

5.1 Descripción

El agua subterránea es de gran importancia, especialmente en aquellos lugares secos donde el escurrimiento fluvial se reduce mucho en algunas épocas del año. Se estima que en Estados Unidos, de toda el agua que se usa al año, una sexta parte es agua subterránea. En Lima, por otro lado, del total de agua que se consume un 40% proviene del subsuelo.

Las aguas del subsuelo, como las aguas superficiales, provienen de las lluvias. No son independientes unas de otras, sino que, por el contrario, están muy ligadas entre sí. Muchas corrientes superficiales reciben agua del subsuelo y, a su vez, el agua del subsuelo se realimenta de las aguas superficiales.

Veamos un esquema de las condiciones del agua subterránea.

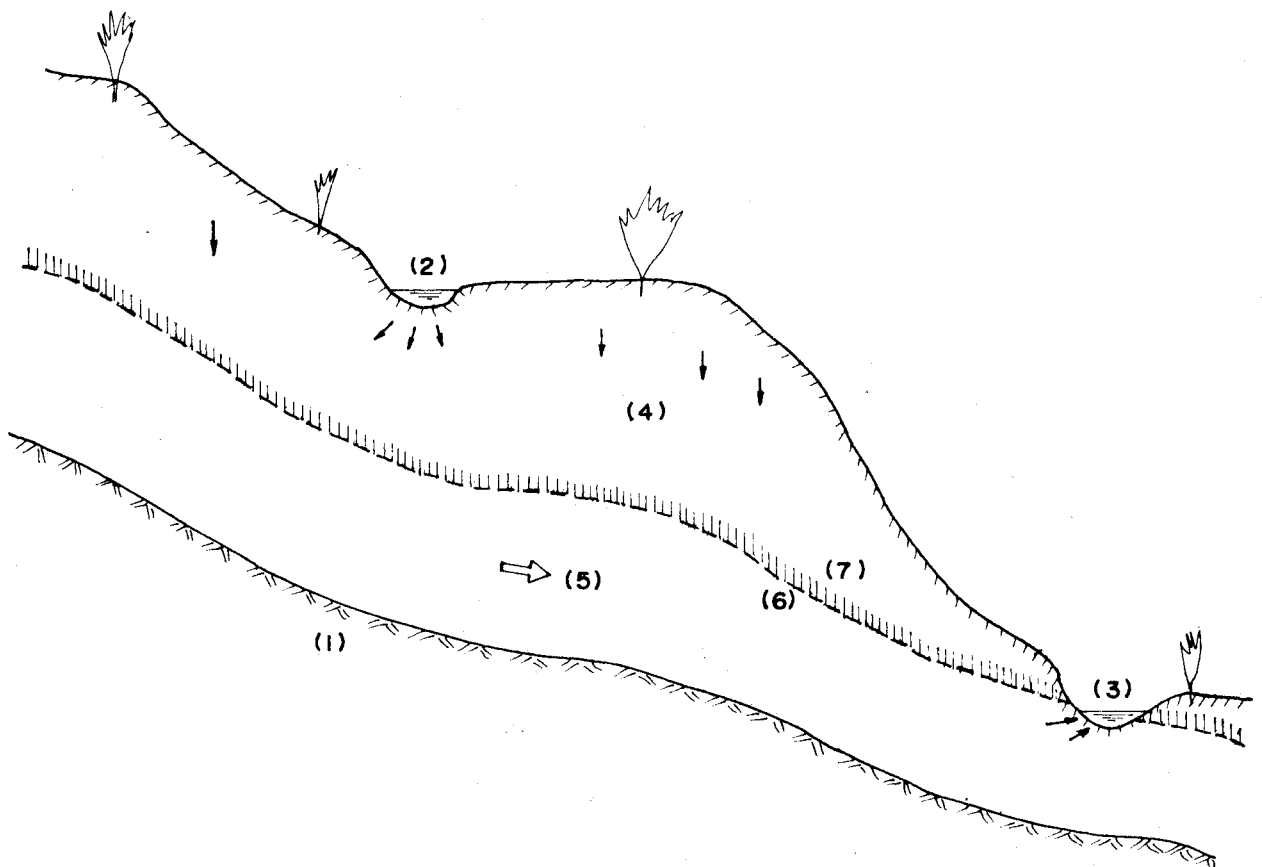


FIG. 5.1 EL AGUA SUBTERRANEA

Es necesaria la presencia de un estrato impermeable (1). Las corrientes superficiales pueden ser afluentes (2) o efluentes (3). Debajo de la superficie, los poros del suelo contienen agua y aire en cantidades variables; es la zona vadosa (4); en ella la presión es menor que la atmosférica. Después de una lluvia el agua puede moverse hacia abajo a través de esta zona de aireación; una parte del agua que penetra es retenida por fuerzas de capilaridad y fuerzas moleculares; el resto sigue bajando hasta la zona de agua subterránea (5); allí la presión es mayor que la atmosférica y el agua escurre siguiendo las leyes de la hidráulica. El nivel superior del agua del subsuelo constituye el nivel freático (6). A ese nivel se presenta un cordón capilar (7), en el cual los poros del suelo contienen agua que ha ascendido desde el agua subterránea por la acción capilar.

5.2 Tipos de Acuíferos

Las formaciones que contienen y transmiten agua del subsuelo reciben el nombre de acuíferos. Los tipos principales son 2: no confinados y confinados.

Acuíferos no confinados

Una formación como la representada en la figura 5.1 constituye un acuífero no confinado. Si se perforan pozos de observación hasta el estrato impermeable, el lugar geométrico de los niveles alcanzados es el nivel freático (figura 5.2).

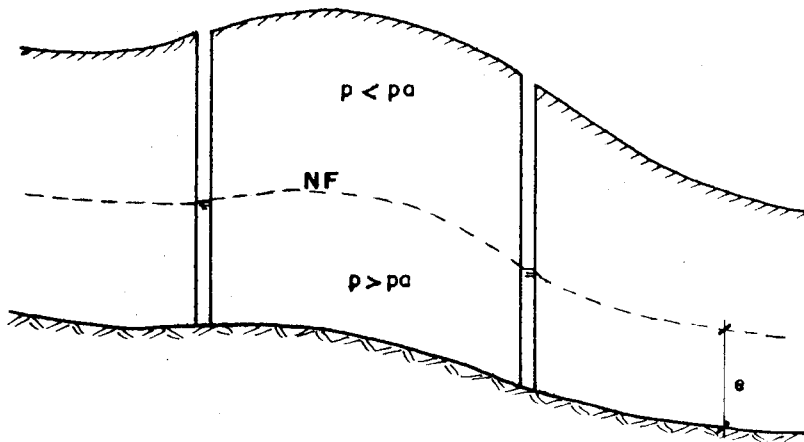


FIG. 5.2 ACUIFERO NO CONFINADO

El flujo es libre como en los canales; la línea de energía es siempre descendente en el sentido del flujo; el nivel freático sigue más o menos las mismas variaciones de la superficie. El espesor e alcanza valores que varían desde unos cuantos metros hasta cientos de metros.

Los acuíferos no confinados son como verdaderos lagos subterráneos en material poroso; como no hay restricción en la parte superior el nivel freático es libre de subir y bajar (figura 5.3). Muchas veces estos acuíferos alimentan corrientes superficiales y lagos.

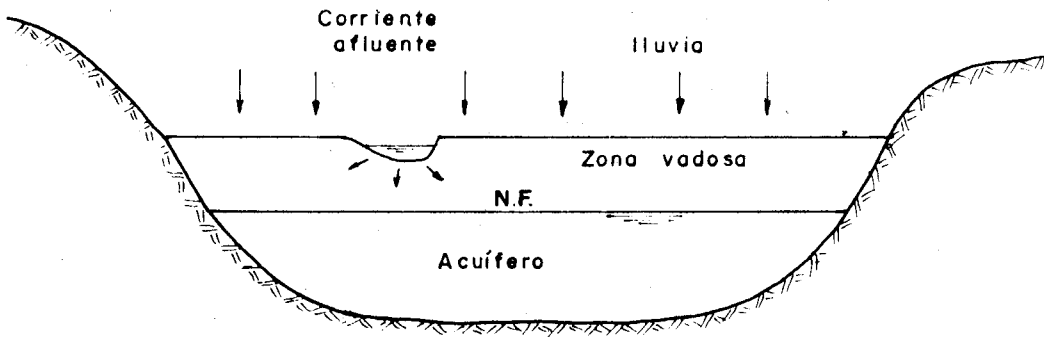


FIG. 5.3 ACUIFERO NO CONFINADO

Acuíferos confinados

Son acuíferos comprendidos entre dos estratos impermeables (figura 5.4). El flujo es a presión, como en las tuberías.

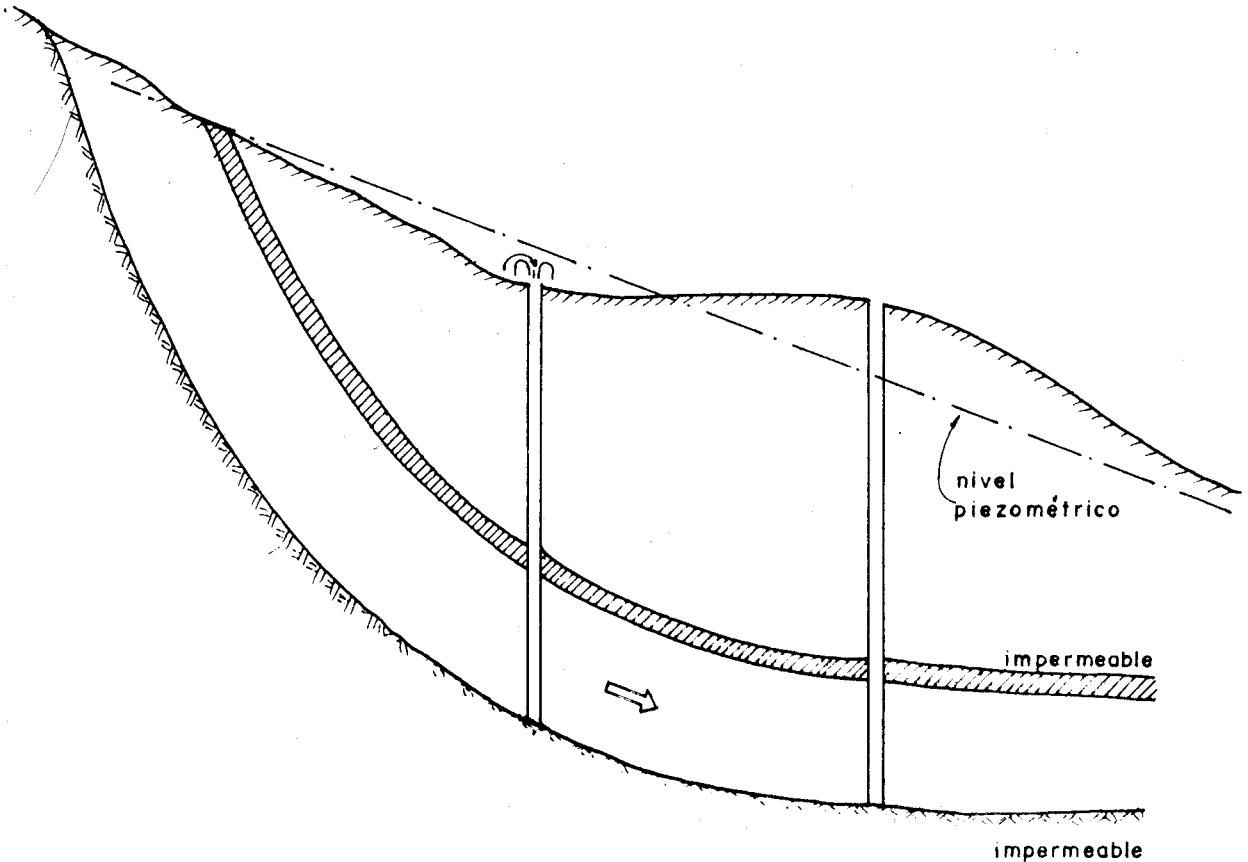


FIG. 5.4 ACUIFERO CONFINADO

En vez de un nivel freático se tiene ahora un nivel piezométrico. La línea de energía, como en el caso de los acuíferos no confinados, se confunde prácticamente con el nivel piezométrico debido a que la altura de velocidad del agua es muy pequeña.

Los acuíferos confinados presentan las ventajas de conducir el agua a grandes distancias y entregar el agua por encima del nivel del acuífero, y las desventajas de tener áreas de recarga relativamente pequeñas, rendir menos agua y provocar asentamientos del terreno en los lugares de extracción (pozos de bombeo).

5.3 Alimentación y Descarga

Alimentación.- Se describirá en un acuífero no confinado.

El agua del subsuelo se alimenta de las lluvias, ya sea directamente o indirectamente a través de las corrientes superficiales y lagos. El agua de lluvia sufre primero intercepción debido a la vegetación, y almacenamiento en las depresiones del terreno y en la zona vadosa. Del resto, una parte sufre escorrentía y otra llega eventualmente a la zona de agua subterránea. Quiere decir que sólo las lluvias prolongadas de fuerte magnitud alimentan el agua del subsuelo.

La alimentación o recarga natural del agua del subsuelo es un proceso irregular e intermitente, en que intervienen la geología y el perfil del terreno.

Descarga.- El agua del subsuelo en exceso de la capacidad del acuífero se descarga de dos maneras: por evapotranspiración, cuando el cordón capilar llega a los sistemas radiculares de la vegetación y por salida superficial, si el nivel freático intersecta la superficie del terreno.

En la práctica se presentan los siguientes casos de salida superficial: 1) Filtración difundida, si el ritmo de descarga es bajo o el escurrimiento se esparce sobre una área grande; el agua humedece la superficie y de allí se evapora. 2) Manantial, si la descarga es significativa y se concentra en una área pequeña. Hay varios tipos de manantiales (figura 5.5).

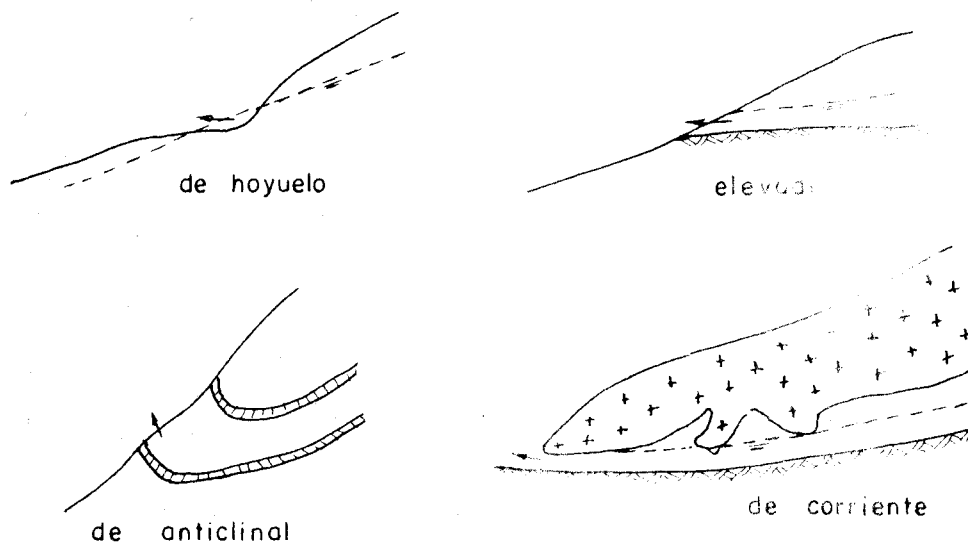


FIG. 5.5 MANANTIALES

5.4 Flujo del Agua Subterránea

Porosidad y rendimiento específico.- Son dos propiedades importantes de los acuíferos.

Porosidad.- Definida como la relación del volumen de vacíos al volumen total, mide la capacidad de una formación para contener agua. La porosidad varía desde valores muy altos en las arcillas (45%) hasta valores muy bajos en las formaciones con grandes cavidades o cavernas. Una alta porosidad no indica que el acuífero rendirá grandes volúmenes de agua a un pozo.

Rendimiento específico.- Es el volumen de agua, expresado como un porcentaje del volumen total del acuífero, que drenará libremente o por gravedad del acuífero. Es siempre menor que la porosidad porque una parte del agua es retenida por fuerzas capilares y moleculares. Las arcillas, aunque tienen una alta porosidad, rinden poca agua a los pozos debido a esas fuerzas. Los acuíferos económicamente más importantes son los depósitos de arenas y de gravas. Ver tabla 5.1.

TABLA 5.1 POROSIDAD Y RENDIMIENTO ESPECIFICO

	Porosidad (%)	R.E. (%)
Arcilla	45	3
Arena	35	25
Grava	25	22
Grava y arena	20	16
Arenisca	15	8
Calizas densas y esquistos	5	2
Cuarcita y granito	1	0.5

Ley de Darcy

Fue Darcy (1856) quien confirmó que, con excepción de las grandes cavernas o fisuras, el agua del subsuelo escurre siempre con movimiento laminar. Aceptando las hipótesis del flujo unidimensional y uniformemente distribuido en espesor, la ecuación de Darcy se expresa:

$$v = K_p \cdot s \quad (5.1)$$

v ... velocidad aparente del agua

K_p ... coeficiente de permeabilidad de Darcy o conductividad hidráulica; tiene las mismas unidades que v.

s ... pendiente de la línea de energía, prácticamente igual a la pendiente de la línea piezométrica; no tiene unidades.

Velocidad aparente y velocidad real.-

A una sección transversal corresponden dos áreas:

A : área total

A' : área de los espacios entre granos

Al área total A corresponde la velocidad aparente v y al área neta A' corresponde la velocidad real v', de tal manera que:

$$Q = A v = A' v'$$

$$\text{De aquí: } v' = \frac{A}{A'} v = \frac{AL}{A'L} v = \frac{\text{volumen total } V_T}{\text{volumen de vacíos } V_V} \cdot v$$

$$v' = \frac{1}{\frac{V_V}{V_T}} \cdot v = \frac{v}{p} \quad (5.2)$$

en que p es la porosidad del suelo. Como p es siempre menor que 1, v' es siempre mayor que v .

K_p depende de las propiedades del líquido y del medio poroso, y se puede expresar como:

$$K_p = K \cdot \frac{\gamma}{\mu} \quad (5.3)$$

γ ... peso específico del líquido

μ ... viscosidad dinámica del líquido

K ... permeabilidad intrínseca del medio; tiene dimensiones de área y en la ingeniería de petróleos se expresa en Darcys.

(1 Darcy = $0.987 \times 10^{-8} \text{cm}^2$)

Para propósitos hidrológicos, en los Estados Unidos, si Q se mide en gal/día a través de una área de 1 pie² bajo la acción de un gradiente unitario, a 60°F, K_p resulta en unidades meinzer. Se deduce que:

$$1 \text{ meinzer} = 0.0408 \text{ m/día}$$

Para otra temperatura:

$$K_{p_t} = K_{p_{60}} \cdot \frac{\sqrt{60}}{\sqrt{t}} \quad (5.4)$$

(Ver tabla 5.2)

TABLA 5.2 VALORES DE K_p y K PARA DIVERSOS MATERIALES

Material	Permeabilidad K_p		P. intrínseca K Darcys
	unidades meinzer	m/día	
Arcilla	0.01	0.0004	0.0005
Arena	1,000	41	50
Grava	100,000	4,100	5,000
Grava y arena	10,000	410	500
Arenisca	100	4.1	5
Calizas densas y esquistos	1	0.041	0.05
Cuarcita y granito	0.01	0.0004	0.0005

Transmisividad.- Llamando Y al espesor del acuífero y B a su ancho, se puede escribir:

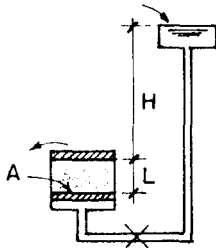
$$Q = A \cdot v = A K_p s = B Y K_p s = B T s \quad (5.5)$$

El producto $K_p \cdot Y$ se reemplaza muchas veces por un único término T que representa la transmisividad del acuífero. Sus dimensiones son L^2/T , por ejemplo $m^2/día$. Si K_p se expresa en unidades meinzger, T resulta en gal/día/pie. Se deduce que $1 m^2/día = 80.5 gal/día/pie$.

Determinación de la permeabilidad.

Hay dos formas de determinar el valor de K_p de un determinado suelo: en el laboratorio y en el campo.

a) En el laboratorio se usan los permeámetros:



$$Q = A v = A K_p s$$

$$K_p = \frac{Q}{A s} = \frac{Q}{A \cdot \frac{H}{L}} = \frac{Q L}{A H} \quad (5.6)$$

La principal dificultad del método se presenta al colocar la muestra de suelo no consolidado en su estado natural y la principal desventaja es la incertidumbre de la representatividad de la muestra con respecto al acuífero en su conjunto.

b) En el campo se usa un pozo de ensayo. Este método hace uso de los conceptos inherentes a la hidráulica de pozos y permite obtener la permeabilidad promedio en una área extensa alrededor del pozo de bombeo. El flujo en pozos es tratado en el siguiente apartado.

Aplicaciones de la ley de Darcy

La ley de Darcy para flujo unidimensional (ecuación 5.1) puede ser utilizada para resolver algunos problemas simples de flujo vertical o lateral de agua subterránea. Algunos sistemas tienen ambas componentes de flujo (vertical, horizontal) sin embargo la componente en una dirección puede ser despreciada cuando la dirección predominante del flujo es la otra. El flujo puede ser entonces considerado meramente unidimensional y uniformemente distribuido en espesor, que son precisamente las hipótesis de aplicación de la ley de Darcy.

Ejemplo 5.1 (figura 5.6)

El nivel del agua subterránea, en un piezómetro a 300 m de distancia del canal, queda 0.50 m por debajo del nivel del agua en dicho canal. El estrato impermeable está a 10 m por debajo del nivel del agua en el piezómetro. Asumiendo $K_p = 3 m/día$, calcular las pérdidas de agua por filtración a través de las paredes y el fondo del canal.

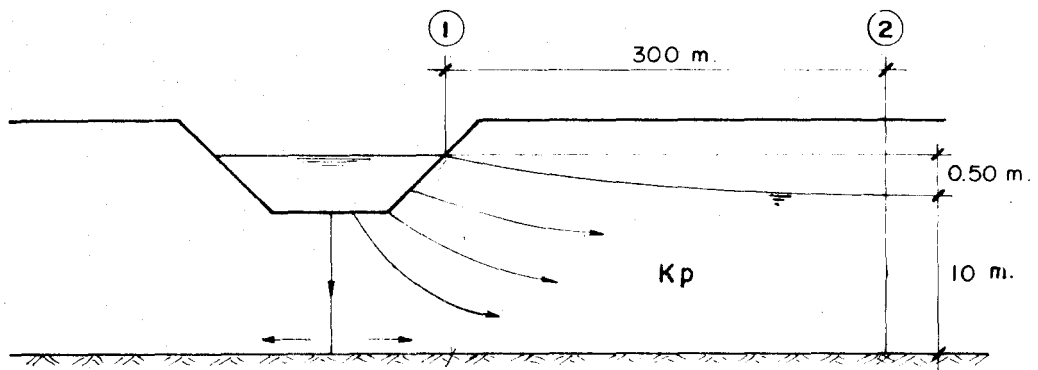


FIG. 5.6 SISTEMA DEL EJEMPLO 5.1

En la solución del sistema se asume el flujo sólo en dirección horizontal y parejamente distribuido con la profundidad debajo del nivel freático. Como la carga hidráulica (0.50 m) es pequeña al lado de la distancia (300 m), puede considerarse un valor medio de s :

$$s = \frac{H}{L} = \frac{0.50}{300} = 0.00167$$

$$v = Kp \cdot s = 3 \times 0.00167 = 0.0050 \text{ m/día}$$

igualmente, un valor medio del área A :

$$A = \frac{10.5 + 10}{2} = 10.25 \text{ m}^2$$

con lo que:

$$Q = A v = 10.25 \times 0.005 = 0.05125 \text{ m}^3/\text{día por m.l. de canal.}$$

Asumiendo condiciones de simetría, la respuesta será:

$$Q = 0.1025 \text{ m}^3/\text{día por m.l. de canal}$$

Las hipótesis iniciales, que hacen posible la aplicación de la (5.1), pierden precisión si la profundidad del estrato impermeable aumenta, debido a la importancia creciente que adquiere el flujo vertical. Utilizando técnicas de analogía eléctrica, que sí tienen en cuenta la componente vertical, se ha llegado a comprobar que la solución en la forma descrita es razonablemente precisa si la distancia del estrato impermeable al fondo del canal no es mayor que dos veces el ancho superficial del canal.

Ejemplo 5.2 (figura 5.7)

La figura muestra una ladera con un espesor relativamente delgado de suelo drenando hacia una corriente; la pendiente del terreno es 2%; el

suelo es un limo arenoso con $K_p = 2,5 \text{ m/día}$; el fondo impermeable queda a una profundidad uniforme de 6 m.

A fin de reducir la contaminación de la corriente, el efluente de una planta de tratamiento no será vaciado directamente sino rociado sobre el terreno a cierta distancia de ella. Después de la infiltración el efluente correrá hacia abajo como flujo subterráneo y drenará hacia la corriente. El flujo subterráneo y la infiltración previa mejoran considerablemente la calidad del efluente con lo que la polución de la corriente disminuye en alto grado. El sistema deberá ser diseñado y operado de modo que se suprima la escorrentía superficial. Si la aplicación de los rociadores es de 2 cm/día, ¿cuál será el mayor ancho W del área que podrá ser rociada al mismo tiempo?

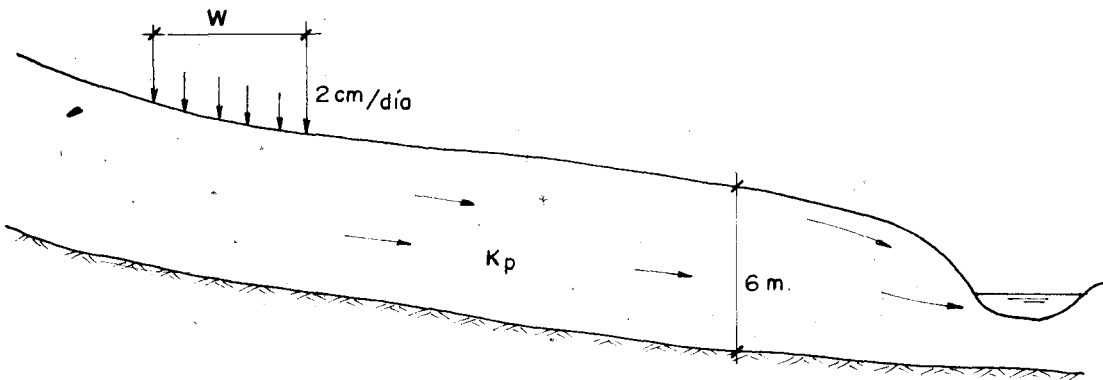


FIG. 5.7 SISTEMA DEL EJEMPLO 5.2

El flujo subterráneo máximo se obtiene cuando el suelo entre el campo de rociado y el río está completamente saturado y el nivel freático coincide con la superficie del terreno. La transmisividad del suelo saturado será:

$$T = K_p \cdot Y = 2.5 \times 6 = 15 \text{ m}^2/\text{día}$$

El flujo subterráneo máximo, por unidad de longitud perpendicular al papel es:

$$Q = A v = B Y \cdot K_p s = B T s = 1 \times 15 \times 0.02 = 0.3 \text{ m}^3/\text{día por m l}$$

A una tasa de infiltración de 2 cm/día, el flujo es de:

$$Q = 0.02 w \cdot 1 \text{ m}^3/\text{día por m. l.}$$

Luego, el valor máximo de w , y por eso sin escorrentía superficial, resulta:

$$w = \frac{0.3}{0.02} = 15 \text{ m}$$

Ejemplo 5.3 (figura 5.8)

La figura muestra un sistema de precipitación, infiltración y drenaje hacia una corriente, vía un acuífero no confinado con un fondo horizontal impermeable. Asumiendo una tasa uniforme de infiltración P y condiciones de flujo permanente, ¿cuál es la profundidad h_1 de equilibrio

del nivel freático en la cima de la colina?

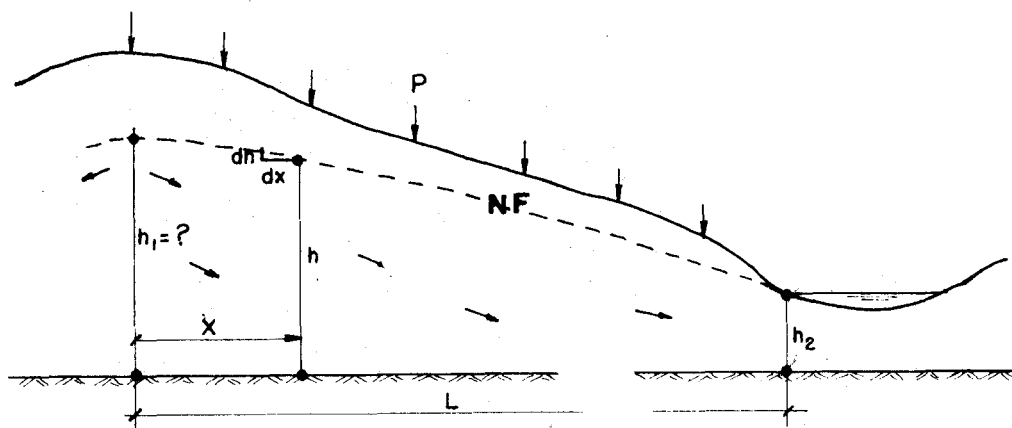


FIG. 5.8 SISTEMA DEL EJEMP 1.3

Asumiendo las hipótesis de flujo unidimensional en espesor, la velocidad v_x del agua su x de la loma es:

$$v_x = -K_p \cdot \frac{dh}{dx}$$

$$Q = v \cdot A$$

$$Q_x = v_x \cdot A$$

uniformemente distribuída a una distancia

$$-4 \frac{dh}{dx} \cdot h$$

correspondiendo el signo negativo al hecho de que h disminuye cuando x aumenta. De este modo, el valor del gasto en longitud perpendicular al papel, es:

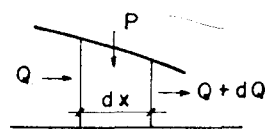
$$Q_x = -K_p \cdot h \cdot \frac{dh}{dx}$$

h disminuye cuando x aumenta, por unidad de

Apliquemos la ecuación de continuidad al medio

$$dQ = P \cdot dx$$

$$Q_x = P \cdot x$$



poroso:

$$(5.7)$$

Igualando las dos expresiones de Q_x :

$$P \cdot x = -K_p \cdot h \cdot \frac{dh}{dx}$$

$$-K_p \cdot h \cdot dh = P \cdot x \cdot dx$$

Integrando entre la cima de la colina y el borde de la corriente:

$$-K_p \cdot \frac{1}{2} (h^2)_{h_1}^{h_2} = P \frac{1}{2} (x^2)_0^L$$

$$K_p (h_1^2 - h_2^2) = P L^2$$

$$h_1 = \sqrt{h_2^2 + \frac{P L^2}{K_p}} \quad (5.8)$$

5.5 Flujo en Pozos de Bombeo

Se han derivado fórmulas para la descarga a través de pozos de bombeo, tanto bajo la hipótesis de flujo permanente como de flujo no permanente. El estado permanente es una condición de equilibrio, por eso no se consideran cambios con el tiempo; si bien esto en la práctica no ocurre, la situación se aproxima a lo que tiene lugar después de un tiempo prolongado de bombeo a caudal constante.

La derivación de las fórmulas se basa en las siguientes hipótesis:

1. el pozo es bombeado a caudal constante;
2. el pozo penetra totalmente el acuífero;
3. el acuífero es homogéneo, isotrópico, horizontal y de extensión horizontal teóricamente infinita.

5.5.1 Flujo Permanente

Supongamos un acuífero confinado (figura 5.9), un pozo principal de bombeo y dos pozos de observación a las distancias r_1 , r_2 , del pozo principal. El nivel piezométrico es inicialmente horizontal; cuando se bombea se produce un cono de depresión, porque para que haya flujo tiene que haber un gradiente; la disminución genérica del nivel (z) se llama abatimiento.

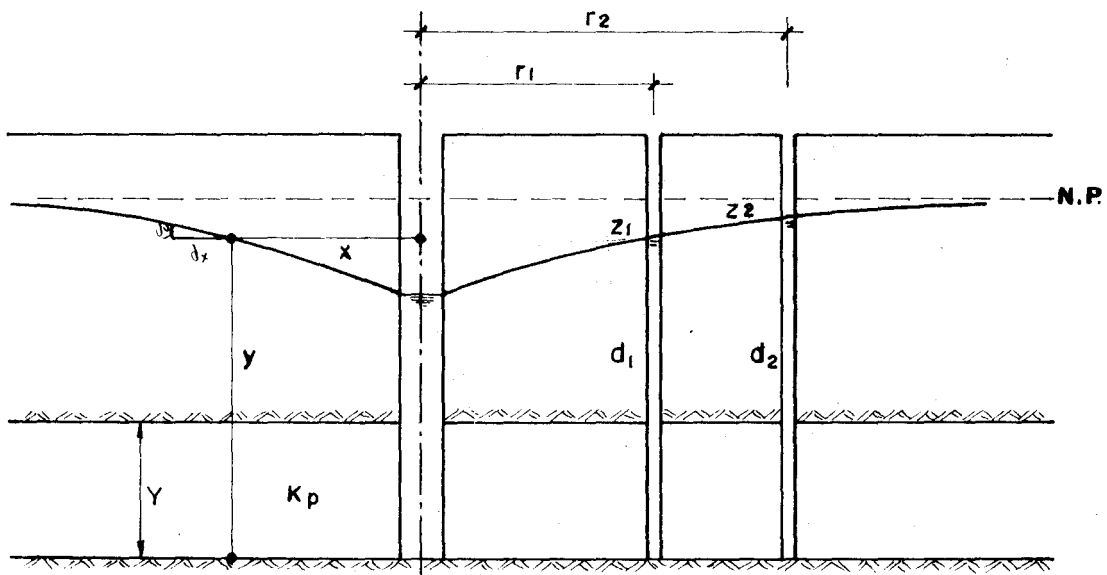


FIG. 5.9 POZO EN ACUIFERO CONFINADO

Para abatimientos pequeños rigen las hipótesis que hacen aplicable la ecuación de Darcy (5.1). El caudal hacia el pozo, a la distancia x , es:

$$Q = Av = A \cdot K_p s = 2 \pi x Y \cdot K_p \cdot \frac{dy}{dx}$$

$$Q \frac{dx}{x} = 2 \pi K_p \cdot Y \cdot dy$$

Integrando de r_1 a r_2 para x , y de d_1 a d_2 para y :

$$Q L \ln \frac{r_2}{r_1} = 2 \pi K_p \cdot Y \cdot (d_2 - d_1)$$

$$Q = \frac{2 \pi K_p Y (d_2 - d_1)}{L \ln \frac{r_2}{r_1}} \quad (5.9)$$

Los acuíferos no confinados el procedimiento es muy similar (figura 5.10).

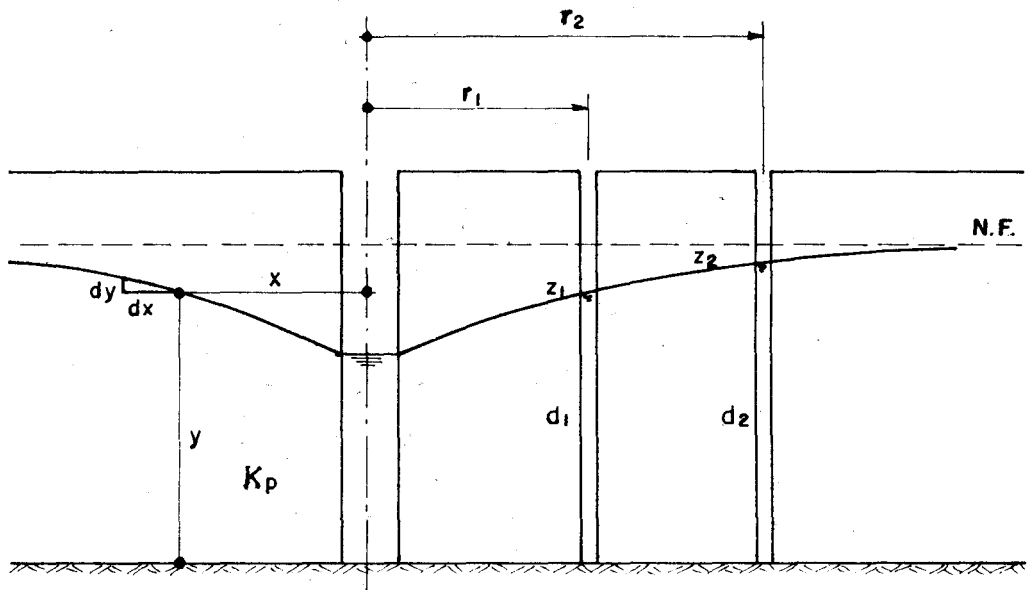


FIG. 5.10 POZO EN ACUIFERO NO CONFINADO

$$Q = Av = A \cdot K_p s = 2 \pi x y \cdot K_p \frac{dy}{dx}$$

$$Q \frac{dx}{x} = 2 \pi K_p \cdot y dy$$

$$Q L \frac{r_2^2}{r_1^2} = \pi K_p (d_2^2 - d_1^2)$$

$$Q = \frac{\pi K_p (d_2^2 - d_1^2)}{L \ln \frac{r_2}{r_1}} \quad (5.10)$$

Se acostumbra simplificar:

$$d_2^2 - d_1^2 = (d_2 + d_1)(d_2 - d_1) \approx 2 Y (d_2 - d_1)$$

$$Q = \frac{2 \pi K_p Y (d_2 - d_1)}{\ln \frac{r_2}{r_1}} \quad (5.11)$$

En caso de que el nivel freático tenga una pendiente inicial, se aplican las mismas fórmulas teniendo cuidado de (figura 5.11):

- usar 4 pozos de observación, dos a cada lado del pozo principal, en la dirección de la pendiente;
- usar para d_1 , d_2 , los promedios respectivos.

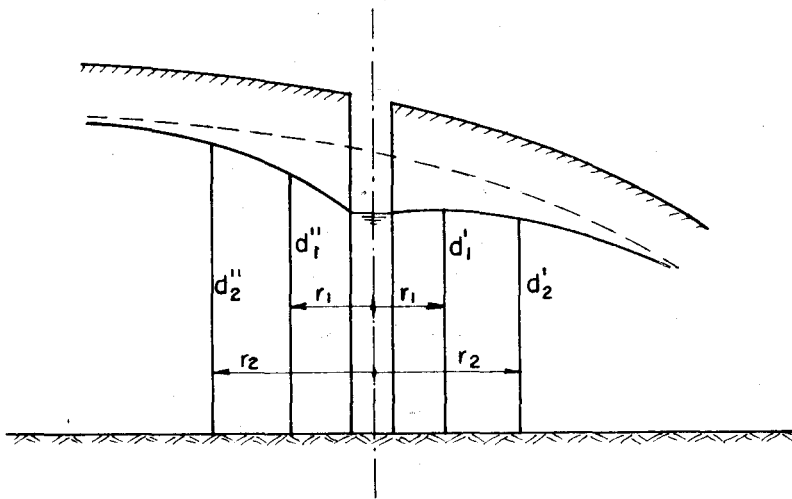


FIG. 5.11 NIVEL FREÁTICO INCLINADO

Las fórmulas 5.9, 5.10 y 5.11 permiten determinar el valor de K_p . Para ello se bombea del pozo un caudal constante y se miden los abatimientos en los pozos de observación. La principal restricción resulta del hecho de que, debido a las escasas velocidades del flujo a través del medio poroso, las condiciones de equilibrio ocurren sólo después de un tiempo relativamente largo de bombeo (varios días).

En la figura 5.10 se puede notar cómo, al inicio del bombeo, el caudal que sale del pozo proviene del almacenamiento contenido en la parte que se deseca conforme se desarrolla el cono de depresión. Los análisis basados en el flujo permanente producen valores muy altos de K_p ya que sólo una parte del caudal total proviene del flujo a través del acuífero hacia el pozo.

5.5.2 Flujo No-Permanente

Se define constante de almacenamiento del acuífero, S , al volumen de agua desplazada del acuífero por unidad de área horizontal y por unidad de caída de la superficie piezométrica.

$$S = \frac{V}{A d}$$

$$V = d S A$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} = - \frac{\partial d}{\partial t} S A$$

- V ... volumen de agua desplazada por área horizontal A del acuífero
 d ... altura de la superficie piezométrica sobre el borde inferior del acuífero
 S ... constante de almacenamiento del acuífero
 A ... área horizontal del acuífero a la cual se aplica $\frac{\partial d}{\partial t}$
 t ... tiempo

El signo negativo corresponde al hecho de que d disminuye conforme aumenta t .

Para una área elemental anular, a la distancia r del pozo:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = - \frac{\partial d}{\partial t} S 2 \pi r \cdot dr$$

Pero $\frac{\partial V}{\partial t} = - \frac{\partial Q}{\partial r} \cdot dr$, correspondiendo el signo negativo porque Q crece con r decreciente.

Reemplazando:

$$\frac{\partial Q}{\partial r} \cdot dr = \frac{\partial d}{\partial t} S 2 \pi r \cdot dr$$

$$\frac{\partial Q}{\partial r} = \frac{\partial d}{\partial t} S 2 \pi r \quad (5.12)$$

Para acuíferos confinados, la ecuación de Darcy es:

$$Q = A v = 2 \pi r Y \cdot Kp \frac{\partial d}{\partial r} = 2 \pi r T \frac{\partial d}{\partial r}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial r} = 2 \pi T \left(\frac{\partial d}{\partial r} + r \frac{\partial^2 d}{\partial r^2} \right) \quad (5.13)$$

Viendo las ecuaciones 5.12 y 5.13:

$$\frac{\partial d}{\partial t} S 2 \pi r = 2 \pi T \left(\frac{\partial d}{\partial r} + r \frac{\partial^2 d}{\partial r^2} \right)$$

$$\frac{1}{r} \frac{\partial d}{\partial r} + \frac{\partial^2 d}{\partial r^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial d}{\partial t} \quad (5.14)$$

que es la ecuación básica para flujo no-permanente en un pozo.

Acuíferos confinados.- Theis, en 1935, sugirió una solución para la ecuación 5.14 basada en la analogía de transmisión del calor. Su fórmula es:

$$Z_r = \frac{Q \cdot W(u)}{4 \pi T} \quad (5.15)$$

Z_r ... abatimiento, en metros, de un pozo de observación a una distancia r del pozo de bombeo

Q ... caudal, en $m^3/día$

T ... transmisividad, en $m^3/día$ por m o $m^2/día$

u ... dada por:

$$u = \frac{r^2 S}{4 T t} \quad (5.16)$$

t ... tiempo, en días, desde la iniciación del bombeo

S ... constante de almacenamiento del acuífero, s/u

$W(u)$ recibe el nombre de función del pozo de u , y es igual a:

$$W(u) = \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du = -0.5772 - \ln u + u - \frac{u^2}{2 \times 2!} + \frac{u^3}{3 \times 3!} \quad (5.17)$$

Los valores de $W(u)$ vienen tabulados para diversos valores de u en la tabla 5.3

De la ecuación 5.16:

$$\frac{r^2}{t} = \frac{4T}{S} u \quad (5.18)$$

Primer caso: Cálculo de los abatimientos

Si T y S son datos, se puede calcular Z_r versus t , es decir los abatimientos con el transcurrir del tiempo. Para ello se calcula u con la 5.16, se halla $W(u)$ con la tabla 5.3 y se calcula Z_r con la 5.15.

TABLA 5.3 VALORES DE $w(u)$ PARA DIVERSOS VALORES DE u

u	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0
$x 1$	0.219	0.049	0.013	0.0038	0.00114	0.00036	0.00012	0.000038	0.000012
$x 10^{-1}$	1.82	1.22	0.91	0.70	0.56	0.45	0.37	0.31	0.26
$x 10^{-2}$	4.04	3.35	2.96	2.68	2.48	2.30	2.15	2.03	1.92
$x 10^{-3}$	6.33	5.64	5.23	4.95	4.73	4.54	4.39	4.26	4.14
$x 10^{-4}$	8.63	7.94	7.53	7.25	7.02	6.84	6.69	6.55	6.44
$x 10^{-5}$	10.95	10.24	9.84	9.55	9.33	9.14	8.99	8.86	8.74
$x 10^{-6}$	13.24	12.55	12.14	11.85	11.63	11.45	11.29	11.16	11.04
$x 10^{-7}$	15.54	14.85	14.44	14.15	13.93	13.75	13.60	13.46	13.34
$x 10^{-8}$	17.84	17.15	16.74	16.46	16.23	16.05	15.90	15.76	15.65
$x 10^{-9}$	20.15	19.45	19.05	18.76	18.54	18.35	18.20	18.07	17.95
$x 10^{-10}$	22.45	21.76	21.35	21.06	20.84	20.66	20.50	20.37	20.25
$x 10^{-11}$	24.75	24.06	23.65	23.36	23.14	22.96	22.81	22.67	22.55
$x 10^{-12}$	27.05	26.36	25.95	25.66	25.44	25.26	25.11	24.97	24.86
$x 10^{-13}$	29.36	28.66	28.26	27.97	27.75	27.56	27.41	27.28	27.16
$x 10^{-14}$	31.66	30.97	30.56	30.27	30.05	29.87	29.71	29.58	29.46
$x 10^{-15}$	33.96	33.27	32.86	32.58	32.35	32.17	32.02	31.88	31.76

Ejemplo 5.4

Se desea calcular la caída de la superficie piezométrica a las distancias 100 m y 200 m de un pozo de bombeo, para un acuífero confinado con $T = 1,000 \text{ m}^2/\text{día}$ y $S = 0.0001$. El pozo es bombeado por 10 días a un ritmo de $1000 \text{ m}^3/\text{día}$.

En la tabla 5.4 se ha dado solución al problema, a partir de un juego de valores de t y siguiendo el camino recién señalado.



TABLA 5.4 SOLUCION DEL EJEMPLO 5.4

t días	r = 100			r = 200		
	u	W(u)	Z _r	u	W(u)	Z _r
0.001	0.25	1.044	0.083	1	0.219	0.017
0.005	0.05	2.468	0.196	0.2	1.223	0.097
0.01	0.025	3.136	0.249	0.1	1.823	0.145
0.05	0.005	4.726	0.376	0.02	3.355	0.267
0.1	0.0025	5.417	0.431	0.01	4.038	0.322
0.5	0.0005	7.024	0.559	0.002	5.639	0.449
1	0.00025	7.717	0.614	0.001	6.331	0.504
5	0.00005	9.326	0.742	0.0002	7.940	0.632
10	0.000025	10.019	0.797	0.0001	8.633	0.687

Segundo caso: cálculo de T y S

Desde que u y W(u) son funciones de T y S, las ecuaciones 5.15 y 5.16 no pueden resolverse directamente. Theis sugirió el método gráfico que se describe a continuación.

Si la ecuación 5.15 se escribe como:

$$\log Z_r = \log \frac{Q}{4\pi T} + \log W(u) \quad (5.19)$$

y la 5.18 como:

$$\log \frac{r^2}{t} = \log \frac{4T}{S} + \log u \quad (5.20)$$

se puede ver que, desde que $\frac{Q}{4\pi T}$ y $\frac{4T}{S}$ son constantes en un ensayo determinado, la relación entre $\log Z_r$ y $\log \frac{r^2}{t}$ debe ser similar a la relación entre W(u) y u.

Así, si se plotea Z_r contra r²/t y W(u) contra u en papel doble logarítmico, las curvas resultantes serán de la misma forma pero horizontal y verticalmente desfasadas por las constantes $\frac{Q}{4\pi T}$ y $\frac{4T}{S}$.

Si cada curva se dibuja en una hoja separada, las curvas se pueden hacer coincidir colocando un gráfico sobre el otro y moviéndolo horizontal y verticalmente (manteniendo los ejes coordenados paralelos) hasta que las curvas coincidan. Enseguida se puede seleccionar un punto común arbitrario, y leer las coordenadas de este punto en los dos gráficos. Esto conduce a valores relacionados de Z_r, $\frac{r^2}{t}$, u y W(u), que se usan para calcular T y S con las ecuaciones 5.15 y 5.18, respectivamente.

Ejemplo 5.5

Hallar T y S en el siguiente ensayo de un acuífero confinado:

$$Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$r_1 = 100 \text{ m}$$

$$r_2 = 200 \text{ m}$$

t (días)	0.001	0.005	0.01	0.05	0.1	0.5	1	5	10
Z_{r_1} (m)	0.083	0.196	0.249	0.376	0.431	0.559	0.614	0.742	0.797
Z_{r_2} (m)	0.017	0.097	0.145	0.267	0.322	0.449	0.504	0.632	0.687

En primer lugar se confecciona la tabla 5.5

TABLA 5.5 CALCULOS DEL EJEMPLO 5.5

t (días)	r = 100 (m)		r = 200 (m)	
	Z_r (m)	r^2/t (m ² /día)	Z_r (m)	r^2/t (m ² /día)
0.001	0.083	10^7	0.017	4×10^7
0.005	0.196	2×10^6	0.097	8×10^6
0.01	0.249	10^6	0.145	4×10^6
0.05	0.376	2×10^5	0.267	8×10^5
0.1	0.431	10^5	0.322	4×10^5
0.5	0.559	2×10^4	0.449	8×10^4
1	0.614	10^4	0.504	4×10^4
5	0.742	2×10^3	0.632	8×10^3
10	0.797	10^3	0.687	4×10^3

En segundo lugar se dibujan las curvas $W(u)$ versus u (no se incluye aquí) usando la tabla 5.3 y Z_r versus r^2/t (figura 5.12).

Luego se coloca la curva $Z_r, r^2/t$ encima de la curva $W(u)$, u y se mueve manteniendo paralelos los ejes coordenados hasta que ambas curvas coincidan (figura 5.13). Se toma un punto común arbitrario y se leen las coordenadas de este punto en ambos gráficos, obteniéndose:

$$Z_r = 0.167 \text{ m}$$

$$r^2/t = 3 \times 10^6 \text{ m}^2/\text{día}$$

$$W(u) = 2.1$$

$$u = 8 \times 10^{-2}$$

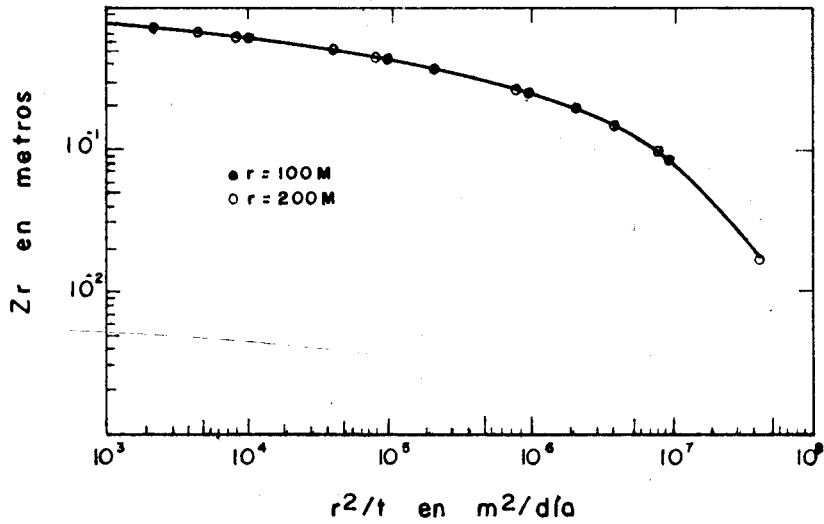


FIG. 5.12 CURVA Z_r VERSUS r^2/t DEL EJEMPLO 5.5

En la figura 5.13 sólo se muestra parte de la curva $W(u)$, u . En la práctica es mejor tenerla dibujada en su totalidad

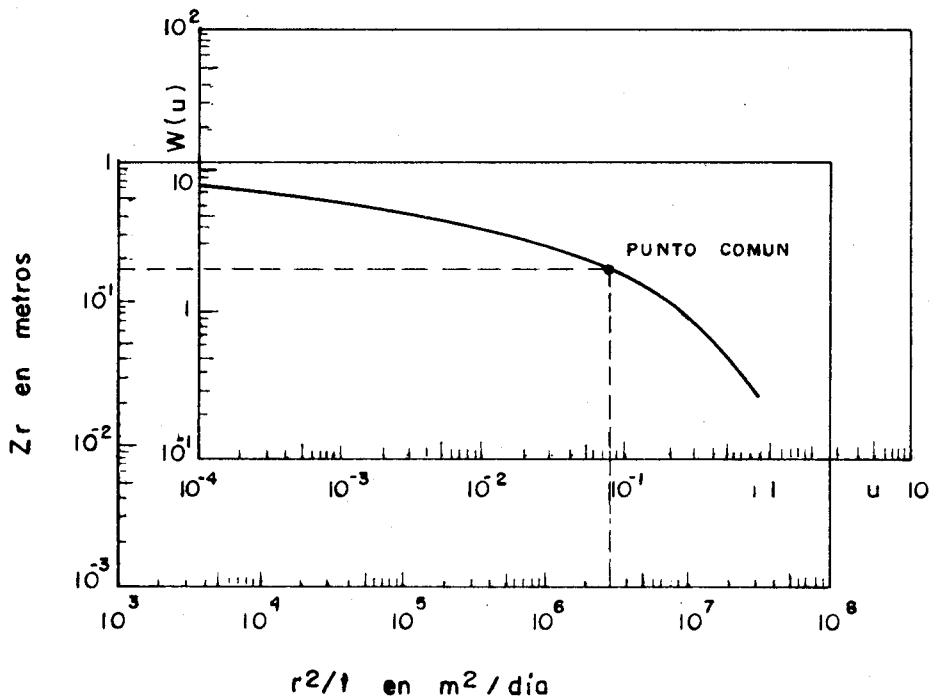


FIG. 5.13 SUPERPOSICION DE LAS DOS CURVAS, EN EL EJEMPLO 5.5

Reemplazando los valores de Z_r , $W(u)$ en la ecuación 5.15 se obtiene $T = 1,000 \text{ m}^2/\text{día}$. Reemplazando los valores de u , r^2/t , T en la ecuación 5.18 se obtiene $S = 0.0001$.

Nótese que los dos ejemplos 5.4 y 5.5 se refieren al mismo ensayo, a fin de comprobar resultados. En el ejemplo 5.4 se conocen T , S y se determinan los abatimientos. En el ejemplo 5.5 se usan esos abatimientos para encontrar T , S . En la práctica, los abatimientos se miden en el terreno, en los pozos de observación.

Acuíferos no confinados

La solución de la ecuación 5.14 para acuíferos no confinados se dificulta porque T cambia con t y r , conforme baja la superficie freática durante el bombeo. También puede suceder que sean significativas las componentes verticales del flujo, invalidando las hipótesis de flujo unidimensional y uniforme. Para abatimientos pequeños, sin embargo, la solución de Theis y su método gráfico pueden seguir utilizándose para acuíferos no confinados.

5.6 Asuntos Conexos

5.6.1 Efectos de Contorno

En el estudio del flujo en pozos se ha supuesto un cono simétrico de depresión, lo cual implica un acuífero homogéneo de extensión teóricamente infinita. No obstante que este tipo de acuífero ideal no se presenta en la práctica, la suposición es generalmente satisfecha con suficiente precisión.

Cuando varios conos de depresión se encuentran próximos entre sí pueden superponerse (figura 5.14). En el punto donde se superponen el abatimiento resultante es la suma de los abatimientos individuales. Este es el más simple de los problemas de contorno.

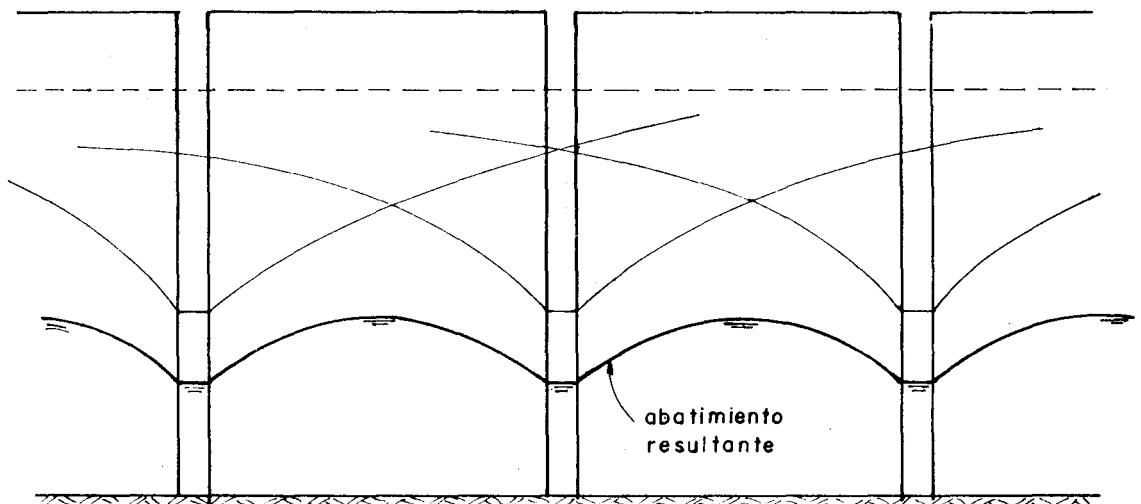


FIG. 5.14 SUPERPOSICION DE CURVAS DE ABATIMIENTO

Otros problemas típicos de contorno ocurren por la presencia, en las vecindades, de ríos, fallas geológicas y similares. Los problemas de contorno, en general, se tratan de modo conveniente con la teoría de las imágenes desarrollada por Lord Kelvin. Esta teoría no es tratada aquí porque escapa a los alcances del texto.

5.6.2 Intrusión Marina

Así como el agua dulce del subsuelo avanza hacia el mar, el agua salada del mar tiende a hacerlo en sentido contrario. De este modo tiene lugar un equilibrio natural a lo largo de la línea costera. Para determinar la forma de la interfase (figura 5.15) pueden aplicarse las condiciones de equilibrio hidrostático.

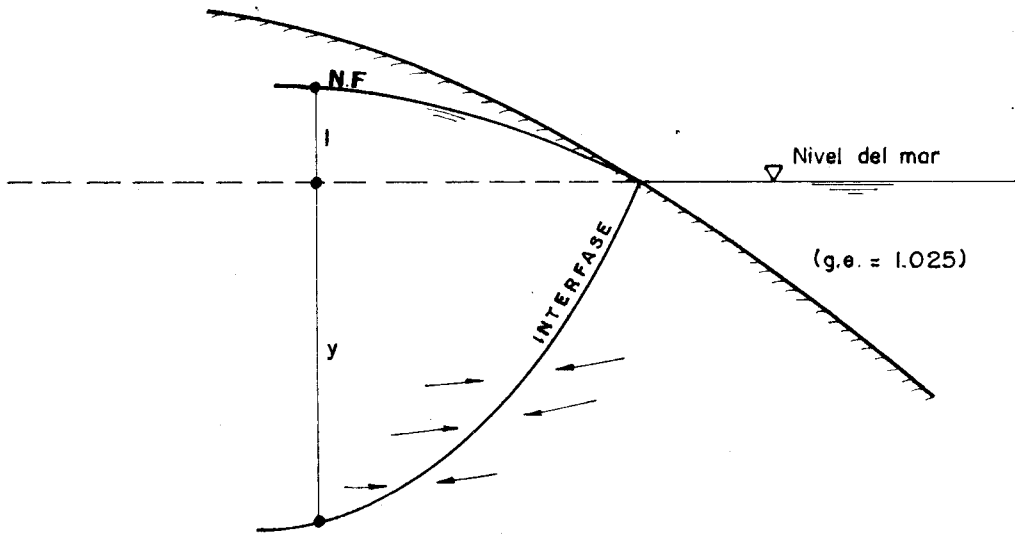


FIG. 5.15 INTRUSION DE AGUA DEL MAR

Para 1 m de agua dulce por encima del nivel del mar, la ecuación de equilibrio hidrostático se escribe:

$$\begin{aligned} \gamma_1 h_1 &= \gamma_2 h_2 \\ 1.00 (1 + y) &= 1.025 y \\ 1 + y &= 1.025 y \\ y &= 40 \text{ m} \end{aligned}$$

No obstante que la verdadera forma de la interfase está gobernada por el equilibrio hidrodinámico de las aguas dulce y salada, la relación 1/40 se aplica como regla general sin mayor error.

Si debido al bombeo baja el nivel freático, el equilibrio se altera y un cono invertido de agua salada sube por debajo del pozo (figura 5.16).

Este hecho limita grandemente el ritmo de bombeo de los pozos ubicados a lo largo de la línea costera. Como medida preventiva, en algunos países se usan colectores horizontales y pozos radiales que operan con abatimientos pequeños.

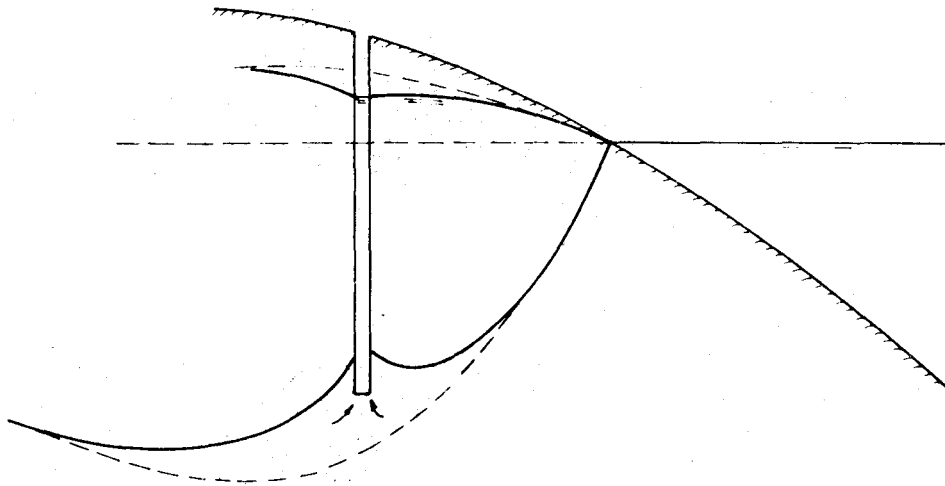


FIG. 5.16 CONO INVERTIDO

Por otro lado, la sobreexplotación del agua subterránea puede reducir el gradiente hacia el mar y permitir que el agua salada subterránea avance hacia tierra. Un problema similar se presenta en las áreas interiores, donde las aguas salinas pueden haberse formado por la disolución de las sales de las rocas adyacentes; si tal es la condición debe limitarse el bombeo a volúmenes que no permitan la intrusión del agua mineralizada.

5.6.3 Potencial de un Acuífero

El bombeo excesivo de un pozo puede conducir a un abatimiento excesivo y un aumento en el costo de bombeo. La sobreexplotación en las áreas costeras puede llevar a una contaminación del pozo por aguas salinas; igual cosa ocurre en el interior, donde las aguas salinas pueden provenir de la disolución de sales de rocas adyacentes. Otra consecuencia de una sobreexplotación, en condiciones aparentemente normales, es la disminución de la descarga del acuífero aguas abajo de los pozos de bombeo.

El concepto de producción firme o rendimiento seguro, viene siendo utilizado desde hace mucho tiempo para expresar la cantidad de agua del subsuelo que puede extraerse sin perjudicar el acuífero como fuente alimentadoras aguas abajo, causar contaminación o crear problemas económicos por aumento de la altura de bombeo. Realmente el rendimiento seguro no puede definirse en términos generales y francamente útiles porque cada acuífero exige una solución particular.

Ecuación de balance

$$S_1 + (P - Q_s - E) + Q_g - R = S_2 \quad (5.21)$$

- S ... almacenamiento
- P ... precipitación en el área tributaria del acuífero
- Q_s ... escorrentía en la misma área

E ... evapotranspiración para la misma área
Q_g ... agua subterránea neta hacia el acuífero
R ... rendimiento seguro

Todos los términos pueden referirse a valores medios anuales.

5.6.4 Recarga Artificial

En condiciones favorables un acuífero funciona como un embalse subterráneo y puede ser una alternativa de menor costo en comparación con un embalse superficial. Entre sus ventajas pueden mencionarse: eliminación de las pérdidas por evaporación, protección contra la contaminación y sistema de distribución de bajo costo. Esta es la razón por la cual se trata de mejorar artificialmente el rendimiento de los acuíferos. Los métodos empleados para la recarga artificial vienen controlados por la geología del área y por consideraciones económicas. Algunos de los métodos utilizados son:

1. Almacenamiento de aguas de avenidas en embalses construidos en suelos permeables que permiten la fácil infiltración del agua.
2. Almacenamiento provisional de aguas de avenidas, para devolverlas luego a los ríos a ritmos similares a las tasas de infiltración a través de los cauces.
3. Derivación del agua de los ríos hacia áreas de inundación en suelos altamente permeables.
4. Bombeo de agua dentro del acuífero por medio de pozos de recarga. A veces se emplean los mismos pozos de extracción, en épocas en que no se necesita agua en la superficie.
5. Construcción de pozos radiales junto a un río o lago, para inducir la percolación a partir de dichas fuentes.

5.6.5 Compresibilidad

Los acuíferos confinados presentan alta compresibilidad. El bombeo provoca un alivio en la presión interior y su resultado puede ser una compresión del acuífero acompañada de un hundimiento de la superficie del terreno, a veces considerable.

5.6.6 Factor Tiempo

Las aguas subterráneas se mueven a velocidades muy bajas y esto hace que el tiempo en algunos fenómenos alcance valores considerables. Para que la sobreexplotación de pozos en zonas costeras, por ejemplo, traiga consigo la intrusión salina puede pasar algún tiempo, debido a la lentitud con que avanza el agua de mar subterránea. El aumento del nivel de agua en el área de recarga de un acuífero puede tardar algunos años en transmitirse a través de la formación. Por esta razón, es indispensable asociar a los diferentes fenómenos que se presentan con el agua subterránea la importancia del factor tiempo.

5.7 Problemas

Problema 5.1

En la estación A, la elevación del nivel de agua es de 642 pies sobre el nivel del mar. En la estación B, el nivel es de 629 pies. Las estaciones están a una distancia de 1,100 pies. La permeabilidad del acuífero es de 300 unidades meinzner y la porosidad es de 14%. ¿Cuál es la velocidad real del flujo en el acuífero?.

Problema 5.2

Suponga que hay dos canales, a diferentes niveles, separados por una franja de terreno de 1,000 m de ancho, como indica la figura 5.17. La permeabilidad es de 12 m/día. Un canal está a 2 m por encima del otro y la profundidad del acuífero es de 20 m debajo del canal inferior hasta el estrato impermeable. Encontrar el caudal que entra o sale de cada canal por metro de longitud. Considerar una precipitación anual de 1.20 m y asumir una infiltración del 60%.

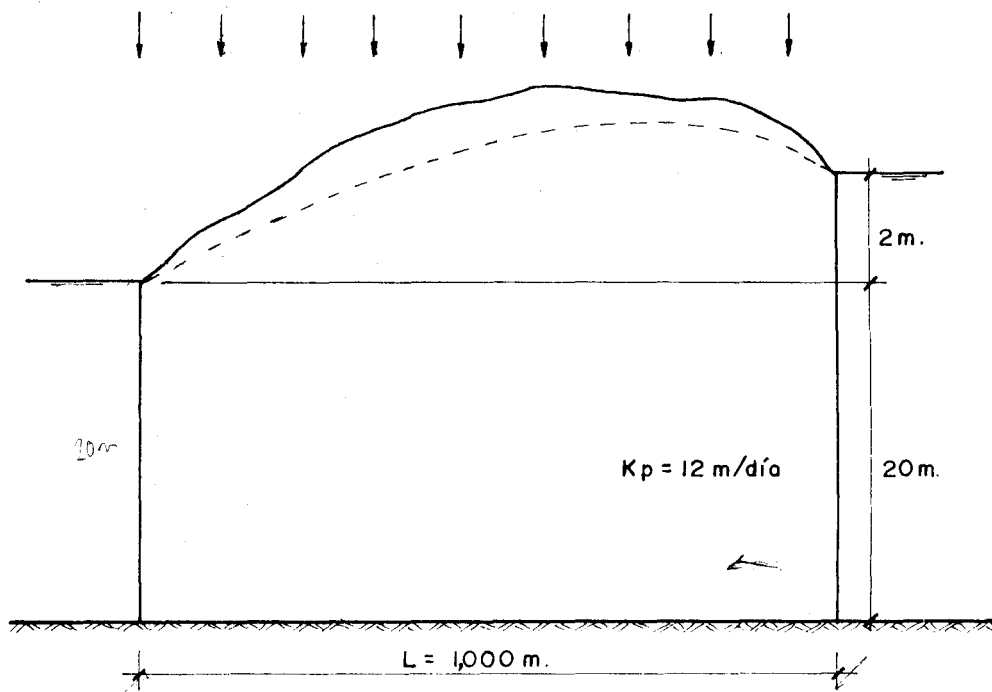


FIG. 5.17 DATOS DEL PROBLEMA 5.2

Problema 5.3

Un pozo de 12 pulgadas de diámetro penetra 80 pies por debajo de la tabla de agua estática. Después de 24 horas de bombeo a 1,100 gal/min, el nivel freático en un pozo de observación a una distancia de 320 pies desciende 1.77 pies, y en otro pozo a 110 pies de distancia desciende 3.65 pies. ¿Cuál es la transmisividad del acuífero?.

Problema 5.4

El registro de abatimiento versus tiempo para un pozo de observación a

296 pies de un pozo de bombeo (500 gal/min) se tabula abajo. Encontrar la transmisividad y la constante de almacenamiento del acuífero. Utilizar el método de Theis.

Tiempo (h)	Abatimiento (pies)	Tiempo (h)	Abatimiento (pies)
1.9	0.28	9.8	1.09
2.1	0.30	12.2	1.25
2.4	0.37	14.7	1.40
2.9	0.42	16.3	1.50
3.7	0.50	18.4	1.60
4.9	0.61	21.0	1.70
7.3	0.82	24.4	1.80

viene de la página 72

F. PERIODO DE EMPIRISMO (1,900 - 1,930)

Aunque mucho de la modernización de la hidrología se había iniciado en el siglo XIX, el desarrollo de la hidrología cuantitativa era todavía inmaduro. La ciencia de la hidrología era por mucho empírica, desde que las bases físicas para la mayoría de las determinaciones hidrológicas cuantitativas no eran bien conocidas ni habían muchos programas de investigación para obtener información cuantitativa para uso de hidrólogos e ingenieros en la solución de problemas prácticos. Durante la última parte del siglo XIX y los 30 años siguientes más o menos, el empirismo en la hidrología se hizo más evidente; por ejemplo, cientos de fórmulas empíricas fueron propuestas y la selección de sus coeficientes y parámetros tenían que depender principalmente del juicio y la experiencia.

Como las aproximaciones empíricas a la solución de problemas hidrológicos fueron pronto consideradas insatisfactorias, muchas agencias gubernamentales impulsaron sus esfuerzos en las investigaciones hidrológicas, y muchas sociedades técnicas fueron organizadas para el avance de la ciencia de la hidrología.

Las principales agencias del gobierno fundadas en los Estados Unidos durante este período que están interesadas en la hidrología como parte de sus funciones incluyen el Bureau of Reclamation, el Forest Service, el U.S. Army Engineers Waterways Experimental Station, y otras.

sigue en la página 114