



UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA

Geología y Geotecnia

PERMEABILIDAD DE SUELOS

Autores:

Mg. Ing. Silvia Angelone, Ing. María Teresa Garibay
y Marina Cauhapé Casaux

Setiembre 2006

ÍNDICE

- 1- Introducción
- 2- Formas de captación del agua en la naturaleza
 - 2-1 Procedencia del agua en el terreno
 - 2-2 Nivel freático
 - 2-3 Nivel piezométrico
 - 2-4 Concepto de acuífero
 - 2-5 Clasificación del agua presente en suelos
- 3- Flujo laminar y turbulento
- 4- Movimiento del fluido en el suelo. Ley de Darcy. Coeficiente de permeabilidad
 - 4-1 Ley de Darcy
 - 4-2 Gradiente hidráulico
 - 4-3 Coeficiente de permeabilidad
 - 4-3.1 Factores que afectan el coeficiente de permeabilidad del suelo
 - 4-3.1.1 Relación de vacíos
 - 4-3.1.2 Temperatura del agua
 - 4-3.1.3 Estructura y estratificación
 - 4-3.1.4 Agujeros y fisuras
 - 4-3.1.5 Tamaño de partículas
 - 4-3.1.6 Aire encerrado y materiales extraños en vacíos
 - 4-3.2 Valores de coeficiente de permeabilidad
 - 4-4 Velocidad de filtración. Velocidad real
 - 4-5 Validez de la Ley de Darcy
 - 4-6 Coeficiente de permeabilidad en masas estratificadas
- 5- Determinación del coeficiente de permeabilidad
 - 5-1 Ensayos de laboratorio
 - 5-1.1 Permeámetro de carga constante
 - 5-1.2 Permeámetro de carga variable
 - 5-1.3 Comentarios sobre permeámetros
 - 5-2 Ensayos in situ
 - 5-2.1 Ensayos de carga variable
 - 5-2.2 Ensayo de carga constante
 - 5-2.3 Slug test
 - 5-2.4 Pozos de bombeo
 - 5-3 Métodos empíricos
 - 5-3.1 Fórmula de Allen-Hazen
 - 5-3.2 Fórmula de Schlichter
 - 5-3.3 Fórmula de Terzaghi
 - 5-3.4 Fórmula de Loudón
- 6- Gradiente hidráulico crítico
- 7- Bibliografía

PERMEABILIDAD DE SUELOS

1 INTRODUCCIÓN

Los suelos y las rocas no son sólidos ideales, sino que forman sistemas con 2 ó 3 fases: partículas sólidas y gas, partículas sólidas y líquido, o bien, partículas sólidas, gas y líquido. El líquido es normalmente agua y el gas se manifiesta a través de vapor de agua. Por lo tanto se habla de medios “porosos”. A estos medios se los caracteriza a través de su “porosidad” y a su vez esta propiedad condiciona la permeabilidad del medio o del material en estudio.

Se dice que un material es permeable cuando contiene vacíos continuos, estos vacíos existen en todos los suelos, incluyendo las arcillas más compactas, y en todos los materiales de construcción no metálicos, incluido el granito sano y la pasta de cemento, por lo tanto dichos materiales son permeables. La circulación de agua a través de la masa de éstos obedece aproximadamente a leyes idénticas, de modo que la diferencia entre una arena limpia y un granito es, en este concepto, solo una diferencia de magnitud.

La permeabilidad de los suelos, es decir la facultad con la que el agua pasa a través de los poros, tiene un efecto decisivo sobre el costo y las dificultades a encontrar en muchas operaciones constructivas, como los son, por ejemplo, las excavaciones a cielo abierto en arena bajo agua o la velocidad de consolidación de un estrato de arcilla bajo el peso de un terraplén, de allí la importancia de su estudio y determinación, aspectos que se desarrollarán a continuación.^{[5] [7]}

2 FORMAS DE CAPTACIÓN DEL AGUA EN LA NATURALEZA

2-1 Procedencia del agua en el terreno

El agua presente en los suelos puede provenir de distintas fuentes:

AGUA DE SEDIMENTACIÓN: Es aquella incluida en suelos sedimentarios al depositarse sus partículas.

AGUA DE INFILTRACIÓN: Es la proveniente de lluvias, corriente de agua o hielos, lagos y mares.^[3]

2-2 Nivel Freático

Se define como nivel freático al lugar geométrico de puntos del suelo en los que la presión de agua es igual a la atmosférica. Corresponde además al lugar geométrico de los niveles que alcanza la superficie del agua en los pozos de observación en comunicación libre con los huecos del suelo. Por debajo del nivel freático las presiones neutras son positivas. Para condiciones estáticas del agua, en un cierto suelo, el nivel freático sería una superficie horizontal, sin

embargo, si existe la posibilidad de que el agua fluya dentro del suelo, ya no hay razón para que el nivel freático siga siendo horizontal, y de hecho, naturalmente no lo es: el nivel freático en un punto varía con respecto a las variaciones de precipitación, presión atmosférica y con las mareas. ^[3]

2-3 Nivel Piezométrico

Se define como nivel piezométrico a la altura que alcanza el agua en un tubo vertical o piezómetro en un punto determinado. ^[1]

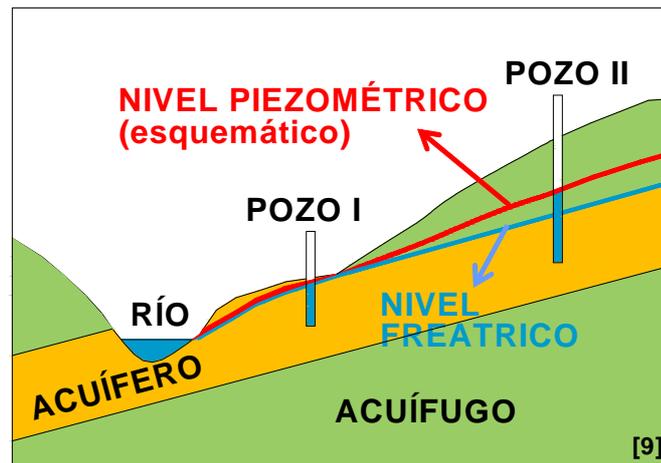


Figura 1

2-4 Concepto de acuífero

Bajo la superficie terrestre existen formaciones o capas específicas que presentan características propias, dichas formaciones son:

ACUÍFERO: Formación o grupo de formaciones geológicas de las que pueden extraerse cantidades significativas de agua freática.

ACUÍFERO ARTESIANO O CONFINADO: Es aquel en que el agua del subsuelo está confinada a presión entre estratos impermeables o semipermeables de manera que el nivel piezométrico correspondiente al estrato está a un nivel superior que la frontera más alta del mismo, por lo que si se abre un pozo el agua subirá por encima de esa frontera. Puede alcanzar el nivel del terreno y según ello suceda o no se tendrá un pozo brotante o no brotante, respectivamente. El agua en un pozo artesiano marca el nivel de las presiones hidrostáticas en el acuífero en el sitio en que se abrirá el pozo, la superficie imaginaria definida por esos niveles es la superficie piezométrica del acuífero artesiano. Las elevaciones o descensos del nivel de agua dentro de un pozo artesiano se deben más a cambios de presión en el acuífero que a cambios en el volumen del almacenamiento.

ACUÍFERO LIBRE O NO CONFINADO: Es aquel en que la superficie superior de la zona de saturación está a la presión atmosférica, esta superficie es el nivel freático. El agua en un pozo realizado en un acuífero libre se eleva

como es natural, solo hasta el nivel freático precisamente. Las elevaciones o descensos del nivel freático corresponden a cambios en el volumen de almacenamiento y no a cambios de presión en el agua.

ACUÍFERO COLGADO: Acuífero libre en el que la masa de agua subterránea es soportada por un estrato impermeable o semipermeable situado sobre el nivel freático medio de la zona.

ACUÍFERO FILTRANTE: Es aquel en el que el agua que se pierde o se gana a través de sus fronteras representa un volumen apreciable.

ACUÍFERO NO FILTRANTE: En este caso los estratos que sirven de frontera al acuífero lo impermeabilizan casi totalmente.

ACUÍFUGO: Formación impermeable que no contiene agua o que la contiene en poros no intercomunicados, de manera que no es capaz de proporcionar agua por ningún método práctico. La roca sana constituye un ejemplo de esto.

ACUITARDO: Son estratos que permiten muy lentamente el paso del agua en su estructura. Por ejemplo, los limos.

ACUICLUDO: Formación impermeable que aunque porosa y con sus poros intercomunicados, no es capaz de proporcionar cantidades aprovechables de agua por ningún procedimiento práctico y económico. La arcilla masiva de baja permeabilidad constituye un buen ejemplo de esta formación. ^{[3] [5]}

A continuación se muestran en forma esquemática las distintas formaciones mencionadas (Figura 2).

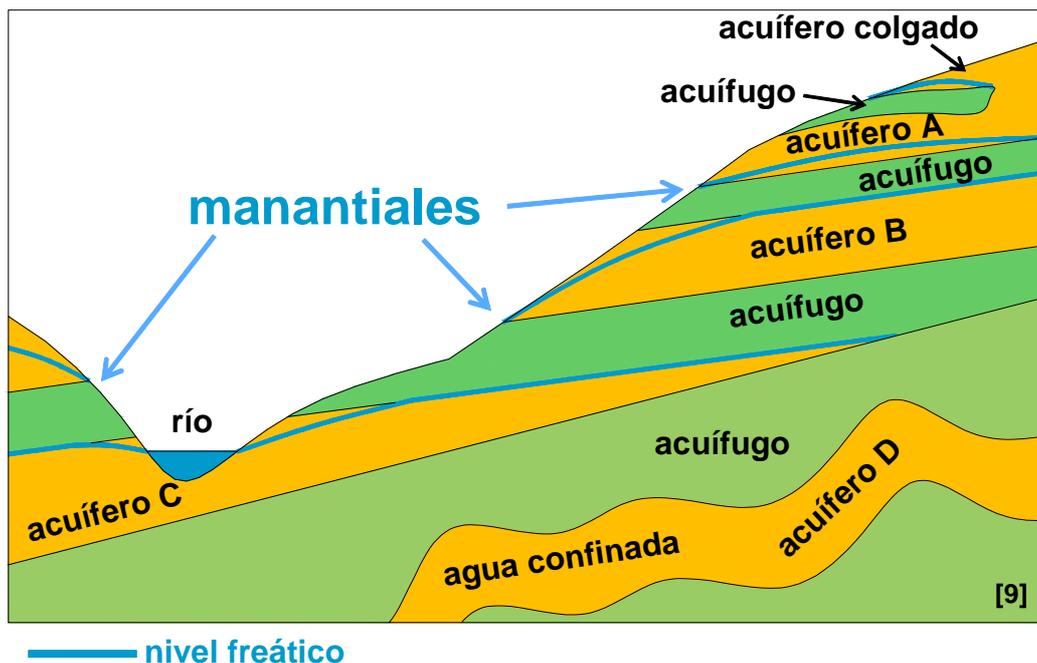


Figura 2

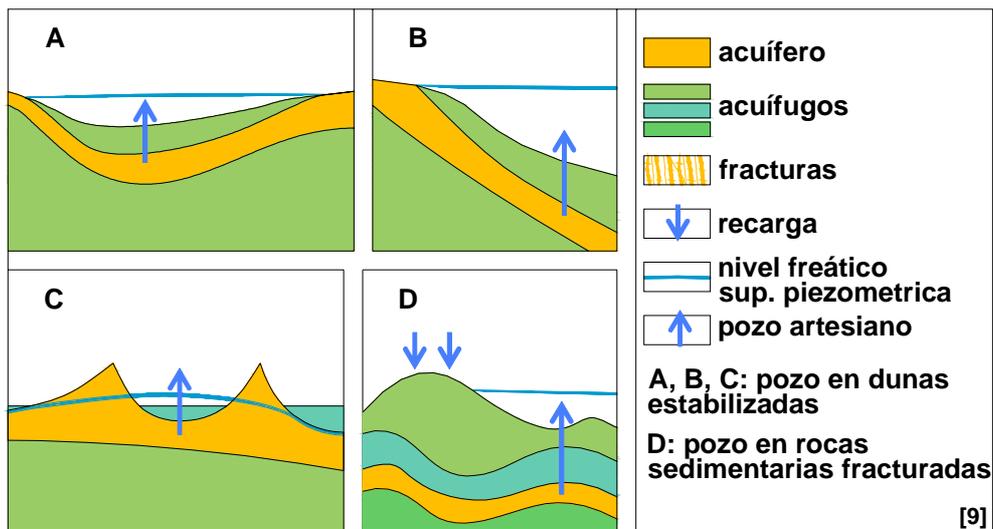


Figura 3

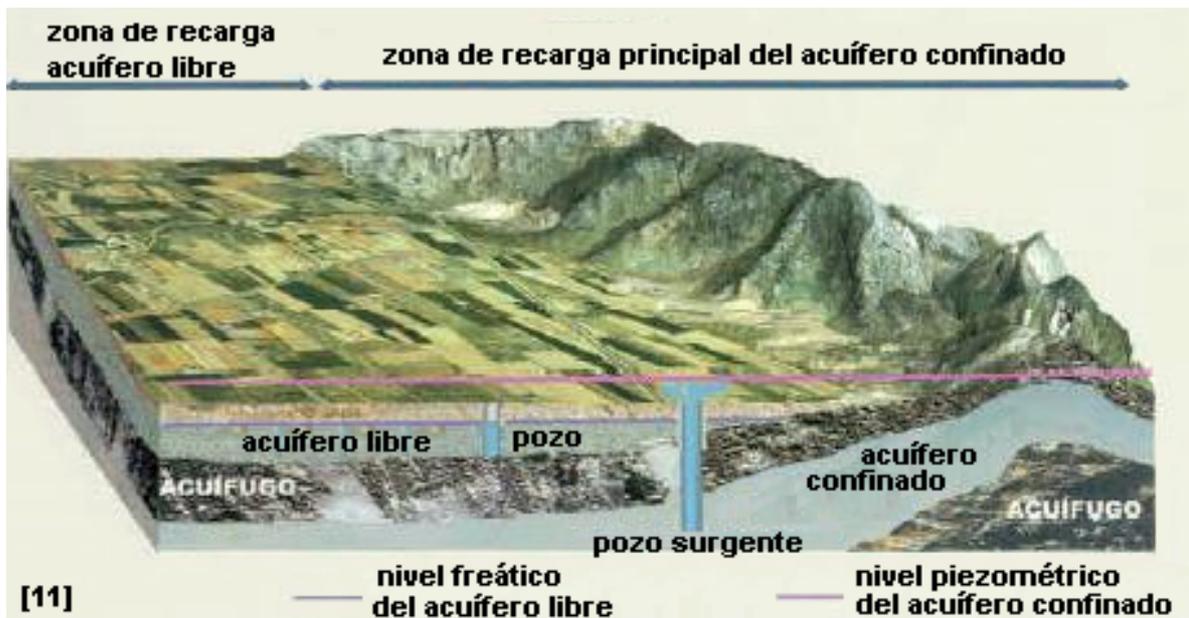


Figura 4

2-5 Clasificación del agua presente en suelos

Teniendo presente lo definido anteriormente y la movilidad del agua en una masa de suelo, puede realizarse una clasificación de la misma en las siguientes categorías:

AGUA ADSORBIDA: Es el agua ligada a las partículas del suelo por fuerzas de origen eléctrico, no se mueve en el interior de la masa porosa y por lo tanto no participa del flujo.

AGUA CAPILAR: Es aquella que se encuentra sobre el nivel freático en comunicación continua con él. Su flujo presenta una gran importancia en algunas cuestiones de Mecánica de Suelos, tales como el humedecimiento de un pavimento por flujo ascendente y otras análogas. Sin embargo, en la mayoría de los problemas de filtración de agua, el efecto de flujo en la zona capilar es pequeño y suele despreciarse en atención a las complicaciones que plantearía al ser tomada en cuenta teóricamente su influencia.

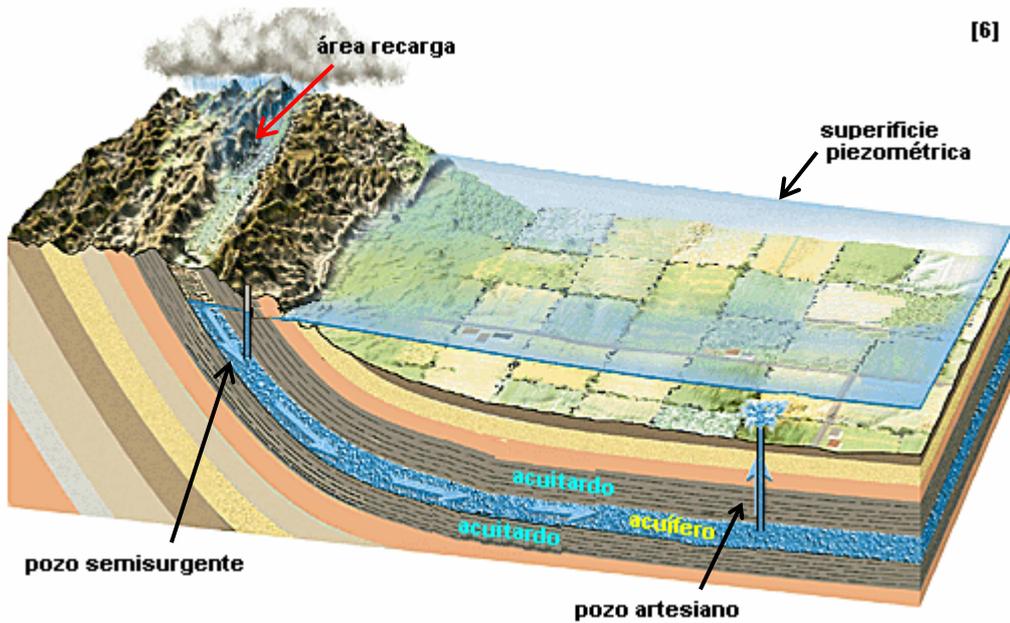


Figura 5



Figura 6

AGUA DE CONTACTO: Es la que se encuentra sobre el agua capilar. La masa de suelo no está saturada.

AGUA LIBRE, GRAVITACIONAL O FREÁTICA: Se encuentra bajo el nivel freático en comunicación continua con él. Las presiones neutras son positivas. El agua, bajo el efecto de la gravedad terrestre puede moverse en el interior de la masa de suelo sin otro obstáculo que el que le imponen su viscosidad y la trama estructural del suelo. ^[3]

3 FLUJO LAMINAR Y TURBULENTO

En su movimiento, el flujo del agua presenta 2 estados característicos:

- FLUJO LAMINAR
- FLUJO TURBULENTO

En el flujo laminar las líneas de flujo permanecen sin juntarse entre sí en toda la longitud del suelo en cuestión, es decir cada partícula se desplaza sobre una senda definida la cual nunca intercepta el camino de ninguna otra partícula. Las velocidades son bajas.

En el flujo turbulento las sendas son indefinidas, irregulares y se tuercen, cruzan y retuercen al azar. Las velocidades son mayores.

Las leyes fundamentales que determinan el estado de un caso de flujo dado fueron determinadas por Reynolds a través de sus experiencias, en las cuales la relación entre la velocidad de **flujo a través de un tubo** y la cantidad de carga perdida por fricción fue la parte más importante de la investigación, expresada en gráficos gradiente hidráulico vs. Velocidad. Dichos gráficos presentan 3 zonas: flujo laminar, turbulento y de transición; a partir de los cuales pueden determinarse los valores de velocidad para los cuales el flujo cambia de régimen. En particular, en el límite régimen laminar-turbulento el n° de Reynolds definido en la ecuación (1) toma el valor de 2000.^a

$$R = \frac{v_c \cdot D \cdot \rho}{\eta \cdot g} = 2000 \quad (1)$$

Donde R: n° de Reynolds (adimensional)

v_c : velocidad crítica, en cm/seg

D: diámetro del tubo, en cm

ρ : densidad del fluido, en gr/cm³

g: aceleración de la gravedad cm/seg²

η : viscosidad del fluido en gr. seg/ cm²

Mediante esta ecuación se puede observar que a medida que el diámetro del tubo disminuye la velocidad crítica aumenta, con lo cual aumenta el margen dentro del cual el flujo es laminar. Si se hace una extensión de lo dicho anteriormente al suelo se ve que para la mayoría de éstos, el n° de Reynolds varía entre valores mucho menores que los planteados para tuberías dado que el diámetro medio de los poros es mucho más pequeño que el diámetro planteado en la ecuación anterior. Sin embargo, en suelos altamente gruesos, gravas por ejemplo, el flujo puede ser turbulento. ^{[5] [7]}

^a Entre 2000 y 4000 régimen de transición; más de 400000 flujo turbulento.

4 MOVIMIENTO DEL FLUIDO EN EL SUELO. LEY DE DARCY. COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

Los poros-canales en una masa de suelo son tan delgados, sinuosos e irregulares en su sección transversal y complejos en su intersección y subdivisión que el análisis de flujo a través de todos los poros individuales no sería posible. Sin embargo, en aquellos problemas de ingeniería que involucran la absorción a través del suelo, el flujo que ocurre en cada poro no es de interés. Por el contrario, el flujo que se desea conocer es el flujo combinado a través de todos los poros de un elemento cuyo volumen sea suficientemente grande para dar una representación típica de toda la masa de suelo que se trate. [7]

4-1 Ley de Darcy

El flujo de agua a través de medios porosos está gobernado por una ley descubierta experimentalmente por Darcy en 1856, quien investigó las características del flujo de agua a través de filtros de material térreo. Utilizando determinados dispositivos de diseño, Darcy encontró que para velocidades suficientemente pequeñas el gasto o caudal Q es

$$Q = \frac{\partial V}{\partial t} = k \cdot i \cdot A \quad (2)$$

Donde: Q: Caudal o gasto [cm³/seg]

∂V : variación del volumen en un diferencial de tiempo

∂t : diferencial de tiempo

k: coeficiente de permeabilidad [cm/seg]

i: gradiente hidráulico [adimensional]

A: sección transversal del filtro [cm²]

Si se considera la ecuación de continuidad

$$Q = v \cdot A \quad (3)$$

Donde: Q: caudal o gasto [cm³/seg]

v: velocidad [cm/seg]

A: área transversal [cm²]

Es posible relacionarlos de forma tal que

$$v = k \cdot i \quad (4)$$

Expresión conocida como Ley de Darcy. [4]

4-2 Gradiente Hidráulico

La circulación del agua dentro de un medio poroso se la describe a través de líneas de filtración. Se denomina línea de filtración a la curva descrita por el escurrimiento a través de un material permeable. El agua que circula en el suelo sigue trayectorias que se desvían erráticamente de dichas líneas, pero muy poco. Cuando las líneas de filtración son rectas y paralelas se dice que la filtración es lineal.

En la figura 7 se ilustran los principios hidráulicos que interesan en la filtración lineal

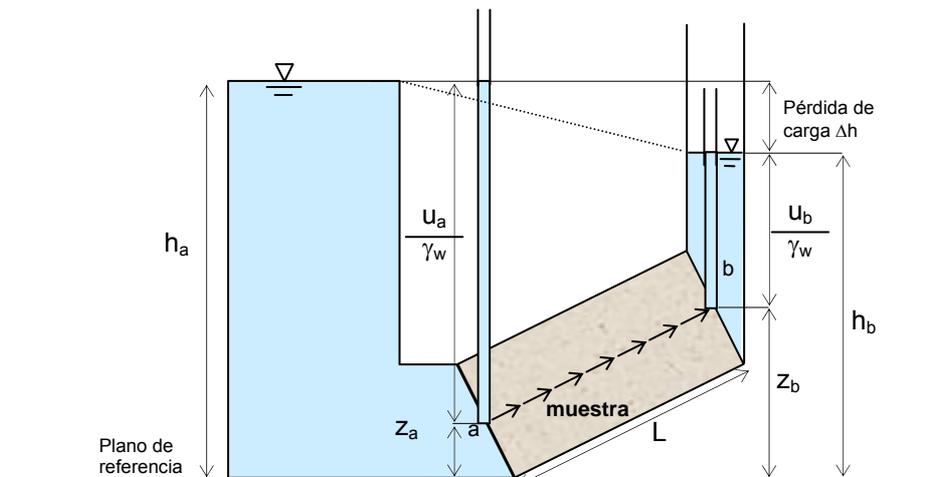


Figura 7

Los puntos a y b representan los extremos de una línea de filtración dentro de una muestra de suelo. En cada extremo de la misma se ha colocado un tubo piezométrico para indicar el nivel al que el agua se eleva en dichos puntos.

Para cualquier punto en la muestra, por ejemplo el punto b, la carga total, h_b , se define como:

$$h_b = z_b + \frac{u_b}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} \quad [m] \quad (5)$$

Donde

z_b : carga de posición en b respecto de un plano arbitrario en metros;

u_b/γ_w : carga por presiones neutras, en metros;

u_b : presión neutra en b, en KN/m^2 ;

γ_w : peso específico del agua, en KN/m^3 ;

$v^2/2g$: carga por velocidad, en metros;

v : velocidad, en m/seg.;

g : aceleración de la gravedad, en m/seg^2

La carga por velocidad $v^2/2g$, en la mayor parte de los problemas de flujo de agua subterránea, es suficientemente pequeña como para despreciarla (flujo laminar).

Comparando los valores de carga total en a y b, se observa que existe una diferencia entre ellos, ese valor es la pérdida de carga o carga hidráulica, Δh :

$$\Delta h_b = h_a - h_b \quad [m] \quad (6)$$

Cabe destacar que para que exista circulación se debe tener una diferencia de carga total $h_a > h_b$, independientemente de las posiciones de los puntos en cuestión, es decir, no es necesariamente $z_a > z_b$.

Vinculando la pérdida de carga con el recorrido de la línea de filtración se obtiene el gradiente hidráulico i , (adimensional), considerado positivo en la dirección de la corriente:

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad (7)$$

Donde L: longitud del recorrido en la muestra de suelo, en metros.

Si se relaciona con el peso específico del fluido se tiene el gradiente de presiones, i_p .^{[5] [8]}

$$i_p = \gamma_w \cdot i = \gamma_w \cdot \frac{\Delta h}{L} \quad [KN/m^3] \quad (8)$$

4-3 Coeficiente de permeabilidad

Los estudios de Darcy también utilizan un valor de velocidad v , dicha velocidad es la velocidad de descarga que se define como la cantidad de agua que circula en la unidad de tiempo a través de una superficie unitaria perpendicular a las líneas de filtración.

En arenas firmes saturadas y en otros suelos de granos finos, también saturados, donde la circulación del agua no afecta la estructura del material, la velocidad v puede ser determinada casi exactamente por:

$$v = i_p \cdot \frac{K}{\eta} \quad [cm / seg] \quad (9)$$

Donde: η : viscosidad del agua, en KN seg / cm²
 K : constante de permeabilidad (empírica), en cm²
 i_p : gradiente de presiones, en KN/cm³

La viscosidad del agua disminuye con la temperatura, K es constante para un material permeable dado, con porosidad dada y además es independiente de las propiedades físicas del líquido que filtra por el material. Si se reemplaza el valor de i_p por su equivalente $i \cdot \gamma_w$ se tiene:

$$v = i \cdot \gamma_w \cdot \frac{K}{\eta} \quad (10)$$

La mayoría de los problemas que enfrenta la Ingeniería Civil, tratan filtraciones de agua a poca profundidad, con muy poca variación de la temperatura del líquido, de modo que γ_w es prácticamente constante. Como además, dentro de ese rango de temperaturas η varía entre límites poco extensos, es costumbre expresar la ecuación anterior como

$$v = k \cdot i$$

Donde

$$k = \gamma_w \cdot \frac{K}{\eta} \quad [\text{cm /seg}] \quad (11)$$

k es el coeficiente de permeabilidad, que se expresa como una función de la constante de permeabilidad del material, la viscosidad y el peso específico del fluido circulante.

Planteado así, el valor de k , expresado en cm/seg, puede ser considerado como la velocidad del agua a través de un suelo cuando está sujeta a un gradiente hidráulico unitario. [8]

4-3.1 Factores que influyen en el valor del coeficiente de permeabilidad del suelo.

4-3.1.1 Relación de vacíos

Cuando un suelo es comprimido o vibrado, el volumen ocupado por sus elementos sólidos permanece invariable, mientras que el volumen de vacíos disminuye, por lo tanto la permeabilidad del suelo también disminuye.

Existen expresiones que permiten relacionar el coeficiente de permeabilidad con la relación de vacíos, pero se deben adoptar ciertas hipótesis cuyo carácter permita que las conclusiones del análisis den información cuantitativa correcta.

Casagrande propone la siguiente ecuación para el coeficiente de permeabilidad k :

$$k = 1.4 \cdot e^2 \cdot k_{0.85} \quad (12)$$

Donde $k_{0.85}$ es el valor del coeficiente de permeabilidad para una relación de vacíos $e=0.85$.

Esta ecuación se expresa en curvas para arenas finas y medianas limpias de granos de buena cubicidad^b (Figura 8).^{[4][8]}

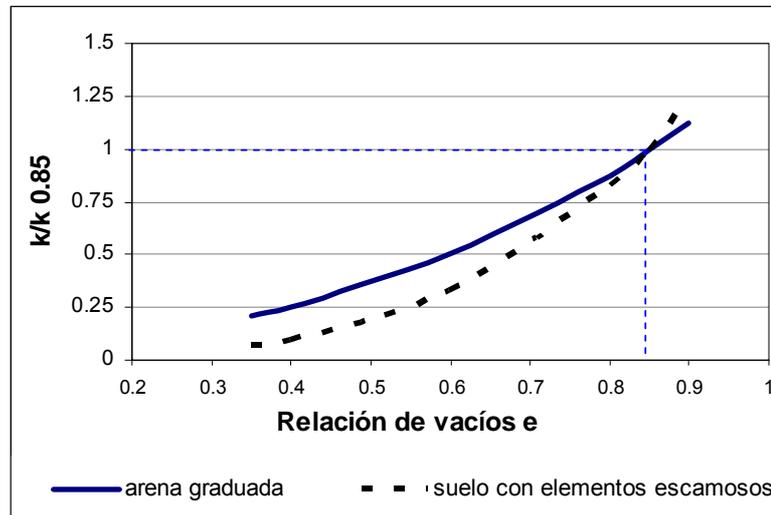


Figura 8

4-3.1.2 Temperatura del agua

De un análisis teórico surge que el valor del coeficiente de permeabilidad del suelo es proporcional a la viscosidad cinemática del agua, expresado mediante la relación

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\nu_2}{\nu_1} \quad (13)$$

Donde:

$$\nu = \frac{\eta}{\rho} = \frac{\eta \cdot g}{\gamma_w} \quad [\text{m}^2 / \text{seg}] \quad (14)$$

representa la viscosidad cinemática del agua, η la viscosidad del agua, g la aceleración de la gravedad y γ_w el peso específico del agua.

El valor del coeficiente de permeabilidad obtenido mediante ensayos, depende de la temperatura a la que fueron realizados, normalmente se los suele referir a una temperatura $T=20$ °C, para los cuales se tiene:

$$k_t = k_{20} \frac{\nu_{20}}{\nu_t} \quad (15)$$

^b Gráfica en Terzaghi-Peck (1973), "Mecánica de suelos en la Ingeniería Práctica", Artículo 11

Donde el subíndice t hace referencia a los resultados de la prueba. La relación planteada anteriormente es válida para arenas y presenta pequeñas desviaciones para arcillas. ^[4]

4-3.1.3 Estructura y estratificación

El coeficiente de permeabilidad de un suelo inalterado es distinto al del mismo suelo remoldeado; cambia su estructura y estratificación. En el remoldeado quedan libres partículas de suelo, que al fluir el líquido las mueve y reacomoda, obstruyendo canales. En otras ocasiones son arrastradas al exterior, con lo cual el valor del coeficiente de permeabilidad varía durante la realización del ensayo, esto ocurre en general en suelos con valores de coeficiente de permeabilidad k entre 10^{-5} y 10^{-3} cm/seg.

En particular, si una arcilla es amasada a contenido de humedad constante, su valor de k disminuye con respecto a su valor original a k_r (coeficiente de permeabilidad remoldeado). Para la mayoría de las arcillas inorgánicas, la relación k/k_r no es mayor de 2. Para arcillas orgánicas y algunas margas con estructura de conglomerado dicha relación puede llegar a valores de 30.

Debe tenerse en cuenta además, que los coeficientes de permeabilidad horizontal y vertical difieren la mayor parte de las veces y a su vez los valores en sentido horizontal pueden ser diferentes si el suelo presenta estratificación. ^[4]

4-3.1.4 Agujeros y fisuras

Heladas, ciclos alternados de humedecimiento y secado, efectos de vegetación y pequeños organismos pueden cambiar las condiciones del suelo, provocando discontinuidades, fisuras, agujeros, etc., que hacen que las características de permeabilidad de los suelos sean diferentes. ^[4]

4-3.1.5 Tamaño de partículas

El tamaño de las partículas del suelo afecta la permeabilidad del mismo.

La Ley de Poiseuille, ecuación (16), demuestra que la velocidad promedio a través de un tubo capilar es proporcional al cuadrado del diámetro del tubo. Por lo tanto, análogamente, es razonable esperar que la velocidad de filtración a través de un suelo conocido y el coeficiente de permeabilidad de ese suelo, sean proporcionales al cuadrado de la dimensión promedio del poro, el que a su vez puede vincularse al tamaño de los granos, relacionando estos últimos con el coeficiente de permeabilidad. ^[7]

$$v_{\text{prom}} = \frac{\rho \cdot D^2}{32 \cdot \eta} \quad (16)$$

Donde, v_{prom} es la velocidad promedio a través de un tubo capilar, en cm/seg
 ρ es la densidad del agua, en gr/cm³,
 D es el diámetro del tubo, en cm, y
 η es la viscosidad del fluido (agua), en gr. seg/cm²

4-3.1.6 Aire encerrado y materiales extraños en los vacíos

Aún cuando el término coeficiente de permeabilidad en el sentido estricto de la palabra se refiere a la condición de suelos saturados, los suelos en su condición natural, contienen pequeñas cantidades de gas encerrado u ocluido. Más aún, las muestras de laboratorio contienen frecuentemente mayores cantidades de gas, debido a que el suelo lo adquiere con facilidad, a menos que se tomen una serie de precauciones durante el muestreo, el envío y la preparación de muestras.

El gas encerrado, aún cuando sea en pequeñas cantidades, tiene un efecto marcado en el coeficiente de permeabilidad. Por consiguiente para obtener una información correcta, se debe estar seguro de que el contenido de gas en la muestra, es igual al contenido en el estado natural del suelo o al contenido que se espera que el suelo tenga en un futuro cercano.

Productos químicos disueltos presentes en el agua tienen un gran efecto sobre la fracción coloidal del suelo y por ende sobre el coeficiente de permeabilidad del mismo. ^[7]

4-3.2 Valores del coeficiente de permeabilidad en distintos suelos

La tabla I, expresa valores del coeficiente de permeabilidad y formas de determinarlo, relacionándolo con las condiciones de drenaje^c y el tipo de suelo.
[8]

TABLA I: Valores de k en cm/seg

	100	10	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹
Drenaje	Bueno					Pobre			Prácticamente impermeable			
Tipo de suelo	Grava limpia	Arenas limpias y mezclas limpias de arena y grava			Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena, limo y arcilla, morenas glaciares, depósitos de arcilla estratificada				Suelos "impermeables", es decir, arcillas homogéneas situadas por debajo de la zona de descomposición			
					Suelos "impermeables", modificados por la vegetación o la descomposición. ^d							
Determinación directa de k	Ensayo directo del suelo "in situ" por ensayos de bombeo. Se requiere mucha experiencia, pero bien realizados son bastante exactos.											
	Permeámetro de carga hidráulica constante. No se requiere mayor experiencia.											
Determinación indirecta de k		Permeámetro de carga hidráulica decreciente. No se requiere mayor experiencia y se obtienen buenos resultados		Permeámetro de carga hidráulica decreciente. Resultados dudosos. Se requiere mucha experiencia.			Permeámetro de carga hidráulica decreciente. Resultados de regular a bueno. Se requiere mucha experiencia.					
	Por cálculo, partiendo de la curva granulométrica. Sólo aplicable en el caso de arenas y gravas limpias sin cohesión.								Cálculos basados en los ensayos de consolidación. Resultados buenos. Se necesita mucha experiencia			

4-4 Velocidad de filtración. Velocidad real.

En función de la velocidad de descarga a partir de la cual pudo introducirse una descripción del coeficiente de permeabilidad k, se plantean una serie de relaciones que permiten definir la velocidad de filtración y la velocidad real.

^c Según A. Casagrande y R. E. Fadum (1940)

^d Estos valores se refieren a las arcillas de formación marina. Existen algunas de otros orígenes, como residual, eólico o eólico-fluvial.

Para una mayor comprensión de estos conceptos se realiza un esquema del suelo que permite seguir el desarrollo, en donde se considera una profundidad unitaria de manera que las áreas transversales quedan definidas mediante:

$$\text{Área total} = A = h \cdot \text{unidad de profundidad} \quad (17)$$

$$\text{Área de vacíos} = A_v = h_v \cdot \text{unidad de profundidad} \quad (18)$$

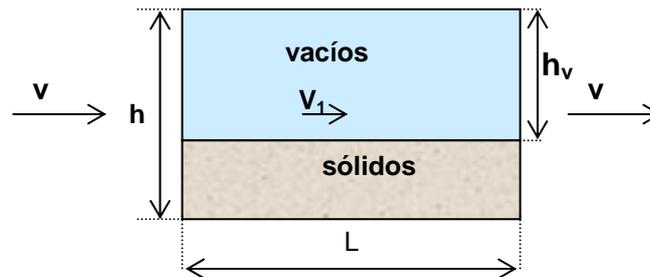


Figura 9

En la figura 9 se observa que el área disponible para el paso del agua es el área de vacíos A_v en lugar del área total A propuesta por Darcy. Si el caudal Q está en régimen, por condición de continuidad (ecuación 3):

$$A \cdot v = A_v \cdot v_1 \quad (19)$$

De donde

$$v_1 = \frac{A}{A_v} \cdot v \quad (20)$$

Si se considera una muestra de suelo de longitud L

$$\frac{A \cdot L}{A_v \cdot L} = \frac{V}{V_v} = \frac{1}{\eta} = \frac{1+e}{e} \quad (21)$$

Donde $A \cdot L = V$, volumen total
 $A_v \cdot L = V_v$, volumen de vacíos
 η : porosidad del suelo
 e : relación de vacíos

Por lo tanto, reemplazando (21) en (20) resulta:

$$v_1 = \frac{1+e}{e} \cdot v \quad (22)$$

Donde v : velocidad de descarga, en cm/seg

v_1 : velocidad de filtración, en cm/seg

La velocidad de filtración, entonces, tiene en cuenta la existencia de una fase sólida impermeable. Puede considerarse como la velocidad media de avance del agua en la dirección del flujo.

Si se analiza el camino seguido por el agua se observa que ésta recorre una longitud mayor a la longitud de la muestra (L) cuando pasa a través del suelo, con lo cual varía el gradiente. Llamando a esa longitud L_m , la velocidad REAL, v_2 , puede escribirse:

$$v_2 = v_1 \cdot \frac{L_m}{L} = \frac{1+e}{e} \cdot v \cdot \frac{L_m}{L} \quad (23)$$

Todo lo dicho anteriormente es útil para el análisis de lo planteado por Darcy en su Ley y experiencias. ^[4]

4-5 Validez de la Ley de Darcy

A continuación se detallan una serie de argumentos bajo los cuales se justifica la validez de lo planteado por Darcy.

- A. **El medio poroso es macroscópicamente continuo**, si presenta discontinuidades, puede separarse en masas continuas.
- B. **El análisis diferencial es aplicable al flujo macroscópico de un fluido a través de un medio con poros de tamaño finito**
El tamaño de las partículas es pequeño con respecto a las variaciones del conjunto de líneas de corriente.
- C. **Las fuerzas de inercia son despreciables respecto a las fuerzas de velocidad** (flujo laminar)

Varios investigadores han hecho ver que el valor límite del n° de Reynolds, visto en la ecuación (1), para que un flujo cambie de laminar a turbulento en suelos oscila entre 1 y 12. Si en la ecuación (1) se sustituyen los valores de γ y η para el agua (1000 Kg/m^3 y $5.5 \cdot 10^{-5} \text{ Kg}\cdot\text{seg/m}^2$, respectivamente) y si se acepta una velocidad $v = 0.0025 \text{ m/seg}$, que es una velocidad muy conservadora, por lo alta, para el flujo de agua en suelos, se tiene que $R = 10$, cuando el valor de D es de 0.22 mm , que corresponde a una arena mediana. Así queda garantizado el flujo laminar en el agua para ese tipo de suelo y considerando velocidades usuales.

Por otro lado, calculando el n° de Reynolds para los valores extremos de tamaño en los que rondan las arenas se obtiene:

Arena fina, $D=0.06\text{mm}$ → $R= 2.73$
Arena gruesa, $D=2\text{mm}$ → $R= 90$

Puede concluirse, analizando los valores, que en el caso de arenas finas se cumple el régimen laminar de flujo, mientras que para las arenas gruesas el flujo deja ya de ser laminar y pasa a ser turbulento.

NOTA: Observar la diferencia en el valor límite dado para el n° de Reynolds en suelos con respecto al valor planteado para cañerías, mencionado en el punto 3 , donde se definió Régimen laminar y turbulento.

D. Los poros están saturados

- En **suelos parcialmente saturados** se tiene presencia de dos fluidos, lo cual contradice lo formulado para el cálculo de la Ley de Darcy. El aire obstruye los poros y por lo tanto disminuye la permeabilidad. El coeficiente de permeabilidad varía con el tiempo y la presión.
- En cuanto a **suelos totalmente saturados**, en particular materiales arcillosos, donde los valores de permeabilidad son muy bajos, se presentan dos grupos de pensamiento para el cálculo de velocidades:
 - Aquellos que plantean que la circulación del fluido comienza con un gradiente hidráulico umbral i_0 y que a partir de allí la relación entre i y v es lineal

$$v = 0 \quad i < i_0 \quad (24)$$

$$v = k(i - i_0) \quad i > i_0 \quad (25)$$

- Aquellos que plantean que la circulación existe siempre, pero que el valor del coeficiente de permeabilidad aumenta con el gradiente hidráulico

$$v = k \cdot i^m \quad m \geq 1 \quad i \leq i_0 \quad (26)$$

$$v = k(i - i_0) \quad i > i_0 \quad (27)$$

E. **Existe proporcionalidad entre el esfuerzo cortante aplicado al fluido y la velocidad de deformación de corte aunque la viscosidad pueda cambiar de punto a punto**

F. **El sólido poroso es rígido**

G. **El sólido poroso es macroscópicamente isótropo**

En caso de estar frente a un suelo anisótropo, se deben descomponer las ecuaciones correspondientes al coeficiente de permeabilidad y velocidad, según las direcciones de los ejes (x, y, z).

Para partículas de suelo con tamaños mayores a 2μ , se tienen formas redondeadas a subangulares y el conjunto puede considerarse isótropo.

Para partículas de arcilla puede presentarse anisotropía en determinadas circunstancias donde la permeabilidad horizontal k_h difiere de la vertical k_v .

La relación existente entre k_h/k_v en arcillas aumenta con^[3]:

- La máxima tensión efectiva vertical que ha sufrido la arcilla en el pasado.
- Cada nuevo ciclo de carga
- El porcentaje de fracción de arcilla, como caso particular se presentan las arcillas listadas, que consisten en capas alternadas de limo y arcilla.

4-6 Coefficiente de permeabilidad en masas estratificadas

Los depósitos de suelos transportados consisten generalmente en capas con diferentes permeabilidades. Para determinar el coeficiente k medio de tales depósitos, se obtienen muestras representativas de cada capa y se ensayan independientemente. Una vez conocidos los valores de k correspondientes a cada estrato individual, el promedio para el depósito puede ser calculado.

Determinación de k_I : coeficiente de permeabilidad promedio para la filtración de agua en sentido paralelo a los planos de estratificación (generalmente horizontal). Se considera que (ver figura 10):

- La carga hidráulica es constante para todos los estratos, y l a longitud del recorrido es L

$$\rightarrow i = \frac{h}{L} = \text{cte}$$

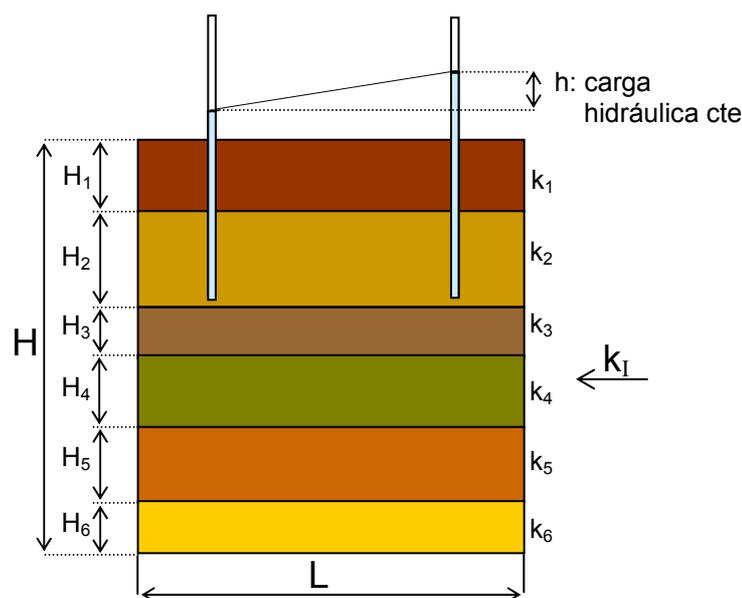


Figura 10

Donde,

k_1, k_2, \dots, k_n : coeficiente de permeabilidad de los estratos

H_1, H_2, \dots, H_n : espesores de los estratos

Para un solo estrato el caudal q_i es:

$$q_i = k_i \cdot i_i \cdot A_i = k_i \cdot \frac{h}{L} \cdot H_i \cdot 1m \quad (28)$$

Cuando está en régimen el caudal total Q es la suma de los caudales de cada estrato:

$$Q = \sum_{i=1}^n q_i = k_I \cdot i \cdot A \quad (29)$$

Reemplazando,

$$Q = \sum_{i=1}^n k_i \cdot \frac{h}{L} \cdot H_i = k_I \cdot \frac{h}{L} \cdot H \quad (30)$$

Por lo tanto,

$$k_I = \frac{\sum_{i=1}^n k_i \cdot H_i}{H} \quad (31)$$

Para la determinación de k_{II} : Coeficiente de permeabilidad promedio para la filtración de agua en sentido perpendicular a los planos de estratificación, generalmente vertical. (ver figura 11),

- La carga hidráulica varía en profundidad, $\Delta h = \sum h_i$, donde h_i es la carga hidráulica para cada estrato.
- La potencia del estrato $H = \sum H_i$
- La velocidad es constante $v = k_{II} \cdot i = k_i \cdot i_i$
- El gradiente hidráulico para cada estrato

$$i_i = h_i / H_i \quad \rightarrow \quad h_i = i_i \cdot H_i$$

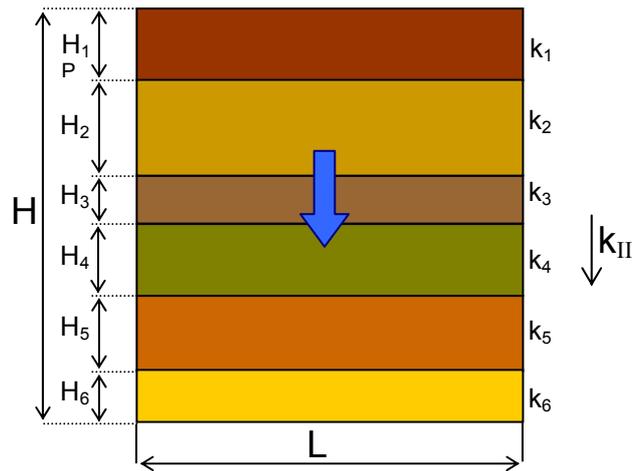


Figura 11

Por lo tanto,

$$v = \text{cte} = k_{II} \cdot i = k_{II} \cdot \frac{\Delta h}{H} \quad (32)$$

$$\Delta h = \sum_{i=1}^n h_i = \sum_{i=1}^n i_i \cdot H_i \quad (33)$$

$$\left. \begin{array}{l} (32) \\ (33) \end{array} \right\} k_{II} \cdot \Delta h = v \cdot H \quad (34)$$

Reordenando (34) y reemplazando,

$$k_{II} = \frac{v \cdot H}{\Delta h} = \frac{H}{\frac{\Delta h}{v}} = \frac{H}{\frac{\sum_{i=1}^n h_i}{v}} = \frac{H}{\frac{\sum_{i=1}^n i_i \cdot H_i}{k_i \cdot i_i}} = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{H_i}{k_i}} \quad (35)$$

Entonces,

$$k_{II} = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{H_i}{k_i}} \quad (36)$$

En general se puede demostrar que en un depósito estratificado k_{II} es menor que k_I .^[4]

5 DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

Para la determinación del coeficiente de permeabilidad existen diferentes métodos; los ensayos de laboratorio, los efectuados en el lugar y los métodos empíricos, donde el valor de k es obtenido indirectamente a través de relaciones empíricas con otras propiedades de los suelos.

A continuación se resumen los distintos métodos:

- LABORATORIO
 - Permeámetro de carga constante
 - Permeámetro de carga variable
- IN SITU
- EMPÍRICOS
 - Allen-Hazen
 - Loudon
 - Terzagui
 - Schilichter
 - Prueba horizontal de capilaridad

5-1 Ensayos de laboratorio

5-1.1 Permeámetro de carga constante

En estos aparatos la cantidad de agua que fluye a través de una muestra de suelo, de dimensiones conocidas, en un tiempo determinado, puede ser medida.

Los niveles de agua a la entrada y salida del permeámetro se pueden mantener constantes por medio de compuertas. La pérdida de carga h , depende únicamente de la diferencia entre los niveles de agua. El diámetro D y el largo L de la muestra pueden ser medidos.

El agua a la salida es recogida en una probeta graduada y la cantidad de descarga Q es medida.

Cabe destacar que este permeámetro es aplicable a suelos relativamente permeables, por ejemplo limos, arenas y gravas.

A continuación se muestran dos modelos de permeámetros ^[10] y el cálculo del coeficiente de permeabilidad k

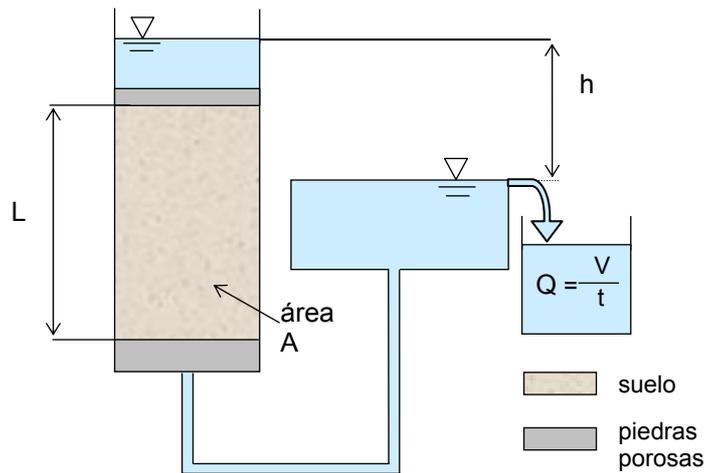


Figura 12. Permeámetro a

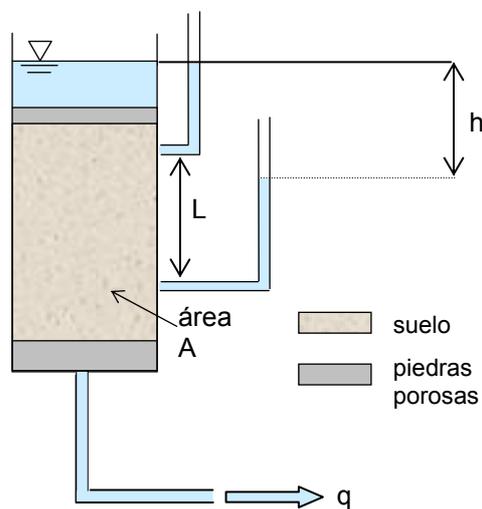


Figura 13. Permeámetro b

Para el cálculo de k se determina primero el caudal circulante una vez que el sistema se encuentra en régimen (la cantidad de agua que ingresa es igual a la que sale), midiendo el tiempo t en el cual se llena un recipiente de volumen V conocido (ver Fig.11)

$$Q = \frac{V}{t} \quad [\text{m}^3/\text{seg.}] \quad (37)$$

Una vez obtenido el caudal y en función de las características del permeámetro, aplicando la Ley de Darcy se obtiene:

$$Q = k \cdot i \cdot A = \frac{V}{t} \quad (38)$$

$$i = \frac{h}{L} \quad (39)$$

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (40)$$

Reemplazando (39) y (40) en (38) y reordenando, obtenemos el valor del coeficiente de permeabilidad k

$$k = \frac{V}{t \cdot i \cdot A} = \frac{V \cdot L}{t \cdot h \cdot A} \quad (41)$$

En los ensayos de permeabilidad, las fuentes más importantes de error son la formación de una pequeña capa de material fino en la superficie de la muestra, que actúa luego como filtro, y la existencia o formación de burbujas de aire dentro de la muestra de suelo. Ambos errores reducen la permeabilidad. El error originado por la formación de un filtro puede ser eliminado midiendo la pérdida de carga entre dos puntos situados en el interior de la muestra, en la forma indicada en el permeámetro b (ver Fig. 13).^{[7][8]}

5-1.2 Permeámetro de carga variable

Este tipo de dispositivo, (Figura 14), brinda mayor exactitud para suelos menos permeables, como arcilla y limo.

En este caso la cantidad de agua escurrida es medida en forma indirecta por medio de la observación de la relación entre la caída del nivel de agua en un tubo recto colocado sobre la muestra y el tiempo transcurrido. El longitud L , el área A de la muestra y el área "a" del tubo recto son conocidos. En adición, las observaciones deben ser hechas en no menos de 2 niveles diferentes de agua en el tubo recto.

Para la deducción del valor de k obsérvese el permeámetro de la Figura 14, el que debe estar en régimen antes de efectuar cualquier medición^[10]

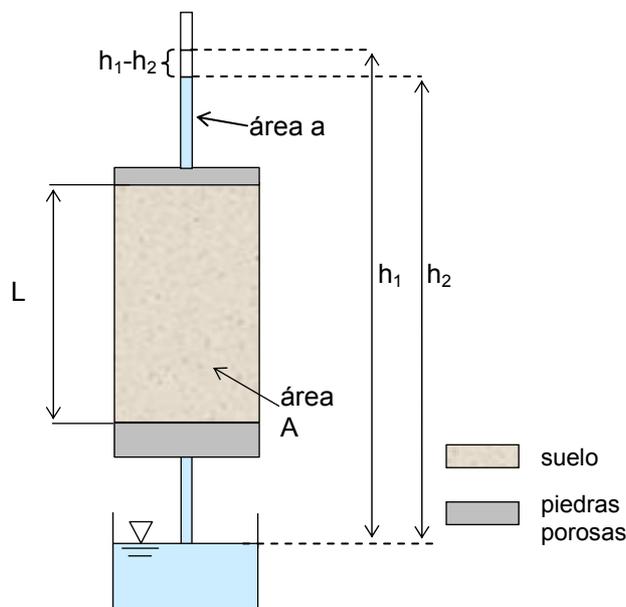


Figura 14

Considérese h_1 como la altura del agua medida en un tiempo t_1 y h_2 como la altura del agua medida en un tiempo t_2 ; h es la altura del agua

intermedia en un tiempo t . La relación de flujo puede ser expresada como el área del tubo recto multiplicada por la velocidad de caída. La velocidad de caída es $-\partial h/\partial t$, el signo negativo significa que la carga h disminuye al aumentar el tiempo. Haciendo la ecuación para este caso de acuerdo con la relación de flujo dada por la Ley de Darcy se tiene:

$$\partial Q = a \cdot \partial v = -a \cdot \frac{\partial h}{\partial t} = k \cdot i \cdot A = k \cdot \frac{h}{L} \cdot A \quad (42)$$

Reordenando e integrando la ecuación (42),

$$-a \cdot \int_{h_1}^{h_2} \frac{1}{h} \partial h = \frac{k}{L} \cdot A \cdot \int_{t_1}^{t_2} \partial t \quad (43)$$

Se obtiene el valor del coeficiente de permeabilidad k , expresado en (44)

$$k = \frac{a \cdot L}{A \cdot \Delta t} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2} \quad \text{o bien} \quad k = 2.3 \frac{a \cdot L}{A \cdot \Delta t} \cdot \log_{10} \frac{h_1}{h_2} \quad (44)$$

El principio de carga variable puede alterarse en muchas formas para obtener resultados en un amplio campo de tipos de suelos. Tipos diferentes de tubos rectos pueden usarse con mayores o menores áreas de acuerdo con la penetrabilidad de los materiales. [7]

5-1.3 Comentarios acerca de permeámetros [2] [7]

- Las probetas utilizadas para ambos casos deben provenir de muestras inalteradas.
- En la medida de lo posible utilizar muestras pequeñas, dado que brindan la posibilidad de realizar un mayor número de pruebas en menos tiempo.
- Las dimensiones de los permeámetros tienen límites muy amplios.
- Las normas para la realización de estos ensayos se describen en AASHTO T 215 y ASTM D 2434 (para suelos granulares) y ASTM D 5084 (para todos los suelos).
- Ambas experiencias determinan la permeabilidad de suelos bajo condiciones específicas. Es tarea del Ingeniero determinar las condiciones de prueba de manera que sean representativas del problema que se está considerando.
- El proceso se ve afectado por la presencia de aire o gases en los poros, en el permeámetro o en el agua. Deben tomarse las precauciones necesarias para evitar que esto suceda.

5-2 Ensayos in situ

En la Tabla II se resumen una serie de ensayos de campo para determinar el valor de k in situ, el tipo de suelo al cual son aplicables y la norma que describe el procedimiento a seguir.^[2]

TABLA II. Ensayos de campo para la determinación de k

METODO	SUELO DE APLICACIÓN	NORMA A SEGUIR
Ensayo de carga variable	Perforaciones y pozos	-
Ensayo de carga constante	Perforaciones y pozos	-
Slug Test	Suelos profundos	ASTM D4044
Pozos de bombeo	Todo tipo de suelos	ASTM D 4050
Ensayos de campo varios	Acuíferos en suelo y roca	ASTM D 4043
Disipación de Cono	Suelos de baja a media permeabilidad	-

5-2.1 Ensayos de carga variable

Los ensayos realizados en perforaciones constituyen una forma para determinar la permeabilidad in situ.

Existen dos clases de ensayos de carga variable:

- CARGA VARIABLE DECRECIENTE
- CARGA VARIABLE CRECIENTE

En general cualquiera de los métodos de carga variable deben ser usados solo cuando la permeabilidad del suelo sea lo suficientemente baja, para permitir una determinación del nivel de agua certero, por ejemplo limos o arcillas.

En el ensayo de carga decreciente el flujo se dirige desde la perforación hacia el suelo que lo rodea, en el de carga creciente el agua fluye desde los alrededores hacia el pozo.

MÉTODO DE LA CARGA VARIABLE DECRECIENTE:

En este ensayo, la perforación se llena con agua, la que luego podrá filtrarse hacia el suelo. La tasa de cambio del nivel superficial de agua se observa midiendo la profundidad del nivel de agua debajo del extremo superior de la perforación a 1, 2 y 5 minutos luego de haber empezado el ensayo y luego a intervalos de 5 minutos hasta que la diferencia entre 2 lecturas consecutivas sea despreciable o el número de lecturas permita determinar satisfactoriamente la permeabilidad.

MÉTODO DE LA CARGA VARIABLE CRECIENTE:

Este método consiste en dejar fluir el agua dentro del pozo, midiendo la tasa de cambio en el nivel del agua a medida que asciende, hasta que el ascenso del nivel del agua en el pozo se torne muy pequeño. Los intervalos de lectura varían de acuerdo a la permeabilidad del suelo y nunca son menores a 5 minutos.

5-2.2 Ensayo de carga constante

En aquellos suelos donde los valores de permeabilidad son altos, se utiliza el método de carga constante.

Son de interés para el caso de materiales como las arenas o gravas, en donde la extracción de muestras inalteradas para realizar experiencias en laboratorio se torna imposible o muy dificultosa.

A continuación se describe brevemente dicho método

MÉTODO DE LA CARGA CONSTANTE

En este método el agua es añadida a la perforación en una proporción suficiente como para mantener un nivel de agua constante cercano o en el borde del agujero, por un período no menor a 10 minutos. El agua entrante debe medirse. Las anotaciones deben incluir el gasto de agua a los 5 minutos de haberse iniciado la experiencia y por intervalos de 5 minutos hasta que la cantidad de agua ingresada sea constante. ^[2]

Las pruebas descritas en 5-2.1 y 5-2.2 se realizan a medida que se avanza en la perforación, cada vez que se alcanza el nivel en donde quiere realizarse el estudio, utilizando en dichas perforaciones agua limpia a los fines de evitar la formación de filtros u obstrucción de poros por presencia de sedimentos y eliminando dentro de las mismas todo el material alterado, a través de la utilización de equipo adecuado.

Cualquiera sea el método empleado para medir la permeabilidad del suelo, debe tenerse presente tomar nota de los siguientes datos, obtenidos en el momento del ensayo:

- Profundidad desde la superficie del terreno hasta la napa freática antes y después del ensayo.
- Diámetro interno de la perforación.
- Profundidad de la perforación bajo la superficie
- Longitud de la perforación en la sección estudiada
- Diámetro de la perforación, por debajo del caño de recubrimiento (caño camisa)
- Profundidad desde el fondo del pozo hasta el extremo superior del caño de recubrimiento
- Profundidad desde el nivel de agua hasta el borde del caño camisa
- Descripción del material testeado

Finalmente el valor del coeficiente de permeabilidad puede ser calculado, en función de los datos recopilados.

5-2.3 Slug test

En este ensayo un objeto sólido, generalmente un cilindro plástico, es sumergido bajo el nivel freático hasta lograr el equilibrio Figura 15 (1), una vez logrado, el objeto es retirado generando un descenso instantáneo de la napa, Figura 15 (2), luego se toma el tiempo que tarda en recuperarse el nivel de agua en el pozo y se establece un valor denominado tasa de recuperación, Figura 15 (3). A partir de este valor se puede conocer el valor de k .

Un procedimiento similar puede hacerse introduciendo el objeto y creando un aumento del nivel freático, o producir el mismo efecto con un aumento de la presión (inyección de aire a presión en el pozo), o una disminución de la misma (efecto aspirador).

Este tipo de experimento es de fácil materialización y bajo costo, sin embargo debe tenerse presente que los resultados no son del todo confiables y que pueden llevar a respuestas erróneas, malas interpretaciones acerca de las características del acuífero y finalmente a un diseño inadecuado.^[7]

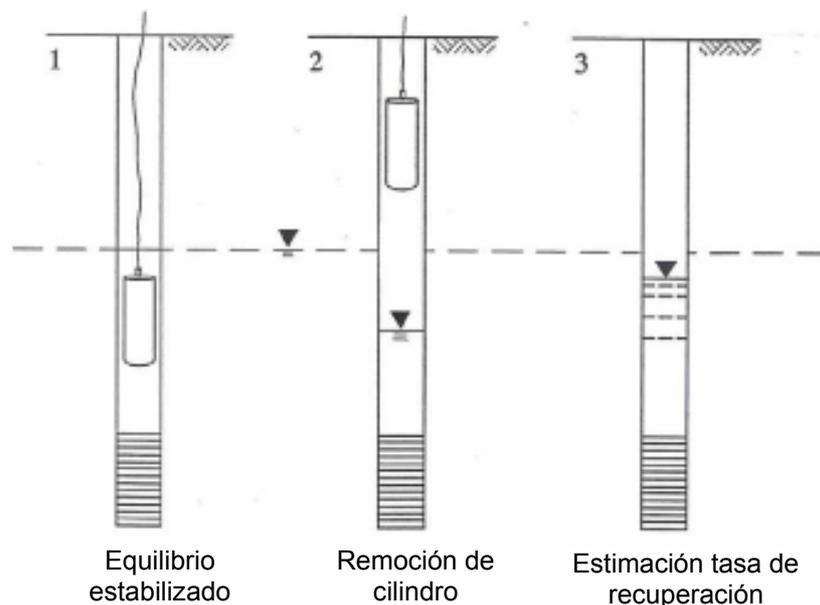


Figura 15

5-2.4 Pozos de bombeo

Los ensayos en pozos de bombeo son utilizados para determinar el nivel de la napa freática en pozos individuales y la permeabilidad de materiales subterráneos in situ. Para ello es necesario contar con un pozo de bombeo y uno o más pozos de observación y tener

conocimientos acerca de cortes geológicos, características de perforaciones y detalle de instalaciones generales. Las bocas de los pozos deben estar niveladas de manera que los niveles piezométricos en las mismas puedan señalarse a un mismo plano de referencia. La distribución típica de pozos de bombeo se muestra en la Figura 16:

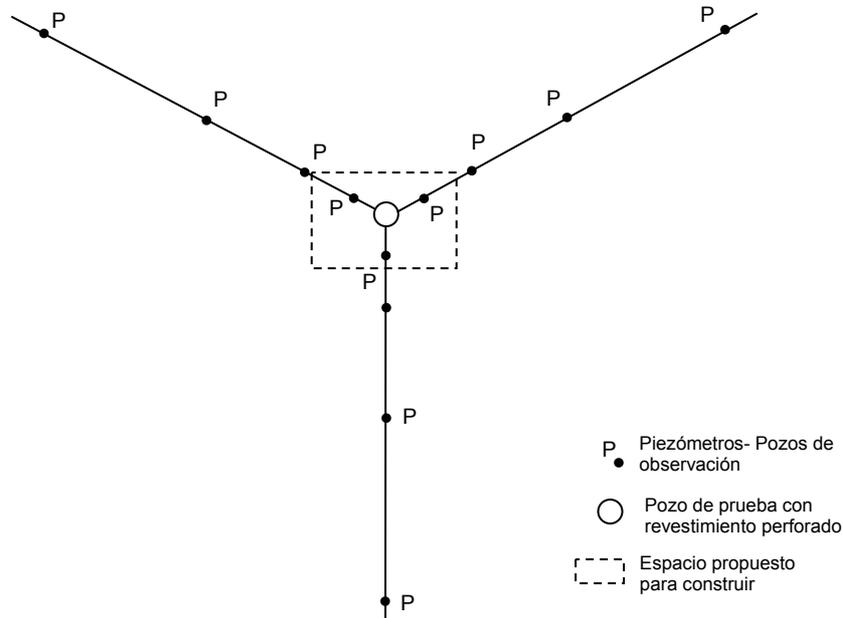


Figura 16

Como puede verse, los pozos de observación se ubican radialmente alrededor del pozo de bombeo, en donde cada línea debe tener por lo menos cuatro pozos, donde la distancia entre cada uno se dispone de manera que se logre la mejor definición de la nueva curva de nivel de la napa freática en función de la forma estimada.

La forma de proceder en un ensayo de bombeo se detalla a continuación:

Una vez completadas las perforaciones o pozos, los agujeros son limpiados, se miden las profundidades de los mismos y se instala la bomba. Luego el pozo de bombeo es testeado para 1/3, 2/3 y la totalidad de su capacidad, entendiendo por totalidad a la máxima descarga accesible con el nivel de agua en los pozos de bombeo y observación estabilizados (en régimen).

Durante el ensayo se debe tomar nota de cierta información, entre la que se encuentra:

- Localización, nivel de borde y profundidad del pozo.
- Características del instrumental utilizado
- Características de filtros utilizados (si se los hubiera utilizado)
- Nivel del agua en los pozos antes del ensayo

Además se requiere conocer el valor de la descarga y de la nueva línea freática para determinados intervalos de tiempo que se detallan en la TABLA III

TABLA III: Intervalos

TIEMPO TRANSCURRIDO	TIEMPO P/ INTERVALO
0-10 min	30 seg
10-60 min	2 min
1-6 h	15 min
6-9 h	30 min
9-24 h	1 h
24-48 h	3 h
>48 h	6 h

Una vez determinados estos valores pueden reconstruirse los perfiles del suelo y a partir de estos, calcular el valor de la permeabilidad. ^[2]

Las figuras 17 y 18 representan esquemas básicos que permiten obtener el valor de k, para un para un acuífero libre y un acuífero confinado, respectivamente. ^[9]

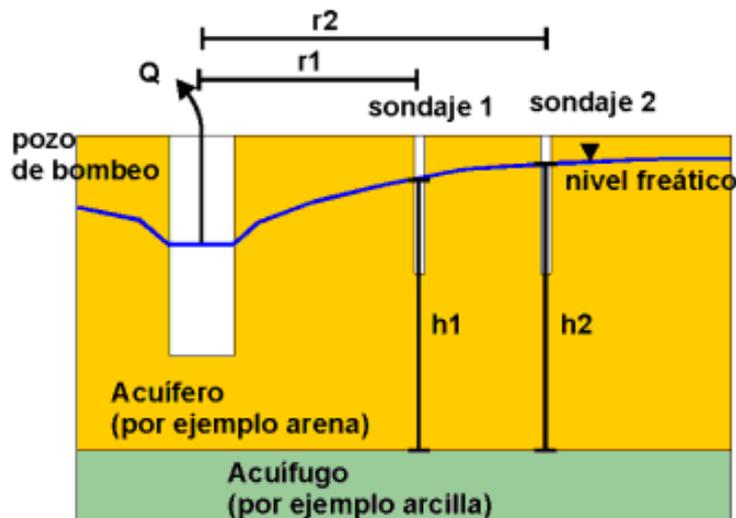


Figura 17

Donde:

r_i : distancia al pozo i

h_i : nivel freático en el pozo i

Cuando el sistema entra en régimen puede conocerse el valor del caudal Q en función de los valores que arroje la bomba.

Se produce un descenso de la napa freática. Aplicando la Ley de Darcy se tiene:

$$\left. \begin{aligned}
 Q &\rightarrow \text{bomba} \\
 i &= \frac{\Delta h}{L} = \frac{\partial h}{r_2 - r_1} = \frac{\partial h}{\partial r} \\
 A &= 2\pi \cdot r \cdot h, \text{ con } h \text{ variable}
 \end{aligned} \right\} \longrightarrow Q = k \cdot \frac{\partial h}{\partial r} \cdot 2\pi \cdot r \cdot h \quad (45)$$

Integrando (45),

$$\int_{r_1}^{r_2} \frac{Q}{r} \partial r = \int_{h_1}^{h_2} k \cdot 2\pi \cdot h \partial h \Rightarrow k = \frac{Q}{\pi \cdot (h_2^2 - h_1^2)} \cdot \ln \frac{r_2}{r_1} \quad (46)$$

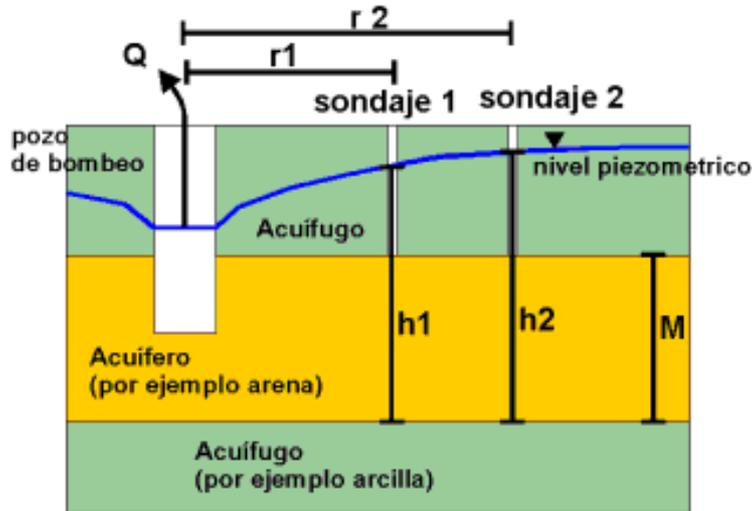


Figura 18

Donde:

r_i : distancia al pozo i

h_i : nivel freático en el pozo i

M : espesor del acuífero

Se analiza de la misma manera que un acuífero libre, la única diferencia radica en que el valor H del área permanece constante; planteando las ecuaciones:

$$Q = K \cdot i \quad A = K \cdot \frac{\partial h}{\partial r} \cdot 2\pi \cdot r \cdot M \quad (47)$$

Integrando y reordenando la ecuación (47)

$$\int_{r_1}^{r_2} \frac{Q}{2\pi \cdot r} \partial r = \int_{h_1}^{h_2} k \cdot M \partial h \rightarrow \frac{Q}{2\pi} \cdot \ln \frac{r_2}{r_1} = k \cdot M \cdot (h_2 - h_1)$$

Obtenemos el valor del coeficiente de permeabilidad

$$k = \frac{Q}{2\pi \cdot (h_2 - h_1) \cdot M} \cdot \ln \frac{r_2}{r_1} \quad (48)$$

5-3 Métodos Empíricos

En una masa de suelo, los canales a través de los cuales circula el agua tienen una sección transversal muy variable e irregular. Por ello, la velocidad real de circulación es extremadamente variable. Sin embargo, la velocidad media obedece a las mismas leyes que determinan el escurrimiento del agua en los tubos capilares rectos de sección constante. Si la sección transversal del tubo es circular, la velocidad aumenta, de acuerdo con la Ley de Poiseuille, con el cuadrado del diámetro del tubo. Como el diámetro medio de los vacíos de un suelo con una porosidad dada aumenta prácticamente en relación directa con el tamaño D de las partículas, es posible expresar k en función de D , tomando como base la Ley de Poiseuille ^[8]:

$$k = C \cdot D^2 \quad (49)$$

Distintos autores han estudiado el valor que puede tomar la constante "C" en la ecuación (49), a continuación se nombran algunos:

5-3.1 Fórmula de Allen Hazen

Para el caso de arenas sueltas muy uniformes para filtros (coeficiente de uniformidad ≤ 2), Allen-Hazen obtuvo la siguiente ecuación empírica para calcular el coeficiente de permeabilidad:

$$k = C \cdot D_{10}^2 \quad [\text{cm/seg}] \quad (50)$$

Donde: $100 \leq C_1 \leq 150$

D_{10} : tamaño efectivo en cm.

- Corrección por temperatura ^{[4] [8]}

$$k = C \cdot (0.7 + 0.03 \cdot t) \cdot D_{10}^2 \quad [\text{cm / seg}] \quad (51)$$

5-3.2 Fórmula de Schlichter

Introduce a la fórmula de Allen Hazen una corrección por compacidad, en función de la porosidad η (Tabla IV). ^[4]

$$k = 771 \cdot \frac{D_{10}^2}{C} \cdot (0.7 + 0.03 \cdot t) \quad [\text{cm / seg}] \quad (52)$$

TABLA IV

η	0.26	0.38	0.46
C	83.4	24.1	12.8

5-3.3 Fórmula de Terzaghi

Terzaghi en su fórmula para el cálculo del coeficiente de permeabilidad introduce una constante que tiene en cuenta la porosidad y el tipo de suelo, como se muestra en la ecuación (53), Tabla V. ^[4]

$$k = C_1 \cdot D_{10}^2 \cdot (0,7 + 0,03 \cdot t) \quad [\text{cm/seg}] \quad (53)$$

Donde $C_1 = C_0 \cdot \left(\frac{n - 0,13}{\sqrt[3]{1 - n}}\right)^2$

n : porosidad

C₀ : coeficiente que depende del suelo

TABLA V

Suelo	C ₀
Arena grano redondeado	800
Arena grano anguloso	460
Arena con limos	< 400

5-3.4 Fórmula de Loudon

Loudón establece una fórmula para la determinación del valor del coeficiente de permeabilidad más compleja, mediante la relación (54): ^[4]

$$\log_{10}(k \cdot S^2) = 1,365 - 5,15h \quad (54)$$

Donde: h: porosidad

S: superficie específica

k: coeficiente de permeabilidad a 10° C

$$S = f \cdot (x_1 \cdot S_1 + \dots + x_n \cdot S_n)$$

f: coeficiente de forma

Arena redondeada: f=1.1

Arena semiangulosa: f=1.25

Arena angulosa: f=1.4

x₁, x₂, x₃,..... x_n: Proporciones en peso de partículas comprendidas entre dos tamices respecto al total

S₁, S₂, S₃,....., S_n: Superficie específica de esferas uniformemente distribuidas en las aberturas de ambos tamices

El valor de S_i entre D y D' puede obtenerse:

$$S_i = \frac{6}{\sqrt{D \cdot D'}} \quad (55)$$

Si la distribución granulométrica por peso es lineal en escala logarítmica, la superficie S_i , puede obtenerse a partir de la TABLA VI:

TABLA VI

Tamiz	Superficie específica
4-10	13.5
10-16	38.9
16-30	71.5
30-60	156.2
60-100	311
100-200	572

La fórmula de Loudón, sólo es aplicable si existe menos del 5% de partículas de tamaño inferior al tamiz 200.

Para curvas granulométricas de distribución logarítmica normal, el valor de S se obtiene por medio de la ecuación (56):

$$S = f \cdot \frac{6}{D_s} \quad (56)$$

Donde el valor de D_s , se obtiene a partir de la relación (57)

$$\log D_s = \log_{10}(D_{50}) - 1,1513 \cdot \log_{10}^2 \left(\frac{D_{50}}{D_{15,87}} \right) \quad (57)$$

6- GRADIENTE HIDRÁULICO CRÍTICO

Cuando el agua fluye a través de una masa de suelo, la resistencia debida a la viscosidad en los canales formados por los poros produce fuerzas de filtración que el agua transmite a las partículas del suelo. En los puntos donde predomina el flujo ascendente, estas fuerzas de filtración tienden a disminuir el esfuerzo efectivo entre las partículas del suelo, y por lo tanto tienden a reducir la resistencia al esfuerzo cortante de la masa de suelo. Esto puede demostrarse por medio del aparato indicado en las figuras 19, 20 y 21.

En dicho esquema, A es un recipiente cilíndrico que contiene una capa de arena densa colocada entre piedras porosas. La capa de arena tiene un espesor H y la boca del recipiente se encuentra a una altura H_1 sobre la superficie de la misma. La piedra porosa inferior comunica con un recipiente B por medio de un tubo.

Se plantean 3 situaciones

I. El nivel de agua en ambos recipientes, A y B, es el mismo (Fig. 19).

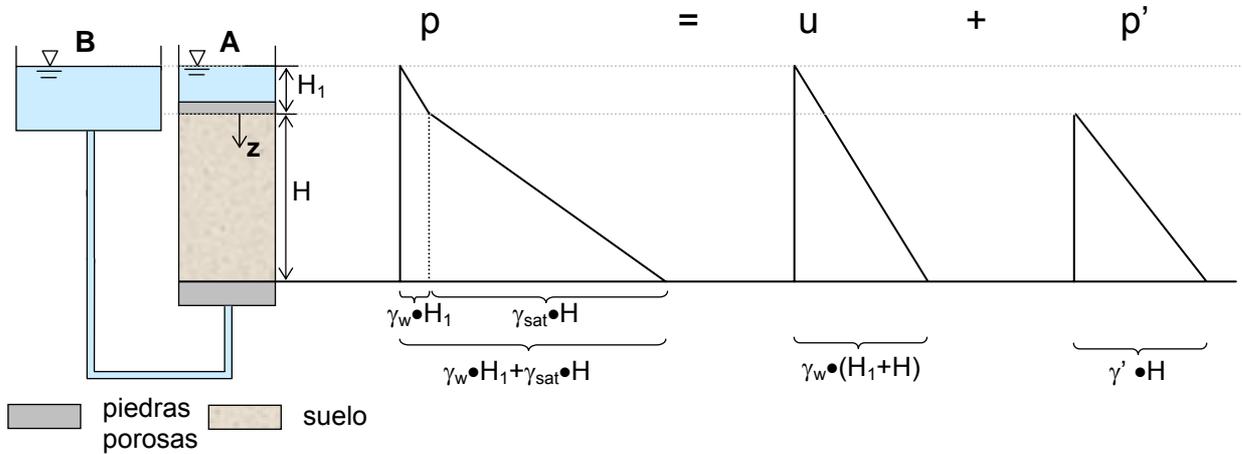


Figura 19

El valor del gradiente hidráulico i es nulo (no existe circulación):

$$i = \frac{\Delta h}{L} = 0 \quad (58)$$

La presión total p en una sección horizontal a una profundidad z debajo de la superficie de arena (ver Fig. 18) es:

$$p = p' + u \quad (59)$$

Donde,

$$p = \gamma_{sat} \cdot z + \gamma_w \cdot H_1, \text{ presión total, en KN/m}^2 \quad (60)$$

$$p' = \gamma' \cdot z, \text{ presión efectiva en KN/m}^2 \quad (61)$$

$$u = \gamma_w \cdot (H_1 + z), \text{ presión neutra en KN/m}^2 \quad (62)$$

II. El nivel de agua en B es menor que en A. (Fig 20).

Se produce circulación desde A hacia B. Dicha circulación genera un cambio de presiones internas.

El agua arrastra partículas hacia abajo, incrementando el contacto entre las mismas. La presión efectiva aumenta un valor $\Delta p'$

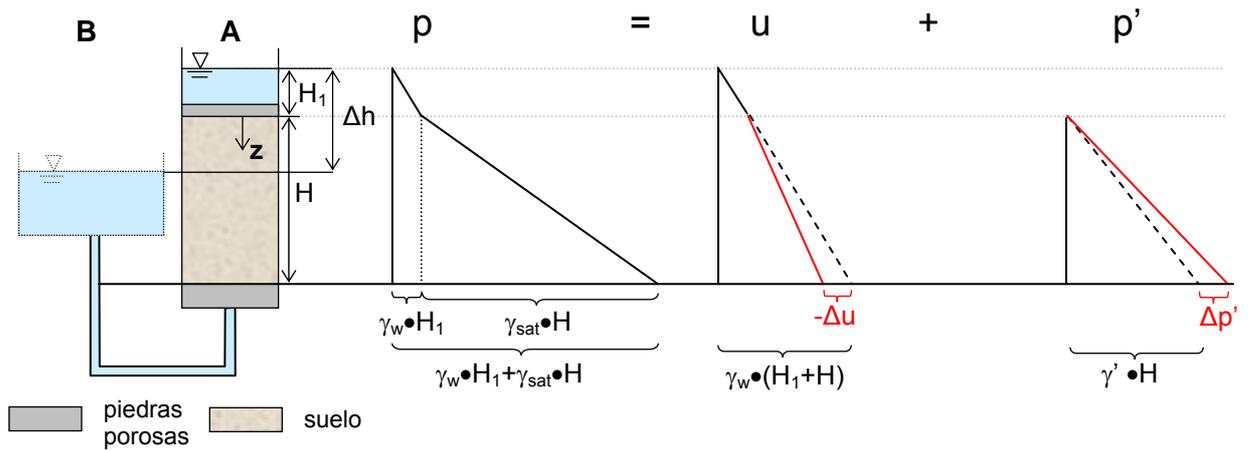


Figura 20

Puesto que las presiones totales no cambian se tiene:

$$\Delta p' = -\Delta u \quad (63)$$

III. El nivel de agua en B es mayor que en A. (Fig. 21)

Se produce circulación desde B hacia A .

La diferencia de nivel entre A y B, representa un incremento en la presión neutra Δu

$$\Delta u = \gamma_w \cdot h = \gamma_w \cdot i \cdot H = \gamma_w \cdot i \cdot z \quad (64)$$

Donde

$$\left. \begin{array}{l} i = \frac{h}{L} \\ L = H = z \end{array} \right\} \rightarrow h = i \cdot L = i \cdot H = i \cdot z$$

Para este caso la presión total p también permanece constante y por lo tanto:

$$\Delta u = -\Delta p' \quad (65)$$

De modo que la presión efectiva en el punto z es:

$$p' = \gamma' \cdot z - \Delta p' = \gamma' \cdot z - \gamma_w \cdot i \cdot z \quad (66)$$

Si se analiza el caso donde la presión efectiva es nula, se arriba a un estado crítico donde la resistencia al corte del suelo tiende a cero al igual que en los líquidos:

$$p' = \gamma' \cdot z - \Delta p' = \gamma' \cdot z - \gamma_w \cdot i \cdot z = 0 \quad \rightarrow \quad \gamma' \cdot z = \gamma_w \cdot i \cdot z$$

Se llega a un valor de gradiente hidráulico i , denominado **gradiente hidráulico crítico**. A partir de este valor, el suelo pierde toda capacidad de resistencia a corte. Es el caso conocido como *Licuefacción de suelos* ^{[1] [8]}

$$i = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (67)$$

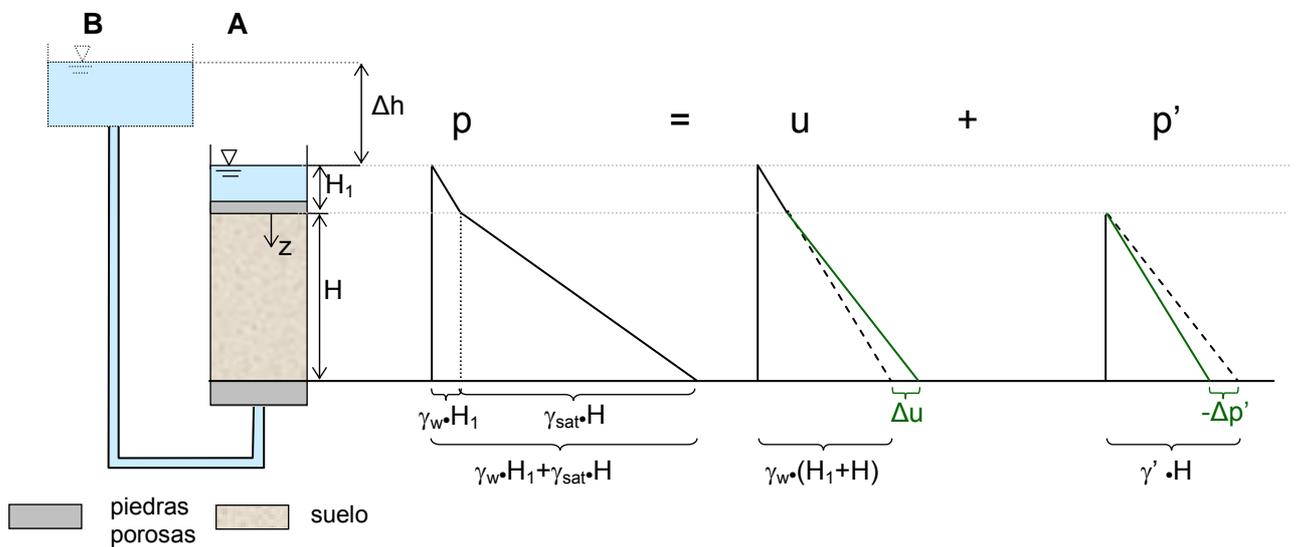


Figura 21

7 BIBLIOGRAFÍA

[1] BERRY, Peter L.; REID, David - (1995) - Mecánica de Suelos – Department of Civil Engineering, University of Salford

[2] CHRISTOPHER, Barry R; DE JONG, Jason; MAYNE, Paul W – (2001)- Manual on Subsurface Investigations- National Highway Institute- Washington, DC

[3] JIMENEZ SALAS, J. A.; JUSTO ALPAÑEZ, J. L. de, - (1975, 2ª Edición) - Geotecnia y Cimientos I – Editorial Rueda, Madrid, España

[4] JUAREZ BADILLO, Eulalio; RODRIGUEZ, Alfonso R. – (1980) – Mecánica De los suelos – TOMO I - Editorial LIMUSA, México

[5] JUAREZ BADILLO, Eulalio; RODRIGUEZ, Alfonso R. – (1980) – Mecánica De los suelos – TOMO III - Editorial LIMUSA, México

[6] TARBUCK Edward, LUTGENS Frederick K.. (1998) GEODE II: Geologic Explorations on disk - Tasa Graphics Arts Inc. And Prentice Hall

[7] TAYLOR, Donald W. – (1961, 1ª Edición) – Principios Fundamentales de Mecánica de Suelos – Compañía Editorial Continental S.A., México

[8] TERZAGHI, Karl; PECK, Ralph – (1973, 2ª Edición) – Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica – Librería El Ateneo Editorial, Barcelona

[9] www.eccentrix.com/members/hidrologie/index.htm

[10] www.fbe.uwe.ac.uk/public/geocal/soilmech/water/WATERMES.htm

[11] www.ieev.uma.es/agua/temario.htm