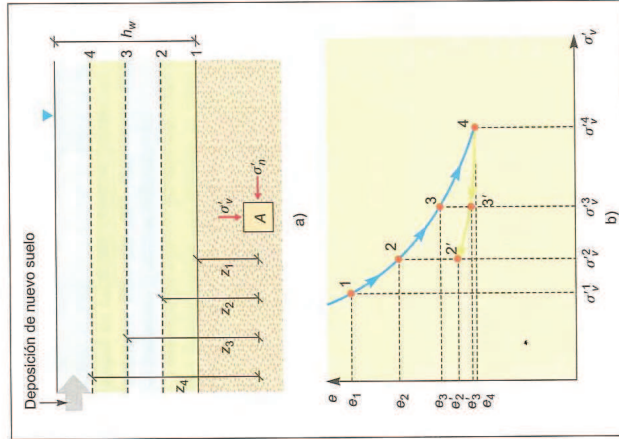


Figura 2.27 Procesos de consolidación.

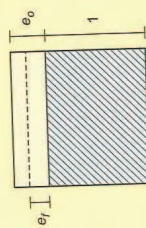
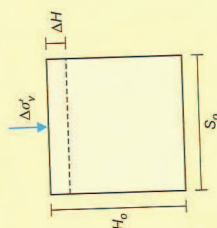
El índice de poros del elemento A en ese instante será uno determinado (e_i). Representando su estado en unos ejes (σ_v^A, e) se tendrá el punto 1 de la Figura 2.27b).

Si el proceso de sedimentación continúa, con el tiempo se habrá depositado un nuevo espesor de suelo y la superficie del terreno se habrá elevado a la posi-

Expresión de la deformación vertical y volumétrica en condiciones unidimensionales

En la figura inferior se muestra un elemento de suelo de sección S_0 y altura inicial H_0 . Si se lo somete a un incremento de tensión efectiva vertical impidiendo la deformación lateral, la compresión sufrida se reflejará en una reducción de la altura inicial ΔH (*).

El incremento de deformación vertical en estas condi-



(*) Recuerdese que en mecánica del suelo se consideran positivas las compresiones.

ciones resulta igual al incremento de deformación volumétrica:

$$\delta e_v = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta H S_0}{H_0 S_0} = \frac{\Delta V}{V_0} = \delta v$$

Por otra parte, en la práctica es habitual representar la historia tensional en ejes (σ', e) , de forma que resulta necesario expresar la deformación volumétrica en función del índice de poros.

En la figura se representa también el prisma característico de volumen unidad de materia sólida antes y después de una cierta compresión volumétrica. Observando la figura resulta sencillo comprobar:

- Volumen inicial de suelo:
 $V_0 = 1 + e_0$
- Volumen final de suelo:
 $V_f = 1 + e_f$
- Deformación volumétrica:
$$\delta v = - \frac{\Delta V}{V_0} = - \frac{V_f - V_0}{V_0} = - \frac{(1 + e_f) - (1 + e_0)}{1 + e_0} = \frac{e_0 - e_f}{1 + e_0}$$

índice de poros. Uniendo los puntos representativos de cada instante de este proceso se obtendrá la curva (1-2-3-4), similar a la mostrada en la Figura 2.27b). Esta curva representa por lo tanto la historia tensional del elemento durante el proceso de sedimentación (carga), y se denomina **curva o rama de compresión noval**. Como es evidente, también representa a todos los elementos del suelo para un único instante del proceso de sedimentación. Así, los puntos 1, 2, 3 y 4 mostrarían el estado (σ'_v, e) de una sucesión de elementos (A), (B), (C), (D) situados a profundidad creciente en un momento determinado de la historia del depósito de suelo.

En la Figura 2.28 se muestra un aspecto interesante del comportamiento del suelo. Reproduce la rama de compresión noval, habiendo destacado en ella el esta-

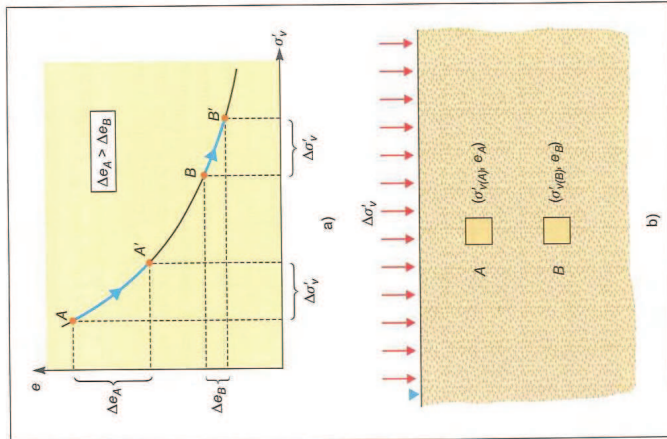


Figura 2.28 Aumento de la rigidez del terreno con el nivel de tensiones.

do de dos elementos, A y B, situados a distinta profundidad en un instante determinado. Si se aplica a todo el depósito un incremento de tensión efectiva $(\Delta\sigma'_v)$, es sencillo representar en la curva cuáles serán los nuevos estados de los elementos anteriores: los puntos A' y B'. Como puede apreciarse, la reducción del índice de poros (la compresión sufrida) por el elemento A es mayor que la sufrida por B. En definitiva, el suelo es **más rígido (menos deformable) cuanto mayor es su nivel de tensiones inicial**. Este comportamiento resulta bastante sencillo de comprender si se observa que el índice de poros de B era menor que el de A, lo que indica que su estructura era más densa.

■ PROCESOS DE DESCARGA

En la Figura 2.27, supóngase ahora que una vez alcanzado el estado 4 cesa la sedimentación y que, por un cambio en las condiciones geológico-ambientales, se inicia un proceso de erosión. Al igual que la ad-

ción de una nueva capa de suelo suponía un aumento de tensión efectiva y una compresión (reducción del índice de poros), la retirada de capas de suelo implicará una descarga y, en consecuencia, un entumecimiento o hinchamiento del terreno (aumento del índice de poros).

Pues bien, en la Figura 2.27 se observa que cuando se produce la descarga los puntos (σ'_v, e) que representan su evolución no «vuelven» por la rama de compresión noval, sino que siguen una nueva curva (4-3'-2'), más tendida que la anterior denominada **rama de descarga**.

Esta observación indica que el suelo conserva una cierta «memoria» de su historia pasada, y que su estado no es el mismo si proviene de un proceso continuo de carga (rama noval) o si, por el contrario, ha sufrido en su historia geológica tensiones mayores que las que soporta en ese instante. Así, para un mismo estado tensional (σ'_v, e) , por ejemplo, el índice de poros (e) durante el proceso de carga original resulta mayor que el índice de poros (e_s) durante la descarga. Es decir, a igualdad de tensiones efectivas verticales, el suelo muestra en descarga una estructura más densa (más resistente y menos deformable).

La descripción anterior permite introducir dos conceptos fundamentales con respecto al estado y comportamiento previsible del suelo:

— Cuando el proceso de sedimentación se encuentra en 1, la tensión efectiva vertical en el elemento es σ'_v , que es además la máxima tensión efectiva vertical soportada hasta ese instante. Lo mismo cabe decir de los estados 2, 3 y 4. Para todos ellos el suelo no ha tenido tensiones efectivas verticales mayores que las que soporta en el momento de la observación. En estas condiciones se dice que está **normalmente consolidado**. Por lo tanto, la rama de compresión noval representa la historia o los estados del suelo normalmente consolidado.

— Por el contrario, en los puntos 3' y 2' la tensión efectiva vertical del elemento en cualquiera de esos instantes es inferior a la máxima sufrida a lo largo de su historia geológica completa. Así, en el momento representado por el punto 3', la tensión efectiva vertical es σ'_v , pero la máxima que tuvo el elemento fue σ'_v , y lo mismo ocurre con el instante representado por 2'. En estos casos en los que el suelo ha sufrido tensiones efectivas verticales mayores que las que soporta en el instante de la observación, se dice que se encuentra **sobreconsolidado**.

Para definir cuantitativamente el concepto de **sobreconsolidación** se emplean dos parámetros fundamentales:

Determinación del grado de sobreconsolidación

En un depósito de arcilla normalmente consolidada el nivel freático se sitúa en superficie. Por un proceso de erosión la cota del terreno desciende 3 m. Suponiendo que el nivel freático coincide en todo momento con la superficie del suelo, determinar el grado de sobreconsolidación causado por la erosión.

(Se toma para el terreno $\gamma_{sat} = 21 \text{ kN/m}^3$, y para el agua intersticial $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$.)

Solución:

Al situarse el nivel freático siempre en la superficie, las leyes de tensiones totales, presiones intersticiales y tensiones efectivas verticales vendrán dadas por las expresiones:

$$\sigma_v = \gamma_{sat} \cdot z$$

$$u = \gamma_w \cdot z$$

$$\sigma'_v = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot z$$

siendo z la profundidad medida desde la superficie del suelo en cada momento.

Prof. inicial (m)	Prof. final (m)	$\sigma'_{v, inicial}$ (kPa)	$\sigma'_{v, final}$ (kPa)	OCR
4	1	44,76	11,19	4,00
5	2	55,95	22,38	2,50
6	3	67,14	33,57	2,00
7	4	78,33	44,76	1,75
8	5	89,52	55,95	1,60
12	9	134,28	100,71	1,33
16	13	179,04	145,47	1,23
20	17	223,8	190,23	1,18
24	21	268,56	234,99	1,14
28	25	313,32	279,75	1,12
32	29	358,08	324,51	1,10

Nota: El grado de sobreconsolidación no es constante en todo el depósito de suelo considerado, sino variable con la profundidad.

— La razón o grado de sobreconsolidación (OCR), *over consolidation ratio*, que es la relación entre la tensión efectiva vertical máxima histórica y la tensión efectiva vertical en el instante de observación:

$$OCR = \frac{\sigma'_{v, máxima}}{\sigma'_{v, actual}}$$

— La presión de sobreconsolidación σ'_p (también llamada de preconsolidación), que es precisamente la tensión efectiva vertical máxima del elemento de suelo a lo largo de su historia tensional.

Así, para los distintos momentos seleccionados en la Figura 2.27 se tendrá:

$$\text{Instante (1): } OCR(1) = \frac{\sigma'_{v1}}{\sigma'_{v1}} = 1$$

$$\text{Instante (2): } OCR(2) = \frac{\sigma'_{v2}}{\sigma'_{v2}} = 1$$

$$\text{Instante (3): } OCR(3) = \frac{\sigma'_{v3}}{\sigma'_{v3}} = 1$$

$$\text{Instante (4): } OCR(4) = \frac{\sigma'_{v4}}{\sigma'_{v4}} = 1$$

$$\text{Instante (3')}: OCR(3') = \frac{\sigma'_{v4}}{\sigma'_{v3}} > 1; \quad \sigma'_p = \sigma'_{v4}$$

$$\text{Instante (2')}: OCR(2') = \frac{\sigma'_{v4}}{\sigma'_{v2}} > OCR(3') > 1; \quad \sigma'_p = \sigma'_{v4}$$

Como puede apreciarse, la razón de sobreconsolidación es igual a 1 para los estados normalmente consolidados, mientras que resulta superior a la unidad en los estados sobreconsolidados.

■ PROCESOS DE RECARGA

La Figura 2.29 muestra los estados ya estudiados e incorpora el efecto de un cambio adicional en la historia geológica. Así, una vez alcanzado el estado 2' finaliza la erosión (descarga) y comienza de nuevo la sedimentación (recarga). Como puede apreciarse, tampoco en este caso se vuelve a recorrer el camino anterior de la rama de descarga (2'-3'-4') sino uno nuevo, aunque bastante cercano (2'-3''-4'').

En realidad, si la descarga sufrida no fue muy grande, ambos recorridos, descarga y recarga, serán prácticamente coincidentes, lo que tiene algunas implicaciones interesantes que se verán más adelante.

Además, en la Figura 2.29 se puede observar que una vez que la recarga alcanza la máxima tensión his-

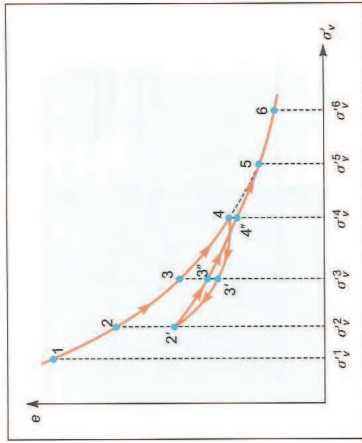


Figura 2.23 Curva de recarga.

tórica, σ'^4_p (la tensión de preconsolidación), los estados siguientes van acercándose a la prolongación de la rama de compresión normal, terminando por situarse sobre ella (puntos 5 y 6). Esto indica que, de alguna manera, el proceso de recarga va borrando progresivamente la «memoria» del suelo, que termina finalmente «olvidando» que sufrió un ciclo de descarga-recarga. De hecho, los puntos 5 (σ'^5_v, e_5) y 6 (σ'^6_v, e_6) de la historia descrita serían exactamente los mismos si el suelo sólo hubiera sufrido la compresión normal 1-2-3-4-5-6, sin descargas intermedias. Dichos puntos corresponden de nuevo a estados normalmente consolidados.

■ DEFORMABILIDAD DE SUELOS NORMALMENTE CONSOLIDADOS Y SOBRECONSOLIDADOS

Si se supone que la historia geológica de un determinado elemento de suelo es la mostrada en la Figura 2.30, en el momento de la observación se sabe que, por la posición de la superficie del terreno y del nivel freático, la tensión efectiva vertical en el elemento es σ'^2_v . Interesa calcular el asiento unitario (δe_v) que producirá un incremento de tensión efectiva $\Delta \sigma'_v = \Delta \sigma'^2_v - \Delta \sigma'^2_v$ análogo al que originará una determinada obra.

La observación de la Figura 2.30 permite comprender que si el suelo se encuentra normalmente consolidado, la reducción del índice de poros será $\Delta e^{nc} = e_2 - e_4$. Sin embargo, si el suelo está sobreconsolidado, la reducción del índice de poros será sustancialmente menor, $\Delta e^{oc} = e_2 - e_4$, y el asiento también lo será. En otras palabras, a igualdad de

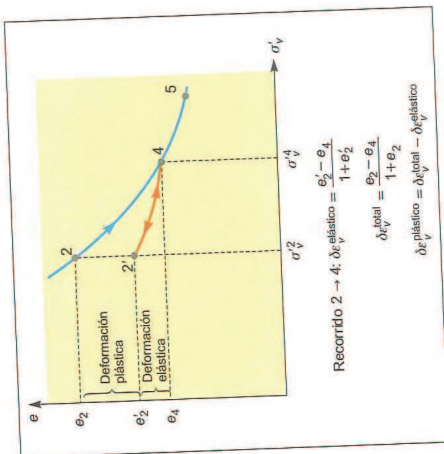


Figura 2.30 Diferencia de respuesta entre estados sobreconsolidados y normalmente consolidados.

condiciones, la deformabilidad del suelo sobreconsolidado es considerablemente menor que la del suelo normalmente consolidado, lo que pone de manifiesto la importancia de determinar este aspecto en la práctica.

Más adelante se describirán algunos procedimientos basados en ensayos de laboratorio dirigidos en este sentido, si bien es importante señalar que será precisamente una investigación geológica apropiada la que permitirá establecer con fiabilidad (aunque sólo cualitativamente) este aspecto.

Otra característica interesante que puede deducirse de la Figura 2.30 es que las deformaciones que se producen en una rama de descarga-recarga son recuperables (elásticas). Así, partiendo del punto 2, por ejemplo, se puede realizar un ciclo completo de carga-descarga (2-4-2') y volver al mismo índice de poros, lo que indica que no habrá deformaciones remanentes o irreversibles (plásticas). Sin embargo, en el momento en el que se recorre en alguna medida la rama de compresión noval (estados normalmente consolidados) se originan deformaciones plásticas (irrecuperables). Así, si se parte del punto 2 y se aplica el mismo ciclo de carga (comienza en σ_v^2 se incrementa la tensión hasta σ_v^4 y se vuelve a descargar hasta σ_v^2), el recorrido de los sucesivos estados del elemento de suelo en el espacio (σ_v', e) será esta vez el representado por la serie de puntos (2-4-2'). Como puede apreciarse, en este caso no se vuelve con el ciclo cerrado de carga al mismo índice de poros (el mismo volumen). La deformación irreversiblemente (plástica) vendrá

representada por la diferencia $\Delta e = e_2 - e_2'$, mientras que la parte recuperable (elástica) será $\Delta e = e_2' - e_4$, correspondiente al recorrido a lo largo de la rama de descarga-recarga. En conclusión, los suelos sobreconsolidados se comportarán de una manera aproximadamente elástica, mientras que los suelos normalmente consolidados presentarán siempre deformaciones elásticas y plásticas.

LA REPRESENTACIÓN DE LA HISTORIA TENSIONAL EN ESCALA SEMILOGARÍTMICA

Para la mayoría de los suelos las curvas anteriores se pueden convertir aproximadamente en rectas empleando una escala logarítmica para el eje σ_v' . La Figura 2.31 muestra de forma esquemática la historia tensional de los apartados anteriores con los nuevos ejes.

Si se define el índice de compresión c_c como la pendiente de la rama de compresión noval y el índice de entumecimiento c_s como la pendiente de la rama de descarga-recarga, resulta sencillo calcular las variaciones del índice de poros (y por lo tanto la deformación unitaria vertical) para cualquier incremento de tensión efectiva vertical. Así, si se desea conocer la variación del índice de poros al pasar del estado 2 al estado 3 en la rama de compresión noval, se tendrá:

$$e_2 - e_3 = c_c \log \frac{\sigma_v^3}{\sigma_v^2}$$

mientras que si el recorrido buscado es una recarga entre 2' y 3', resultará:

$$e_2' - e_3' = c_s \log \frac{\sigma_v^3}{\sigma_v^2}$$

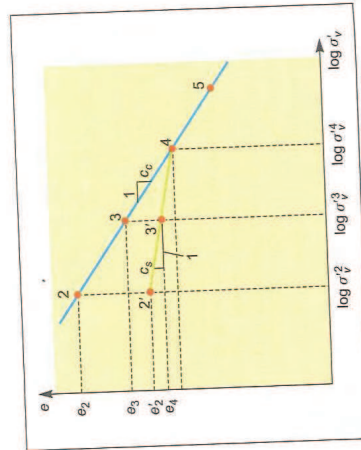


Figura 2.31 Representación de procesos de carga unidimensional en escala semilogarítmica.

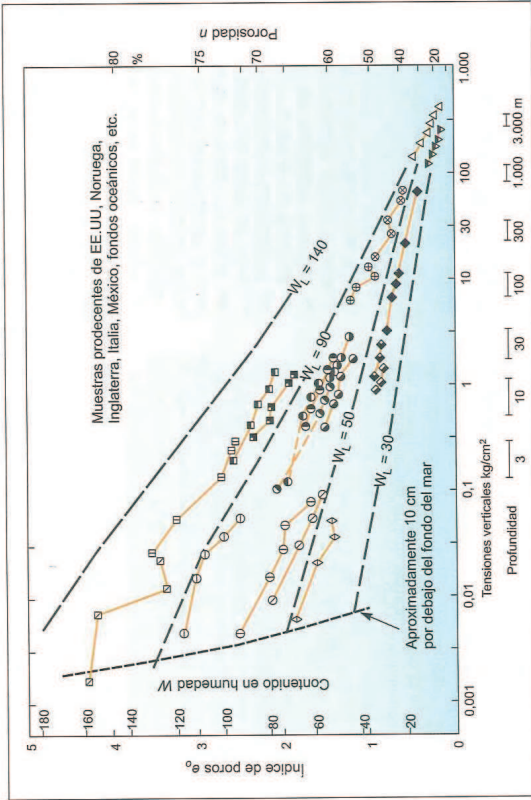


Figura 2.32 Diagramas edométricos (compresión noval) de varias arcillas, según Skempton.

Por tanto, si se parte de un estado conocido (σ_v^0, e_0) y se aplica un incremento de tensión efectiva $\Delta \sigma_v'$, el índice de poros final (e) vendrá dado por la expresión:

$$e_0 - e = c_c \log \frac{\sigma_v^0 + \Delta \sigma_v'}{\sigma_v^0}$$

para estados normales consolidados, o por

$$e_0 - e = c_s \log \frac{\sigma_v^0 + \Delta \sigma_v'}{\sigma_v^0}$$

para estados sobreconsolidados.

Aunque más adelante se detalla cómo se pueden determinar los índices de compresión y entumecimiento en laboratorio, existen correlaciones empíricas que permiten estimar un orden de magnitud del primer de ellos (el índice de entumecimiento suele ser menos crítico, ya que en general se sitúa entre 1/5 y 1/10 del de compresión). Algunos ejemplos de estas correlaciones se describen en Jiménez Salas y Justo Alpañés (1975).

La hipótesis de linealidad en escala semilogarítmica puede comprobarse en la Figura 2.32. En ella se representan varias series de puntos ($\log \sigma_v', e$) correspondientes a un buen número de arcillas naturales normalmente consolidadas. Los índices de poros se

determinaron a partir de muestras extraídas en sondeo, y las tensiones verticales a partir de una densidad media representativa de cada suelo y de la profundidad de las muestras. Como puede apreciarse, las profundidades incluidas abarcan desde apenas unos pocos decímetros bajo el lecho marino hasta unos 3.000 m bajo la superficie del terreno, lo que cubre sobradamente el rango de tensiones habitual en los problemas de ingeniería geológica. Complementariamente se representan unas líneas de división aproximadas que muestran el orden de magnitud de los límites líquidos de los suelos ensayados. De la observación de la Figura 2.32 se pueden extraer dos conclusiones principales:

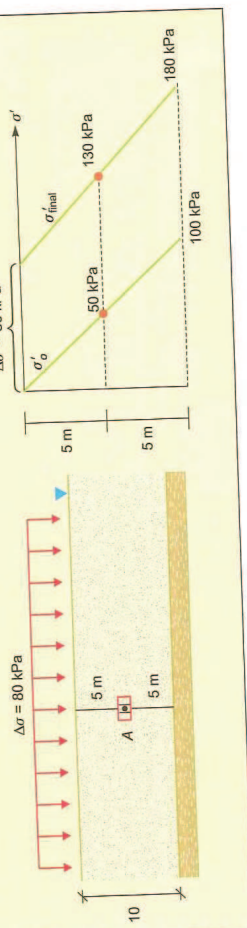
- Los puntos ($\log \sigma_v', e$) representativos de las ramas de compresión noval de cada arcilla se pueden ajustar de forma razonable con líneas rectas. Las zonas de mayor dispersión con relación a la hipótesis de linealidad parecen corresponder a las muestras más someras, lo que puede ser debido a errores en la determinación del índice de poros en laboratorio.
- La pendiente de la rama de compresión noval (el índice de compresión) aumenta a medida que aumenta el límite líquido del suelo. Dado que cuanto mayor es dicha pendiente más compresible resulta el suelo (mayor variación en el índice de poros para el mismo aumento de tensión).

Ejemplo de cálculo de asentamientos

Se desea construir un relleno de tierras muy extenso (definido a efectos prácticos) sobre un terreno que consiste en 10 m de arcilla normalmente consolidada, bajo la que se sitúa un sustrato rocoso indeformable. El nivel que se sitúa en la superficie. Se extrae una muestra de arcilla de un punto intermedio del estrato, a 5 m de profundidad, y se determina en laboratorio su peso específico saturado, $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$, su índice de poros, $e_0 = 0.8$, y su índice de compresión, $c_c = 0.15$. Se pide determinar el asentamiento que sufrirá la capa de arcilla si el relleno a construir supone un incremento de tensión vertical $\Delta\sigma = 80 \text{ kPa}$.

Solución:

La hipótesis de carga muy extensa del enunciado permite asumir que las condiciones son unidimensionales y que el incremento de tensión vertical en superficie se transmite íntegramente en toda la profundidad. En la figura se han representado las leyes de tensiones efectivas correspondientes a la situación inicial y final, suponiendo que el peso específico del agua es $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.



sión efectiva vertical), se puede concluir que a igualdad de circunstancias, cuanto más plástico es el suelo, mayor es su compresibilidad.

Las tensiones horizontales en el terreno

En el Apartado 2.4 se ha visto que las tensiones verticales, totales o efectivas, se pueden calcular con facilidad a partir de los pesos específicos aparentes de los diferentes estratos existentes y de las condiciones hidrogeológicas de contorno. Sin embargo, las tensiones horizontales constituyen un problema especial ya que,

al igual que el índice de poros, dependen muy directamente de la historia tensional del suelo.

En condiciones unidimensionales (deformación lateral nula) la tensión efectiva horizontal resulta proporcional a la vertical, y al coeficiente de proporcionalidad se le denomina **coeficiente de empuje al reposo** (K_0):

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

En los suelos normalmente consolidados K_0 es constante, y puede estimarse empíricamente a partir de una simplificación de la expresión de Jaky (1944):

$$K_0^{NC} = 1 - \sin \phi'$$

donde ϕ' es el ángulo de rozamiento interno del suelo.

Considerando el rango habitual de ϕ' en los suelos, el coeficiente de empuje al reposo K_0^{NC} resulta siempre inferior a la unidad (en general próximo a 0.5). En consecuencia, un suelo normalmente consolidado presentará tensiones efectivas horizontales que serán una fracción de las verticales.

De forma más general y para todo tipo de estados, K_0 puede obtenerse de forma aproximada para cualquier instante de la historia geológica mediante la expresión empírica (Mayne y Kulhawy, 1982):

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot \left[\left(\frac{OCR}{OCR_{max}} \right)^2 + \frac{3}{4} \left(1 - \frac{OCR}{OCR_{max}} \right) \right]$$

OCR y OCR_{max} sirven para determinar K_0 en estados sobreconsolidados. OCR es el grado de sobreconsolidación en el momento de la observación, mientras que OCR_{max} es el máximo grado de sobreconsolidación sufrido por el suelo cuando se encuentra en una rama de descarga-recarga, o lo que es lo mismo, la relación entre la tensión vertical efectiva de preconsolidación y la tensión vertical efectiva mínima de dicha rama:

$$OCR = \frac{\sigma'_{vmax}}{\sigma'_{vactual}} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vactual}}$$

$$OCR_{max} = \frac{\sigma'_{vmax}}{\sigma'_{vminimo}} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vminimo}}$$

A modo de ejemplo, en la Figura 2.29 puede comprobarse que en una rama de descarga $OCR = OCR_{max}$, dado que en cada instante la tensión mínima coincide con la «actual». Sin embargo, en el proceso de recarga OCR_{max} es mayor que OCR . Por ejemplo, para el estado 3'' se tendría:

$$OCR = \frac{\sigma'^4_v}{\sigma'^3_v}; \quad OCR_{max} = \frac{\sigma'^4_v}{\sigma'^2_v}$$

Finalmente, para estados normalmente consolidados $OCR = OCR_{max} = 1$, de manera que la expresión de K_0 se reduce a la ya enunciada de Jaky.

Factores complementarios que influyen en la estructura y comportamiento del suelo

En los apartados anteriores se ha analizado un caso simple de sedimentación-erosión, pero existen otros factores que influyen en el comportamiento del suelo. Las modificaciones del régimen hidrogeológico (como los cambios en la cota del nivel freático) dan lugar a cambios tensionales que a veces pueden ser esti-

mados de forma relativamente sencilla y asimilarse a procesos de sobreconsolidación. Más complicadas de analizar son las tensiones asociadas al desarrollo de esfuerzos tectónicos, fenómenos de expansión, etc.

Existe asimismo otra serie de fenómenos no asociados directamente con las tensiones, pero que también influyen directamente sobre el comportamiento del suelo, como la cementación química, el endurecimiento o sobreconsolidación por fluencia a carga constante (*aging*), disolución de enlaces, etc.

El coeficiente de empuje al reposo en situaciones diferentes a las expuestas en el apartado anterior no puede estimarse mediante las expresiones empíricas señaladas, siendo necesaria su estimación *in situ*. Para ello se pueden emplear presiómetros autoperforadores, ensayos de fracturación hidráulica, etc., aunque todos ellos cuentan con algunas limitaciones (ver Capítulo 6).

El ensayo edométrico

DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO

Aunque las condiciones de carga de una cimentación cualquiera no inducen en general un estado de deformación lateral nula (unidimensional), resulta habitual emplear este modelo, con algunas modificaciones, para estimar los asentamientos producidos por terraplenes, zapatas, losas, etc., especialmente sobre suelos finos (limos y arcillas) saturados.

Para estudiar las características de compresibilidad unidimensional del suelo en laboratorio se acude al **ensayo edométrico**, que se lleva a cabo en el **edómetro**.

El edómetro consiste en un anillo rígido de acero en cuyo interior se coloca la probeta de suelo, habitualmente extraída de una muestra inalterada (Figuras 2.33 y 2.34). En la parte inferior y superior de la

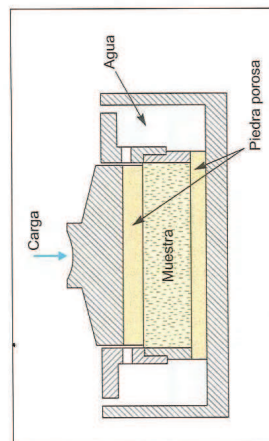


Figura 2.33 La célula edométrica.

Cálculo del coeficiente de empuje y las tensiones horizontales

La historia de tensiones efectivas verticales de un elemento de suelo es la mostrada en la tabla adjunta. Si el suelo tiene un ángulo de rozamiento interno $\phi' = 28^\circ$, determinar la evolución del coeficiente de empuje al reposo y las tensiones efectivas horizontales en cada momento.

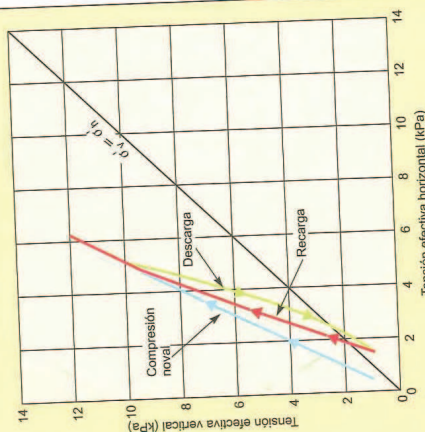
$\sigma'_v(\text{kPa}) = 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 9, 8, 7, 6, 5, 4, 3, 2, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12$

Solución:

Aplicando la expresión de Mayne y Kulhawy se obtienen los siguientes resultados:

σ'_v	OCR	OCR _{max}	K_0	σ'_h	Observaciones
1,00	1,00	1,00	0,53	0,53	Compresión noval (NC)
2,00	1,00	1,00	0,53	1,06	
3,00	1,00	1,00	0,53	1,59	
4,00	1,00	1,00	0,53	2,12	
5,00	1,00	1,00	0,53	2,65	
6,00	1,00	1,00	0,53	3,18	
7,00	1,00	1,00	0,53	3,71	Descarga (OC)
7,00	1,00	1,00	0,53	4,24	
8,00	1,00	1,00	0,53	4,77	
9,00	1,00	1,00	0,53	5,31	
10,00	1,00	1,00	0,53	5,84	
9,00	1,11	1,11	0,56	5,02	
8,00	1,25	1,25	0,59	4,71	Recarga (OC)
7,00	1,43	1,43	0,63	4,39	
6,00	1,67	1,67	0,67	4,05	
5,00	2,00	2,00	0,73	3,67	
4,00	2,50	2,50	0,82	3,26	
3,00	3,33	3,33	0,93	2,80	
2,00	5,00	5,00	1,13	2,26	Compresión noval (NC)
1,00	10,00	10,00	1,56	1,56	
1,00	5,00	10,00	0,98	1,96	
3,00	3,33	10,00	0,79	2,36	
4,00	2,50	10,00	0,69	2,76	
5,00	2,00	10,00	0,63	3,16	
6,00	1,67	10,00	0,59	3,55	
7,00	1,43	10,00	0,56	3,95	
8,00	1,25	10,00	0,54	4,35	
9,00	1,11	10,00	0,53	4,75	
10,00	1,00	1,00	0,53	5,31	
11,00	1,00	1,00	0,53	5,84	
12,00	1,00	1,00	0,53	6,37	

En la figura siguiente se ha representado la evolución de tensiones efectivas en unos ejes (σ'_v , σ'_h). Como se aprecia, en los estados normalmente consolidados K_0 es constante e igual a $K_0 = 1 - \sin \phi' = 0,53$, con lo que el «recorrido de tensiones» es lineal.



Una vez comienza la descarga K_0 aumenta progresivamente, lo que significa que para una misma tensión vertical la tensión efectiva horizontal es mayor que la que tenía el suelo normalmente consolidado. En el caso del ejemplo también se observa que para un grado de sobreconsolidación de 4 o superior, las tensiones efectivas horizontales llegan a ser incluso superiores a las verticales. Terminada la descarga máxima y comenzada la recarga K_0 disminuye progresivamente, discutiendo el recorrido de tensiones por un camino ligeramente separado del de descarga, entre éste y el de los estados normalmente consolidados.

Finalmente, al alcanzar de nuevo la rama de compresión noval, el coeficiente de empuje al reposo vuelve a ser el del suelo normalmente consolidado y el recorrido de tensiones se reincorpora a la recta inicial definida por dicho estado.



Figura 2.34 Bancada edométrica de 9 células (cortés de Geotecnía 2000).

probeta se colocan unas piedras porosas que permiten el drenaje del agua contenida en el suelo. El conjunto se introduce en una célula, que se llena de agua para mantener en todo instante las condiciones de saturación completa.

Sobre la piedra porosa superior se coloca una placa rígida y en su centro se aplica una carga vertical. Esta carga se va aumentando en escalones, normalmente cada escalón duplica la carga anterior, y se mide lo que se comprime o asienta la probeta de suelo en cada uno de ellos.

La rigidez del anillo que contiene la muestra impide las deformaciones laterales e impone condiciones de compresión unidimensional. En un suelo poco permeable esto hace que, cuando se coloca un nuevo escalón de carga, todo el incremento de tensión vertical total, $\Delta\sigma_v$, se transmita instantáneamente al agua intersticial y que las tensiones efectivas no varíen. Posteriormente, a medida que el exceso de presión de poros se va disipando al producirse el drenaje a través de las piedras porosas, las tensiones efectivas aumentan y el suelo se comprime (consolida). En un ensayo edométrico cada escalón de carga se ha de mantener el tiempo suficiente como para asegurar que el proceso de consolidación se ha completado, lo que en general suele lograrse (aunque no siempre) con intervalos de unas 24 horas.

La disposición de la pastilla del suelo en una célula edométrica se muestra esquemáticamente en la Figura 2.33. A efectos prácticos es como si se tratara de un estrato de suelo situado entre dos capas permeables (las piedras porosas), y se aplicara sobre el conjunto una carga muy extensa (condiciones unidimensionales). En consecuencia, el edómetro puede servir para reproducir en laboratorio los aspectos descritos anteriormente.

La Figura 2.35 muestra la ley de presión intersticial (u_v) antes de la aplicación del escalón de carga, que es hidrostática y viene gobernada por el nivel de agua en la célula (el nivel freático). Suponiendo que el terreno

ensayado es de baja permeabilidad, la aplicación de un escalón de carga $\Delta\sigma_v$ dará lugar de forma inmediata a un incremento de presión intersticial de igual magnitud: $\Delta u_v = \Delta\sigma_v$.

Considerando la cercanía de los límites drenantes, los bordes inferior y superior del suelo serán los primeros en drenar (aliviar su exceso de presión intersticial), y de hecho lo harán muy rápido. A medida que dichos límites están más lejos, más largo es el camino que ha de recorrer el agua para alcanzarlos, y por tanto más tiempo tardará en disiparse la sobrepresión intersticial inicial. En el caso de la Figura 2.35, el centro del estrato de suelo es el más alejado de las fronteras drenantes, y será el que más tiempo tarde en consolidar. Por consiguiente, en un instante cualquiera (t) tras la carga el exceso de presión existente variará de un punto a otro en función de su distancia a las fronteras drenantes. En la Figura 2.35c) se muestra de forma esquemática una sucesión de leyes de presión de poros para distintos tiempos tras la aplicación de la carga.

La Figura 2.36a) muestra la ley de presión intersticial para un tiempo t_1 tras el escalón de carga $\Delta\sigma_v$. Observando un punto P cualquiera del suelo situado a una profundidad genérica z , resulta inmediato comprobar que en ese instante su exceso de presión de poros resulta $\Delta u_v^{(t_1)}$, y que la disipación ocurrida ha dado lugar a un incremento de tensión efectiva vertical $\Delta\sigma_v^{(t_1)}$. Evidentemente, por el postulado de Terzaghi la suma de ambas ha de ser igual al incremento de tensión total original:

$$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_v^{(t_1)} + \Delta u_v^{(t_1)}$$

Llamando σ'_v y u_v a la tensión efectiva y a la presión de poros existentes en ese punto antes del escalón de carga aplicado, en el instante (t) considerado se tendrá:

— En el momento de la carga ($\Delta\sigma_v$):

$$\sigma_v^{(t_0)} = \sigma'_v$$

$$u_v = u_v + \Delta\sigma_v$$

— En un instante cualquiera:

$$\sigma_v^{(t)} = \sigma'_v + \Delta\sigma_v^{(t)}$$

$$u_v^{(t)} = u_v + \Delta u_v^{(t)}$$

— Cuando finalice la consolidación:

$$\sigma_v^{(final)} = \sigma'_v + \Delta\sigma_v$$

$$u_v^{(final)} = u_v$$

En cualquier caso, dado que se suele hablar de «excesos de presión intersticial» sobre la de equilibrio, o

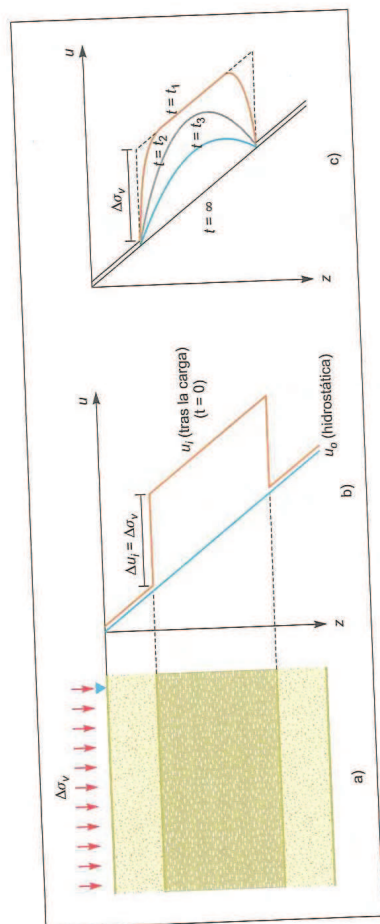


Figura 2.35 Evolución de la presión intersticial en un edómetro.

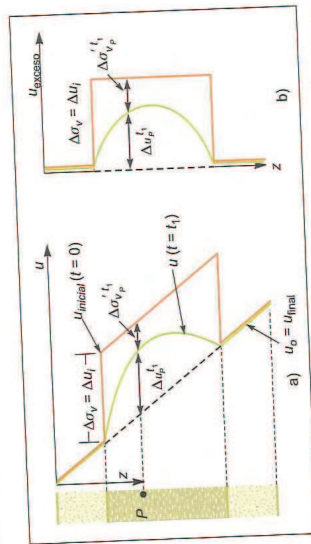


Figura 2.36 Proceso de disipación de presión intersticial y aumento de las tensiones efectivas.

de incrementos de tensión efectiva, es habitual representar gráficamente tan sólo dichos incrementos (Figura 2.36 b).

■ REPRESENTACIÓN DE RESULTADOS

Cuando se realiza un ensayo edométrico es habitual llevar a cabo una serie de escalones de carga y de descarga. Su representación se realiza llevando en ordenadas las deformaciones verticales (ϵ_v %) o los índices de poros sucesivos, y en abscisas las tensiones efectivas verticales de cada escalón. Dado que lo que realmente se mide es la compresión vertical ΔH de una pastilla de suelo de espesor inicial H_0 , para determinar el índice de poros tras cada escalón de carga se hace uso de la relación ya justificada anteriormente:

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \Rightarrow e = e_0 - \frac{\Delta H}{H_0} (1 + e_0)$$

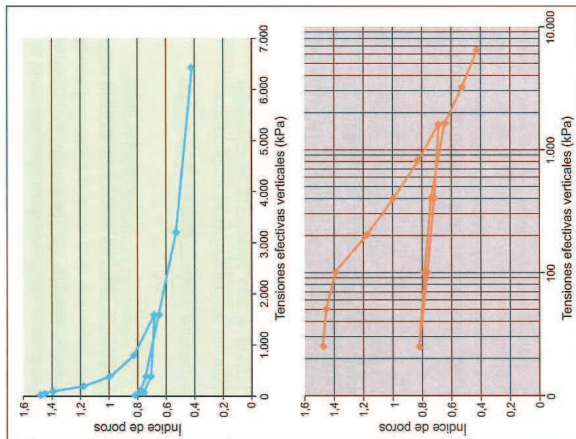


Figura 2.37 Representaciones de un ensayo edométrico.

Obtención de la curva de campo en suelos normalmente consolidados

El procedimiento gráfico a seguir se muestra en la Figura 2.38. En teoría, admitiendo que con la extracción no se varía la humedad del suelo y por tanto tampoco su índice de huecos inicial (e_0), la curva de laboratorio debería pasar por el punto A, que representa el estado *in situ* del suelo a la profundidad a la que se ha extraído la muestra (σ'_v , σ'_{v0}). Además, como se ha descrito anteriormente, para tensiones efectivas mayores a la inicial, los sucesivos puntos (e , σ'_v) habrían de situarse en una línea aproximadamente recta, que representa la rama de compresión noval en escala semilogarítmica. Sin embargo, la perturbación originada por la extracción hace que la curva de laboratorio tenga el aspecto mostrado en la Figura 2.38. La primera parte curva va aumentando paulatinamente la pendiente a medida que la tensión efectiva vertical se aproxima al estado *in situ* original (σ'_{v0}), pero no llega a alcanzar el punto A. Por otra parte, para tensiones efectivas superiores a la inicial se alcanza un tramo recto, pero de menor pendiente que la rama de compresión noval real del te-

reno. Schmertmann (1955) observó que estos tramos rectos para muestras con distinto grado de perturbación terminaban por confluir para tensiones efectivas tales que el índice de poros fuera del orden de $0,42e_0$. Por ello se acepta comúnmente que la curva de laboratorio coincidiría con la curva real de campo del terreno para ese valor del índice de poros. En consecuencia, uniendo el punto A, representativo del estado inicial *in situ*, con el punto de la curva de laboratorio para el 42 % del índice de poros inicial, se obtendrá la rama de compresión noval de campo o real del terreno.

Obtención de la curva de campo en suelos preconsolidados. Determinación de la presión de preconsolidación

La Figura 2.39 muestra el procedimiento propuesto por Schmertmann (1955), que permite construir la curva de campo y determinar la presión de preconsolidación. Para ello es necesario realizar al menos un ciclo de descarga-recarga en el ensayo. Los pasos a seguir son los siguientes:

- Desde el punto A, representativo del estado *in situ* inicial, se traza una paralela a la rama de descarga-recarga ($d-r$).
- Se supone un valor de la presión de preconsolidación (σ'_p) y se obtiene el punto B.
- Se une B con el punto C de la curva de laboratorio en el que se alcanza $0,42e_0$, obteniendo así la rama de compresión noval.
- Se representan las diferencias de índice de poros (Δe) entre la curva de laboratorio y la de

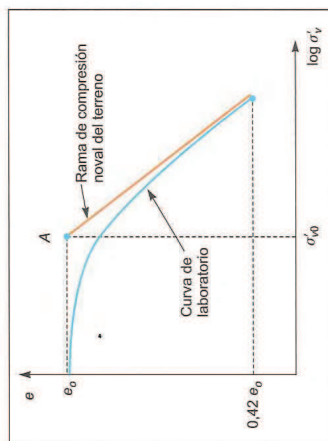


Figura 2.38 Construcción de la rama de compresión noval de un suelo normalmente consolidado a partir del ensayo edométrico.

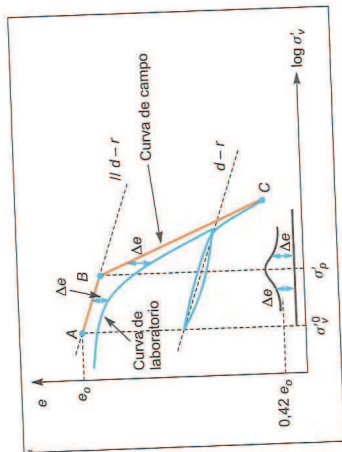


Figura 2.39 Construcción de Schmertmann para la obtención de la curva de campo de un suelo preconsolidado.

campo obtenida. Si la presión de preconsolidación es correcta, la representación de las diferencias Δe resultará simétrica con respecto a σ'_p . En caso contrario, se vuelve a estimar otra presión de preconsolidación y se repite el proceso. Como se ha dicho anteriormente resulta muy valioso contar con evidencias geológicas que permitan establecer de forma inicial, al menos cualitativamente, el grado de sobreconsolidación del suelo.

PARÁMETROS DE COMPRESIBILIDAD DEL SUELO

Índices de compresión y entumecimiento

Una vez obtenida la curva de campo del terreno se pueden obtener los índices de compresión y entumecimiento definidos anteriormente, determinando las pendientes de las ramas de descarga-recarga y de compresión noval correspondientes. Para ello basta con seleccionar dos puntos en cada una de las ramas y emplear las relaciones mostradas previamente.

Módulo de compresibilidad volumétrica y módulo edométrico

La representación de la curva edométrica en el espacio (σ'_v, e) puede transformarse fácilmente a unos ejes (σ'_v, ϵ_v), lo que resulta útil dado que permite visualizar de forma directa las deformaciones del terreno. Su pongamos pues que la Figura 2.40 muestra la rama de compresión noval del suelo normalmente consolidado de las Figuras 2.27 ó 2.29, en escala natural y con ejes (σ'_v, ϵ_v).

Para emplear tanto E_m como m_v en la práctica, se suele discretizar la curva de compresión noval en segmentos rectilíneos (escalones de carga) suficientemente pequeños, de manera que en cada uno de los tramos rectos se pueda suponer un módulo edométrico o un módulo de compresibilidad constante.

ESTIMACIÓN DE LOS TIEMPOS DE CONSOLIDACIÓN

Como se ha descrito, en un suelo poco permeable y asociado el incremento de tensión efectiva y el asiento producido tras la aplicación de una carga no se producen instantáneamente, sino que tardan un cierto tiempo en completarse. Este efecto puede estudiarse con facilidad en el edómetro.

La mayor o menor velocidad de asentamiento de un suelo depende del llamado **coeficiente de consolidación**, c_v , cuya expresión es:

$$c_v = \frac{k_v \cdot E_m}{\gamma_w}$$

donde

- k_v es la permeabilidad del suelo en sentido vertical (el drenaje se produce verticalmente, hacia las piedras porosas).
- E_m es el módulo edométrico del suelo.
- γ_w es el peso específico del fluido intersticial (habitualmente agua).

Ya se ha visto que E_m aumenta durante el proceso de consolidación al ir aumentando la tensión efectiva vertical. Por el contrario, k_v disminuye (el suelo se hace más impermeable cuanto más comprimido está). Para escalones de carga no demasiado grandes, el producto $k_v \cdot E_m$ permanece aproximadamente constante, de forma que c_v también puede suponerse constante.

En los primeros momentos tras la aplicación de una carga, la sobrecompresión del agua es máxima y por lo tanto el flujo de agua es relativamente rápido y la velocidad de asentamiento o consolidación también. Después, a medida que disminuye la presión de agua, el flujo se hace más lento y disminuye la velocidad de asentamiento.

Esta evolución puede observarse en la Figura 2.41, que representa el aspecto típico de la relación asiento-tiempo en escala natural, con los asientos positivos hacia abajo. En el ensayo edométrico, cada vez que se coloca un escalón de carga se puede medir el asiento producido a intervalos regulares y dibujar la evolución asiento-tiempo. Para ello se utiliza generalmente una construcción gráfica empleando escala logarítmica en el eje de tiempos (método de Casagrande). De la curva así obtenida, que se denomina **curva de con-**

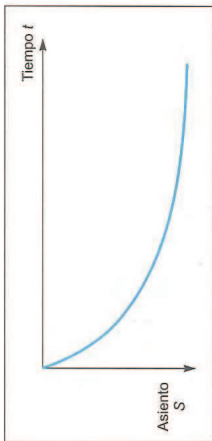


Figura 2.41 Relación asiento-tiempo tras la aplicación de un incremento de tensión total vertical.

solidación, se puede deducir el coeficiente de consolidación para el escalón de carga aplicado.

Se llama **grado de consolidación**, U , de una capa de suelo, al cabo de un cierto tiempo (t) de aplicar una carga, a la relación entre el asiento producido hasta dicho instante y el asiento total que se producirá cuando se disipen completamente los excesos de presión intersticial (cuando todo el incremento de tensión total se haya transformado en incremento de tensión efectiva):

$$U = \frac{S_t}{S_\infty}$$

Se llama **factor de tiempo**, T_v , a la relación:

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H^2}$$

donde:

- t es el tiempo transcurrido desde la aplicación de la nueva carga.
- H es el **camino drenante**, que puede definirse como el recorrido más largo que tendría que hacer una gota de agua en la capa de suelo para alcanzar una frontera permeable (en el edómetro sería la mitad del espesor de la muestra, ya que se cuenta con piedras porosas drenantes arriba y debajo de ella).

Tabla 1

$U(\%)$	T_v	$U(\%)$	T_v
0	0	50	0,196
5	0,0017	55	0,238
10	0,0077	60	0,286
15	0,0177	65	0,342
20	0,0314	70	0,403
25	0,0491	75	0,477
30	0,0707	80	0,567
35	0,0962	85	0,684
40	0,126	90	0,848
45	0,159	95	1,129

suelo). Estas relaciones permiten estimar los tiempos necesarios para distintos grados de consolidación en la mayoría de los casos prácticos.

Terzaghi y Fröhlich mostraron que el factor de tiempo y el grado de consolidación están relacionados entre sí, tal y como muestra la Tabla 1 (para $\Delta\sigma_v = \Delta u_0$ constante en todo el espesor de la capa de

Recuadro 2.14

Cálculo de tiempos de consolidación

Sobre una capa de arcilla normalmente consolidada de H m de espesor, se coloca un terraplén muy extenso. La arcilla se encuentra bajo el nivel freático. Suponiendo que las condiciones de carga se pueden asumir como unidimensionales, determinar el tiempo que se tardará en alcanzar la mitad del asiento total en tres hipótesis:

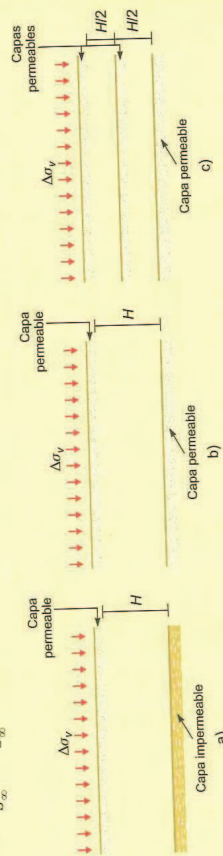
- Si sólo existe una frontera drenante de arena a techo de las arcillas.
- Si existen dos fronteras drenantes de arena, a techo y muro de la capa de arcilla.
- Si existen tres niveles permeables de arena, los dos primeros a techo y muro de la capa de arcilla y un tercero, de delgado espesor, situado en mitad de la capa de suelo.

Solución:

En la figura se representan gráficamente las tres situaciones de drenaje del enunciado, así como los caminos drenantes en cada caso.

Asumiendo que en el caso c) el espesor del drenante intermedio es suficientemente pequeño como para no influir en el espesor H de arcilla, el asiento total de ésta, S_{∞} , será el mismo en las tres hipótesis. Cuando se alcanza la mitad de dicho asiento, el grado de consolidación será, para los tres casos:

$$U = \frac{S_t}{S_{\infty}} = \frac{0,5 \cdot S_{\infty}}{S_{\infty}} = 0,5 \Rightarrow U(\%) = 50\%$$



Nota: El ejemplo anterior refleja la importancia de llevar a cabo una buena descripción estratigráfica que permita discernir sobre la presencia de intercalaciones drenantes.

Recuadro 2.15

Curva de asientos-tiempos

Una capa de arcilla normalmente consolidada situada bajo un edificio ha sufrido un asiento de 30 mm en 300 días desde que la carga del edificio es operativa. La capa de arcilla está limitada a techo y muro por estratos permeables. De acuerdo con los datos de laboratorio, dicho asiento corresponde a un grado de consolidación del estrato de arcilla $U = 25\%$. Se pide dibujar la curva asiento-tiempo para un período de 10 años. (Suponer que el área del edificio es suficientemente extensa en comparación con el espesor de arcilla como para que puedan considerarse condiciones unidimensionales o edométricas.)

Solución:

De los datos del enunciado se deduce de forma directa el asiento total de consolidación edométrica:

$$U = \frac{S_t}{S_{\infty}} \Rightarrow S_{\infty} = \frac{S_t}{U} = \frac{30}{0,25} = 120 \text{ mm}$$

Por otra parte, de la Tabla 1 se deduce que el factor de tiempo T_v para $U = 25\%$ es $T_v = 0,0491$. Recordando la expresión del factor de tiempo:

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H^2}$$

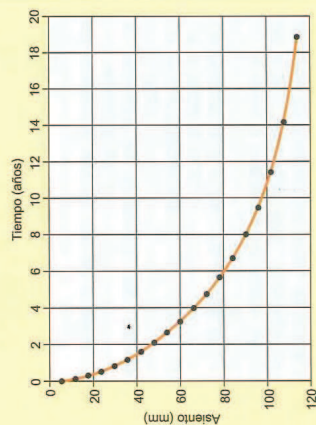
y sustituyendo los datos conocidos se obtiene:

$$0,0491 = \frac{c_v \cdot 300}{H^2} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \frac{c_v}{H^2} = 0,0491/300 = 1,636 \cdot 10^{-4} \text{ días}^{-1}$$

c_v/H^2 es una constante, ya que c_v es el coeficiente de consolidación y H el camino drenante (la mitad del espesor inicial de arcilla en este caso, ya que drena por ambos extremos). En estas condiciones, para cualquier grado de consolidación U se puede determinar el asiento correspondiente y, a partir de la tabla $U - T_v$, el factor de tiempo asociado y el tiempo necesario para alcanzar el grado de consolidación elegido según el siguiente esquema:

$$U \rightarrow \begin{cases} S_t = U \cdot S_{\infty} \\ T_v \rightarrow t = \frac{c_v}{1,636 \cdot 10^{-4}} \text{ días} \end{cases}$$



Datos de Copper *et al.*, 1974.

Introducción

Al modificar el estado tensional del suelo se producen deformaciones que pueden originar su rotura. Aunque los suelos con cohesión rompen a veces por tracción, como puede ser el caso de las grietas verticales que a veces se observan en la coronación de un talud deslizado, la forma de rotura más habitual en los suelos es por esfuerzo cortante (tensión tangencial).

Criterio de rotura

La resistencia al corte del suelo no puede considerarse como un parámetro único y constante, ya que depende de su naturaleza, estructura, enlaces, nivel de deformaciones, etc., así como, muy especialmente, de su estado tensional y de la presión del fluido que rellena sus poros (agua o aire).

El criterio de rotura en suelos más difundido deriva del propuesto por Coulomb, que relaciona tensiones efectivas normales y tensiones tangenciales actuando en cualquier plano del suelo. Este criterio establece que, para un suelo saturado, la resistencia al corte viene dada por la expresión:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u) \tan \phi'$$

donde

τ = resistencia al corte del terreno a favor de un determinado plano

σ_n = tensión total normal actuando sobre el mismo plano

u = presión intersticial

c' = cohesión efectiva

ϕ' = ángulo de rozamiento interno efectivo.

La ecuación anterior representa una recta en el espacio (σ', τ) , que a menudo se denomina **línea de resistencia intrínseca** o **envolvente de rotura del suelo** (Figura 2.42). Esta línea proporciona, para cada valor de la tensión efectiva normal a un plano que atraviesa un elemento del suelo, la máxima tensión tangencial movilizable a favor de dicho plano.

De la Figura 2.42 se pueden deducir algunos aspectos interesantes:

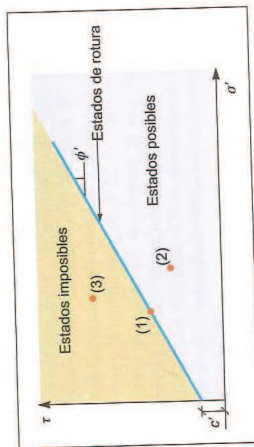


Figura 2.42 Criterio de rotura en suelos.

- La cohesión efectiva es la ordenada en el origen de la envolvente de rotura. Representa por lo tanto la máxima resistencia tangencial movilizable en un plano cualquiera cuando la tensión efectiva normal en dicho plano es nula.
- La máxima tensión tangencial movilizable en un plano es mayor a medida que aumenta la tensión efectiva normal que actúa sobre dicho plano. Es decir, el suelo es más resistente cuanto mayor es su nivel de tensiones efectivas.
- La línea de resistencia definida actúa como una «envolvente o superficie de estados», separando estados posibles de imposibles. Así:

- El punto (1) señalado en la Figura 2.42 representa un estado de rotura.
- El punto (2) representa una combinación (σ', τ) que cuenta con un cierto factor de seguridad ya que, para una determinada tensión efectiva normal, la tensión tangencial es inferior a la máxima movilizable.
- El punto (3) representa un estado imposible en cuanto se sitúa por encima de la envolvente de rotura, lo que significa que se ha sobrepasado la combinación máxima (σ', τ) del criterio de rotura, y por lo tanto no es compatible con la resistencia del suelo.

Si se recuerdan los conceptos básicos del tensor de tensiones y el círculo de Mohr, se pueden relacionar fácilmente las condiciones de rotura en un plano dado con las tensiones actuantes a favor de otros planos. En la Figura 2.43 se han representado tres círculos de Mohr en el espacio (σ', τ) , que en principio re-

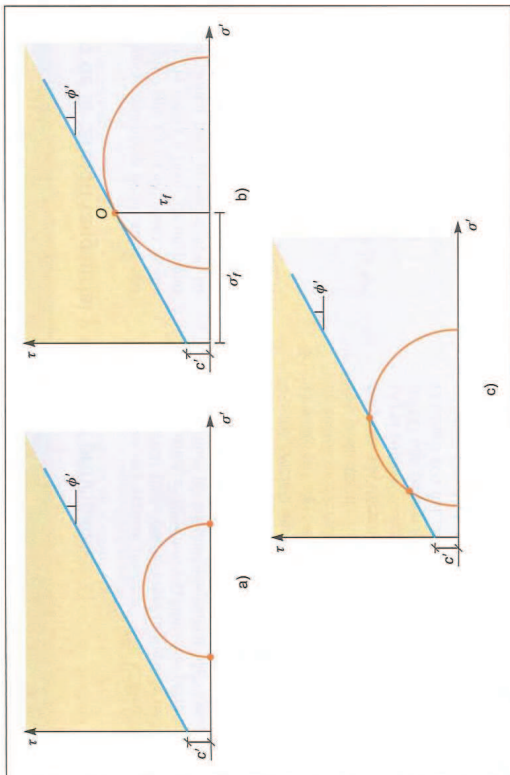


Figura 2.43 La envolvente de rotura y el círculo de Mohr. Estados posibles (a) y (b) e imposible (c).

presentarían tres estados tensionales de un elemento de suelo.

Si los parámetros de resistencia al corte del suelo (c', ϕ') dan lugar a la línea de resistencia intrínseca dibujada, es inmediato observar que:

- El estado tensional representado por el círculo (a) cuenta con un margen de seguridad, ya que no llega a alcanzar a la envolvente de rotura del suelo. Es por tanto un estado posible y seguro (el suelo no ha roto).
- El estado tensional representado por el círculo (b) indica una situación de rotura. Así, el punto (O) representa la combinación (σ'_f, τ_f) en un plano que atraviesa el elemento de suelo en el que se alcanzan las condiciones del criterio de rotura definido.
- El estado tensional representado por el círculo (c) es imposible, ya que existirían orientaciones de planos atravesando el elemento de suelo en los que se excederían las condiciones (σ', τ) de rotura (todos los planos representados por puntos del círculo situados por encima de la línea de resistencia intrínseca).

Del análisis anterior se desprende que, cuando se alcanzan las condiciones de rotura en un elemento de suelo, el círculo de Mohr que representa su estado tensional será tangente a la línea de resistencia intrín-

seca y que, además, el plano a favor del cuál se alcanzan dichas condiciones de rotura será el representado por el punto de tangencia.

El ensayo de corte directo

DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO

El aparato de ensayo se representa esquemáticamente en la Figura 2.44. Se trata de una caja rígida de acero, usualmente de sección cuadrada, que se encuentra dividida en dos mitades y en cuyo interior se coloca la muestra de suelo. Encima de ésta se dispone una placa de reparto rígida sobre la que se puede aplicar una carga vertical (N) . Todo el conjunto se introduce en un recipiente de acero de mayores dimensiones, que puede llenarse de agua para realizar el ensayo en condiciones de saturación (en este último caso se pueden disponer también piedras porosas encima y debajo de la muestra para facilitar el drenaje). La inducción de tensiones cortantes en el suelo se logra trasladando horizontalmente la parte inferior de la caja de corte mientras que se impide totalmente el movimiento de la zona superior.

Una prueba completa sobre un determinado suelo consiste en ensayar tres muestras idénticas del mismo material bajo tres cargas verticales distintas (N_1, N_2, N_3)

Recuadro 2.16

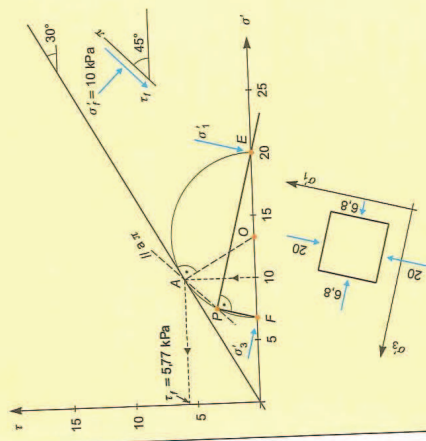
Cálculo de la tensión tangencial y tensiones principales

Los parámetros de resistencia intrínseca de un suelo son $c' = 0$, $\phi' = 30^\circ$. Suponiendo que en un elemento de dicho suelo se ha alcanzado la rotura a favor de un plano que forma 45° con la horizontal para un valor $\sigma'_1 = 10$ kPa, determinar:

- La tensión tangencial de rotura τ_r .
- La orientación y magnitud de las tensiones principales en el elemento de suelo.

Solución:

En la figura adjunta se representa de forma gráfica la solución del problema. Los pasos a seguir son:



- Se traza una vertical desde $\sigma' = 10$ kPa en el eje de abscisas hasta que se corta la línea de resistencia intrínseca. El punto (A) obtenido permite deducir que la tensión tangencial de rotura es $\tau_r = 5.77$ kPa. (A este mismo valor se podría haber llegado sin más que aplicar la ecuación de la línea de resistencia intrínseca para el valor de la tensión efectiva normal dada.)
- El punto (A) representa las tensiones del elemento de suelo considerado en el plano de rotura. Como son tensiones de rotura, el círculo de Mohr será tangente a la línea de resistencia intrínseca, siendo (A) el punto de tangencia. Por tanto, trazando desde (A) una perpendicular a dicha línea se obtiene el centro (O) del círculo buscado, lo que permite trazar el círculo con centro en (O) y radio (OA). La intersección del círculo con el eje de abscisas proporciona los valores de las tensiones principales en el elemento de suelo. Midiendo directamente en el gráfico se obtiene: $\sigma'_1 \approx 20$ kPa; y $\sigma'_3 \approx 6.8$ kPa.

c) Dado que (A) representa las tensiones del elemento de suelo considerado en un plano que forma 45° con la horizontal, se traza desde (A) una paralela a dicho plano (línea AP), y donde vuelve a cortar al círculo de Mohr se obtiene el polo (P). Desde (P) se trazan las rectas (PE) y (PF), y se obtienen las orientaciones de los planos principales mayor y menor respectivamente (las direcciones de las tensiones principales serán perpendiculares a dichos planos). El estado tensional del elemento de suelo en un sistema cartesiano formado por los ejes principales es el mostrado en la figura complementaria.

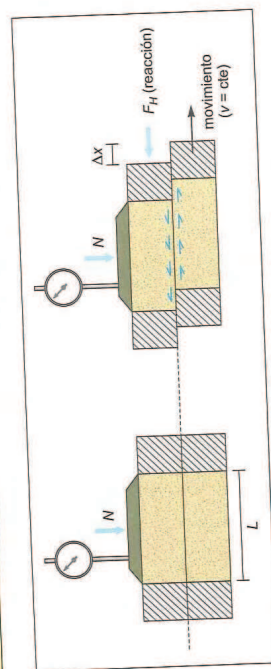


Figura 2.44 Esquema del aparato de corte directo.

o, lo que es lo mismo, bajo tres tensiones normales diferentes (hasta dividir cada carga (N) por la sección (S_0) de la muestra para obtener la tensión normal actuante).

En cada uno de los ensayos individuales, a medida que se obliga a la parte inferior de la caja a desplazarse en horizontal a velocidad constante, se va midiendo:

- La fuerza (F_H) necesaria para impedir el movimiento de la parte superior. Dividiendo dicha fuerza por la sección (S_0) de la muestra se obtiene la tensión tangencial (τ) actuante en cada momento sobre el plano de corte.
- El desplazamiento vertical de la muestra. Teniendo en cuenta que las paredes de la caja de corte son rígidas, como en el edómetro, la deformación vertical medida (δv_v) proporciona directamente el cambio de volumen de la muestra (δv), ya que:

$$\delta v_v = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta H \cdot S_0}{H_0 \cdot S_0} = \frac{\Delta V}{V_0} = \delta v$$

donde:

H_0 es la altura inicial de la muestra (4,2 cm en las cajas de corte habituales).

S_0 es la sección de la muestra (usualmente 36 cm² para cajas de $L = 6$ cm de lado).

$V_0 = H_0 \cdot S_0$ es el volumen inicial de suelo.

ΔH es el desplazamiento vertical (positivo si es un acortamiento).

ΔV es la variación de volumen de suelo (positivo si es una compresión).

Con respecto a las fases de ensayo, el proceso suele ser el siguiente:

- Se aplica una tensión total vertical N_r .
- Si el ensayo se realiza con la muestra saturada y la célula inundada, habitualmente se deja consolidar la muestra hasta que se disipen los excesos de presión intersticial generados. Esta fase es similar a un escalón del ensayo edométrico, de manera que se puede dibujar la curva asiento tiempo y comprobar cuando finaliza la consolidación, momento en el que se puede suponer que la tensión total aplicada se ha transferido íntegramente en tensión efectiva. Se imprime a la parte inferior de la caja de corte una velocidad horizontal constante y se mide a intervalos de tiempo determinados la reacción (F_H) necesaria para impedir el desplazamiento de la superior, de manera que la tensión tangencial en cada instante resulta ser:

$$\tau = \frac{F_H}{L^2}$$

Nota: En esta fase, si la velocidad de corte es suficientemente pequeña como para permitir la

disipación de los excesos de presión intersticial generados por las tensiones tangenciales aplicadas, el ensayo puede considerarse drenado. En estas condiciones los resultados vendrán expresados directamente en tensiones efectivas ($\sigma_e = \sigma'_e$). Para ello, dado que en el aparato de corte directo no se puede controlar el drenaje ni medir la presión intersticial en cada instante, es importante seleccionar una velocidad suficientemente pequeña, algo que depende naturalmente del tipo y permeabilidad del suelo ensayado.

- En los mismos intervalos de tiempo se mide el desplazamiento vertical de la muestra, lo que permite obtener los cambios de volumen del suelo en cada momento.

Este mismo proceso se vuelve a realizar con otras dos muestras idénticas de suelo, pero sometidas a tensiones normales crecientes, (σ_{e2}) y (σ_{e3}).

Con relación a la movilización de resistencia al corte, en la Figura 2.45 se muestran cualitativamente los resultados de un ensayo drenado completo como el descrito. En abscisas se representa el desplazamiento horizontal (Δx) de la parte inferior de la caja de corte y en ordenadas la tensión tangencial (τ) medida para cada valor de dicho desplazamiento. En la Figura 2.45 se pueden observar los siguientes aspectos de interés:

- Sea cual sea la tensión efectiva normal aplicada, la tensión tangencial movilizada aumenta progresivamente a medida que progresa el desplazamiento de la caja de corte hasta que se alcanza un máximo (τ_p).
- Cuanto mayor es la tensión efectiva normal inicial, mayor es la tensión tangencial máxima alcanzada.
- La pendiente inicial de la curva tensión tangencial-desplazamiento horizontal es más pronunciada cuanto mayor es la tensión efectiva normal inicial, lo que indica que el suelo aumenta la rigidez con el nivel de tensiones.

En la Figura 2.45b) se muestran las tensiones tangenciales máximas de las curvas anteriores junto con las tensiones efectivas normales iniciales. Como puede apreciarse, los puntos representativos (σ'_{e1} , τ_p) de los tres ensayos se pueden unir de forma bastante aproximada con una recta, que sería la línea de resistencia intrínseca o envolvente de rotura de la que se pueden fácilmente obtener los parámetros (c' , ϕ').

VENTAJAS E INCONVENIENTES DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO

El sencillo dispositivo de ensayo descrito cuenta con algunas ventajas, así como con una serie de limitaciones. Las principales ventajas son:

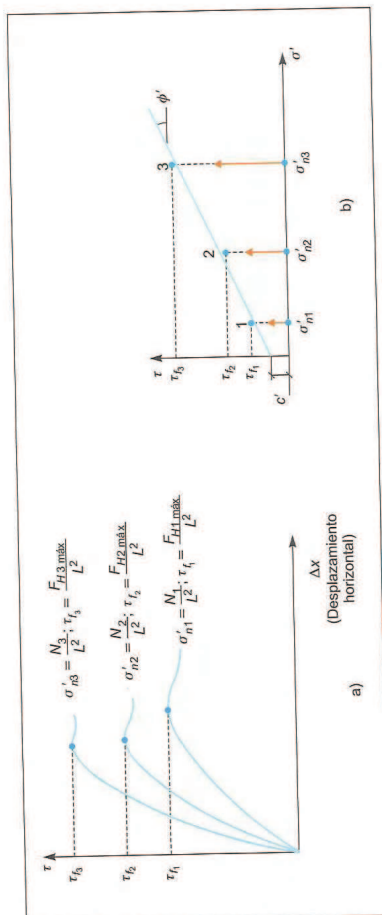


Figura 2.45 Obtención de la envolvente de rotura y los parámetros de resistencia al corte (c' , ϕ') a partir de un ensayo de corte directo drenado.

- Es un ensayo rápido y barato.
- Sus principios básicos son elementales.
- La preparación de las muestras es sencilla.
- Con cajas de corte grandes se pueden ensayar materiales de grano grueso.
- Con algunas modificaciones se pueden emplear los mismos principios para determinar la resistencia de discontinuidades en roca, contacto hormigón-suelo, etc.
- Se puede emplear para medir la resistencia residual en arcillas.

En cuanto a las limitaciones cabe citar:

- La superficie de rotura es obligada.
- La distribución de tensiones en la superficie de corte no es uniforme.
- No se pueden medir en general presiones intersticiales, de manera que la única manera de controlar el drenaje es variando la velocidad de desplazamiento horizontal.
- El área de contacto del plano de corte disminuye a medida que se produce el desplazamiento horizontal relativo entre ambas mitades de la caja.

Comportamiento de los suelos sometidos a corte

A pesar de las limitaciones del ensayo de corte directo, su simplicidad facilita el establecimiento conceptual de ciertas pautas de comportamiento del suelo, que después pueden ampliarse al resto de formas de sollicitación. En los párrafos siguientes se describen

estas pautas para los dos grupos de suelos principales: granulares y arcillosos.

Suelos granulares

Supóngase que se ensayan tres muestras de la misma arena en tres condiciones distintas de densidad. Por simplicidad se supondrá que las tres muestras se ensayan en condiciones drenadas, de manera que las tensiones totales y efectivas coincidirán en todo momento.

La muestra 1 se encuentra en un estado muy flojo, con un índice de poros (e_1) elevado. La muestra 2, constituida por la misma arena, es algo más densa que la anterior, de forma que tiene menos volumen de huecos y su índice de poros (e_2) es menor que el de la muestra 1. La última muestra, 3, es muy densa, con menor volumen de huecos que las dos anteriores y por tanto con el menor índice de poros (e_3) de las tres. A continuación se montan las tres muestras en sendos aparatos de corte directo, se les aplica la misma tensión efectiva normal:

$$\sigma'_{n1} = \frac{N_1}{L^2}$$

y, finalmente, se las somete a corte de la forma descrita anteriormente.

En la Figura 2.46 se representan cualitativamente los resultados de estos ensayos. La Figura 2.46a) muestra las curvas tensión tangencial movilizada-desplazamiento horizontal. La Figura 2.46b) representa la relación desplazamiento horizontal-cambio de volumen. La Figura 2.46c) muestra la relación índice de poros-desplazamiento, y la Figura 2.46d) muestra el recorrido tensional sufrido en un plano (σ' , τ').

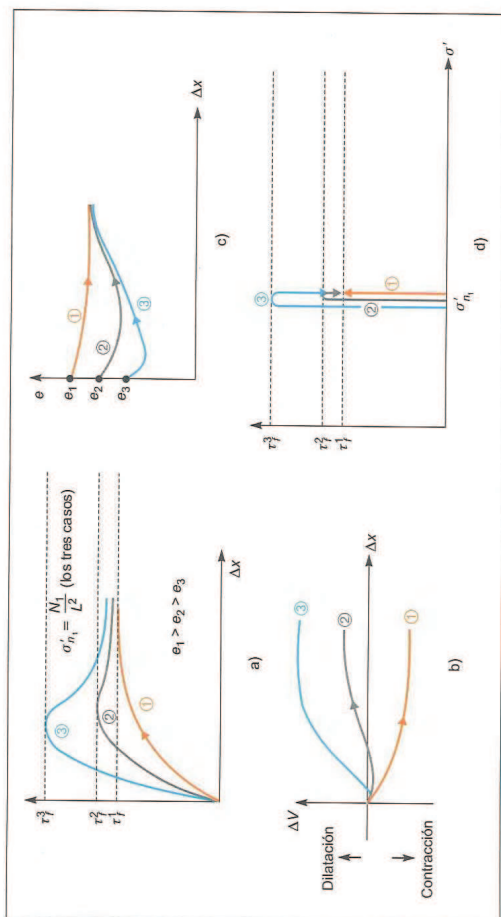


Figura 2.46 Curvas de ensayos de corte drenado sobre muestras granulares de distinta densidad inicial.

Nota: El índice de poros en cada momento del ensayo se puede obtener de forma sencilla aplicando la expresión:

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \Rightarrow e = e_0 - \frac{\Delta H}{H_0} (1 + e_0)$$

siendo:

H_0 la altura inicial de la muestra.

e_0 el índice de poros inicial de cada muestra (e_1 , e_2 y e_3 respectivamente en este caso). ΔH el desplazamiento vertical medido (positivo si es de compresión).

De la observación detallada de los gráficos anteriores se pueden deducir los siguientes aspectos de interés:

- Muestra de baja densidad (1):

— La tensión tangencial movilizada aumenta con el desplazamiento horizontal (Δx) hasta alcanzar un valor máximo (τ'_f). A partir de ese instante se mantiene constante aunque el desplazamiento horizontal prosiga.

— Desde el inicio del ensayo se observa un asentamiento de la placa de reparto, es decir, la muestra reduce su volumen al ser sometida a tensiones

cortantes. Se llega a una cierta magnitud del desplazamiento horizontal a partir del cual no se observan cambios apreciables de volumen.

- Muestra de densidad media (2):

— Como en la muestra (1), la tensión tangencial movilizada aumenta con el desplazamiento horizontal (Δx). En este caso la pendiente de la curva (τ , Δx) es mayor, y además se alcanza una tensión tangencial máxima (resistencia de «pico» = τ'_f) claramente superior a (τ'_f). Estas observaciones indican que la muestra (2), más densa que la (1), resulta también más rígida y resistente. Sin embargo, si prosigue el desplazamiento horizontal, la tensión tangencial movilizada decrece hasta que termina por converger con (τ'_f).

— Al principio del ensayo se producen asentamientos de la placa de reparto, o lo que es lo mismo, la muestra disminuye de volumen (contrae). Sin embargo, llegado a un punto pueden comenzar a producirse levantamientos o aumentos de volumen (dilatación). Finalmente y como en el caso anterior, con suficiente desplazamiento se alcanza un estado a partir del cual no se observan cambios apreciables de volumen.

— La Figura 2.46c) reproduce en términos del índice de poros los cambios de volumen descritos

en el párrafo anterior, pero además muestra un aspecto interesante del comportamiento cualitativo de los suelos granulares. Así, en el estado descrito en que dejan de producirse cambios apreciables de volumen y convergen las tensiones tangenciales de las muestras (1) (2), también convergen los índices de poros de ambas.

- Muestra de densidad elevada (3):

— Este último ensayo muestra una mayor pendiente de la curva (τ , $\Delta\tau$), así como la máxima tensión tangencial movilizada. De hecho, se puede observar una resistencia de «pico» (τ_f^p) muy superior a las máximas tensiones tangenciales alcanzadas en los otros dos ensayos. En definitiva, la muestra más densa revela un comportamiento más rígido, y resulta sustancialmente más resistente. En cualquier caso, como en los ensayos realizados sobre muestras menos densas, con suficiente desplazamiento horizontal la tensión tangencial movilizada decrece hasta que termina por converger con (τ_f^s).

— Al principio del ensayo se pueden producir pequeños descensos de la placa de reparto, quizás debidos a reajustes en el aparato de corte, pero rápidamente comienzan a registrarse ascensos netos de la misma. Este comportamiento indica que la muestra densa resulta claramente dilatante, tendiendo a aumentar de volumen cuando se le somete a corte. Como en los casos anteriores, con suficiente desplazamiento se alcanza un estado a partir del cual cesan los cambios apreciables de volumen.

— También la muestra densa tiende a converger hacia un único índice de poros y llegar a ese estado en el que mayores desplazamientos no producen más cambios de volumen ni modificaciones en la tensión tangencial, que se mantiene aproximadamente igual a (τ_f^s).

Estos tres ensayos de corte podrían repetirse en muestras idénticas a las anteriores pero sometidas a tensiones efectivas normales mayores. La Figura 2.47 representa esquemáticamente las tres envolventes de rotura resultantes, mostrando cómo el ángulo de rozamiento (de pico) depende directamente de la densidad inicial del suelo.

Como se ha visto, la relación entre la densidad o compactación inicial de un determinado suelo granular y su resistencia es muy acusada. Tanto es así que en la práctica habitual se dispone de correlaciones aproximadas entre dicha compactación, determinada a través de ensayos *in situ* como el SPT (Capítulo 6), y el ángulo de rozamiento interno, tal y como muestra el Cuadro 2.5.

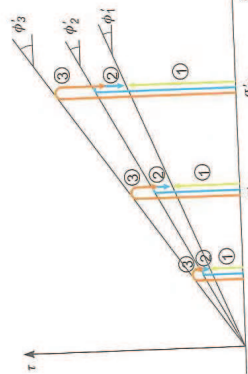


Figura 2.47 Envolventes de rotura en función de la densidad inicial.

Correlación entre el SPT y el ángulo de rozamiento interno de suelos granulares

N(SPT)	Compactación	$\phi_i(^{\circ})$
0-4	Muy floja	28
4-10	Floja	28-30
10-30	Medianamente densa	30-36
30-50	Densa	36-41
> 50	Muy densa	> 41

Aunque la compactación es un factor primario indiscutible, la mayor o menor resistencia de un suelo granular depende también de algunos otros factores, entre los que cabe destacar la **forma de las partículas**, la **distribución granulométrica** y el **tamaño de los granos**. En los tres casos citados la influencia sobre la resistencia es sencilla e intuitiva. Así, en lo que respecta a la forma resulta evidente que será más sencilla hacer deslizar o rodar entre sí partículas redondeadas que granos angulosos e irregulares, de manera que un suelo constituido por estos últimos mostrará mayor resistencia al corte. Con relación a la granulometría, en un suelo uniforme la mayoría de las partículas son de tamaño similar, de forma que el tamaño del hueco máximo entre partículas depende directamente del tamaño de éstas. Un suelo bien graduado, sin embargo, posee partículas de muchos tamaños distintos, con lo que los granos medianos pueden ocupar los poros de las partículas más gruesas, las partículas más finas los huecos entre las medianas, y así de forma sucesiva. Lógicamente esta mejor posibilidad de estibación da lugar a que en un suelo bien graduado se pueda alcanzar una estructura más densa y más resistente que en un suelo uniforme. Finalmente, resultará más difícil hacer deslizar y rodar entre sí partículas de gran tamaño que partículas pequeñas.

Valores del ángulo de rozamiento interno en suelos granulares no plásticos en función de la granulometría y la compactación (*)

Tipo de suelo	Ángulo de rozamiento interno en función de la densidad inicial ($^{\circ}$)		
	Flojo	Medianamente denso	Denso
Limo no plástico	26 a 30	28 a 32	30 a 34
Arena uniforme fina a media	26 a 30	30 a 34	32 a 36
Arena bien graduada	30 a 34	34 a 40	38 a 40
Mezclas de arena y grava	32 a 36	36 a 42	40 a 48

(*) Hough (1957) sugiere emplear los valores más bajos de cada rango para los suelos redondeados o para aquellos que posean partículas débiles (lititas, espátulas), y los más elevados para suelos con partículas angulosas y resistentes.

En el Cuadro 2.6 se muestran algunos órdenes de magnitud de los ángulos de rozamiento que cabe esperar en función de la compactación y el tipo de suelo, en donde se pueden apreciar algunos de los aspectos descritos anteriormente.

Suelos arcillosos

Por simplicidad se supondrá que los ensayos que se describen a continuación se realizan en condiciones drenadas, es decir, dejando disipar completamente cualquier exceso de presión intersticial originado por los incrementos de tensiones tanto normales como tangenciales del ensayo. Adicionalmente se supondrá que el suelo ensayado es una arcilla reconstituida, es decir, consolidada en laboratorio a partir de una suspensión. Esta hipótesis de trabajo permite idealizar el proceso de formación de un depósito arcilloso sin efectos complementarios de ganancia de resistencia debidos al envejecimiento, cementación, etc.

■ ARCILLAS DE BAJA PLASTICIDAD

En la Figura 2.48a) se ha representado el proceso de consolidación unidimensional de una arcilla de baja plasticidad, reconstituida en laboratorio a partir de una suspensión acuosa. Como se ha descrito en el Apartado 2.5, los puntos (1), (2) y (3) corresponden a estados normalmente consolidados, mientras que los puntos (4) y (5) corresponderían a estados sobreconsolidados bajo una presión de preconsolidación igual a la del estado (3). Una vez alcanzado cada uno de los 5 estados anteriores (finalizada la consolidación en cada uno de ellos), se somete el suelo a sendos ensayos de corte directo drenados. En la Figura 2.48b) se representan los recorridos de tensiones (σ' , τ) de los 5 ensayos, mientras que en la Figura 2.48c) se muestran las curvas (τ , $\Delta\tau$) correspondientes. Para mayor claridad, en esta última Figura tan sólo se han representado las curvas de los ensayos sobre las

muestras (2), (3) y (4). Finalmente, se supondrá que se dispone de un comparador vertical que permite determinar los cambios de volumen durante el corte. De los resultados obtenidos se pueden deducir las siguientes pautas de comportamiento:

- Muestras normalmente consolidadas (1, 2 y 3):
 - La tensión tangencial movilizada aumenta con el desplazamiento horizontal ($\Delta\tau$) hasta alcanzar un valor máximo (τ_{max}) de «pico». Dicho «pico» es apenas perceptible, ya que τ desciende de forma muy rápida hasta un valor ($\tau_{sc} \approx \tau_{max}$) que se mantiene constante aunque el desplazamiento horizontal prosiga. Si se realiza un ciclo de descarga recarga se alcanzarían aproximadamente los mismos niveles de tensión tangencial previos.
 - La envolvente de rotura queda definida por un ángulo de rozamiento interno ϕ_{sc} y una cohesión efectiva nula ($c' = 0$)¹.
 - El suelo tiende a reducir su volumen (es contractante) durante el corte, si bien, como en el caso de la tensión tangencial, también se llega a una cierta magnitud del desplazamiento horizontal a partir del cual no se observan cambios apreciables de volumen.
- Muestras sobreconsolidadas (4 y 5):
 - Las pendientes de las curvas (τ , $\Delta\tau$) son mayores que en las muestras normalmente consolidadas, y movilizan su máxima tensión tangencial con menores deformaciones que éstas, es decir, son más rígidas.
 - Las tensiones tangenciales máximas alcanzadas son netamente superiores a las del suelo normalmente consolidado.

¹ En definitiva, en ausencia de efectos complementarios derivados de la creación de enlaces, envejecimiento, cementaciones, etc., una arcilla normalmente consolidada de baja plasticidad no tiene cohesión.

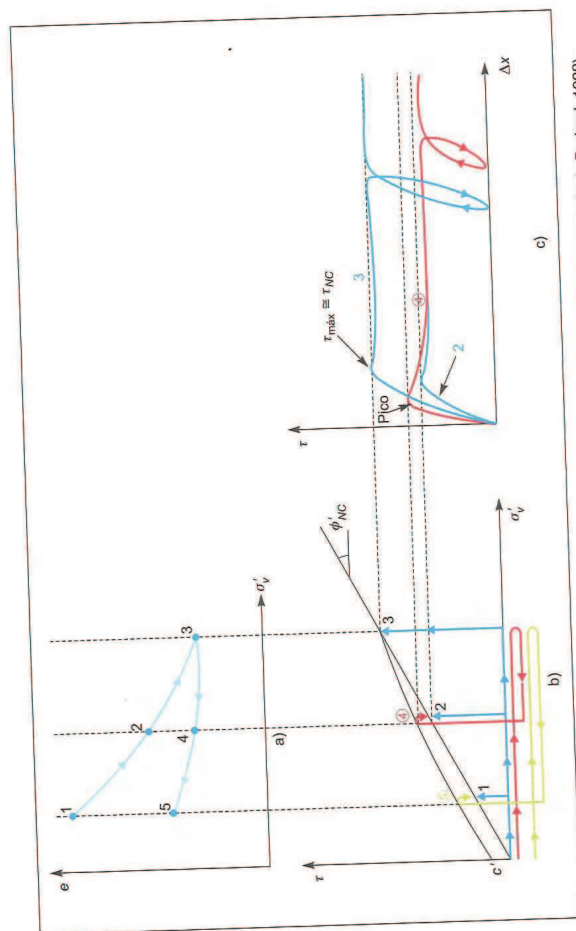


Figura 2.48 Curvas de ensayos de corte drenado sobre muestras arcillosas de baja plasticidad (modificado de Burland, 1988).

mente consolidado ensayado bajo las mismas tensiones normales iniciales. De hecho, los recorridos de tensiones en el plano (σ' , τ) superan claramente la línea de resistencia intrínseca de los estados normalmente consolidados y alcanzan una resistencia «de pico» por encima de la envolvente definida por $c' = 0$, ϕ'_{NC} .

- La envolvente de rotura de los estados sobreconsolidados viene definida por una cohesión y un ángulo de rozamiento interno efectivos (c' , ϕ'_{OC}). Una vez alcanzado el valor «de pico», al proseguir las deformaciones disminuyen las tensiones tangenciales, tendiendo hacia las que proporcionarían el suelo normalmente consolidado bajo el mismo nivel tensional.
- Las muestras con pequeño OCR pueden contraer algo, pero a medida que aumenta la sobreconsolidación resultan dilatantes.
- Con suficiente deformación, se alcanza un estado en el que pueden proseguir las deformaciones sin cambios en la tensión tangencial o en el volumen del suelo.

■ ARCILLAS DE ALTA PLASTICIDAD

La Figura 2.49 muestra el mismo procedimiento de ensayo de la Figura 2.48, pero en esta ocasión aplicado

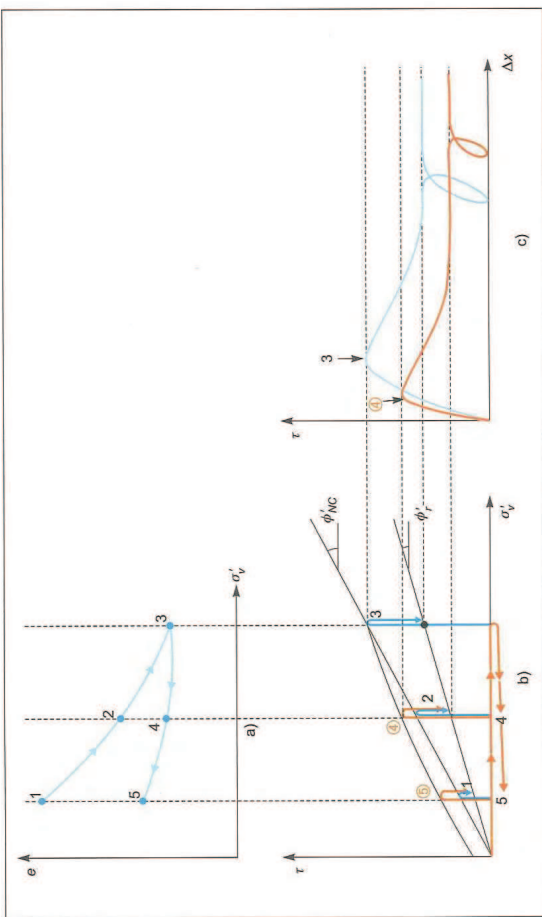


Figura 2.49 Curvas de ensayos de corte drenado sobre muestras arcillosas de alta plasticidad (modificado de Burland, 1988).

ras previamente deslizadas en las que el nivel de deformaciones ya sufrido por el material haya podido llevarlo a condiciones próximas a las residuales.

Para estudiar en laboratorio la resistencia residual se puede emplear el aparato de corte directo. Para alcanzar el nivel de deformaciones requerido el procedimiento consiste en efectuar varios recorridos completos de la caja, llevándola hacia atrás una vez llegado el máximo desplazamiento horizontal permitido por el sistema y repitiendo el ensayo las veces necesarias.

■ RESUMEN

Como resumen, se pueden señalar las siguientes pautas de comportamiento en suelos arcillosos sometidos a corte en condiciones drenadas:

Arcillas de bajo índice de plasticidad

- Las arcillas normalmente consolidadas de baja plasticidad alcanzan su resistencia «de pico» con pequeños niveles de deformación. Al aumentar las deformaciones de corte se puede producir una pequeña reducción de la tensión tangencial movilizable.

En ausencia de fenómenos de envejecimiento o cementación, la envolvente de rotura se caracteriza por mostrar una cohesión efectiva nula y un determinado ángulo de rozamiento interno ϕ'_{NC} .

- En general, tienden a reducir su volumen frente a las deformaciones de corte (son contractantes).

- Las arcillas sobreconsolidadas de baja plasticidad muestran una resistencia «de pico» superior a la de las arcillas normalmente consolidadas, alcanzando dicha resistencia con niveles de deformación muy pequeños.

- Al aumentar el nivel de deformaciones la tensión tangencial movilizada decrece, tendiendo a la máxima resistencia del estado normalmente consolidado, caracterizada por ($c' = 0$, ϕ'_{NC}).

- L4 envolvente de rotura muestra una cierta cohesión efectiva.

- Con grados de sobreconsolidación ligeros pueden resultar contractantes, pero a medida que aumenta la sobreconsolidación muestran un aumento neto de volumen (son dilatantes).

Arcillas de elevado índice de plasticidad

- En relación a las condiciones «de pico», su comportamiento es análogo al de las arcillas de bajo índice de plasticidad. Sin embargo, con niveles de deformación elevados se puede producir una importante reducción de la tensión tangencial movilizable, llegando a unas «condiciones residuales» caracterizadas por $c'_r = 0$, $\phi'_r < \phi'_{NC}$.

El ensayo triaxial

Dispositivo de ensayo

El ensayo de laboratorio más difundido para el estudio de la resistencia al corte de los suelos es el triaxial. Aunque con algunas limitaciones, esta prueba resulta muy versátil y permite obtener una buena y variada información sobre la resistencia del suelo en diversas condiciones controlables a voluntad.

El **ensayo triaxial** (Figuras 2.50 y 2.51) consiste en preparar una probeta cilíndrica de suelo, de altura doble del diámetro, que se rodea de una membrana impermeable. Si se desea permitir el drenaje y controlar las presiones intersticiales en el interior de la muestra, se colocan además sendas piedras porosas en la base y en la parte superior de la probeta.

La probeta se instala a continuación en el pedestal metálico de una célula, también cilíndrica, dentro de la cual se introduce agua a la que se le puede dar presión (conducto y válvula *c* de la Figura 2.50). Habida cuenta que dicha **presión de cámara** actúa con la misma intensidad en todas las direcciones, mediante la célula se puede aplicar una presión total isotropa sobre la muestra $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_c$.

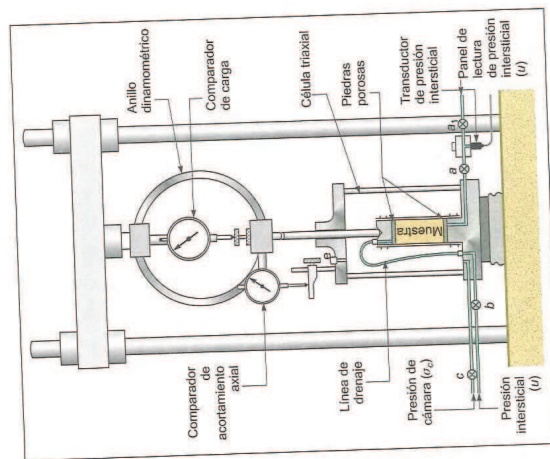


Figura 2.50 Esquema de un ensayo triaxial.

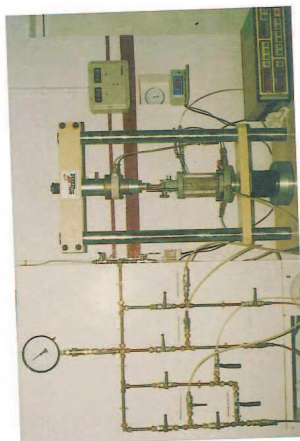


Figura 2.51 Equipo para ensayos triaxiales (cortesía de Geotecnía 2000).

En la parte superior de la probeta, conectado a ella a través de la piedra porosa, se dispone un tubo llamado «línea de drenajes». Este conducto permite aplicar al agua que rellena los poros del suelo la presión intersticial (*u*) deseada (conducto y válvula *b*). Al mismo tiempo, también permite controlar la salida y entrada de agua de la probeta. Así, si el suelo se encuentra saturado, la reducción o aumento de su volumen de huecos irá necesariamente asociado a la expulsión o ganancia del mismo volumen de agua, de manera que el sistema conectado a la válvula *b*, permite medir en todo momento los cambios de volumen del suelo durante ensayos con drenaje.

Por último, en el pedestal, bajo la probeta se dispone de un tercer conducto conectado directamente con la muestra de suelo a través de la piedra porosa inferior. Dicho conducto, conectado a un transductor de presión intersticial, permite medir en todo momento la presión intersticial en la muestra (conducto y válvula *d*).

El sistema de carga descrito sólo permite aplicar y controlar tensiones isotropas, ya sean totales o intersticiales. Para introducir tensiones tangenciales, al igual que en el ensayo de corte directo, lo que se hace es imponer un modo de deformación que implique la creación de tensiones de corte, que finalmente pueden medirse como una determinada reacción que se opone al movimiento.

En el caso del triaxial se imprime un movimiento ascendente controlado (a velocidad constante) a toda la célula. Para contrarrestar este movimiento, en la parte superior de la probeta se dispone de un pistón muy rígido, que sobresale de la célula y se encuentra unido a un anillo dinamométrico en donde se mide la reacción necesaria para mantener inmóvil la parte superior de la muestra ($\Delta\sigma$). En definitiva, en el ensayo triaxial se pueden controlar las tensiones princi-

pales totales, las presiones intersticiales y las tensiones efectivas:

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \sigma_c + \Delta\sigma_1; & \sigma'_1 &= \sigma_1 - u \\ \sigma_2 &= \sigma_3 = \sigma_c; & \sigma'_2 &= \sigma'_3 = \sigma_c - u\end{aligned}$$

Como puede apreciarse a partir de las expresiones anteriores:

- El sistema de carga aplicado no es completamente general, sino de simetría axial ($\sigma_2 = \sigma_3$).
- La tensión tangencial máxima en cada instante del ensayo viene dada por (véase la construcción del círculo de Mohr):

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

Por último, se puede medir el acortamiento axial de la probeta de suelo de forma continua, para lo cual se emplea un comparador situado entre la célula y el pistón.

Tipos de ensayo

Aunque la versatilidad del aparato triaxial permite llevar a cabo pruebas muy diversas, existen tres tipos de ensayos característicos. En todos ellos se distinguen dos fases diferenciadas:

- La aplicación de una determinada presión isotropa de cámara (σ_c), permitiendo o no el drenaje.
- La introducción de tensiones tangenciales hasta rotura por medio del movimiento ascendente y el consiguiente aumento de la tensión principal vertical.

alcanzar la consolidación completa. En ese momento la presión intersticial volverá a ser la de equilibrio (u_0 en este caso, impuesta por el sistema de presión de la válvula *b*, que también permanece abierta) y las tensiones efectivas actuales sobre el suelo resultarán:

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

Complementariamente, la reducción de volumen originada por el incremento isotrópico de tensiones efectivas puede medirse en el sistema de control de drenaje. Así, partiendo de la muestra saturada, el volumen de agua expulsado será igual a la disminución de volumen de la muestra.

Una vez finalizada la consolidación puede dar comienzo la fase de corte. Para ello se mantienen invari-

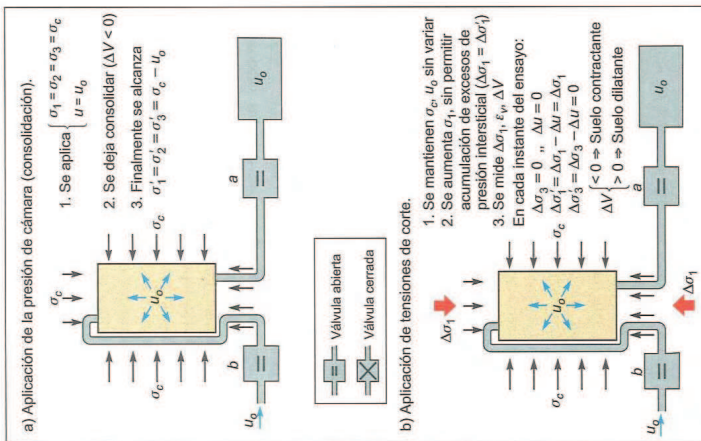


Figura 2.52 Fases de un ensayo CD.



En todo el proceso se mide el incremento de tensión vertical total originado ($\Delta\sigma_v$), la variación de la presión intersticial en la muestra (Δu) y el acortamiento axial producido (ϵ_a). En las pruebas triaxiales CU es habitual representar las curvas ($\sigma'_1 - \sigma_3$, ϵ_v) y (Δu , ϵ_v) a lo largo del ensayo.

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

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

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

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

Como se ha descrito, en la fase de corte del ensayo CU la válvula de drenaje permanece cerrada. En consecuencia, si la muestra se encuentra saturada, como es habitual en este ensayo, al impedir que el agua entre o salga de la probeta el volumen de la misma permanece constante durante toda la fase de corte ($\Delta V = 0$).

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

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

■ ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL CON CONSOLIDACIÓN PREVIA. ROTURA SIN DRENAJE Y MEDIDA DE LA PRESIÓN INTERSTICIAL (CU)

En la Figura 2.54 se muestran las fases básicas de este ensayo. La primera de ellas corresponde a la consolidación bajo una tensión efectiva isotrópica, y es idéntica a la primera etapa del ensayo CD. Completada la consolidación, se cierra la válvula b de drenaje y se introduce la presión intersticial, y se comienza la fase de corte imprimiendo un movimiento ascendente a la célula al mismo tiempo que se impide el desplazamiento vertical de la probeta por medio del pistón.

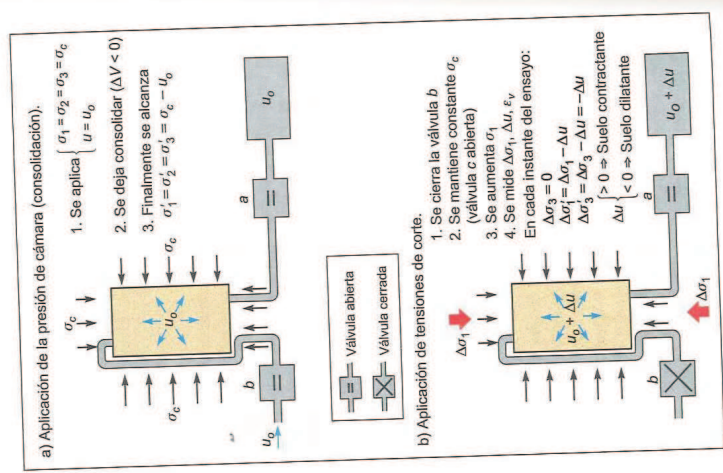


Figura 2.54 Fases de un ensayo CU.

riables la presión de cámara y la presión intersticial de la fase anterior (válvulas a y b abiertas), y se impone una velocidad ascendente a la célula impidiendo el desplazamiento vertical de la probeta mediante el pistón. Dado que el ensayo se realiza con drenaje, se selecciona una velocidad lo suficientemente lenta como para asegurar que los excesos de presión intersticial generados se van disipando de forma continua. Este extremo puede controlarse leyendo el transductor de presión intersticial, que debe proporcionar en todo momento una lectura en el entorno de u_0 . En todo el proceso se mide el incremento de tensión vertical ($\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma'_1$), la variación de volumen de la muestra (ΔV) y el acortamiento axial producido (ϵ_a). La diferencia ($\sigma_1 - \sigma_3 = \Delta\sigma_1$) se denomina **desviador**, y representa el doble de la tensión tangencial máxima en cada momento del ensayo.

En las pruebas triaxiales CD es habitual representar las curvas ($\sigma'_1 - \sigma_3$, ϵ_v) y ($\Delta V/V$, ϵ_v) a lo largo del ensayo, de forma similar a lo ya descrito para el ensayo de corte directo.

En un ensayo completo se rompen tres probetas preparadas de la misma forma, aplicando a cada una tensiones efectivas isotrópicas de consolidación crecientes en la primera fase (por ejemplo, $\sigma_c - u = 100, 200$ y 300 kPa respectivamente). En cada ensayo la rotura se alcanza con una tensión vertical $\sigma_1 = \sigma'_1$ diferente, mayor cuanto más elevada sea la presión efectiva de cámara inicial. Por tanto, en un diagrama (σ' , τ) se podrán dibujar tres círculos de Mohr en tensiones efectivas (Figura 2.53), lo cual resulta sencillo dado que:

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

Así como en el ensayo de corte directo los puntos representativos de la rotura de cada muestra se encuentran alineados, en este caso ocurre algo semejante:

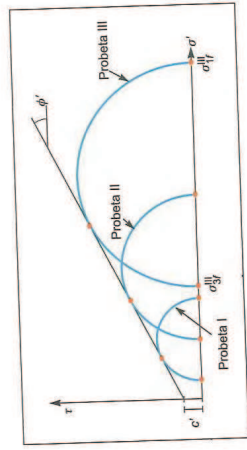


Figura 2.53 Círculos de Mohr en rotura en ensayos CD (tensiones efectivas).

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

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

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

donde A es un parámetro que depende del tipo de suelo. Teniendo en cuenta que en la fase de corte la presión total de cámara permanece constante ($\Delta\sigma_3 = 0$), la expresión anterior queda reducida a:

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

y en el momento de la rotura resultará:

$$\Delta u_f = A_f(\Delta\sigma_1)$$

donde $\Delta\sigma_1$ es positivo; en consecuencia, el «signo» de Δu_f depende exclusivamente de A_f .

En el Cuadro 2.7 se incluyen los órdenes de magnitud del parámetro A en rotura para algunos suelos, así como la tendencia de cambio de volumen en estos mismos suelos en ensayos con drenaje. A partir de dicho cuadro se puede comprobar la relación directa entre el carácter contractante o dilatante de un suelo durante el ensayo y la respuesta de la presión intersticial cuando se impide el drenaje.

■ ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL SIN CONSOLIDACIÓN PREVIA Y ROTURA SIN DRENAJE (UU)

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

Valores del parámetro A en rotura

Tipo de suelo	ΔV en ensayos con drenaje	A_f en ensayos triaxiales sin drenaje
Arcilla sensitiva	Alta contracción	+0,75 a +1,5
Arcilla normalmente consolidada	Contracción	+0,50 a +1,0
Arcilla arenosa compactada	Ligera contracción	+0,25 a +0,75
Arcilla ligeramente sobreconsolidada	Ligera a nula contracción	+0,00 a +0,5
Grava arcillosa compactada	Dilatación/contracción	-0,25 a +0,25
Arcilla muy sobreconsolidada	Dilatación	-0,50 a 0,0

CUADRO 2.7

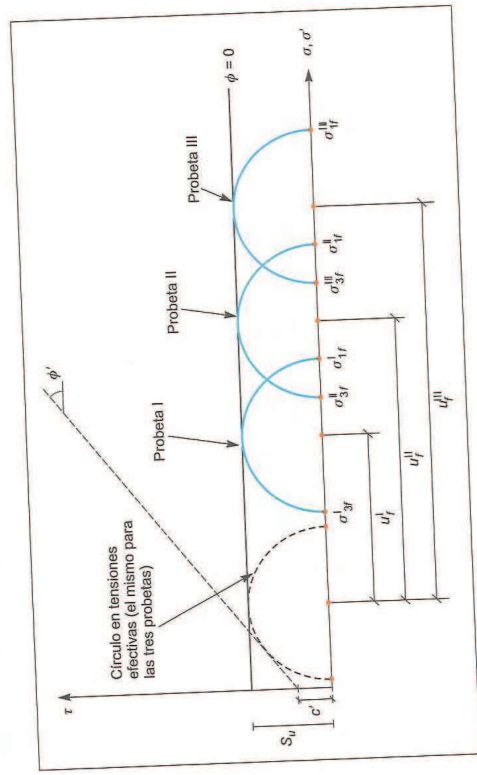


Figura 2.55 Círculos de Mohr en rotura en un ensayo UU (tensiones totales).

zable por el suelo, llevado a rotura por corte en condiciones no drenadas a partir de su estado de tensiones efectivas inicial.

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

En la Figura 2.55 se representan los tres círculos de Mohr en rotura que se obtienen de las tres probetas ensayadas. Están expresadas en tensiones totales (las únicas que se miden) y muestran el mismo diámetro (el mismo desviador en rotura); de hecho, si se descompara la presión intersticial en el momento de la rotura de cada probeta, se obtendría un solo círculo en tensiones efectivas, el mismo para las tres muestras, que sería tangente a la envolvente de rotura definida por los parámetros efectivos (c' , ϕ') del suelo ensayado.

Como se aprecia, los círculos en tensiones totales tienen como tangente común una línea horizontal. La intersección de esta línea con el eje de ordenadas se denomina «resistencia al corte sin drenaje» S_u . Evidentemente S_u coincide con el radio de los círculos, tanto en tensiones totales como en efectivas, y por lo tanto representa la máxima tensión tangencial movili-

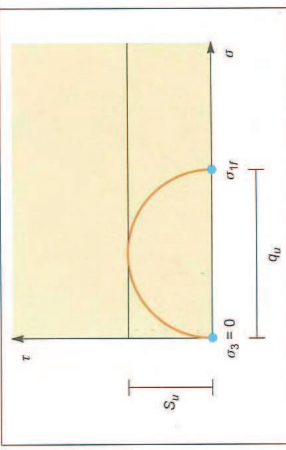


Figura 2.56 Círculo de Mohr en tensiones totales de un ensayo de resistencia a la compresión simple.

Clasificación de las arcillas en función de su resistencia

Consistencia de la arcilla	Resistencia a la compresión simple (kPa)
Muy blanda	< 25
Blanda	25-50
Medianamente firme	50-100
Firme	100-200
Muy firme	200-400
Dura	> 400

CUADRO 2.8

El ensayo de compresión simple

Este ensayo consiste en colocar una probeta de suelo cilíndrica o prismática en una prensa ordinaria y someterla a compresión, sin ningún confinamiento lateral, es decir con $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$. Sólo puede llevarse a cabo sobre arcillas, limos o suelos predominantemente cohesivos, dado que de otro modo, en ausencia de confinamiento lateral la probeta podría desmoronarse sola.

El ensayo es muy rápido, y aunque la probeta esté en contacto directo con el aire, por la rapidez con que se alcanza la rotura y por la impermeabilidad de los suelos ensayados con este procedimiento, se puede suponer que no se produce disipación de las presiones intersticiales generadas en el interior de la muestra.

En la Figura 2.56 se muestra el círculo de Mohr en tensiones totales que se obtiene en un ensayo de este tipo. La tensión total menor σ_3 es nula, y la resistencia a la compresión simple (denominada habitualmente q_u), es el desviador de tensiones ($\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_1 = q_u$). El radio del círculo de Mohr será la resistencia al corte sin drenaje, S_u .

En este ensayo se mide el incremento de tensión total vertical $\Delta\sigma_1$ y la deformación axial ϵ_v , siendo habitual representar la curva tensión-deformación correspondiente. En función de la resistencia a la compresión simple las arcillas pueden clasificarse según el Cuadro 2.8.

Influencia de la mineralogía y la fábrica en las propiedades geotécnicas de los suelos

Los suelos están formados por partículas sólidas, fluidos, gases y espacios vacíos, pudiéndose clasificar en función del tamaño de las partículas en dos tipos, como se ha definido en el Apartado 2.2:

- **Suelos de grano grueso o granulares** (con tamaño de grano predominante superior a 0,075 mm), formados principalmente por cuarzo, feldespato y calcita; y sulfatos, sales y vidrios volcánicos, con menos frecuencia.
- **Suelos de grano fino o suelos finos** (con un porcentaje superior al 50 % de tamaño igual o inferior a 0,075 mm), formados principalmente por

limos y minerales de arcilla, como caolinitas, illitas, esmectitas y materia orgánica, entre otros.

Ambos tipos de suelo se diferencian a partir del análisis granulométrico. Las partículas de los suelos granulares suelen comportarse de forma estable y resistente (Figura 2.57), mientras que los suelos finos forman estructuras laminares, de comportamiento muy variable, siendo geotécnicamente inestables. Los suelos granulares no son plásticos y la resistencia depende básicamente del ángulo de rozamiento interno, que a su vez está condicionado por la forma, tamaño y grado de empaquetamiento de las partículas sólidas, conside-

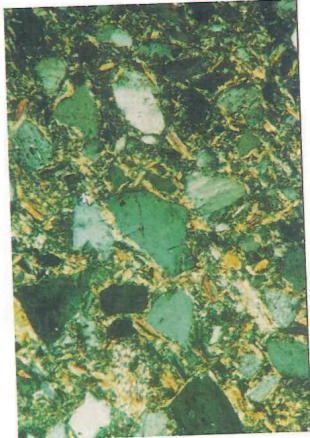


Figura 2.57 Estructura de suelos granulares de las arcosas de S. Leguey).

rándose a estos suelos como **friccionales**; los suelos finos son plásticos, y la resistencia depende tanto del rozamiento interno entre las partículas sólidas, como de las fuerzas de cohesión existentes entre las mismas, por lo que también se los denomina **suelos cohesivos**.

Factores geológicos condicionantes de las propiedades geotécnicas de los suelos

Factores geológicos	Características principales
Tipo de suelo	— Suelos residuales y roca madre. — Suelos transportados y medio de transporte.
Ambiente de formación	— Granulometría y porosidad. — Contenido en humedad. — Geoquímica del agua intersticial. — Presión de confinamiento y temperatura.
Composición mineralógica	— % minerales de arcilla. — Fórmula estructural. — Superficie específica, carga eléctrica e intercambio iónico. — Composición del agua intersticial.
Fábrica del suelo y transformaciones post-sedimentarias	— Estructura y microfábrica de suelo. — Discontinuidades. — Meteorización. — Cambios diagenéticos. — Consolidación y carga de sedimentos.

Otras propiedades como la densidad, porosidad, cambios de volumen, compresibilidad, etc., dependen igualmente de los factores geológicos que se enumeran en el Cuadro 2.9.

Minerales de arcilla de interés geotécnico

Los minerales de arcilla son silicatos hidratados de aluminio. Se clasifican dentro del grupo de los filosilicatos, caracterizados por su estructura en capas. Existe una amplia gama de familias de minerales con propiedades físicas y químicas muy diversas, aunque la mayoría tienen en común hábitos como morfologías aplandadas y exfoliación perfecta entre láminas, como consecuencia de su estructura en capas.

El tamaño de los cristales es muy pequeño, inferior a 2 µm; son los minerales más abundantes en la superficie de la Tierra, formando parte de los suelos y de las rocas sedimentarias de grano fino.

La estructura de estos minerales está constituida por dos tipos de capas unidas entre sí por oxígenos comunes, una formada por tetraedros que se enlazan con los tres oxígenos de los vértices basales, que tiene un espesor de 3 Å, y otra formada por octaedros unidos entre sí por aristas comunes, cuyo espesor es de 4 Å. El centro de los tetraedros está ocupado por Si⁴⁺ sustituidos frecuentemente por Al³⁺ y esporádicamente por Fe³⁺. El centro de los octaedros está ocupado normalmente por Al³⁺, Mg²⁺ y Fe²⁺, a veces por Fe³⁺, Li⁺ y otros elementos de transición. Para mantener la neutralidad eléctrica el Al³⁺ ocupa dos tercios de las posiciones octaédricas, mientras que el Mg²⁺ ocupa la totalidad, diferenciándose minerales dioctaédricos si contienen aluminio o trioctaédricos si contienen magnesio.

Los minerales de arcilla se diferencian en varios tipos en función del número de capas fundamentales de su estructura, distinguiéndose a su vez varias especies en algunos grupos de acuerdo con el grado de ordenamiento y tipo de las sustituciones isomórficas.

TIPO 1.1

Grupo del Caolín. Tienen una composición $Al_2Si_2O_{10}(OH)_2$, con una capa tetraédrica ocupada por Si^{4+} y una octaédrica ocupada por Al^{3+} con un espesor de 7 Å; se trata por lo tanto de minerales dioctaédricos que apenas presentan sustituciones isomórficas, aunque se diferencian varias especies en función del grado de desorden en el aplamiento de las capas (Figuras 2.58 y 2.59). La **caolinita** cuando está bien ordenada aparece formando columnas pseudo hexagonales. La **halloysita** pertenece a este grupo; muestra un alto grado de desorden, encontrándose una varie-

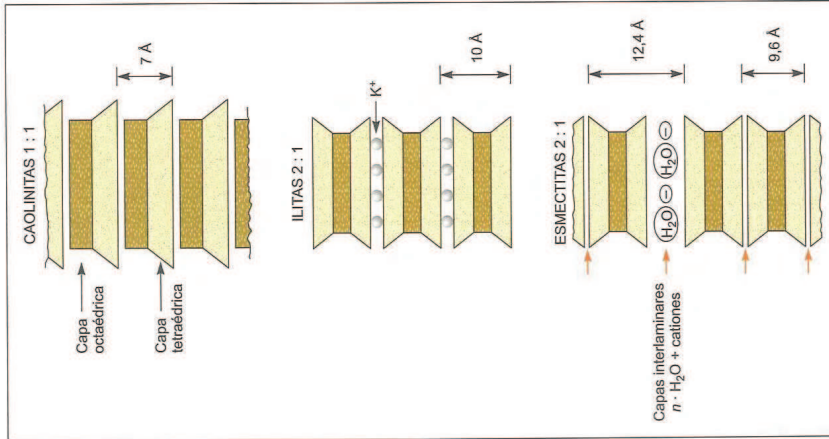


Figura 2.58 Estructuras de las caolinitas, ilitas y esmeclitas.

dad a 7 Å y otra a 10 Å. Esta última incorpora una capa de agua de 2.9 Å entre dos capas tetraédricas-octaédricas de 7 Å. La capa de agua se pierde irreversiblemente a 60°, reduciéndose el espaciado a 7 Å. La halloysita presenta frecuentemente morfologías tubulares, y en otros casos formas irregulares o globulares (Figura 2.60).

TIPO 2.1

Tienen una estructura formada por dos capas tetraédricas y una capa octaédrica intercalada, formando un «sándwich» con un espaciado basal de 9.5 Å.

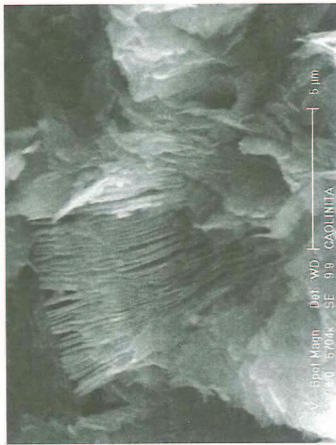


Figura 2.59 Caolinita al microscopio electrónico (cortesía de S. Leguey).



Figura 2.60 Halloysita al microscopio electrónico (foto L. González de Vallejo).

Grupo de la Ilita. Tiene un espaciado basal de 10 Å (Figuras 2.58 y 2.61) con una carga laminar comprendida entre 0.9-0.7, mostrando muchas similitudes con las micas, especialmente con la moscovita. La composición es muy variada, hasta el punto de ponerse en duda su existencia como mineral en rocas sedimentarias, habiéndose de minerales ícticos. Sin embargo, se mantiene el nombre por sus implicaciones en los interstratificados con las esmeclitas. Una fórmula media simplificada tendría la siguiente composición:



Las partículas detriticas tienen morfologías densas planares, aunque se han descrito ilitas fibrosas de origen diagenético en areniscas.

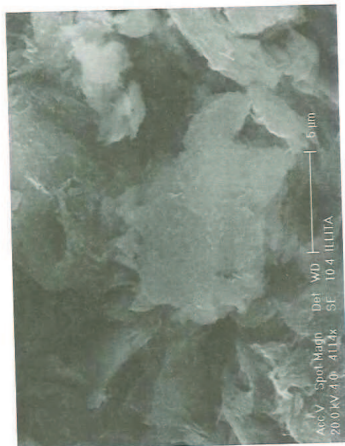


Figura 2.61 Ilita al microscopio electrónico (foto S. Leguay).

Grupo de las Esmeclitas. Tienen una composición $Al_2Si_4O_{10}(OH)_2$ con dos capas tetraédricas ocupadas por Si^{4+} y una octaédrica ocupada por Al^{3+} . Se caracterizan por tener una carga laminar comprendida entre 0.6 y 0.3; así como la presencia de cationes débilmente hidratados, lo que favorece la penetración de moléculas de agua.

Entre las esmeclitas dioctáedricas la **montmorillonita** es el mineral más frecuente; la carga laminar es octaédrica como se deduce de la fórmula estructural ideal: $Na_{0.33}(Al_{1.67}Mg_{0.33})Si_4O_{10}(OH)_2$. Destaca en las esmeclitas la propiedad de incorporar agua de hidratación desde 0 al 100% de humedad. Los cationes interlaminares quedan rodeados de moléculas de agua incrementando el espaciado basal. La Na-esmeclita, tiene un espaciado basal de 9.6 Å y pasa a ≈ 12.4 Å, 15.2 Å y 18 Å, cuando incorpora 1, 2 y 3 moléculas de agua, respectivamente. Durante la expansión de la esmeclita el catión interlaminares puede ser reemplazado por otro catión (Figuras 2.58 y 2.62).

IDENTIFICACIÓN DE MINERALES DE ARCILLA

Los métodos más utilizados son la difracción de Rayos X, el análisis térmico diferencial y la microscopía electrónica, cuya descripción se puede consultar en Grim (1962).

Propiedades físico-químicas

Las propiedades físico-químicas de los minerales de arcilla se relacionan con los procesos de intercambio en la región interlaminares, y con el tamaño de los cristales y agregados de las partículas arcillosas. Los procesos de adsorción e intercambio de cationes son los causantes de la hidratación e hinchamiento del es-

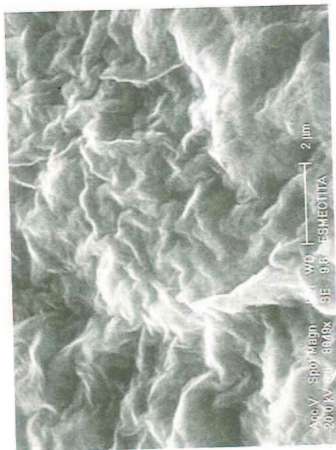


Figura 2.62 Esmeclita al microscopio electrónico (cortesía de S. Leguay).

pacio basal, y dependen de la capacidad de intercambio catiónico, que se expresa en centimoles de carga (+) por kilo.

El **tamaño** de las partículas arcillosas es muy pequeño y oscila entre decenas de Å y algunas μm , dando lugar a una elevada superficie específica, donde se producen interacciones electrostáticas en función del pH, de los cationes de cambio y de la salinidad del medio.

La **superficie específica** (área de la superficie por unidad de masa) se expresa en m^2/g , diferenciándose una superficie externa donde se producen las interacciones relacionadas con las cargas superficiales y con los bordes rotos de las partículas, y la superficie interna donde tienen lugar los intercambios interlaminares.

La **carga eléctrica** que poseen los minerales de arcilla es una de las propiedades más importantes que intervienen en la interacción entre las arcillas. El origen de esta carga se debe a tres factores relacionados con la estructura y formación de los minerales:

- Defecto de carga en la superficie de las arcillas producida por sustitución isomórfica.
- Absorción de aniones o cationes debida a las imperfecciones en la superficie del cristal, especialmente en los bordes de las arcillas.
- Ionización de la superficie, principalmente en hidroxilos ($Al-OH$ o $Mg-OH$), que actúan como electrodos reversibles de H^+ u OH^- en los bordes de los cristales. La carga eléctrica negativa es la que determina la forma de la interacción entre las láminas de arcilla y su capacidad de absorción catiónica.

Existen numerosas especies de minerales de arcilla como consecuencia de las variaciones de composición producidas por sustituciones isomórficas, que tienen

lugar en la capa tetraédrica, donde el Si^{4+} es sustituido por el Al^{3+} , y en la capa octaédrica, donde el Al^{3+} a su vez, es reemplazado por el Mg^{2+} y el Fe^{2+} .

Para compensar el exceso de carga negativa y mantener la neutralidad de la estructura se incorporan cationes monovalentes (Na^+ y K^+) y divalentes (Ca^{2+} y Mg^{2+}), que se sitúan en una nueva capa denominada **laminar**, incrementando el espaciado basal. El valor de la **carga laminar** permite distinguir varios grupos de minerales, que se diferencian fundamentalmente por el tipo y las características del catión o cationes interlaminares y su incorporación en forma anhidra o hidratada. La carga laminar en el grupo de las micas es aproximadamente 1, descendiendo a 0.8 en el grupo de la illita y alcanza valores inferiores a 0.6 para el grupo de las esmeclitas.

Los minerales de arcilla tienden a reemplazar al Si o al Al por otros elementos dentro de su red cristalina. Esta propiedad conocida como **sustitución isomórfica** se produce cuando un ion, perteneciente a la lámina de arcilla, es sustituido por otro ion de igual tamaño pero con valencia inferior (normalmente Al^{3+} por Si^{4+} , Mg^{2+} por Fe^{3+}) produciéndose un defecto de carga en la superficie de dicha lámina, y una ligera deformación en la red, al no tener los iones idéntico tamaño. Esta sustitución conduce a un aumento de carga negativa en la superficie de la arcilla. Para compensar dicho defecto de carga, así como para conservar la neutralidad eléctrica y satisfacer los enlaces rotos en los bordes de los cristales, las arcillas atraen cationes y aniones de cambio, colocándolos en sus superficies y, en algunos casos, en su celidita unidad. La suma de todos los cationes de cambio que un mineral puede absorber se denomina **capacidad de cambio catiónico** o de intercambio iónico. La máxima cantidad de cationes de intercambio para cada tipo de arcillas es constante y se expresa en mili-equivalentes por 100 gramos de arcilla seca a $110^\circ C$ ($= cmol(+) Kg^{-1}$).

En el Cuadro 2.10 se muestran los valores medios de estas propiedades para los principales minerales de la arcilla.

Propiedades geotécnicas y composición mineralógica

Las arcillas son materiales geotécnicamente problemáticos al depender su comportamiento de la composición mineralógica y de las condiciones geotécnicas y ambientales del medio. Estos factores con frecuencia sufren alteraciones, por ejemplo si se modifica la composición química de las aguas pueden tener lugar reacciones dentro de la estructura mineral y cambios

Propiedades físico-químicas de los minerales de la arcilla

CUADRO 2.10

Mineral	Capacidad de cambio catiónico meq/100 g	Superficie específica (m^2/g)		
		Externa	Interna	Total
Esmeclita	80-150	50	750	800
Illita	10-40	25	2	27
Caolinita	1-10	15	0	15

en las propiedades geotécnicas de los suelos. La composición mineralógica de las arcillas es el factor que mayor influencia ejerce sobre las propiedades geotécnicas, como la plasticidad, resistencia, compresibilidad, cambio de volumen, etc.

La cantidad de agua adsorbida por los minerales de la arcilla depende de la capacidad de cambio catiónico y de la superficie específica. Las moléculas de agua se unen a la superficie de las partículas por enlaces dipolares que favorecen la agrupación de las partículas rodeándolas de una película de agua. La debilidad de los enlaces dipolares permite el desplazamiento de las partículas cuando se aplica una presión. En la Figura 2.63 se muestra la posición de distintos tipos de arcillas en la carta de plasticidad de Casagrande. Las plasticidades más bajas corresponden a las caolinitas y las más altas a las esmeclitas, siendo las montmorillonitas sódicas las más elevadas dentro de este grupo.

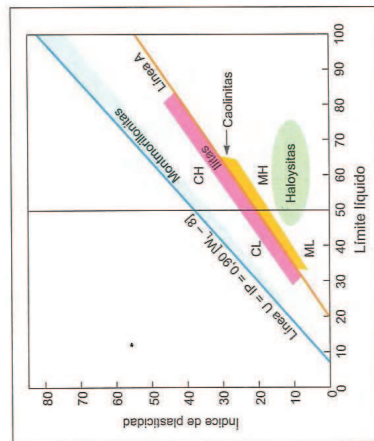


Figura 2.63 Influencia de la composición mineralógica en la plasticidad (Day, 1999).

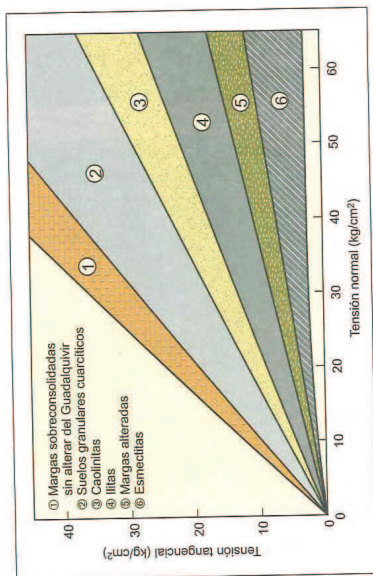


Figura 2.64 Influencia de la mineralogía en la resistencia (Tsigé, 1999).

La actividad se define como la relación entre el índice de plasticidad y la fracción de arcilla y es un indicador de la composición mineralógica de las arcillas. Las arcillas se clasifican según su actividad en:

- Activas: con un índice de actividad superior a 1,25.
- Normales: con una actividad comprendida entre 1,25 y 0,75.
- Inactivas: con una actividad inferior a 0,75.

En la resistencia de los suelos arcillosos influye tanto el contenido en arcilla, como el tipo de mineral predominante. La resistencia al corte disminuye a medida que aumenta el contenido en arcilla, como se muestra en la Figura 2.64.

La capacidad de adsorción de agua en los bordes laminares y zonas interlaminares da lugar a los **cambios de volumen** en las arcillas. En la Figura 2.65 se indican las tendencias más características para algunos minerales representativos.

La **expansividad** en los minerales de arcilla por adsorción de agua se debe a los siguientes factores: adsorción en superficie de moléculas de agua, hidratación de los cationes de cambio (expansión intracristalina), expansión osmótica, carga interlaminar de las montmorillonitas sódicas y presión en los bordes de las esmeclitas magnésicas (saponitas).

La composición mineralógica también influye en el grado de **compresibilidad** de las arcillas. En la Figura 2.66 se indican las tendencias más significativas, siendo las más compresibles las esmeclitas y las menos las caolinitas.

Los suelos en su estado natural se presentan formando mezclas, tanto en su composición mineralógica como en su granulometría, siendo raro encontrar sue-

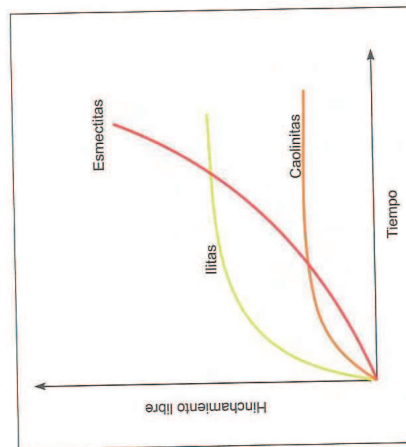


Figura 2.65 Cambio de volumen en función de la composición mineralógica.

los de una misma composición. Estas circunstancias determinan la complejidad de su comportamiento. Sin embargo, la influencia de la mineralogía sobre las propiedades es tan acusada que, incluso pequeños porcentajes de ciertos minerales, como las esmeclitas (a partir de un 10 %), pueden influir significativamente en sus propiedades.

Microfábrica de los suelos arcillosos

Otro de los factores influyentes en las propiedades geotécnicas es la fábrica del suelo. Se denomina fá-

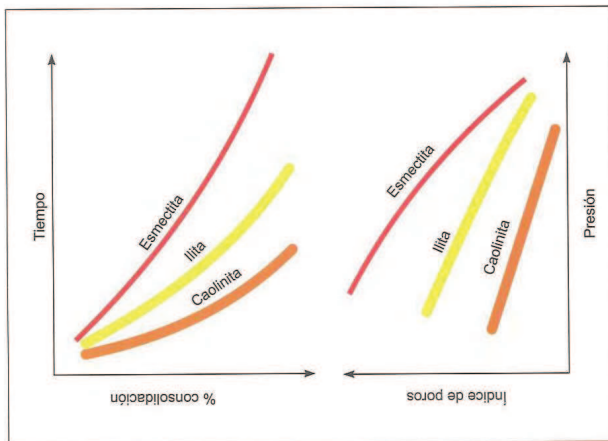


Figura 2.66 Influencia de la composición mineralógica en la compresibilidad.

brica o microfábrica de un suelo al ordenamiento o disposición espacial de las partículas, al grupo de partículas, sus poros, discontinuidades y demás elementos presentes en el suelo. La fábrica está directamente relacionada con el grado de orientación de los elementos del suelo, su porosidad y densidad, y condiciona otras propiedades de gran importancia en ingeniería geológica como la resistencia, la compresibilidad y la permeabilidad. El **estudio de la microfábrica** se realiza habitualmente mediante el microscopio electrónico de barrido y de transmisión.

Mientras que la distribución espacial de las partículas que constituyen la denominada fracción gruesa de los suelos depende básicamente de la forma, tamaño y grado de empacamiento de las partículas, en las fracciones finas, la microfábrica depende de las propiedades físico-químicas, sobre todo del grado de interacción entre los cristales de arcilla. Dicha interacción tiene lugar mediante las fuerzas de atracción y de repulsión. Las de atracción se deben a las fuerzas de enlace de Van der Waals, y las de repulsión a las cargas negativas presentes en la superficie de las arcillas y en la capa doble difusa.

La carga eléctrica en la superficie de las arcillas varía en función de los distintos parámetros del sistema (pH, grado de sustitución isomórfica, concentración de sales disueltas, temperatura, etc.), por lo que en determinadas condiciones los bordes de las partículas pueden adquirir tanto cargas negativas como positivas con un grado de interacción variable.

En función de las condiciones de suspensión, especialmente la concentración de electrolitos, los minerales de arcilla pueden adoptar las siguientes formas de asociaciones elementales: «cara-cara», «cara-borde» (cara con carga negativa y borde con carga positiva), y «borde-borde» en caso de que existan bordes con carga positiva y negativa (Figura 2.67).

En suspensiones con altas concentraciones de electrolitos, donde el pH es relativamente alto (> 8,2), predominan las interacciones borde-cara, ya que se mantiene la carga positiva de los bordes y la carga negativa en la superficie de las arcillas. En estas condiciones de alta concentración de iones, las fuerzas eléctricas netas entre las partículas adyacentes son predominantemente atractivas, produciéndose el fenómeno de la **floculación**. Esta asociación consiste en una estructura abierta y voluminosa con grandes poros, típica de suelos marinos y lagos salobres (Figura 2.68).

Por el contrario, cuando la concentración de electrolitos es baja, los minerales de arcilla tienden a curvarse negativamente, tanto en su superficie como en su borde. En este caso aumenta la doble capa difusa y, por tanto, predominan las fuerzas eléctricas de repulsión entre las partículas adyacentes, produciéndose el fenómeno de la **dispersión** (Figura 2.69). El resultado es una estructura densa y alargada, en donde las capas de arcilla no están en contacto debido al predominio de las fuerzas repulsivas. La estructura dispersa es característica de los sedimentos lacustres de agua dulce y de los depósitos fluviales.

Entre estos dos tipos de estructuras (floculadas y dispersas), existen múltiples formas de organización espacial de partículas, debido a que en la interacción intervienen diversos factores condicionantes, como la composición mineralógica y química, el tamaño de las partículas, la concentración de sólidos y sales disueltas, la turbulencia del agua, la actividad biológica, la temperatura, la velocidad de sedimentación, etc. Como consecuencia, no sólo existen dos estructuras elementales (floculadas y dispersas), sino una variedad más amplia y compleja de ordenamientos y asociaciones, que dan lugar a los distintos tipos de microfábrica presentes en los suelos naturales.

En función del tipo de asociación elemental de partículas, y de los distintos factores ambientales que intervienen en el sedimentación, los suelos arcillosos presentan múltiples tipologías de microfábrica, algunas de las más características son las siguientes:

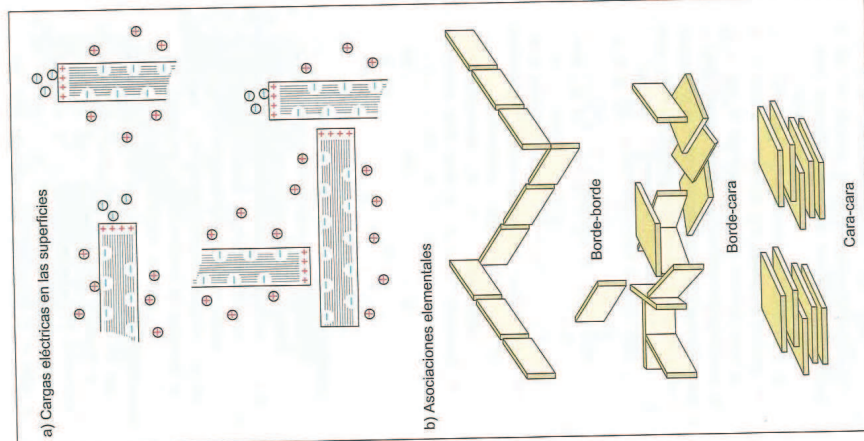


Figura 2.67 Cargas eléctricas en las arcillas y sus asociaciones elementales.

- **Turbostrática o regular:** matriz arcillosa continua y compacta; estructura muy densa, sin orientación preferente; característica de sedimentos marinos sobreconsolidados (Figura 2.70).
- **Laminar u orientada:** matriz homogénea formada por láminas de arcillas orientadas según una dirección preferente; estructuras compactas y anisótropas (Figura 2.71).
- **Panel de abeja:** estructuras abiertas formadas por floculos de partículas de arcilla unidas entre sí por fuerzas de adherencia. Presenta gran can-

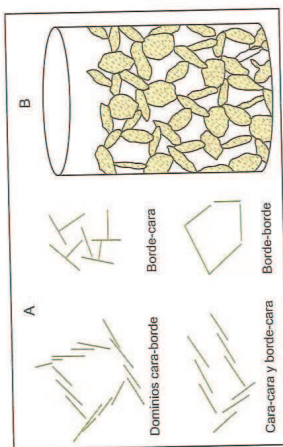


Figura 2.68 Estructuras de floculación en arcillas. A) Formas de floculación. B) Estructura floculada en medio acuoso.

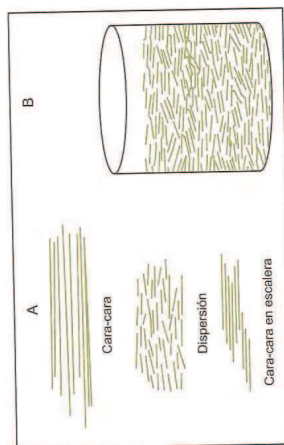


Figura 2.69 Estructuras de dispersión en arcillas. A) Formas de dispersión. B) Estructura dispersa en medio acuoso.

tividad de poros intercomunicados y es característica de medios salinos y suelos susceptibles (Figura 2.72).

- **Esquelético:** organización metaestable de fragmentos y agregados de arcilla unidos mediante conectores de larga distancia; abundan los poros y conectores; característica de suelos meta-teorizados y colapsables (Figura 2.73).
- **Oolítica o nodular:** constituida por nódulos o agregados esféricos, que pueden formar un empaquetamiento denso; característica de medios continentales ricos en óxidos de Fe (Figura 2.74).

Además de las partículas sólidas, también están presentes en la microfábrica **otros elementos** como los poros, discontinuidades, microfisuras, superficies de despegue, conectores y agentes cementantes.

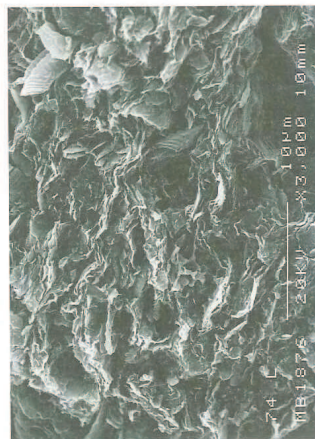


Figura 2.70 Microfábrica turbostrática. Margas azules del Guadalupe (foto M. Tsige).

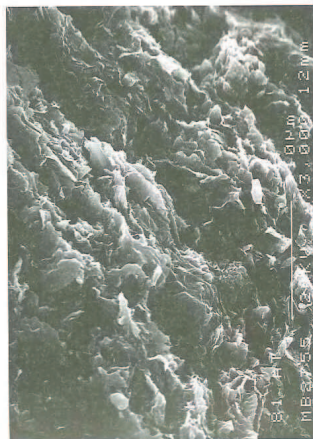


Figura 2.71 Microfábrica laminar. Margas azules del Guadalupe (foto M. Tsige).

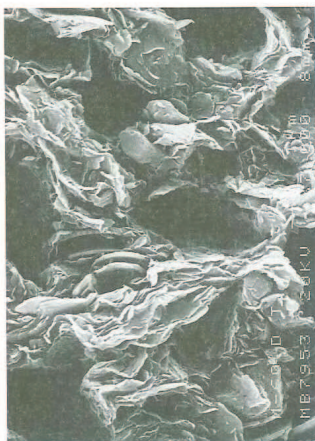


Figura 2.72 Microfábrica en «panel de abeja» (foto M. Tsige).

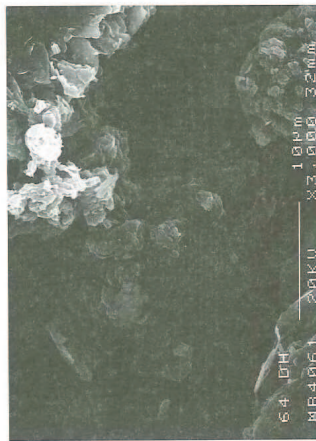


Figura 2.73 Microfábrica esquelética (foto M. Tsige).

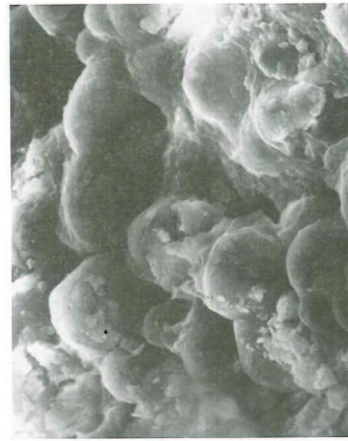


Figura 2.74 Microfábrica oolítica. Arcillas volcánicas de La Laguna, Tenerife (foto L. González de Vallejo).

Propiedades geotécnicas y microfábrica

Las propiedades geotécnicas del suelo están relacionadas con su estructura o microfábrica, resultado de los distintos procesos geológicos y ambientales que han actuado a lo largo de su historia geológica. Propiedades como la porosidad y la anisotropía tienen su origen en la orientación y reordenamiento de las partículas (Figura 2.75). Otras relaciones entre la fábrica y propiedades geotécnicas se presentan en el Cuadro 2.11.

La colapsabilidad y la susceptibilidad guardan una estrecha relación con el estado de floculación, con estructuras muy abiertas, propias de sedimentos salinos y suelos residuales. La **colapsabilidad** se refiere a la

sin drenaje (S_v) de un suelo arcilloso en estado inalterado y en estado remoldado:

$$Sr = S_v (\text{inalterado}) / S_v (\text{remoldado})$$

En función de esta relación los suelos arcillosos se clasifican en:

- No susceptibles: $Sr \approx 1$
- Algo susceptibles: $Sr = 1 - 2$
- Moderadamente susceptibles: $Sr = 2 - 4$
- Muy susceptibles: $Sr = 4 - 8$
- Arcillas rápidas: $Sr > 8$

Los suelos susceptibles tienen fábricas abiertas e inestables. El ejemplo más característico son las **arcillas rápidas**, cuya resistencia se pierde por lixiviación del cemento intergranular existente, al entrar en contacto con agua dulce. También en algunos suelos residuales se puede dar este fenómeno.

Por otro lado, la presencia de **microfisuras y discontinuidades** constituye superficies de muy baja resistencia, frecuentes en arcillas sobreconsolidadas y en fábricas de tipo laminar y turbostrática. Los **agentes cementantes** intergranulares (carbonatos, sulfatos, etc.), pueden influir en las propiedades resistentes, aumentando considerablemente la cohesión. La microfábrica también puede sufrir modificaciones tanto naturales como antrópicas, por ejemplo el cambio en la composición química del agua, las cargas externas, el remoldeo y la compactación, etc., aspectos que deben ser tenidos en cuenta.

Resumen

A partir de la composición mineralógica y la microfábrica es posible explicar e interpretar las principales propiedades de los suelos arcillosos. La variedad de factores que intervienen en la formación de estos suelos determina su complejidad geotécnica. Además de la composición y fábrica, hay otra serie de factores geológicos y antrópicos de importancia. Sin embargo, la mayoría de las propiedades asociadas a los suelos considerados como desfavorables geotécnicamente tiene su origen en la mineralogía y en la fábrica.

Otro factor a tener en cuenta en los suelos arcillosos es su carácter inestable en el tiempo. Las posibles modificaciones en el medio, tanto naturales como antrópicas, producen cambios importantes en la estructura de las arcillas y en su fábrica, que modifican la resistencia, deformabilidad y expansividad, entre otras propiedades.

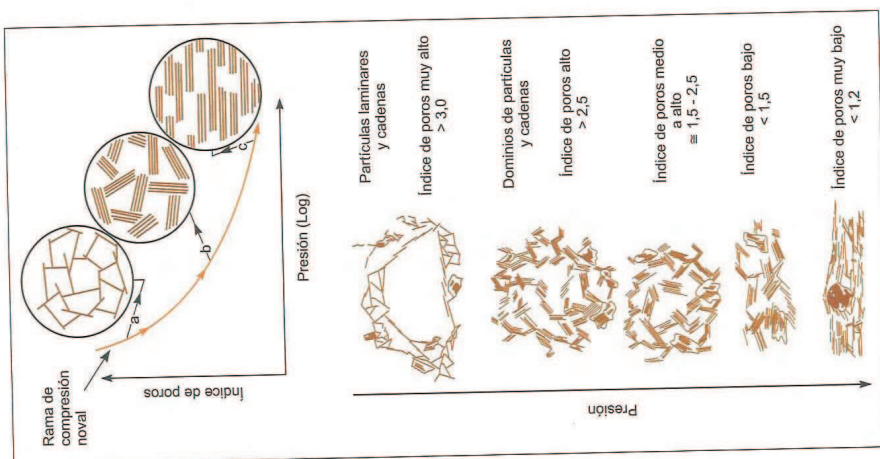


Figura 2.75 Reordenamiento de partículas e índice de poros en función de la presión de consolidación (Bennett y Hulbert, 1986).

disminución brusca de volumen en un suelo al inundarse, siendo el ejemplo más característico los **loess**. La **susceptibilidad**, Sr (*sensitivity*), indica la pérdida de resistencia de un suelo al sufrir remoldeo, y se define como la relación entre la resistencia al corte

Microfábrica de arcillas y propiedades geotécnicas

CUADRO 2.11

Tipo de fábrica	Porosidad	Resistencia	Colapsibilidad	Susceptibilidad	Implicaciones geotécnicas
Turbostrática o regular	Baja	Muy alta	No	No	— Característica de arcillas sobreconsolidadas. — Planos de discontinuidad en profundidad.
Laminar u orientada	Muy baja	Dependiente de la orientación	No	No	— Planos de rotura según orientaciones preferentes. — Presencia de discontinuidades profundas.
Panel de abeja	Alta	Alta en estado inalterado. Muy baja en estado remoldado	Posible	Muy alta	— Suelos inestables con formación de deslizamientos tipo flujo. — Arcillas rápidas.
Esqueletal	Muy alta	Baja	Posible	Alta	— Suelos meteorizados y residuales. — Rápida alteración en taludes. — Suelos inestables.
Oolítica o nodular	Baja	Alta	Baja	Alta	— Anomalías en los resultados de los ensayos de identificación y en otras propiedades de los suelos tropicales.

2.8

Características geotécnicas de los sedimentos

Los depósitos sedimentarios se forman por la acción de los procesos geomorfológicos y climáticos, cuando el medio de transporte y la meteorización. Los distintos medios de sedimentación originan una serie de depósitos cuyas características geotécnicas están relacionadas con las condiciones de formación de estos sedimentos. Así, la clasificación de los materiales, granulometría, forma y tamaño, dependen del medio de transporte. Conociendo los factores geomorfológicos y climáticos, es posible prever la disposición y geometría del depósito, propiedades físicas y otros aspectos de interés en ingeniería geotécnica. Con estos objetivos se describen los siguientes tipos de depósitos, en función de sus relaciones geológico-geotécnicas más características:

- Depósitos coluviales.
- Depósitos aluviales.
- Depósitos lacustres.

Depósitos coluviales

Son materiales transportados por gravedad, la acción del hielo-deshielo y, principalmente, por el agua. Su origen es local, producto de la alteración *in situ* de las rocas y posterior transporte como derrubios de ladera o depósitos de solifluxión. Frecuentemente están asociados a masas inestables. Su composición depende de la roca de la que proceden, estando formados por

- Depósitos litorales.
- Depósitos glaciares.
- Depósitos de climas áridos y desérticos.
- Depósitos evaporíticos.
- Depósitos de climas tropicales.
- Depósitos de origen volcánico.

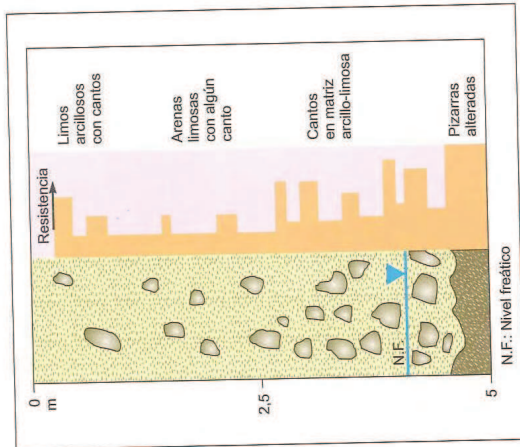


Figura 2.76 Perfil tipo de depósitos coluviales.

fragmentos angulares y heterométricos, generalmente de tamaño grueso, englobados en una matriz limo arcillosa. Su espesor suele ser escaso, aunque puede ser muy variable.

Tienen una gran importancia geotécnica cuando se trata de masas inestables. La resistencia de estos materiales es baja, sobre todo en la zona de contacto con el sustrato rocoso, y cuando se desarrollan altas presiones intersticiales como consecuencia de lluvias intensas. La identificación de estos materiales es fundamental en cualquier estudio geológico-geotécnico, y por tanto constituye una prioridad en las investigaciones *in situ*. Su presencia, a priori, puede suponer un problema geotécnico. Un esquema de columna tipo de estos depósitos se muestra en la Figura 2.76 y en la Figura 2.77.

Depósitos aluviales

Son materiales transportados y depositados por el agua. Su tamaño varía desde la arcilla hasta las gravas gruesas, cantos y bloques. Las facies más gruesas presentan bordes redondeados. Se distribuyen en forma estratiforme, con cierta clasificación, variando mucho su densidad. Están muy desarrollados en los climas templados, ocupando cauces y valles fluviales, llanuras y abanicos aluviales, terrazas y paleocauces.



Figura 2.77 Depósitos coluviales, Tenerife (foto L. González de Vallejo).

Son suelos muy anisotrópicos en su distribución, con propiedades geotécnicas altamente variables, estrechamente relacionadas con la granulometría. Su continuidad es irregular, pudiendo tener altos contenidos en materia orgánica en determinados medios. La permeabilidad depende de la granulometría. Generalmente presentan un nivel freático alto. La investigación geotécnica precisa de un elevado número de reconocimientos dada su heterogeneidad y anisotropía. Los aluviales constituyen una fuente de recursos de

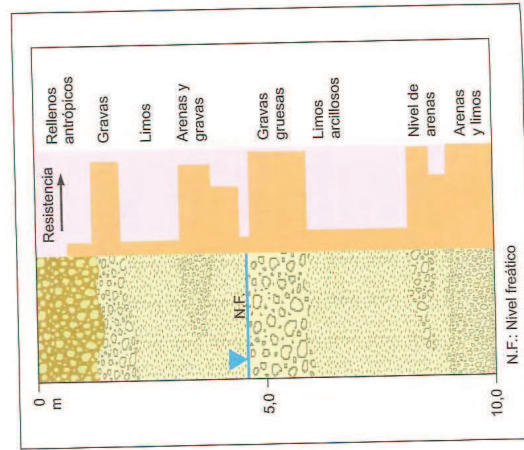


Figura 2.78 Perfil tipo de depósitos aluviales.



Figura 2.79 Depósitos de abanico aluvial, Quebrada de Puma-marca, Argentina (foto M. Ferrer).

materiales para la construcción, sobre todo como áridos. En la Figura 2.78 se muestra un esquema de estos suelos y un ejemplo en la Figura 2.79.

Depósitos lacustres

En general son sedimentos de grano fino, predominando los limos y las arcillas. El contenido en materia orgánica puede ser muy alto, sobre todo en zonas pantanosas, en las que pueden encontrarse turberas. Frecuentemente presentan estructuras laminadas en niveles muy finos. En condiciones de agua salada se forman precipitados de sales.

Los principales problemas geotécnicos están en relación con su alto contenido en materia orgánica, siendo en general suelos muy blandos. También se pueden encontrar arcillas rápidas asociadas a estos suelos. En la Figura 2.80 se incluye una columna tipo de estos suelos.

Depósitos litorales

Son materiales formados en la zona intermareal por la acción mixta de ambientes continentales y marinos, influyendo en este caso las corrientes, el oleaje y las mareas. Predominan las arenas finas y los limos, pudiendo contener abundante materia orgánica y carbonatos. Los sedimentos más finos, los fangos y la materia orgánica son característicos de las zonas de delta y estuario. En general, la consistencia de materiales es blanda a muy blanda y muy anisotrópica. Pueden presentar encastramientos, pero la característica principal es su alta compresibilidad.

Otro tipo de depósitos característicos de las zonas litorales son las dunas, con carácter inestable debido a su movilidad.

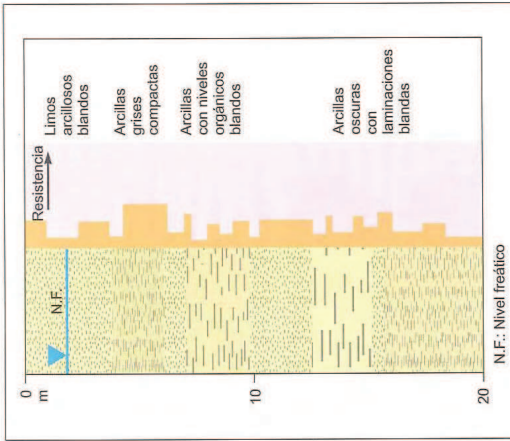


Figura 2.80 Perfil tipo de depósitos lacustres.

En la Figura 2.81 se muestra una columna litológica tipo.

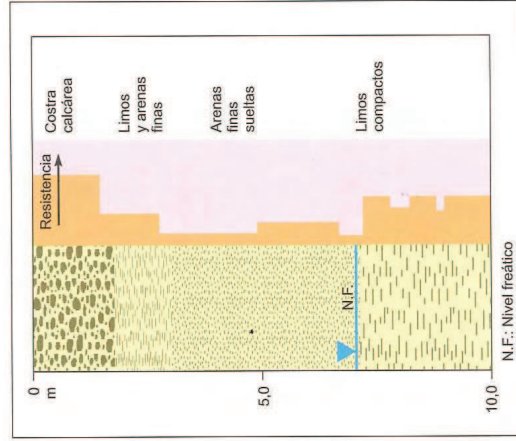


Figura 2.81 Perfil tipo de depósitos litorales.

Depósitos glaciares

Son depósitos transportados y depositados por el hielo o por el agua de deshielo. Están formados por tillitas y morrenas. Su composición es muy heterométrica y la distribución es altamente errática. Los depósitos fluvio-glaciares contienen fracciones desde gravas gruesas a arcillas; están algo estratificados y su granulometría decrece con la distancia al frente glaciar. Sin embargo, los de origen lacustre-glaciar presentan fracciones más finas, predominando las arcillas y las estructuras laminadas, típicas de las **arcillas varvas**.

La heterogeneidad y anisotropía es la característica típica de estos depósitos, pues coexisten desde las arcillas hasta las gravas gruesas y grandes bloques (Figura 2.82). Por tanto, las propiedades geotécnicas son altamente variables. Al estar la permeabilidad directamente relacionada con la granulometría, estos suelos son muy sensibles a los incrementos de presión intersticial producidos por lluvias torrenciales y por el deshielo. En estos depósitos son muy frecuentes los fenómenos de soliflucción y de inestabilidad de laderas. La investigación geotécnica es compleja, y los espesores pueden ser igualmente muy variables, siendo frecuentes las potencias elevadas. En la Figura 2.83 se muestra una columna tipo de estos suelos.



Figura 2.82 Depósitos morrénicos (foto E. J. Tarbuck).

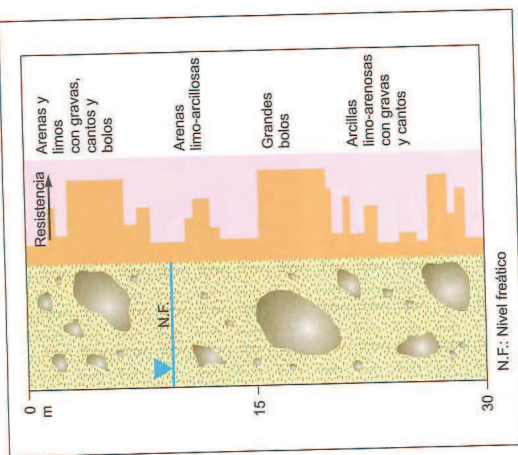


Figura 2.83 Perfil tipo de depósitos glaciares.

Depósitos de climas áridos y desérticos

Los ambientes áridos tienen una serie de implicaciones ingenieriles y medioambientales, como la desecación profunda, la acumulación de sales y la alta movilidad de los sedimentos con el viento, que condicionan las propiedades de estos suelos, entre las que destacan:

- Muy bajo contenido de humedad, dando lugar a suelos no saturados, con succiones relativamente altas.
- Bajo contenido en materia orgánica, por lo que los suelos áridos resultan pobres para fines agrícolas.
- Desarrollo de una costra rica en sales; la pérdida de humedad por evaporación en la superficie produce cementaciones por precipitación de sales.
- Muchos suelos áridos tienen un origen eólico, resultando un suelo mal graduado, con una estructura muy suelta.

Bajo el punto de vista de la ingeniería geológica los principales problemas que presentan son los siguientes:

- Expansividad en arcillas.
- Colapsos por densificación de suelos.
- Erosionabilidad muy alta.
- Ataques por sales, cloruros y sulfatos.

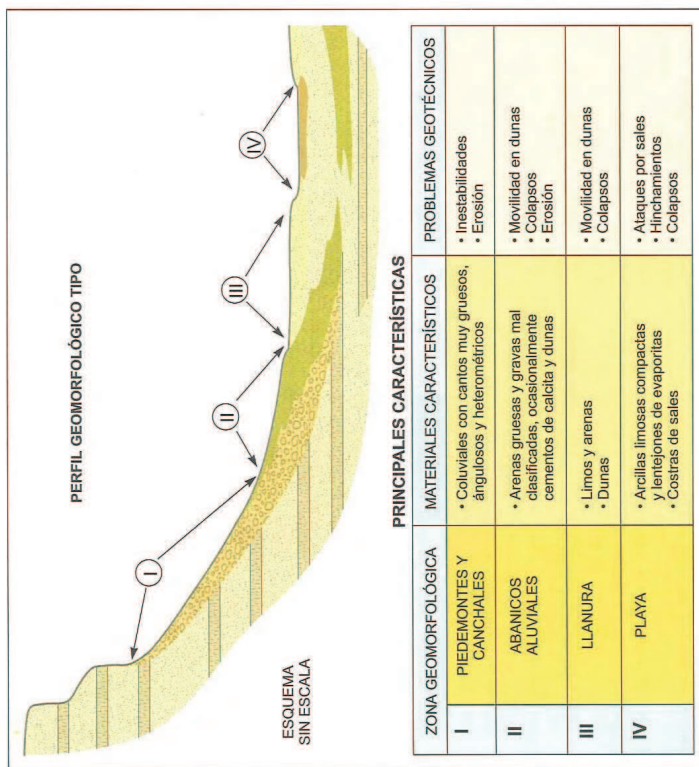


Figura 2.84 Principales características de los depósitos de climas áridos y desérticos.

- Cambios volumétricos en yesos.
- Desprendimientos y roturas en taludes de laderas con fuertes pendientes.

En la Figura 2.84 se muestran las principales características de estos suelos.

Depósitos evaporíticos

Estos depósitos están formados por la precipitación química de sales, cloruros o sulfatos, típicos de medios áridos o desérticos, lacustres, lagunares y litorales (Figura 2.85). Las características comunes a estos depósitos son las siguientes:

- Producen reacciones químicas con los hormigones, que pueden ocasionar su deterioro y destrucción.
- Son fácilmente solubles, sobre todo los cloruros.

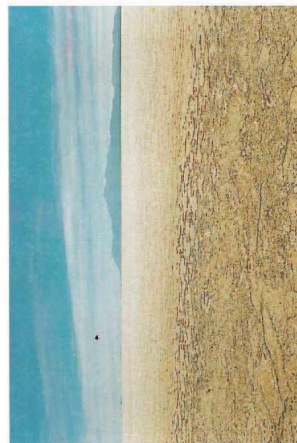


Figura 2.85 Depósitos de sal («salares») en la zona desértica de La Puna, Noroeste de Argentina (foto M. Ferrer).

- Pueden sufrir cambios de volumen, al pasar las anhidritas a yesos.
- En superficie forman costras.
- Representan un riesgo de hundimiento cuando se producen fenómenos de disolución y carsificación.

Depósitos de climas tropicales

Las condiciones climáticas en regiones tropicales con alta humedad y altas temperaturas determinan una intensa meteorización química, originando suelos residuales muy desarrollados. Su composición mineralógica, su fábrica y las condiciones geológicas del medio controlan el comportamiento geotécnico de estos suelos. Cuando se precipitan altos contenidos de hierro y aluminio se forman las **lateritas** (Figura 2.86). Si las condiciones de drenaje son deficientes pueden formarse los denominados **suelos negros**, ricos en esmectitas. Si el drenaje es alto se forman las **arcillas rojas**, ricas en haloysitas. En la Figura 2.87 se muestra una columna tipo de estos suelos.

En los suelos tropicales son frecuentes los **encostramientos**, con mejores propiedades geotécnicas en superficie que en profundidad. Tienden a formar agregaciones de partículas de arcilla de tamaño limo y arena, dando resultados en los análisis granulométricos y de plasticidad que no corresponden a su naturaleza arcillosa; son altamente sensibles a la desecación. Los tipos de suelos más representativos son los siguientes:

- Zonas de ladera y de montaña: formación de **suelos rojos**. Suelos ricos en haloysitas en con-



Figura 2.86 Suelos tropicales (latosoles volcánicos) afectados por un deslizamiento. Isla de Hainan, China (cortesia de A. Pérez González).

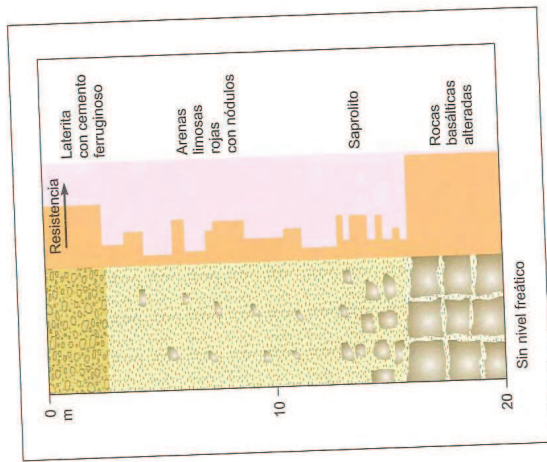


Figura 2.87 Perfil tipo de depósitos de climas tropicales.

diciones de buen drenaje. Cambios de propiedades geotécnicas con la desecación y la agregación de partículas.

- En zonas bajas y llanuras: formación de **suelos negros**. Predominio de las esmectitas. Problemas de expansividad y mal drenaje.
- **Suelos encostrados**. Presentan un buen comportamiento geotécnico. En función del tipo de mineral predominante se forman lateritas (Al), feritritas (Fe), silicritas (Si) o calcritas (Ca).

Depósitos de origen volcánico

Los suelos volcánicos pueden ser residuales por alteración de los materiales infrayacentes, resultando depósitos limo-arenosos y arcillas, y transportados como productos de las emisiones volcánicas dando acumulaciones de proclastos, de tipo lacustre o aluvial cuando son transportados por el agua.

Los minerales procedentes de las rocas volcánicas son altamente inestables frente a la meteorización, transformándose rápidamente en productos de alteración y arcillas, abundando las haloysitas, las alofanas (de estructura amorfa) y las esmectitas. El predominio de alguno de estos minerales depende de las condiciones de drenaje y geoquímica del medio. Las arcillas

volcánicas tienden a formar fábricas oolíticas y agregaciones de arcilla (Figura 2.74), dando granulometrías y plasticidades correspondientes a suelos de mayor tamaño. Los suelos esmectíficos son expansivos, con altas plasticidades. Los suelos residuales pueden ser muy susceptibles, comportándose de forma muy inestable frente a rápidos aumentos de la presión intersticial, o cargas cíclicas por terremotos, en cuyo caso se pueden producir deslizamientos y flujos de tierras.

Otro grupo importante de suelos volcánicos lo forman los depósitos de proclastos. Están formados por partículas de tamaños variables, desde cenizas (< 2 mm) hasta lapillis (2-64 mm), o fragmentos de mayor tamaño. Se acumulan, en capas estratiformes, según sea la dirección del viento, o dirección de la nube de cenizas o colada de proclastos. Forman estructuras esponjosas de muy baja densidad y alta porosidad. Cuando las cenizas se consolidan o cementan, forman tobas blandas, muy alterables y colapsables frente a cargas relativamente bajas. Si los proclastos están aún fundidos en el momento de su sedimentación, se aglomeran formando una toba compacta.

En Canarias son frecuentes las capas de lapillis y cenizas, asociadas a conos de cinder, con buzamientos variables y de apariencia estratiforme (Figura 2.88). Tienen muy baja densidad y son potencialmente colapsables. Si durante la deposición y enfriamiento se desarrollan fuertes uniones entre sus partículas por



Figura 2.88 Depósitos piroclásticos, Tenerife (foto F. González de Vallejo).

solidamiento o compactación de los productos vítreos, su resistencia aumenta dando elevados ángulos de rozamiento interno y cohesiones aparentes altas. Cuando una colada de lava, aún incandescente, cubre a uno de estos depósitos piroclásticos, o bien a suelos residuales, se produce la rubefacción de su superficie, originando un suelo rojo compacto, denominado **almagre**. En la Figura 2.89 se muestran perfiles de meteorización de suelos residuales volcánicos de Tenerife.

En las regiones volcánicas se pueden formar **depósitos lacustres**, en cuya composición abundan las es-

SUELOS RESIDUALES SOBRE BASALTOS						
CL	DESCRIPCIÓN	E m	R Ω m	SPT RQD	GM	
	Arcillas limosas rojas o marrones	0.5-2	10-40	SPT 40-50	VI	
	Limos arenosos marrones	0-1				
	Gravas basálticas en matriz arcillosa	0-2	40-150	SPT Re	V	
	Escorias basálticas	0-1	60-500	RQD < 20	IV	
	Basaltos muy escoriáceos	—	200-500	RQD 20-40	II	
	Basaltos masivos	—	1.000	RQD > 70	I	

SUELOS RESIDUALES SOBRE PIROCLASTOS						
CL	DESCRIPCIÓN	E m	R Ω m	SPT	GM	
	Arcillas limosas ocreas o rojizas y lapillis meteorizados	0-0.5	10-150	20 a 40	VI-V	
	Lapillis amarillentos o rojizos muy meteorizados	1	100-200	40 a 50	IV	
	Escorias y proclastos	—	100-700	Re	II-I	

CL: columna litológica; E: espesor; R: resistividad aparente; SPT: número golpes ensayo SPT; RQD: índice de fracturación RQD; GM: grado de meteorización; Re = relleno.

Figura 2.89 Columnas litológicas tipo de suelos residuales volcánicos, Tenerife (González de Vallejo et al. 1981).

mectitas, la materia orgánica y los restos biogénicos. Estas condiciones son representativas de las arcillas del Valle de México, donde la composición es alóftica, con altos contenidos en sales, materia orgánica y restos fósiles, lo que origina su elevada plasticidad

2.9

Problemas planteados por los suelos en ingeniería

Los suelos, en general, pueden incluirse en uno de los siguientes grupos:

- Los que forman parte del medio natural sometido a la acción antrópica, respondiendo a los problemas generales que esta acción plantea: excavaciones a cielo abierto, túneles, construcción de cimentaciones, etc., constituyendo los problemas habituales en ingeniería geológica.
- Los que plantean problemas especiales debido a su propia condición y a la acción de la naturaleza, sin intervención humana. Estos problemas pueden afectar a la actividad ingenieril de por sí, o bien porque la acción antrópica acentúa los problemas naturales existentes. Entre ellos se encuentra el flujo de suelos arcillosos en casos de lluvias intensas, cuando se sitúan en pendientes inadecuadas, dando lugar a avalanchas de barro o de tierra, o la licuefacción (anulación de las tensiones efectivas) en suelos arenolimosos sometidos a terremotos. En ambos casos los procesos pueden producirse sin que afecten al hombre, pero pueden crear grandes problemas si, por ejemplo, se construye en un valle a pie de una ladera con peligro de avalanchas (como en numerosas ocasiones ha sucedido en Perú, Colombia, Centroamérica, etc.) o cuando se instala una ciudad sobre depósitos licuefactables (como en Niigata en Japón, Anchorage en Alaska, etc.). Estos suelos pueden denominarse como «conflictivos» y se les presta atención más adelante en este apartado.
- Respecto a los problemas generales, los más habituales que pueden plantear los suelos en ingeniería geológica suelen ser los siguientes:
 - De **capacidad portante o resistencia**, en cuanto que el terreno ha de ser capaz de soportar los

y compresibilidad. En el Valle de La Laguna, en Tenerife, también se encuentran arcillas lacustres de alta plasticidad, de composición montmorillonítica, muy compresibles. Sin embargo, en Canarias los suelos predominantes son de tipo residual y coluvial.

incrementos (positivos o negativos) de tensiones que inducen en ellos las obras de ingeniería, sin alcanzar los niveles límites de seguridad previamente establecidos; la curva de resistencia intrínseca o la relación carga-asiento para un cierto factor o coeficiente de seguridad (Figura 2.90).

- De **deformabilidad**, en cuanto que la estructura a cimentar ha de ser capaz de experimentar los movimientos de la cimentación sin repercusiones especiales. Esos movimientos son la consecuencia de las deformaciones inducidas en el terreno por las cargas que transmite el cimiento. Es habitual establecer un asiento máximo, $S_{\max}$, y una distorsión angular máxima (Δ/L) admisibles (en función del tipo de estructura) que no deben de ser superados (Figura 2.91).
- De **perennidad** a lo largo del tiempo, en cuanto que las condiciones de resistencia y deformabilidad deben permanecer invariables a lo largo del tiempo o, al menos, no disminuir por debajo de los valores admisibles establecidos. Por ejemplo, una excavación próxima a una cimentación preexistente no solo puede producir nuevos movimientos, sino también variar la capacidad portante de los cimientos antiguos (Figura 2.92).

Suelos con problemática especial

Los problemas considerados como especiales se pueden poner de manifiesto por la propia naturaleza, o bien a causa del hombre, que con sus obras puede interferir en el equilibrio natural y alterarlo (una primera vez o varias veces, cíclicamente), o puede hacer, con su intervención, que las obras y el terreno circundante sufran de forma distinta la acción climática, muchas veces periódica, pero no por ello menos intensa. En ese sentido cabe distinguir los problemas propios de:

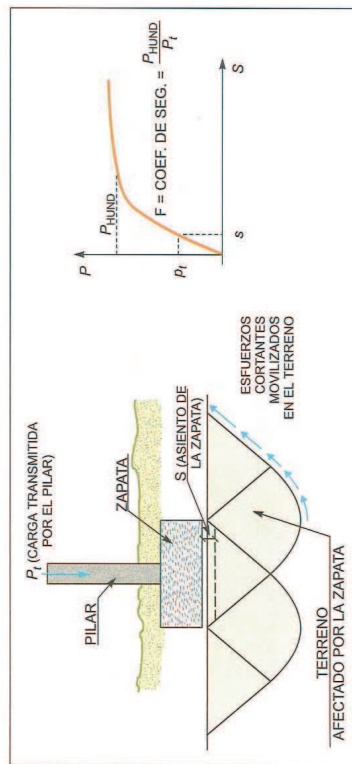


Figura 2.90 Problemas de seguridad por capacidad portante.

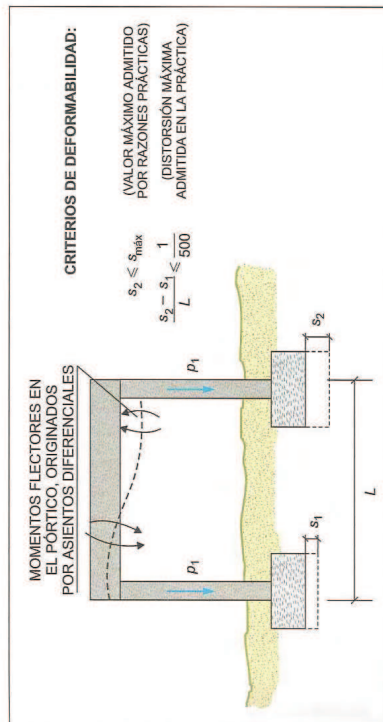


Figura 2.91 Problemas de deformabilidad.

Arcillas expansivas

Bajo este nombre se incluyen aquellos suelos arcillosos (es decir, con predominancia de partículas de tamaño inferior a 2 micras) cuya estructura mineralógica y fábrica les permite absorber agua con un cambio de volumen importante. Las moléculas de agua penetran en la red cristalina, entre las cadenas de silicatos que están unidas por enlaces débiles, disminuyendo o anulando los mismos, pasando la red cristalina a ocupar un mayor volumen aparente, sin que se produzcan reacciones químicas. Si después cambian las condiciones (por ejemplo, por desecación continuada o por drenaje), esas moléculas de agua pueden salir de

- Las arcillas expansivas.
- Los suelos dispersivos.
- Los suelos salinos y agresivos.
- Los suelos colapsables.
- El permafrost.
- Los fangos y suelos muy blandos y sensitivos.
- Los suelos licuefactables.

En el comportamiento de algunos de estos suelos, como los suelos expansivos, influyen, además de su constitución, las variaciones climáticas (como en el caso también del permafrost); en otros, como los licuefactables, influyen los procesos geológicos como los terremotos.

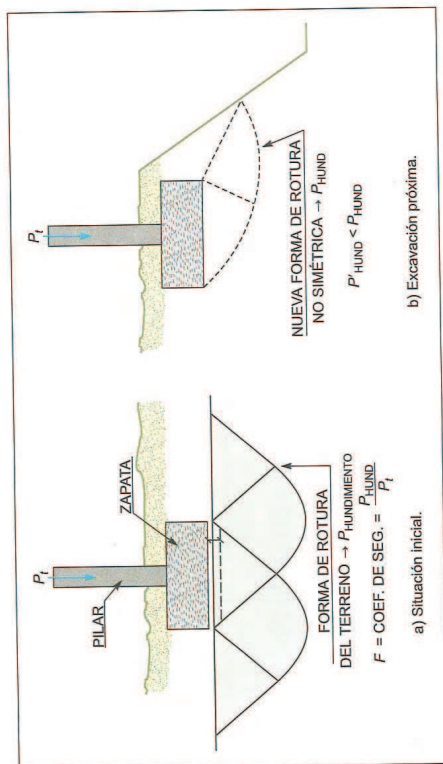


Figura 2.92 Generación de situaciones diferentes con el paso del tiempo.

la red y producirse una disminución de volumen o retracción.

La capacidad de cambio de volumen de estos materiales viene condicionada, por lo tanto, por el contenido de arcilla y su mineralogía, su estructura y fábrica. **Expansividad** es el aumento de volumen por absorción de agua, y **retracción** la disminución de volumen por eliminación del agua.

El cambio de volumen (expansividad y retracción) está condicionado por los siguientes factores (además de los geológicos):

- Las **variaciones climáticas**, ya que de éstas depende la presencia del agua necesaria para producir la expansión o la evaporación del agua para inducir la retracción. Los cambios de volumen se reflejan en los edificios que están contruidos sobre arcillas expansivas y pueden producir agrietamientos al someter a la estructura a movimientos que, si son inducidos por determinados cambios de condiciones climáticas estacionales o plurianuales (como ocurre en el sur de España), pueden ser cíclicos (Figura 2.93).
- La **vegetación**, que puede cambiar localmente el contenido de humedad del terreno y dar lugar a los cambios de volumen consiguientes. La vegetación y la acción de las raíces pueden ser agentes desencadenantes del fenómeno.

Los **cambios hidrologicos** generales producidos tanto por las acciones climatológicas, como por las variaciones de nivel freático debidas a explotación de acuíferos, construcción de embalses, etc.



Figura 2.93 Estación agrietada por la expansión de arcillas. Jaén (foto C. Oteo).

La expansividad, por tanto, tiene un carácter potencial:

- Por un lado debe existir una arcilla con la mineralogía y fábrica adecuadas. Los carbonatos pueden cementar la estructura e impedir o disminuir la expansividad, pero la destrucción de los enlaces diagénéticos (por ejemplo, al extraer el suelo para su utilización como material para terraplenes) permite que la acción del cemento desaparezca y que los minerales puedan ser afectados por el agua.
- Debe producirse una variación en la humedad del suelo, por cualquier causa, que induzca a la

Grados de expansividad y valores medios de parámetros geotécnicos

Grado	Expansividad	Finos (%)	Límite líquido	Índice Lambe (kPa)	Presión de hinchamiento (kPa)	Hinchamiento libre (%)
I	Baja	< 30	< 35	< 80	< 25	< 1
II	Baja a media	30-60	35-50	80-150	25-125	1-4
III	Media a alta	60-95	50-65	150-230	125-300	4-10
IV	Muy alta	> 95	> 65	> 230	> 300	> 10

expansividad o a la retracción, pudiendo ir una seguida de la otra (la retracción va unida a períodos de sequía y la expansividad a los de lluvia).

Por esta causa, los suelos potencialmente expansivos y problemáticos se sitúan en zonas de climas áridos y semiáridos, como la franja mediterránea (sur de España e Italia, Turquía, Israel, Marruecos, Túnez, etc.), Sudáfrica, sur de Norteamérica (Nuevo México, Arizona, Texas, Norte de México), norte de Sudamérica (Colombia, Ecuador, Perú), etc.

A efectos prácticos, dado que la expansividad se relaciona con el contenido arcilloso, es habitual emplear parámetros de caracterización de arcillas para evaluar y graduar la posible expansividad de un suelo. Generalmente se consideran cuatro grados de expansividad (I a IV), tal como se indica en el Cuadro 2.12, en el que aparecen los intervalos de valores que definen esos cuatro grados en lo referente a contenido de finos y límite líquido. Además, se utilizan otros ensayos de laboratorio de mayor calidad y realizados a propósito para evaluar la expansividad:

- El **ensayo de Lambe**, que proporciona la presión que ejerce el suelo (remoldeado) al humectarse en el interior de un molde y reaccionar contra un pistón calibrado (Figura 2.94). Su descripción puede consultarse en Jiménez Salas y Justo Alpañés (1975).
- El **ensayo de presión de hinchamiento**, que es la máxima presión que desarrolla una muestra de suelo inalterado (dentro de un molde edométrico) cuando, al humectarse, se impide su hinchamiento.
- El **ensayo de hinchamiento libre**, o máxima variación de espesor de una muestra inalterada en un molde edométrico, cuando se humecta y se permite la expansión.

Los valores índice de estos tres ensayos que sirven para fijar el grado de expansividad potencial se incluyen también en el Cuadro 2.12.

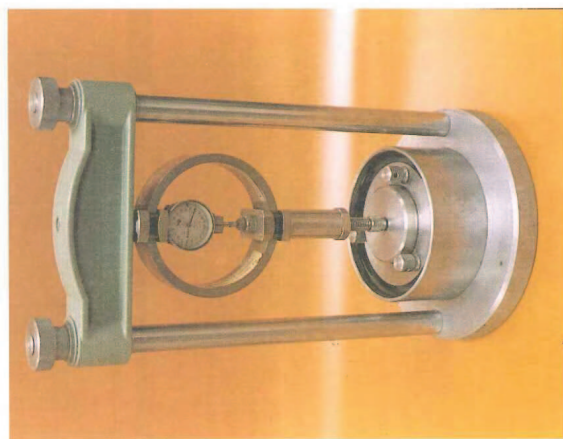


Figura 2.94 Aparato de Lambe para caracterizar la expansividad de los suelos (foto C. Oteo).

En España existen este tipo de suelos en la Meseta Norte (Palencia, Valladolid) en el sur de Madrid y en todo el Valle del Guadalquivir. En el mapa de arcillas expansivas (Ayala *et al.*, 1986) se señalan las zonas donde aparecen estos suelos, sin que ello evite realizar estudios de detalle sobre la expansividad concreta en cada zona, con criterios más detallados, como los del Cuadro 2.12 o el de la Figura 2.95, basados en la relación entre el límite líquido y el cociente entre la humedad y ese límite líquido, incluyendo datos de presión de hinchamiento e hinchamiento libre probable.

Suelos dispersivos

Los **suelos dispersivos** son aquellos cuya constitución mineralógica y fábrica es tal, que las fuerzas repulsivas entre las partículas finas (arcillas) exceden a las fuerzas de atracción de esas partículas. Debido a ello, en presencia de agua, los suelos flocculan, es decir, se separan los agregados de partículas y quedan partículas de menor tamaño que son más fácilmente arrastradas por el agua con cierta velocidad, produciéndose la erosión interna de estos suelos.

Los agregados de partículas o floculos están constituidos por partículas arcillosas, y además suelen tener una proporción elevada de sales disueltas (por encima del 12 % en el agua que está oculta en los poros del suelo).

Se emplean dos criterios para reconocer el riesgo de dispersión, que en terraplenes y presas con agua puede dar lugar a erosiones internas, creando canales de sección circular: uno de tipo físico (ensayo doble granulométrico por sedimentación, con o sin dispersante de partículas), y otro de tipo químico, determinando el contenido de iones de Na, Ca, Mg y K y comparándolos relativamente (Figura 2.96). En el caso de emplear el doble granulométrico, se define el **índice de dispersión**, I_{ds} , como la relación entre el porcentaje de partículas menores de 0,005 mm en el ensayo con agua desmineralizada y el mismo parámetro obtenido en el ensayo normal, con dispersante. Si ese índice es superior a 50 % se considera que el suelo tiene gran estabilidad frente a la dispersión, si está entre 50 y 30-35 la estabilidad es intermedia o marginal, si es inferior a 30-35, el material es dispersable.

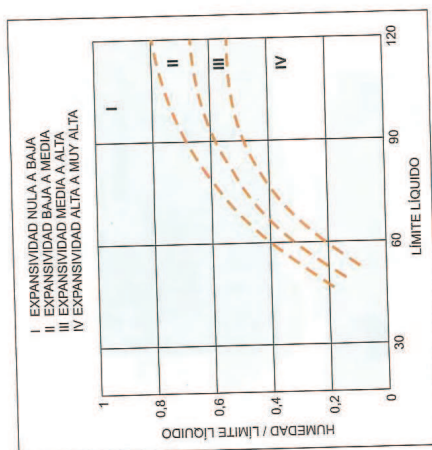


Figura 2.95 Criterio de peligrosidad a partir de la expansividad (Oteo, 1986).

En zonas volcánicas suelen existir arcillas expansivas viscolores, que constituyen, a veces, depósitos coluviales y, otras, lagunares, aunque en ocasiones aparecen como episodios volcánicos incluidos entre masas de foliolas, como las que han dado problemas de empujes en los túneles de Trasvase de Gran Canaria) a lo largo de más de 25 años.

Existen otros suelos que también dan problemas de expansividad, como los derivados de la congelación de agua en el terreno, y los problemas de hinchamiento que se producen en escorias de horno LD por existencia de cal libre (se han obtenido hinchamientos de hasta el 5 % en zonas con 3,5 % de esta cal) o de óxido de magnesio (hinchamientos del 4-6 % para contenidos del 14 % de MgO) al absorber agua. O los fenómenos de hinchamiento por hidratación de anhídrido (sulfato cálcico deshidratado) al pasar a dihidrato (yeso común) por absorción de agua (en España se ha producido un importante fenómeno de este tipo al excavar grandes volúmenes de tierra para instalar una central de energía).

En ocasiones, la expansividad de una arcilla puede incrementarse por el paso de agua a través del terreno con iones sodio, que aumentan la separación de la red cristalina de los minerales. Así ha ocurrido en la depuradora sur de Madrid, al abrirse las fisuras de una arcilla margosa con yeso al eliminar 20 m de terreno e iniciarse un flujo de agua que llegaba a esas arcillas tras pasar por capas de glauberita (yeso con sulfato sódico); en este caso se registraron levantamientos de más de 50 cm en un decantador de aguas residuales, como consecuencia de la expansión generalizada.

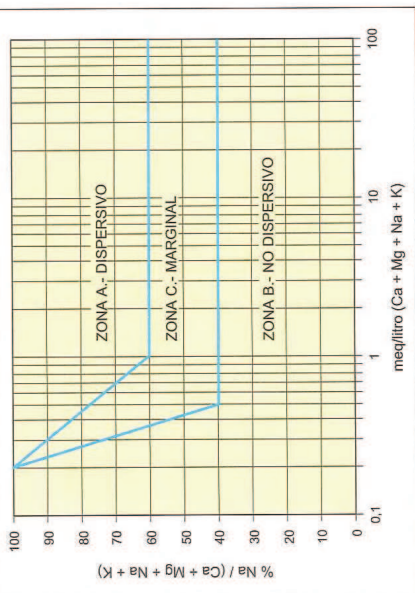


Figura 2.96 Potencial de dispersividad en función del contenido químico, según los criterios de Sherard y otros, 1976.

dulce, lo que puede producir un cambio de salinidad en esa agua intersticial, a largo plazo, con consecuencias aún desconocidas.

Muchos de estos suelos salinos son agresivos al hormigón de las cimentaciones, sobre todo si hay agua de circulación en el subsuelo, que se lleva el producto del ataque del suelo al cimiento y permite que éste siga progresando. Normalmente se considera que por debajo de un 0,02 % de sulfatos (medido en contenido de SO_4) no existen problemas de este tipo. En el Cuadro 2.13 se indican valores de referencia para suelos y aguas en relación al **grado de ataque al hormigón**.

Suelos colapsables

Estos suelos, caracterizados por tener una estructura muy abierta y floja, mantienen su estabilidad por el

CUADRO 2.13 Grados de ataque al hormigón de suelos y agua en función de su contenido en SO_4

Grado de ataque	Agua $mg SO_4/l$	Suelo $mg SO_4/kg$ suelo seco
Débil	200-600	2.000-3.000
Moderado	600-3.000	3.000-12.000
Fuerte	> 3.000	> 12.000

Inspección Hormigón Estructural (1998), Ministerio de Fomento, Madrid.

estado de sequedad de la atmósfera. Inicialmente, al ser depositados (por vía acuosa o eólica, lo que ayuda a formar dicha estructura) no tienen ninguna cohesión, pero acaban cementándose ligeramente por cristales de sulfatos o por rellenarse sus huecos con partículas más finas, lo que les da, en seco, una resistencia apreciable.

Estos suelos, geotécnicamente metaestables, tienen un comportamiento que varía según el contenido de humedad. Al aumentar ésta, la estructura inicial puede ser destruida, produciéndose una importante disminución de volumen aparente (colapso) y el consiguiente asiento (además de un posible arrastre de partículas por agua con cierta velocidad). En el Valle Central de California se han medido subsidencias de más de 4 m, al poner en riego suelos de este tipo, e infiltrarse el agua poco a poco. A veces, si las zonas superficiales se han encostrado (por depósitos de carbonatos, por ejemplo, o por colapsos antiguos), el colapso y arrastre, y disolución de los iones sulfatos, se dan por debajo de la superficie, formándose cuevas o simas que acaban cediendo al romperse las costras superficiales. Esto ocurre, por ejemplo, en las zonas endorreicas en que se encuentran los limos yesíferos del Valle del Ebro; estos limos se han depositado eólicamente en los fondos de los «valles», con potencias de hasta 15 m, con partículas limosas sujetas por enlaces de sulfatos. El suelo seco presenta una cohesión aparente a corto plazo que permite excavar zanjas con retroexcavadores, quedando paredes verticales con las huellas de la pala. Pero bajo la acción del agua,

Criterios de colapsabilidad

Grado de colapso	Peso específico seco (tN/m^3)	Potencial de colapso (%) (*)
Bajo	$> 14,0$	$< 0,25$
Bajo a medio	12,0-14,0	0,25-1,0
Medio a alto	10,0-12,0	1,0-5,0
Alto a muy alto	$< 10,0$	$> 5,0$

(*) Asiento inducido por colapso bajo inundación referido a la altura inicial de la muestra.

se producen disoluciones en los sulfatos, con grandes reducciones de volumen y arrastre de las partículas, pasando de su bajo peso específico (de 10 a 13 kN/m^3) a estados en que se produce una disminución de volumen de hasta el 10 % (Faraco, 1972).

Para caracterizar la peligrosidad de estos suelos se utiliza el peso específico seco aparente y los ensayos de colapso (Cuadro 2.14). Estos ensayos se realizan en el edómetro sometiendo a las muestras a una carga determinada y midiendo el asiento tras la inundación de dicha muestra.

En España se han producido fenómenos de colapso, además de en los limos yesíferos citados, en la costa mediterránea, en limos arenosos de abanicos aluviales próximos a Alicante que, dado el clima seco de la zona, tienen un grado de saturación bajo (20-30 % y, ocasionalmente, 60-75 %). Como en los limos yesíferos, la parte superior está encostrada y dura, pero por debajo los suelos no están cementados y están flojos (densidades secas del orden de 14-15 kN/m^3), por lo que las infiltraciones pueden dar lugar a colapsos muy altos, hasta del 15 %.

Otros posibles casos de suelos colapsables en España son los siguientes:

- En Canarias, las **tobas blandas y los aglomerados piroclásticos**, con estructuras muy abiertas y débiles contactos entre las partículas, y con densidades muy bajas, pueden colapsar bajo cargas moderadas y/o por inundación, (Uriel y Serrano, 1971).
- Los **rellenos antrópicos** no compactados, en los que se origina una estructura floja en la que el agua queda en los contactos entre partículas (formando meniscos, gracias a la succión que se crea por la diferencia de presión entre el aire y el agua de los poros). Estos meniscos inducen fuerzas intergranulares que comprimen las partículas y dan una resistencia considerable en condiciones normales de humedad. La saturación en agua elimina los meniscos, disminuye las fuerzas intergranulares y provo-

ca fuertes colapsos o disminuciones de volumen (del 2 al 7 %, en el caso de los rellenos con «arenas de miga» del centro de la Península Ibérica), fenómeno que ha inducido grandes problemas en diversos rellenos (como en el caso de la Avenida de la Ilustración de Madrid). En este tipo de suelos, el ensayo de penetración continua (ver Capítulo 6), puede distinguir claramente lo que es suelo natural (más de 25-30 golpes/20 cm) de lo que es material de relleno sin compactación adecuada (5-15 golpes/20 cm).

Muy conocidos a nivel internacional como suelos colapsables son los «loess» sedimentados eólicamente y que aparecen entre los paralelos 30 y 55 de cada hemisferio (Siberia, Ucrania, Rumania, Australia, Argentina, Uruguay, Medio Oeste norteamericano, etc.). En alguna ocasión se ha acudido a inundar valles enteros, a fin de provocar el colapso por inundación y llevar al terreno a una situación más estable y densa, con lo que, desde el punto de vista de cimentaciones, se comporta de forma admisible. De hecho, los limos yesíferos aragoneses, removidos y compactados, alcanzan densidades secas óptimas del orden de 17,5 kN/m^3 o sea, se transforman en un suelo mucho más denso que el original.

La acción del hielo y el «permafrost»

La penetración de la helada en el terreno va acompañada de diversos fenómenos físicos, entre los que destaca el aumento de volumen del agua del suelo al congelarse, que puede destruir la estructura del suelo o de la roca. El efecto más significativo suele ser la acumulación de lentejones de hielo, que da lugar a expansiones en invierno y a reblandecimientos en verano.

Se considera que a medida que aumenta la proporción de suelo con una granulometría por debajo de 0,02 mm, lo hace también la susceptibilidad a la acción del hielo. Si esta fracción es superior al 3 % y el coeficiente de uniformidad del suelo (D_{60}/D_{10}) es del orden de 15, el suelo es susceptible a los efectos de la helada. Y cuando esa fracción excede al 10 %, el coeficiente de uniformidad debe oscilar alrededor del 5 para que el suelo sea susceptible frente a ese fenómeno.

En áreas muy grandes de Canadá, Alaska y Siberia existen suelos permanentemente congelados («permafrost») que alcanzan profundidades que dependen de la conductividad térmica del terreno y del clima. Por debajo de la superficie, generalmente muy dura, el suelo puede tener una estructura floja, ya que el agua congelada, al aumentar de volumen, destruye la unión y cementación entre partículas. Mientras exista el hielo, el conjunto es resistente; pero si por algún motivo sube la tempe-

ratura en el terreno (por ejemplo, al construir un edificio con calefacción) se licia el hielo de los poros y el terreno, flojo, se convierte en un barro poco resistente, con los consiguientes problemas de apoyo para el edificio (lo que en estas zonas lleva a cimentar sobre pilotes profundos).

Fangos blandos y sensitivos

La desembocadura de los ríos y algunas zonas costeras con rocas blandas están cubiertas por depósitos finos (limosos y arcillosos), saturados y muy blandos, que suelen contener materia orgánica (4-5 %), se denominan como **fangos**. En las costas andaluzas de Cádiz y Huelva, alcanzan espesores máximos de 25 m y constituyen verdaderas zonas «amarismadas». En estos materiales el contenido de agua es muy elevado (60-140 %) y la estructura es muy floja (peso específico seco de 7,0-14,0 kN/m^3), en función del tipo de sedimentación, contenido de materia orgánica, granulometría, etc., lo que lleva a que sean muy deformables (muy blandos, con índices de compresión C_c de 0,400 a mayor de 1,0). En España se conocen casos con valores de C_c de 0,600 (Ría de Bilbao) y 0,800 (Puerto de Santa María), considerando aparte los materiales con

predominio de materia orgánica (como las turbas de Padul, Granada, con humedad del 400 % y C_c del orden de 1,200).

Esta gran deformabilidad (que equivale a módulos de deformación medios de 1.000-3.000 kPa) supone, además, que la resistencia al esfuerzo cortante sin drenaje sea muy baja, del orden de 15 a 50 kPa; aunque en superficie (por deposición de sales, efectos cíclicos de variación de mareas, etc.), pueden estar algo encostradas (los 3-4 metros superficiales), con lo que la resistencia al corte puede duplicarse.

A veces tienen humedades por encima del límite líquido (estado fluido), por lo que la estructura puede estar determinada por la naturaleza química del líquido intersticial.

En los casos de las marismas del sur de España las humedades son del orden del 45-60 %, algo por debajo del límite líquido, y se muestran algo cementadas, como ya se ha indicado, en los 2-3 m superiores. En ellas predominan las arcillas limosas (con 6-10 m de espesor), aunque se intercalan con capas de arenas finas (2-4 m de espesor). La identificación de estas capas se hace muy bien con piezómetros, y la evaluación de su deformabilidad puede estudiarse adecuadamente con terraplenes experimentales. En la Figura 2.97 se muestran los asientos relativos medidos bajo terraple-

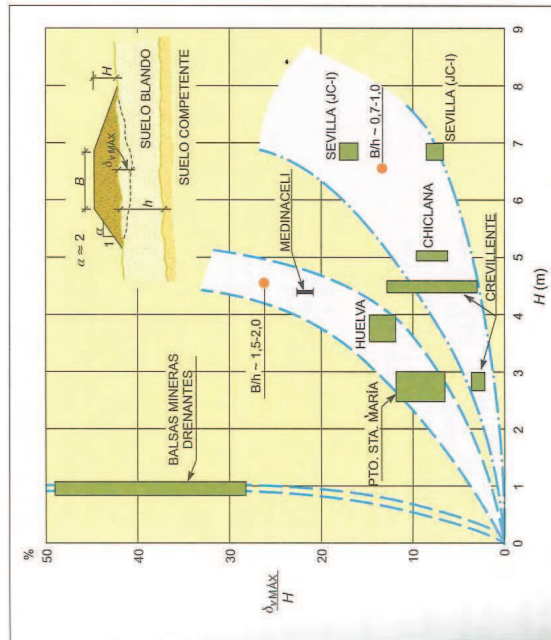


Figura 2.97 Asientos relativos en suelos blandos sin tratamientos de refuerzo (Jiménez Salas y Oteo, 1999).

nes sobre diversos suelos blandos sin ningún tratamiento de refuerzo.

Estos fangos, además, pueden tener susceptibilidad tixotrópica, llegando a perder su resistencia inicial por remoldeos (por ejemplo, al producirse deslizamientos, hincas de pilotes próximos, etc.). En Noruega se han producido grandes movimientos en arcillas marinas susceptibles (arcillas rápidas), a veces provocadas por un pequeño deslizamiento de 2-3 m de profundidad; el remoldeo sobre el terreno próximo se hace progresivo, llegando a mover el terreno superficial de un fiordo en más de 6 km de longitud.

Suelos licuefactables

Se denominan así aquellos suelos que con un contenido predominante areno-limoso, en estado saturado, al experimentar esfuerzos cortantes anómalos y rápidos, permiten un aumento de las presiones intersticiales (por falta de drenaje), hasta valores del orden de la presión total existente. En este caso la presión efectiva se anula prácticamente, con lo que los granos dejan

Lambe, T. W. and Whitman, R. V. (1979). Soil mechanics. John Wiley & Sons, N. Y.

Lancellotta, R. (1991). Geotecnia. Zanichelli Ed. Bologna.

Lupini, J. F., Skinner, A. E. y Vaughan, P. R. (1981). The drained residual strength of cohesive soils. *Geotechnique* 31, n.º 2, pp. 181-213.

Mayne, P. W. & Kulhawy, F. H. (1982). Ko-relations in soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 108, GT6.

Oteo, C. (1986). Cimentaciones sobre arcillas expansivas. *Cursos de Mecánica del Suelo para Ingenieros Iberoamericanos*, CEDEX, Madrid.

Powers, J. P. (1992). Construction dewatering. New methods and applications. Wiley series of practical construction guides. John Wiley & Sons, N.Y.

Schmertmann, J. M. (1955). The undisturbed consolidation of clay. *Trans. ASCE*, vol. 120.

Sherard, J. L., Dunnigan, L. P., Decker, R. S. y Steele, E. F. (1976). Pinhole test for identifying dispersive soils. *Journal of the Geotechnical Eng. Division, ASCE*, enero.

Terzaghi, K. (1936). The shearing resistance of saturated soils. *Proc. ICSMFE*, vol. 1, pp. 54-56.

Tsige, M. (1999). Microfísica y mineralogía de las arcillas azules del Guadalquivir y su influencia en sus propiedades geotécnicas. Tesis Doctoral. Dpto. de Geodinámica. Universidad Complutense de Madrid. Monografía M-66 Cedex. Ministerio de Fomento.

Uriel, S. y Serrano, A. A. (1971). Geotechnical properties of two collapsible volcanic soils of low bulk density at the site of two dams in Canary Islands, Spain. *Proc. 8th. Int. Conf. S. M. and F. E. Moscú*, vol. 1 (257-264).

Uriel, A. (1982). Fallos inducidos en cimentaciones. Escuela de la Edificación. Madrid.

de estar en contacto, la resistencia al corte desaparece y el material se comporta como un líquido, dando lugar a movimientos verticales y horizontales de su masa, que se traducen en deslizamientos (en caso de taludes), o en grandes asentamientos.

Este fenómeno de suelos areno-limosos flojos y con baja permeabilidad ha dado lugar, durante terremotos (que con la repetición cíclica y rápida de esfuerzos tangenciales llegan a anular las presiones efectivas), a grandes desastres: en Niigata (Japón), en el terremoto de 1964, se produjo el hundimiento de docenas de edificios bien preparados para la respuesta estructural (cajones rígidos), pero apoyados en depósitos flojos licuables, lo que llevó a asentamientos y al vuelco y giro de los edificios. También ese año se produjeron, por el mismo motivo, grandes deslizamientos en las proximidades de Anchorage (Alaska); los edificios afectados experimentaron recorridos del orden de 200 m desde su posición inicial.

El estudio de la licuefacción se trata en detalle en el Apartado 15.6, Capítulo 15.

Bibliografía recomendada

- Fookes, P. G. (1997). *Geology for engineers: The geological model, prediction and performance*. Quarterly Journal of Engineering Geology, vol. 3, part 4, pp. 293-425.
- Jiménez Salas, J. A. y Justo Alpañés, J. L. (1975). *Geotecnia y cimientos I*. Ed. Rueda, Madrid.
- Lambe, T. W. and Whitman, R. V. (1981). *Mecánica de suelos*. Ed. Limusa. México.
- Mitchell, J. K. (1976). *Fundamentals of soil behaviour*. John Wiley & Sons, N.Y.

Referencias bibliográficas

- Ayala, F., Ferrer, M., Oteo, C. y Salinas, J. L. (1986). *Mapa predictor de riesgos por expansividad de arcillas en España a escala 1:1.000.000*. IGME-CEDEX. Serie: Geología Ambiental.
- Bennet, R. H. and Hulbert, M. H. (1986). *Clay microstructure*. Ed. Int. Human Resources Dep. Co.
- Burland, J. B. (1988). *Behavior and design of foundations*. MSc Course on Soil Mechanics. Imperial College, London.
- Capper, P. L., Cassie, W. F. and Geddes, J. D. (1974). *Problems in engineering soils*. E.F.N. Spon. Londres.

Casagrande, A. (1932). The structure of clay and its importance in foundation engineering. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, 19, 4, pp. 169-209.

Day, R. W. (1999). *Geotechnical and foundation engineering*. McGraw-Hill.

Faraco, C. (1972). El colapso de los limos yesíferos. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. inédito.

González de Vallejo, L., Jiménez Salas, J. A. y Le-guay Jiménez, S. (1981). *Engineering geology of the tropical volcanic soils of La Laguna, Tenerife*. *Engineering Geology*, n.º 17, pp. 1-17. Elsevier.

Grim, R. E. (1962). *Applied clay mineralogy*. McGraw-Hill.

Hough, B. K. (1957). *Basic soils engineering*. The Ronald Press Company, New York.

Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers*, pp. 355-358. Budapest.

Jiménez Salas, J. A., Justo Alpañés, J. L. y Serrano González, A. A. (1976). *Geotecnia y cimientos II*. Ed. Rueda, Madrid.

Jiménez Salas, J. A. y Oteo, C. (1999). *Efectos geotécnicos del clima*. Revista de la Real Academia de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de España, vol. 93, n.º 1, pp. 85-97.