

TEMA 3
MOVIMIENTO DEL AGUA SUBTERRANEA

CI51J Hidráulica de Aguas Subterráneas y Su Aprovechamiento

Profesor C. Espinoza
Semestre Otoño 2007

INDICE

1.	INTRODUCCION	1
2.	LEY DE DARCY	2
2.1	Experimento de Darcy.....	2
2.2	Conductividad Hidráulica o Coeficiente de Permeabilidad	3
3.	METODOS PARA LA DETERMINACION DE LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA.....	5
3.1	Métodos Indirectos para Determinación de K	5
3.1.1	Información bibliográfica y empírica	5
3.1.2	Método de Hazen	6
3.1.3	Método de Shepperd.....	6
3.1.4	Método de Slichter	6
3.1.5	Método de Fair and Hatchh	8
3.1.6	Método de Terzaghi	8
3.1.7	Método de Kozeny-Carmen	9
3.2	Métodos Directos - Laboratorio.....	9
3.2.1	Permeámetro de Carga Constante.....	9
3.2.2	Permeámetro de Carga Variable	10
3.3	Métodos Directos - Terreno	12
3.3.1	Pruebas de Agotamiento y Recuperación	12
3.3.2	Pruebas de Infiltración	15
3.3.3	Pruebas de Inyección o Extracción de Agua (Slug Test).....	21
4.	DESCARGA ESPECIFICA VERSUS VELOCIDAD DE POROS.....	23
5.	LEY DE DARCY EN TRES DIMENSIONES	24
6.	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	25

1. INTRODUCCION

Hemos visto que los sedimentos ubicados cerca de la superficie del suelo contienen algunos espacios vacíos, por lo que exhiben porosidad. En muchos casos estos espacios se encuentran interconectados entre ellos. El agua contenida en los espacios vacíos es capaz de moverse desde un espacio a otro, lo que produce la circulación de agua a través del suelo, sedimento o roca. Esta habilidad de los acuíferos de transportar agua, así como de almacenarla, es una de las propiedades hidrogeológicas más importantes y significativas.

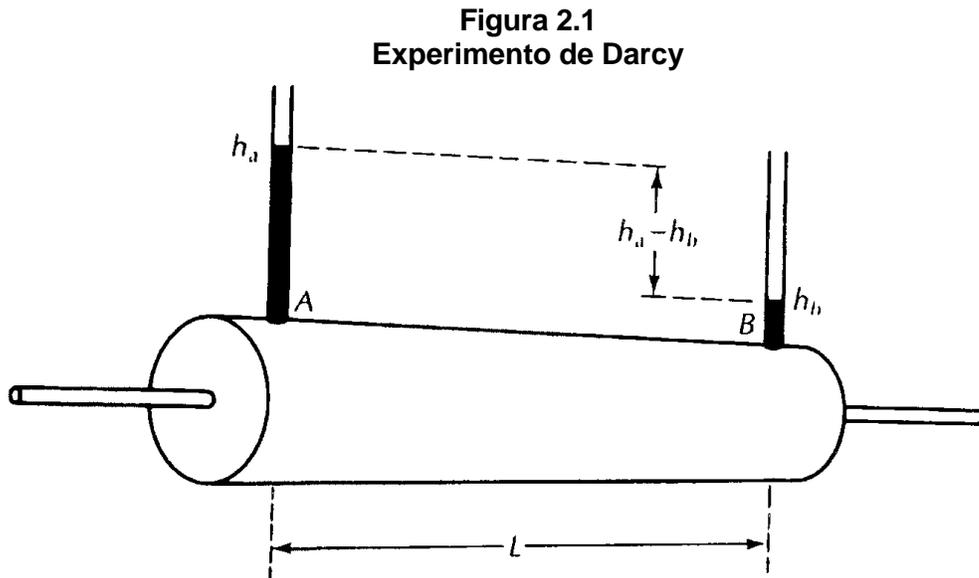
2. LEY DE DARCY

2.1 Experimento de Darcy

En la segunda mitad del siglo 19, un ingeniero francés, Henry Darcy, desarrolló el primer estudio sistemático del movimiento del agua a través de un medio poroso. En este estudio se analizó el movimiento de agua a través de lechos de arena usados para la filtración de agua para la bebida.

Darcy encontró que la tasa o velocidad a la cual el agua fluye a través del medio poroso es directamente proporcional a la diferencia de altura entre los dos extremos del lecho filtrante, e inversamente proporcional a la longitud del lecho.

La Figura 2.1 muestra una tubería horizontal llena con arena, en la cual se aplica agua mediante presión a través del extremo A, la cual fluye y se descarga a través del extremo B. La presión observada en cada extremo de la tubería (o en alguna posición intermedia) puede ser medida mediante un tubo vertical de pequeño diámetro (piezómetro).

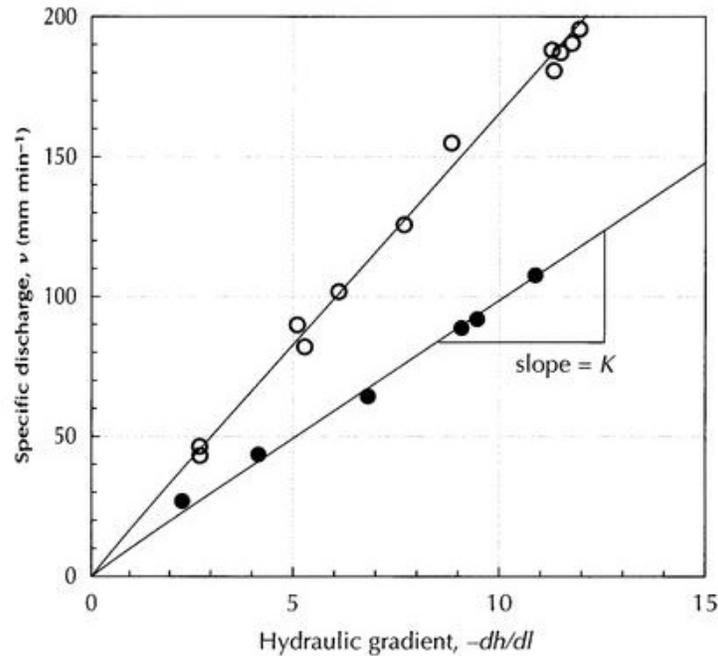


Darcy encontró experimentalmente que la descarga, Q , es directamente proporcional a la diferencia en la altura de aguas entre los piezómetros A y B e inversamente proporcional a la longitud de la tubería, L :

$$Q \propto h_A - h_B \quad \text{y} \quad Q \propto 1/L \quad (2.1)$$

La Figura 2.2 muestra una reproducción de la experiencia original de Darcy, en la cual se observan los resultados más relevantes de dicho experimento.

Figura 2.2
Datos de Experiencia Original Henry Darcy de 1856



El flujo es también proporcional al área perpendicular al escurrimiento, A , por lo cual al combinar todos estos elementos podemos escribir:

$$Q = K \cdot A \cdot \left(\frac{h_A - h_B}{L} \right) \quad (2.2)$$

donde K es la constante de proporcionalidad y se denomina conductividad hidráulica o permeabilidad. Esta expresión puede ser expresada en términos generales como:

$$Q = -K \cdot A \cdot \left(\frac{dh}{dl} \right) \quad (2.3)$$

donde dh/dl es conocido como el **gradiente hidráulico**. La cantidad dh representa el cambio en cota piezométrica entre dos puntos situados muy cercanos, y dl es una distancia muy pequeña. El signo negativo indica que el flujo es en la dirección de cota piezométrica decreciente.

2.2 Conductividad Hidráulica o Coeficiente de Permeabilidad

La ecuación (2.3) puede ser modificada para mostrar que el coeficiente K tiene las dimensiones de longitud/tiempo, o velocidad. Este coeficiente ha sido denominado **conductividad hidráulica** o **coeficiente de permeabilidad**:

$$K = - \frac{Q}{A \cdot (dh/dl)} \quad (2.4)$$

El flujo, Q , tiene dimensiones de volumen/tiempo (L^3/T), el área A (L^2), y el gradiente hidráulico (L/L). Substituyendo estas dimensiones en la ecuación (2.4) obtenemos:

$$K = -\frac{(L^3/T)}{(L^2) \cdot (L/L)} = (L/T) \quad (2.5)$$

Hubbert (1956) mostró que la constante de proporcionalidad de Darcy, K , es una función de propiedades del medio poroso y el fluido que pasa a través de él. De hecho es intuitivo pensar que un fluido muy viscoso, por ejemplo petróleo, se moverá a una tasa menor que agua en un mismo tipo de suelo. La descarga es directamente proporcional al peso específico del fluido, g , e inversamente proporcional a la viscosidad dinámica del fluido, m . A partir de esta información podemos escribir:

$$K = k \cdot \frac{g}{m} \quad (2.6)$$

o

$$K = k \cdot \frac{\rho g}{m} \quad (2.7)$$

donde k es la permeabilidad intrínseca del suelo la cual tiene unidades de área, L^2 . En la última expresión ρ es la densidad del fluido y g es la aceleración de gravedad.

Las unidades de k pueden ser en metros o centímetros cuadrados. En la industria petrolera, el *darcy* es usado como la unidad para la permeabilidad intrínseca. El *darcy* se define como:

$$1 \text{ darcy} = \frac{1 \text{ cP} \cdot 1 \text{ cm}^3 / \text{s}}{1 \text{ cm}^2} \cdot \frac{1 \text{ atm} / 1 \text{ cm}}{1 \text{ atm} / 1 \text{ cm}} \quad (2.8)$$

Esta expresión puede ser convertida a centímetros cuadrados utilizando:

$$1 \text{ cP} = 0.01 \text{ dina} \cdot \text{s} / \text{cm}^2 \quad (2.9)$$

y

$$1 \text{ atm} = 1.0132 \cdot 10^6 \text{ dina} / \text{cm}^2 \quad (2.10)$$

Substituyendo en la definición de *darcy* podemos observar que:

$$1 \text{ darcy} = 9.87 \cdot 10^{-9} \text{ cm}^2 \quad (2.11)$$

3. METODOS PARA LA DETERMINACION DE LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA

Existen diversos métodos para evaluar o determinar la conductividad hidráulica de un medio poroso. En términos generales estos métodos se pueden clasificar en dos categorías mayores: indirectos y directos. A su vez los métodos directos pueden ser divididos en métodos de laboratorio y de terreno.

3.1 Métodos Indirectos para Determinación de K

3.1.1 Información bibliográfica y empírica

Sedimentos de grano grueso y no consolidado son los mejores productores de agua subterránea que existen en la naturaleza. Asimismo, arcillas son a menudo utilizadas en aplicaciones de ingeniería debido a su reducida permeabilidad intrínseca. Rangos típicos de permeabilidad intrínseca y conductividad hidráulica para distintos tipos de sedimentos no consolidados se presentan en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1
Rangos de Permeabilidad y Conductividad Hidráulica
para Sedimentos No Consolidados

Material	Permeabilidad Intrínseca k, darcys	Conductividad Hidráulica K, cm/s
Arcilla	$10^{-6} - 10^{-3}$	$10^{-9} - 10^{-6}$
Limo, limos arenosos, arenas arcillosas	$10^{-3} - 10^{-1}$	$10^{-6} - 10^{-4}$
Arenas limosas, arenas finas	$10^{-2} - 1$	$10^{-5} - 10^{-3}$
Arenas bien distribuidas	$1 - 10^2$	$10^{-3} - 10^{-1}$
Gravas bien distribuidas	$10 - 10^3$	$10^{-2} - 1$

La permeabilidad intrínseca es una función del tamaño de los poros en el sedimento no consolidado. Mientras más pequeño es el tamaño de los sedimentos, más grande es el área superficial en contacto con el agua contenida en los poros. Este aumento en el área superficial provoca un incremento en la resistencia friccional al flujo, lo que disminuye la permeabilidad intrínseca. En sedimentos bien distribuidos (es decir no homogéneos) la permeabilidad intrínseca es proporcional al tamaño representativo del sedimento.

En el caso de depósitos aluviales arenosos es posible identificar una serie de factores que relacionan la permeabilidad intrínseca y el tamaño representativo del sedimento. Estos factores se listan a continuación:

1. El valor de la permeabilidad aumenta a medida que el tamaño medio de los sedimentos se incrementa. Esto se debe al aumento en el tamaño de los poros de suelo.
2. Si seleccionamos un tamaño fijo del diámetro medio de los sedimentos, la permeabilidad del suelo será inversamente proporcional a la desviación estándar del tamaño de los sedimentos. En efecto, si la desviación estándar es grande (es decir una muestra con tamaños bien distribuidos) los sedimentos de menor tamaño ocuparán parte de los poros del suelo lo que reducirá su capacidad de transporte de agua.

3. Muestras de tipo unimodal (es decir un tamaño de sedimento dominante) tiene permeabilidades más grandes que muestras de tipo bimodal (dos tamaños de grano dominantes).

3.1.2 Método de Hazen

La conductividad hidráulica de sedimentos arenosos puede ser estimada a partir de la curva granulométrica o de distribución de tamaños. Una serie de métodos han sido diseñados a partir de esta idea. El método de **Hazen** puede ser utilizado en el caso de arenas cuyo diámetro efectivo (d_{10}) se encuentra entre 0.1 y 0.3 mm. La aproximación de Hazen es:

$$K = C \cdot (d_{10})^2 \quad (3.1)$$

donde K es la conductividad hidráulica (cm/s), d_{10} es el tamaño efectivo de los sedimentos (cm) y C es un coeficiente que se describe en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1
Coeficiente de Ajuste, C, Método de Hazen

Arena muy fina, mal distribuida	40 - 80
Arena fina con una gran cantidad de material fino	40 - 80
Arena media, bien distribuida	80 - 120
Arena gruesa, mal distribuida	80 - 120
Arena gruesa, bien distribuida, limpia	120 - 150

3.1.3 Método de Shepperd

En otros estudios (Shepperd, 1989) se demostró que la relación presentada en (3.1) puede ser escrita en forma más general como:

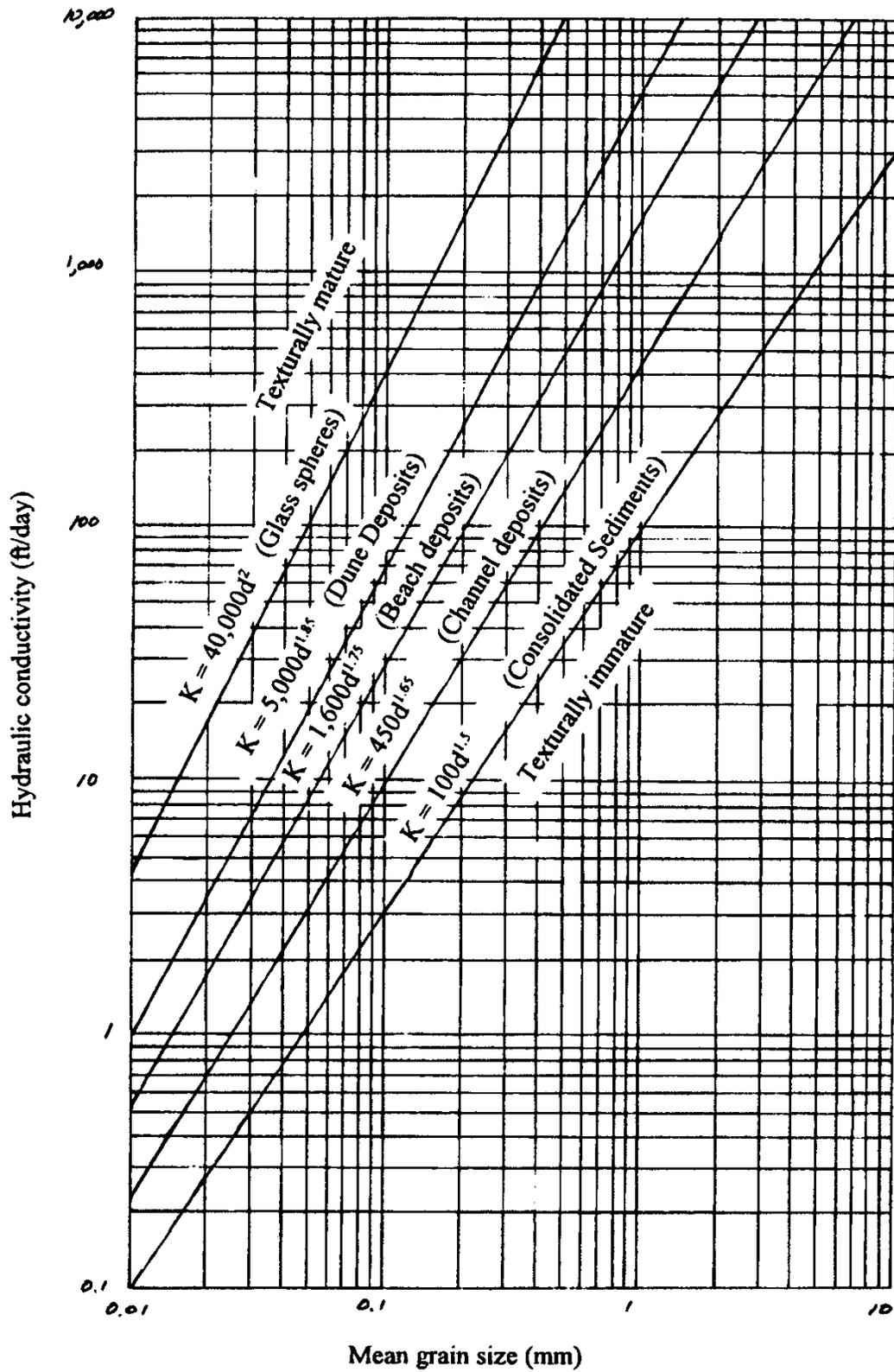
$$K = C \cdot (d_{50})^j \quad (3.2)$$

donde d_{50} es el tamaño medio de los sedimentos (cm) y j es un exponente cuyo valor depende del tipo de textura de los sedimentos. De esta manera, un sedimento redondeado presenta un valor de j cercano a 2.0, mientras que para sedimentos naturales este exponente es igual a 1.5. La Figura 3.1 muestra la relación entre la conductividad hidráulica y el diámetro medio para sedimentos de distinta textura.

3.1.4 Método de Slichter

Slichter (1898) presentó una expresión en la cual estima el coeficiente de permeabilidad a partir de datos de curvas granulométricas y de la porosidad de la muestra. La expresión de K es la siguiente:

Figura 3.1
 Relación entre Tamaño Medio del Grano y la Conductividad Hidráulica



$$K = \frac{g}{m} \cdot \frac{10.0219 \cdot d_{10}^2}{K_1} \quad (3.3)$$

donde el coeficiente K_1 depende de la porosidad según lo indicado en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2
Coeficiente K_1 en función de la Porosidad n

n	$1/K_1$
0.26	0.01187
0.28	0.01517
0.30	0.01905
0.32	0.02356
0.34	0.02878
0.36	0.03473
0.38	0.04154
0.40	0.04922
0.42	0.05789
0.44	0.06776
0.46	0.07838

3.1.5 Método de Fair and Hatch

Fair y Hatch (1933) publicaron una relación para el cálculo de la permeabilidad de arenas. Esta relación es la siguiente:

$$K = \frac{r \cdot g}{m} \cdot \frac{n^3}{(1-n)^2} \cdot \left[\frac{1}{m \cdot \left[\frac{S}{100} \cdot \sum \frac{p_j}{d_{jm}} \right]^2} \right] \quad (3.4)$$

donde m es un factor de envase que vale 5, g es la aceleración de gravedad, S es un factor de forma de los granos de material (6,0 para granos esféricos y 7,7 para granos angulares), n es la porosidad de la muestra, p_j es el porcentaje de material contenido entre las mallas de diámetro d_j y d_{j+1} , y finalmente d_{jm} es el diámetro medio definido como:

$$d_{jm} = \sqrt{d_j \cdot d_{j+1}} \quad (3.5)$$

3.1.6 Método de Terzaghi

Terzaghi (1925) estableció la siguiente relación para el cálculo del coeficiente de permeabilidad K :

$$K = \left(\frac{C}{m_0} \right) \cdot \left(\frac{m_0}{m_r} \right) \cdot \left(\frac{n - 0.13}{\sqrt[3]{1-n}} \right)^2 \cdot d_{10}^2 \quad (3.6)$$

donde μ_{10} y μ_T son los coeficientes de viscosidad dinámica del agua a 10°C y T°C, respectivamente y C/μ_{10} es una coeficiente que varía entre 460 para granos irregulares y 800 para granos regulares.

3.1.7 Método de Kozeny-Carmen

Otra expresión comúnmente utilizada para el cálculo de la conductividad hidráulica es la de Kozeny-Carmen, la cual toma la siguiente forma:

$$K = \left(\frac{\mathbf{r} \cdot \mathbf{g}}{\mathbf{m}} \right) \cdot \left[\frac{n^3}{(1-n)^2} \right] \cdot \left(\frac{d_m^2}{180} \right) \quad (3.7)$$

3.2 Métodos Directos - Laboratorio

La permeabilidad o conductividad hidráulica de una muestra saturada se puede medir en laboratorio a través de dispositivos denominados **permeámetros**.

Todos los permeámetros se componen de una cámara en la cual se ubica una muestra de roca o suelo. En el caso particular de ensayos en roca los permeámetros utilizan muestras de forma cilíndrica. En el caso de muestras no consolidadas existen dos posibilidades. La primera es trabajar con una muestra reconstituida que es remoldeada en la cámara del permeámetro y la segunda considera el uso de muestras inalteradas que son recolectadas en el terreno mediante técnicas especiales. Si los sedimentos son reconstituídos dentro de un permeámetro los valores de la conductividad hidráulica obtenidos con este procedimiento son sólo una aproximación del valor real de K . La conductividad hidráulica de los suelos recompactados dependen en forma muy directa de la densidad a la cual el material es recompactado.

3.2.1 Permeámetro de Carga Constante

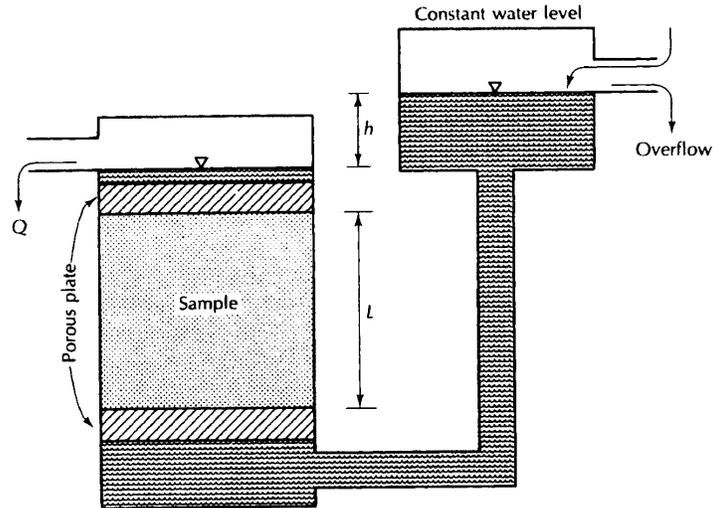
El *permeámetro de carga constante* se utiliza en el caso de sedimentos no cohesivos tales como arena y rocas. Un esquema de un permeámetro de carga constante se presenta en la Figura 3.2. En este caso una cámara de carga provee una alimentación de agua a una carga constante, con lo que el agua se mueve a través de la muestra hasta alcanzar un régimen de equilibrio o estacionario. Para utilizar este dispositivo se genera un flujo a través de la muestra de suelo y luego que se alcanza una situación de equilibrio se mide el caudal de salida desde el permeámetro, así como la diferencia de carga entre la cámara de nivel constante y el nivel de agua en la salida.

Para comenzar el análisis de este permeámetro podemos utilizar la ecuación (2.2):

$$Q = K \cdot A \cdot \left(\frac{h_A - h_B}{L} \right)$$

en la cual Q es el caudal de salida desde el permeámetro, h_A es el nivel de agua en la cámara de carga, h_B es el nivel de agua a la salida del permeámetro, L es la longitud de la muestra y A es el área perpendicular al escurrimiento.

Figura 3.2
Permeámetro de Carga Constante



Si multiplicamos ambos lados de la expresión por un tiempo t durante el cual se realiza el análisis obtenemos:

$$Q \cdot t = K \cdot A \cdot t \cdot \left(\frac{h_A - h_B}{L} \right) \quad (3.8)$$

El producto $Q \cdot t$ en el lado izquierdo de esta última ecuación representa el volumen aforado durante un tiempo t (V), mientras que la diferencia $(h_A - h_B)$ es la pérdida de carga total en el permeámetro (Δh). Si sustituimos estos dos valores en la ecuación (3.8) y reordenamos la expresión final obtenemos:

$$K = \frac{V \cdot L}{A \cdot t \cdot \Delta h} \quad (3.9)$$

donde V es el volumen de agua descargado durante el tiempo t (L^3), L es la longitud de la muestra (L), A es el área perpendicular al escurrimiento (L^2), t es el tiempo (T), Δh es la pérdida de carga a través del permeámetro, y K es la conductividad hidráulica de la muestra (L/T).

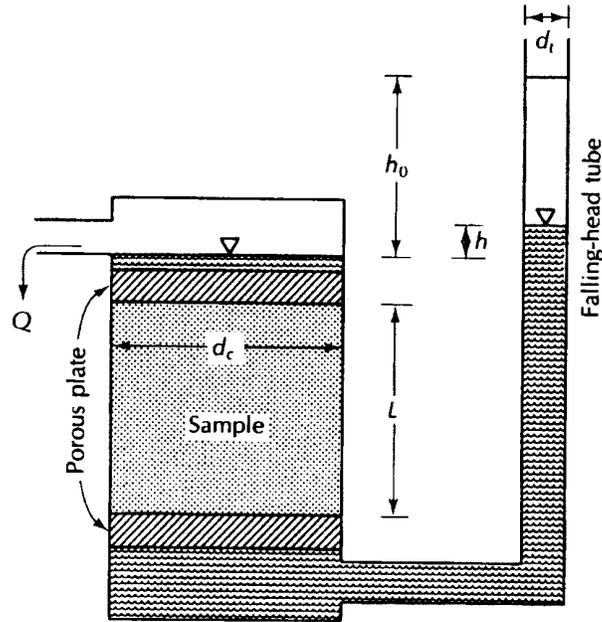
Para la correcta interpretación de los resultados de una prueba en un permeámetro de carga constante se debe utilizar gradientes hidráulicos similares a aquellos observados en terreno. Además, la pérdida de carga total en el permeámetro, Δh , no debe ser mayor a un 50% de la longitud total de la muestra. Esta última condición asegura que el número de Reynolds no supere los límites de validez de la ley de Darcy.

3.2.2 Permeámetro de Carga Variable

En el caso de sedimentos cohesivos y con baja permeabilidad se utiliza un *permeámetro de carga variable* (Figura 3.3). En este caso la cámara de carga de nivel constante se reemplaza por un tubo vertical en el cual se produce el descenso del nivel de agua a medida que ésta

atraviesa la muestra de suelo. Para la determinación de la conductividad hidráulica se anota el nivel inicial de agua en el tubo, h_0 . Luego de un período de tiempo t se mide la posición del agua en el tubo vertical, h . El diámetro interior del tubo vertical, d_t , la longitud de la muestra, L , así como su diámetro, d_c , son también conocidos.

Figura 3.3
Permeámetro de Carga Variable



La tasa a la cual el agua desciende por el tubo vertical viene dada por la siguiente expresión:

$$v_{in} = -\frac{dh}{dt} \quad (3.10)$$

Si multiplicamos por el área del tubo vertical, A_t , obtenemos el caudal pasante a través del tubo:

$$q_{in} = v_{in} \cdot A_t = -A_t \cdot \frac{dh}{dt} \quad (3.11)$$

Si A_c es el área de la muestra de suelo, podemos utilizar la ley de Darcy para calcular el caudal que drena desde el permeámetro en un tiempo cualquiera:

$$q_{out} = \frac{K \cdot A_c \cdot h}{L} \quad (3.12)$$

donde h es la carga hidráulica al tiempo t .

Si aplicamos el principio de continuidad podemos utilizar las expresiones dadas en (3.11) y (3.12) para escribir:

$$-A_t \cdot \frac{dh}{dt} = \frac{K \cdot A_c \cdot h}{L} \quad (3.13)$$

Esta ecuación puede ser reordenada para aislar la permeabilidad K :

$$K = -\frac{A_t \cdot L}{A_c \cdot h} \cdot \frac{dh}{dt} \quad (3.14)$$

Si integramos esta ecuación desde $t=0$ a $t=t$ con la condición inicial $h=h_0$ en $t=0$ obtenemos la siguiente expresión para la conductividad hidráulica a partir de un permeámetro de carga variable:

$$K = \frac{A_t \cdot L}{A_c \cdot t} \cdot \ln \frac{h_0}{h} \quad (3.15)$$

Si utilizamos los diámetros del tubo vertical y de la muestra obtenemos:

$$K = \frac{d_t^2 \cdot L}{d_c^2 \cdot t} \cdot \ln \frac{h_0}{h} \quad (3.16)$$

Al usar cualquier tipo de permeámetro se debe verificar que la muestra esté completamente saturada y que no existan burbujas de aire dentro de ella. De existir burbujas de aire en la muestra el valor de la conductividad hidráulica disminuye debido a la reducción en el área disponible para el escurrimiento de agua.

Para prevenir flujos preferenciales a través de la zona de contacto entre el suelo y la pared, la muestra debe estar firmemente presionada contra el borde de la cámara. Si estos flujos preferenciales no son evitados este dispositivo (permeámetro de carga variable) genera valores de la conductividad hidráulica bastante mayores que los existentes en el sistema real.

3.3 Métodos Directos - Terreno

Los métodos de terreno permiten identificar la conductividad hidráulica de un suelo en forma directa a través de experiencias que involucran la excavación de norias o pozos superficiales, en los cuales se efectúan pruebas de agotamiento y recuperación, el uso de pruebas de infiltración, y finalmente a través de medidas de velocidad. En algunos casos es posible obtener una medida de la conductividad hidráulica del suelo, mientras que en otros se obtiene la tasa de infiltración, la que se relaciona directamente con la conductividad hidráulica.

3.3.1 Pruebas de Agotamiento y Recuperación

Las pruebas de agotamiento y recuperación requieren la perforación de una zanja, pozo o noria de pequeña profundidad que comprometa al menos una parte de la napa de aguas subterráneas. Mediante el uso de pequeñas bombas es posible extraer agua del pozo (agotamiento) y medir la recuperación de la napa a lo largo del tiempo. A partir de la información de niveles y de la geometría del pozo es posible estimar el coeficiente de permeabilidad.

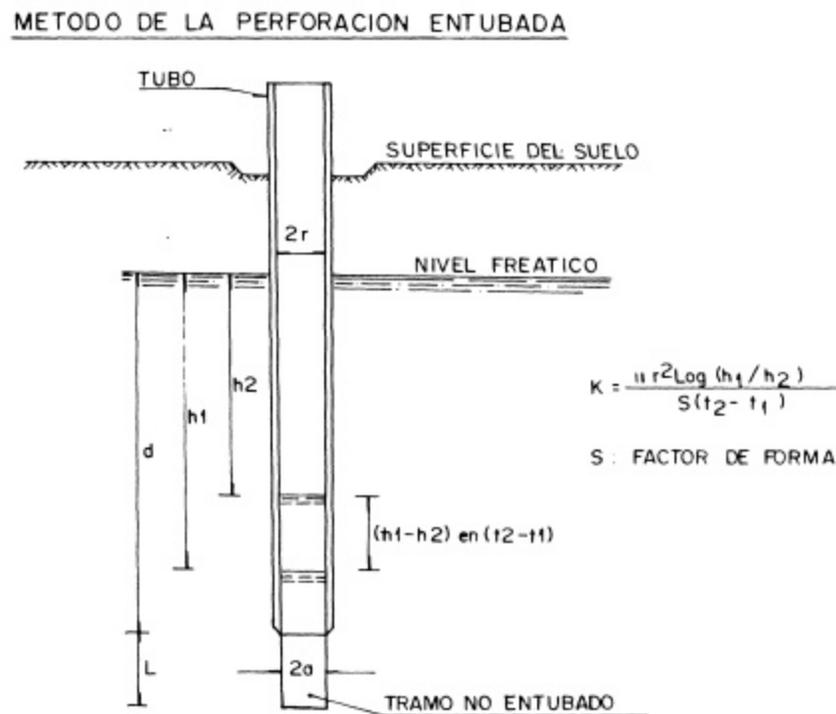
Dependiendo de las características de la perforación realizada para esta experiencia de terreno la prueba se denomina perforación entubada o no entubada.

La **prueba en perforación entubada** requiere la perforación de un pozo aproximadamente cilíndrico, el cual se reviste con un tubo de mayor diámetro. La porción inferior de la perforación se deja sin entubar para permitir la entrada del agua subterránea hacia el pozo durante la etapa de recuperación. La Figura 3.4 muestra un esquema que ilustra este método. El coeficiente de permeabilidad se estima a partir de la siguiente relación:

$$K = \frac{p \cdot r^2 \cdot \ln(h_1/h_2)}{S \cdot (t_2 - t_1)} \quad (3.17)$$

en donde r es el radio interior del tubo y S es un factor de forma que depende del diámetro de la perforación no entubada y de la longitud del tramo entubado ubicado por debajo del nivel freático. Valores de S pueden estimarse a partir del gráfico incluido en la Figura 3.5.

Figura 3.4
Prueba en Perforación Entubada



En el caso de la **prueba en perforación no entubada** se excava un pozo de sección circular (o aproximada) hasta comprometer parcial o totalmente la napa de aguas subterráneas a lo menos en una longitud de 50 cm. En este caso la excavación no se reviste. Al igual que en la prueba anterior, el nivel de aguas se deprime mediante el uso de una bomba y se mide su recuperación a través del tiempo. La Figura 3.6 muestra un esquema que ilustra este método.

Figura 3.5
Factor de Forma S en Prueba en Perforación Entubada

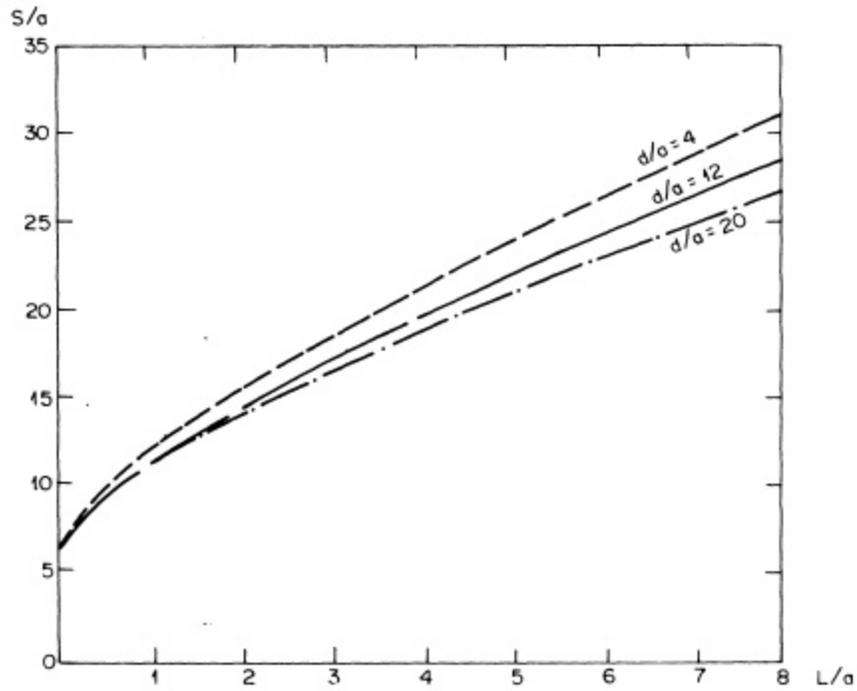
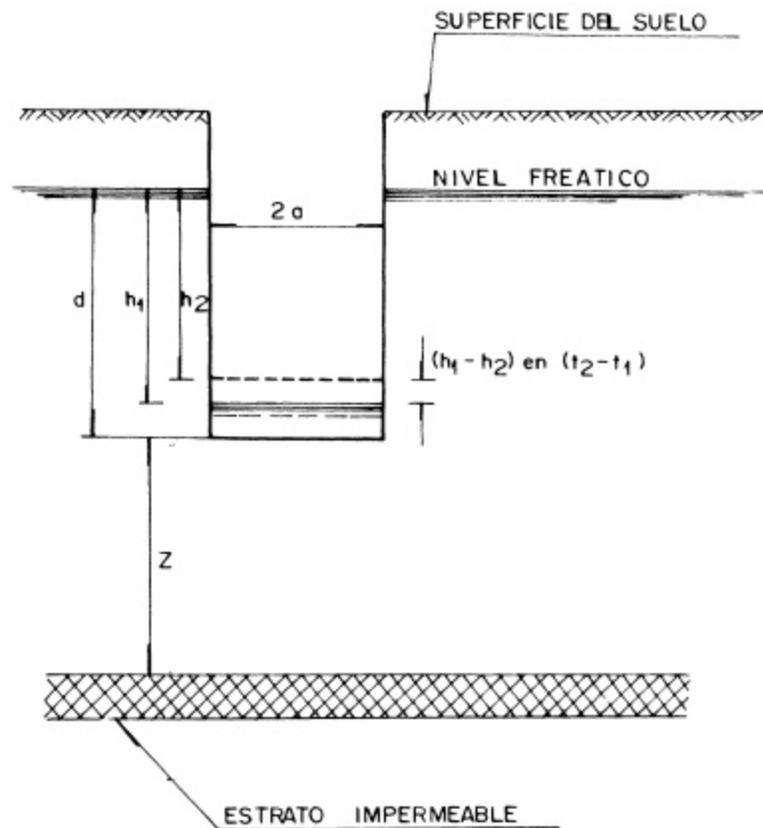


Figura 3.6
Prueba en Perforación No Entubada



En el caso que la perforación atravesase sólo parcialmente la napa, el coeficiente de permeabilidad se estima a partir de la siguiente relación:

$$K = \frac{a \cdot S \cdot \ln(h_1 / h_2)}{(2d + a) \cdot (t_2 - t_1)} \quad (3.18)$$

donde $S = a/d \cdot 0.19$ en el sistema MKS.

En el caso que la perforación comprometa totalmente el espesor de la napa, el coeficiente de permeabilidad se estima a partir de la siguiente relación:

$$K = \frac{a \cdot S \cdot \ln(h_1 / h_2)}{2 \cdot d \cdot (t_2 - t_1)} \quad (3.19)$$

3.3.2 Pruebas de Infiltración

Como se indicó anteriormente, en algunos casos es posible estudiar la capacidad de infiltración de un suelo a partir de la incorporación de agua dentro del suelo a través de lagunas o sistemas de infiltración como los anillos concéntricos.

En este punto se presentan tres de las técnicas más utilizadas para determinar tasas de infiltración y conductividad hidráulica saturada. Estas corresponden a Lagunas de Infiltración, Infiltrómetros cilíndricos y el Método de Porchet. Otras metodologías de infiltración, como el Infiltrómetro Sprinkler y los permeámetros con ingreso de aire se encuentran con mayor detalle en "Process Design Manual for Land Treatment of Municipal Wastewater" (EPA, 1981). Valores típicos de tasas de infiltración en suelos se presentan en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3
Valores Típicos de Tasas de Infiltración

Tipo de Suelo	Tasa de Infiltración (mm/hora)
Arena	Menor de 30
Arena limosa	20 – 30
Limo	10 – 20
Arcilla limosa	5 – 10
Arcilla	1 - 5

a) Lagunas de Infiltración.

EPA (1981) señala a esta técnica como una de las más apropiadas para estimar las tasas de infiltración. El procedimiento consiste en construir una laguna de infiltración, la que se llena hasta una determinada altura con agua. Posteriormente se corta el suministro de agua y se anota, para diferentes tiempos, cuanto ha descendido el nivel, como una forma de estimar las tasas de descenso.

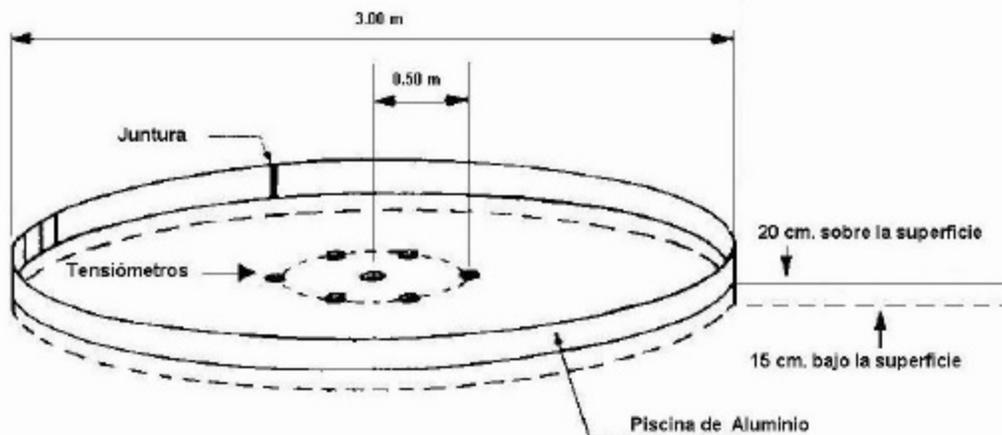
Para realizar estas pruebas se recomienda una superficie mínima de la laguna de 7 m² (circulares o rectangulares), ya que mientras mayor sea el área de inundación existirá un menor error asociado al humedecimiento lateral.

Se debe asegurar, como en toda prueba de infiltración, que el suelo se encuentre en una situación inicial cercana a la de saturación, por esa razón se propone instalar una serie de tensiómetros dentro del área de prueba a distintas profundidades. Se puede considerar que el suelo se encuentra saturado cuando el nivel de agua en cada uno de los tensiómetros se encuentre cercano a cero. Por lo expuesto anteriormente es necesario realizar llenados preliminares de la laguna de infiltración, para que el suelo alcance el estado de saturación.

En la Figura 3.7 se muestra una instalación de Laguna de Infiltración, propuesta por el Corps of Engineers de los EEUU, la que consiste en una piscina cilíndrica de 3.0 m de diámetro, de aluminio, y consta de 6 tensiómetros instalados alrededor de un círculo concéntrico de 1.0 m de diámetro.

EPA (1981), recomienda que las tasas de recarga anual a largo plazo para estos tipos de sistemas de tratamiento, se estimen en un rango entre un 10 – 15 % de las tasas obtenidas mediante esta metodología.

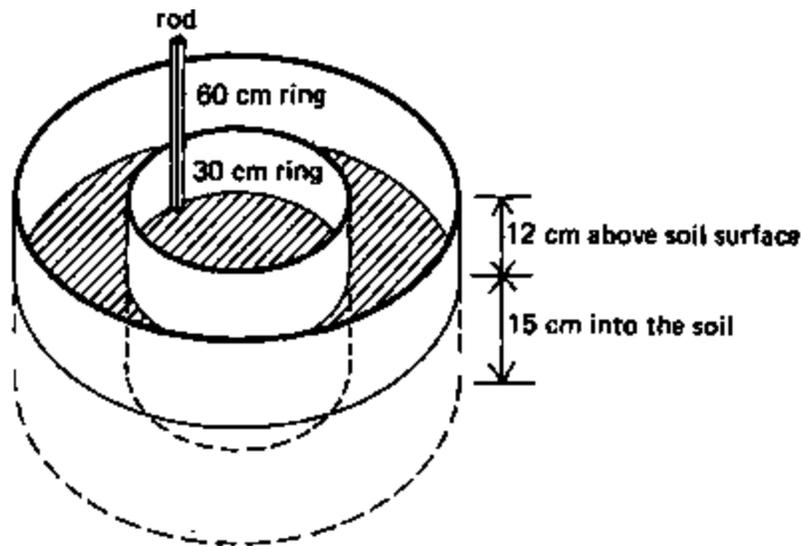
Figura 3.7
Instalación Esquemática Laguna de Infiltración



b) Infiltrómetros Cilíndricos

El equipo necesario para desarrollar esta metodología consiste en un cilindro de metal que se entierra cuidadosamente en el suelo a una profundidad de aproximada de 10 a 15 cm. Los diámetros de este tipo de cilindro varían entre 15 a 35 cm. Para evitar una sobreestimación de la conductividad hidráulica a causa de los flujos divergentes, se considera colocar otro cilindro concéntrico de 40 a 70 cm de diámetro, a una profundidad entre 5 a 10 cm. El cilindro exterior se mantiene parcialmente lleno durante toda la prueba. Este tipo de Infiltrómetro cilíndrico se conoce como Doble cilindro o Doble anillo. En la Figura 3.8, se muestra esquemáticamente este tipo de instalación.

Figura 3.8
Instalación Esquemática Infiltrómetro Doble Cilindro



Por la forma en que se desarrolla este tipo de experiencia, el gradiente hidráulico vertical es cercano a la unidad, por lo que la conductividad hidráulica se puede estimar como la tasa de descenso observada. Este tipo de experiencias presenta el problema de que la componente vertical de la humedad es difícil de separar, por lo que en algunos casos la componente vertical sería de gran importancia ocasionando, posiblemente, una gran sobreestimación de la conductividad vertical.

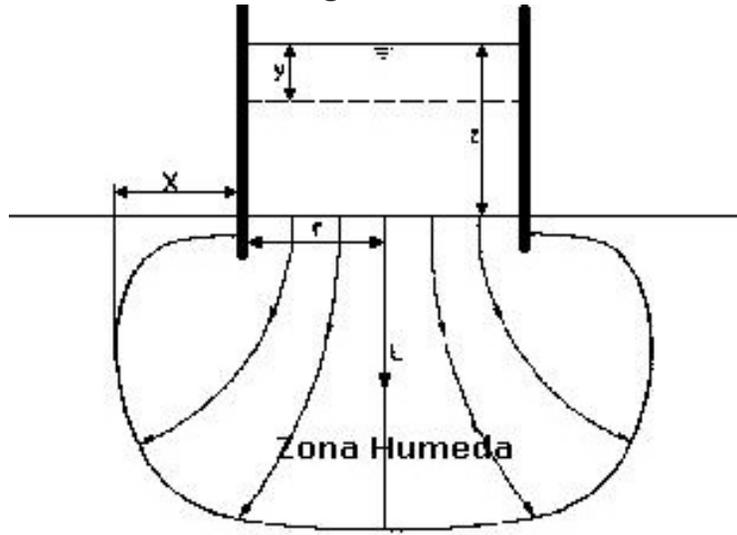
EPA (1981) recomienda que las tasas de recarga anual a largo plazo para estos tipos de sistemas de tratamiento, se estimen en un rango entre un 2 – 4 % de las tasas obtenidas mediante esta metodología.

c) Método de Bouwer

Bouwer et al. (1999) propusieron una metodología en la cual se considera el efecto de la componente horizontal de la humedad. Esta metodología considera el uso de un infiltrómetro circular o rectangular con tamaño superior a 2 m (diámetro o longitud característica), el cual se opera por períodos de tiempo de hasta seis horas, con alturas de agua entre 30 y 60 cm. La Figura 3.9 muestra un esquema que ilustra esta situación. En esta figura, y representa la cantidad de agua que se ha incorporado al terreno durante un tiempo t , z representa la carga hidráulica promedio sobre el terreno, x es la zona de humedecimiento lateral, r es el radio del infiltrómetro, y L es la longitud de la zona humedecida luego de un tiempo t desde el inicio de la prueba.

Durante la prueba de infiltración se produce la incorporación del agua desde el infiltrómetro hacia el suelo, lo que da origen a una zona de humedecimiento o saturación (wetted zone), la que se propaga principalmente en forma vertical, pero también experimenta un movimiento lateral. El método propuesto por Bouwer et al. (1999) supone que el suelo se encuentra inicialmente con algún nivel de humedad desconocido, pero que puede ser evaluado en forma cualitativa como seco, poco húmedo o muy húmedo. Durante el proceso de infiltración el agua del infiltrómetro se incorpora al suelo y va avanzando en forma de un frente abrupto que separa la zona saturada (wetted zone) y la zona no saturada.

Figura 3.9
Prueba de Recarga mediante Infiltrómetro



La tasa de recarga o infiltración corregida que considera la zona de expansión lateral del bulbo de saturación (i_{COR}), se puede calcular a partir de la tasa de infiltración obtenida directamente a partir de la operación del infiltrómetro (i_{INF}). Para lo anterior es necesario utilizar la siguiente expresión para un infiltrómetro circular:

$$i_{COR} = i_{INF} \cdot \frac{\mathbf{p} \cdot r^2}{\mathbf{p} \cdot (r + x)^2} \quad (3.20)$$

o uno rectangular:

$$i_{COR} = i_{INF} \cdot \frac{a \cdot b}{(a + 2 \cdot x) \cdot (b + 2 \cdot x)} \quad (3.21)$$

donde r es el radio del infiltrómetro circular, a y b son el ancho y largo de un infiltrómetro rectangular. En ambos casos x es la longitud de la zona de humedecimiento lateral.

Por otra parte, la longitud del frente de saturación (L) al final de la prueba de infiltración se puede calcular utilizando la siguiente expresión para un infiltrómetro circular:

$$L = \frac{y_i \cdot \mathbf{p} \cdot r^2}{n \cdot \mathbf{p} \cdot (r + x)^2} \quad (3.22)$$

o uno rectangular:

$$L = \frac{y_i \cdot a \cdot b}{n \cdot (a + 2 \cdot x) \cdot (b + 2 \cdot x)} \quad (3.23)$$

En la expresión anterior, n , se conoce como la porosidad "rellenable" del suelo (fillable soil porosity), la cual puede ser estimada a partir de la textura del suelo y de su contenido de humedad inicial. La Tabla 3.4 muestra valores de la porosidad rellenable, n , para tres situaciones distintas.

Tabla 3.4
Valores de Porosidad Rellenable, n , según Tipo de Suelo

Tipo de suelo	n
Suelo uniforme y seco	0.3
Suelo moderadamente húmedo	0.2
Suelo muy húmedo	0.1

Aplicando la ley de Darcy para evaluar el flujo vertical que ocurre en la zona saturada (wetted zone) se puede escribir la tasa de recarga corregida como:

$$i_{COR} = K \cdot \frac{z + L - h_{we}}{L} \quad (3.24)$$

donde z es la carga hidráulica promedio sobre el terreno durante la duración de la prueba. Por su parte h_{we} es la presión de poros en el suelo antes de ser humedecido, la que es negativa por tratarse de un suelo en condiciones no saturadas. El valor de h_{we} es usado para estimar la succión en la posición del frente húmedo a medida que éste se mueve verticalmente. Valores para h_{we} se presentan en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5
Valores de Presión de Poros según Tipo de Suelo

Tipo de suelo	h_{we} (cm)
arena gruesa	-5
arena media	-10
arena fina	-15
arena limosa	-20
limo arenoso	-25
Limo	-35
arcillas estructuradas	-30
arcillas no estructuradas	-100

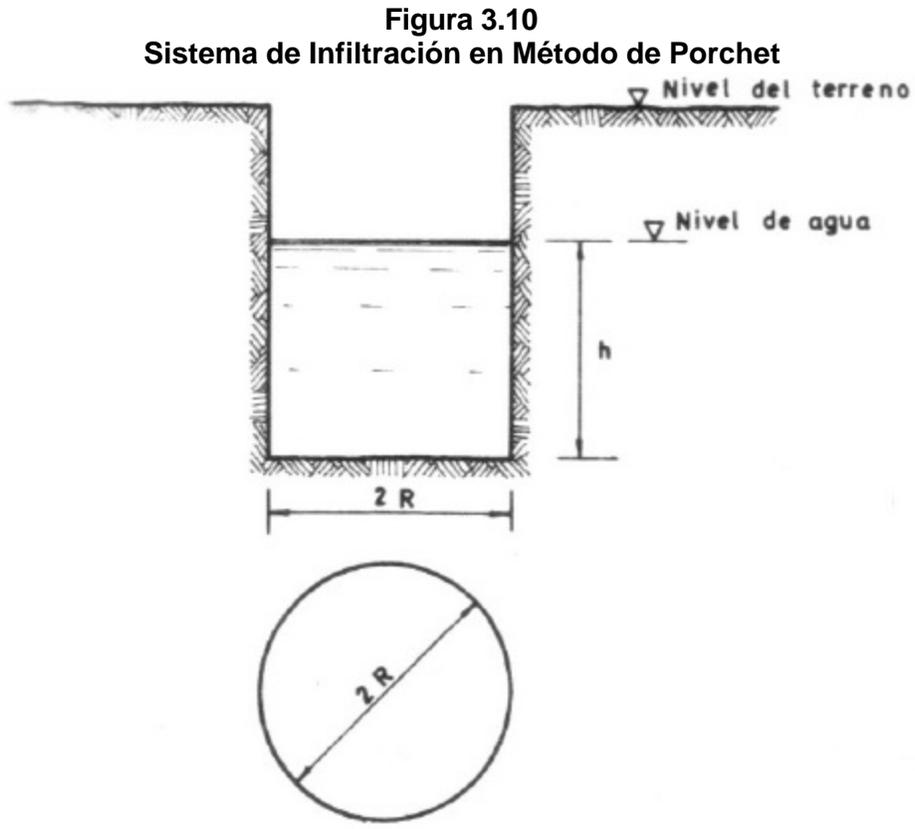
El único valor desconocido en la expresión (3.24) es la conductividad hidráulica, K , la cual puede ser calculada como:

$$i_w = K = \frac{i_{COR} \cdot L}{z + L - h_{we}} \quad (3.25)$$

El procedimiento anterior, aún cuando posee una serie de aproximaciones, permite realizar una estimación adecuada de la tasa de infiltración para un sistema de recarga que opere por un tiempo prolongado dado que incorpora efectos de terreno como el del aire atrapado en el suelo no saturado, así como la heterogeneidad natural del suelo. Además, en consideración a los efectos de colmatación que pueden ocurrir en el largo plazo, para efectos de diseño es necesario considerar una permeabilidad entre un 10 - 15% del valor estimado anteriormente.

d) Método de Porchet

Para la estimación de la tasa de infiltración en terreno se puede utilizar el método de Porchet, el cual consiste en excavar un cilindro de radio R y se llenarlo con agua hasta una altura h (ver Figura 3.10).



La superficie a través de la cual se infiltra agua es:

$$S = p \cdot R \cdot (2 \cdot h + R) \quad (3.26)$$

Para un tiempo, dt , suficientemente pequeño para que pueda suponerse que la capacidad de infiltración, f , es constante se verificará la igualdad:

$$p \cdot R \cdot (2 \cdot h + R) \cdot f = -p \cdot R^2 \cdot \frac{dh}{dt} \quad (3.27)$$

Simplificando y separando variables:

$$f \cdot dt = -R \cdot \frac{dh}{2 \cdot h + R} \quad (3.28)$$

Integrando la ecuación anterior se tiene finalmente:

$$f = \frac{R}{2 \cdot (t_2 - t_1)} \cdot \ln \left(\frac{2h_1 + R}{2h_2 + R} \right) \quad (3.29)$$

Así pues, para determinar f , basta con medir pares de valores (h_1, t_1) y (h_2, t_2) , de forma que t_2 y t_1 no difieran demasiado y luego evaluarlo en la expresión anterior.

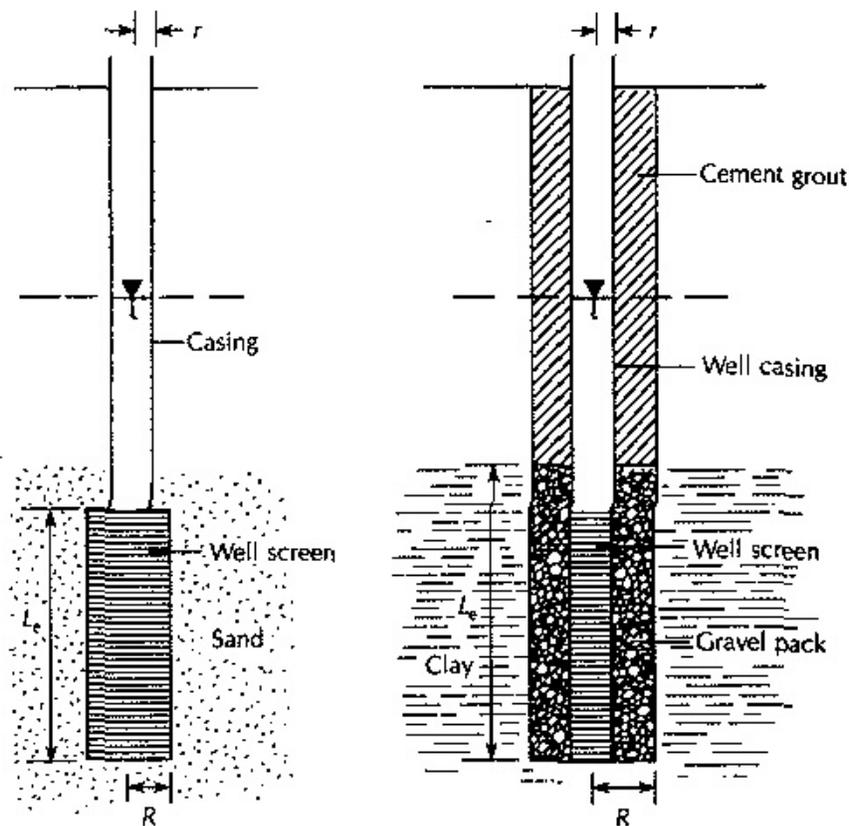
3.3.3 Pruebas de Inyección o Extracción de Agua (Slug Test)

Uno de los métodos más comunes para análisis de propiedades hidrogeológicas en suelos de baja a moderada permeabilidad son las pruebas tipo "Slug Test". En estas pruebas no se utiliza bombas para su operación, por lo que resultan muy atractivas en sitios aislados.

El análisis de la variación de los niveles del agua en función del tiempo de respuesta al aumento o descenso brusco del nivel de agua fue desarrollado inicialmente por Hvorslev (1951) y Cooper et al. (1967).

El procedimiento de análisis requiere la incorporación rápida de una cantidad de agua (o la incorporación de un peso sólido dentro del pozo) para elevar el nivel del agua hasta una altura h_0 con respecto al nivel original (ver Figura 3.11). A continuación se debe medir en forma continua el descenso de los niveles en función del tiempo.

Figura 3.11
Sistema de Infiltración en Método de Hvorslev



El método de Hvorslev (1951) es probablemente el más utilizado a nivel práctico. Para lo anterior se utiliza la expresión derivada en 1967 por Cedergen:

$$K = \frac{A}{F \cdot (t_1 - t_2)} \cdot \log\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \quad (3.30)$$

donde A es el área del orificio o perforación y F es un factor de forma que depende del tamaño y forma del área de infiltración. Para el caso de una perforación cuya razón longitud total versus diámetro de la captación es superior a 8 este método funciona en forma adecuada. En este caso el área de infiltración y el Factor de Forma tienen las siguientes expresiones:

$$F = \frac{2\mathbf{p} \cdot L}{\ln(L/r)} \quad (3.31)$$

$$A = \mathbf{p} \cdot r^2 \quad (3.32)$$

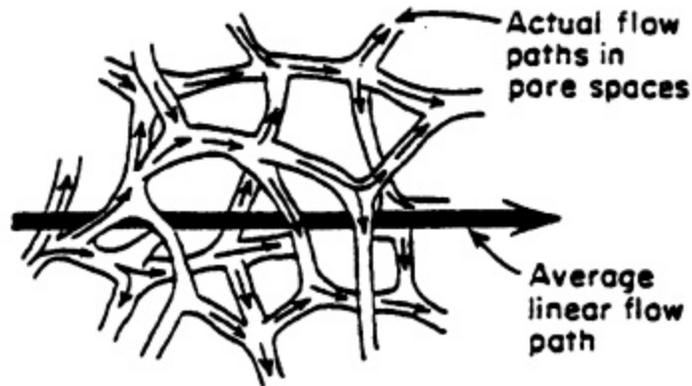
Finalmente se tiene:

$$K = \frac{r^2 \cdot \ln(L/r)}{2 \cdot L} \cdot \frac{\log(h_1/h_2)}{t_1 - t_2} \quad (3.33)$$

4. DESCARGA ESPECÍFICA VERSUS VELOCIDAD DE POROS

De acuerdo al desarrollo mostrado para la ley de Darcy esta proporciona una estimación de la velocidad del agua subterránea, la que comúnmente se conoce como descarga específica. Esta descarga específica corresponde al caudal que circula a través del medio poroso permeable dividido por el área total expuesta o perpendicular al escurrimiento. De acuerdo a lo indicado en la Figura 4.1, esta área incluye zonas ocupadas por material sólido y por poros, por lo cual la velocidad del agua calculada de esta manera no representa la velocidad media real dentro de un poro.

Figura 4.1
Sistema de Poros en un Medio Permeable



Si recordamos la definición de porosidad, podemos identificar rápidamente que la velocidad real del agua a través de los poros del acuífero quedará dada por la siguiente expresión:

$$v_R = -\frac{K \cdot i}{n} \quad (4.1)$$

donde K es la conductividad hidráulica, i es el gradiente hidráulico, n es la porosidad del suelo, y v_R es la velocidad de poros o velocidad real.

5. LEY DE DARCY EN TRES DIMENSIONES

Para flujo tridimensional, en un medio que puede ser anisotrópico, es necesario generalizar la forma unidimensional de la ley de Darcy que se presentó anteriormente. En tres dimensiones, la velocidad es un vector con componentes v_x , v_y , y v_z , y la generalización más simple sería:

$$v_x = -K_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \quad (5.1)$$

$$v_y = -K_y \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \quad (5.2)$$

$$v_z = -K_z \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \quad (5.3)$$

donde K_x , K_y , y K_z son los valores de la conductividad hidráulica en las direcciones x , y , y z , respectivamente. En este caso se supone que x , y , y z son las direcciones principales de anisotropía y no existen componentes de la conductividad en las direcciones xy , xz y yz .

Una generalización más completa para el caso tridimensional puede ser escrita de la siguiente forma:

$$v_x = -K_{xx} \cdot \frac{\partial h}{\partial x} - K_{xy} \cdot \frac{\partial h}{\partial y} - K_{xz} \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \quad (5.4)$$

$$v_y = -K_{yx} \cdot \frac{\partial h}{\partial x} - K_{yy} \cdot \frac{\partial h}{\partial y} - K_{yz} \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \quad (5.5)$$

$$v_z = -K_{zx} \cdot \frac{\partial h}{\partial x} - K_{zy} \cdot \frac{\partial h}{\partial y} - K_{zz} \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \quad (5.6)$$

Este conjunto de ecuaciones pone de manifiesto que existen nueve componentes para la conductividad hidráulica. Si estas componentes son puestas en forma de matriz ellas forman un tensor simétrico de segundo rango. En su forma más reducida, la ley de Darcy se escribe como:

$$\underline{v} = \underline{\underline{K}} \cdot \nabla h \quad (5.7)$$

donde \underline{v} es el vector velocidad, $\underline{\underline{K}}$ es un tensor de segundo rango, y ∇h es el gradiente de la cota piezométrica h .

6. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Bouwer H., 1999. Predicting infiltration and ground-water mounds for artificial recharge, Journal of Hydrologic Engineering, October 1999, pp. 350-357.
- Canter, L.W. & Knox, R.C. (1985). "Septic Tank System Effects on Ground Water Quality", Lewis Publishers, Inc
- Custodio, E. y M.R. Llamas. Hidrología Subterránea. 1983.
- Fetter, C.W. 1996. Contaminant Hydrogeology. Prentice Hall. 1993.
- Freeze A. And J. Cherry. 1979. Groundwater. Prentice Hall.
- Fetter, C.W. 1988. Applied Hydrogeology. Prentice Hall.
- Jury W., W. R. Gardner, and W. H. Gardner, 1991, Soil Physics, Wiley. Fifth edition. California.
- Leach E., C.G. Einfield, and C.C. Harlin, Jr., 1980, Summary of Long-Term Rapid Infiltration System Studies. U.S. Environmental Protection Agency. EPA-600/2-80-165.