

# **Geología Aplicada**

1º Curso

TECIC

*UNIDAD: 5*

## **▣ INGENIERÍA GEOLÓGICA**

***Profesor: Francisco Padilla***

***Curso 2012-2013***

Universidad de A Coruña

# Tema 11.- Hidrogeología de suelos y rocas

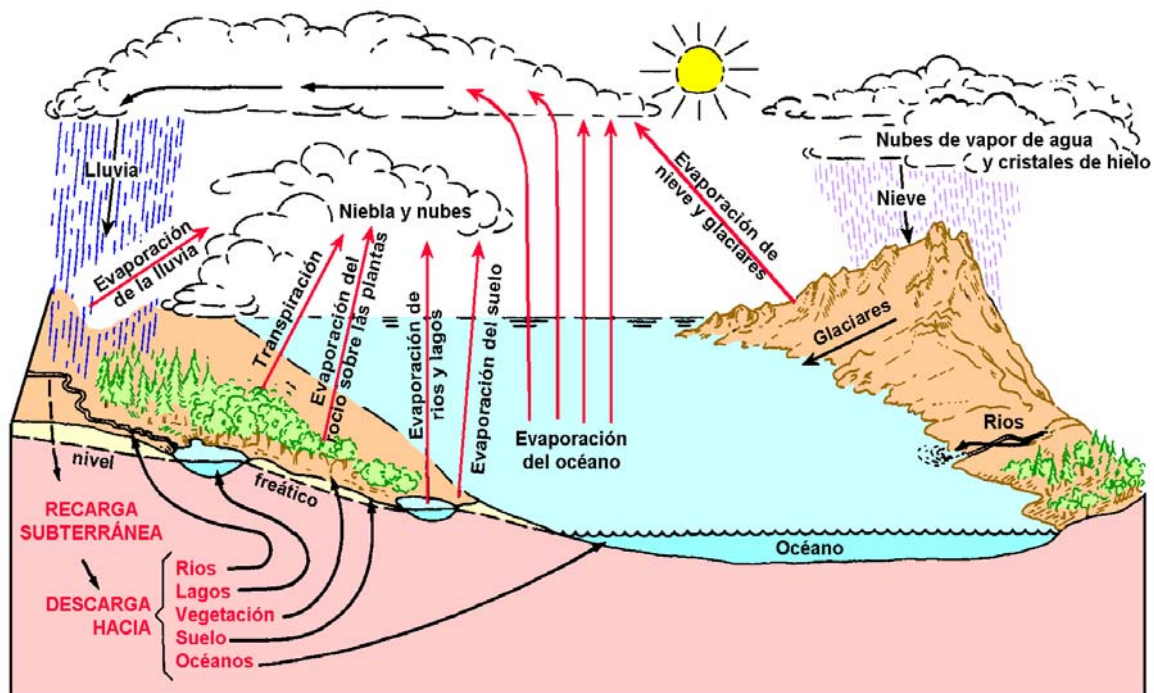
La hidrogeología es una faceta de la hidrología que trata de las aguas que están almacenadas y discurren dentro de la tierra. Durante muchos años, la hidrogeología se centró, fundamentalmente, en la búsqueda y explotación de las aguas subterráneas. Sin embargo, la creciente percepción de que la pérdida de calidad en las aguas subterráneas constituye un serio problema socio-económico, ha permitido el desarrollo de nuevas facetas como el transporte y la transformación de los contaminantes, así como diversos métodos de caracterización, acondicionamiento, mejora y remediación de entornos afectados por la polución de las aguas.

Por otro lado, el agua subterránea es la fuente principal de agua para el consumo humano en muchos lugares del planeta y es la base esencial para la mayor parte de los procedimientos industriales sobre los que nuestra civilización se asienta. Por ello, el agua es vulnerable frente a distintos procesos que, en conjunto, conducen a una pérdida en su calidad en sus distintas facetas de utilización. Por ello, el análisis de los factores que conducen al deterioro de la calidad de las aguas, su propagación a través del medio geológico subterráneo y los mecanismos de mejora de la misma son aspectos clave de la hidrogeología.

## Conceptos Básicos en Hidrogeología

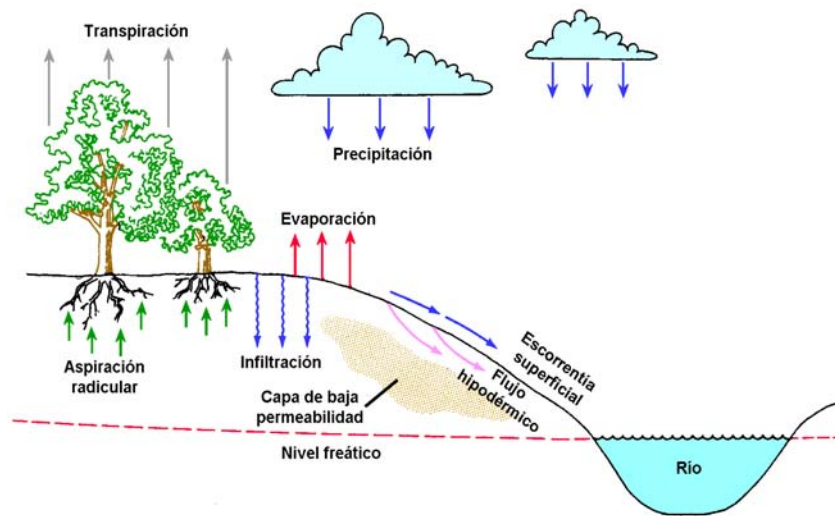
### *El Ciclo Hidrológico*

La mayor parte de los procesos naturales se inscriben dentro del contexto de sistemas cuya evolución es cíclica. El Ciclo de las Rocas es un claro ejemplo de ello, al igual que lo es el Ciclo Hidrológico, al cual pertenece el agua subterránea.



Representación esquemática del ciclo hidrológico. Drever, J. I. (1997) The geochemistry of natural waters. 3ª Edición. Prentice Hall. 436 pp.

En el caso particular del Ciclo Hidrológico, la energía necesaria para mantenerlo activo procede, fundamentalmente de la Precipitación, del Sol y de los procesos geológicos internos, los cuales son los responsables de la generación de relieves en la Tierra.



Procesos que afectan a los flujos de agua cerca de la superficie. Drever, J. I. (1997) The geochemistry of natural waters. 3ª Edición. Prentice Hall. 436 pp.

La velocidad a la que el agua se mueve es un concepto clave del Ciclo hidrológico. Mientras que el agua de la atmósfera puede viajar centenares de kilómetros cada día, el agua superficial se mueve en igual tiempo sólo unas decenas de kilómetros y sin embargo tan sólo algunos metros (o incluso menos) es normalmente la distancia diaria recorrida por muchas aguas subterráneas en medios geológicos.

El agua subterránea se mueve frente a la presencia de gradientes hidráulicos, desde las zonas de mayor a menor energía o potencial. Puesto que el agua subterránea encuentra muchos obstáculos para su avance en cualquier medio geológico, las velocidades a las que se mueve son muy bajas y, por ello, el tiempo de residencia (es decir, el tiempo necesario para renovar completamente el agua en un reservorio determinado) puede llegar a ser muy prolongado. En última instancia, las características del medio geológico condicionarán la velocidad a la que se desplazará el agua: desde mm al día a decenas o incluso centenares de metros (en macizos kársticos).

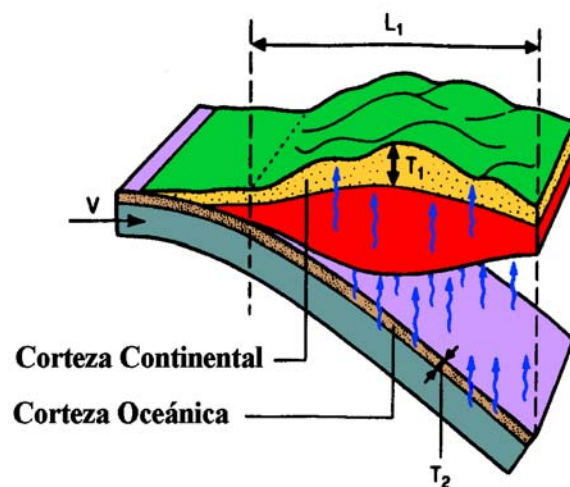
### ***Tipos de Agua***

Es importante destacar que, a lo largo de los periodos geológicos, el volumen total de agua existente en la Tierra no ha variado de forma significativa, si bien sí se han producido trasvases más o menos importantes entre los distintos reservorios.

En hidrología suelen distinguirse distintos tipos de aguas:

- **Agua Meteorica.** Es el agua que está presente en la atmósfera, en forma de vapor de agua, y que es la fuente de la precipitación, la cual forma parte del Ciclo hidrológico.

- **Agua Congénita.** Es el agua atrapada en los poros de los sedimentos en el momento de su formación, y que puede llegar a formar parte de las rocas y de los minerales. El *agua congénita* también representa el agua adsorbida en las partículas arcillosas de los materiales porosos (agua irreductible, punto de marchitez), o incluso el agua salobre que tiene un elevado tiempo de residencia dentro de ciertos materiales geológicos con características particulares. En general el *agua congénita*, que recibe diferentes denominaciones según del contexto, suele ser agua con bastante salinidad y no se considera dentro del Ciclo hidrológico.
- **Agua Juvenil.** Es el agua que se forma como resultado de la condensación del vapor de agua emitido desde el interior de la Tierra a través de las erupciones volcánicas. Idealmente, esta agua no ha formado parte nunca del Ciclo Hidrológico. Constituye una fracción muy pequeña del volumen total de agua de la Tierra.

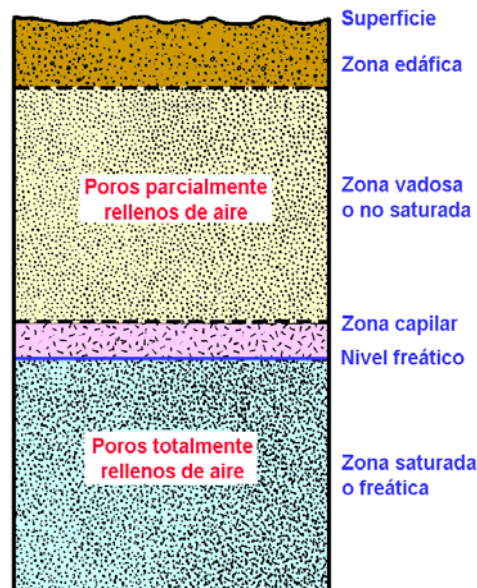


Liberación de agua contenida en los sedimentos y rocas en las inmediaciones de una zona de subducción (borde convergente de placas)

- **Agua Superficial.** Toda el agua que se encuentra por encima de la superficie del terreno y que incluye el agua de los ríos, lagos, océanos, glaciares, etc. El agua superficial se incluye en el Ciclo hidrológico.
- **Agua Subterránea.** Es el agua que se encuentra bajo la superficie de la Tierra o en la litosfera, que circula dentro de ella y que ocupa los huecos (poros) existentes entre las diferentes partículas que constituyen las rocas. El agua subterránea forma parte del Ciclo hidrológico.

El **agua subterránea** puede encontrarse en dos entornos diferenciados (Figura 1). En primer lugar, el agua puede localizarse en una zona en la que los huecos (poros) de la roca o suelo están ocupados parcialmente por aire o por otro gas, la cual se conoce como **zona de aireación, zona no saturada** o **zona vadosa**. Por debajo de ella, cuando toda la porosidad se encuentra ocupada por agua, tenemos la denominada **zona saturada** o zona freática. La superficie de separación entre ambas zonas se denomina **nivel freático** (*groundwater table*, en inglés). Éste puede ser definido como la elevación de la superficie de agua en relación con una superficie de referencia o **datum**, que suele ser el nivel medio del océano. Bajo determinadas circunstancias también es posible hacer referencia a la profundidad a la cual es posible encontrar el nivel freático en

un punto concreto de la superficie de la Tierra. La presión del agua en la superficie freática es igual a la presión atmosférica y aumenta en función de la profundidad, dentro de la zona saturada.



Algunos términos importantes en hidrología subterránea. **Fuente:** Drever, J. I. (1997) The geochemistry of natural waters. 3ª Edición. Prentice Hall. 436 pp.

La parte inferior de la zona vadosa corresponde a un dominio de espesor variable, dependiendo del material geológico, que es la **zona o franja capilar**. En la **franja capilar** los huecos también están saturados de agua, como en la zona saturada, ya que el agua es succionada en dirección opuesta al vector gravedad, como resultado de la actuación de la tensión superficial.

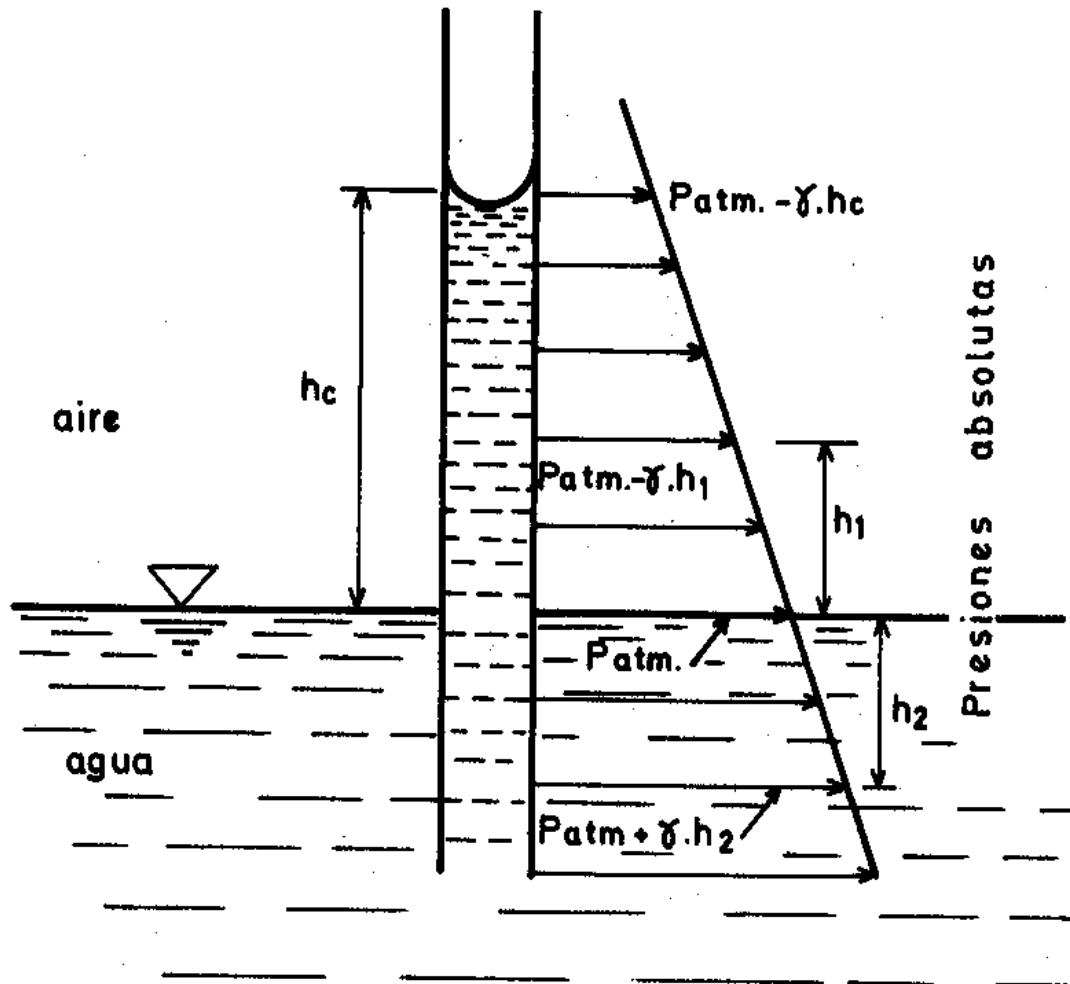
### **Capilaridad**

Si se tiene un tubo de vidrio de pequeño diámetro (tubo capilar) y se le introduce parcialmente en el agua, ésta sube (ascenso capilar) y se estabiliza a una cierta altura en el tubo dependiendo de su diámetro. Esta ascensión capilar se explica por la atracción que las moléculas de la pared sólida del vidrio ejercen sobre las moléculas del líquido que, en términos de la superficie de separación entre el agua y el aire, obedece a los fenómenos de tensión superficial. Esta tensión se ejerce en particular a lo largo de la línea de contacto del menisco agua-aire y del tubo. Sucede entonces que la columna capilar aparece suspendida por el menisco que es aspirado por el tubo.

El equilibrio de fuerzas opuestas se puede establecer a la altura del menisco de la manera siguiente:

$$\pi \cdot d \cdot \tau \cdot \cos \alpha = \pi \cdot \frac{d^2}{4} \cdot h_c \cdot \gamma_w$$

donde  $\tau$  es la tensión superficial entre el agua y el aire, y  $d$  es el diámetro del tubo capilar.



Ascenso de agua en un tubo capilar (Custodio y Llamas, 1976)

La altura capilar se expresa entonces como:

$$h_c = \frac{4 \cdot \tau \cdot \cos \alpha}{d \cdot \gamma_w}$$

Tomando  $\tau = 0.075 \text{ N/m}$  y  $\gamma_w = 10.000 \text{ N/m}^3$  para el agua pura a temperatura ambiente, la altura capilar  $h_c$  (cm) se puede expresar en función de  $d$  (cm) por la siguiente fórmula:

$$h_c = \frac{0,3 \cdot \cos \alpha}{d}$$

Sin embargo en el suelo, la altura de la franja capilar por encima del nivel freático depende de la granulometría  $d_{10}$ , del índice de huecos  $e$  y de la forma y composición de las partículas del suelo  $C$ . Terzaghi sugiere la siguiente fórmula:

$$h_c = \frac{C}{d_{10} \cdot e}$$

donde  $d_{10}$  es el diámetro de grano eficaz, o sea un diámetro tal que sólo el 10% en peso del material tiene diámetro menor.  $C$  es una constante que depende sobre todo de la forma y del ángulo  $\alpha$  de contacto, el cual puede variar en los suelos de 0.1 a 0.5 cm<sup>2</sup>.

### ***Balance hidrológico***

Un *balance hidrológico* es una ecuación hidrológica universal que puede ser empleada para estimar diversos componentes del Ciclo hidrológico en un sistema hidrológico determinado. Así pues, el *balance hidrológico* es la cuantificación de los elementos que forman parte del Ciclo hidrológico; las entradas, las salidas y los cambios de almacenamiento. El sistema hidrológico que puede ser objeto de un balance hidrológico puede ser cualquiera. Sin embargo el sistema hidrológico idóneo es la *Cuenca hidrográfica* puesto que todas las entradas de agua de dicho sistema se resumen a la Precipitación existente sobre su superficie.

La *Cuenca hidrográfica* se establece normalmente con respecto a un punto de drenaje superficial (localizado en un río, confluencia o desembocadura de ríos, lago o costa) y suele establecerse en primera aproximación a partir de la *Cuenca vertiente*. La *Cuenca vertiente* se define a partir de las líneas de máxima pendiente de la topografía del suelo y de las divisorias de aguas superficiales. La *Cuenca vertiente* suele ser una buena aproximación de la *Cuenca hidrográfica*, aunque todo dependerá de la escala de definición y de las características particulares de la distribución de los materiales geológicos en el sistema hidrológico considerado.

Un balance hidrológico apropiado tiene en cuenta los ***recursos hídricos*** del sistema hidrológico. Se entiende por *recursos hídricos*, los caudales de agua circulantes en el sistema durante un periodo de tiempo determinado. Normalmente se utiliza una base anual, con lo que los diferentes componentes de Ciclo hidrológico se establecen como caudales medios anuales. Las ***reservas hídricas*** del sistema hacen referencia, sin embargo, a los volúmenes de agua almacenados en las diferentes partes o zonas afectadas por el Ciclo hidrológico.

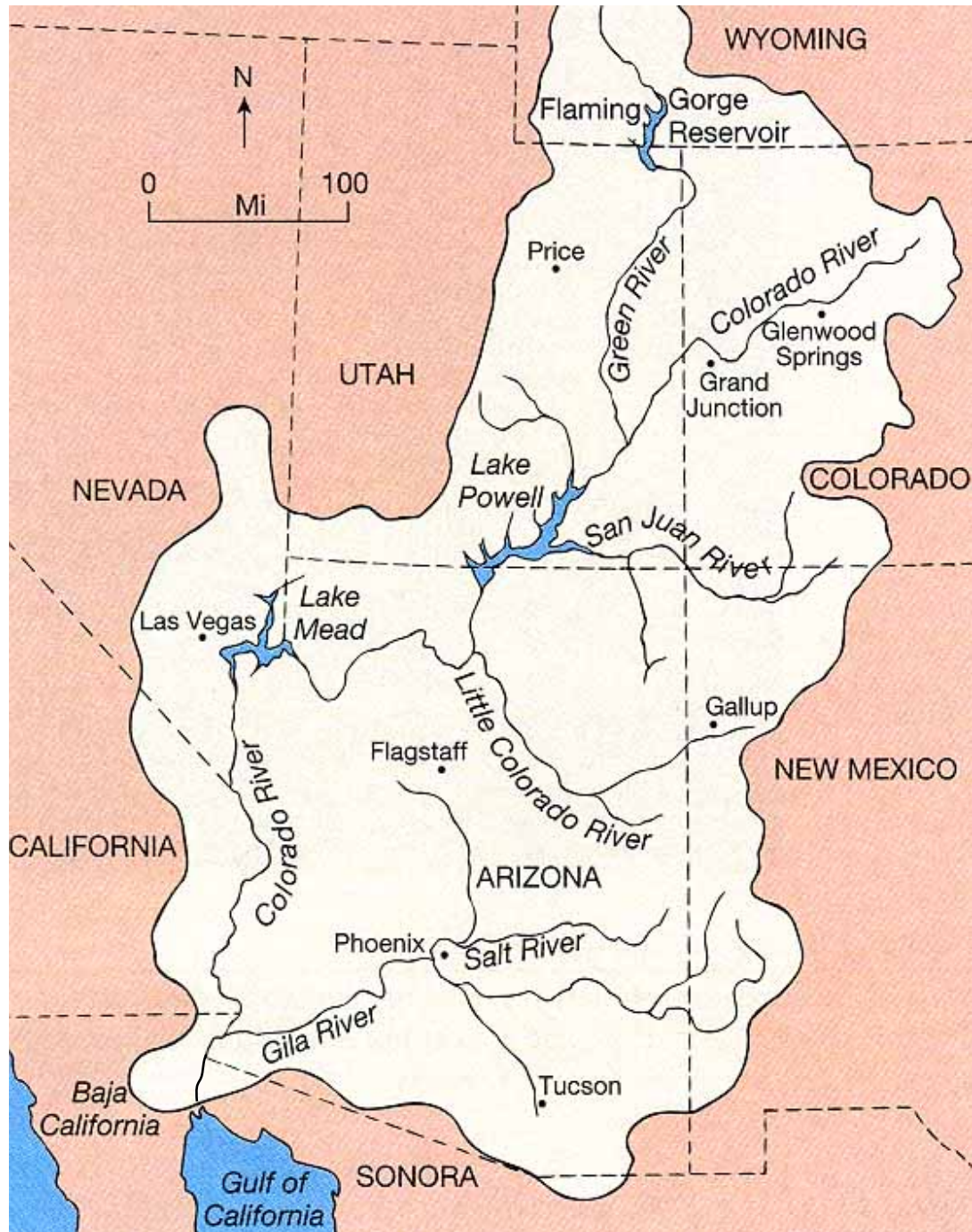
Si definimos las medias anuales de la precipitación  $P$ , de la escorrentía superficial  $R$ , de la infiltración  $I$ , de la evapotranspiración  $E$  y de los cambios de almacenamiento  $\Delta S$ , en una determinada *Cuenca hidrográfica*, una ecuación sencilla para el cálculo del *Balance hidrológico* puede ser la siguiente:

$$P = R + I + E + \Delta S$$

Si los cambios anuales de almacenamiento no son significativos, se entiende por *lluvia útil*, la escorrentía superficial y la infiltración ( $R + I$ ), como el *recurso de agua renovable*, es decir, aquel que es potencialmente explotable, sobre una base anual, en condiciones que no conllevan la sobreexplotación de los recursos hídricos, tanto subterráneos como superficiales.

La componente de la infiltración  $I$  de un balance hidrológico puede en parte manifestarse mediante los ***manantiales***. Los manantiales suelen tener un fuerte condicionante geológico y son indicadores de la manifiesta influencia de las aguas subterráneas sobre la escorrentía superficial.

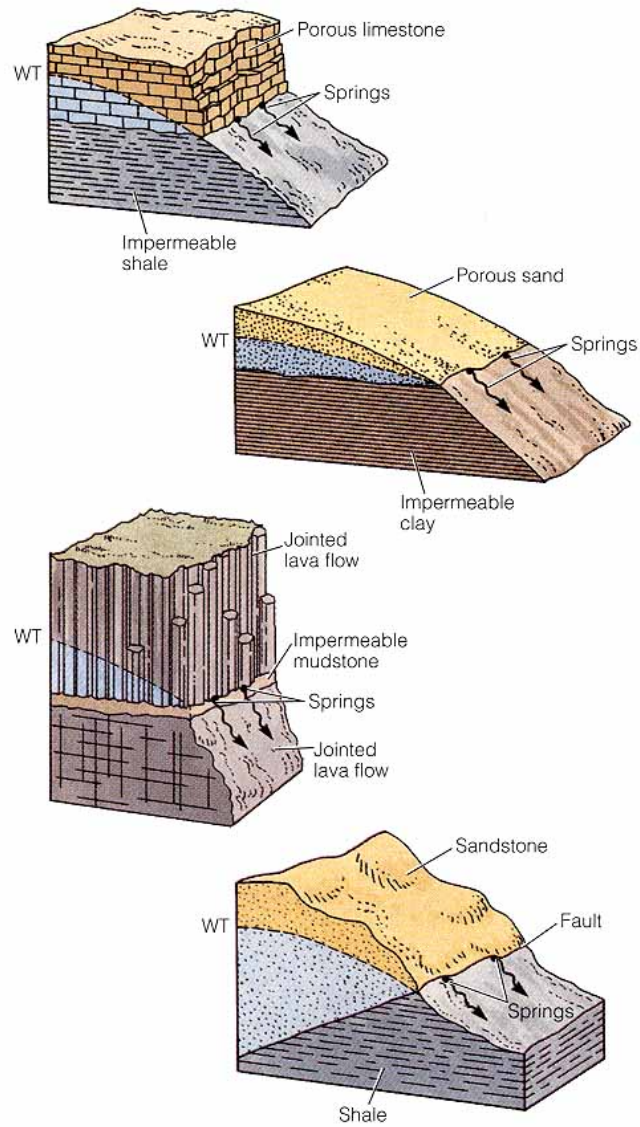




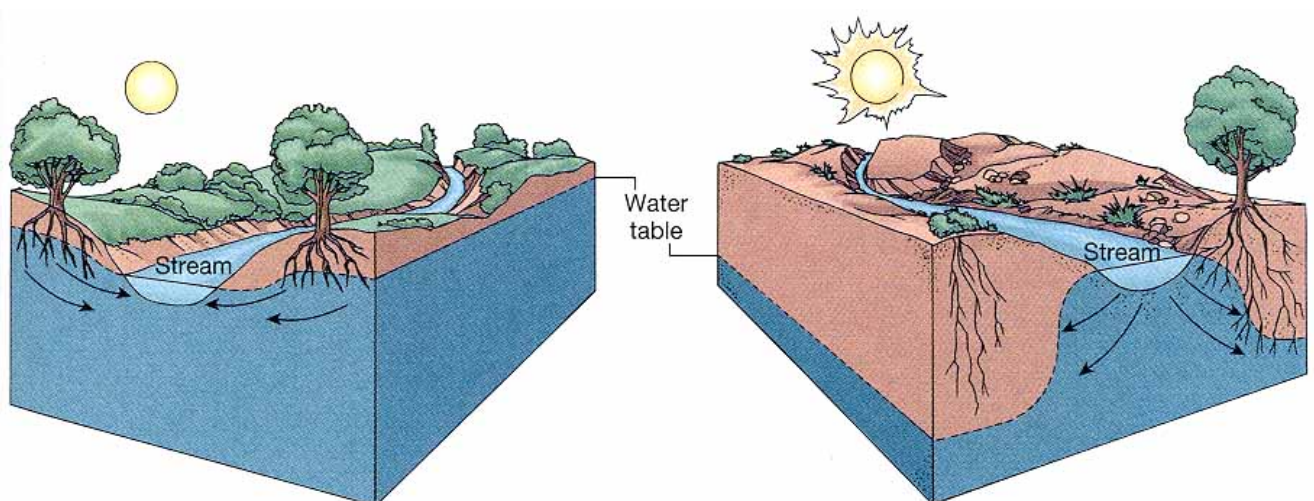
Cuenca hidrográfica (vertiente) de Río Colorado

Por otra parte, las interacciones entre las aguas subterráneas y superficiales determina los tramos de **ríos influentes** y de **ríos efluentes**, los cuales pueden llegar a jugar un papel muy importante en la elaboración de los balances hidrológicos en sistemas hidráulicos característicos de **cuencas hidrográficas continentales, endorréicas y costeras**.



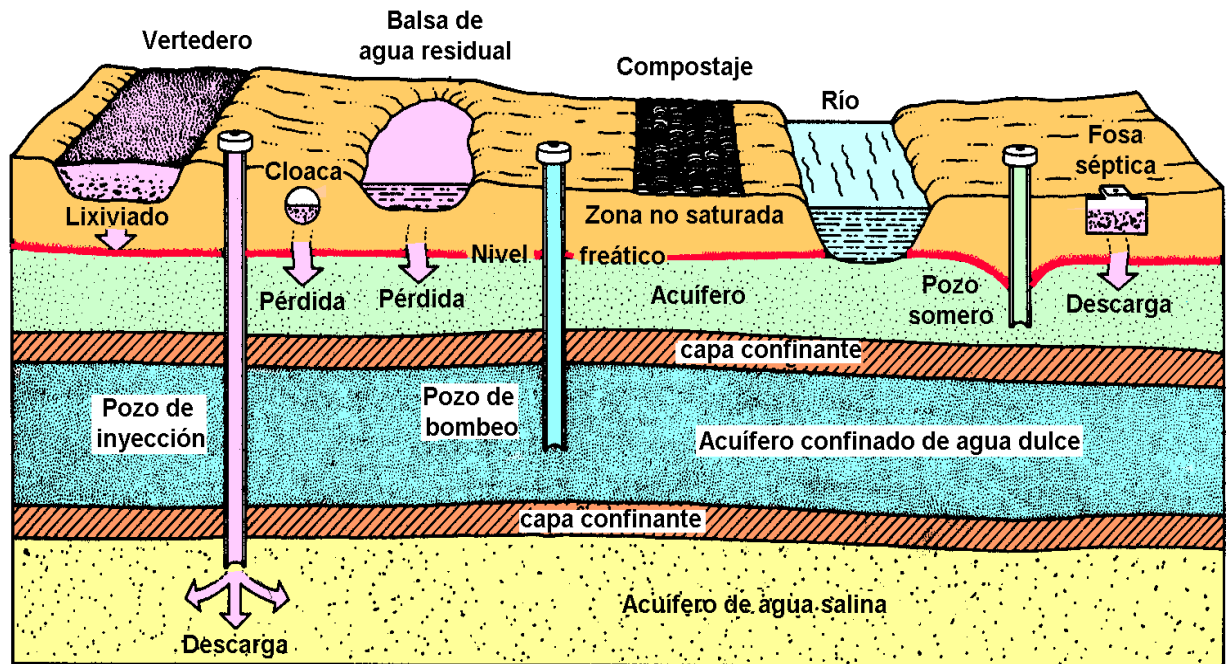


Los manantiales están condicionados por la geología regional



El agua subterránea fluye hacia una corriente **efluente** en climas húmedos. Esto es el resultado de la **descarga** a partir de un acuífero. El agua subterránea fluye a partir de una corriente **influyente** en climas áridos. Esto resulta en la **recarga** del acuífero. Las zonas de **descarga** pueden estar muy cerca de las zonas de **recarga**.

El conocimiento del balance hidrológico es importante desde el punto de vista de la planificación de los recursos hídricos de una región, a nivel de la cuenca hidrográfica. También lo es para una gestión adecuada de las aguas contaminadas, al menos desde dos puntos de vista: el potencial de dilución de contaminantes en una masa de agua y para el cálculo de los volúmenes de agua a tratar a fin de alcanzar valores de concentración admisibles para distintos elementos contaminantes.



Movimiento de la contaminación en la geosfera. Hasan, S.E. (1996) Geology and hazardous waste management; Prentice Hall, 387 pp.

### ***Materiales geológicos en Hidrogeología***

Los aspectos geológicos de los materiales que constituyen la corteza de la Tierra (espesor, porosidad, permeabilidad, localización, etc.) determinan si éste actuará como almacenamiento de agua o como barrera frente a su transmisión. A continuación se explican algunos términos importantes a este respecto.

- ❑ **Acuífero:** Unidad geológica saturada que puede transmitir y almacenar una cierta cantidad de agua bajo la acción de gradientes hidráulicos normales. Ejemplo típico de ellos son las formaciones arenosas o de gravas y los macizos cristalinos fracturados.
- ❑ **Acuitardo:** Unidad geológica susceptible de almacenar agua, incluso en grandes cantidades, pero que la transmite muy lentamente. Suelen poseer una elevada porosidad pero una baja permeabilidad. Ejemplo de este tipo de material lo constituyen los limos, las arcillas limosas y arenosas.
- ❑ **Acuicludo:** Unidad geológica que, de acuerdo con su extremadamente baja permeabilidad (pese a tener una cierta porosidad y, por tanto, ser susceptible de almacenar una cierta cantidad de agua) no transmite prácticamente el agua. Dentro de este grupo se encuentran sobre todo las pizarras y arcillas, cuya porosidad puede llegar a ser del 45-55 % mientras que su permeabilidad tan solo de  $10^{-7}$  a  $10^{-9}$  cm/s.

- **Acuífugo:** Unidad geológica que ni almacena agua ni la transmite, de acuerdo con su baja permeabilidad y porosidad. Ejemplos de ellas son las formaciones de rocas ígneas poco fracturadas (con mala conectividad entre las fracturas) o las sedimentarias cementadas.

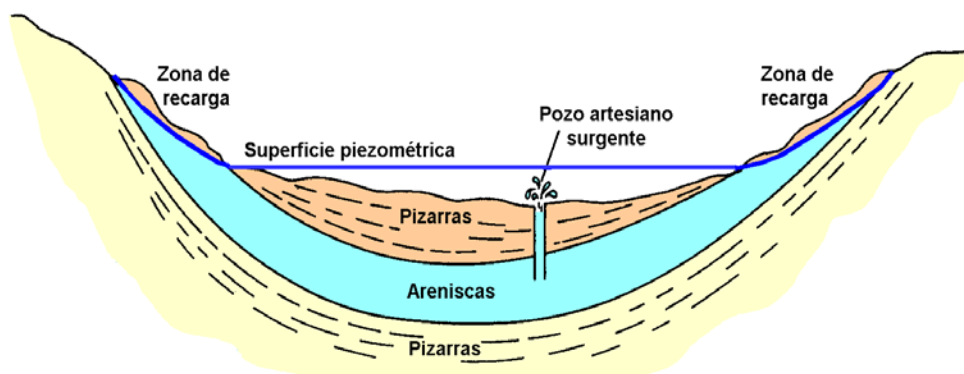
La geometría y disposición de los distintos tipos de formaciones geológicas (de acuerdo con su clasificación según los términos anteriores) condiciona la existencia de distintos tipos de acuíferos:

- **Acuíferos Libres:** La superficie del agua es una superficie libre, o nivel freático, que está en contacto con la atmósfera a la presión de ésta, por encima de la cual se sitúa la zona no saturada que se encuentra a presión hidráulica inferior a la atmosférica.



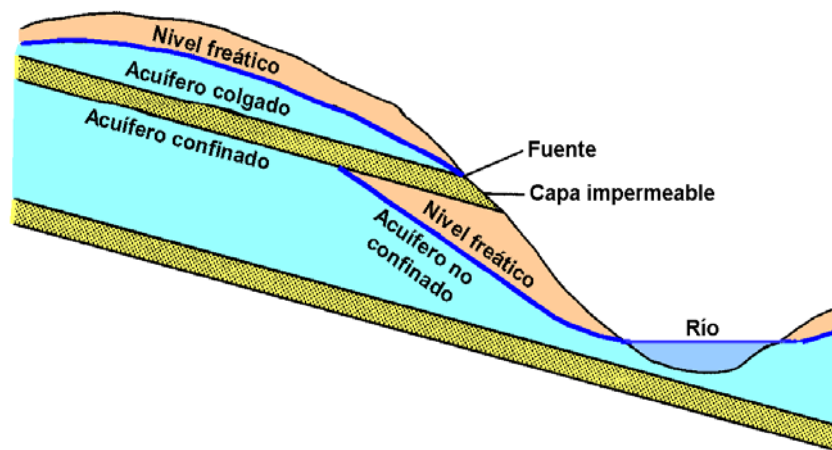
Acuífero no confinado (libre). Observar la variación de la posición del nivel freático con la superficie topográfica. Drever, J. I. (1997) *The geochemistry of natural waters*. 3ª Edición. Prentice Hall. 436 pp.

- **Acuíferos Confinados:** El acuífero está limitado por niveles de baja permeabilidad, ya sean estos acuícludos o acuífugos. La presión hidráulica dentro de dichos acuíferos es mayor que la atmosférica en todos sus puntos y si se perfora un pozo a través de la formación confinante superior hasta alcanzar el acuífero, el agua del mismo ascenderá hasta alcanzar un nivel equivalente al del freático en ese punto. Si el agua del acuífero sube más allá de la superficie del terreno, esta manará libremente hasta una cierta altura y el pozo así generado se denomina pozo artesiano.



Acuífero confinado y pozo artesiano. Drever, J. I. (1997) *The geochemistry of natural waters*. 3ª Edición. Prentice Hall. 436 pp.

- **Acuíferos Semiconfinados:** El acuífero está limitado por acuitardos, lo cual permite una cierta comunicación hidráulica entre dos acuíferos distintos.



Acuífero confinado por acuitardos y acuífero colgado. Drever, J. I. (1997) The geochemistry of natural waters. 3ª Edición. Prentice Hall. 436 pp.

## Flujo del agua subterránea. Conceptos Elementales

### ***Carga hidráulica o Nivel piezométrico***

El movimiento del agua en un medio poroso está regulado por el **potencial total del agua**, o **potencial de fluido**  $\phi$  (en unidades de presión,  $Pa$ , o fuerza por unidad de superficie,  $N/m^2$ ).

En términos de la altura de agua correspondiente (en metros) tendremos la **carga hidráulica** o el **nivel piezométrico**:

$$h = \phi/\gamma$$

donde  $\gamma$  es el **peso específico del agua** en  $kg/m^2 s^2$  o bien en  $N/m^3$  ( $\gamma = \rho \cdot g$ , para  $\rho$  la densidad del agua en  $kg/m^3$  y  $g$  la aceleración de la gravedad en  $m/s^2$ ).

Los componentes básicos del potencial total del agua en el suelo son: el potencial de **presión**, el potencial **gravitacional**, el potencial **osmótico** y el potencial de **velocidad**.

El potencial de **presión** es debido a la **presión del agua** en el suelo  $P$ . En la zona no saturada, la presión del agua es inferior a la presión del aire existente en los huecos del suelo. La diferencia entre la presión del agua  $P$  y la presión del aire  $P_a$  es lo que se denomina **presión capilar** ( $P_c = P - P_a$ ), o bien **potencial matricial**. En términos de altura de agua  $\psi$  (en metros), tendremos la **succión capilar** o **tensión matricial** ( $\psi = P_c/\gamma$ ) para los valores negativos en la zona no saturada y en la franja capilar por encima del nivel freático de un acuífero libre, o bien tendremos la **carga de presión** o **altura de agua** ( $\psi = P/\gamma$ ) para cuando tiene valores positivos o superiores a la presión atmosférica por debajo del nivel freático en los acuíferos libres o en los acuíferos confinados. En la mayoría de estos casos se considera no obstante que la presión del aire es nula e igual a la atmosférica ( $P_a = 0$ ).

El potencial **gravitacional** es el resultante de la fuerza de la gravedad actuando sobre el agua en un punto determinado. Es directamente proporcional al peso específico



del agua  $\gamma$  y a la altura del punto  $z$  (metros) con respecto al nivel de referencia considerado.

El potencial **osmótico** es el originado por la atracción iónica de solutos por el agua en contacto con las partículas arcillosas. Este potencial es negativo y su influencia puede ser importante en la zona no saturada, sobre todo cuando existe poca agua en estado líquido, ya que ésta se encuentra cada vez más retenida por las partículas arcillosas del suelo. Las partículas arcillosas no funcionan como una membrana semipermeable totalmente eficaz, de forma que el potencial osmótico total  $\Pi$  puede verse disminuido en su valor absoluto y resultar un potencial osmótico efectivo  $\Pi^*$ , y ello dependiendo del soluto y del tipo y la cantidad de arcillas presentes en el suelo.

El potencial de **velocidad** corresponde a la energía cinética del agua. En las aguas subterráneas la velocidad del agua es relativamente baja, lo que conlleva con frecuencia al flujo laminar cuando el número de Reynolds es inferior a 12:

$$Re = \rho v d / \mu$$

donde  $d$  equivale al  $d_{50}$  de las partículas de un medio poroso, o bien a dos veces el ancho medio de las fisuras en un medio fracturado ( $\mu$  (kg/m·s) = viscosidad dinámica;  $\rho$  (kg/m<sup>3</sup>) = densidad del agua).

En consecuencia, la definición del **potencial total del agua** puede tomar diferentes expresiones, dependiendo de la importancia de sus componentes. La expresión general, cuando la presión del aire no es despreciable, es la siguiente:

$$\phi = P_c + P_a + \Pi^* + \gamma \cdot z + \rho v^2/2$$

Sin embargo, si la presión del aire es constante y corresponde a la atmosférica, y ésta se considera como referencia igual a cero, y si además la presión osmótica y la energía cinética son despreciables, el potencial total del agua equivale a:

$$\phi = P + \gamma \cdot z$$

En términos de altura de agua se tendrá la **carga hidráulica** o el **nivel piezométrico** ( $h$ ):

$$h = \phi/\gamma = \psi + z$$

Esta expresión es válida para toda el agua subterránea, tanto para los acuíferos libres (la zona no saturada y saturada) como para los acuíferos confinados.

Los fluidos se ponen en movimiento cuando existen variaciones de **carga hidráulica** o de **nivel piezométrico**. Las moléculas de agua van de los puntos de mayor  $h$  a los de menor  $h$ . El **gradiente hidráulico**  $i$  es pues una medida de la variación de  $h$  a lo largo de una distancia unitaria.

$$i = \frac{dh}{dl}$$



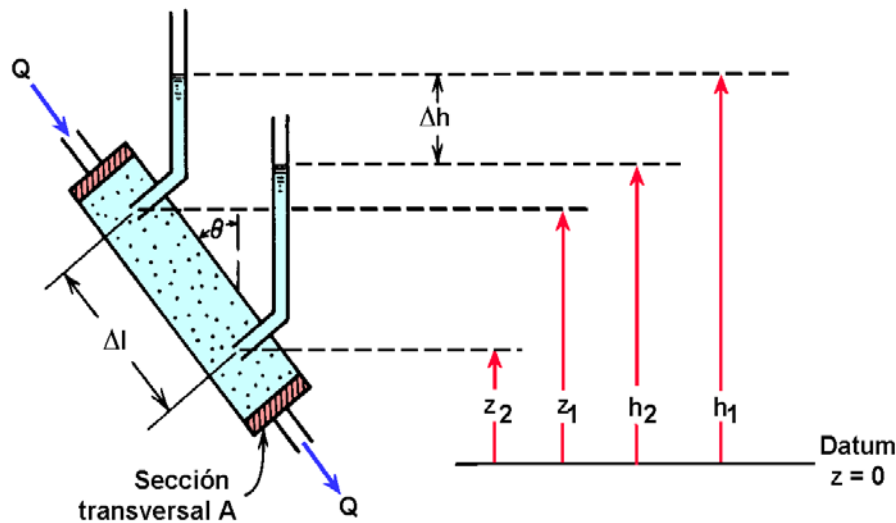
## La Ley de Darcy

La Ley de Darcy describe, de forma empírica el flujo de agua a través de medios porosos. La Ley, denominada con el nombre de su descubridor (Henri Darcy, 1856) fue desarrollada a partir de una diversa serie de experimentos ejemplificados en la figura siguiente.

Una de las formas matemáticas de expresar la Ley de Darcy, de acuerdo con el anterior experimento, es como sigue:

$$v = \frac{Q}{A}$$

donde  $v$  es la **descarga específica** ( $[L/T]$ ),  $Q$  el **caudal** de entrada y salida del cilindro ( $[L^3/T]$ ) y  $A$  el **área** del cilindro ( $[L^2]$ ). Los experimentos de Darcy mostraron que  $v$  es directamente proporcional a la diferencia de nivel entre la entrada y la salida del cilindro ( $\Delta h$ ) cuando la longitud del mismo es constante ( $\Delta l$ ) e inversamente proporcional a su longitud ( $\Delta l$ ), mientras  $\Delta h$  se mantiene constante. De esa manera, también podemos expresar la Ley como:



*Experimento de Darcy.* Freeze, R.A. y Cherry, J.A. (1979) Groundwater; Prentice Hall, 604 pp.

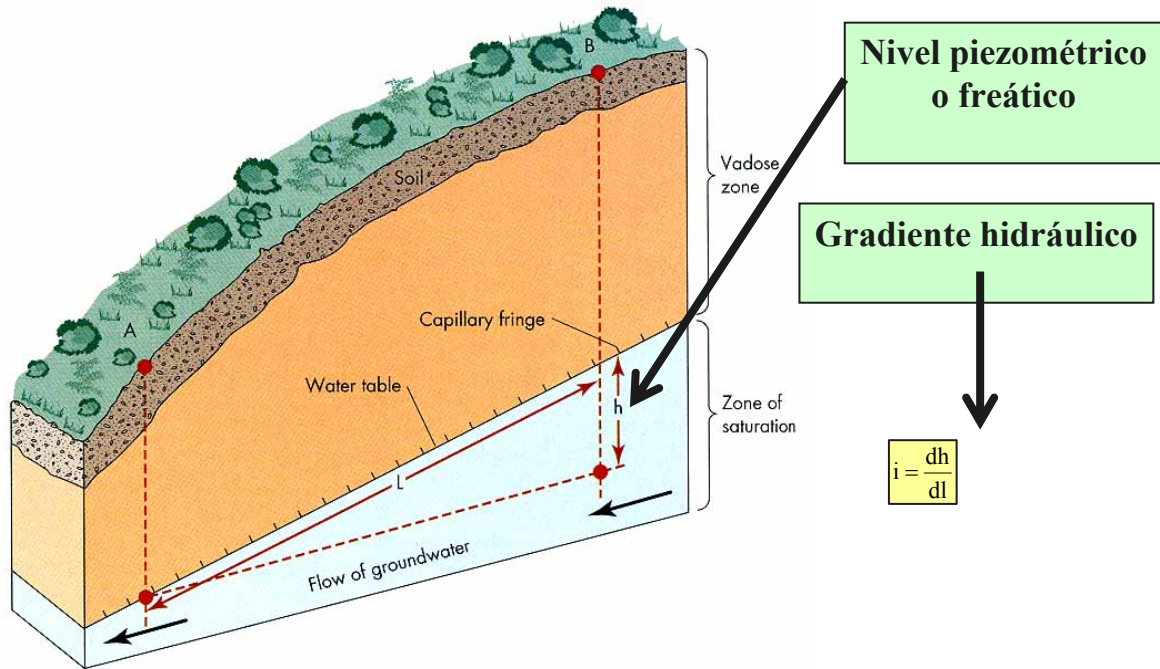
velocidad de Darcy  $\vec{v} = -K \frac{dh}{dl}$

velocidad real  $\vec{V} = \frac{\vec{v}}{n}$

en la que  $dh$  es la variación de la carga hidráulica o del nivel piezométrico y  $dh/dl$  el gradiente hidráulico.  $K$  ( $[L/T]$ ) es una constante de proporcionalidad, característica del medio y del tipo de fluido que circula a través de él, y que recibe el nombre de **conductividad hidráulica**. A veces la existencia de cierto potencial osmótico en materiales arcillosos puede explicar lo que ha quedado en denominarse el **gradiente umbral**, o gradiente por debajo del cual el agua no se mueve o no sigue el comportamiento lineal definido por la Ley de Darcy.

Combinando las ecuaciones anteriores, vemos que la Ley de Darcy también puede escribirse como:

$$Q = -K \frac{dh}{dl} A$$



Concepto del gradiente hidráulico del nivel freático en un acuífero libre

Es importante definir un parámetro que describa las propiedades conductivas del medio poroso, independientemente del fluido que lo atraviese.

La **viscosidad** de un fluido es una propiedad que permite que el mismo resista el movimiento relativo de las partículas que lo componen. La viscosidad cinemática de un fluido  $\nu$  viene dada en función de la viscosidad dinámica  $\mu$  (M/LT) y de la densidad  $\rho$  (M/L<sup>3</sup>) del fluido, por:

$$\nu = \frac{\mu}{\rho}$$

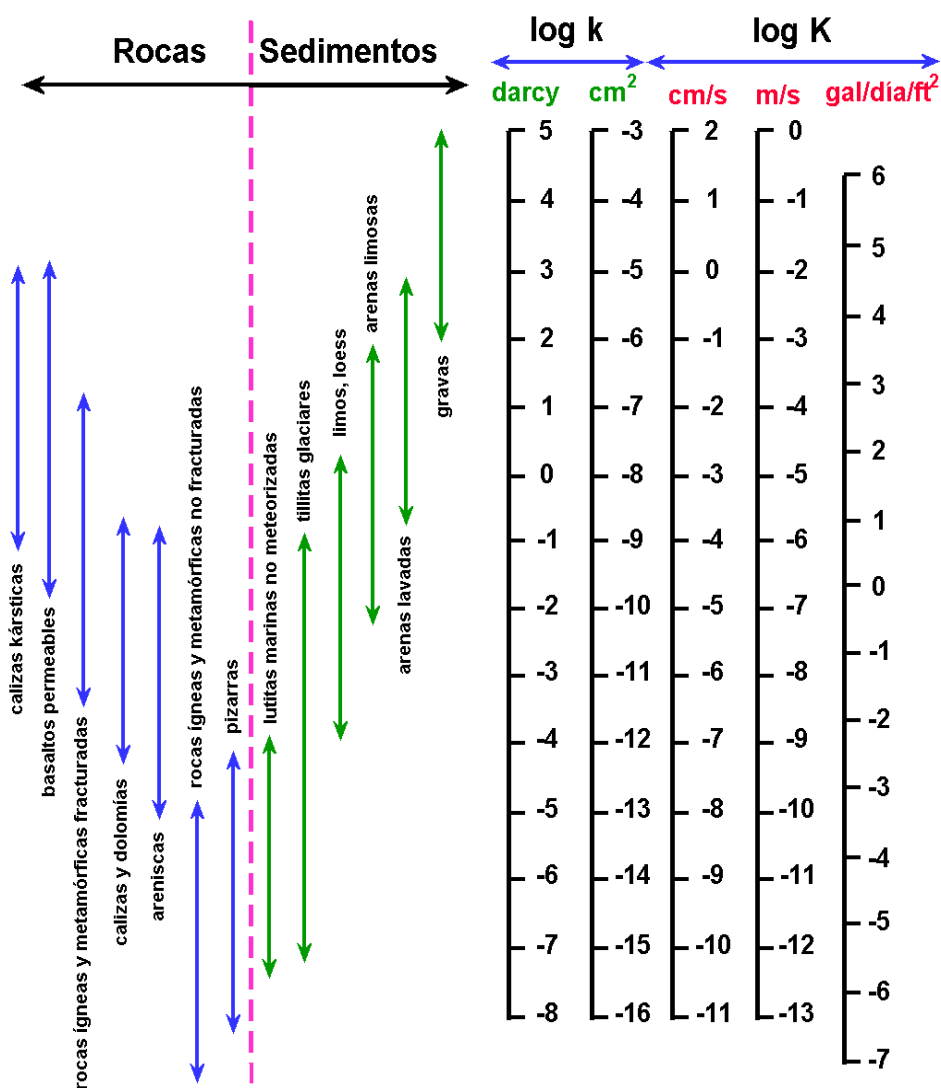
Considerando la ecuación obtenida para la Ley de Darcy, vemos que la conductividad hidráulica  $K$  está relacionada con la viscosidad cinemática del fluido mediante la siguiente expresión:

$$K = k \frac{\rho \cdot g}{\mu} \quad \text{donde:} \quad k = C \cdot d^2$$

El parámetro  $k$  se conoce como **permeabilidad intrínseca** o específica o, simplemente, **permeabilidad**. La permeabilidad es función tan sólo del medio y sus dimensiones son [L<sup>2</sup>].

Los materiales geológicos tienen igualmente la particularidad de no ser isótropos frente a algunos parámetros hidráulicos como por ejemplo, y en particular, la permeabilidad y/o la conductividad hidráulica. De hecho, la conductividad hidráulica puede presentar un marcado carácter anisótropo en función de la dirección de flujo de las aguas subterráneas. La **anisotropía** en la transmisión del agua de las diferentes

formaciones geológicas acuíferas puede ser debida a diversos factores de índole sedimentario, metamórfico, tectónico o incluso de deformación y/o fracturación.



Logaritmo de las permeabilidades (log k) y conductividades hidráulicas (log K) para distintos tipos de rocas y sedimentos. Freeze y Cherry, 1979. Groundwater; Prentice Hall, 604 pp.

Material	Conductividad horizontal (m/s)	Conductividad vertical (m/s)
Anhidrita	$10^{14} - 10^{-12}$	$10^{-15} - 10^{-13}$
Creta	$10^{-10} - 10^{-8}$	$5 \times 10^{-11} - 5 \times 10^{-9}$
Caliza, Dolomía	$10^{-9} - 10^{-7}$	$5 \times 10^{-10} - 5 \times 10^{-8}$
Arenisca	$5 \times 10^{-13} - 10^{-10}$	$2.5 \times 10^{-13} - 5 \times 10^{-11}$
Pizarra	$10^{-14} - 10^{-12}$	$10^{-15} - 10^{-13}$
Sal	$10^{-14}$	$10^{-14}$

**Tabla 9.** Efecto de la anisotropía en relación con la conductividad hidráulica para distintos tipos de roca. **Fuente:** Domenico, P.A. y Schwartz, F.W. (1997) Physical and chemical hydrogeology; 2ª ed.; John Wiley & Sons; 506 pp.

## **Permeabilidad de una Roca Fracturada**

La permeabilidad de las rocas intactas es, en general, muy baja y, por tanto, es de esperar que su capacidad para drenar el agua sea muy baja. Sin embargo, si la roca es discontinua como resultado de la existencia de diversos tipos de familias de juntas, su permeabilidad puede ser considerablemente mayor dado que actuarán como canales preferentes de flujo.

De acuerdo con Snow (1968), es posible calcular una **permeabilidad equivalente** o la **conductividad hidráulica equivalente** para una familia de fracturas planas, de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$K = \frac{\rho_w \cdot g \cdot N \cdot b^3}{12 \cdot \mu}$$
$$k = \frac{N \cdot b^3}{12}$$

para las que  $K$  representa la conductividad hidráulica equivalente del macizo rocoso,  $k$  la permeabilidad equivalente,  $N$  el número de discontinuidades por unidad de longitud a lo largo de un afloramiento ( $[L^{-1}]$ ). En éste caso, el producto  $N \cdot b$  representa la '**porosidad planar**'.

Esta ley establece que para un gradiente hidráulico dado, se ha comprobado experimentalmente en distintos macizos rocosos que el flujo a través de una fractura es proporcional al cubo de la apertura de la misma. Dicha relación se conoce, en general, como la **Ley Cúbica**. Para flujo laminar en una sola fractura, entre dos superficies suaves y paralelas, el caudal volumétrico puede expresarse como:

$$Q = \frac{\rho_w \cdot g \cdot b^2}{12 \cdot \mu} (b \cdot w) \frac{\partial h}{\partial l}$$

donde  $Q$  es el caudal volumétrico,  $\rho_w$  la densidad del agua,  $g$  la aceleración de la gravedad,  $\mu$  la viscosidad dinámica del agua,  $b$  la apertura de la junta,  $w$  la longitud de la fractura medida perpendicularmente a la dirección de flujo y  $\frac{\partial h}{\partial l}$  el gradiente hidráulico en la dirección de flujo. De esa manera, el caudal está relacionado con el cubo de la apertura de la junta,  $b$ .

La ecuación anterior puede simplificarse de la siguiente manera:

$$Q = K \cdot i \cdot A$$

donde  $i$  es el gradiente hidráulico y  $A$  el área (es decir, el producto  $b \cdot w$ ). Por ello, la conductividad hidráulica para éste sistema es:

$$K = \frac{\rho_w \cdot g \cdot b^2}{12 \cdot \mu}$$

La ecuación anterior sólo es aplicable a una sola fractura y en situaciones en que el flujo es de tipo laminar. Se introducen pues errores significativos en las fracturas en que el flujo es turbulento, las superficies de las juntas son rugosas o presentan rellenos. En éste último caso, la ecuación anterior dará una permeabilidad equivalente máxima. De igual manera, si lo que se desea es el valor de permeabilidad mínimo para una junta rellena, esta puede obtenerse a partir de:

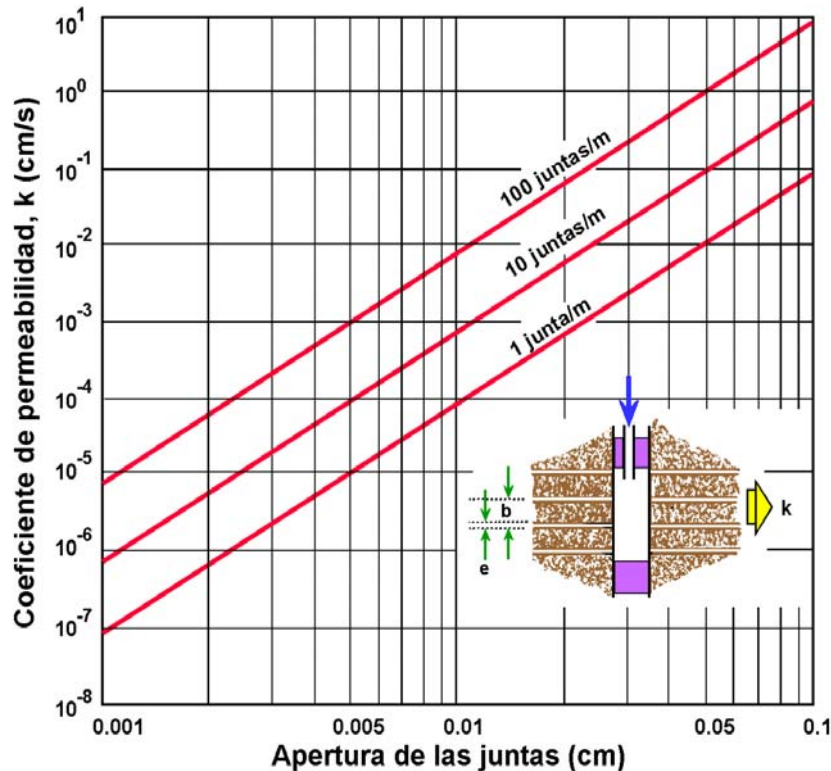
$$k = \frac{e}{b} k_f + k_r$$

donde  $k_f$  es la permeabilidad del material de relleno y  $k_r$  la correspondiente a la roca intacta.

Diversos autores han considerado el efecto de la rugosidad de las juntas, la cual reduce o amplía la apertura de las mismas. Así, muchas de las expresiones para la conductividad hidráulica para sistemas rugosos son de la forma:

$$K = \frac{\rho_w \cdot g \cdot b^2}{12 \cdot \mu \cdot (1 + C(x)^n)}$$

donde  $C$  es una constante mayor que 1,  $x$  un grupo de variables que describe la rugosidad y  $n$  algún exponente mayor que 1. De acuerdo con ella, la rugosidad provocaría una disminución en la conductividad hidráulica.



Relación entre permeabilidad, apertura y espaciado entre juntas. Hoek, E. y Bray, J.W. (1981). Rock Slope Engineering; Institution of Mining and Metallurgy, 358 pp.

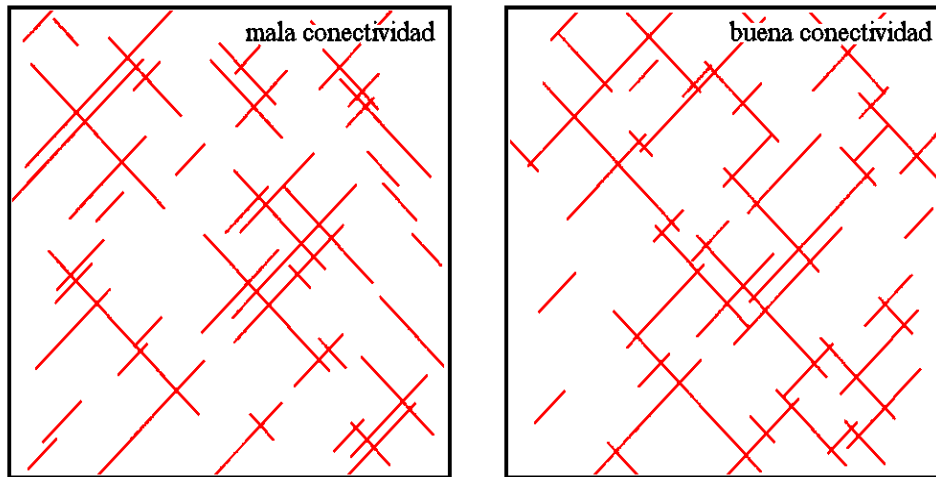
### Porosidad

La definición de **porosidad total** no requiere que los huecos del sedimento o roca estén conectados. Para ello es preciso definir otra magnitud denominada **porosidad efectiva** que representaría el porcentaje de porosidad interconectada.

Material	Porosidad total, $n$ (%)	Porosidad efectiva, $n_e$ (%)
Anhidrita	0.5 – 0.5	0.05 – 0.5
Creta	5 – 40	0.05 – 2
Caliza, Dolomía	0 – 40	0.1 – 5
Arenisca	5 – 15	0.5 – 10
Pizarra	1 – 10	0.5 – 5
Sal	0.5	0.1
Granito	0.1	0.0005
Roca cristalina fracturada	–	0.00005 – 0.01

Rango de valores de porosidad total y efectiva para distintos tipos de roca. Domenico, F.A. y Schwartz, F.W. (1998) Physical and Chemical Hydrogeology; John Wiley & Sons, 506 pp.





Importancia de la conectividad para el flujo de agua subterránea en macizos rocosos. A la izquierda mala conectividad. A la derecha buena conectividad entre fracturas

Mayor Conductividad Hidráulica (K)	Log K (m/s)	Mayor Porosidad	n (%)
Gravas bien clasificadas	0 a -2	Arcillas no consolidadas	40 a 80
Arenas lavadas y Calizas cavernosas	-2 a -6	Limos, Tobas	35 a 50
Basaltos permeables	-2 a -7	Arenas bien clasificadas	25 a 50
Arenas bien clasificadas	-3 a -5	Arenas y gravas mal clasificadas	25 a 40
Rocas Ígneas y Metamórficas fracturadas	-4 a -8.5	Gravas	25 a 40
Arenas limosas, arenas finas	-5 a -7		
Limos, Loess	-5 a -9	Areniscas	5 a 30
Limos arenosos, arenas arcillosas	-6 a -8		
Calizas y Dolomías	-6 a -9.5	Basaltos fracturados	5 a 50
Areniscas	-6 a -10	Calizas cavernosas y Dolomías	0 a 20
Till glaciár	-6 a -12	Rocas cristalinas fracturadas	0 a 10
Arcillas marinas no meteorizadas	-9 a -12.5		
Pizarras	-9 a -13	Pizarras	0 a 10
Rocas cristalinas densas de origen ígneo o metamórfico	-10 a -14	Rocas cristalinas densas de origen ígneo o metamórfico	0 a 5
<b>Menor Conductividad Hidráulica</b>		<b>Menor Porosidad</b>	

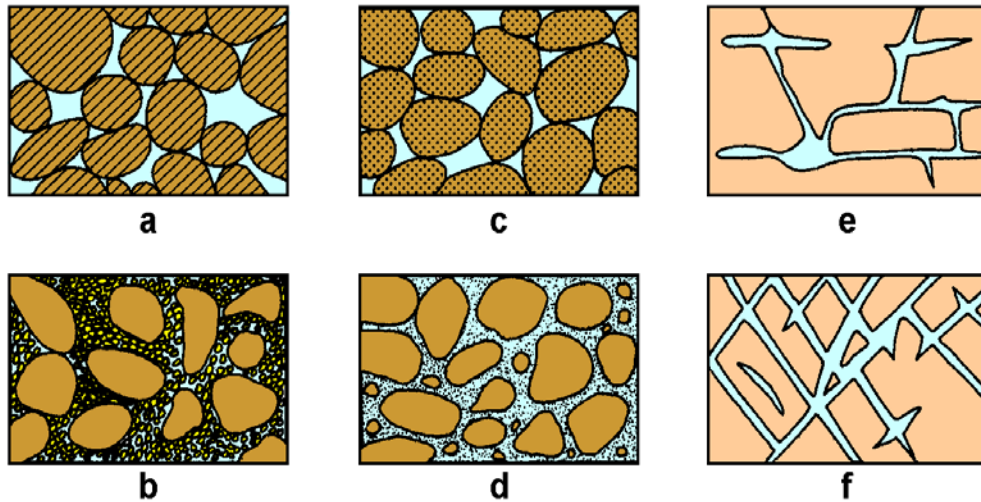
Propiedades hidráulicas de rocas comunes, ordenadas de acuerdo con su decreciente conductividad hidráulica y porosidad. Langmuir, D.M. (1997) Aqueous Environmental Geochemistry. Prentice Hall, 600 pp.

Es frecuente referirse a la porosidad intersticial de los granos que componen una roca o sedimento como **porosidad primaria** mientras que la que resulta de procesos tectónicos o de fracturación se suele denominar **porosidad secundaria**.

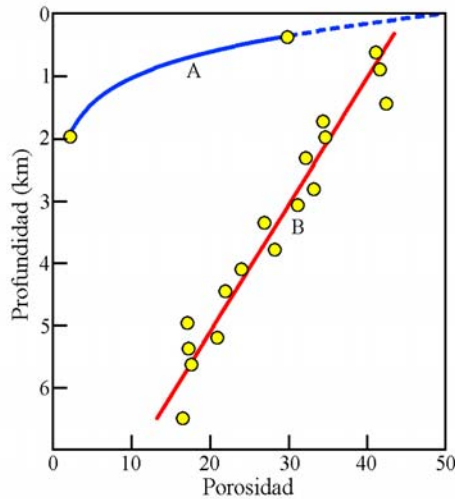
Es un hecho bien constatado que la porosidad de las formaciones geológicas tiende a disminuir al aumentar la profundidad, pero el comportamiento no es homogéneo para todos los tipos litológicos. En el caso de las pizarras, Athy (1930) propuso la siguiente relación de la profundidad con la porosidad:

$$n = n_0 e^{-a \cdot z}$$

donde  $n$  es la porosidad,  $n_0$  la porosidad promedio cerca de la superficie,  $z$  la profundidad y  $a$  una constante empírica que es igual a  $1.42 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ .



Relación entre textura y porosidad. a) Sedimento bien clasificado con alta porosidad; b) Sedimento mal clasificado con baja porosidad; c) Sedimento bien clasificado con granos porosos; d) Sedimento bien clasificado con porosidad disminuida por cementación; e) Porosidad desarrollado por disolución de la roca; f) Porosidad desarrollada por fracturación de la roca. Domenico, F.A. y Schwartz, F.W. (1998) Physical and Chemical Hydrogeology; John Wiley & Sons, 506 pp.



Relación entre porosidad y profundidad para pizarras (A) y areniscas (B). Los datos de B representan promedios de intervalos de profundidad de 1000 pies de más de 17000 medidas

Para un medio poroso ideal, la porosidad da idea de la capacidad máxima que ese medio posee para almacenar agua. Sin embargo, el agua en el medio poroso puede que se vea impedida en parte de poder ser drenada por acción simple de la gravedad o por la evapotranspiración. Ello es debido a la acción que ejerce la tensión superficial y otras fuerzas higroscópicas en las proximidades de las superficies de los granos minerales.

La magnitud de dichas fuerzas depende del tamaño de las partículas minerales y de la geometría de la propia porosidad. En general, son importantes en materiales de grano fino (limos y arcillas) y de mucha menor importancia en granulometrías mayores.

La **porosidad eficaz**,  $n_e$  puede ser expresada como:

$$n_e = n - n_r$$

donde  $n_r$  representa la **retención específica** del medio poroso, es decir, la fracción de agua retenida por acción de la gravedad, lo que en agricultura equivaldría a la **capacidad de campo**. La porosidad total del medio es  $n$ .

Material		Porosidad, n (%)					Porosidad eficaz $n_e$ (%)			Notas
		Valores normales			Valores extraordinarios		Media	Máx.	Mín.	
Tipo	Descripción	Media	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Media	Máx.	Mín.	
Rocas masivas	Granito	0.3	4	0.2	9	0.05	< 0.2	0.5	0.0	A
	Caliza masiva	8	15	0.5	20		< 0.5	1	0.0	B
	Dolomía	5	10	2			< 0.5	1	0.0	B
Rocas metamórficas		0.5	5	0.2			< 0.5	2	0.0	A
Rocas volcánicas	Piroclastos y tobas	30	50	10	60	5	< 5	20	0.0	C, E
	Escorias	25	80	10			20	50	1	C, E
	Pumitas	85	90	50			< 5	20	0.0	D
	Basaltos densos, fonolitas	2	5	0.1			< 1	2	0.1	A
	Basaltos vacuolares	12	30	5			5	10	1	C
Rocas sedimentarias compactadas	Pizarras	5	15	2	30	0.5	< 2	5	0.0	E
	Areniscas	15	25	3	30	0.5	10	20	0.0	F
	Creta blanda	20	50	10			2	5	0.2	B
	Calizas detríticas	10	30	1.5			3	20	0.5	
Sedimentos	Aluviones	25	40	20	45	15	15	35	5	E
	Dunas	35	40	30			20	30	10	
	Gravas	30	40	25	40	20	25	35	15	
	Loess	45	55	40			< 5	10	0.1	E
	Arenas	35	45	20			25	35	10	
	Depósitos glaciares	25	35	15			15	30	5	
	Limos	40	50	35			10	20	2	E
	Arcillas sin compactar	45	60	40	85	30	2	10	0.0	E
Suelos superiores	50	60	30			10	20	1	E	

Porosidades totales y eficaces de diversos materiales geológicos. ITGE (1987) Manual de Ingeniería de Taludes; 1ª Edición. Instituto Tecnológico y Geominero de España. 456 pp. *Notas:* A)  $n$  y  $n_e$  aumentan como resultado de la meteorización; B)  $n$  y  $n_e$  aumentan como resultado de procesos de disolución; C)  $n$  y  $n_e$  disminuyen a medida que aumenta la edad; D)  $n$  disminuye con la edad mientras que  $n_e$  puede aumentar; E) El valor de  $n_e$  es muy variable en función de diversas circunstancias y la edad; F) Valores variables, en función del grado de cementación y la solubilidad.

Material	Porosidad, n (%)	Porosidad Eficaz, $n_e$ (%)	Retención Específica (%)
Arcillas	50	2	48
Gravas	20	19	1
Arenas	25	22	3
Suelos (en general)	55	40	15
Basalto	11	8	3
Granito	0.1	0.09	0.01
Caliza	20	18	2
Arenisca	11	6	5

Valores de porosidad, eficaz y retención específica medias de materiales geológicos porosos comunes. Hasan, S.E. (1996) Geology and hazardous waste management; Prentice Hall, 387 pp.

Parámetro	Símbolo	Dimensiones	Unidades SI
Carga hidráulica, Nivel piezométrico	h	L	m
Altura respecto de un nivel de referencia	z	L	m
Carga de presión (o de succión)	$\psi$	L	m
Potencial matricial, Presión de fluido	P	M/LT <sup>2</sup>	N/m <sup>2</sup> o Pa
Potencial de fluido	$\phi$	M/LT <sup>2</sup>	N/m <sup>2</sup> o Pa
Densidad del agua	$\rho$	M/L <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>
Constante gravitacional	g	L/T <sup>2</sup>	m/s <sup>2</sup>
Peso específico del agua	$\gamma = \rho g$	M/L <sup>2</sup> T <sup>2</sup>	kg/m <sup>2</sup> s <sup>2</sup>
Caudal volumétrico	Q	L <sup>3</sup> /T	m <sup>3</sup> /s
Caudal específico	Q <sub>e</sub>	L/T	m/s
Conductividad hidráulica	K	L/T	m/s

Unidades comunes y dimensiones para distintos parámetros de flujo subterráneo. Domenico, P.A. y Schwartz, F.W. (1997) Physical and chemical hydrogeology; 2<sup>a</sup> ed.; John Wiley & Sons; 506 pp.

### **Transmisividad**

La transmisividad, T, es la capacidad que tiene un medio poroso para transmitir agua. Es un parámetro función de la conductividad hidráulica, K y dl espesor del acuífero, b, y se expresa como:

$$T = K \cdot b$$

Sus dimensiones son [L<sup>2</sup>/T].

### **Compresibilidad**

La compresibilidad de un medio refleja la variación de volumen que experimenta como resultado de la actuación de esfuerzos sobre él y, como consecuencia, la deformación que sufre. La **compresibilidad del agua**,  $\beta$ , puede definirse como la variación de volumen que experimenta un cierto volumen de agua,  $V_w$ , al actuar sobre él un determinado esfuerzo, en nuestro caso, una presión de fluido dada, P. La función que describe este comportamiento es la siguiente:

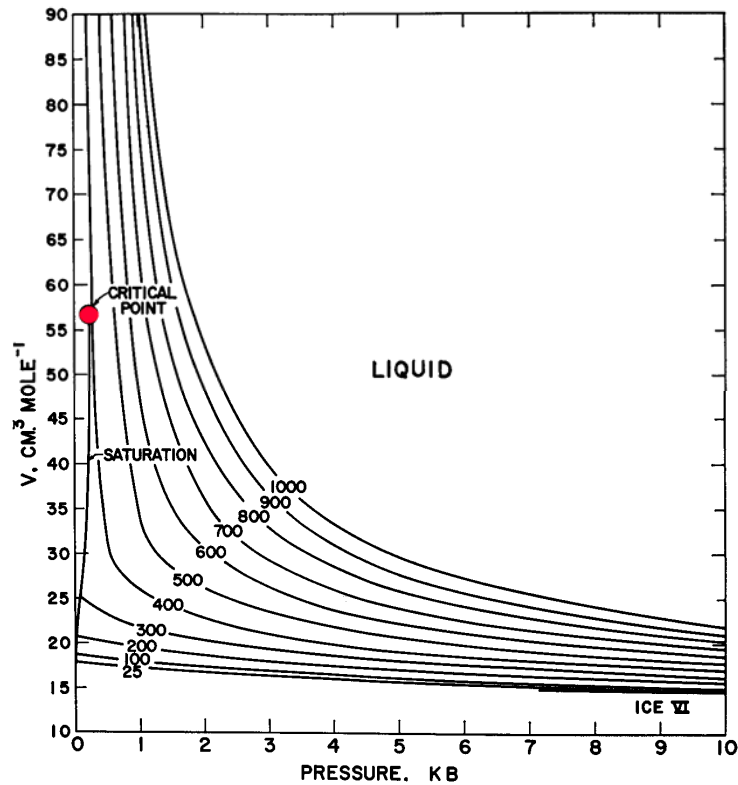
$$\frac{dV_w}{dP} = C_0 e^{-\beta P}, \quad \text{donde la compresibilidad del agua equivale a} \quad \beta = -\frac{1}{V_w} \frac{dV_w}{dP}$$

La compresibilidad del medio poroso depende sin embargo de la tensión efectiva que soportan los granos del suelo, concepto que fue introducido por Karl Terzaghi en 1925. Las tensiones en cualquier punto de un plano que atraviesa una masa de suelo pueden ser calculadas a partir de las tensiones principales totales. Si los poros del suelo se encuentran rellenos de agua bajo una *presión de agua P*, la tensión vertical total  $\sigma_t$  se compone de dos partes. Una parte, *P*, llamada también *presión neutra* o *presión intersticial*, actúa no sólo sobre el agua sino también sobre las partículas sólidas en todas direcciones y con igual intensidad. La diferencia ( $\sigma_e = \sigma_t - P$ ) representa un exceso de presión sobre la presión neutra *P*, y actúa exclusivamente en la fase sólida del suelo. Esta fracción  $\sigma_e$  de la tensión total se denomina *tensión efectiva*.

La compresibilidad del medio poroso,  $\alpha$ , puede expresarse por una función cuya forma análoga a la anterior:

$$\frac{dV_T}{d\sigma_e} = C'_0 e^{-\alpha \sigma_e}, \quad \text{donde la compresibilidad del medio poroso equivale a} \quad \alpha = \frac{-dV_T/V_T}{d\sigma_e}$$

donde  $V_T$  representa el volumen total de medio poroso y  $d\sigma_e$  la variación en el esfuerzo o tensión efectiva.



Compresibilidad del agua en función de la temperatura y la presión. Mitchell, P. (1993) *Chemical thermodynamics for earth scientists*. Longman Scientific; 464 pp.

### **Capacidad o Almacenamiento Específico**

El almacenamiento específico,  $S_s$ , puede ser definido como el volumen de agua que un volumen unitario de acuífero libera (o toma) como resultado del descenso (o ascenso) del nivel piezométrico,  $h$ . Puede ser expresado como:

$$S_s = \rho \cdot g \cdot (\alpha + n \cdot \beta)$$

en la que  $\rho$  es la densidad del agua,  $g$  la aceleración de la gravedad,  $n$  la porosidad y  $\alpha$  y  $\beta$  las compresibilidades del medio poroso y del agua, respectivamente. Un análisis dimensional indica que sus unidades son  $[L^{-1}]$

### **Coefficiente de Almacenamiento**

El coeficiente de almacenamiento,  $S$ , puede definirse como el volumen de agua que un acuífero es susceptible de liberar (o tomar) por unidad de superficie como resultado del cambio (aumento o disminución) de una unidad en el nivel piezométrico. Se trata de un parámetro adimensional y su valor depende de si el acuífero es confinado o no confinado. De forma análoga a la transmisividad, el coeficiente de almacenamiento puede expresarse como:

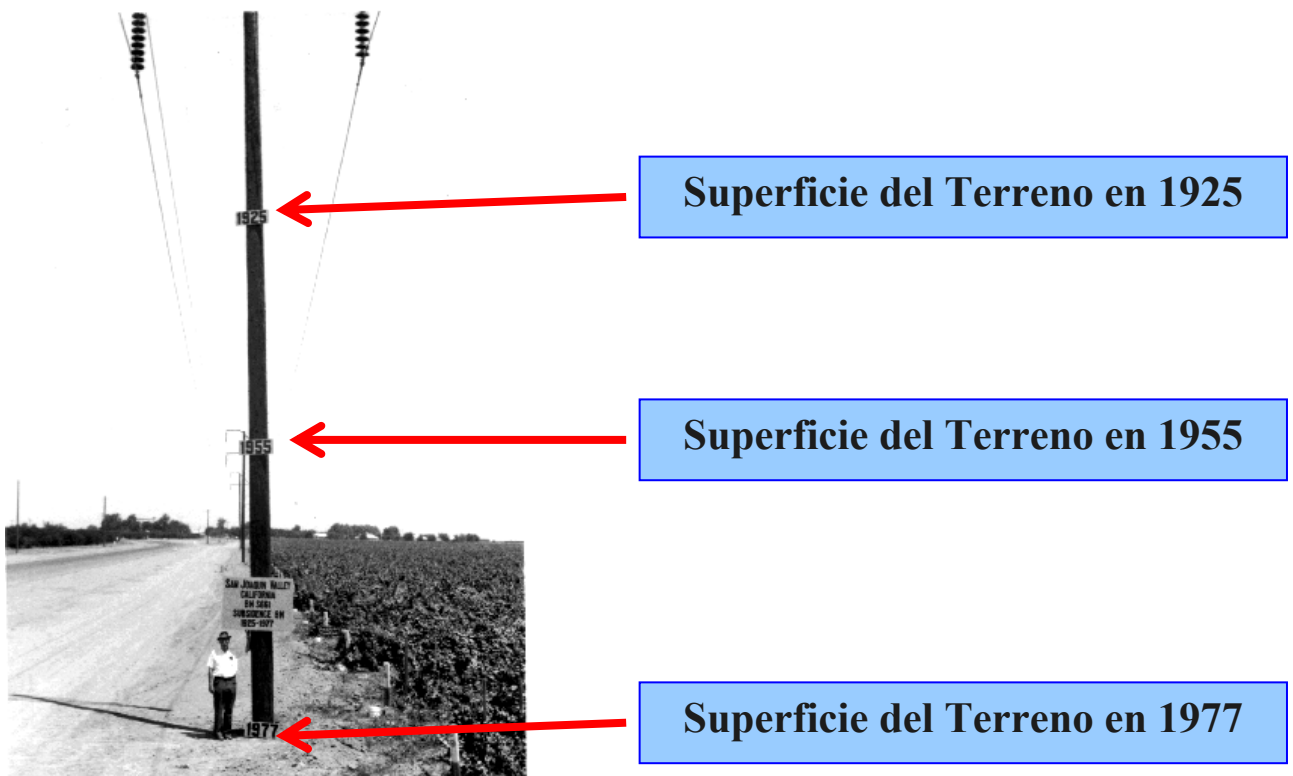
$$S = S_s \cdot b = \rho \cdot g \cdot b \cdot (\alpha + n \cdot \beta)$$

en la que  $S_s$  representa el almacenamiento o capacidad específica y  $b$  el espesor del acuífero.



Material	Tipo de acuífero	S <sub>medio</sub>
<b>Kársticos</b>		
Calizas y dolomías jurásicas	Libre	$2 \times 10^{-2}$
	Semiconfinado	$5 \times 10^{-4}$
	Confinado	$5 \times 10^{-5}$
Calizas y dolomías cretácicas y terciarias	Libre	$2 \times 10^{-2} - 6 \times 10^{-2}$
	Semiconfinado	$10^{-3} - 5 \times 10^{-4}$
	Confinado	$10^{-4} - 5 \times 10^{-5}$
<b>Porosos intergranulares</b>		
Gravas y arenas	Libre	$5 \times 10^{-2} - 15 \times 10^{-2}$
	Semiconfinado	$10^{-3}$
	Confinado	$10^{-4}$
<b>Kársticos y porosos</b>		
Calcarenitas marinas terciarias	Libre	$15 \times 10^{-2} - 18 \times 10^{-2}$

Valores del coeficiente de almacenamiento de distintos tipos de materiales geológicos. ITGE (1987) Manual de Ingeniería de Taludes; 1ª Edición. Instituto Tecnológico y Geominero de España. 456 pp.

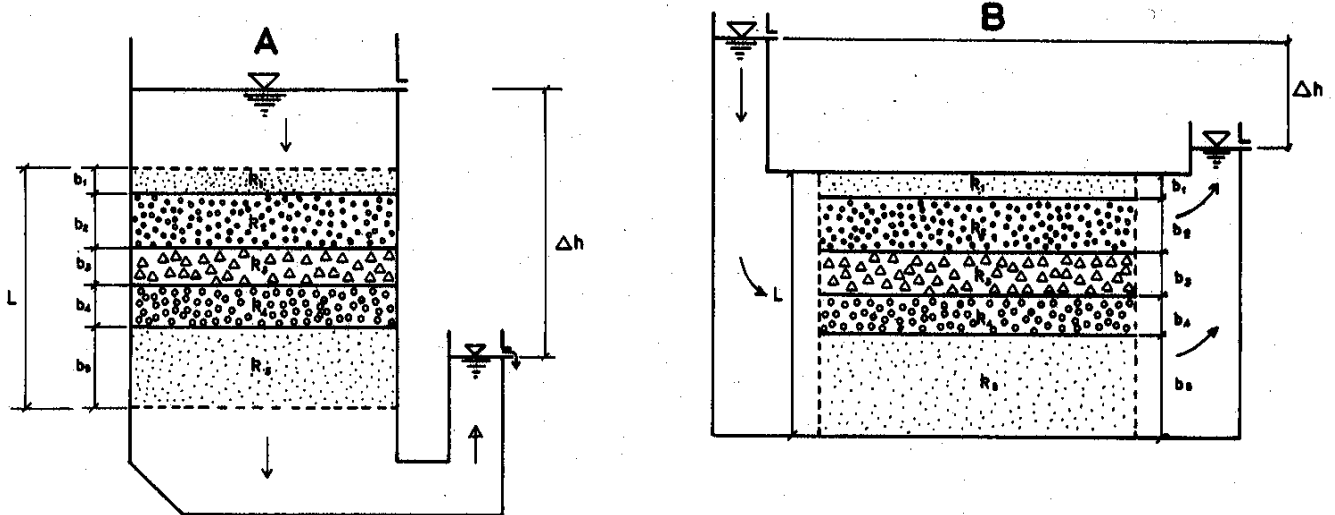


La explotación prolongada de las aguas subterráneas almacenadas en niveles acuíferos confinados puede llegar a producir subsidencias importantes del terreno.

## Medios heterogéneos

Un medio se llama homogéneo cuando sus propiedades son constantes en cualquier lugar del mismo; si estas propiedades varían de un lugar a otro, el medio es heterogéneo.

Cuando hablamos de la heterogeneidad de un material geológico, hablamos también de los cambios correspondientes a la permeabilidad del medio.



Permeabilidad global normal y paralela a un conjunto estratificado (Custodio y Llamas, 1976)

En un sistema estratificado puede definirse una permeabilidad global o equivalente, perpendicular a la estratificación cuando el flujo es perpendicular a la misma.

$$K_{eq}^v = \frac{L}{\sum \frac{b_i}{k_i}}$$

De forma similar en un sistema estratificado puede definirse una permeabilidad equivalente paralela a la estratificación, cuando el flujo es también paralelo a la misma.

$$K_{eq}^h = \frac{\sum b_i k_i}{L}$$

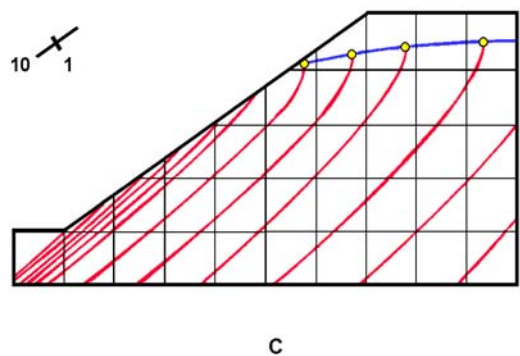
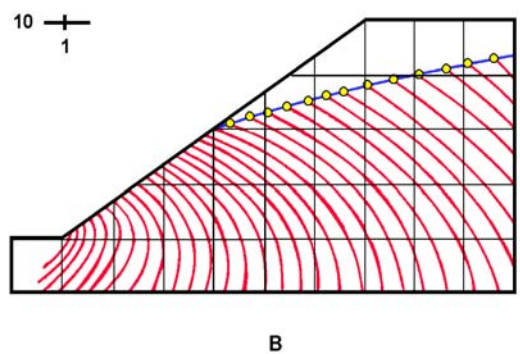
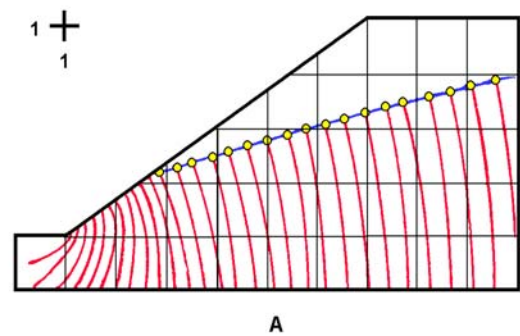
## Medios anisótropos

Un medio homogéneo puede ser isótropo o anisótropo. Un medio es hidráulicamente isótropo cuando sus propiedades, principalmente la permeabilidad, no dependen de la orientación.

La anisotropía es una propiedad común en los terrenos sedimentarios debido a su propia génesis. En general, la permeabilidad perpendicular a la estratificación es varias veces menor que la paralela a la estratificación. Los terrenos fracturados son muy

anisótropos por su propia naturaleza y además las fracturas suelen tener orientaciones preferentes.

La anisotropía de la permeabilidad es una medida importante a la hora de estimar caudales de descarga en excavaciones, así como para diseñar los sistemas de drenaje más adecuados. No obstante, si se trata de evaluar la estabilidad de las propias excavaciones, el parámetro a ser determinado más relevante son las presiones de agua. De esa manera, la presión de agua en cualquier punto del macizo rocoso es independiente de la permeabilidad de la roca pero depende del camino que esta ha seguido a través del macizo. Por ello, la anisotropía en la distribución de los valores de permeabilidad del macizo rocoso es importante para calcular adecuadamente las presiones de agua en el mismo.



Distribución de curvas equipotenciales en un talud con distintas distribuciones de permeabilidad. a) Macizo rocoso isótropo; b) Macizo rocoso anisótropo con juntas horizontales; c) Macizo rocoso anisótropo con juntas paralelas al talud. La cruz que acompaña a cada esquema representa la relación entre permeabilidad horizontal y vertical, salvo en el último caso, que corresponde a las permeabilidades medidas paralela y perpendicularmente al talud. Hoek, E. y Bray, J.W. (1981). Rock Slope Engineering; Institution of Mining and Metallurgy, 358 pp.

En un medio anisótropo la permeabilidad es un tensor de segundo orden, dado que existirá un valor de la permeabilidad para cada punto del espacio y para cada una de las direcciones del espacio en dicho punto. El tensor de permeabilidades tendrá, en consecuencia, tres componentes vectoriales y seis componentes escalares

$$[\bar{k}] = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} \end{bmatrix}$$

$$\bar{v} = -\bar{k} \overline{\text{grad } h}$$

y las componentes del vector velocidad vendrán dadas por:

$$v_x = -k_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} - k_{xy} \frac{\partial h}{\partial y} - k_{xz} \frac{\partial h}{\partial z}$$

$$v_y = -k_{yx} \frac{\partial h}{\partial x} - k_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} - k_{yz} \frac{\partial h}{\partial z}$$

$$v_z = -k_{zx} \frac{\partial h}{\partial x} - k_{zy} \frac{\partial h}{\partial y} - k_{zz} \frac{\partial h}{\partial z}$$

Haciendo coincidir ejes con direcciones principales del medio anisótropo, las componentes vectoriales del tensor de permeabilidades serían:

$$[\bar{k}] = \begin{bmatrix} k_{xx} & 0 & 0 \\ 0 & k_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & k_{zz} \end{bmatrix}$$

$$v_x = -k_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} \quad ; \quad v_y = -k_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \quad ; \quad v_z = -k_{zz} \frac{\partial h}{\partial z}$$

que son las componentes del vector velocidad que se utilizarán en la deducción de las ecuaciones del flujo, como se indica a continuación.

### Flujo de Agua Subterránea. Formulación Matemática

El flujo de agua a través de un medio poroso es gobernado por la Ley de Darcy que, en su forma más general, relaciona la velocidad,  $v$ , con el gradiente del potencial de agua,  $\nabla\phi$ , y la elevación,  $z$ , a través de:  $\phi = p + \rho g z$ .

$$v = -\frac{k}{\mu} (\nabla\phi) = -\frac{k}{\mu} \left( \frac{\partial p}{\partial z} + \rho g \right)$$

donde  $\rho$  y  $\mu$  representan la densidad del agua y la viscosidad dinámica,  $k$  la permeabilidad intrínseca y  $g$  a un vector vertical que apunta hacia abajo y cuyo módulo se corresponde con la aceleración de la gravedad. Cuando los cambios de densidad son

despreciables, la Ley de Darcy puede ser expresada en función de los niveles piezométricos,  $h$ :

$$v = -K\nabla h$$

en la que

$$K = \frac{k\rho g}{\mu}$$

y

$$h = \frac{p}{\rho g} + z$$

En las expresiones anteriores,  $K$  representa al tensor conductividad hidráulica. Combinando la Ley de Darcy y la Ecuación de Balance de Masas:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} + w$$

obtenemos la ecuación general de flujo de las aguas subterráneas.

$$\nabla \cdot (K \nabla h) + w = S_s \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) + w$$

donde el operador  $\nabla \cdot$  simboliza los gradientes en las tres direcciones del espacio,  $\theta$  es la fracción volumétrica de suelo ocupada por el agua,  $w$  representa fuentes o sumideros de agua por unidad de volumen de medio poroso y  $S_s$  la capacidad de almacenamiento específica del medio poroso.

Cuando se analiza el flujo de agua subterránea a través de acuíferos, es normal integrar la ecuación de flujo a través del espesor global del acuífero,  $b$ , definido como la diferencia entre las cotas superior e inferior del mismo,  $z_t$  y  $z_b$ , respectivamente. De esa manera, la ecuación de flujo se expresa como:

$$\nabla \cdot (T \nabla h) + r = S \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( T_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( T_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( T_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) + r$$

en la que el operador  $\nabla \cdot$  simboliza los gradientes en las dos direcciones horizontales del espacio  $x$  e  $y$ ,  $T$  representa el vector transmisividad y  $S$  el coeficiente de almacenamiento, ambos definidos como:

$$T(x, y) = \int_{z_b}^{z_t} K(x, y, z) dz = \bar{K}b$$

$$S(x, y) = \int_{z_b}^{z_t} S_s(x, y, z) dz = \bar{S}_s b$$

En estas ecuaciones,  $K$  y  $S_s$  representan valores promediados verticalmente de la conductividad hidráulica y la capacidad de almacenamiento del medio poroso, respectivamente. El término  $r$  representa un término fuente/sumidero por unidad de superficie. En acuíferos no confinados, el límite superior del mismo coincide con el nivel freático y, en esos casos, la transmisividad,  $T$ , viene dada por



$$\bar{K}(h - z_b)$$

y depende exclusivamente de los niveles piezométricos. Por otro lado, en esos mismos casos el coeficiente de almacenamiento,  $S$ , se expresa como:

$$S = \bar{S}_s(h - z_b) + S_y$$

en la que  $S_y$  representa la porosidad eficaz la cual es, en general, varios órdenes de magnitud mayor que el término elástico

$$\bar{S}_s(h - z_b)$$

La ecuación de flujo debe ser complementada mediante la selección de unas condiciones iniciales y de contorno adecuadas. De esa manera, los niveles piezométricos iniciales,  $h_0(x, y)$ , pueden ser conocidos o satisfacer unas condiciones de flujo estacionario determinadas. En éste último caso, se cumple que  $h_0$  satisface la siguiente ecuación:

$$\nabla \cdot (T \cdot \nabla h_0) + r_0 = 0$$

donde  $r_0$  representa al término fuente estacionario.

De forma general, en el contorno  $\Gamma$  del dominio  $\Omega$ , las condiciones de contorno posibles son las siguientes:

- **Condición tipo Dirichlet** en  $\Gamma_1$  (nivel piezométrico prescrito)

$$h(x, y, t)|_{\Gamma_1} = H$$

- **Condición tipo Neumann** en  $\Gamma_2$  (caudal prescrito)

$$T \cdot \nabla h \cdot \mathbf{n}|_{\Gamma_2} = Q$$

- **Condición de tipo Cauchy o Mixta** en  $\Gamma_3$

$$\mathbf{T} \cdot \nabla h \cdot \mathbf{n}|_{\Gamma_3} = \alpha(H - h)$$

en las que  $\mathbf{n}$  representa un vector unidad ortogonal al contorno  $\Gamma$  y apuntando hacia afuera,  $H$  y  $Q$  corresponden a un nivel piezométrico o caudal especificado (los cuales pueden variar en el tiempo y en el espacio),  $\alpha$  un coeficiente ‘*de goteo*’ ( $[LT^{-1}]$ ), y  $\Gamma_1$ ,  $\Gamma_2$  y  $\Gamma_3$  tres puntos del dominio  $\Gamma$ . Por convenio, suele considerarse que los caudales positivos corresponden a las entradas de agua mientras que los negativos corresponden a salidas de agua del acuífero.

## Flujo en acuíferos costeros

El tratamiento del agua dulce de los acuíferos continentales, mediante la modelización numérica de las aguas subterráneas, puede considerarse en cierto sentido como una herramienta bien establecida.

Sin embargo, en los acuíferos costeros existe agua dulce y agua salada, que son fluidos miscibles, por lo que la zona de contacto entre ellos toma la forma de una zona de transición originada por dispersión hidrodinámica. A través de esta zona, la densidad del agua varía entre la del agua dulce y la del agua salada. Sin embargo, bajo ciertas condiciones, la anchura de esta zona es pequeña, al menos con relación con el espesor del acuífero, así que la zona de transición puede ser aproximada como una interfase abrupta.

En régimen permanente, la posición de la interfase, en equilibrio con el mar, viene dada por el principio de Ghyben-Herzberg. En estas condiciones, en un punto cualquiera (A) de la interfase debe equilibrarse la presión del agua salada y del agua dulce:

$$(h_d + z)\gamma_d = z\gamma_s$$

Siendo:

$h_d$  = cota sobre el nivel del mar del agua dulce en la vertical del punto A

$z$  = profundidad bajo el nivel del mar del punto A

$\gamma_d$  = peso específico del agua dulce (1.000 kg/m<sup>3</sup>)

$\gamma_s$  = peso específico del agua salada (entre 1.020 y 1.030 kg/m<sup>3</sup>)

Así pues:

$$z = \frac{\gamma_d}{\gamma_s - \gamma_d} h_d = G \cdot h_d$$

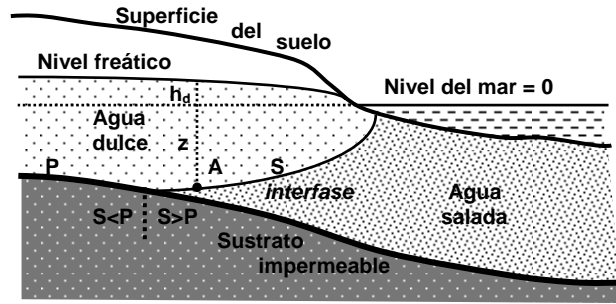
donde  $G$  es el factor de Ghyben-Herzberg, que varía entre 25 y 30.

Sin embargo en régimen transitorio, la hipótesis de Hubbert es la que permite conocer la posición de la interfase a partir de la siguiente expresión:

$$S = -z = \frac{h_s \gamma_s - h_d \gamma_d}{\gamma_s - \gamma_d}$$

donde  $h_s$  es la cota del nivel de agua salada en la vertical del punto A, o también:

$$h_s = \frac{S + Gh_d}{G + 1}$$



Esquema de acuífero continental y costero

Para escribir las ecuaciones del movimiento se definen tres zonas. Una es la continental, donde no existe agua salada, y se puede definir como la zona donde  $S < P$ , es decir, donde la posición de la interfase ( $S$ ) estaría por debajo del sustrato impermeable ( $P$ ), lo que equivale a decir que no está presente. En la zona donde está presente la interfase ( $S > P$ ), hay una ecuación para describir el movimiento del agua salada y otra para el movimiento del agua dulce. Así, las ecuaciones son:

1. Zona continental ( $S < P$ ):

$$(n_d) \frac{\partial h_d}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( K_{xx} (h_d - P) \frac{\partial h_d}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left( K_{xy} (h_d - P) \frac{\partial h_d}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_{yx} (h_d - P) \frac{\partial h_d}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_{yy} (h_d - P) \frac{\partial h_d}{\partial y} \right) + Q$$

2. Zona costera ( $S > P$ ):

a) Agua dulce:

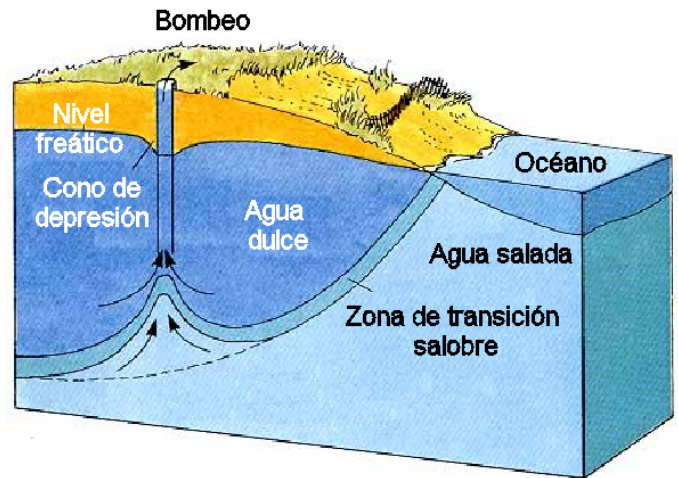
$$n_d \frac{\partial h_d}{\partial t} - n_s \frac{\partial S}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( K_{xx} (h_d - S) \frac{\partial h_d}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left( K_{xy} (h_d - S) \frac{\partial h_d}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_{yx} (h_d - S) \frac{\partial h_d}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_{yy} (h_d - S) \frac{\partial h_d}{\partial y} \right) + Q$$

b) Agua salada:

$$n_s \frac{\partial S}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( K_{xx} (S - P) \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{S + Gh_d}{G + 1} \right) \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left( K_{xy} (S - P) \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{S + Gh_d}{G + 1} \right) \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_{yx} (S - P) \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{S + Gh_d}{G + 1} \right) \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_{yy} (S - P) \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{S + Gh_d}{G + 1} \right) \right) + Q$$

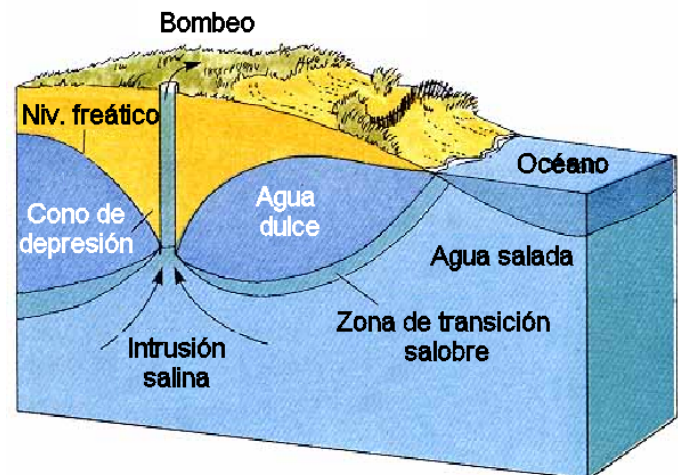
donde  $n_d$  y  $n_s$  son, respectivamente, las porosidades efectivas correspondientes al movimiento de la superficie freática y de la interfase.

Estas ecuaciones se encuentran en la base de algunos de los modelos numéricos de flujo multifásico del agua subterránea en acuíferos costeros (Méndez *et al.* 2003).



Regímenes de explotación de las aguas subterráneas en un acuífero costero. La Hipótesis de Ghyben-Herzberg establece al equilibrio la profundidad de la interfase de agua salada  $z_{salada}$  en función de la altura del nivel freático  $h$ .

$$z_{salada} = h \cdot \frac{\rho_{dulce}}{\rho_{salada} - \rho_{dulce}}$$



## Flujo en Macizos Rocosos

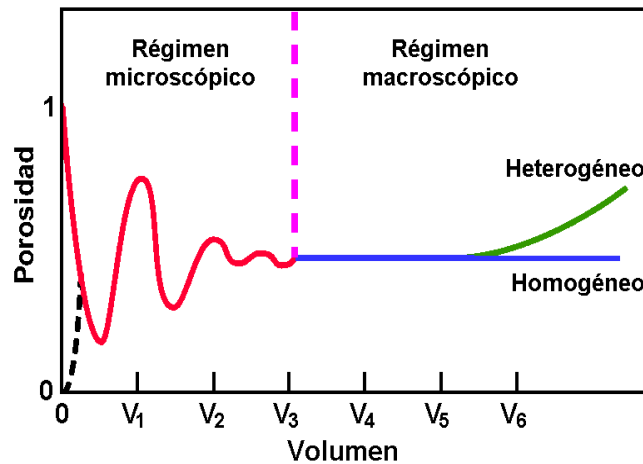
En los macizos fracturados, los principales caminos para la circulación del agua subterránea son las fracturas interconectadas. En general, la matriz rocosa tiende a considerarse como un medio impermeable. De esa forma, a la escala del terreno, el análisis del flujo de agua subterránea tiende a considerarse desde dos puntos de vista diferentes:

- ❑ Modelos continuos
- ❑ Modelos discontinuos o discretos

El primero de los modelos supone que el macizo rocoso puede asimilarse a un medio poroso (más propiamente, un medio poroso equivalente). La ventaja de esta aproximación radica en la posibilidad de aplicar la Ley de Darcy, tal y como se aplicaría en cualquier otro medio. Si esta circunstancia no se diera, sería preciso analizar el flujo en fracturas discretas o en zonas de fractura (segundo modelo), circunstancia bajo la cual no siempre podría emplearse la Ley de Darcy (p. Ej., cuando el flujo no sea laminar).

## **Modelos Continuos**

El uso de este tipo de modelo requiere conocer bien las suposiciones implícitas al mismo. En primer lugar, la Ley de Darcy es macroscópica por lo que debe definirse lo que, a la escala del sistema que se pretende analizar constituye el volumen elemental representativo, VER. De esa manera, la aplicabilidad o no de un modelo continuo dependerá de las dimensiones y características del sistema que pretendamos analizar. Los factores que influyen en la elección del VER son, por ejemplo:



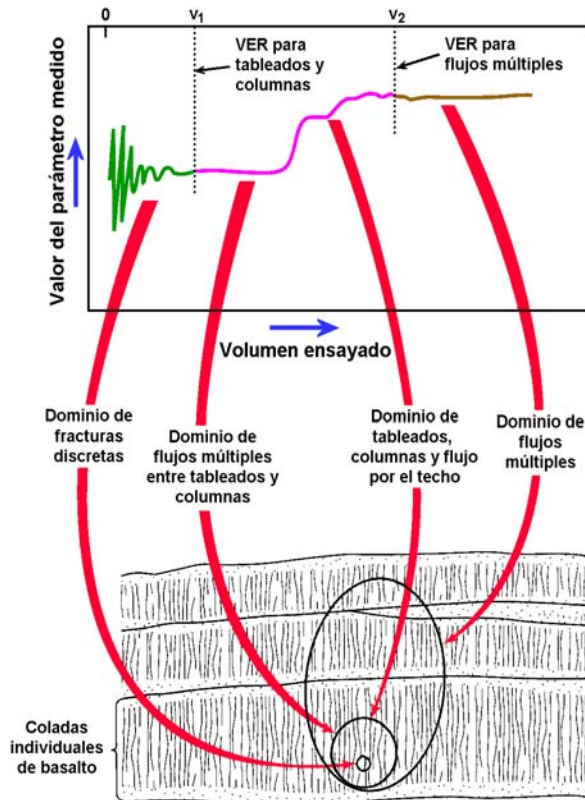
Concepto de volumen elemental representativo en hidrología subterránea

- ❑ Presencia de discontinuidades
- ❑ Características de las discontinuidades (rugosidad, apertura, relleno,...)
- ❑ Orientación y espaciado de las juntas
- ❑ Conectividad de las juntas
- ❑ Persistencia o penetratividad de las juntas
- ❑ Homogeneidad del medio

En segundo lugar, muchos de los parámetros necesarios para el análisis del modelo de flujo deben ser adquiridos sobre el terreno dado que, por problemas de escala y en relación con el VER, muchos ensayos de laboratorio resultarán en parámetros no aplicables al sistema bajo estudio.



Modelo de fracturas discretas interconectadas empleado, a veces, para describir el comportamiento hidráulico de un macizo rocoso



Distintos volúmenes elementales representativos para el análisis del flujo de agua subterránea en una formación basáltica, a distintas escalas

## Determinación de la Permeabilidad

La determinación de la permeabilidad se suele realizar en el laboratorio o en el terreno, *in situ*.

### En el laboratorio

Para medir la permeabilidad de un suelo en el laboratorio se usan comúnmente los permeámetros, tanto de carga constante, como de carga variable.

Con el permeámetro de carga constante se determina el coeficiente de permeabilidad de muestras remoldeadas de suelos arenosos, con muy pocos finos. El coeficiente de permeabilidad,  $k$ , del suelo puede determinarse, una vez establecido el flujo permanente del agua a través de la muestra de suelo, a partir de la ley de Darcy:

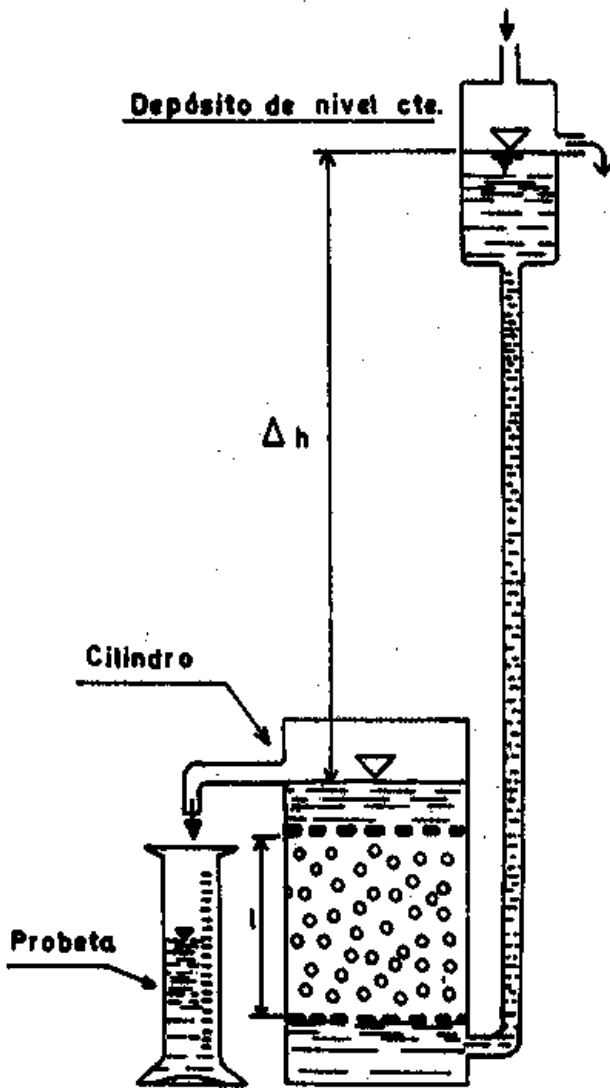
$$K = \frac{V \cdot l}{A \cdot \Delta h \cdot t}$$

en la que  $V$  es el volumen de agua que ha pasado en un tiempo  $t$ ,  $A$  es la sección de la muestra,  $\Delta h$  es la carga hidráulica aplicada y  $l$  es la longitud de la muestra.

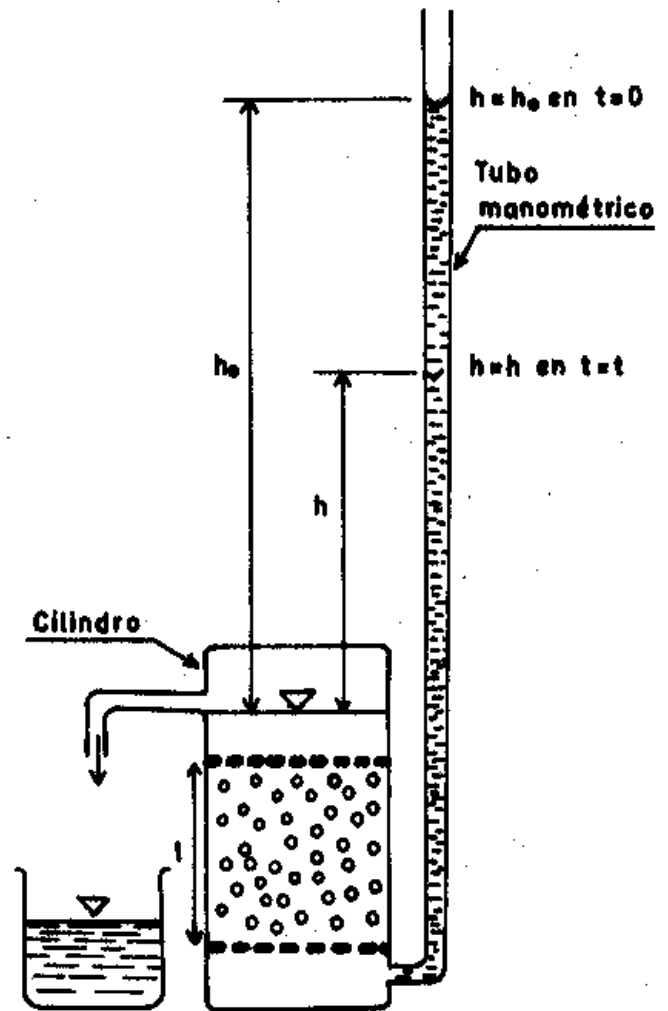
En el permeámetro de carga variable, se mide el descenso del nivel de agua aplicado a la muestra, mediante la fórmula:

$$K = \frac{a \cdot l}{A \cdot t} \ln \frac{h_0}{h}$$

siendo  $a$  la sección del tubo manométrico.



**Permeómetro de nivel constante**



**Permeómetro de nivel variable**

El permeámetro de carga variable es de operación rápida y adecuado para muestras poco permeables, pero al parecer es menos preciso

### **En el terreno (*in situ*)**

La permeabilidad se puede medir en el terreno a partir de infiltrómetros, sobre la superficie del suelo, o bien de de sondeos, los cuales requieren o no de ensayos de bombeo.

### **Métodos sin sondeo. Infiltrómetros**

Los infiltrómetros se utilizan para medidas muy locales y, con ellos, la capacidad de infiltración se determina directamente. Con ciertas reservas, los valores obtenidos son

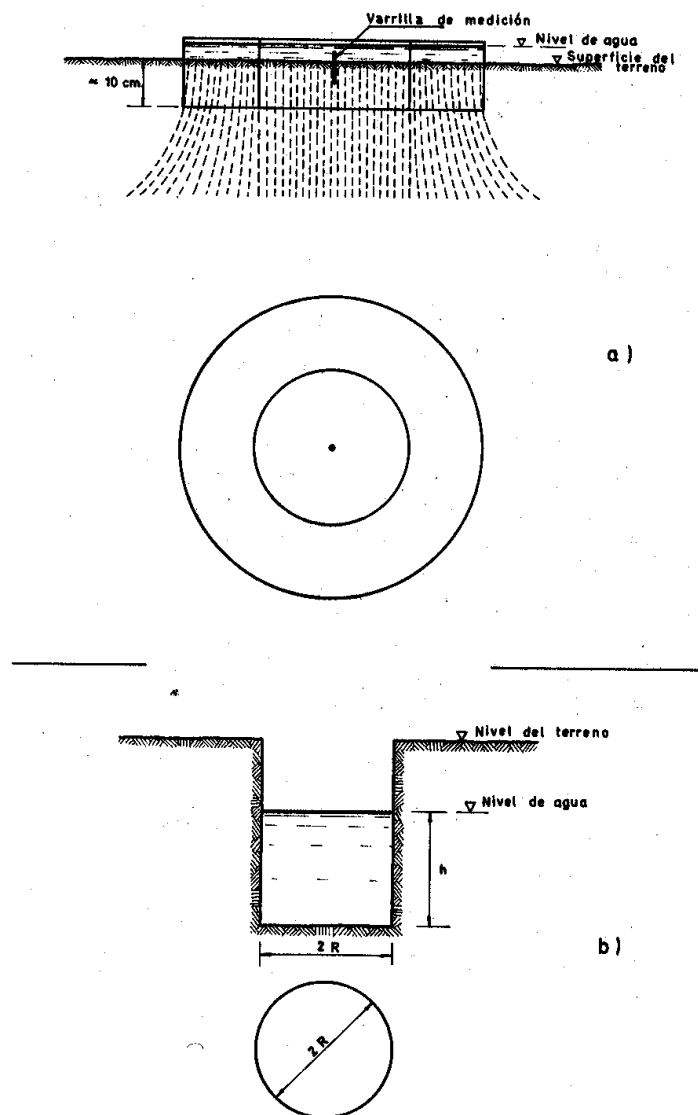


representativos de la permeabilidad y pueden aplicarse a pequeñas cuencas homogéneas. Hay dos tipos principales de infiltrómetros.

### ***Infiltrómetro de Müntz***

Se trata de dos anillos concéntricos que se hincan unos 10 cm en la superficie de un suelo en el que el nivel freático esté relativamente profundo. Se añade periódicamente agua con el fin de mantener una carga constante de agua. La misión del cilindro exterior es únicamente impedir la expansión lateral del agua infiltrada a través del área que limita el cilindro interior.

Midiendo los tiempos que tardan en infiltrarse estos volúmenes de agua, se calcula la capacidad de infiltración del suelo y por extensión la permeabilidad del medio, cuando el caudal de infiltración se estabiliza en un valor mínimo. Es conveniente realizar varias medidas con el fin de tomar un valor medio.



(Custodio y Llamas, 1976)

**FIGURA 6.24**

***Infiltrómetros tipo inundador:***

**a) *Método de Müntz.***

**b) *Método de Porchet.***

### ***Infiltrómetro de Porchet***

Se excava en el suelo un hoyo cilíndrico de radio  $R$  y se llena de agua hasta una altura  $h$ . Así pues, para determinar la permeabilidad, basta medir pares de valores  $(h_1, t_1)$   $(h_2, t_2)$ , de forma que  $t_1$  y  $t_2$  no difieran demasiado y entrar con ellos en la expresión.

$$K = \frac{R}{2(t_2 - t_1)} \cdot \ln \frac{2h_1 + R}{2h_2 + R}$$

### ***Métodos con sondeo***

Los ensayos pueden clasificarse como sigue:

- Ensayos de nivel constante y de descenso de nivel. En ellos se mide la cantidad de agua (volumen o caudal) que hay que verter en un sondeo para mantener el nivel constante, o bien, se vierte agua dentro de un sondeo vertical y se determina el tiempo que requiere el volver a recobrar el nivel original. Un ejemplo de éstos dos tipos son los denominados ensayos Lefranc.
- La mayor parte de ellos considera un tramo del sondeo mediante el empleo de unos dispositivos denominados obturadores o *packers*, dentro del sondeo. Un ejemplo de ello son los denominados ensayos Lugeon.
- Ensayos de bombeo. En ellos se bombea agua dentro o fuera de una sección de sondeo aislada por obturadores, observándose la respuesta del sistema.

Los dos primeros tipos de ensayo son adecuados para suelos o macizos rocosos relativamente uniformes y homogéneos. Por otro lado, los ensayos de bombeo son más adecuados para la determinación de permeabilidades y coeficientes de almacenamiento en formaciones geológicas y en macizos fracturados.

### ***Ensayos de bombeo en pozos***

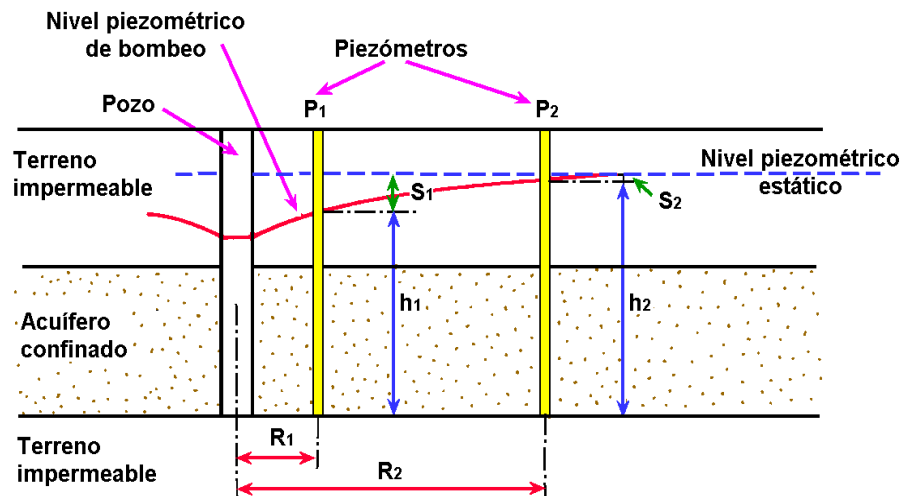
El ensayo más completo y fiable para determinar la permeabilidad de un material acuífero o de un macizo geológico es el ensayo de bombeo.

El ensayo consiste en perforar un pozo donde se coloca una bomba con la cual se comienza a hacer la extracción de agua con caudal constante. Rodeando este pozo se perforan otros, piezómetros, para observación de la variación del nivel freático o del nivel piezométrico, según se trate de un acuífero libre o de un acuífero confinado. Se puede o no llegar al equilibrio de la depresión del nivel del agua. Sin embargo, si el caudal de bombeo no es excesivamente elevado, se podrá llegar sin mucha dificultad, después de un tiempo razonable, al equilibrio de los niveles.

Para acuíferos confinados se aplicará la siguiente formulación para determinar la permeabilidad, o más concretamente en este caso, la conductividad hidráulica  $k$ :

$$k = \frac{Q \cdot \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{2 \cdot \pi \cdot m \cdot (s_1 - s_2)}$$

donde  $m$  es el espesor del acuífero,  $s_1$  y  $s_2$  son los descensos observados en los piezómetros, y  $r_1$  y  $r_2$  son las distancias a los piezómetros de observación.

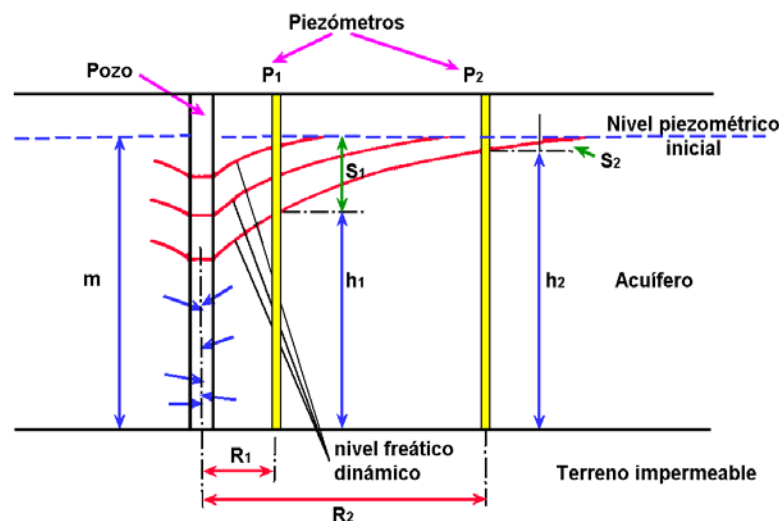


Medida de la permeabilidad de un acuífero confinado a través de un ensayo de bombeo. López Marinas, J.M. (2000) Geología aplicada a la ingeniería civil. Ed. Dossat, 556 pp.

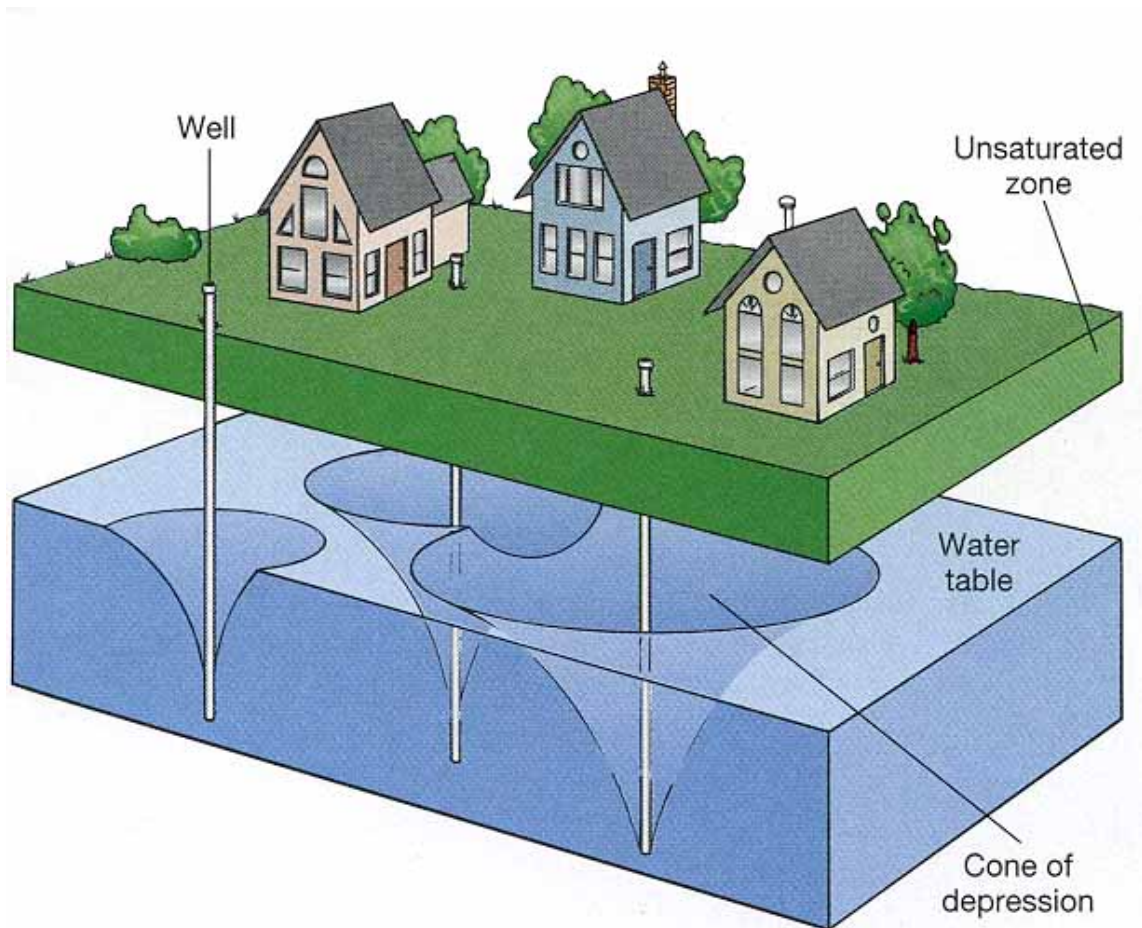
En caso de contar con un sólo piezómetro de observación pueden utilizarse los datos del pozo para calcular la permeabilidad. El descenso en el pozo será  $s_1$  y la distancia  $r_1$  el radio del pozo.

En el caso de que se trate de un acuífero libre, se puede aplicar al equilibrio la misma formulación, siempre que los descensos del nivel freático obtenidos no sean muy elevados respecto del espesor total del material acuífero. En cualquier caso, no obstante, conviene aplicar la formulación que considera la variaciones más importantes de espesor saturado.

$$k = \frac{Q \cdot \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{\pi \cdot (h_2^2 - h_1^2)}$$



Medida de la permeabilidad de un acuífero libre a través de un ensayo de bombeo. López Marinas, J.M. (2000) Geología aplicada a la ingeniería civil. Ed. Dossat, 556 pp.



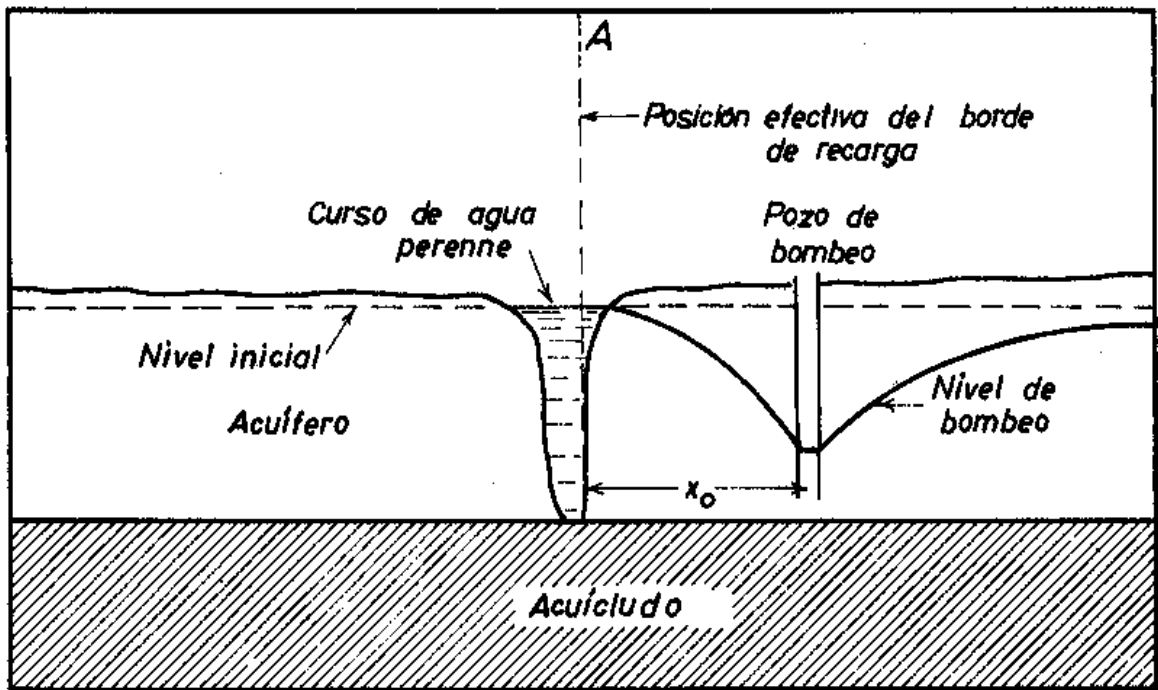
Efecto combinado del descenso de los niveles freáticos como consecuencia de la explotación de un acuífero libre.

Por otra parte, se puede aplicar la que se denomina **teoría de las imágenes** cuando se trate de un pozo en un acuífero de gran extensión pero con un **borde rectilíneo de recarga**, por ejemplo, un cuerpo de agua superficial (río, lago, etc). En este caso el río puede sustituirse por un pozo de recarga de igual caudal situado simétricamente del pozo real con respecto de la orilla.

El resultado de la aplicación de la teoría de las imágenes en un borde de recarga, permite pues conocer los descensos  $s$  en el propio pozo.

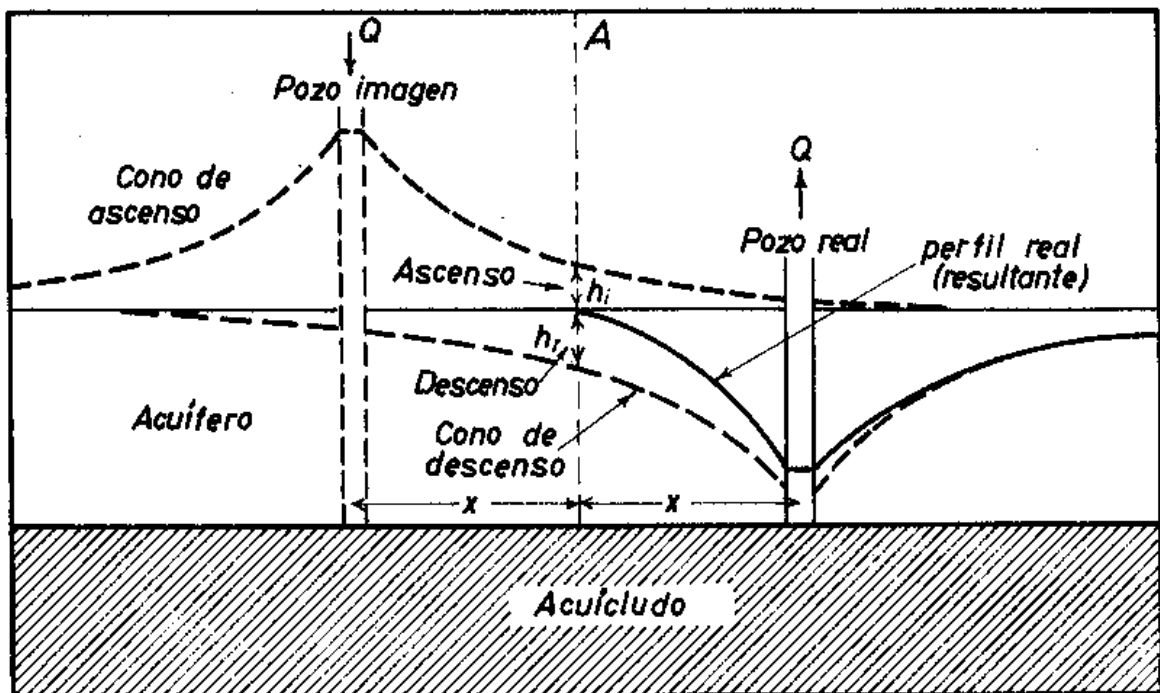
$$Q_0 = \frac{2 \cdot \pi \cdot T \cdot s}{\ln\left(\frac{2 \cdot x_0}{r}\right)}$$

De manera similar, mediante la **teoría de las imágenes**, un **borde impermeable rectilíneo**, por ejemplo un material geológico de muy baja permeabilidad, puede ser sustituido por un conjunto de pozos (imagen), cada uno de ellos simétrico respecto al límite del correspondiente de entre los existentes (real), y tal que bombee el mismo caudal desde hace el mismo tiempo y con las mismas variaciones temporales.



Esquema real

Esquema ideal



Efecto de un borde de recarga sobre un pozo de bombeo. Aparición del pozo imagen (Custodio y Llamas, 1976)

La **filtración de agua hacia túneles** constituye uno de los principales problemas geotécnicos en su excavación. Cuando estos pueden ser excavados pendiente abajo, el propio túnel constituye una eficaz vía de drenaje del macizo rocoso. Sin embargo, cuando las excavaciones son verticales (pozos, por ejemplo) o cuando los túneles se excavan contra pendiente, los sistemas para su drenaje pueden ser muy complejos y costosos. En cualquier caso, siempre es preciso realizar una determinación minuciosa de los posibles caudales de filtración hacia los túneles.

Desde un punto de vista descriptivo elemental, un túnel actúa como un sumidero de agua. Si la geología del sector atravesado por el túnel fuera simple y las propiedades de los materiales homogéneas, el cálculo de los caudales de filtración sería simple (por ejemplo, para el caso de un túnel infinito excavado en un medio poroso isótropo). Sin embargo, ello no es así en la mayor parte de situaciones y la distribución de filtraciones es altamente heterogénea. Por ello, es frecuente que los tuneladores deban enfrentarse a dos tipos de filtraciones en el proceso de excavación:

- Presencia de un cierto ‘caudal regional’ a lo largo del túnel (puede ser analizado con la ayuda de redes de filtración más o menos simples o con programas de cálculo). Para ellos, puede hacerse un diseño de sistemas de drenaje adecuados.
- Caudales catastróficos en el frente de excavación al interceptar algún nivel especialmente buen conductor o ‘bolsadas’ de agua. Son muy difíciles de prever y diseñar adecuadamente su ataque. Constituyen un serio riesgo.

Goodman et al. (1965) presentaron unas ecuaciones para estimar los caudales de filtración en túneles excavados en medios porosos isótropos, con radio  $r$  y bajo un drenaje estacionario.

$$Q_0 = \frac{2 \cdot \pi \cdot K \cdot H_0}{\ln\left(\frac{2 \cdot H_0}{r}\right)}$$

para la que  $K$  es la conductividad hidráulica del macizo,  $Q_0$  el caudal de filtración por unidad de longitud de túnel y  $H_0$  la distancia vertical que separa el eje túnel del nivel freático.

En su análisis muestran que, para el caso transitorio, el caudal de filtración acumulado en función del tiempo,  $Q(t)$ , por unidad de longitud del túnel a cualquier tiempo  $t$  tras la ruptura del régimen permanente viene dado por:

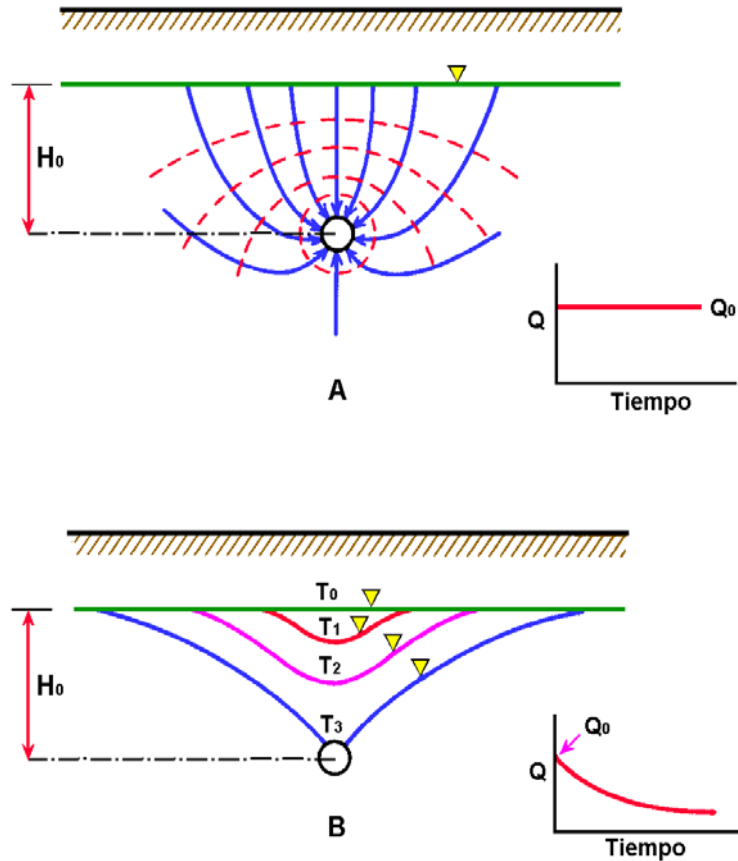
$$Q(t) = \sqrt{\frac{8 \cdot C}{3} \cdot K \cdot H_0^3 \cdot S_y \cdot t}$$

donde  $K$  es la conductividad hidráulica del medio,  $S_y$  el coeficiente de almacenamiento del medio y  $C$  una constante arbitraria (0.75 para los autores). Dicha ecuación es válida solo cuando se cumplen las siguientes restricciones:

- ❑ El nivel freático tiene una forma parabólica
- ❑ Las suposiciones de flujo horizontal de Dupuit-Forchheimer se cumplen

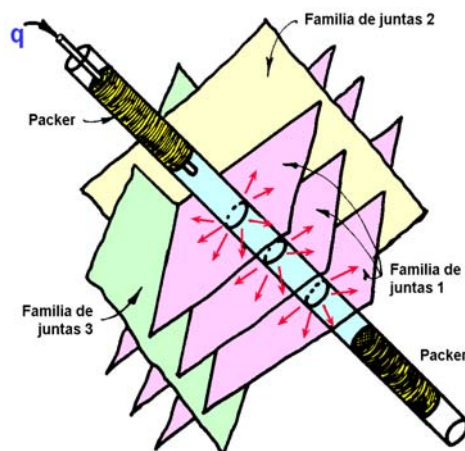


- Cuando el nivel freático ha intercentrado el túnel



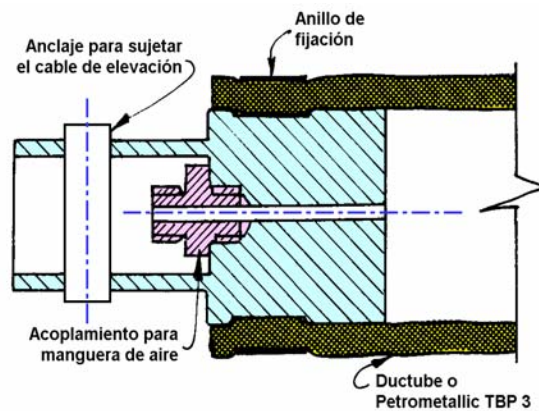
Efecto inmediato de la excavación de un túnel en el régimen permanente de flujo de agua subterránea de un macizo rocoso. En a) instauración de un régimen estacionario tras la excavación del túnel con caudal de filtración por unidad de longitud del túnel,  $Q_0$  predecible (el nivel freático no se ve modificado por la excavación del túnel). En b) túnel excavado en materiales de alta porosidad y modificación del nivel freático. Se instala un régimen transitorio hasta que el nivel alcanza el túnel. En esas circunstancias no es posible calcular  $Q_0$  de forma simple dado que varía con el tiempo. Goodman, R.E. (1989) Introduction to Rock Mechanics; 2ª ed. John Wiley & Sons, 562 pp.

Si lo que analizamos es un **macizo rocoso fracturado**, es de esperar que el flujo de agua se concentrará en las fracturas, por lo que la conductividad hidráulica tendrá carácter anisótropo y por lo tanto será altamente direccional.



Ensayo de bombeo típico para determinar la permeabilidad en una familia de juntas (familia 1), la cual es perpendicular a la dirección de sondeo considerada. Hoek, E. y Bray, J.W. (1981). Rock Slope Engineering; Institution of Mining and Metallurgy, 358 pp.

En los ensayos de bombeo se pretende analizar la permeabilidad de las juntas orientadas transversalmente al eje del sondeo, suponiéndose que estas son las que controlan el flujo de agua en el macizo rocoso. En la mayor parte de los ensayos se procede a la obturación de una sección del sondeo y se supone que la transferencia de agua a través de los propios packers o hacia fracturas colaterales es despreciable.



Esquema general del extremo de un packer. Hoek, E. y Bray, J.W. (1981). Rock Slope Engineering; Institution of Mining and Metallurgy, 358 pp.

La permeabilidad de las juntas perpendiculares al sondeo se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$k = \frac{q \cdot \ln\left(\frac{2R}{D}\right)}{2 \cdot \pi \cdot L \cdot (H_1 - H_2)}$$

donde  $q$  es el caudal requerido para mantener una presión constante en el tramo de sondeo obturado;  $L$  es la longitud del tramo de sondeo obturado;  $H_1$  es el nivel total en el tramo obturado;  $D$  es el diámetro del sondeo y  $H_2$  corresponde al nivel medido a una distancia  $R$  del sondeo.

La mejor forma de obtener  $H_2$  es midiéndolo en un sondeo paralelo al ensayado, localizado a una distancia  $R$ . Donde se disponga de una malla de sondeos, tal y como sucede en muchas excavaciones a cielo abierto (sondeos de bombeo o auscultación), ello no supone un grave problema. Sin embargo, cuando del único sondeo de que se dispone es aquél ensayado, es posible obtener una solución aproximada empleando el factor de forma  $F$ , correspondiente a un medio estratificado (caso 4º de la Tabla sobre ensayos Lefranc). De esa manera,

$$k = \frac{q \cdot \ln\left(\frac{2mL}{D}\right)}{2 \cdot \pi \cdot L \cdot H_c}$$

En este caso

$$m = \sqrt{\frac{k}{k_p}}$$

donde  $k$  es la permeabilidad ortogonal al sondeo (es decir, el valor deseado),  $k_p$  la permeabilidad paralela al sondeo (despreciando el flujo a través, es igual a la

permeabilidad de la roca intacta) y  $H_c$  es el nivel constante por encima del nivel original en el pozo.

En la aproximación anterior al cálculo de  $k$ , el valor del término

$$\ln\left(\frac{2mL}{D}\right)$$

no tiene una influencia decisiva en el valor final de  $k$  por lo que suele ser suficiente una estimación grosera de  $m$ , tal y como se indica en la Tabla 15.

$k/k_p$	1.0	$10^2$	$10^4$	$10^6$	$10^8$	$10^{10}$	$10^{12}$
$m$	1.0	$10^1$	$10^2$	$10^3$	$10^4$	$10^5$	$10^6$
$\ln\left(\frac{2mL}{D}\right)$	2.1	4.4	6.7	9.0	11.3	13.6	15.9

Estimación del parámetro  $m$ . Hoek, E. y Bray, J.W. (1981). Rock Slope Engineering; Institution of Mining and Metallurgy, 358 pp.

Para muchas aplicaciones prácticas, unos valores razonables de la relación  $k/k_p$  y del parámetro  $m$  son  $10^6$  y  $10^3$ , respectivamente. De esa manera,

$$k = \frac{1.4 \cdot q}{L \cdot H_c}$$

En los ensayos de bombeo se supone que la cavidad ensayada atraviesa un elevado número de juntas y que, por tanto, el valor de  $k$  determinado representa la contribución de cada una de ellas. De igual manera, el valor discreto de permeabilidad de cada junta puede estimarse a partir del cociente entre la permeabilidad obtenida y el número de discontinuidades que contiene el tramo obturado.

### Medida de las presiones de agua

Para este fin suelen emplearse unos dispositivos denominados piezómetros. La elección del piezómetro más adecuado para una auscultación específica depende de diversos factores y condicionantes.

Los piezómetros abiertos o pozos de observación miden la presión del agua a lo largo de toda la longitud ranurada.

Los piezómetros de tubería o abiertos solamente en su extremo miden la presión del agua en la extremidad inferior.

## **Principio de las tensiones efectivas**

Corresponde esencialmente a Karl Terzaghi el desarrollo de la teoría de base para el estudio actual de los problemas relacionados con la mecánica de los suelos. El agua intersticial de los medios porosos juega un papel importante en la estabilidad de las pendientes del terreno y la erosión del suelo.

Las tensiones en cualquier punto de un plano que atraviesa una masa de suelo pueden ser calculadas a partir de las tensiones principales totales. Si los poros del suelo se encuentran rellenos de agua bajo una *presión de agua*  $P$  (o bien  $u$ ), la tensión vertical total  $\sigma_v$  se compone de dos partes. Una parte,  $u$ , llamada también *presión neutra* o *presión intersticial*, actúa no sólo sobre el agua sino también sobre las partículas sólidas en todas direcciones y con igual intensidad. La diferencia

$$\sigma_v' = \sigma_v - u$$

representa un exceso de presión sobre la presión neutra  $u$ , y actúa exclusivamente en la fase sólida del suelo. Esta fracción  $\sigma_v'$  de la tensión total se denomina *tensión efectiva*.

En la figura siguiente se ilustran tres condiciones posibles en un suelo supuestamente saturado: sin flujo de agua o hidrostáticas, de flujo de agua ascendente y de flujo de agua descendente.

Para la condición sin flujo o *hidrostática*, la tensión vertical efectiva en las partículas sólidas del punto **B** equivale a:

$$\sigma_v' = \sigma_v - u = (\Delta L \cdot \gamma + L \cdot \gamma_{\text{sat}}) - (L + \Delta L) \cdot \gamma$$

donde  $\gamma_{\text{sat}}$  es el peso específico del suelo saturado ( $\gamma_{\text{sat}} = (1 - n) \cdot \gamma_s + n \cdot \gamma$ )

Para la condición de *flujo ascendente*, la tensión vertical efectiva en las partículas sólidas del punto **B** sería menor que en el caso hidrostático y equivaldría a:

$$\sigma_v' = \sigma_v - u = (\Delta L \cdot \gamma + L \cdot \gamma_{\text{sat}}) - (L + \Delta L + \Delta h) \cdot \gamma$$

La expresión anterior sugiere que si se aumenta lo suficiente la diferencia de carga  $\Delta h$  se podrían llegar a anular las tensiones efectivas del suelo, situación que se conoce como *sifonamiento*. En estas condiciones, un suelo poco compactado y con cohesión despreciable pierde completamente su resistencia al corte y pasa a comportarse como un fluido. Un ejemplo típico de este caso son las arenas movedizas.

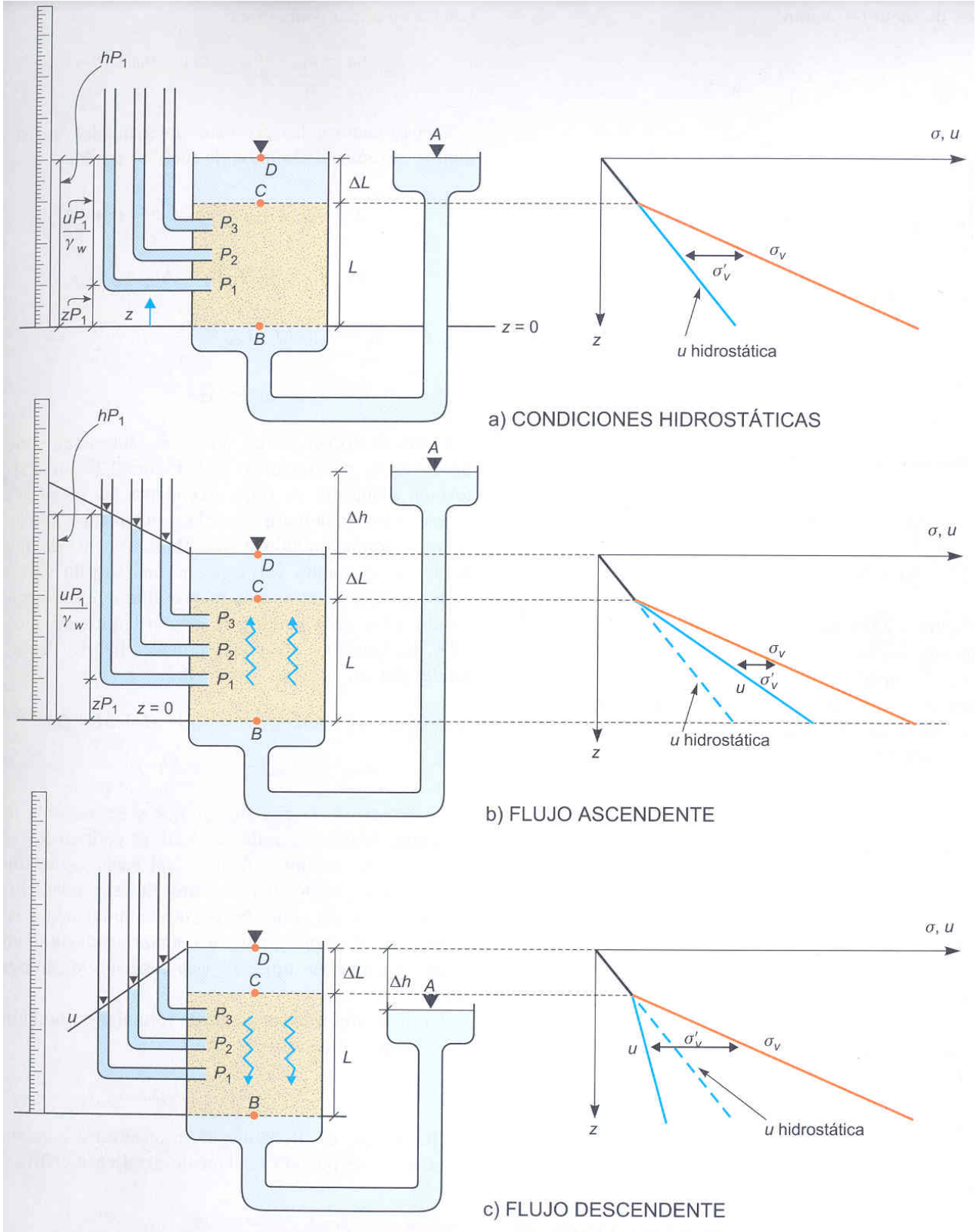
Si hacemos que la tensión efectiva sea nula, igualando a cero la expresión anterior, podremos formularla de nuevo en función del *gradiente hidráulico crítico* ( $i_c = \Delta h/L$ ), el cual es el que sería necesario para que se alcanzara la situación de *sifonamiento*.

$$i_c = (\gamma_{\text{sat}} - \gamma) / \gamma = (\gamma_s - \gamma) \cdot (1 - n) / \gamma$$

Para la condición de **flujo descendente**, la tensión vertical efectiva en las partículas sólidas sería mayor que para el caso hidrostático. En el punto **B** la tensión efectiva equivaldría a:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = (\Delta L \cdot \gamma + L \cdot \gamma_{sat}) - (L + \Delta L - \Delta h) \cdot \gamma$$

En este caso, la tensión vertical efectiva sería cada vez mayor conforme mayor fuese el gradiente hidráulico ( $i = \Delta h/L$ ).





## Cálculo 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 surge 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:

— Gravas (por encima del N.F.):

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

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

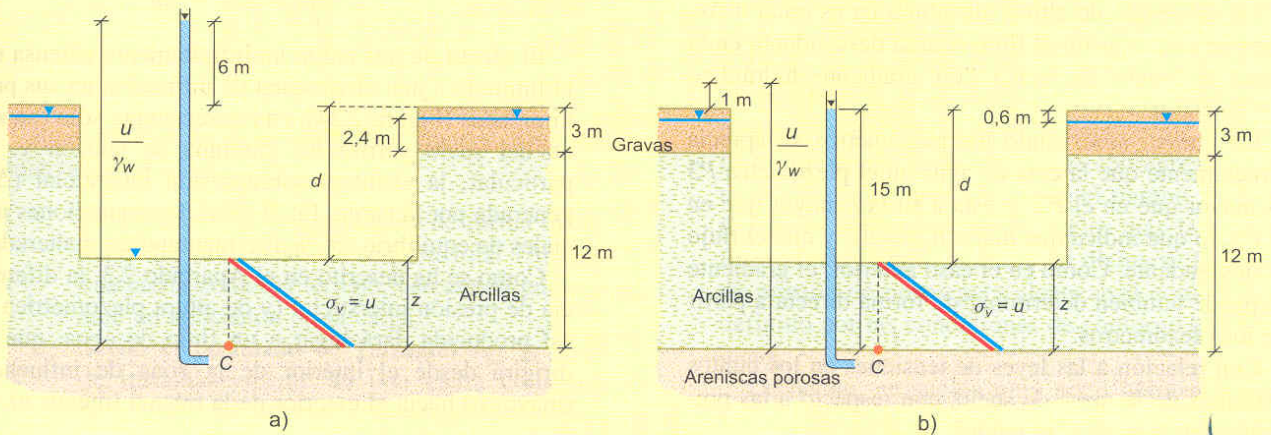
$$\gamma_g^2 = 20,8 \text{ kN/m}^3$$

— 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:

- Si se mantienen las condiciones artesianas de las areniscas.
- 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:**

- 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:

$$z = \frac{206,01}{21,6} = 9,54 \text{ m} \Rightarrow d = 15 - 9,53 = 5,47 \text{ m}$$

- Operando de la misma manera que en el caso anterior:

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

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

$$z = \frac{147,15}{21,6} = 6,81 \text{ m} \Rightarrow d = 15 - 6,81 = 8,19 \text{ m}$$



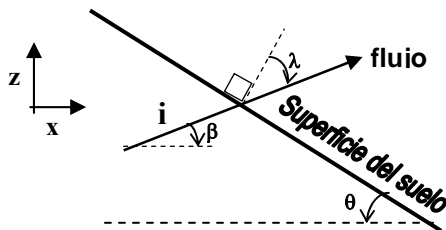
## Las tensiones efectivas y los deslizamientos de ladera

### En suelos

Cuando el agua del suelo saturado está en movimiento, existen esfuerzos adicionales que se comunican al esqueleto sólido del suelo. Si el flujo del agua dentro del suelo es suficientemente fuerte, puede ocurrir que las partículas del suelo se pongan en movimiento también y así se originen fenómenos de sifonamiento, licuefacción, erosión y deslizamientos de ladera. Esto puede ocurrir en los suelos con poca cohesión cuando el esfuerzo efectivo, el cual une unas partículas con otras, se puede estimar como despreciable o nulo.

Para terrenos inclinados que se drenan mediante una *superficie de rezume*, Iverson y Major desarrollaron una formulación simple para determinar los gradientes hidráulicos mínimos necesarios en el suelo para que las partículas se pongan en movimiento ocasionando sifonamiento, licuefacción, erosión o deslizamientos. Esto es debido al agua que fluye próximo a la superficie en zonas de surgencia o de rezume debido al exceso de agua en el suelo.

En el caso de que la pendiente del terreno tenga un ángulo determinado ( $\theta$ ) y la dirección de flujo forme un ángulo ( $\lambda$ ) con la perpendicular a la superficie, el gradiente hidráulico crítico  $i_c$  para alcanzar la situación de *sifonamiento* se puede demostrar que es:



$$i_c = \frac{\gamma_{sat} - \gamma}{\gamma} \frac{\text{sen}(\phi - \theta)}{\text{sen}(\lambda + \phi)}$$

donde  $\phi$  es el ángulo de fricción o de rozamiento interno entre las partículas del suelo,  $\lambda = 90 - \beta - \theta$ , y  $\beta$  es el ángulo que forma la dirección de flujo con la horizontal.

En la pendiente de una ladera a proximidad de la superficie de rezume del suelo, tal que indica la figura, el gradiente hidráulico existente  $i$  se puede expresar en función de los gradientes vertical  $i_v$  y horizontal  $i_h$ , de la carga hidráulica  $h$ , y de la carga de presión de agua  $\psi$ , según las relaciones expuestas a continuación:

$$h = \psi + z \quad ; \quad i = \sqrt{i_v^2 + i_h^2} \quad ; \quad i_v = \frac{dh}{dz} \quad ; \quad i_h = \frac{dh}{dx} \quad ; \quad \text{tg} \beta = \frac{i_v}{i_h}$$

De esta manera, el gradiente hidráulico mínimo necesario para que las partículas de la superficie del terreno se pongan en movimiento por sifonamiento, erosión o deslizamiento sería:

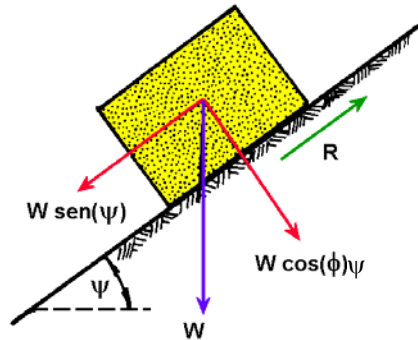
$$i_c = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} (1 - n) \frac{\text{sen}(\phi - \theta)}{\text{sen}(\lambda + \phi)}$$

donde  $n$  es la porosidad del medio.

Todo lo cual asume que la cohesión entre las partículas del suelo es despreciable.

### **En macizos rocosos**

El comportamiento de una masa rocosa dispuesta sobre una discontinuidad puede ser analizado a través de un elemental análisis de fuerzas, tal y como el que se muestra en la figura.



Análisis de fuerzas relativas al equilibrio de un bloque de roca dispuesto sobre una superficie inclinada y bajo el simple efecto de la gravedad. **Fuente:** Hoek, E., y Bray, J.W. (1981) *Rock Slope Engineering*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 358 p.

Definiendo  $W$  como el peso propio del cuerpo rocoso y  $\Psi$  la pendiente de la superficie inclinada, vemos que actúa perpendicularmente a la superficie de deslizamiento,  $\sigma_n$  o tensión normal, puede ser calculada como:

$$\sigma_n = \frac{W \cos \psi}{A}$$

La resistencia cortante de una junta puede ser expresada en función del ángulo de rozamiento y la cohesión ( $\phi$  y  $c$ , respectivamente), de acuerdo con la ecuación de Mohr-Coulomb como

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$$

por lo que

$$\tau = c + \frac{W \cos \psi}{A} \tan \phi$$

o bien

$$R = \tau A = cA + W \cos \psi \tan \phi$$

El cuerpo rocoso se encontrará en equilibrio límite respecto de la superficie inclinada cuando la fuerza que actúa pendiente abajo del plano de deslizamiento,  $R$  sea exactamente igual a la fuerza que actúa resistiendo al desplazamiento.

$$W \sin \psi = cA + W \cos \psi \tan \phi$$

Si el valor de la cohesión,  $c$ , es 0 entonces la condición de equilibrio límite se reduce a:

$$\psi = \phi$$

De acuerdo con Hoek y Bray (1981), el efecto de la presión de agua en la resistencia al corte de superficies de discontinuidad puede ser demostrada a partir de un ensayo con una lata de refresco. Supongamos una lata de refresco abierta y en descanso sobre una superficie inclinada.

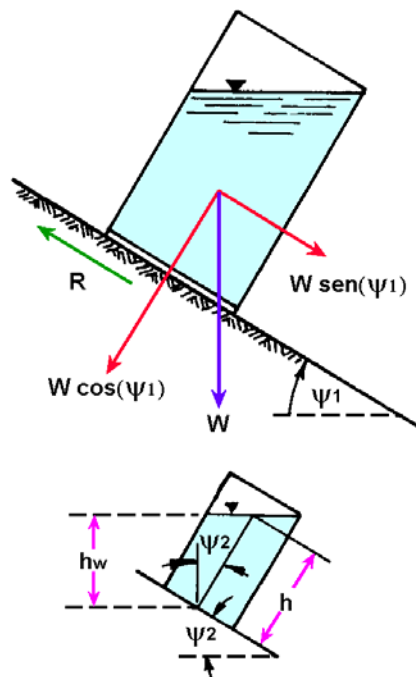
El desplazamiento de la lata se producirá en exactamente las mismas condiciones que las del bloque definido en un ejemplo anterior, es decir, cuando

$$\psi_1 = \phi$$

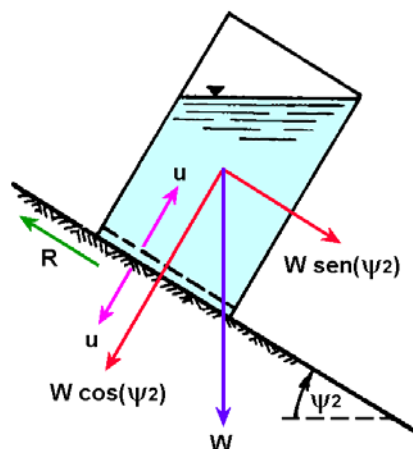
Si realizamos un orificio en la base de la lata de manera que el líquido que contiene se introduzca en el plano de contacto entre la lata y la superficie inferior, se genera una fuerza,  $u$ , debida a la presión de agua y a una cierta fuerza ascensional,  $U$ , operando sobre la lata. Asimismo, podemos definir  $U$  como:

$$U = u \cdot A$$

donde  $A$  representa el área superficial de la base de la lata.



Esquema del ingenio experimental propuesto por Hoek y Bray (1981) para demostrar el efecto de la presión de agua en la resistencia al corte de discontinuidades. **Fuente:** Hoek, E., y Bray, J.W. (1981) *Rock Slope Engineering*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 358 p.



Representación esquemática de la distribución de fuerzas en el experimento de Hoek y Bray (1981) cuando se practica un orificio en la base de la lata. **Fuente:** Hoek, E., y Bray, J.W. (1981) *Rock Slope Engineering*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 358 p.

De acuerdo con esta nueva distribución de fuerzas, el esfuerzo normal  $W \cos \psi_2$  se ve reducido por la aparición de la fuerza ascensional, U, y la resistencia al deslizamiento, R, se puede expresar como:

$$R = (W \cos \psi_2 - U) \tan \phi$$

Si el peso específico del conjunto formado por la lata y líquido se define como  $\gamma_t$  y el correspondiente al líquido  $\gamma_w$ , entonces:

$$W = \gamma_t \cdot h \cdot A$$

$$U = \gamma_w \cdot h_w \cdot A$$

donde h y  $h_w$  son las alturas definidas de acuerdo en la figura 10. A partir del mismo puede verse que:

$$h_w = h \cos \psi_2$$

y, por tanto,

$$U = \frac{\gamma_w}{\gamma_t} W \cos \psi_2$$

Substituyendo en la expresión anterior:

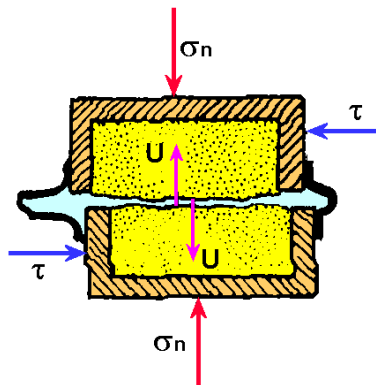
$$R = W \cos \psi_2 \left( 1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_t} \right) \tan \phi$$

definiéndose la condición de equilibrio límite como:

$$\tan \psi_2 = \left( 1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_t} \right) \tan \phi$$

Esta ecuación implica que el objeto se deslizará por el plano inclinado a un ángulo mucho menor al correspondiente al ángulo de rozamiento.

El ejemplo anterior aplica perfectamente igual al caso de una presión de agua actuando sobre las superficies de una junta bajo un esfuerzo de corte. La tensión normal,  $\sigma_n$ , actuando a través de la superficie de la junta se reduce a un valor de **Tensión Efectiva**,  $\sigma_n - u$ , debido a la tensión de agua  $U$ .



Cancelación de una parte de la tensión normal como resultado de la presencia de agua en las juntas y generación de tensión hidráulica

De esa manera, la relación entre  $\sigma_n$  y  $\tau$  se define como:

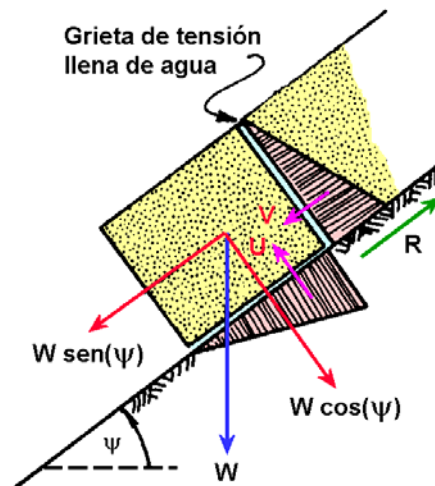
$$\tau = c + (\sigma_n - u) \tan \phi$$

En muchas rocas duras y en muchos suelos arenosos y gravas, sus propiedades cohesivas y de rozamiento intrínsecas no se ven significativamente alteradas por la presencia de agua (contenido de humedad) y, de esa manera, la disminución de su resistencia al corte es debida, casi por entero, a la reducción de las tensiones normales a lo largo de las superficies de discontinuidad. Por ello, es mucho más importante el concepto de presión de agua en lugar el de contenido de humedad a la hora de establecer el comportamiento del macizo rocoso, arenas y gravas. En esos mismos términos, la presencia de pequeñas cantidades de agua a alta presión en discontinuidades de taludes y laderas juega un papel mucho más importante en relación con su estabilidad que la existencia de grandes caudales filtrándose a través de un acuífero libre.

Consideremos el efecto de la presión de agua en una grieta de tensión en relación con un bloque en descanso sobre una superficie inclinada. Supongamos también que, en este caso, el bloque está fracturado por una grieta de tensión la cual, a su vez, está rellena de agua.

La presión de agua en la grieta de tensión aumenta linealmente con la profundidad y una fuerza total,  $V$ , aparece actuando desde la parte *trasera del bloque y empujándolo pendiente abajo*.

Suponiendo que la transmisión de la presión de agua tiene lugar en el punto de intersección entre la grieta de tensión y la superficie de deslizamiento, la variación de presión de agua a lo largo de la superficie inferior del bloque será como la que se indica en el esquema precedente. Esa distribución de presiones dará lugar a una fuerza ascensional  $U$ , que reducirá la tensión normal que actúa sobre la superficie.



Distribución de fuerzas en el caso de una grieta de tensión rellena de agua y su efecto respecto de la estabilidad del bloque sobre el plano inclinado. **Fuente:** Hoek, E., y Bray, J.W. (1981) *Rock Slope Engineering*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 358 p.

La condición de equilibrio límite en este bloque afectado por las fuerzas debidas a la presencia de agua,  $V$  y  $U$ , así como por el propio peso del bloque,  $W$ , queda definida como:

$$W \sin \psi + V = cA + (W \cos \psi - U) \tan \phi$$

Podemos ver que el efecto neto de  $U$  y  $V$  es disminuir la estabilidad del bloque sobre la superficie de deslizamiento. De igual manera, aunque las presiones de agua sean relativamente pequeñas, al actuar estas sobre superficies grandes conducen al desarrollo de fuerzas grandes.

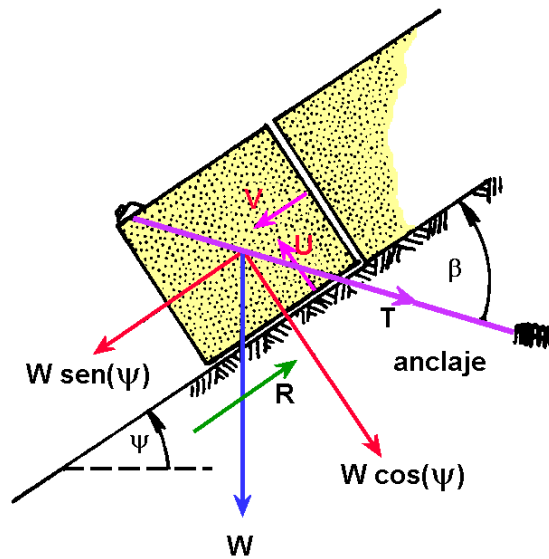
En la prevención de deslizamientos en macizos rocosos, uno de los métodos más eficaces para estabilizar pendientes potencialmente inestables es el empleo de anclajes (bulones, cordones de acero, etc.). Consideremos un cuerpo en descanso sobre una superficie inclinada y sobre el que actúa una fuerza ascensional  $U$  y otra de empuje  $V$  debido a la presencia de agua en una grieta de tensión.

Supongamos que sobre él se instala un anclaje tensado hasta una carga  $T$  y orientado formando un ángulo  $\beta$  respecto de la superficie de deslizamiento. La componente de la tensión  $T$  resuelta sobre el plano de deslizamiento es  $T \cos \beta$  mientras que la correspondiente actuando perpendicularmente a la misma es  $T \sin \beta$ . La condición de equilibrio límite es, en este caso:

$$W \sin \psi + V - T \cos \beta = cA + (W \cos \psi - U + T \sin \beta) \tan \phi$$



Esta ecuación muestra que la tensión del anclaje reduce las fuerzas desestabilizadoras e incrementa las de rozamiento entre la base del bloque y el plano de deslizamiento.



Distribución de fuerzas actuando sobre un bloque situado sobre un plano inclinado, reforzado contra su deslizamiento mediante un anclaje. **Fuente:** Hoek, E., and Bray, J.W. (1981) *Rock Slope Engineering*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 358 p.

Todas las ecuaciones que anteriormente han definido la condición de estabilidad de las laderas o taludes parten de la base de la satisfacción de la condición de *equilibrio límite*, es decir, aquella situación en la que las fuerzas que actúan para desestabilizar un bloque son compensadas por aquellas otras que tienden a impedir su movimiento.

A fin de comparar el comportamiento de pendientes bajo condiciones distintas a las del equilibrio límite se ha desarrollado un índice denominado **Factor de Seguridad**.

El **Factor de Seguridad, FS**, puede ser definido como el cociente entre la suma de fuerzas disponibles para impedir el deslizamiento de un bloque y la de las que tienden a movilizarlo. Si consideramos el caso de un bloque afectado por presiones de agua y estabilizado por un anclaje, el factor de seguridad viene dado por:

$$FS = \frac{cA + (W \cos \psi - U + T \sin \beta) \tan \phi}{W \sin \psi + V - T \cos \beta}$$

## Tema 12.- Macizos Rocosos

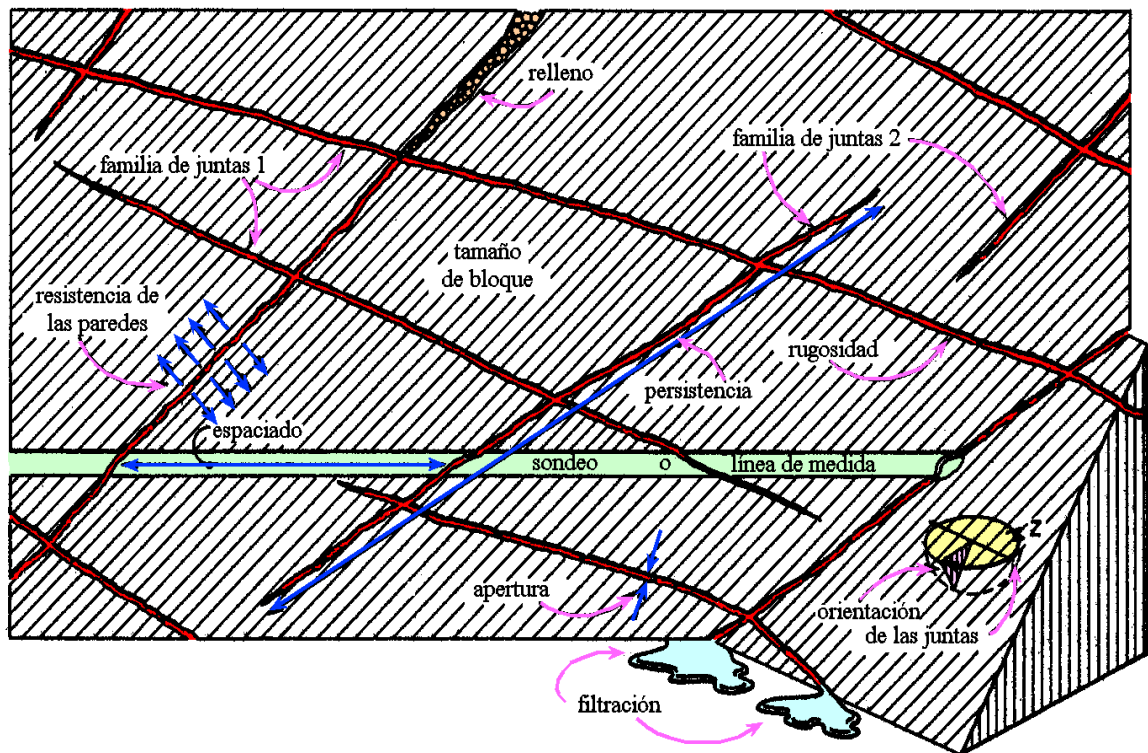
### Descripción de las Discontinuidades de Macizos Rocosos

Cualquier macizo rocoso puede dividirse en dos elementos geológicos fundamentales:

- ❑ **La matriz rocosa.** Se compone de las masas de roca continua y de propiedades variadas y que quedan individualizadas por la presencia de discontinuidades.
- ❑ **Las discontinuidades.** Su naturaleza puede ser muy variada (fallas, diaclasas, planos de estratificación, de foliación, de esquistosidad, etc.).

La distinción que acabamos de hacer reviste mucha importancia ya que las propiedades geomecánicas de un macizo, así como su comportamiento, están estrechamente relacionadas con las propiedades que presenta la roca matriz así como por la orientación y abundancia de juntas que presenta el macizo. De esa manera, el análisis de las propiedades geomecánicas de los macizos rocosos y los propios métodos de ensayo y caracterización suele realizarse de acuerdo a estos mismos ámbitos, es decir, las correspondientes a las discontinuidades, las asociadas a la roca matriz y las que resultan del análisis conjunto del macizo rocoso. La información obtenida a partir de cada una de estas facetas nos ayudará a entender el comportamiento del macizo de acuerdo con las distintas sollicitaciones o problemas que pueda presentar.

En este capítulo nos ocuparemos de las distintas propiedades geomecánicas más relevantes de las discontinuidades de los macizos rocosos. Dichas propiedades quedan resumidas en la figura y tabla 2.



Algunas propiedades importantes relacionadas con las discontinuidades en macizos rocosos.  
**Fuente:** Priest, S.D. (1993) Discontinuity analysis for rock engineering. Chapman & Hall, 473 pp.

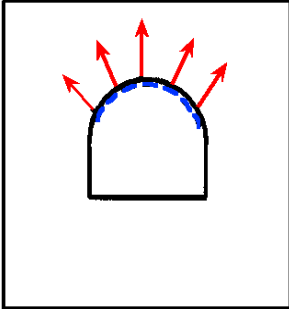
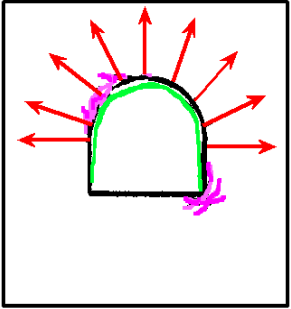
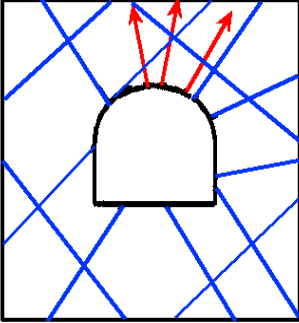
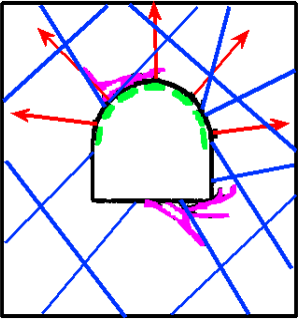
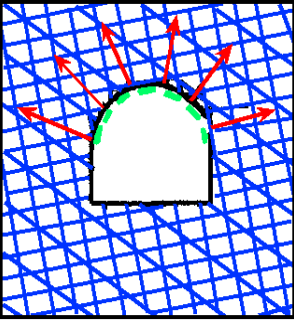
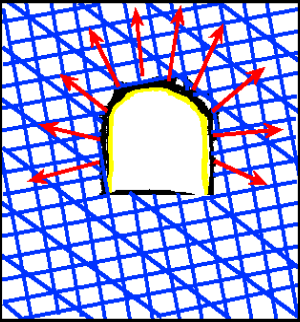
Característica	Método de Medida	Calidad/Fiabilidad de la Medida		
		Testigo	Cámara TV (en la pared de un sondeo)	Afloramiento
<b>Orientación</b>	brújula + clinómetro	A	B	B
<b>Espaciado</b>	cinta métrica	B	B	B
<b>Persistencia</b>	cinta métrica	M	M	B/A
<b>Rugosidad</b>	tabla-guía de referencia	A	M	B
<b>Resistencia de la pared</b>	martillo de Schmidt	A	M	B
<b>Apertura</b>	regla o calibre	M	A	B
<b>Relleno</b>	visual	M	M	B
<b>Filtraciones</b>	observaciones espaciadas en el tiempo	M	M/A	B
<b>Número de familias de juntas</b>	proyección estereográfica	A	B	B
<b>Tamaño de bloque</b>	frecuencia tridimensional de las fracturas	M	M	B

Determinación y fiabilidad de distintas propiedades geométricas y geomecánicas de juntas en macizos rocosos. La capacidad de cada método se ha calificado de acuerdo con una letra: **B**=bien; **A**=aceptable; **M**=mal. **Fuente:** Priest, S.D. (1993) Discontinuity analysis for rock engineering. Chapman & Hall, 473 pp.

## Clasificación de Macizos Rocosos

	Designación	Tipo	Autor/es	Año	País	Aplicación
1	-	Descriptiva, funcional, basada en el comportamiento	Terzaghi	1946	USA	Túneles con sostenimiento metálico
2	-	Descriptiva, general	Lauffer	1958	Austria	Diseño de túneles
3	<b>New Austrian Tunnelling Method, NATM</b>	Descriptiva, basada en el comportamiento. Pensada para túneles	Rabcewicz, Müller y Pacher	1958/1964	Austria	Túneles
4	<b>Rock Quality Designation, RQD</b>	Numérica, general	Deere et al.	1967	USA	Túneles
5	<b>Clasificación unificada de suelos y rocas</b>	Descriptiva, general	Deere et al.	1969	USA	General
6	<b>Rock Structure Rating, RSR</b>	Numérica, funcional	Wickham et al.	1972	USA	Diseño de sostenimientos metálicos en túneles
7	<b>Rock Mass Rating, RMR o Clasificación Geomecánica</b>	Numérica, funcional	Bieniawski	1973/1979/1989	Sudáfrica/USA	Túneles, minas, taludes, cimentaciones
8	<b>Norwegian Geotechnical Institute Tunnelling Quality Index, Q</b>	Numérica, funcional	Barton et al.	1974/2000	Noruega	Túneles, galerías
9	<b>Clasificación resistencia/tamaño</b>	Numérica, funcional	Franklin	1975	Canadá	Basado en la resistencia de la roca y diámetro de los bloques. Se emplea, sobre todo, en galerías de mina
10	<b>Basic Geotechnical Classification, BGC</b>	Descriptiva, general	ISRM	1981	-	General
11	<b>Clasificación unificada de rocas</b>	Descriptiva, general	Williamson	1984	USA	General
12	<b>Geological Strength Index, GSI</b>	Numérica, funcional	Hoek	1994	USA	Diseño de sostenimientos en excavaciones subterráneas
13	<b>Rock Mass Index, RMI</b>	Numérica, funcional	Palmström	1995	Suecia	Caracterización general, diseño de sostenimientos, avance con TBM

Principales Clasificaciones para Macizos Rocosos<sup>1</sup>. El significado del tipo de clasificación es como sigue:  
**Descriptiva:** Los datos de entrada del sistema se basan, sobre todo, en descripciones; **Numérica:** Los datos de entrada son valores numéricos asignados de acuerdo con su carácter; **Basada en el comportamiento:** Los datos de entrada del sistema se basan en el comportamiento del macizo rocoso en un túnel; **General:** El sistema se ha desarrollado para ayudar en una caracterización general de macizos rocosos; **Funcional:** El sistema se ha estructurado para una aplicación especial (p. Ej. sostenimiento de rocas)

	<b>BAJAS TENSIONES IN SITU</b>	<b>ALTAS TENSIONES IN SITU</b>
<b>ROCAS MASIVAS</b>	 <p>No se requieren sostenimientos permanentes. Por motivos de seguridad, durante la construcción puede ser preciso emplear sostenimientos ligeros</p>	 <p>Es necesario el empleo de bulones y pernos junto con mallazo y hormigón proyectado para inhibir la fracturación y mantener los bloques sueltos en su sitio</p>
<b>ROCAS ALGO FRACTURADAS</b>	 <p>Serán necesarios bulones puntuales para prevenir el desprendimiento de determinados bloques de roca y cuñas. Los bulones deben ser activos</p>	 <p>Serán precisos bulones pesados inclinados a fin de interceptar las juntas. Además, será necesario el uso de mallazo u hormigón proyectado reforzado con fibra de acero en la clave y hastiales de la excavación</p>
<b>ROCAS MUY FRACTURADAS</b>	 <p>Bulones ligeros emplazados sistemáticamente junto con mallazo y/o hormigón proyectado y control de los desprendimientos de fragmentos superficiales de la excavación</p>	 <p>Bulones pesados sistemáticos junto con hormigón proyectado reforzado con fibra de acero. En casos extremos habrá que recurrir a cerchas de acero deslizantes. Además, pueden ser necesarios encofrados perdidos y placas de hormigón prefabricadas para la solera a fin de prevenir su levantamiento</p>

Cuadro-resumen de las distintas situaciones que pueden aparecer en excavaciones subterráneas y las medidas de sostenimiento genéricas a emplear. **Fuente:** Hoek, E. (1999) Course Notes on Rock Engineering, 313 pp.

## Clasificación de Deere (1963): Rock Quality Designation, RQD

Este autor propuso un índice cuantitativo para la calidad de las rocas (*Rock Quality Designation*, RQD) basado en el porcentaje de testigo de sondeo recuperado mediante perforación con corona de diamante. Se trata de un índice muy utilizado y es particularmente útil en la clasificación de macizos rocosos a fin de seleccionar los sistemas de sostenimiento más adecuados en túneles. Se define como el porcentaje de testigo recuperado en forma de piezas intactas de 100 mm o más de longitud, en el conjunto del sondeo considerado:

$$RQD = 100 \frac{\text{longitud de testigo en piezas} > 100\text{mm}}{\text{longitud total del sondeo}}$$

Suele ser determinado durante la ejecución de un sondeo mecánico con recuperación de testigo cada 2 metros, aproximadamente por lo que es una indicación rápida de la calidad de la roca en el momento de la perforación.

El índice RQD debe ser determinado en testigos de, al menos, 54.7 mm de diámetro (diámetro NX en la terminología americana) y obtenido con un dispositivo de perforación de doble pared. Deere (1968) propuso la siguiente relación entre el valor RQD y la calidad de la roca, siempre y cuando esta sea una roca resistente:

RQD	Calidad de la roca
< 25 %	Muy pobre
25 – 50 %	Pobre
50 – 75 %	Aceptable
75 – 90 %	Buena
90 – 100 %	Excelente

Calificación de los tipos de roca de un macizo geológico, de acuerdo con los valores RQD

En la determinación del RQD, aquellas zonas de la roca muy alteradas o meteorizadas recibirán una designación de 0.

Las medidas de testigo óptimas son las NX (54.7 mm) y NQ (47.5 mm) si bien también es posible emplear otros diámetros entre el BQ (36.5 mm) y PQ (85 mm) teniendo especial precaución en la perforación y recuperación del testigo a fin de evitar su fragmentación durante su manipulación.

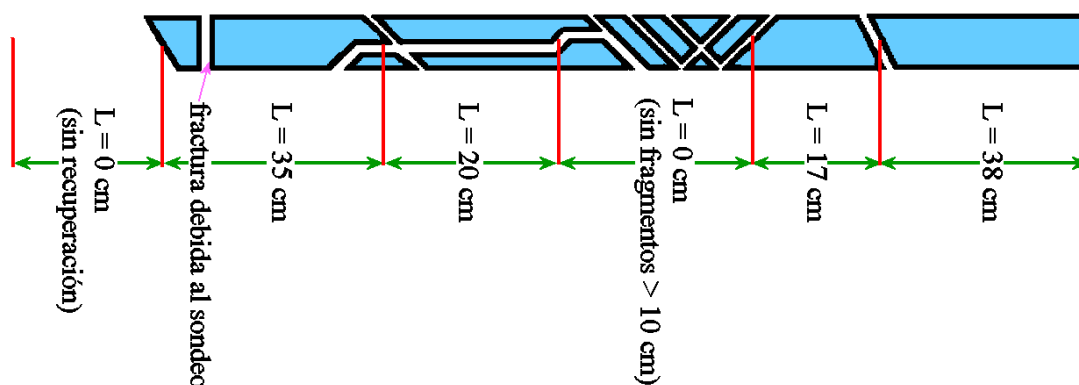
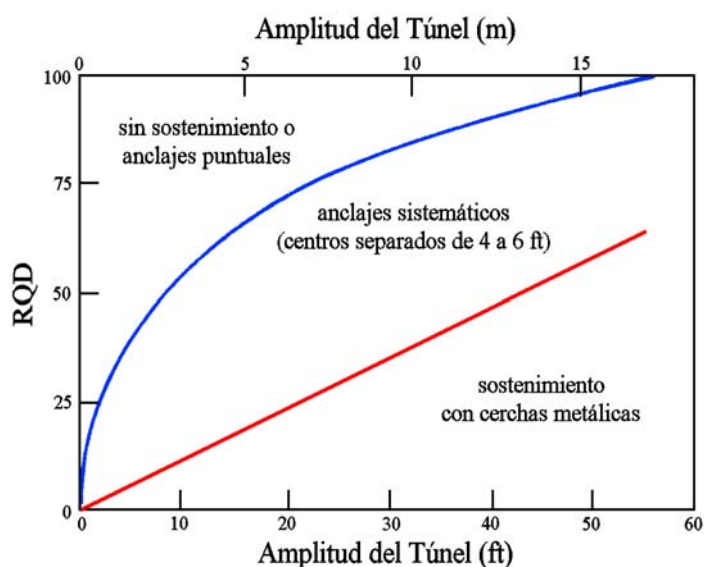


Ilustración del principio de determinación del índice RQD a partir de un testigo de sondeo. En la ilustración, para una carrera de sondeo (longitud perforada con recuperación de testigo continua) de 200 cm, el valor de RQD viene dado por la suma de fragmentos de longitud mayor de 10 cm (38+17+20+35), dividido por la carrera de sondeo (200 cm) y multiplicado por 100. Dicho valor resulta ser igual a 55. **Fuente:** Hoek, E. (1999) Course Notes on Rock Engineering, 313 pp.

Autor	Sin sostenimiento	Sostenimiento con anclajes	Sostenimiento con cerchas
Deere et al (1970)	RQD 75 - 100	RQD 50 - 75 Espaciados entre 1.5 - 1.8 m	RQD 50 - 75 Cerchas ligeras espaciadas 1.5 a 1.8 m como alternativas a los anclajes
		RQD 25 - 50 Espaciados entre 0.9 - 1.5 m	RQD 25 - 50 Cerchas ligeras a medianas espaciadas de 0.9 a 1.5 m como alternativa a los anclajes
			RQD 0 - 25 Cerchas medianas a circulares pesadas espaciadas de 0.6 a 0.9 m
Cecil (1970)	RQD 82 - 100	RQD 52 - 82 Como alternativa a los anclajes, 40 - 60 mm de hormigón proyectado	RQD 0 - 52 Cerchas u hormigón proyectado reforzado
Merrit (1972)	RQD 72 - 100	RQD 23 - 72 Espaciados entre 1.2 y 1.8 m	RQD 0 - 23

Recomendación de sostenimientos para túneles, basado en el valor de RQD, de acuerdo con diversos autores



Propuesta de selección del tipo de sostenimiento para un macizo rocoso, de acuerdo con el índice RQD. Fuente: Merrit (1972)



Calidad de la Roca	Método de Perforación	Posibles sistemas de Entibación		
		Cerchas de Acero <sup>2</sup>	Anclajes <sup>3</sup>	Hormigón Proyectado
Excelente <sup>4</sup> RQD ≥ 90	Con TBM	Ninguna u ocasionales cerchas ligeras. Peso de roca: (0.0–0.2)B	Ninguno u ocasionales	Nada u ocasionales aplicaciones locales
	Convencional	Ninguna u ocasionales cerchas ligeras. Peso de roca: (0.0–0.3)B	Ninguno u ocasionales	Nada u ocasionales aplicaciones locales de 2 a 3 pulgadas de espesor
Buena 75 < RQD < 90	Con TBM	Ocasionales cerchas ligeras de 5 ó 6 pies entre centros. Peso de roca: (0.0–0.4)B	Ocasionales o según una malla de 5 a 6 pies entre centros	Nada u ocasionales aplicaciones locales de 2 a 3 pulgadas de espesor
	Convencional	Cerchas ligeras de 5 ó 6 pies entre centros. Peso de roca: (0.3–0.6)B	Según una malla de 5 a 6 pies entre centros	Ocasionales aplicaciones locales de 2 a 3 pulgadas de espesor
Media 50 < RQD < 75	Con TBM	Cerchas ligeras a medias de 5 ó 6 pies entre centros. Peso de roca: (0.3–0.6)B	Según una malla de 4 a 6 pies entre centros	2 a 4 pulgadas en la clave
	Convencional	Cerchas ligeras a medias de 4 ó 6 pies entre centros. Peso de roca: (0.6–1.3)B	Según una malla de 3 a 5 pies entre centros	4 pulgadas o más en la clave y hastiales
Mala 25 < RQD < 50	Con TBM	Cerchas circulares medias, de 3 a 4 pies entre centros. Peso de roca: (1.0–1.6)B	Según una malla de 3 a 5 pies entre centros	4 a 6 pulgadas en la clave y hastiales, combinado con anclajes
	Convencional	Cerchas medias a pesadas, de 2 a 4 pies entre centros. Peso de roca: (1.3–2.0)B	Según una malla de 2 a 4 pies entre centros	6 pulgadas en la clave y hastiales, combinado con anclajes
Muy Mala RQD < 25 (excluidos los terrenos fluyentes)	Con TBM	Cerchas medias a pesadas a 2 pies entre centros. Peso de roca: (1.6–2.2)B	Según una malla de 2 a 4 pies entre centros	6 pulgadas o más en toda la sección. Combinando con cerchas medias
	Convencional	Cerchas circulares pesadas a 2 pies entre centros. Peso de roca: (2.0–2.8)B	Según una malla de 3 pies entre centros	6 pulgadas o más en toda la sección. Combinando con cerchas pesadas
Muy Mala (terrenos fluyentes o expansivos)	Con TBM	Cerchas circulares muy pesadas a 2 pies entre centros. Peso de roca superior a 250 pies	Según una malla de 2 a 3 pies entre centros	6 pulgadas o más en toda la sección. Combinando con cerchas pesadas
	Convencional	Cerchas circulares muy pesadas a 2 pies entre centros. Peso de roca superior a 250 pies	Según una malla de 2 a 3 pies entre centros	6 pulgadas o más en toda la sección. Combinando con cerchas pesadas

Entibación recomendada para túneles en roca de entre 6 y 12 m de luz, basada en el índice RQD (Deere, 1963). El parámetro B representa la anchura del túnel, en pies

Priest y Hudson (1976) han observado que se puede realizar una estimación del índice RQD sin necesidad de realizar sondeos mecánicos:

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda} (0.1\lambda + 1)$$

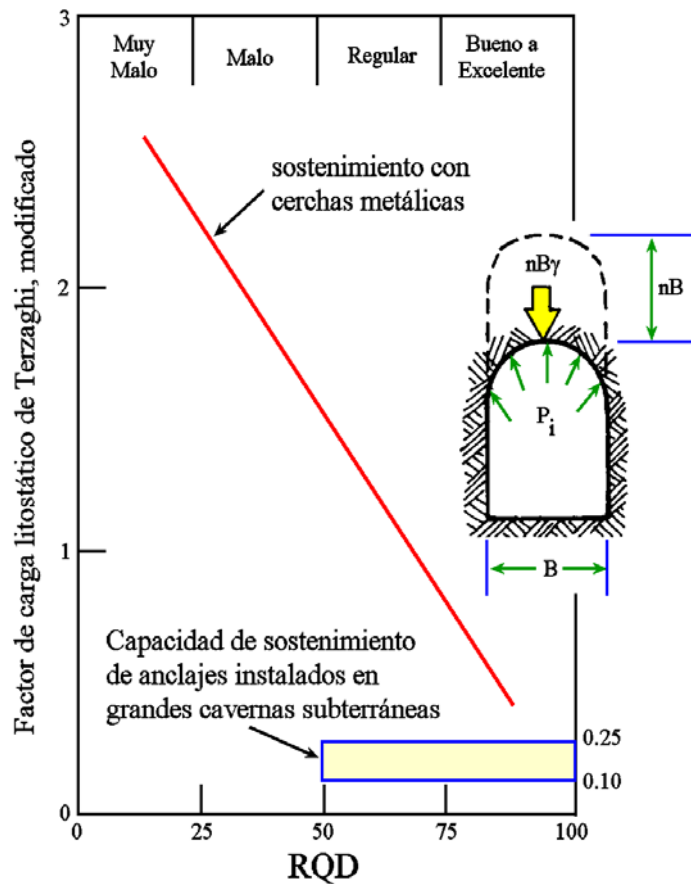
Para el rango de valores de  $\lambda$  (frecuencia media de las juntas) que va de los 6 a los 16 m el valor de RQD puede ser expresado adecuadamente mediante una función lineal:

<sup>2</sup> El enfilado podría ser nulo en rocas de excelente calidad y variar desde el 25 % en rocas de buena calidad hasta el 100 % en rocas de calidad muy mala.

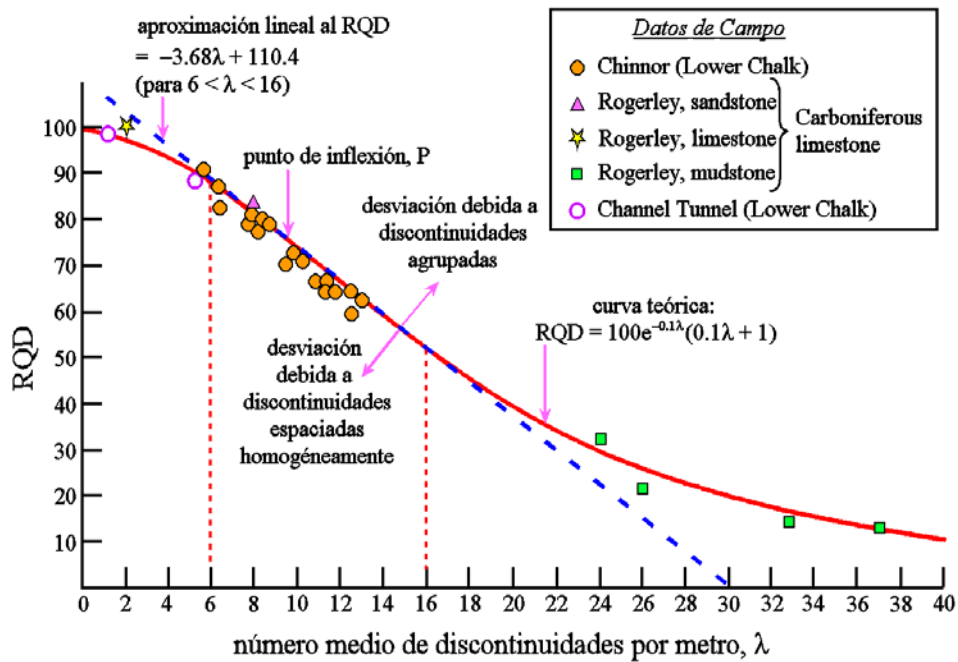
<sup>3</sup> La utilización de malla metálica sería innecesaria, en general, en rocas de excelente calidad y variaría de bandas de malla ocasionales (en rocas de buena calidad) hasta un recubrimiento del 100 % de malla en las de pero calidad.

<sup>4</sup> Con rocas de calidades buenas a excelentes, la entibación requerida sería, en general, mínima, pero dependería de la geometría de las juntas, del diámetro del túnel y de la orientación de las juntas respecto de la traza del túnel.

$$RQD = -3.68\lambda + 110.4$$



Relación entre el factor de carga litostático (modificado) de Terzaghi (1946) y el índice RQD. Dicho factor,  $n$ , es igual a  $P_i/B\gamma$ . Observar que en el caso de túneles con sostenimiento de cerchas metálicas existe una buena correlación entre ambos. Sin embargo, para el caso de sostenimiento de túneles a través de anclajes dicha correlación es inexistente. **Fuente:** Bieniawski, Z.T. (1989) Engineering rock mass classifications; John Wiley & Sons



Relación del factor RQD y el número medio de discontinuidades por metro de roca,  $\lambda$ . Observar que en el rango de  $\lambda$  entre 6 y 16 m la distribución de datos medidos puede ser aproximada mediante una función lineal.

**Fuente:** Bieniawski, Z.T. (1989) Engineering rock mass classifications; John Wiley & Sons; 272 pp.

De igual manera, Palmstrom (1982) ha sugerido que en ausencia de sondeos, el factor RQD puede ser estimado a partir de la relación:

$$RQD = 115 - 3.3J_v$$

donde  $J_v$  representa el número de juntas por metro cúbico de roca. Para valores de  $J_v$  inferior a 4.5, el valor de RQD se considera igual a 100 %.

Las principales limitaciones de la clasificación RQD están en que este parámetro no tiene en cuenta propiedades tan importantes de los macizos rocosos como son el material de relleno eventualmente presente en las juntas, su continuidad, su rugosidad, así como la orientación de los planos estructurales de discontinuidad.

Este parámetro es fuertemente direccional y variará ostensiblemente en función de la orientación del sondeo mecánico o de la línea de observación (*scanline*) sobre el terreno. Además, hay que tener cuidado en separar aquellas fracturas generadas durante los procesos de perforación y manipulación de los testigos de sondeo o por voladuras, las cuales no deben entrar a formar parte del índice RQD.

Se trata de un parámetro que entra a formar parte de los sistemas RMR y Q.

### **Clasificación de Bieniawski (1973, 1979, 1989): Rock Mass Rating System, RMR**

Es conocida también como Clasificación Geomecánica y ha sido objeto de distintas modificaciones, muchas de ellas para hacerla susceptible de aplicación a casos específicos. Es, en la actualidad, la clasificación más utilizada y en su desarrollo se tuvieron en cuenta más de 350 casos documentados para darle carácter general y versatilidad. No obstante, los autores enfatizan la necesidad de utilizar esta clasificación para el propósito con el que fue desarrollada y no para satisfacer todos los problemas de diseño en ingeniería.

A pesar de los cambios introducidos con el tiempo, la base esencial de la clasificación ha permanecido constante, introduciéndose aspectos característicos como los que atañen a aplicaciones mineras (Laubscher, 1977, 1984), facilidad de excavación (Weaber, 1975), minería en macizos '*crystalinos*' (Kendorski et al, 1983), minería de carbón (Unal, 1983), túneles (González de Vallejo, 1983), estabilidad de laderas (Romana, 1993) o minas de carbón en la India (Venkateswarlu, 1986).

Para clasificar un macizo rocoso se emplean 6 parámetros básicos:

- ❑ Resistencia compresiva uniaxial de la roca
- ❑ Factor RQD
- ❑ Espaciado entre discontinuidades
- ❑ Condición de las discontinuidades
- ❑ Condiciones hidrogeológicas
- ❑ Orientación de las discontinuidades

	<b>Autor/es</b>	<b>Año</b>	<b>País</b>	<b>Aplicación</b>
<b>1</b>	Weaver	1975	Sudáfrica	Facilidad de arranque
<b>2</b>	Laubscher	1977	Sudáfrica	Minas
<b>3</b>	Olivier	1979	Sudáfrica	Meteorización
<b>4</b>	Ghose y Raju	1981	India	Minas de carbón
<b>5</b>	Moreno Tallón	1982	España	Túneles
<b>6</b>	Kendorski	1983	USA	Minas en rocas duras
<b>7</b>	Nakao et al.	1983	Japón	Túneles
<b>8</b>	Serafim y Pereira	1983	Portugal	Cimentaciones
<b>9</b>	González Vallejo	1983	España	Túneles
<b>10</b>	Unal	1983	USA	Anclajes en minas de carbón
<b>11</b>	Romana	1985/1993/1997	España	Estabilidad de taludes
<b>12</b>	Newman	1985	USA	Minas de carbón
<b>13</b>	Sandbak	1985	USA	Capacidad de perforación
<b>14</b>	Smith	1986	USA	Facilidad de dragado
<b>15</b>	Venkateswarlu	1986	India	Minas de carbón
<b>16</b>	Robertson	1988	Canadá	Estabilidad de taludes

Principales variantes del sistema RMR. **Fuente:** Bieniawski, Z.T. (1989) Engineering rock mass classifications; John Wiley & Sons

Para aplicar la Clasificación Geomecánica el macizo se divide en una serie de unidades estructurales de manera que determinadas características sean más o menos homogéneas a lo largo de cada una de ellas.

La clasificación general se presenta en la tabla de la próxima página. La tabla se divide en diversas secciones que deben ser analizadas por separado.

- **Sección A.** Agrupa 5 parámetros (resistencia a la compresión uniaxial, RQD, espaciado entre discontinuidades, condición de las discontinuidades y caudal de filtración) en otros tantos rangos de valores. Asociado a cada uno de los rangos de valor y parámetros se dan puntuaciones (*ratings*) de manera que, cuanto mayor sea la puntuación, mejor será la condición de la masa rocosa analizada. En relación con las puntuaciones, para algunos de los parámetros relevantes estas pueden ser interpoladas mediante el uso de gráficas auxiliares. En particular, la gráfica D se utiliza cuando no se poseen valores de RQD o de espaciado entre discontinuidades. Basándose en las observaciones anteriormente mencionadas de Priest y Hudson (1976), la gráfica permite estimar el parámetro que falte.

Una vez se ha asignado una puntuación a cada uno de los 5 parámetros de la sección A, estos se suman para configurar el denominado **RMR básico**.

- **Sección B.** Considera el factor geométrico de la orientación de las juntas del macizo en relación con la excavación realizada, aunque de una forma cualitativa. La tabla sirve de guía a la hora de establecer las puntuaciones. Este parámetro refleja el significado de distintas orientaciones de familias de juntas presentes en el macizo rocoso. La familia dominante, normalmente denominada como la nº 1, es aquella que controla la estabilidad de la excavación. Por ejemplo, en túneles, será aquella cuya orientación coincida con la traza del mismo.

La suma de los valores de la sección A y la B constituyen el denominado **RMR global**. Cuando exista más de una familia de discontinuidades que afecten a la estabilidad de la excavación, la puntuación de cada familia es promediada con las demás. En el caso de aplicaciones mineras, pueden existir diversos factores de ajuste.

- **Sección C.** Una vez se han realizado los ajustes necesarios de acuerdo con la orientación de las discontinuidades, la roca se clasifica de acuerdo con lo indicado aquí. El valor de RMR puede ir de 0 a 100, dividiéndose el rango en 5 categorías que cubren 20 puntos cada una de ellas.

Quando en un macizo rocoso se encuentran calidades mixtas (p. Ej. calidades buenas y malas), es preciso identificar aquellas condiciones más críticas de manera que aquellas características más significativas en relación con la estabilidad de la excavación (p. Ej., fallas o bandas de cizalla) sean las que controlen el valor de RMR, independientemente de la excelente o buena resistencia que pudiera presentar los materiales adyacentes.

- **Sección D.** Da el significado práctico de cada tipo de macizo rocoso, relacionándolo con distintos tipos de problemas específicos de ingeniería.

Quando exista más de una calidad de roca en un mismo afloramiento, es recomendable ponderar el RMR de cada una de las zonas, por separado de acuerdo con su superficie de exposición o de acuerdo con la estabilidad relativa de la excavación en cada una de ellas.

A lo largo de las distintas revisiones de la clasificación RMR el valor de la puntuación de diversos parámetros ha ido cambiando, tal y como se recoge en la tabla siguiente.

Parámetro	Valor	1973	1974	1976	1979	1989
Índice de Carga Puntual	7 MPa	5	5	12	12	12
RQD	70 %	14	14	13	13	13
Espaciado entre Juntas	300 mm	20	20	20	10	10
Estado de las Juntas	Ligeramente alterado	12	10	20	20	25
Filtraciones	Seco	10	10	10	15	15
Factor de ajuste por orientación de las juntas	Muy favorable	15	15	0	0	0
	RMR	76	74	75	70	75

Variación de la puntuación de distintos parámetros de la clasificación RMR en varias de sus revisiones

Parámetro		Rango de Valores							
1	Resistencia de la roca intacta	Índice de resistencia de carga puntual (MPa)	> 10	4-10	2-4	1-2	X		
		Resistencia a la Compresión simple (MPa)	> 250	100-250	50-100	25-50			
	<b>Puntuación</b>	<b>15</b>	<b>12</b>	<b>7</b>	<b>4</b>	<b>2</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	
2	<b>RQD (%)</b>	90-100	75-90	50-75	25-50	< 25			
	<b>Puntuación</b>	<b>20</b>	<b>17</b>	<b>13</b>	<b>6</b>	<b>3</b>			
3	<b>Espaciado entre juntas</b>	> 2m	0.6-2 m	0.2-0.6 m	0.06-0.2 m	< 0.06 m			
	<b>Puntuación</b>	<b>20</b>	<b>15</b>	<b>10</b>	<b>8</b>	<b>5</b>			
4	Estado de las juntas	Longitud	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m		
		<b>Puntuación</b>	<b>6</b>	<b>4</b>	<b>2</b>	<b>1</b>	<b>0</b>		
		Apertura	Nula	< 0.1 mm	0.1-1.0 mm	1-5 mm	> 5 mm		
		<b>Puntuación</b>	<b>6</b>	<b>5</b>	<b>3</b>	<b>1</b>	<b>0</b>		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		<b>Puntuación</b>	<b>6</b>	<b>5</b>	<b>3</b>	<b>1</b>	<b>0</b>		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro (< 5 mm)	Relleno duro (> 5 mm)	Relleno blando (< 5 mm)	Relleno blando (> 5 mm)		
		<b>Puntuación</b>	<b>6</b>	<b>4</b>	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>0</b>		
Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta				
<b>Puntuación</b>	<b>30</b>	<b>25</b>	<b>20</b>	<b>10</b>	<b>0</b>				
5	Presencia de agua en las juntas <sup>5</sup>	Caudal de filtración por cada 10 m de túnel (L/min)	Nulo	< 10	10-25	25-125	> 125		
		Relación $P_{H_2O}$ en las juntas / tensión principal mayor, $\sigma_1$	0	< 0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	> 0.5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
		<b>Puntuación</b>	<b>15</b>	<b>10</b>	<b>7</b>	<b>4</b>	<b>0</b>		

Clasificación Geomecánica (RMR) de macizos rocosos diaclasados. **Sección A. Fuente:** Bieniawski, Z.T. (1989) Engineering rock mass classifications; John Wiley & Sons

Dirección y buzamiento de las juntas		Muy favorable	Favorable	Aceptable	Desfavorable	Muy desfavorable
<b>Puntuaciones</b>	Túneles y Minas	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes y Pendientes	0	-5	-25	-50	-60

Corrección del índice RMR por la orientación de las juntas. **Sección B. Fuente:** Bieniawski, Z.T. (1989) Engineering rock mass classifications; John Wiley & Sons

Puntuación →	100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 20
Categoría del Macizo	I	II	III	IV	V
Descripción cualitativa	Muy bueno	Bueno	Aceptable	Malo	Muy malo

Clasificación del macizo rocoso a partir del índice RMR corregido. **Sección C. Fuente:** Bieniawski, Z.T. (1989) Engineering rock mass classifications; John Wiley & Sons

<sup>5</sup> Los caudales de filtración deben ser determinados en cada afloramiento estudiado y comparados con los valores de  $\sigma_1$ . En caso de no disponer de medidas, el valor correspondiente a  $\sigma_1$  puede ser aproximado por el producto  $\gamma Z$

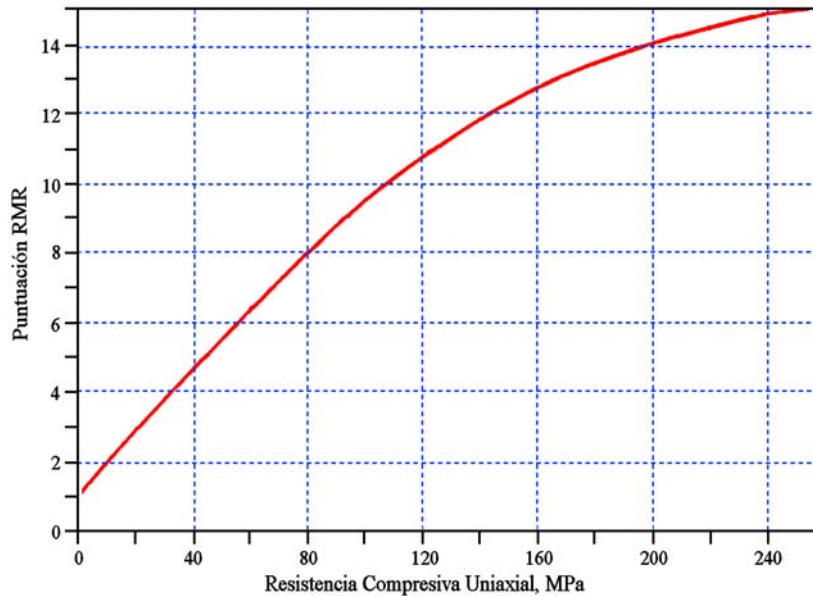
Categoría	I	II	III	IV	V
Tiempo de sostenimiento medio	10 años con 15 m de vano	6 meses con 8 m de vano	1 semana con 5 m de vano	10 horas con 2.5 m de vano	30 minutos con 1 m de vano
Cohesión (kPa)	> 400	300 – 400	200 – 300	100 – 200	< 100
Ángulo de rozamiento	> 45°	35° – 45°	25° – 35°	15° – 25°	< 15°

Características geomecánicas generales del macizo rocoso, de acuerdo con su categorización por el índice RMR corregido. **Sección D. Fuente:** Bieniawski, Z.T. (1989) Engineering rock mass classifications; John Wiley & Sons

En el caso particular de túneles la orientación y calificación de las juntas es relevante a la hora de establecer la puntuación RMR correspondiente. En ese sentido la siguiente tabla aclara algunas situaciones:

Dirección de las juntas $\perp$ al eje del túnel				Dirección de las juntas $\parallel$ al eje del túnel		Buzamiento de 0° a 20° y cualquier dirección en relación al túnel
Excavación a favor del buzamiento <sup>6</sup>		Excavación en contra del buzamiento <sup>7</sup>		Buzamiento de 45° a 90°	Buzamiento de 20° a 45°	
Buzamiento de 45° a 90°	Buzamiento de 20° a 45°	Buzamiento de 45° a 90°	Buzamiento de 20° a 45°	Buzamiento de 45° a 90°	Buzamiento de 20° a 45°	
Muy favorable	Favorable	Aceptable	Desfavorable	Muy desfavorable	Aceptable a desfavorable	Aceptable

Orientación y calificación de las discontinuidades en un túnel, de acuerdo con su buzamiento y orientación respecto de la traza de la excavación. Aplicable a la clasificación RMR. **Fuente:** Bieniawski, Z.T. (1989) Engineering rock mass classifications; John Wiley & Sons

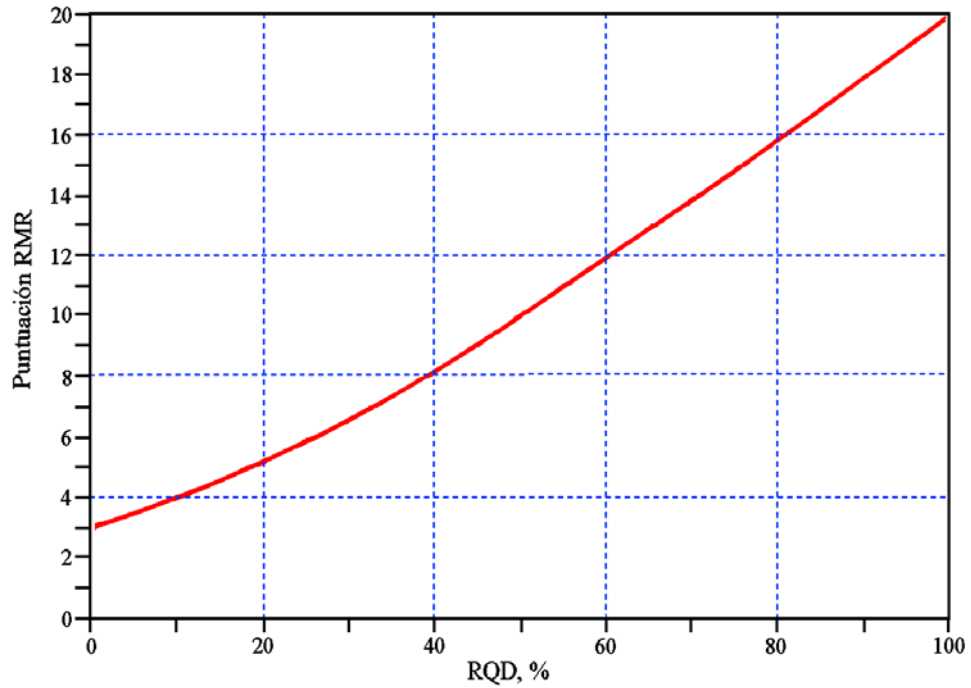


Gráfica auxiliar (A) para la interpolación de puntuaciones relativas a la resistencia a la compresión simple de la roca intacta de la clasificación RMR. **Fuente:** Bieniawski, Z.T. (1989) Engineering rock mass classifications; John Wiley & Sons

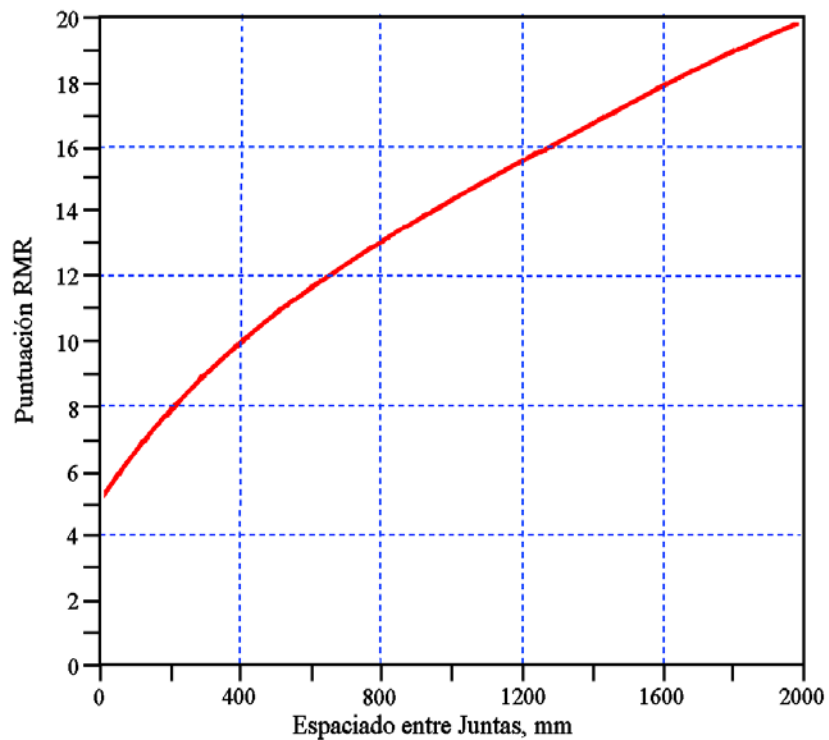
<sup>6</sup> La excavación avanza en el mismo sentido que el de inclinación de las juntas

<sup>7</sup> La excavación avanza en sentido opuesto al de inclinación de las juntas

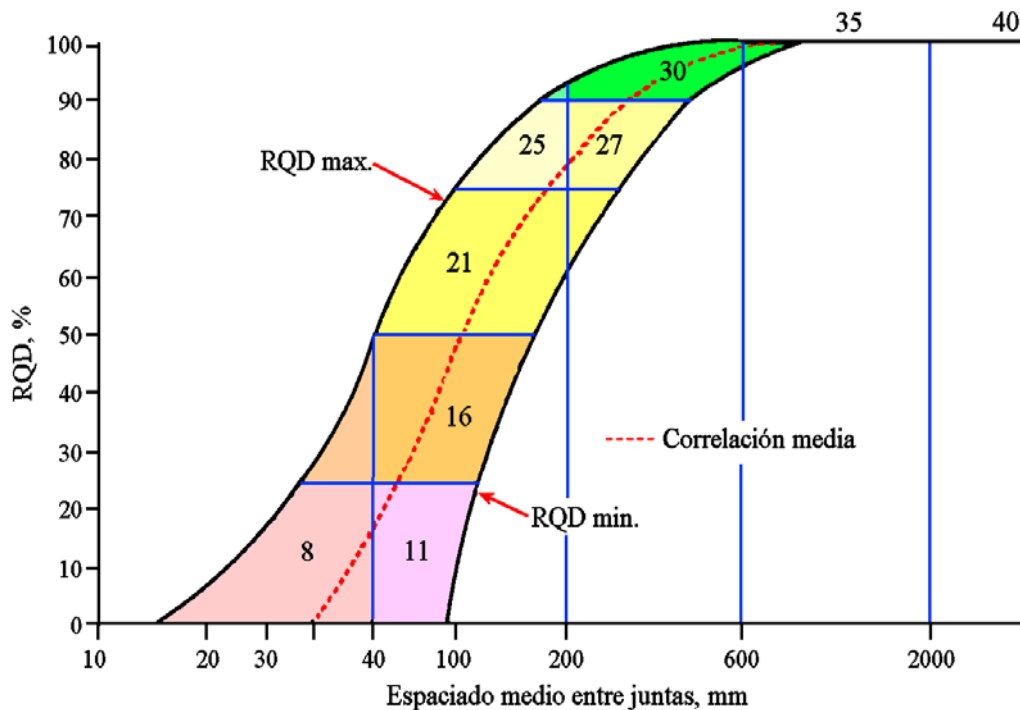




Gráfica auxiliar (B) para la interpolación de puntuaciones relativas al parámetro RQD de la clasificación RMR. **Fuente:** Bieniawski, Z.T. (1989) Engineering rock mass classifications; John Wiley & Sons

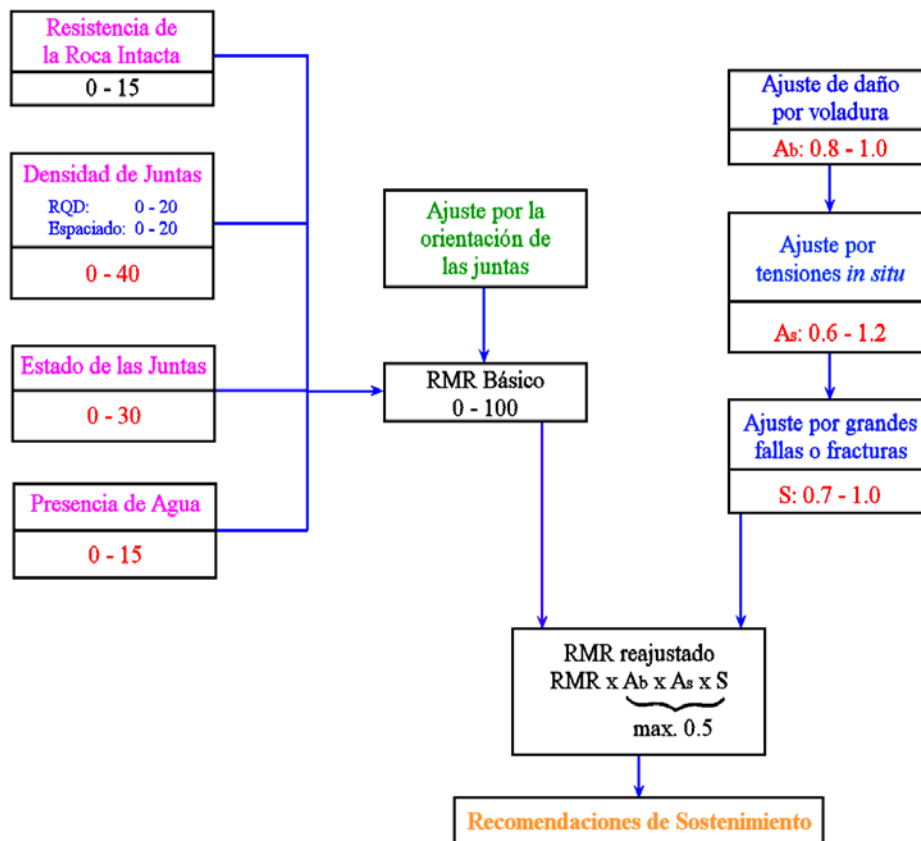


Gráfica auxiliar (C) para la interpolación de puntuaciones relativas al espaciado entre discontinuidades de la clasificación RMR. **Fuente:** Bieniawski, Z.T. (1989) Engineering rock mass classifications; John Wiley & Sons



Gráfica auxiliar (D) de correlación entre el parámetro RQD y el espaciado entre discontinuidades. Los números indican las puntuaciones combinadas de ambas variables que deben ser aplicadas a la clasificación RMR.

**Fuente:** Bieniawski, Z.T. (1989) Engineering rock mass classifications; John Wiley & Sons



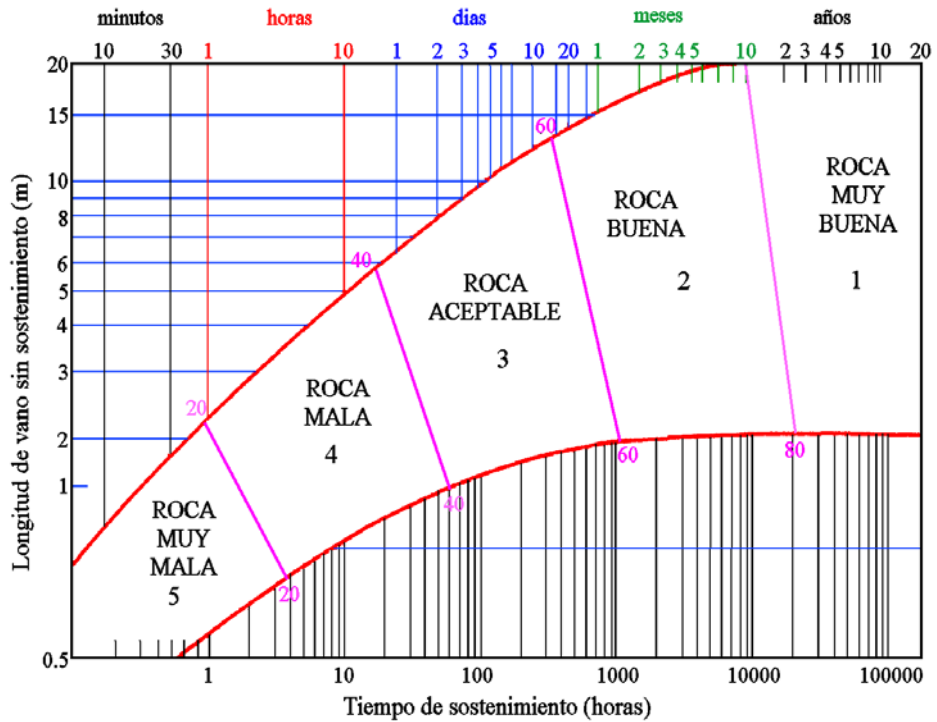
Ejemplo de ajustes del factor RMR en aplicaciones de minería. **Fuente:** Bieniawski, Z.T. (1989) Engineering rock mass classifications; John Wiley & Sons

La Clasificación Geomecánica provee unas guías para la selección de los refuerzos en roca para túneles, de acuerdo con lo indicado en la tabla siguiente. Esas indicaciones dependen de factores tales como la profundidad bajo la superficie (tensión *in situ*), el diámetro del túnel y su forma o el sistema de excavación.

Tipo de Macizo	Excavación	Anclajes (barras de $\phi = 20$ mm inyectadas con lechada)	Hormigón Proyectado	Cerchas
I. Roca muy buena RMR = 81 – 100	Frente despejado y avances de 3 m	En general, no se requiere sostenimiento salvo anclajes o bulones puntuales		
II. Roca buena RMR = 61 – 80	Frente despejado y avances de 1 a 1.5 m. Recomendable que el sostenimiento necesario se complete a una distancia del frente de 20 m	Bulones ocasionales en la clave de 3 m, espaciados 2.5 m y con apoyo de malla metálica (mallazo)	50 mm en la clave, allá donde se requiera (para impermeabilizar)	No
III. Roca aceptable RMR = 41 – 60	Avance y destroza. Avances de 1.5 a 3 m. Emplazar el sostenimiento tras cada voladura. Recomendable que el sostenimiento necesario se complete a una distancia del frente de 10 m	Bulones sistemáticos de 4 m de longitud espaciados de 1.5 a 2 m en la clave y hastiales. Malla metálica continua en la clave	50 – 100 mm en la clave y 30 mm en los hastiales	No
IV. Roca mala RMR = 21 – 40	Avance y destroza. Avances de 1 a 1.5 m. Sostenimiento inmediato del frente tras cada avance. Emplazar el sostenimiento tras cada voladura. Recomendable que el sostenimiento necesario se complete a una distancia del frente de 10 m. Situar el sostenimiento de forma simultánea al avance	Bulones sistemáticos de 4 a 5 m de longitud espaciados de 1 a 1.5 m en la clave y hastiales. Malla metálica continua en la clave y los hastiales	100 – 150 mm en la clave y 100 mm en los hastiales. Aplicación según avanza la excavación	Cerchas ligeras a medias, espaciadas 1.5 m allá donde sean necesarias
V. Roca muy mala RMR < 20	Fases múltiples. Avances de 0.5 a 1 m. Proyectar hormigón sobre el frente inmediatamente después de la excavación. Situar el sostenimiento de forma simultánea al avance	Bulones sistemáticos de 5 a 6 m de longitud espaciados de 1 a 1.5 m en la clave y hastiales. Malla metálica continua en la clave y los hastiales	150 – 200 mm en la clave y 150 mm en los hastiales; 50 mm en el frente de excavación. Aplicación inmediata después de cada avance	Cerchas medias a pesadas espaciadas 0.75 m y refuerzos (blindajes) longitudinales, si fuera necesario

Guía para la excavación y el sostenimiento de túneles en roca con sección transversal en herradura y 10 m de diámetro, construidos por perforación con voladura y con una presión vertical inferior a 250 kg/cm<sup>2</sup>. **Fuente:** Bieniawski, Z.T. (1989) Engineering rock mass classifications; John Wiley & Sons

En 1988, Lauffer presentó una versión revisada de su diagrama tiempo de sostenimiento respecto de la longitud del vano sin entibar específico para túneles excavados mediante dispositivos mecánicos (TBM), a la cual sobreimpuso el diagrama RMR de Bieniawski.



Relación entre el tiempo de sostenimiento sin refuerzo y la longitud del vano de túnel propuesta por Bieniawski (1979) a partir del valor de RMR. **Fuente:** Bieniawski, Z.T. (1989) Engineering rock mass classifications; John Wiley & Sons; 272 pp.

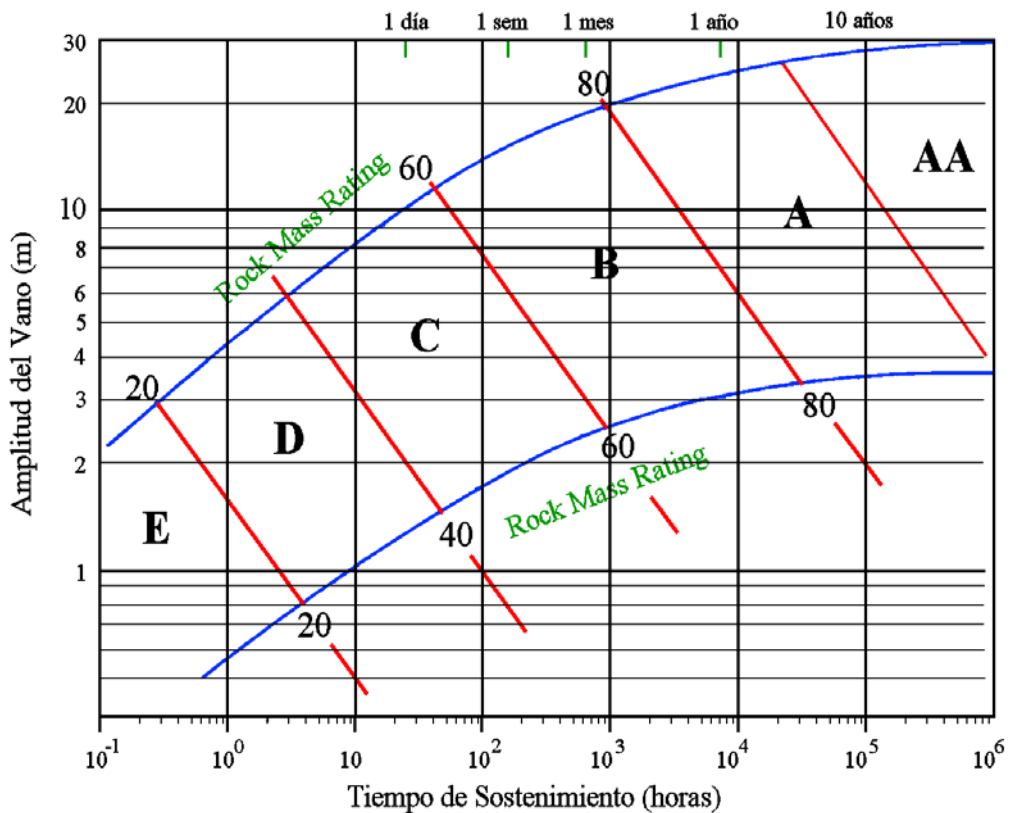


Diagrama de Lauffer (1988) modificado en el que se representan las distintas clases de macizos rocosos para la excavación de túneles con dispositivos mecánicos (TBM). **Fuente:** Bieniawski, Z.T. (1989) Engineering rock mass classifications; John Wiley & Sons; 272 pp.

El peso de roca a soportar por el túnel puede ser estimado a partir del valor de RMR de acuerdo con la aproximación propuesta por Unal (1983):

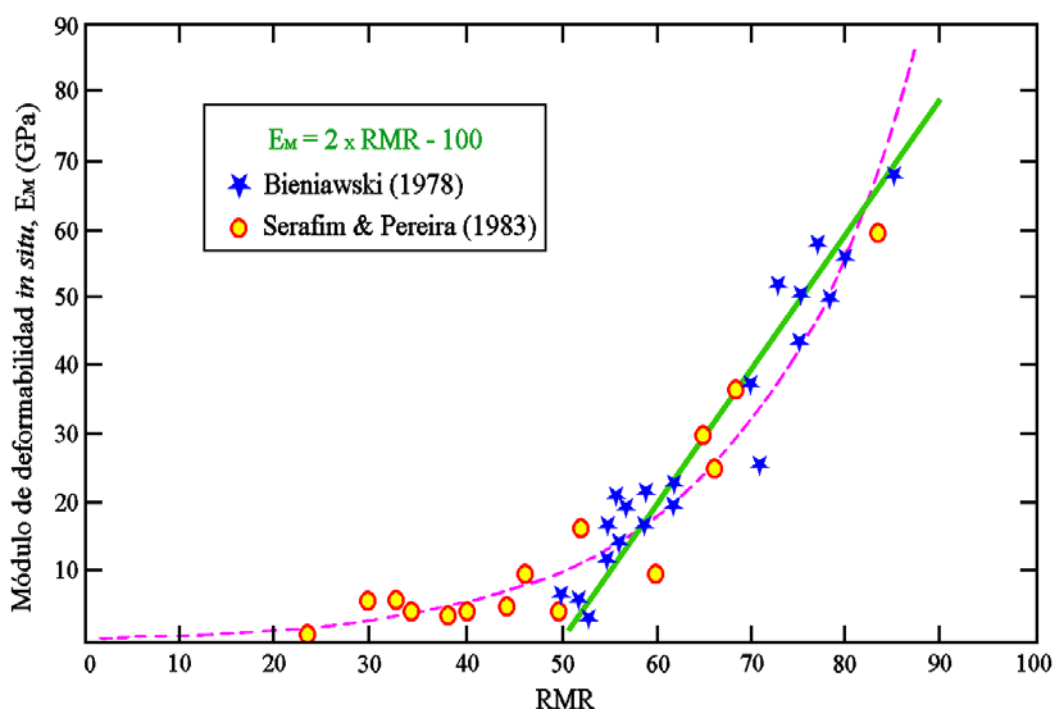
$$P = \frac{100 - RMR}{100} \gamma B$$

donde P es el peso de la roca (*support load*, en kN), B es la amplitud del túnel (en m) y  $\gamma$  la densidad de la roca (kg/m<sup>3</sup>).

La aplicación de la clasificación RMR ha tenido un gran número de aplicaciones de ingeniería tales como son los túneles, estabilidad de pendientes, cimentaciones en roca y minería.

En el caso de las cimentaciones, es de gran interés conocer el módulo de deformación de la roca,  $E_M$ . Este módulo puede ser estimado con facilidad a través del valor de RMR:

$$E_M = 10^{\frac{(RMR-10)}{40}}$$



Relación entre el módulo de deformación *in situ* y el valor de RMR, de acuerdo con observaciones de diversos autores. **Fuente:** Bieniawski, Z.T. (1989) Engineering rock mass classifications; John Wiley & Sons; 272 pp.

En el caso de pendientes o laderas, unos parámetros de interés ofrecidos por la clasificación son la cohesión y el ángulo de rozamiento del macizo.

Hoek y Brown (1980) han propuesto un método para estimar la resistencia de una masa rocosa empleando para ello la clasificación RMR. El criterio de esos autores para la resistencia de la roca es el siguiente:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + \sqrt{m \frac{\sigma_1}{\sigma_c} + s}$$

donde  $\sigma_1$  representa el valor de la tensión principal en el momento de la ruptura,  $\sigma_3$  es la tensión mínima aplicada,  $\sigma_c$  la resistencia compresiva uniaxial del material rocoso y  $m$  y  $s$  dos constantes dependientes de las propiedades de la roca y la magnitud de fracturación al ser sometidas a las tensiones  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ . Para una roca intacta,  $m=m_i$ , la cual es determinada a partir de un ajuste de la ecuación anterior a los resultados de un ensayo triaxial, tomando  $s = 1$ . Para macizos rocosos, las constantes  $m$  y  $s$  se relacionan con el **RMR básico** (no ajustado) mediante:

- *Para macizos poco perturbados (excavados mediante TBM o voladuras suaves)*

$$m = m_i \exp\left(\frac{RMR - 100}{28}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{RMR - 100}{9}\right)$$

- *Para macizos perturbados (pendientes o afectados por voladuras intensas)*

$$m = m_i \exp\left(\frac{RMR - 100}{14}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{RMR - 100}{6}\right)$$

Diversos autores han sugerido correlaciones entre la clasificación RMR y otras tales como el sistema Q y la RSR:

- $RMR = 9 \ln Q + 44$  (Bieniawski, 1976)
- $RMR = 10.5 \ln Q + 42$  (Abad et al., 1983)
- $RSR = 0.77RMR + 12.4$  (Rutledge y Preston, 1978; Moreno Tallón, 1982)

### **Clasificación de Barton, Lien y Lunde (1974, 2000): El sistema Q**

Esta clasificación fue desarrollada en Noruega, dentro del seno del Instituto Geotécnico Noruego. Su desarrollo constituyó un importante avance a la clasificación de los macizos rocosos debido a:

- El sistema se propuso tomando como base el análisis de una muy amplia base de datos de casos históricos (más de 210).
- Es una clasificación cuantitativa

- Es un sistema de ingeniería que facilita la selección y diseño de soportes para túneles.

	<b>Autor/es</b>	<b>Año</b>	<b>País</b>	<b>Aplicación</b>
<b>1</b>	Kirsten	1982	Sudáfrica	Facilidad de excavación
<b>2</b>	Kirsten	1983	Sudáfrica	Túneles

*Principales variantes del sistema Q*

El sistema Q se basa en la atribución de valores numéricos a la calidad del macizo rocoso a través de 6 parámetros diferentes:

- RQD
- Número de familias de discontinuidad
- Rugosidad de la familia de discontinuidad más desfavorable
- Grado de alteración o relleno en las juntas más desfavorables
- Caudal de filtración
- Estado tensional del macizo

Los seis parámetros se agrupan en tres cocientes para dar una calidad de macizo rocoso media, Q, como sigue:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

RQD = designación de la calidad de la roca (*rock quality designation*)

$J_n$  = índice de número de familias de discontinuidad (*joint set number*)

$J_r$  = índice de rugosidad de las juntas (*joint roughness number*)

$J_a$  = índice de alteración de las juntas (*joint alteration number*)

$J_w$  = factor de reducción por la presencia de agua en las juntas (*joint water reduction factor*)

SRF = factor de reducción por tensiones en el macizo (*stress reduction factor*)

El parámetro Q toma valores desde 0.001 hasta 1000, de acuerdo con una escala logarítmica.

El primer cociente de la expresión,  $RQD / J_n$ , representa la estructura de la masa rocosa y es una estimación grosera del tamaño del bloque dentro del macizo. Si el cociente se interpreta en función de centímetros, los tamaños de bloque extremos van de 200 a 0.5 cm, valores que constituyen estimaciones groseras pero razonablemente aproximadas a muchas situaciones reales.

El segundo cociente,  $J_r / J_a$ , representa las características friccionales y de rugosidad de las paredes de las juntas o de sus rellenos. El cociente es ponderado hacia las juntas rugosas sin relleno y en contacto directo, de manera que favorecerán la estabilidad del túnel en el caso de darse esa circunstancia.

El tercer cociente,  $J_w / SRF$ , se conforma a partir de dos parámetros de tensión. SRF es una indicación de: a) el debilitamiento del macizo al atravesar la excavación zonas muy fracturadas o cizalladas; b) la tensión rocosa en un macizo competente; o c) la fluencia de



rocas en macizos incompetentes. Puede tomarse como un factor que indica la tensión total del macizo. Por otro lado, el parámetro  $J_w$  es una medida de la presión de agua, la cual tiene efectos adversos en relación con la estabilidad de los bloques del macizo. De esa manera, el cociente entre ambos parámetros tensionales es un complicado factor empírico que suele denominarse **tensión activa**.

Designación de la Calidad de la Roca (Rock Quality Designation, RQD)		
A	0 – 25	Muy malo
B	25 – 50	Malo
C	50 – 75	Aceptable
D	75 – 90	Bueno
E	90 – 100	Excelente

**Notas:**

- 1) Cuando se obtienen valores de RQD  $\leq 10$  se toma un valor de RQD = 10 a fin de calcular el valor de Q
- 2) Los intervalos de 5 unidades para el RQD (es decir: 100, 95, 90, ...) tienen suficiente precisión para el cálculo de Q

Valores de los parámetros característicos del índice Q. **Fuente:** Barton (2000)

Coeficiente de Familia de Juntas (Joint Set Number, $J_n$ )		
A	Masivo – pocas juntas	0.5 – 1.0
B	Una única familia de juntas	2
C	Una familia de juntas y algunas otras aleatorias	3
D	Dos familias de juntas	4
E	Dos familias de juntas y algunas otras aleatorias	6
F	Tres familias de juntas	9
G	Tres familias de juntas y algunas otras aleatorias	12
H	Cuatro o más familias de juntas, juntas aleatorias, roca muy fracturada, etc.	15
J	Roca triturada	20

**Notas:**

- 1) En intersecciones de túneles se emplea la expresión  $3.0 \times J_n$
- 2) En las zonas de emboquille de túneles se emplea la expresión  $2.0 \times J_n$

Continuación

Coeficiente de Rugosidad de las Juntas (Joint Roughness Number, $J_r$ )		
Las filas A – G incluyen los siguientes casos:		
a) Las dos paredes de la junta están en contacto		
b) Contacto entre las dos paredes de la junta ante un desplazamiento cortante $< 10$ cm		
A	Juntas discontinuas	4
B	Juntas rugosas, onduladas e irregulares	3
C	Juntas lisas y onduladas	2
D	Juntas onduladas perfectamente lisas	1.5
E	Juntas lisas, rugosas o irregulares	1.5
F	Juntas planas, lisas	1.0
G	Juntas planas, perfectamente lisas	0.5
Las filas H – I incluye el siguiente caso:		
c) No existe contacto entre las paredes de la junta ante un desplazamiento cortante		
H	Zona que contiene minerales arcillosos con un espesor suficiente para impedir el contacto de las paredes de la junta	1.0
J	Zona arenosa o triturada con un espesor suficiente para impedir el contacto de las paredes de la junta	1.0

**Notas:**

- 1) Si el espaciado entre la familia principal de juntas es  $> 3$  m, el índice  $J_r$  debe incrementarse en una unidad
- 2) En el caso de juntas planas y perfectamente lisas que presente estrías, cuando dichas estrías estén orientadas según la dirección de mínima resistencia, se puede utilizar un valor de 0.5 para  $J_r$

Coeficiente de Reducción por la Presencia de Agua en las Juntas (Joint Water Reduction Factor, $J_w$ )			
		$P_{H_2O}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$J_w$
A	Excavaciones secas o pequeñas filtraciones puntuales (inferiores a 5 L/min)	$< 1$	1.0
B	Filtraciones de presiones medias, con lavado ocasional de los rellenos de las juntas	1 – 2.5	0.66
C	Filtración importante a alta presión en rocas competentes con juntas sin relleno	2.5 – 10	0.5
D	Filtración importante a alta presión y lavado importante de los rellenos de las juntas	2.5 – 10	0.33
E	Filtraciones excepcionalmente elevadas o presiones de agua elevadas en el momento de la voladura, decreciendo esta con el tiempo	$> 10$	0.2 – 0.1
F	Filtraciones excepcionalmente elevadas o presiones de agua elevadas y de carácter persistente. No se aprecia una significativa disminución del caudal de filtración con el tiempo	$> 10$	0.1 – 0.05

**Notas:**

- 1) Los valores de las clases C, D, E y F son meramente indicativos. Si se acometen medidas de drenaje, el valor de  $J_w$  puede incrementarse.
- 2) No se han considerado problemas especiales derivados de la formación de hielo

Continuación

<b>Coefficiente de Alteración de las Juntas (Joint Alteration Number, J<sub>a</sub>)</b>			
a) Contacto entre los planos de junta (sin minerales de relleno intermedios)			
A	Discontinuidad cerrada, dura, sin reblandecimientos, impermeable, etc.	$\phi_r$	<b>J<sub>a</sub></b>
B	Planos de discontinuidad inalterados. Superficies ligeramente manchadas	–	0.5
C	Planos de junta ligeramente alterados. Presentan minerales no reblandecibles, partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcillas, etc.	25° – 35°	1.0
D	Recubrimientos de arcillas limosas o arenosas. Fracción pequeña de arcilla dura	25° – 30°	2.0
E	Recubrimiento de arcillas blandas o de baja fricción (colinita, clorita, talco, yeso, grafito, micas, ...) y pequeñas cantidades de arcillas expansivas	20° – 25°	3.0
b) Contacto entre los planos de junta ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm (reellenos de mineral de pequeño espesor)			
F	Partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	8° – 16°	4.0
G	Fuertemente sobreconsolidados, con reellenos de minerales arcillosos duros (continuos pero con espesores < 5 mm)	$\phi_r$	<b>J<sub>a</sub></b>
H	Sobreconsolidación media a baja, con reblandecimiento, reellenos de minerales arcillosos (continuos pero con espesores < 5 mm)	25° – 30°	4.0
J	Rellenos de arcillas expansivas (continuos pero con espesores < 5 mm). El valor de J <sub>a</sub> dependerá del porcentaje de partículas con tamaños similares a los de las arcillas expansivas	16° – 24°	6.0
c) No se produce contacto entre los planos de junta ante un desplazamiento cortante (reellenos de mineral de gran espesor)			
K	Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcillas (ver clases G, H y J para la descripción del estado de las arcillas)	12° – 16°	8.0
L		6° – 12°	8–12
M		$\phi_r$	<b>J<sub>a</sub></b>
N	Zonas o bandas de arcillas limosas o arenosas, con pequeñas fracciones de arcilla no reblandecible	–	5.0
O	Zonas blandas o continuas de arcilla, de gran espesor (ver clases G, H y J para la descripción del estado de las arcillas)	6° – 24°	10, 13
P		–	ó
R		–	13–20
<b>Nota:</b>			
1) Los valores expresados para los parámetros J <sub>r</sub> y J <sub>a</sub> se aplican a las familias de juntas o discontinuidades que son menos favorables con relación a la estabilidad de la excavación, tanto por su orientación como por su resistencia al corte. Esta última puede evaluarse a partir de la siguiente expresión:			
$T \approx \sigma_n \text{tg}^{-1}(J_r/J_a)$			

Continuación

<b>Factor de Reducción de Tensiones (Stress Reduction Factor, SRF)</b>			
a) Las zonas débiles interceptan la zona de excavación, pudiendo producirse desprendimientos de roca a medida que esta avanza			
A	Múltiples zonas débiles, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente. Roca de contorno muy suelta (a cualquier profundidad)	10	
B	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente. Profundidad de excavación $\leq 50$ m	5	
C	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación $> 50$ m)	2.5	
D	Múltiples zonas de fractura en roca competente (libres de arcilla). Roca de contorno muy suelta (a cualquier profundidad)	7.5	
E	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas). Profundidad de excavación $\leq 50$ m	5.0	
F	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas). Profundidad de excavación $> 50$ m	2.5	
G	Terreno suelto, juntas abiertas, muy fracturado, etc. (a cualquier profundidad)	5.0	
<b>Nota:</b>			
1) Los valores de SRF anteriores pueden reducirse de un 20 a 50 % si las zonas de fractura ejercen influencia pero no interceptan la excavación			
b) Rocas competentes y problemas tensionales en el macizo		$\sigma_c/\sigma_1$	$\sigma_\theta/\sigma_c$
H	Tensiones pequeñas cerca de la superficie. Juntas abiertas	$> 200$	$< 0.01$
J	Tensiones medias. Condiciones tensionales favorables.	200-10	0.01-0.3
K	Tensiones elevadas, estructura muy compacta. Normalmente favorable para la estabilidad en el conjunto de la excavación si bien puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales	10-5	0.3-0.4
L	Lajamiento moderado de la roca después de 1 hora en rocas masivas	5-3	0.5-0.65
M	Lajamiento y estallido de la roca después de algunos minutos en rocas masivas	3-2	0.65-1
N	Estallidos violentos de la roca (deformación explosiva) y deformaciones dinámicas inmediatas en rocas masivas	$< 2$	$> 1$
<b>Notas:</b>			
1) Si se comprueba la existencia de campos tensionales marcadamente anisótropos: cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$ , el parámetro $\sigma_c$ se corrige multiplicándolo por 0.75 (0.75 $\sigma_c$ ). Si $\sigma_1/\sigma_3 > 10$ , el valor de $\sigma_c$ se reducirá a la mitad (0.5 $\sigma_c$ ). $\sigma_c$ representa la resistencia a compresión simple de la roca, $\sigma_1$ y $\sigma_3$ son las tensiones principales mayor y menor, respectivamente y $\sigma_\theta$ es la tensión tangencial máxima, estimada a partir de la teoría de la elasticidad.			
2) En los casos en los que la profundidad de la clave del túnel es inferior a la anchura de la excavación, se sugiere aumentar el valor del factor SRF entre 2.5 y 5 unidades (ver clase H)			
c) Rocas deformables: flujo plástico de roca incompetente sometida a altas presiones litostáticas		$\sigma_\theta/\sigma_c$	<b>SRF</b>
O	Presión de deformación baja	1-5	5-10
P	Presión de deformación alta	$> 5$	10-20
Nota: 1) Los fenómenos de deformación o fluencia de rocas suelen ocurrir a profundidades: $H > 350 Q^{1/3}$ (Singh et al., 1992). La resistencia a compresión de un macizo rocoso puede estimarse mediante la expresión $q(\text{MPa}) \approx 7 \gamma Q^{1/3}$ , donde $\gamma$ representa la densidad de la roca, en $\text{g/cm}^3$ (Singh, 1993).			
d) Rocas expansivas: procesos expansivos de origen químico asociados a la presencia de agua		<b>SRF</b>	
R	Presión de expansión baja	5-10	
S	Presión de expansión alta	10-15	

Continuación

<b>Tipo de Macizo</b>	<b>Q</b>
Macizo excepcionalmente malo	$< 0.01$
Macizo extremadamente malo	0.01 - 0.10
Macizo muy malo	0.10 - 1.00
Macizo malo	1.00 - 4.00
Macizo aceptable	4.00 - 10.0
Macizo bueno	10.0 - 40.0
Macizo muy bueno	40.0 - 100.0
Macizo extremadamente bueno	100.0 - 400.0
Macizo excepcionalmente bueno	400.0 - 1000.0

Calificación de los distintos macizos rocosos de acuerdo con el índice Q (*Quality of Rock Mass*). **Fuente:** Barton (2000)

Además de las indicaciones hechas en las tablas, para el correcto uso de la clasificación Q deben tenerse en cuenta las siguientes indicaciones:

**I.** Cuando no se disponga de un testigo de sondeo el valor de RQD puede ser estimado a partir del número de juntas que hay por unidad de volumen de macizo,  $J_v$ , en el cual el número discontinuidades por metro de cada una de las familias son sumados. Puede emplearse una relación aproximada simple para convertir este número a RQD (en el caso de macizos no arcillosos):

$$RQD = 115 - 3.3 J_v$$

en la que  $J_v$  es el número total de discontinuidades por  $m^3$  de macizo ( $0 < RQD < 100$  para  $35 > J_v > 4.5$ ).

**II.** El parámetro  $J_n$ , que representa el número de familias de juntas, será afectado a menudo por la presencia de foliación, esquistosidad, pizarrosidad, estratificación, etc. Si se encuentran muy desarrollados planos de estas características, estos deben ser, obviamente, considerados como una única familia. Sin embargo, si las familias de juntas son poco aparentes o si hay pocas discontinuidades visibles, entonces será más apropiado contabilizarlas como discontinuidades aleatorias a efectos del valor de  $J_n$ .

**III.** Los parámetros  $J_r$  y  $J_a$  (que representan la resistencia al corte de la junta) ha de corresponder a la junta o familia de juntas más débil o aquella rellena por arcillas de una zona determinada. Sin embargo, si esa familia de juntas en cuestión (aquella con menor  $J_r/J_a$ ) está orientada de forma favorable en relación con la estabilidad de la excavación, entonces se elegirá la siguiente familia menos favorable a fin de cuantificar el valor de  $Q$ . En realidad, la relación  $J_r/J_a$  debe aplicar a aquella familia de juntas con mayor probabilidad de presentar un fallo de estabilidad.

**IV.** Cuando un macizo rocoso contiene arcillas, el valor de SRF más apropiado es aquél que tiene en cuenta la mayor posibilidad de fallo. En esos casos, la resistencia la resistencia de la roca intacta es de escaso interés. Sin embargo, cuando existen pocas discontinuidades y no existen arcillas, entonces la resistencia de la roca intacta puede constituir el eslabón más débil de la cadena de estabilidad del macizo. Un campo de tensiones fuertemente anisótropo es desfavorable en relación con la estabilidad.

**V.** La resistencia a compresión y a tracción ( $\sigma_c$  y  $\sigma_t$ ) de la roca intacta deben ser evaluadas en condiciones saturadas si estas son las condiciones *in situ* que cabe esperar durante la excavación o en el futuro. En el caso de rocas que se deterioran con facilidad al ser humectadas o expuestas a hidratación es conveniente realizar una estimación muy conservativa de esos parámetros mecánicos.

### ***Estimación del sostenimiento de una excavación subterránea de acuerdo con en el índice Q***

El índice  $Q$  se relaciona con las necesidades de sostenimiento de una excavación subterránea a través de un concepto denominado ***dimensión equivalente***,  $D_e$ .

$$D_e = \frac{\text{longitud del vano o pared}}{ESR}$$

Esta es función de las medidas y propósito de la excavación y se obtiene al dividir la longitud del vano del túnel, su diámetro o la altura de las paredes de la excavación entre un parámetro denominado relación de sostenimiento de la excavación, **ESR** (*excavation support ratio*), la cual tiene que ver con el propósito de la excavación y sus requerimientos de seguridad, tal y como se recoge en la siguiente tabla.

	<b>Tipo de Excavación</b>	<b>ESR</b>
A	Labores mineras de carácter temporal	2 – 5
B	Pozos verticales	
	de sección circular	2.5
	de sección cuadrada	2.0
C	Galerías mineras permanentes, túneles de centrales hidroeléctricas (excluyendo las galerías de presión), túneles-piloto, galerías de avance en grandes excavaciones, cámaras de compensación hidroeléctrica	1.6 – 2.0
D	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de agua, túneles de carretera y ferrocarril secundarios, túneles de servicio	1.2 – 1.3
E	Centrales eléctricas subterráneas, túneles de carretera y ferrocarril principales, refugios subterráneos de defensa civil, emboquilles e intersección de túneles	0.9 – 1.1
F	Centrales nucleares y otras instalaciones subterráneas relacionadas, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y deportivas, fábricas, gaseoductos	0.5 – 0.8

Valores propuestos para la relación de sostenimiento de la excavación por Barton et al. (1978)

La relación entre el índice Q y la dimensión equivalente,  $D_e$ , determina las necesidades de sostenimiento específicas. Barton et al. (1978) construyeron una serie de tablas en las que clasificaron hasta en 38 categorías de sostenimiento permanente de distintos tipos de macizo rocoso. Para sostenimientos temporales, el valor de Q determinado para el macizo suele incrementarse 5 veces ( $5Q$ ) o bien el valor de ESR lo hace en 1.5 veces ( $1.5ESR$ ).

Es preciso indicar que las longitudes de pernos y anclajes, L, no queda especificado en las tablas anteriormente mencionadas si bien puede calcularse a través de la ecuación:

$$L = \frac{2 + 0.15B}{ESR}$$

en la que B representa la anchura (diámetro) de la excavación. De igual manera, la longitud de vano máxima sin sostenimiento,  $L_{vano}$ , puede determinarse mediante:

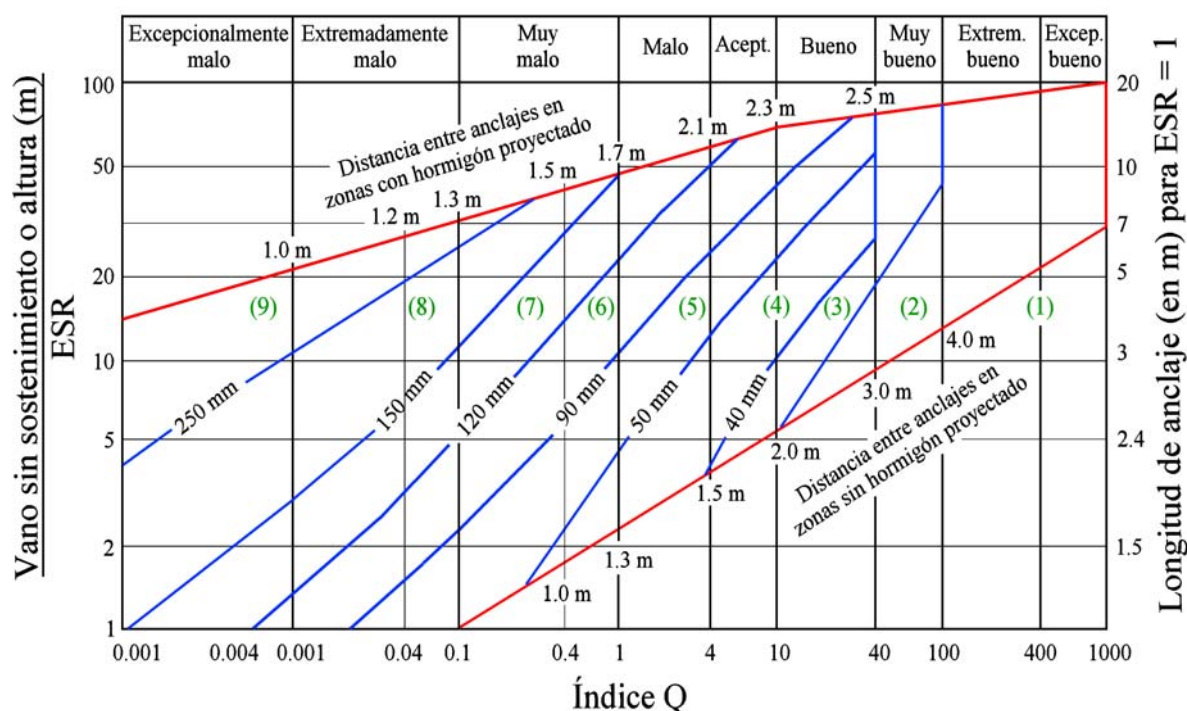
$$L_{vano} = 2(ESR)Q^{0.4}$$

La relación entre el índice Q y la carga permanente sobre el sostenimiento en la clave del túnel,  $P_{roof}$ , puede estimarse como:

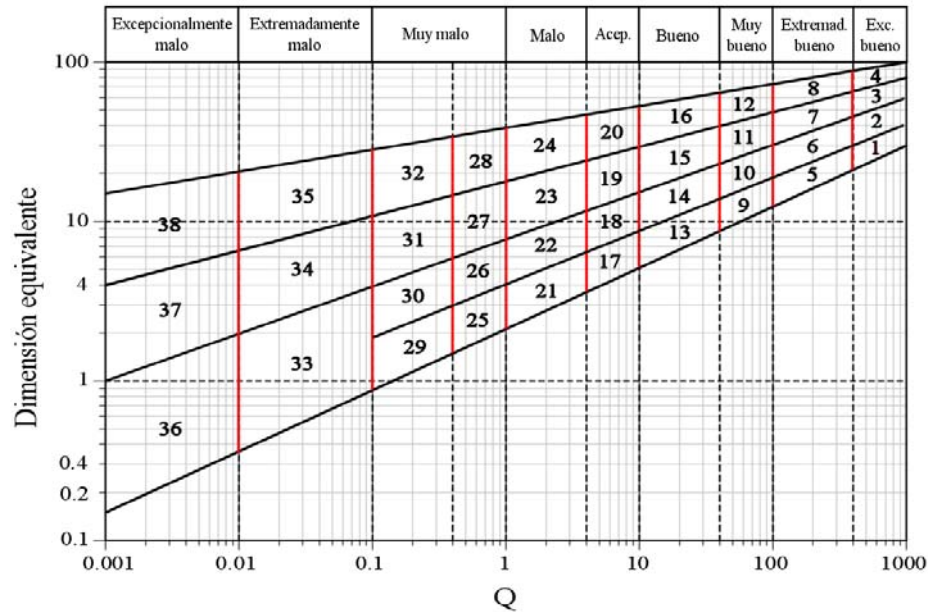
$$P_{roof} = \frac{2.0}{J_r \sqrt[3]{Q}}$$

Si el número de familias de planos de discontinuidad es inferior a tres, la ecuación se amplía a:

$$P_{roof} = \frac{2.0\sqrt{J_n}}{3J_r\sqrt[3]{Q}}$$



Relación entre la dimensión equivalente de una excavación,  $D_e$ , y el índice Q a efectos de seleccionar el mejor tipo de sostenimiento para un macizo rocoso, de acuerdo con Barton (2000). Para las zonas delimitadas mediante números con paréntesis se recomiendan las siguientes acciones: **(1)** No es preciso sostenimiento; **(2)** Anclajes puntuales (sb); **(3)** Anclajes sistemáticos (B); **(4)** Anclajes sistemáticos y capa de hormigón proyectado de 40 – 100 mm (B+S); **(5)** Anclajes sistemáticos y capa de hormigón proyectado con fibras y 50 – 90 mm de espesor (Sfr+B); **(6)** Anclajes sistemáticos y capa de hormigón proyectado con fibras y 90 – 120 mm de espesor (Sfr+B); **(7)** Anclajes sistemáticos y capa de hormigón proyectado con fibras y 120 – 150 mm de espesor (Sfr+B); **(8)** Anclajes sistemáticos y capa de hormigón proyectado con fibras de más de 150 mm de espesor. Se requieren cerchas reforzadas con hormigón proyectado (Sfr+RRS+B); **(9)** Revestimiento continuo de hormigón (CCA). **Fuente:** Bieniawski, Z.T. (1989) Engineering rock mass classifications; John Wiley & Sons; 272 pp.



**Figura 25.** Selección de sostenimientos para excavaciones subterráneas basada en el índice Q. Identificación de las 38 categorías de soporte de Barton et al. (1974). **Fuente:** Bieniawski, Z.T. (1989) Engineering rock mass classifications; John Wiley & Sons; 272 pp.

Categoría de sostenimiento	Q	Factores condicionantes		Relación vano/ESR (m)	p <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Relación vano/ESR (m)	Tipo de sostenimiento	Notas
		RQD/J <sub>n</sub>	J <sub>r</sub> /J <sub>n</sub>					
1 <sup>9</sup>	1000-400				< 0.01	20-40	sb(utg)	
2 <sup>13</sup>	1000-400				< 0.01	30-60	sb(utg)	
3 <sup>13</sup>	1000-400				< 0.01	46-80	sb(utg)	
4 <sup>13</sup>	1000-400				< 0.01	65-100	sb(utg)	
5 <sup>13</sup>	400-100				0.05	12-30	sb(utg)	
6 <sup>13</sup>	400-100				0.05	19-45	sb(utg)	
7 <sup>13</sup>	400-100				0.05	30-65	sb(utg)	
8 <sup>13</sup>	400-100				0.05	48-88	sb(utg)	
9	100-40	≥ 20			0.25	8.5-19	sb(utg)	
		< 20					B(utg) 2.5-3 m	
10	100-40	≥ 30			0.25	14-30	B(utg) 2-3 m	
		< 30					B(utg) 1.5-2 m + clm	
11 <sup>13</sup>	100-40	≥ 30			0.25	23-48	B(tg) 2-3 m	
		< 30					B(tg) 1.5-2 m + clm	
12 <sup>13</sup>	100-40	≥ 30			0.25	40-72	B(tg) 2-3 m	
		< 30					B(tg) 1.5-2 m + clm	
13	40-10	≥ 10	≥ 1.5		0.5	5-14	sb(utg)	I
		≥ 10	< 1.5				B(utg) 1.5-2m	I
		< 10	≥ 1.5				B(utg) 1.5-2m	I
		< 10	< 1.5				B(utg) 1.5-2m + S 2-3 cm	I
14	40-10	≥ 10		≥ 15	0.5	9-23	B(utg) 1.5-2m + clm	I, II
		< 10		≥ 15			B(utg) 1.5-2m + S(mr) 5-10 cm	I, II
				< 15			B(utg) 1.5-2m + clm	I, III
15	40-10	> 10			0.5	15-40	B(utg) 1.5-2m + clm	I, II, IV
		≤ 10					B(utg) 1.5-2m + S(mr) 5-10 cm	I, II, IV
16 <sup>13,10</sup>	40-10	> 15			0.5	30-65	B(utg) 1.5-2m + clm	I, V, VI
		≤ 15					B(utg) 1.5-2m + S(mr) 10-15 cm	I, V, VI

Medidas de sostenimiento para macizos rocosos para valores de Q de 10 a 1000. Barton et al. (1974)

<sup>8</sup> Valor aproximado

<sup>9</sup> Estimaciones de sostenimiento originales de los autores de la clasificación Q. No existe una base de datos suficientemente amplia como para dar valores más ajustados. El tipo de sostenimiento a emplear en las categorías de la 1 a la 8 depende de la técnica de voladura. Una técnica cuidadosa puede hacerlo innecesario mientras que otras menos cuidadosas pueden requerir aplicaciones puntuales de hormigón proyectado, en particular cuando la excavación tenga más de 25 m de altura. **Sb**: bulonado puntual; **B**: bulonado sistemático;



Categoría de sostenimiento	Q	Factores condicionantes		Relación vano/ESR (m)	P <sub>12</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Relación vano/ESR (m)	Tipo de sostenimiento	Notas
		RQD/J <sub>n</sub>	J <sub>r</sub> /J <sub>n</sub>					
17	10-4	>30			1.0	3.5-9	sb(utg)	<b>I</b>
		≥ 10, ≤ 30				B(utg) 1-1.5 m	I	
		< 10		≥ 6		B(utg) 1-1.5 m + S 2-3 cm	I	
		<10		< 6		S 2-3 cm	I	
18	10-4	> 5		≥ 10	1.0	7-15	B(tg) 1-1.5 m + clm	I,III
		>5		< 10		B(utg) 1-1.5 m + clm	I	
		≤ 5		≥ 10		B(tg) 1-1.5 m + S 2-3 cm	I,III	
		≤ 5		< 10		B(utg) 1-1.5 m + S 2-3 cm	I	
19	10-4			≥ 20	1.0	12-29	B(tg) 1-2 m + S (mr) 10-15 cm	I,II,IV
				< 20		B(tg) 1-1.5 m + S (mr) 5-10 cm	I,II	
20 <sup>14</sup>	10-4			≥ 35	1.0	24-52	B(tg) 1-2 m + S (mr) 20-25 cm	I,V,VI
				< 35		B(tg) 1-2 m + S (mr) 10-20 cm	I,II,IV	
21	4-1	≥ 12.5	≤ 0.75		1.5	2.1-6.5	B(utg) 1 m + S 2-3 cm	I
		< 12.5	< 0.75			S 2.5-5 cm	I	
			> 0.75			B(utg) 1 m	I	
22	4-1	>10, < 30	> 1.0		1.5	4.5-11.5	B(utg) 1 m + clm	I
		≤ 10	> 1.0			S 2.5-7.5 cm	I	
		< 30	≤ 1.0			B(utg) 1m + S(mr) 2.5-5 cm	I	
		≥ 30				B(utg) 1 m	I	
23	4-1			≥ 15	1.5	8-24	B(tg) 1-1.5 m + S(mr) 10-15 cm	I,II,IV,VII
				< 15		B(utg) 1-1.5 m + S(mr) 5-10 cm	I	
24 <sup>13,14</sup>	4-1			≥ 30	1.5	18-46	B(tg) 1-1.5 m + S(mr) 15-30 cm	I, V,VI
				< 30		B(tg) 1-1.5 m + S(mr) 10-15 cm	I,II,IV	

**(utg)**: bulones no tensados (pasivos) fijados con lechada; **(tg)**: bulones tensados (activos). Se recomiendan bulones expansivos en rocas competentes y postesados (tras fijación con lechada) en macizos rocosos de mala calidad; **S**: hormigón proyectado; **mr**: refuerzo con mallazo; **clm**: mallazo de cadena; **CCA**: dovelas de hormigón prefabricado. El espaciado entre bulones se da en metros. El espesor de hormigón proyectado y de las dovelas prefabricadas se da en cm.

<sup>10</sup> Ver nota XII

Categoría de sostenimiento	Q	Factores condicionantes		Relación vano/ESR (m)	P <sub>12</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Relación vano/ESR (m)	Tipo de sostenimiento	Notas
		RQD/J <sub>n</sub>	J <sub>r</sub> /J <sub>n</sub>					
25	1.0-0.4	> 10	> 0.5		2.25	1.5-4.2	B(utg) 1 m + mr ó clm	I
		≤ 10	> 0.5			B(utg) 1 m + S(mr) 5 cm	I	
			≤ 0.5			B(tg) 1 m + S(mr) 5 cm	I	
26	1.0-0.4				2.25	3.2-7.5	B(utg) 1 m + S(mr) 5-7.5 cm	VIII, X, XI
27	1.0-0.4			≥ 12	2.25	6-18	B(tg) 1 m + S(mr) 7.5-10 cm	I, IX
				< 12		B(utg) 1 m + S(mr) 5-7.5 cm	I, IX	
				> 12		CCA 20-40 cm + B(tg) 1m	VIII, X, XI	
				< 12		S(mr) 10-20 cm + B(tg) 1 m	VIII, X, XI	
				≥ 30				
28 <sup>14</sup>	1.0-0.4			≥ 20, < 30	2.25	15-38	B(tg) 1 m + S (mr) 30-40 cm	I, IV, V, IX
				< 20		B(tg) 1 m + S (mr) 20-30 cm	I, II, IV, IX	
		≥ 12.5				B(tg) 1 m + S (mr) 15-20 cm	I, II, IX	
29	0.4-0.1	> 5	> 0.25		3.0	1.0-3.1	B(utg) 1 m + S 2-3 cm	
		≤ 5	> 0.25			B(utg) 1 m + S(mr) 5 cm		
		≥ 5	≤ 0.25			B(tg) 1 m + S(mr) 5 cm		
30	0.4-0.1	< 5			3.0	2.2-6	B(tg) 1 m + S 2.5-5 cm	IX
						S(mr) 5-7.5 cm	IX	
						B(tg) 1 m + S(mr) 5-7.5 cm	VIII, X, XI	
31	0.4-0.1	> 4			3.0	4-14.5	B(tg) 1 m + S(mr) 5-12.5 cm	IX
		≤ 4, ≥ 1.5				S(mr) 7.5-25 cm	IX	
		< 1.5				CCA (sr) 20-40 cm + B(tg) 1m	IX, XI	
						CCA (sr) 30-50 cm + B(tg) 1m	VIII, X, XI	
32 <sup>14</sup>	0.4-0.1			≥ 20	3.0	11-34	B(tg) 1 m + S(mr) 40-60 cm	II, IV, IX, XI
				< 20		B(tg) 1 m + S(mr) 20-40 cm	III, IV, IX, XI	

Medidas de sostenimiento para macizos rocosos para valores de Q de 0.1 a 10. Barton et al. (1974)

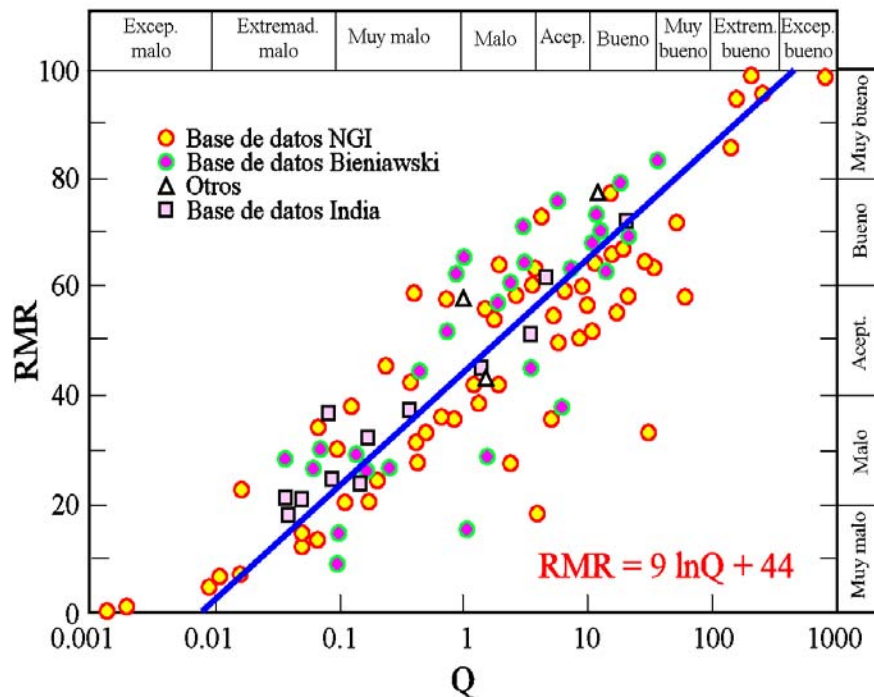
Categoría de sostenimiento	Q	Factores condicionantes		Relación vano/ESR (m)	P <sub>12</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Relación vano/ESR (m)	Tipo de sostenimiento	Notas
		RQD/J <sub>n</sub>	J <sub>r</sub> /J <sub>n</sub>					
33	0.1-0.01	≥ 2			6	1.0-3.9	B(tg) 1 m + S(mr) 2.5-5 cm	IX
		< 2				S(mr) 5-10 cm	IX	
						S(mr) 7.5-15 cm	VIII, X	
34	0.1-0.01	≥ 2	≥ 0.25		6	2.0-3.1	B(tg) 1 m + S(mr) 5-7.5 cm	IX
		< 2	≥ 0.25			S(mr) 7.5-15 cm	IX	
			< 0.25			S(mr) 15-25 cm	IX	
						CCA (sr) 20-60 cm + B(tg) 1m	VIII, X, IX	
35 <sup>14</sup>	0.1-0.01			≥ 15	6	6.2-28	B(tg) 1 m + S(mr) 30-100 cm	II, IX, XI
				≥ 15		CCA (sr) 60-200 cm + B(tg) 1m	II, VIII, X, XI	
				< 15		B(tg) 1 m + S (mr) 30-100 cm	III, IX, XI	
				< 15		CCA (sr) 40-150 cm + B(tg) 1m	III, VIII, X, XI	
36	0.01-0.001				12	1.0-2.0	S(mr) 10-20 cm	IX
						S(mr) 10-20 cm + B(tg) 0.5-1m	VIII, X, XI	
37	0.01-0.001				12	1.0-6.5	S(mr) 20-60 cm	IX
						S(mr) 20-60 cm + B(tg) 0.5-1m	VIII, X, XI	
38	0.01-0.001			≥ 10	12	4.0-20	CCA (sr) 100-300 cm	IX
				≥ 10		CCA (sr) 100-300 cm + B(tg) 1m	II, VIII, X, XI	
				< 10		S(mr) 70-200 cm	IX	
				< 10		S(mr) 70-200 cm	III, VIII, X, XI	

Medidas de sostenimiento para macizos rocosos para valores de Q de 0.001 a 0.1

### **Notas a las cuatro Tablas anteriores:**

- I.** En casos de muy altas tensiones in situ y riesgo de reventones de roca deben emplearse anclajes o bulones activos con placas de reparto grandes y espaciados 1 m (ocasionalmente 0.8 m). El sostenimiento final debe emplazarse una vez concluido el riesgo de reventones.
- II.** Es frecuente emplear en la misma excavación bulones de diversa longitud (3, 5 y 7 m).
- III.** Es frecuente emplear en la misma excavación bulones de diversa longitud (2, 3, y 4 m).
- IV.** Suelen emplearse cables de anclaje tesados como suplemento a los bulones. Su espaciado típico es de 2 a 4 m.
- V.** Es frecuente emplear en la misma excavación bulones de diversa longitud (6, 8, y 10 m).
- VI.** Suelen emplearse cables de anclaje tesados como suplemento a los bulones. Su espaciado típico es de 4 a 6 m.
- VII.** Algunas cavernas subterráneas antiguas de centrales eléctricas de esta categoría emplean como sostenimiento permanente un bulonado sistemático o puntual junto con mallazo (de cadena) y bóvedas de hormigón (25 a 40 cm de espesor) con espacio libre hasta el perfil de la excavación.
- VIII.** Situaciones que implican expansión del macizo (por presencia de montmorillonita, por ejemplo). Donde la expansión sea un grave problema debe preverse el dejar huecos entre el sostenimiento y el perfil de excavación para evitar generar tensiones crecientes. Donde sea posible, es conveniente acometer actuaciones de drenaje.
- IX.** Casos que no implican arcillas u otras rocas fluyentes.
- X.** Casos que implican rocas fluyentes. El sostenimiento permanente suele ser, en estos casos, rígido y pesado.
- XI.** De acuerdo con Barton et al. (1974), en casos de rocas expansivas o fluyentes, el sostenimiento temporal requerido (antes de emplazar los arcos de hormigón u hormigón proyectado permanentes) debe constar de bulones activos (si el valor de  $RQD/J_n$  es suficientemente elevado, p. ej.  $> 1.5$ ) y, opcionalmente, hormigón proyectado. Si el macizo está muy diaclasado o triturado (es decir,  $RQD/J_n < 1.5$ ), entonces el sostenimiento temporal consistirá en hasta varias capas de hormigón proyectado. Una vez emplazado el sostenimiento permanente y tras el fraguado del hormigón, podrán emplearse bulones activos a fin de equilibrar las tensiones desiguales desarrolladas sobre el mismo. No obstante esta medida puede no ser efectiva si el valor de  $RQD/J_n$  es inferior a 1.5 o existe una importante cantidad de arcillas presentes y siempre y cuando los bulones no sean fijados con lechada antes de su tesado. Bulones con fijación de resina pueden ser útiles en macizos de muy baja calidad dada la rapidez de su endurecimiento. En macizos en los que la expansión o la fluencia de la roca constituyen un serio problema requerirán que las cerchas de sostenimiento se emplacen de forma inmediata al frente de excavación, En esos casos es conveniente el empleo de placas metálicas como escudo de protección frente a la caída de fragmentos. Aún así, puede ser necesario sostener de forma provisional el propio frente de excavación (con bulones u hormigón proyectado).
- XII.** Por motivos de seguridad será preciso emplear un método de excavación múltiple (categorías 16, 20, 24, 28, 32, 35; Tan solo cuando vano/ESR  $> 10$  m).
- XIII.** Por motivos de seguridad será preciso emplear un método de excavación múltiple (categorías 38; Tan solo cuando vano/ESR  $> 10$  m).

Tal y como vimos con anterioridad, diversos autores han sugerido una correlación existente entre los valores de RMR de la Clasificación Geomecánica y los derivados a partir del índice Q.



Correlación entre la Clasificación Geomecánica RMR y el índice Q, de acuerdo con diversos autores. **Fuente:** Bieniawski, Z.T. (1989) Engineering rock mass classifications; John Wiley & Sons; 272 pp.

### **Dimensionado de anclajes**

El sostenimiento de excavaciones subterráneas suele requerir el empleo de sistemas de bulonado (pernos) o cables pretensados. Los primeros (a partir de barras de acero corrugado) son más fáciles y rápidos de instalar, a la par que son más baratos si bien los cables pueden suministrar una mucha mayor capacidad de sostenimiento. Por ello, a menudo se combinan ambos sistemas.

Los bulones suelen emplazarse cerca del frente de excavación como sostenimiento inmediato mientras que los cables suelen constituir un sostenimiento de tipo primario. En este caso, es conveniente el empleo de cables re-tesables, en particular cuando son previsibles grandes desplazamientos como resultado de la deformación de la masa rocosa.

Es importante destacar que en el sostenimiento mediante estos dispositivos de macizos rocosos se pueden emplear dos aproximaciones:

- **Anclaje (o cordón) puntual.** Su localización, orientación y características tensionales obedecen a inestabilidades puntuales del macizo rocoso.
- **Anclaje (o cordón) sistemático.** Se trata de una malla regular de dispositivos de anclaje diseñada para garantizar la estabilidad del macizo, al igual que la armadura juega en el hormigón armado.

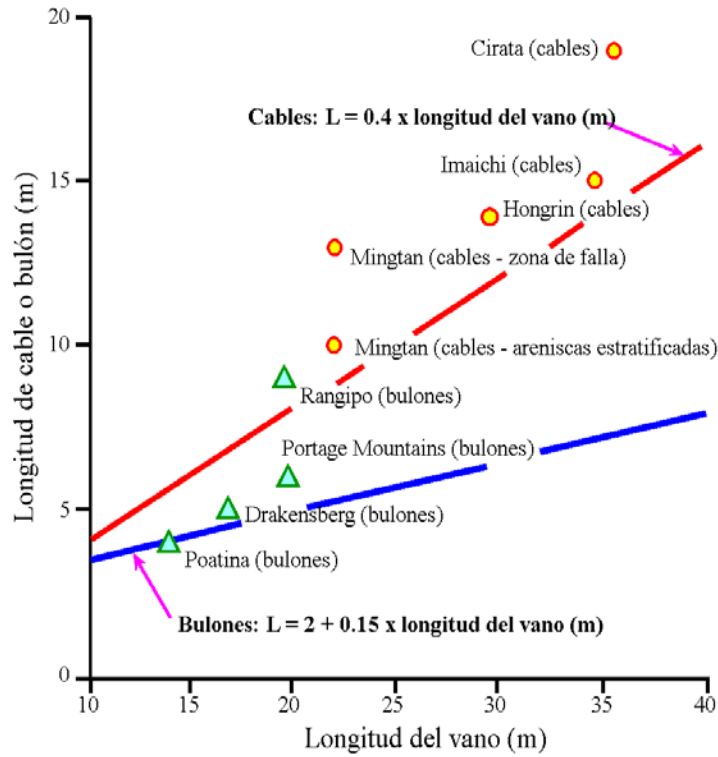
En general, los anclajes y cordones deben colocarse prolongándose más allá de la zona de material de baja calidad (o sometido a altas tensiones), al menos unos 2 o 3 m. No obstante, basándose en la experiencia acumulada en la excavación de grandes cavidades

hidroeléctricas subterráneas, diversos autores han sugerido las siguientes relaciones para dimensionar los anclajes:

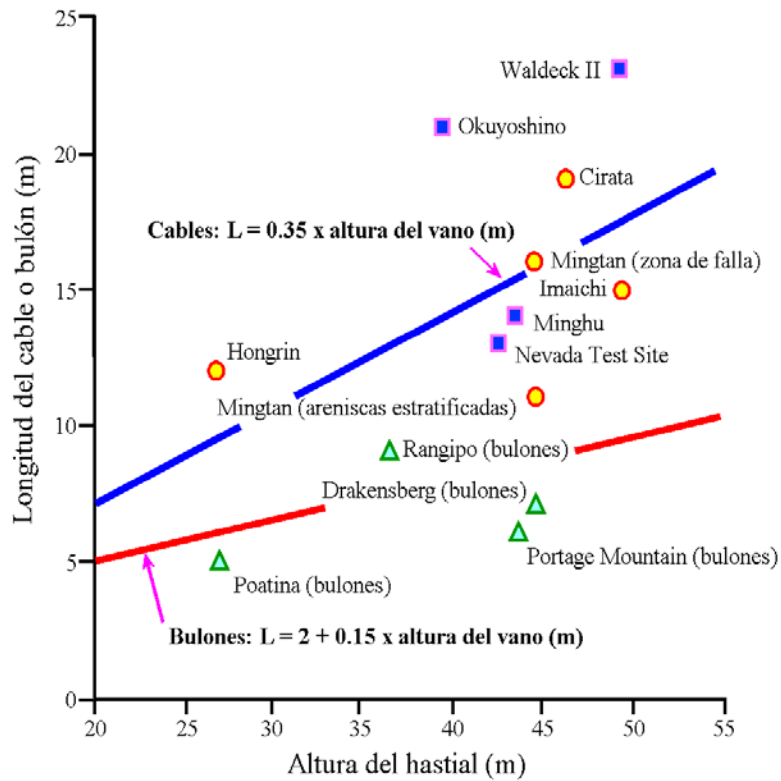
- *Sostenimiento de la bóveda de grandes cavidades (L= longitud del bulón o cable; V = amplitud del vano)*
  - Bulones:  $L = 2 + 0.15 \cdot V (m)$
  - Cordones:  $L = 0.4 \cdot V (m)$
  
- *Para el sostenimiento de paredes de grandes cavidades subterráneas (L= longitud del bulón o cable; H= altura de la pared de la excavación)*
  - Bulones:  $L = 2 + 0.15 \cdot H (m)$
  - Cordones:  $L = 0.35 \cdot H (m)$

La elección del espaciado entre bulones y cordones se basa en las siguientes consideraciones:

- Para asegurar que los cables o bulones interactúan mutuamente para formar una zona uniformemente reforzada, el espaciado S entre bulones o cordones debe ser inferior a la mitad de su longitud, L. Es decir:  $S \leq L/2$ .
- Para una presión de sostenimiento P y una carga de trabajo sobre el bulón o cable T, el espaciado de una malla cuadrada viene dada por  $S = \sqrt{T/P}$ .



Longitudes de bulones y cables para el sostenimiento de las paredes de grandes excavaciones subterráneas en macizos de rocas débiles, de acuerdo con la experiencia obtenida en diversos emplazamientos. **Fuente:** Hoek, E. (1999) Course Notes on Rock Engineering, 313 pp.



Continuación

## Aproximación al cálculo del índice GSI (Geological Strength Index)

El parámetro GSI puede calcularse a partir de la clasificación RMR a partir de la siguiente expresión:

$$GSI = RMR_{89} - 5$$

donde  $RMR_{89}$  se obtiene imponiendo una puntuación de 15 al parámetro asociado a los caudales de filtración (es decir, juntas secas) y 0 al parámetro corrector relacionado con la orientación de las juntas (es decir, la orientación de las juntas respecto de la excavación es muy favorable).

Descripción del Macizo	Comportamiento del Macizo	Requerimiento de Sostenimiento	Aplicación de Hormigón Proyectado
Rocas ígneas o metamórficas masivas. Tensiones in situ bajas	No deben producirse reventones ni lajado en las rocas del macizo	No es necesario	No es necesario
Rocas sedimentarias masivas. Tensiones in situ bajas	La superficie de algunas pizarras, limonitas o lutitas (arcillitas) pueden deteriorarse como resultado de cambios en sus contenidos de humedad	Sellar la superficie expuesta a fin de evitar o atenuar el deterioro	Aplicar, tan pronto como sea posible tras la excavación, una capa de 25 mm de hormigón proyectado simple a las superficies permanentes. Reparar los daños producidos en el hormigón proyectado como resultado de las voladuras
Roca masiva afectada por una gran zona de falla o cizalla	La papilla ( <i>gouge</i> ) de falla puede constituirse en un material débil y fácilmente erosionable y causar problemas de estabilidad en las rocas fracturadas adyacentes	Prever las necesidades de sellado superficial y sostenimiento en las inmediaciones de la zona de falla o cizalla	Quitar el material débil hasta una profundidad equivalente a la de la amplitud de la zona de falla o cizalla y fijar anclajes con lechada en roca sana en los hastiales de la misma. Puede emplearse mallazo soldado para evitar problemas asociados al desprendimiento y caída de bloques durante el proceso de excavación. Una vez completado, rellenar el hueco con hormigón proyectado. Tras ello, aplicar una capa de hormigón proyectado reforzado con fibra de acero a lo largo de una superficie equivalente, al menos, a la amplitud de la zona de falla o cizalla
Rocas ígneas o metamórficas masivas. Tensiones in situ altas	Posibles problemas de lajado y reventones de roca	Retención de los fragmentos de roca rotos y control de la dilatación del macizo	Aplicar 50 mm de hormigón proyectado sobre mallazo soldado anclado al macizo por detrás de las placas de reparto de los bulones. Alternativamente aplicar 50 mm de hormigón proyectado reforzado con fibra de acero y emplazar bulones con sus correspondientes placas de reparto. Después, aplicar una segunda capa de 25 mm de hormigón proyectado. Prolongar la aplicación de hormigón lateralmente hasta donde sea requerido.
Rocas sedimentarias masivas. Tensiones in situ altas	Posibles problemas de lajado, reventones de roca y convergencia con pizarras y rocas blandas	Retención de los fragmentos de roca rotos y control de la convergencia del macizo	Aplicar 75 mm de hormigón proyectado reforzado con fibra de acero directamente sobre la roca limpia. Los pernos y bulones pueden ser necesarios también para proporcionar un mejor sostenimiento
Rocas ígneas o metamórficas con pocas discontinuidades espaciadas. Tensiones in situ bajas	Desarrollo potencial de cuñas o caída de bloques debido a cargas gravitatorias	Proveer sostenimiento además del disponible a partir de bulones y cables	Aplicar una capa de 50 mm de hormigón proyectado reforzado con fibra de acero sobre la superficie de la roca en la que aparecen las trazas de las juntas
Rocas sedimentarias con estratos muy espaciados y/o pocas discontinuidades. Tensiones in situ bajas	Desarrollo potencial de cuñas o caída de bloques debido a cargas gravitatorias. Los planos de estratificación expuestos pueden ser objeto de deterioro progresivo	Proveer sostenimiento además del disponible a partir de bulones y cables. Sellar los planos de estratificación débiles expuestos	Aplicar una capa de 50 mm de hormigón proyectado reforzado con fibra de acero sobre la superficie de la roca en la que aparecen las trazas de las discontinuidades, en particular aquellas zonas en las que aparecen los planos de estratificación



Descripción del Macizo	Comportamiento del Macizo	Requerimiento de Sostenimiento	Aplicación de Hormigón Proyectado
Rocas ígneas o metamórficas con abundantes discontinuidades. Tensiones in situ altas	Fallos alrededor de la excavación como resultado del efecto combinado de las tensiones y la estructura	Retención de bloques sueltos y control de la dilatación del macizo	Aplicar 75 mm de hormigón proyectado simple sobre mallazo soldado anclado por detrás de las placas de reparto de bulones. Alternativamente, aplicar 75 mm de hormigón proyectado reforzado con fibra de acero. Instalar los bulones y sus placas de reparto y recubrirlos con una nueva capa de 25 mm de hormigón. En el caso de tensiones in situ muy altas pueden ser necesarias capas de hormigón de mayor espesor
Rocas sedimentarias blandas con estratos delgados y abundantes número de discontinuidades. Tensiones in situ altas	Lajado, reventones y, posiblemente, convergencia del macizo alrededor de la excavación	Control de los fallos del macizo y su convergencia	Aplicar 75 mm de hormigón proyectado reforzado con fibra de acero sobre la superficie de roca limpia tan pronto como sea posible. Instalar bulones con sus placas de reparto a través del hormigón y aplicar, después, una nueva capa de hormigón de 75 mm.
Rocas ígneas o metamórficas con muchas discontinuidades. Tensiones in situ bajas	Desprendimiento de pequeñas cuñas y bloques definidas por la intersección de las juntas	Prevención de los progresivos desprendimientos por 'desgajamiento' del macizo	Aplicar 50 mm de hormigón proyectado reforzado con fibra de acero sobre la superficie de roca limpia en la clave de la excavación. Pueden necesitarse bulones y pernos para el sostenimiento adicional de bloques grandes
Rocas sedimentarias muy estratificadas y diaclasadas. Tensiones in situ bajas	Separación (pandeo) de capas en excavaciones de gran amplitud y deslizamientos de capas en secciones inclinadas	Control de la separación de capas y deslizamientos	Bulones y pernos para controlar la separación de los estratos. Aplicar 75 mm de hormigón proyectado reforzado con fibra de acero a las trazas de los planos de estratificación antes de emplazar los bulones
Macizos de rocas ígneas y metamórficas, conglomerados y brechas extremadamente fracturadas. Tensiones in situ altas	Convergencia y fluencia del macizo rocoso hacia la excavación	Control de los fallos y dilatación del macizo rocoso	Aplicar 100 mm de hormigón proyectado reforzado con fibra de acero tan pronto como sea posible y emplazar bulones, con sus placas de reparto, a través del hormigón. Aplicar una capa adicional de 50 mm si fuera preciso. Prolongar el sostenimiento a las paredes laterales si fuera necesario
Macizos de rocas sedimentarias extremadamente diaclasadas. Juntas recubiertas de arcillas. Tensiones in situ elevadas	Fluencia de la roca motivada por la excavación. Posible presencia de minerales expansivos en rocas arcillosas	Para controlar el fallo del macizo y problemas de dilatación en el mismo	Aplicar 50 mm de hormigón proyectado reforzado con fibra de acero tan pronto como sea posible tras la excavación. Emplazar encofrados perdidos o cerchas ligeras que deben ser recubiertos, de nuevo, con una nueva capa de hormigón proyectado reforzado con fibra de acero. Es posible que el frente de excavación deba ser sostenido con refuerzos para evitar inestabilidades. Si hay riesgo de convergencia rápida o expansión, es conveniente dejar huecos entre el perfil de la excavación y el hormigón proyectado. Al estabilizarse el macizo, el hueco debe quedar completamente sellado
Condiciones compatibles con reventones de roca en ambientes de tensiones in situ elevadas	Reventones y lajado de rocas	Retención de rocas desprendidas y para el control de la propagación de la ruptura	Aplicar de 50 a 100 mm de hormigón proyectado sobre mallazo (soldado o encadenado) el cual debe estar firmemente sujeto al macizo mediante bulones activos o cables de acero

Resumen de recomendaciones para la aplicación de hormigón proyectado en excavaciones subterráneas, según Hoek (2000)

## **Causas de los Movimientos de Masa**

Los procesos implicados en los movimientos de masa comprenden una serie continua de acontecimientos que van desde las causas hasta los efectos. Todos los deslizamientos implican la rotura de materiales geológicos bajo la acción de tensiones cortantes. Según Varnes (1978), la iniciación del proceso de inestabilidad puede ser descrito, por tanto, de acuerdo con: a) los factores que incrementan las tensiones de corte en el macizo rocoso y b) los factores que contribuyen a disminuir o reducir la resistencia cortante del material (Varnes, 1978).

### ***Factores que Aumentan las Tensiones de Corte***

- ***Eliminación de soportes laterales.*** Esto incluye la erosión por torrents y ríos, glaciares, oleaje, corrientes mareales y de plataforma, meteorización subaérea, debido a fenómenos alternantes de humectación/desecación y gelifracción, la caída de fragmentos de roca previos, subsidencia, fracturación de gran escala (susceptible de producir nuevas laderas). Además, como factor de gran importancia tenemos las actividades humanas que incluirían los desmontes, minas, canteras, presas, canalizaciones, etc.
- ***Sobrecargas.*** Las sobrecargas pueden ser el resultado tanto de actividades humanas como de procesos naturales. Los agentes naturales pueden ser el peso de la lluvia, granizo, nieve, manantiales, acumulaciones a pie de talud sobre materiales susceptibles de desplazarse, vegetación o debidas a las presiones de filtración del agua que percola a través del terreno. Las sobrecargas de origen humano pueden ser, por ejemplo, las resultantes de las actuaciones de relleno, acopios de mena o áridos, escombreras de estériles, debida a construcciones de gran porte, tráfico pesado, pérdidas de agua (o fluidos) a partir de canalizaciones, cloacas, depósitos, etc.
- ***Tensiones naturales transitorias.*** Los terremotos pueden ser susceptibles de provocar un gran número de fenómenos de inestabilidad en laderas. Su acción es compleja, a menudo implicando tanto aumentos de las tensiones de corte como disminuciones en la resistencia cortante de los materiales geológicos. Por otro lado, las vibraciones asociadas a voladuras, maquinaria pesada, tráfico, truenos y la rotura de laderas adyacentes también puede producir un aumento transitorio de las tensiones naturales.
- ***Basculamiento regional.*** Se cree que, en algunas situaciones, el progresivo incremento de la pendiente de las laderas debido a basculamientos regionales puede constituir un mecanismo responsable de algunos deslizamientos de tierras. Para que dicho proceso sea efectivo, la ladera, de por sí, debe estar cerca de su límite de rotura.
- ***Pérdida de apoyo subyacente.*** Este fenómeno incluiría la excavación de los meandros de los ríos, la meteorización subaérea y la erosión subterránea (mediante la solubilización de rocas solubles tales como las evaporitas y los carbonatos). Por otro lado, las actividades mineras y relacionadas (excavación de cavernas, túneles, etc.) pueden provocar la pérdida de apoyo de los materiales que se encuentran por encima de la excavación, provocando su hundimiento.

- **Presiones laterales.** Las presiones laterales pueden ser provocadas por la presencia de agua en juntas y cavidades, por la congelación de agua en grietas, o por el hinchamiento de determinados minerales (arcillas y anhidrita).

### ***Factores que Contribuyen a una Baja Resistencia Cortante***

Los factores que contribuyen a una baja o disminuida resistencia cortante de la roca o suelo pueden ser clasificados en dos categorías. La primera de ellas incluye factores que emanan del estado inicial o de las características intrínsecas del material. La segunda incluye los cambios en un grupo variable de factores.

- **Estado Inicial.** Los factores que afectan el estado inicial del material y responsables de una baja resistencia cortante son la composición, textura, macroestructura y geometría de la ladera. Los materiales orgánicos, arcillas, pizarras, rocas descompuestas y tobos son materiales intrínsecamente débiles o bien se vuelven poco resistentes cuando se producen cambios en su contenido de agua. Algunos materiales, tales como las arcillas, margas, loess, arenas y la materia orgánica porosa (turba) pueden tener una estructura y/o textura muy poco sólida. Entre los factores que se consideran de interés en relación con la macroestructura y la geometría de la pendiente se encuentran la presencia de juntas, lechos de roca masivos sobre materiales plásticos o débiles, los estratos inclinados hacia la cara libre de una ladera, la alternancia entre lechos permeables y poco permeables y la propia orientación de la ladera.
- **Cambios debidos a la meteorización u otras transformaciones físico-químicas.** Entre estos factores tenemos el ablandamiento de arcillas fisuradas, la disgregación de rocas granulares, la hidratación de minerales arcillosos, fenómenos de intercambio en arcillas, el secado de arcillas, con la consiguiente retracción y pérdida de cohesión así como la remoción de los cementos naturales por acción de soluciones acuosas (naturales o resultantes de la actividad humana).
- **Cambios en las fuerzas intergranulares debido al contenido de agua y a la presión en poros y fracturas.** El agua en los suelos provoca un incremento en el peso del suelo así como un incremento de la presión intersticial, así como una disminución de su cohesión.

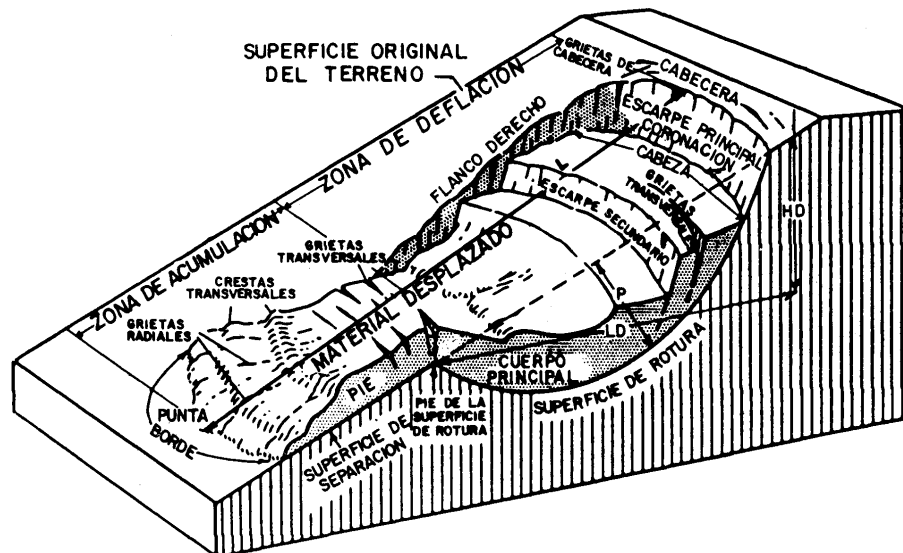
### **Morfología y Partes de los Deslizamientos Rotacionales**

La terminología que se da a continuación está basada en el trabajo de Varnes (1978) y hacen referencia a las unidades identificadas en la figura 6 de este tema.

- **Escarpe Principal.** Superficie muy abrupta que se localiza en el terreno no afectado por el deslizamiento y a lo largo de su periferia. Está causado por el desplazamiento pendiente abajo del material. La prolongación del escarpe principal bajo la masa desplazada constituye la superficie de rotura.
- **Escarpe Secundario.** Una o varias superficies muy abruptas que se encuentran dentro del material desplazado y que son el resultado de movimientos diferenciales dentro de la masa deslizante.

- **Cabeza.** Parte superior del material deslizado, a lo largo del contacto entre la masa deslizada y el escarpe principal.
- **Coronación.** Lugar geométrico correspondiente a los puntos topográficamente más altos del contacto entre la masa deslizada y el escarpe principal.
- **Pie de la Superficie de Rotura.** Intersección entre la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie original del terreno.
- **Borde del Material Desplazado.** Límite alcanzado por el material y que está más alejado del escarpe principal.
- **Punta.** Extremo del borde del material desplazado más distante de la coronación.
- **Pie.** Porción del material desplazado que se apoya directamente sobre el terreno original, más allá del pie de la superficie de rotura.
- **Cuerpo Principal.** Porción del material deslizado apoyado directamente sobre la superficie de rotura, entre su pie y el escarpe principal.
- **Flancos.** Laterales del desplazamiento.
- **Cabecera.** Material casi *in situ*, adyacente a la parte superior del escarpe principal.
- **Superficie Original del Terreno.** Talud existente antes de que tuviera lugar el movimiento. Puede considerarse como tal la superficie de un antiguo deslizamiento estabilizado.
- **Superficie de Rotura.** Superficie a favor de la cual se produce el movimiento.
- **Superficie de Separación.** La superficie que separa el material desplazado del que ha permanecido estable pero sin llegar a saberse si se trata o no de la superficie de rotura.
- **Material Desplazado.** Masa de material movida, desde su posición original, pendiente abajo de la ladera. Puede presentar o no deformaciones.
- **Zona de Deflación (o Pérdida).** Zona dentro del material desplazado que se encuentra por debajo de la topografía original del terreno.
- **Zona de Acumulación.** Área en la que el material desplazado se dispone por encima de la superficie original del terreno.
- **Distancia P.** Máxima profundidad del deslizamiento, medida de forma perpendicular al plano del talud (o ladera).
- **Distancia L.** Máxima longitud de deslizamiento, medida en el plano del talud.

- **Distancia HD.** Altura del deslizamiento medida entre la cabecera y el pie, en una misma sección.
- **Distancia LD.** Distancia horizontal medida desde el pie a la cabecera según se observa desde una sección longitudinal al deslizamiento.



Deslizamiento rotacional y descripción de las unidades más significativas. **Fuente:** Ayala, F.J. y Andreu, F.J. (1991) Manual de Ingeniería de Taludes; Ed. Instituto Tecnológico y Geominero de España, 456 pp.

### Información Requerida para un Análisis de Estabilidad

De acuerdo con Hunt (1986), para el análisis de estabilidad de cualquier ladera o talud se requiere, como mínimo, la siguiente información:

- Localización, orientación y forma de las superficies de rotura (existentes o potenciales). Ello suele estar condicionado por el tipo de material y otras características estructurales. La forma de la superficie de rotura puede ser muy variable: simple, múltiples planos, cuñas simples o múltiples, a su vez delimitadas por superficies planares, cilíndricas, espirales, etc.
- Tipos de material así como valores representativas de los parámetros de resistencia cortante. Para materiales granulares, suelos no cohesivos y juntas sin relleno y de baja rugosidad puede suponerse que su cohesión es igual a 0. Para suelos cohesivos o juntas rocosas rugosas, deberán darse valores tanto de su cohesión como de su ángulo de rozamiento,  $\phi$ . Para arcillas fisuradas, suelos y macizos rocosos con superficies de rotura preexistentes, el ángulo de rozamiento residual,  $\phi_r$ . Por último, para arcillas blandas y condiciones no drenadas, el ángulo de rozamiento será igual a 0.
- Condiciones de drenaje. Definir si son drenadas o no a la luz de las condiciones a corto plazo (excavación) o largo plazo (explotación o el caso de laderas naturales). Se trata de un análisis de tensiones totales respecto de las efectivas.

- Distribución de los niveles piezométricos a lo largo de la superficie de rotura potencial y una estimación del valor máximo que puede llegar a alcanzarse.
- Geometría de la ladera o talud hasta su máxima altura.

### **Caracterización de una Ladera**

De forma previa al análisis de estabilidad deben ser definidos diversos aspectos que incluyen: la geometría de la ladera, la magnitud y orientación de las cargas actuantes así como las condiciones relativas al estado del suelo y la hidrogeología. Es importante destacar que tanto los aspectos geológicos como los hidrogeológicos son determinantes a la hora de clasificar el mecanismo de inestabilidad.

La principal carga que actúa sobre una ladera suele ser el peso propio del suelo pero factores tales como las cargas superficiales (sobrecargas debidas, por ejemplo, a cimentaciones o anclajes activos) pueden jugar un papel destacado en la inestabilidad. Por otro lado, allá donde una ladera esté sumergida, la presión de agua normal a la ladera debe ser tenida en cuenta en el análisis. Cuando se considere la estabilidad de una ladera durante terremotos, las fuerzas inerciales resultantes de la aceleración del terreno deben ser, asimismo, incluidas (análisis pseudoestático; Nash, 1987).

Una de las decisiones previas más importantes que debe ser tomada es la elección entre la realización del análisis en términos de tensiones totales o efectivas. Una vez tomada, deben seleccionarse parámetros de resistencia al corte representativos para cada uno de los tipos de material implicado. Ello se basará, en general, en ensayos de laboratorio (ensayos triaxiales, de corte, etc.) o *in situ*, sobre muestras representativas.

Muchas laderas contienen superficies de rotura preexistentes y es posible, por tanto, que dichas superficies puedan volver a ser reactivadas. Bajo esas condiciones es apropiado emplear los parámetros de resistencia cortante residual como límite resistente inferior.

En la cresta de una ladera, de forma previa o simultánea al desarrollo de un deslizamiento, pueden desarrollarse grietas de tensión, sobre todo en el caso de suelos cohesivos o parcialmente saturados y rocas. La máxima profundidad teórica que puede alcanzar una grieta de tensión en un suelo cohesivo viene dada por la siguiente relación:

$$z = \frac{2c_u}{\gamma}$$

para la que  $c_u$  representa la resistencia cortante no drenada y  $\gamma$  el peso específico del suelo. La posibilidad de que las grietas de tensión puedan estar rellenas de agua en periodos de elevada precipitación debe ser considerada cuidadosamente.

El conocimiento de las presiones de poro dentro de una ladera es un requisito en el caso de que se realice un análisis en términos de tensiones efectivas. Cuando las condiciones del terreno sean homogéneas (asumiendo un estado estacionario) suele ser una decisión conservativa el dar explícitamente el valor de las presiones de poro a lo largo de la superficie de rotura potencial. De manera alternativa, la presión de poro puede ser evaluada de forma implícita a través de la relación de presión de poro,  $r_u$ :

$$r_u = \frac{u}{\gamma_z}$$

en la que  $u$  representa la presión de poro en el punto considerado y  $\gamma_z$  es el peso específico de la columna de suelo que se encuentra sobre dicho punto. Esta relación es de particular utilidad cuando se desconoce la distribución precisa de presiones en los poros del subsuelo. Por otro lado, si la presión de poros se calcula de esta última manera, el trabajo puede facilitarse mediante el empleo de ábacos especialmente desarrollados para el análisis de laderas en suelos homogéneos.

### **Elección entre Tensiones Totales y Efectivas**

Cuando se analiza la estabilidad de laderas o taludes, debe decidirse entre emplear tensiones totales o efectivas. La elección suele basarse de acuerdo con la clasificación del problema como de corto o largo alcance temporal. Las roturas de ladera suelen ser el resultado de cambios en las cargas que soportan los suelos y, si estos cambios tienen lugar de forma rápida (p. Ej., durante el desarrollo de excavaciones) interesa caracterizar el comportamiento durante e inmediatamente después que se produzcan los cambios (es decir, corto alcance de tiempo). Por otro lado, si como resultado de los cambios se produce una modificación significativa en la presión de agua en los poros del suelo y este cambio es rápido en relación con el tiempo de consolidación del suelo dicho fenómeno se considera de corto alcance. Por el contrario, si el tiempo de variación de las cargas es menor al tiempo de consolidación del suelo o bien si esta obedece a fluctuaciones de los niveles piezométricos, tal y como sucede en las laderas naturales, el problema se considera como largo alcance.

En principio, el análisis en términos de tensiones totales o efectivas puede ser empleado en cualquier ladera, aunque ya que los suelos son predominantemente materiales friccionales, parece más apropiado emplear con ellos el análisis basado en las tensiones efectivas, especialmente en el caso de problemas de largo alcance temporal. En la práctica, en problemas de corto alcance es más simple y conveniente emplear análisis basados en tensiones totales.

A la hora de especificar los parámetros de resistencia cortante en los análisis basados en tensiones totales suele suponerse que, para suelos saturados  $\phi_u = 0$  y  $c_u$  es igual a la resistencia cortante no drenada, es decir, el suelo se comporta como si fuera puramente cohesivo. En los análisis basados en tensiones efectivas, se emplean los parámetros de resistencia efectiva,  $c'$ ,  $\phi'$ , y las presiones de poro deben ser especificadas como variables independientes.

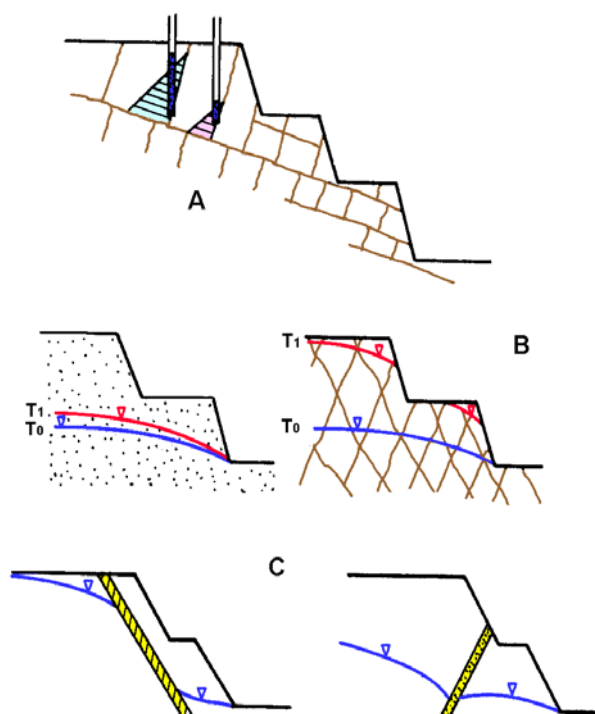
Muchos problemas de estabilidad relacionados con laderas naturales pueden ser clasificados como de largo alcance, aunque su rotura suele obedecer a pequeñas variaciones en las cargas que soportan los materiales. Por ejemplo, el nivel piezométrico puede ascender en periodos de elevada precipitación, lo cual resulta en una disminución de la tensión efectiva y, por extensión, en un aumento de la tensión de corte con la consiguiente disminución de la resistencia. Por otro lado, la erosión del pie de una ladera puede incrementar la tensión de corte e igualmente disminuir la resistencia frente al deslizamiento. De esa forma, para este tipo de problema el análisis basado en las tensiones efectivas es el más apropiado.



## Drenaje de Taludes

Tal y como se ha indicado anteriormente, el efecto de la presión de agua sobre a estabilidad de los macizos rocoso es muy importante. Por ello, una de las medidas más eficaces para prevenir inestabilidades del terreno es disminuir las presiones de agua o bien acondicionar las pendientes de manera que las presiones no constituyan un factor de riesgo importante. Los principales puntos clave a la hora de minimizar la influencia de la presión de agua en pendientes son los siguientes:

- ❑ Prever la posibilidad de que la escorrentía superficial puede entrar en eventuales grietas de tensión o fisuras desarrolladas en la coronación de la pendiente.
- ❑ Disminuir la presión de agua en la vecindad de la eventual superficie de fallo mediante el empleo de drenes superficiales y subterráneos.
- ❑ Posicionar la red de drenaje de forma que se minimice la presión de agua en las proximidades del talud o pendiente natural.

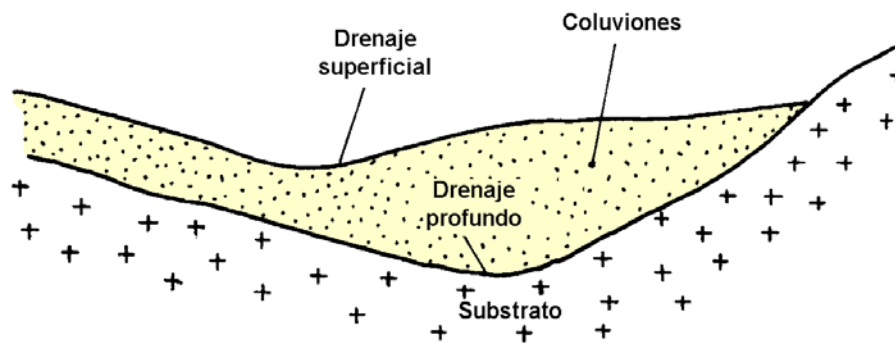


Efectos importantes en el análisis del flujo de agua subterránea en taludes. En a) diferencias de presión de agua en juntas adyacentes; b) Fluctuaciones del nivel freático en macizos fracturados y suelos; c) Fracturas que actúan como niveles impermeables (izquierda) o como drenajes subterráneos (derecha). López Marinas, J.M. (2000) Geología aplicada a la ingeniería civil. Ed. Dossat, 556 pp.

Los principales sistemas de drenaje son resumidos en la figura final de esta sección y son los siguientes:

- ❑ **Drenes superficiales.** Su papel es captar la escorrentía superficial antes de alcanzar el área próxima a la coronación de la pendiente, es decir, la zona donde es previsible

que se desarrollen grietas de tensión o fisuras. Su mantenimiento es fundamental a la hora de considerar su efectividad a medio plazo. De igual forma, el dren debe ser diseñado de manera que permita la fácil evacuación de agua.

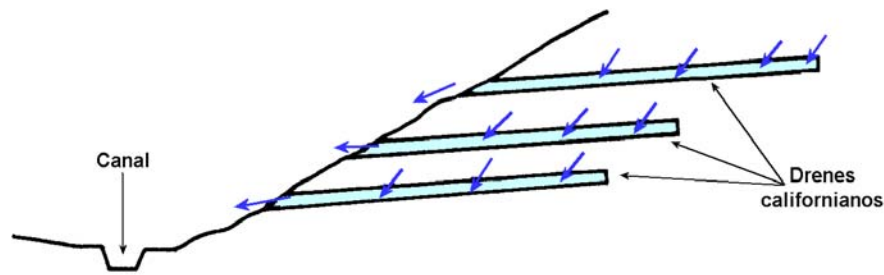


Separación entre el drenaje superficial natural en una vaguada (drenaje superficial) y el subterráneo, a favor de una paleotopografía (drenaje profundo). López Marinas, J.M. (2000) Geología aplicada a la ingeniería civil. Ed. Dossat, 556 pp.

- **Acondicionamiento de la zona de coronación del talud.** Es una zona de elevado riesgo potencial, en particular si se permite el encharcamiento de la misma. La posible aparición de fisuras puede hacer disminuir los esfuerzos efectivos y desestabilizar la pendiente. Por ello, entre las medidas de acondicionamiento recomendadas están...
  - la eventual impermeabilización (geomembranas, etc.)
  - el saneado periódico
  - la regularización superficial.
- **Drenaje de grietas de tensión abiertas.** Este tipo de fractura presenta un elevado riesgo de inestabilidad, en particular por su susceptibilidad a llenarse de agua. Por ello es preciso ...
  - impedir la entrada de agua en la misma mediante drenes superficiales.
  - considerar la impermeabilización de la superficie afectada por la grieta de tensión.
  - considerar el emplazamiento de drenajes subterráneos para evacuar el agua que eventualmente se introduzca en ella.
- **Drenes subhorizontales.** Pueden ser muy eficaces a la hora de aliviar presiones en la base de grietas de tensión o en las proximidades de la potencial superficie de fallo. El espaciado y posicionamiento de los mismos es función de las características geométricas de la pendiente y de las discontinuidades estructurales presentes en el macizo rocoso.

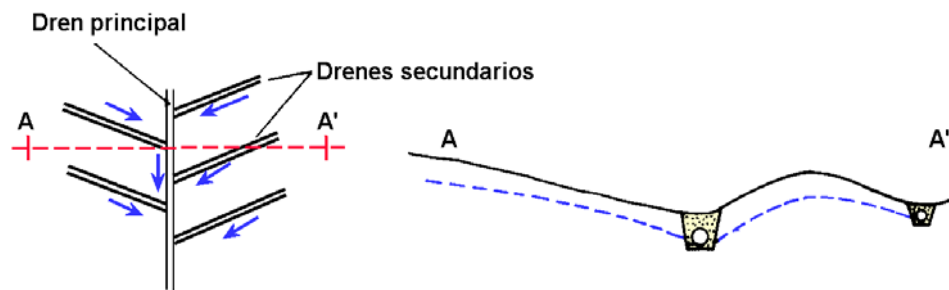
En el caso de macizos rocosos, dado que el agua circula a través de las juntas, los drenes horizontales serán eficaces si interceptan las fracturas conductoras de agua. Para macizos de rocas blandas y suelos, los drenes pueden ser espaciados regularmente si bien el valor óptimo debe ser determinado para las condiciones específicas del emplazamiento. En cualquier caso, siempre se recomienda el

emplazamiento de piezómetros de forma previa a la perforación de los drenes horizontales.



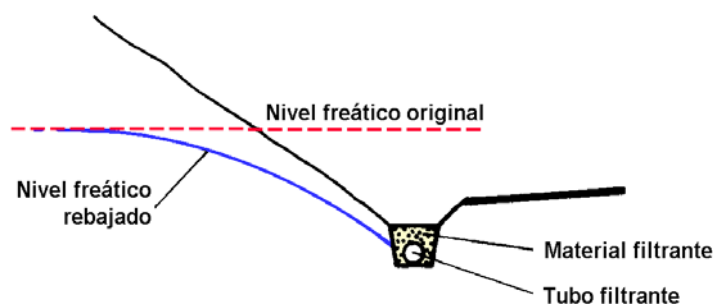
**Drenaje de un talud mediante perforaciones ligeramente inclinadas (drenes californianos).**

López Marinas, J.M. (2000) *Geología aplicada a la ingeniería civil*. Ed. Dossat, 556 pp.



Disposición de una red de drenaje en una pendiente natural. En la medida de lo posible, los tubos de drenaje deben ubicarse en las vaguadas naturales. López Marinas, J.M. (2000) *Geología aplicada a la ingeniería civil*. Ed. Dossat, 556 pp.

- **Canales de drenaje.** El agua drenada del macizo rocoso debe ser reconducida fuera de él con la ayuda de estos elementos.

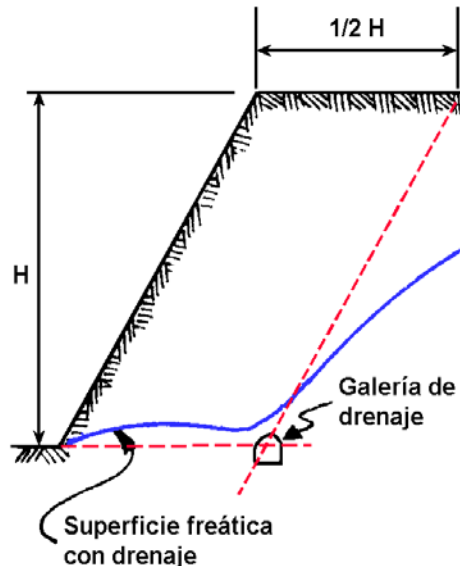


Drenaje de un macizo rocoso mediante un canal filtrante longitudinal a la traza de una carretera. López Marinas, J.M. (2000) *Geología aplicada a la ingeniería civil*. Ed. Dossat, 556 pp.

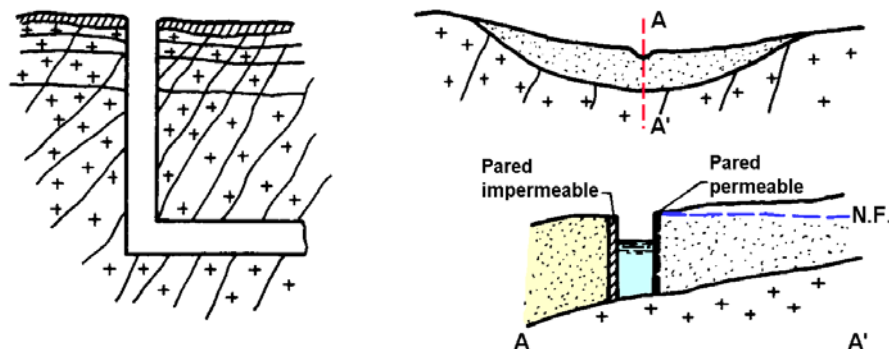
- **Pozos de drenaje vertical.** Suelen utilizarse para bombear agua a partir de ellos y, de esa manera, disminuir la presión de agua. Una gran ventaja de estos dispositivos es que pueden empezar a operar antes de excavar la ladera y jugar un importante papel a la hora de mantener elevados los esfuerzos efectivos. Sin embargo, su inconveniente principal es que, para que su efectividad se mantenga, han de estar permanentemente en operación.

- **Galerías de drenaje subterráneo.** Este tipo de excavación, con o sin abanicos de drenes radiales es, probablemente, el sistema de drenaje subterráneo más eficaz. También es el más caro. Por ello, su empleo debe ser considerado para aplicaciones críticas o en excavaciones muy costosas.

La localización óptima de las galerías de drenaje puede establecerse de acuerdo con los criterios indicados en la figura siguiente.

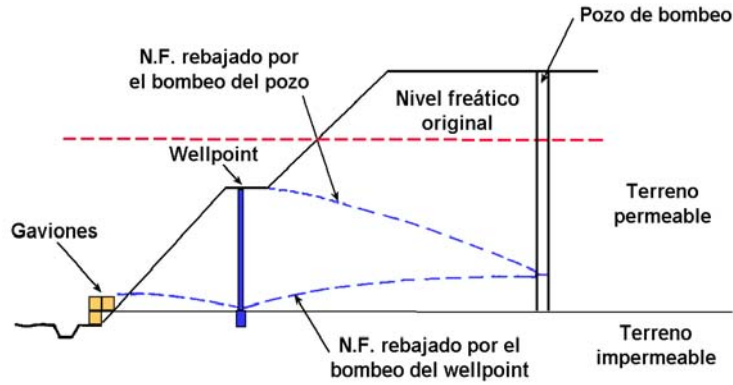


Localización óptima de una galería subterránea de drenaje en un macizo rocoso. Hoek, E. y Bray, J.W. (1981). Rock Slope Engineering; Institution of Mining and Metallurgy, 358 pp.

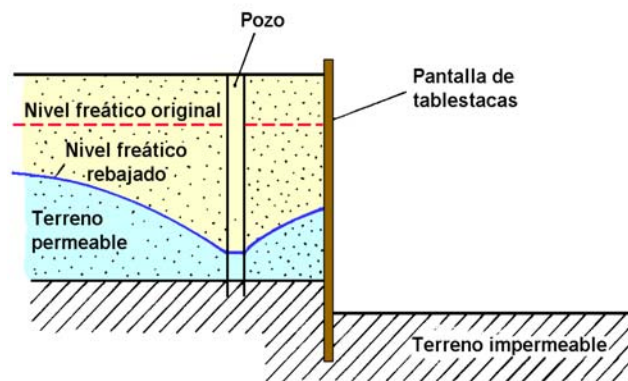


Tipos de captación de agua subterránea en macizos de rocas graníticas. López Marinas, J.M. (2000) Geología aplicada a la ingeniería civil. Ed. Dossat, 556 pp.

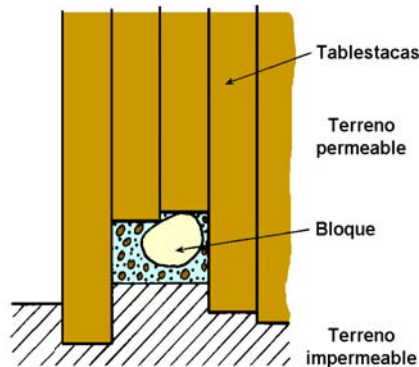
- **Depresión de los niveles mediante bombeo.** Para ello se suelen realizar pozos verticales o baterías de pozos alineados de forma que provoquen un descenso del nivel freático en las inmediaciones del talud. Este sistema de drenaje es muy eficaz pero es costoso y requiere un adecuado mantenimiento, sobre todo si los pozos de extracción son permanentes.



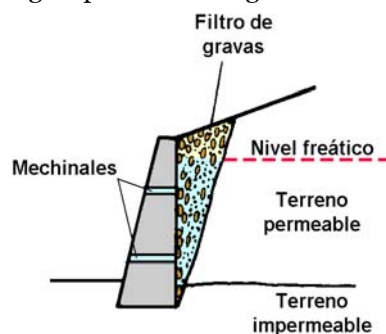
Drenaje de un talud mediante pozos de bombeo combinados. López Marinas, J.M. (2000) Geología aplicada a la ingeniería civil. Ed. Dossat, 556 pp.



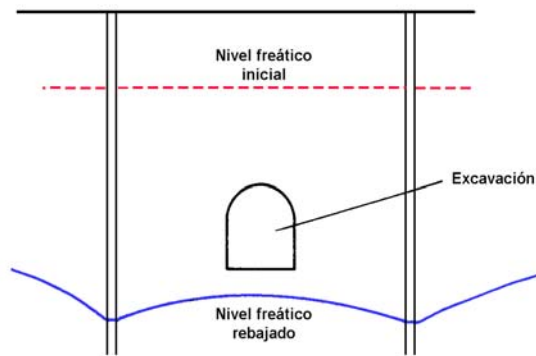
Mantenimiento de una excavación mediante una pantalla de tablestacas y un pozo de bombeo. López Marinas, J.M. (2000) Geología aplicada a la ingeniería civil. Ed. Dossat, 556 pp.



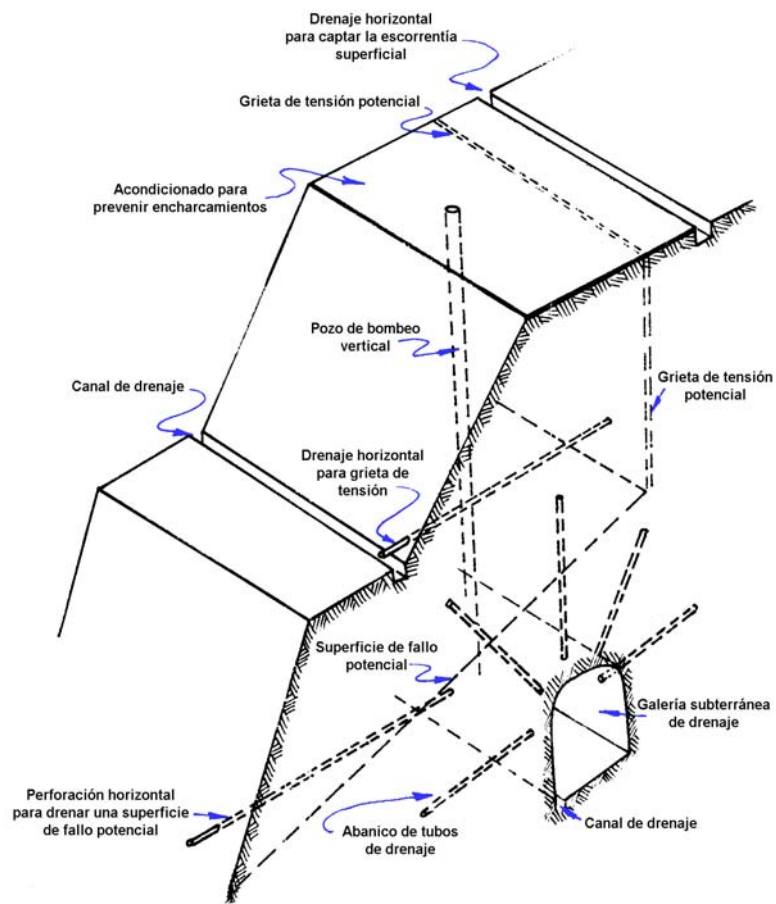
Problema potencial de las pantallas de tablestacas instaladas en materiales heterogéneos. López Marinas, J.M. (2000) Geología aplicada a la ingeniería civil. Ed. Dossat, 556 pp.



Drenaje del talud sostenido por un muro. López Marinas, J.M. (2000) Geología aplicada a la ingeniería civil. Ed. Dossat, 556 pp.



Rebaje del nivel freático mediante el bombeo combinado de pozos al efectuar una excavación subterránea. López Marinas, J.M. (2000) Geología aplicada a la ingeniería civil. Ed. Dossat, 556 pp.



Resumen de actuaciones para drenar laderas y taludes, de acuerdo con Hoek y Bray (1981). Hoek, E. y Bray, J.W. (1981). Rock Slope Engineering; Institution of Mining and Metallurgy, 358 pp.

## Referencias

- Ayala, F.J. y Andreu, F.J. (1991) Manual de Ingeniería de Taludes; Ed. Instituto Tecnológico y Geominero de España, 456 pp.
- Barton, N. y Choubey, V. (1977) The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*, 10, p. 1-54
- Berner, E.K. y Berner, R.A. (1996) *Global Environment: Water, Air and Geochemical Cycles*. Prentice Hall, 376 pp.
- Bishop, A.W. (1955) The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique* 5, p. 7-17
- Bishop, A.W. y Morgenstern, N.R. (1960) Stability coefficients for earth slopes. *Geotechnique* 10, p. 129-150
- Carrera, J. (1987) Hidrogeología de rocas fracturadas poco permeables. Comunicaciones IV Simposio Nacional de Hidrogeología y Recursos Hidráulicos, XII, pp. 99-129.
- Carrera, J.; Samper, J.; Vives, L. y Guimerá, J. (1992) Ensayos de pulso: una revisión sobre su realización e interpretación. *Hidrogeología y Recursos Hidráulicos*. XVII. pp. 463-483.
- Cousins, B.F. (1978) Stability charts for simple earth slopes. *Proceedings ASCE, J. Geotech. Eng. Div.* 104, N° GT2, p. 267-279
- Custodio, E. y Llamas, R. (1976) *Hidrología Subterránea* (2 vol.). Ed. Omega
- Domenico, P.A. y Schwartz, F.W. (1997) *Physical and chemical hydrogeology*, 2ª ed. John Wiley & Sons; 506 pp.
- Drever, J. I. (1997) *The Geochemistry of Natural Waters*. 3ª Edición. Prentice Hall. 436 pp.
- Fellenius, W. (1936) Calculation of the stability of earth dams. *Trans. 2<sup>nd</sup> Cong. on Large Dams*, v.4, Washington D.C
- Fredlund, D.G. y Krahn, J. (1977) Comparison of slope stability methods of analysis. *Canadian Geotechnical Journal* 14, p. 429-439
- Freeze, R.A. y Cherry, J.A. (1979) *Groundwater*. Prentice Hall, 604 pp.
- Fetter, C.W. (1999) *Contaminant hydrogeology*; 2ª ed.; Prentice Hall, 500 pp.
- González Vallejo, L.I., Ferrer, M., Ortuño, L. y Oteo, C. (2002) *Ingeniería Geológica*. Prentice Hall. 715 pp.
- Goodman, R.E. (1989) *Introduction to Rock Mechanics*, 2ª ed. John Wiley & Sons, 562 pp.
- Goodman, R.E. y Bray, J.W. (1976) Toppling of rock slopes. En *Proceedings of the Specialty Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes*, Boulder, Colorado. American Society of Civil Engineers, Vol.2, pp.201-234.
- Hoek, E. (2000) *Practical Rock Mechanics – Course Notes*. 313 pp.
- Hoek, E., and Bray, J.W. (1981) *Rock Slope Engineering*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 358 p.



- Hunt, R.E. (1986) Geotechnical engineering analysis and evaluation. Ed. McGraw-Hill, 729 pp.
- Janbu, N. (1954) Stability analysis of slopes with dimensionless parameters:. Harvard Soil Mech. Ser N°. 46, Harvard University, Cambridge, Massashusets
- Janbu, N., Bjerrum, L. y Kjaernsli, B. (1956) Veiledning ved løsning av fondamenterings oppgaver (en noruego, con resumen en inglés). Soil mechanics applied to some engineering problems; Norwegian Geotechnical Institute, Pub. N°. 16
- Hasan, S. E. (1996) Geology and Hazardous Waste Management. Prentice Hall, 387 pp.
- Hoek, E. y Bray, J.W. (1981). Rock Slope Engineering. The Institution of Mining and Metallurgy, 358 pp.
- ISRM (1978) Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. International Society for Rock Mechanics Commission on standarization of laboratory and field tests. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanical Abstracts 15, pp. 319-368
- ITGE (1987) Manual de Ingeniería de Taludes; 1ª Edición. Instituto Tecnológico y Geominero de España. 456 pp.
- López Marinas, J.M. (2000) Geología aplicada a la ingeniería civil. Ed. Dossat, 556 pp.
- Manahan, S. (1994 ) Environmental Chemistry. Lewis Publishers, 811 pp.
- Morgenstern, N.R., y Price, V.E. (1965) The analysis of the stability of generalized slip surfaces. Geotechnique 15, p. 79-93
- Nash, D. (1987) A comparative review of limit equilibrium methods of stability analysis. En Slope stability (M.G. Anderson y K.S. Richards, Eds.); Ed. John Wiley and Sons, pp. 11-75.
- Priest, S.D. (1993) Discontinuity analysis for rock engineering. Chapman & Hall, 473 pp.
- Smith, G.N. (1974) Elements of soil mechanics for civil and mining engineers. Ed. Crosby-Lockwood-Staples, 3ª Ed., 418 pp.
- Spencer, E. (1967) A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces. Geotechnique 17, p. 11-26
- Taylor, D.W. (1948) Fundamentals of soil mechanics. John Wiley & Sons
- Terzaghi, K. (1950) Mechanism of landslides. En *Geology Applied to Engineering Practice*; The Geological Society of America, p. 83-123
- Varnes, D. J. (1978). Slope movement types and processes. en R. L. Schuster and R. J. Krizek [eds.], Landslide, analysis and control: National Research Council, Transportation Research Board, Washington, D.C., Special Report 176. ,pp. 11-13