

Comisión Nacional del Agua

**MANUAL DE AGUA POTABLE,
ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO**

PRUEBAS DE BOMBEO

Diciembre de 2007

www.cna.gob.mx

ADVERTENCIA

Se autoriza la reproducción sin alteraciones del material contenido en esta obra, sin fines de lucro y citando la fuente.

Esta publicación forma parte de los productos generados por la Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento, cuyo cuidado editorial estuvo a cargo de la Gerencia de Cuencas Transfronterizas de la Comisión Nacional del Agua.

Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.

Edición 2007

ISBN: 978-968-817-880-5

Autor: Comisión Nacional del Agua
Insurgentes Sur No. 2416 Col. Copilco El Bajo
C.P. 04340, Coyoacán, México, D.F.
Tel. (55) 5174-4000
www.cna.gob.mx

Editor: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales
Boulevard Adolfo Ruiz Cortines No. 4209 Col. Jardines de la Montaña,
C.P 14210, Tlalpan, México, D.F.

Impreso en México
Distribución gratuita. Prohibida su venta.

Comisión Nacional del Agua

Ing. José Luis Luege Tamargo
Director General

Ing. Marco Antonio Velázquez Holguín
Coordinador de Asesores de la Dirección General

Ing. Raúl Alberto Navarro Garza
Subdirector General de Administración

Lic. Roberto Anaya Moreno
Subdirector General de Administración del Agua

Ing. José Ramón Ardavín Ituarte
Subdirector General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento

Ing. Sergio Soto Priante
Subdirector General de Infraestructura Hidroagrícola

Lic. Jesús Becerra Pedrote
Subdirector General Jurídico

Ing. José Antonio Rodríguez Tirado
Subdirector General de Programación

Dr. Felipe Ignacio Arreguín Cortés
Subdirector General Técnico

Lic. René Francisco Bolio Halloran
Coordinador General de Atención de Emergencias y Consejos de Cuenca

M.C.C. Heidi Storsberg Montes
Coordinadora General de Atención Institucional, Comunicación y Cultura del Agua

Lic. Mario Alberto Rodríguez Pérez
Coordinador General de Revisión y Liquidación Fiscal

Dr. Michel Rosengaus Moshinsky
Coordinador General del Servicio Meteorológico Nacional

C. Rafael Reyes Guerra
Titular del Órgano Interno de Control

Responsable de la publicación:
Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento

Coordinador a cargo del proyecto:
Ing. Eduardo Martínez Oliver
Subgerente de Normalización

La Comisión Nacional del Agua contrató la Edición 2007 de los Manuales con el

INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA según convenio
CNA-IMTA-SGT-GINT-001-2007 (Proyecto HC0758.3) del 2 de julio de 2007
Participaron:

Dr. Velitchko G. Tzatchkov
M. I. Ignacio A. Caldiño Villagómez

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	1
1 CONCEPTOS BASICOS Y DEFINICIONES	4
1.1 LEY DE DARCY	4
1.2 TIPOS DE ACUÍFERO	7
1.2.1 Acuífero libre	8
1.2.2 Acuífero confinado	11
1.2.3 Acuífero semiconfinado.....	13
1.3 PROPIEDADES HIDRÁULICAS.....	14
1.3.1 Porosidad.....	15
1.3.2 Permeabilidad	18
1.3.3 Conductividad Hidráulica	20
1.3.4 Transmisividad	22
1.3.5 Coeficiente de almacenamiento.....	23
1.3.6 Resistencia hidráulica	25
1.3.7 Factor de drenaje.....	26
1.3.8 Factor de goteo.....	26
1.4 ECUACIONES DE FLUJO.....	27
1.4.1 Régimen permanente.....	27
1.4.2 Régimen transitorio	27
2 PRUEBAS DE BOMBEO	28
2.1 OBJETIVOS DE LAS PRUEBAS.....	28
2.2 METODOLOGIA DE EJECUCION	28
2.3 INFORMACIÓN PRELIMINAR	28
2.4 ELECCIÓN DEL SITIO DE PRUEBA	29
2.5 CARACTERITICAS DEL POZO DE BOMBEO.....	30
2.6 CARACTERÍSTICAS DE LOS POZOS DE OBSERVACIÓN Y/O PIEZÓMETROS	30
2.7 REALIZACIÓN DE LAS PRUEBAS.....	31
2.8 DURACIÓN DE LA PRUEBA	33
2.9 MEDICIÓN DE LA PROFUNDIDAD DEL NIVEL DEL AGUA.....	34
2.10 MEDICIÓN DEL CAUDAL DE EXTRACCIÓN.....	34
2.10.1 Método Volumétrico	35
2.10.2 Método de la escuadra.....	35
2.10.3 Método del Orificio Calibrado.....	38
2.10.4 Método empleando vertedores	40
2.11 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	45
2.12 CARACTERIZACIÓN DEL TIPO DE ACUIFERO.....	46
3 METODOS DE ANALISIS PARA ACUÍFEROS LIBRES	49
3.1 ASPECTOS GENERALES	49
3.2 MÉTODO DE NEUMAN	50
3.2.1 Generalidades.....	50
3.2.2 Procedimiento	52
3.2.3 Observaciones	53
3.3 MÉTODO DE BOULTON.....	56

3.3.1	Procedimiento	56
3.4	MÉTODO DE THIEM - DUPUIT	60
3.4.1	Generalidades.....	60
3.4.2	Observaciones	61
4	MÉTODOS DE ANALISIS PARA ACUIFEROS CONFINADOS	62
4.1	ASPECTOS GENERALES	62
4.2	MÉTODO DE THIEM.....	64
4.2.1	Generalidades.....	64
4.2.2	Procedimientos	64
4.2.3	Observaciones	67
4.3	MÉTODO DE THEIS	67
4.3.1	Generalidades.....	67
4.3.2	Procedimiento	68
4.3.3	Observaciones	69
4.4	MÉTODO DE COOPER Y JACOB	70
4.4.1	Generalidades.....	70
4.4.2	Procedimientos	71
4.4.3	Observaciones	74
4.5	MÉTODO DE CHOW.....	74
4.5.1	Generalidades.....	74
4.5.2	Procedimiento	75
4.5.3	Observaciones	75
4.6	SUMARIO.....	76
5	MÉTODOS DE ANÁLISIS PARA ACUIFEROS SEMICONFINADOS.....	78
5.1	MÉTODOS PARA RÉGIMEN DE FLUJO ESTABLE.....	79
5.1.1	Método de De Glee	79
5.1.2	MÉTODO DE HANTUSH - JACOB.....	81
5.2	MÉTODOS PARA FLUJO EN RÉGIMEN TRANSITORIO	83
5.2.1	Método de Walton.....	83
5.2.2	Método del Punto de Inflexión (Hantush I)	85
5.2.3	Método de Ajuste de Curvas (Hantush III)	89
5.2.4	Método de Neuman-Witherspoon	91
6	PRUEBAS DE BOMBEO EN POZOS DE GRAN DIAMETRO.....	94
6.1	ASPECTOS GENERALES	94
6.2	MÉTODO DE PAPADÓPULOS Y COOPER (Acuífero confinado).....	94
6.2.1	Generalidades.....	94
6.2.2	Procedimiento	96
6.2.3	Observaciones	99
6.3	MÉTODO DE BOULTON - STRELTSOVA (Acuífero libre)	101
6.3.1	Generalidades.....	101
6.3.2	Procedimiento	103
7	PRUEBAS DE BOMBEO EN ROCAS FRACTURADAS	107
7.1	ASPECTOS GENERALES	107
7.2	MÉTODO DE BOURDET- GRINGARTEN (Pozo de observación).....	107
7.2.1	Generalidades.....	107
7.2.2	Procedimiento	109
7.2.3	Observaciones	110

7.3	MÉTODO DE KAZEMI (pozo de observación)	110
7.3.1	Generalidades.....	110
7.3.2	Procedimiento	111
7.3.3	Observaciones	112
7.4	MÉTODO WARREN-ROOT (pozo de bombeo)	112
7.4.1	Generalidades.....	112
7.4.2	Observaciones	113
7.5	ANÁLISIS DE PRUEBAS DE BOMBEO CON UN MODELO NUMÉRICO DE DOS ACUÍFEROS Y DOS ACUITARDOS	116
7.5.1	Generalidades.....	116
	BIBLIOGRAFÍA	124
	ANEXO A	128
	GLOSARIO	138

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Instrumento experimental que ilustra la Ley de Darcy.....	5
Figura 1.2. Distribución del agua en el subsuelo.....	7
Figura 1.3. Acuífero libre	9
Figura 1.4. Acuífero confinado.	11
Figura 1.5. Acuífero semiconfinado.....	13
Figura 1.6. Porosidad.....	15
Figura 1.7. Influencia del tipo de empacamiento sobre la porosidad, notar que las partículas (caso 2) sólo están acomodadas establemente a la izquierda y no hacia atrás.....	16
Figura 1.8. Tipos de porosidad: primaria a), b), c), d); secundaria e), f).....	17
Figura 1.9. Conductividad hidráulica	20
Figura 1.10. Coeficiente de transmisividad	23
Figura 1.11. Coeficiente de almacenamiento	24
Figura 2.1. Cálculo del caudal mediante la distancia de caída del chorro de agua...	36
Figura 2.2. Cálculo del caudal mediante la distancia existente entre el extremo del tubo de descarga y un punto situado a 305 mm.	36
Figura 2.3. Cálculo del caudal cuando la tubería no está completamente llena.....	37
Figura 2.4. Cálculo del caudal en un pozo brotante	37
Figura 2.5. Determinación del gasto mediante el método del orificio calibrado.....	39
Figura 2.6. Vertedores de pared delgada: a) rectangular sin contracción lateral, b) rectangular con contracción lateral, c) triangular.....	41
Figura 2.7. Arista horizontal de los vertedores.....	41
Figura 2.8. Vertedor rectangular sin contracción lateral.	42
Figura 2.9. Vertedor rectangular con contracción lateral.....	43
Figura 2.10. Curva típica de abatimiento-tiempo para acuífero confinado	47
Figura 2.11. Curva típica de abatimiento-tiempo para acuífero semiconfinado.....	47
Figura 2.12. Curva típica de abatimiento-tiempo para acuífero libre'	48
Figura 3.1. La prueba de bombeo "Ciudad de México" con los métodos de Neuman (1975) y Boulton (1963), pozo de observación No. 23 ($r = 250$ m) (Adaptada de Vázquez-Sánchez, 1995).....	54
Figura 3.2. Índice de retraso" de Boulton	59
Figura 4.1. Análisis de los datos de la prueba de bombeo "San Luis Potosí" con el método de Thiem (Adaptada de Carrillo-Rivera, 1992).....	65
Figura 4.2. Análisis de los datos de la prueba de bombeo "San Luis Potosí" con el método de Theis (Adaptado de Carrillo-Rivera, 1992)	69
Figura 4.3. Análisis de los datos de la prueba de bombeo "San Luis Potosí" con el método de Cooper-Jacob (Adaptada de Carrillo-Rivera, 1992)	72
Figura 4.4. Análisis de los datos de la prueba de bombeo "San Luis Potosí" con el método de Chow (Adaptada de Carrillo-Rivera, 1992).....	76
Figura 5.1. Método de De Glee.	80
Figura 5.2. Método de Hantush – Jacob (1955).	82
Figura 5.3. Familia de Curvas de Walton	84
Figura 5.4. Método de Walton	85
Figura 5.5. Método del Punto de Inflexión (Hantush I).	87
Figura 5.6. Familia de Curvas Tipo de Hantush.	90

Figura 5.7. Método de Ajuste de Curvas (Hantush III).	91
Figura 5.8. Nomograma del Método de Neuman – Witherspoon	93
Figura 6.1. Método de Papadópulos - Cooper.....	95
Figura 6.2. Familia de curvas tipo de Papadópulos y Cooper para el análisis de pruebas de bombeo en pozos de gran diámetro.....	96
Figura 6.3. Curva de abatimiento en función del logaritmo del tiempo considerando el almacenamiento en pozos de gran diámetro.	100
Figura 6.4. Método de Boulton - Streltsova	102
Figura 7.1. Análisis de la prueba de bombeo en el pozo 831-ZA con el método de Warren y Root (adaptada de Carrillo-Rivera, 1992)	114
Figura 7.2. Casos de aplicación del modelo de flujo radial	119
Figura 7.3. Resultados de la simulación numérica de la prueba de bombeo en el pozo 381-ZA (Adaptada de Carrillo-Rivera, 1992).....	122

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Conductividad hidraulica de algunos materiales.	6
Tabla 1.2. Velocidades del agua en materiales no consolidados	10
Tabla 1.3. Porosidad de diversos materiales.....	18
Tabla 1.4. Relación entre porosidad y permeabilidad	19
Tabla 1.5. Conductividad hidráulica (k) de materiales diversos.....	21
Tabla 2.1. Secuencia de intervalos de tiempo para la medición de niveles de agua durante una prueba de bombeo	32
Tabla 2.2. Valores del coeficiente de descarga c' en tuberías	40
Tabla 2.3. Caudal en función de la altura h , para vertedor rectangular sin contracción lateral.	42
Tabla 2.4. Caudales para diferentes anchuras de canal	43
Tabla 2.5. Caudales correspondientes a diferentes alturas h y diferentes anchuras b	44
Tabla 2.6. Caudales correspondientes. A diferentes alturas de tirante en vertedores con tres ángulos diferentes.	46
Tabla 2.7. Esquema de caracterización de tipos de acuíferos	47
Tabla 3.1. Pozo de observación no.23, prueba de bombeo "CIUDAD DE MÉXICO" (Adaptados de Vázquez-Sánchez, 1995).....	54
Tabla 3.2. Boulton para acuíferos libres	58
Tabla 4.1. Métodos de análisis para acuíferos confinados.....	63
Tabla 4.2. Datos de la prueba de bombeo "San Luis Potosi"	66
Tabla 4.3. Características hidráulicas de acuífero confinado obtenidas de evaluar la prueba de bombeo "San Luis Potosi" con diferentes métodos.....	77
Tabla 5.1. Métodos de análisis de acuíferos semiconfinados.....	78
Tabla 6.1. Valores de la función $F(u_w, \beta)$ para pozo de gran diámetro, según Papadópulos y Cooper.....	97
Tabla 6.2. Valores de $uW(u)$ para pozos de gran diámetro, según Papadópolis – Cooper.	98
Tabla 6.3. Valores de la función de Boulton y Streltsova para pozos de gran diámetro en acuíferos libres	104
Tabla 7.1. Datos de abatimiento de la prueba de bombeo en el POZO 381-ZA (Carrillo-Rivera, 1992).....	114

INTRODUCCIÓN

Más del 50 % del país afronta una compleja problemática originada por la escasez de agua y de su creciente contaminación. Los recursos hidráulicos superficiales ya se han aprovechado en su mayor parte. Las crecientes necesidades se han satisfecho principalmente del subsuelo, del cual se extrae en promedio el 70 % del agua suministrada, esto hace al agua subterránea uno de los recursos de renovación lenta más importantes de México. Además, la nueva política económica y de apertura que vive el país, ha hecho necesaria la optimización en el suministro de los servicios hidráulicos, así como acciones que aseguren su preservación, mejorando los hábitos de consumo, distribución y explotación.

En la actualidad, el agua extraída del subsuelo sostiene gran parte del desarrollo de los diversos sectores económicos del país, así como también, satisface los requerimientos de la mayoría de las grandes concentraciones de población y de los pequeños asentamientos rurales (figura. 1)

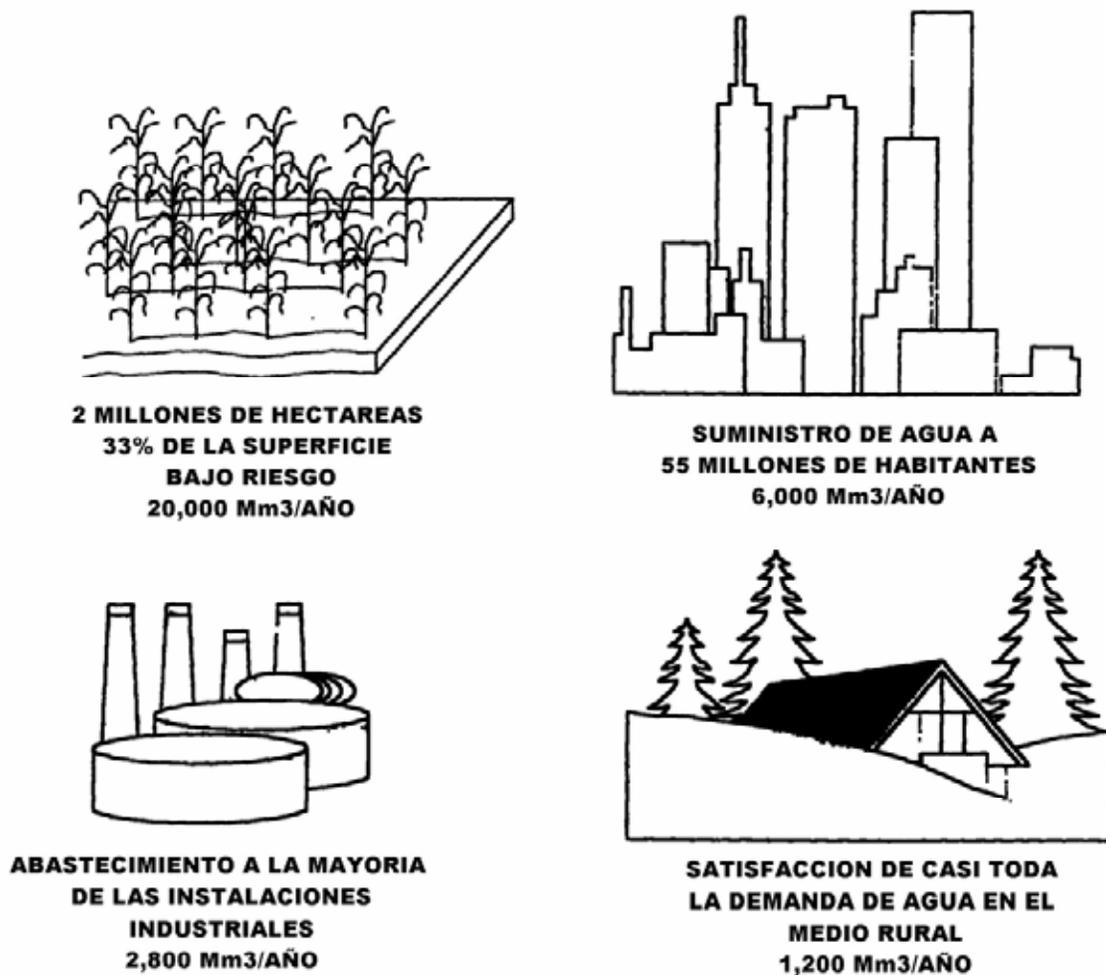


Figura. 1. Importancia del agua subterránea en México

Sin embargo, lejos de lo que puede suponerse, el agua en el subsuelo tiene un comportamiento complicado, mismo que ha requerido de muchos años de estudio y experimentación para poder entenderse de una manera adecuada.

Las pruebas de bombeo en sus múltiples variantes de interpretación, son la principal herramienta disponible para el estudio del comportamiento del agua en los acuíferos y pozos, predicción de caudales y abatimientos futuros, así como la obtención de valores representativos de las características de los acuíferos, tales que no tengan el carácter local y la dudosa validez de los ensayos de laboratorio.

En general, las pruebas de bombeo representan un costo económico elevado en vista de las necesidades para llevarlas a cabo, por lo tanto, es preciso realizar una planeación correcta de las mismas, con el firme objetivo de evitar errores, no sólo en su ejecución, sino también en la obtención de datos, mismos que limiten o impidan una interpretación adecuada.

En el presente manual se exponen diversos temas relacionados con las Pruebas de Bombeo, los cuales cubren desde los conceptos básicos y definiciones del tema, hasta los métodos de interpretación de las mismas y sus respectivas correcciones, pasando por los preparativos previos a una prueba y su ejecución.

El manual se compone de 7 capítulos. En la introducción se hace una presentación del manual, su finalidad y su desarrollo. El capítulo 1 trata de los conceptos básicos y las definiciones de algunos términos de mayor uso, necesarios para un mejor entendimiento de la hidráulica de captaciones.

En el capítulo 2 se describe la metodología de realización de las pruebas de bombeo, del equipo necesario y los parámetros a medir. En el capítulo 3 se describen los principales métodos de interpretación de pruebas de bombeo realizadas en acuíferos libres, mientras que en el capítulo 4 se tratan los métodos aplicables para acuíferos confinados.

El capítulo 5 contiene la descripción de los métodos para acuíferos semiconfinados y en el capítulo 6 se tratan dos métodos para el caso particular de pozos de gran diámetro (norias).

En el capítulo 7 se describen los métodos que se aplican para interpretar una prueba de bombeo realizada en un medio fracturado.

Todos los métodos de los capítulos 1 a 6 han sido desarrollados para acuíferos en medios porosos y es, por lo tanto, en donde son aplicables. Los métodos indicados en el capítulo 7 tratan el caso de pruebas de bombeo efectuadas en acuíferos en rocas fracturadas.

Por último, en el anexo se presentan los valores tabulados de algunos parámetros que se necesitan para calcular la transmisividad y el coeficiente de almacenamiento por los métodos que emplean la solución de una ecuación o las curvas patrón.

El manual se ha preparado con el fin de contar con un documento de consulta y referencia, que sirva de guía al personal técnico encargado de realizar el análisis del comportamiento del agua en el subsuelo, así como también el realizar las pruebas de bombeo e interpretarlas. El documento está elaborado a fin de que sea benéfico no solamente al ingeniero o al personal técnicamente preparado, sino también al personal técnico y administrativo de organismos operadores y usuarios en general. Sin embargo, es necesario aclarar que es factible la asesoría de personal especializado para su mejor comprensión, principalmente en los desarrollos teóricos y técnicas interpretativas de las pruebas.

En el desarrollo del manual se emplea terminología convencional, no obstante, se ha tratado de utilizar un lenguaje sencillo y práctico, de tal manera que su contenido sea accesible a toda persona interesada en el ramo.

1 CONCEPTOS BASICOS Y DEFINICIONES

1.1 LEY DE DARCY

La ley de Darcy es una de las bases más importantes en el análisis de comportamiento y movimiento del agua en el subsuelo. De acuerdo a esta ley, el flujo de un fluido a través de un medio poroso de área A, es directamente proporcional a la pérdida de carga hidráulica y a un coeficiente K, e inversamente proporcional al trayecto recorrido (Ecuación No. 1.1 y figura 1.1) de tal forma que la ley de Darcy se expresa como:

$$Q=KiA \quad (1.1)$$

o bien

$$Q / A = V_d = K i \quad (1.2)$$

Donde:

Q =Gasto (m³/día)

K =Constante de proporcionalidad, conductividad hidráulica (m/día)

i = Gradiente hidráulico (adimensional)

A = Área transversal perpendicular al flujo (m²)

V_d = Velocidad aparente de flujo (m/día), también conocida como "Velocidad de Darcy".

El coeficiente K de la ley de Darcy, es una constante que depende de las propiedades del medio poroso (k), del fluido (p/v) y de la aceleración de la gravedad (Figura 1.1).

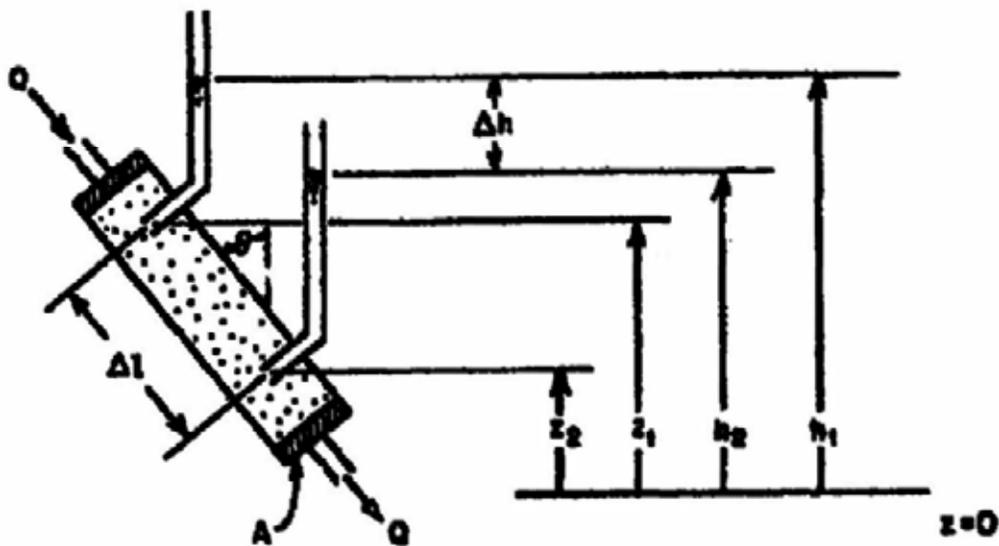
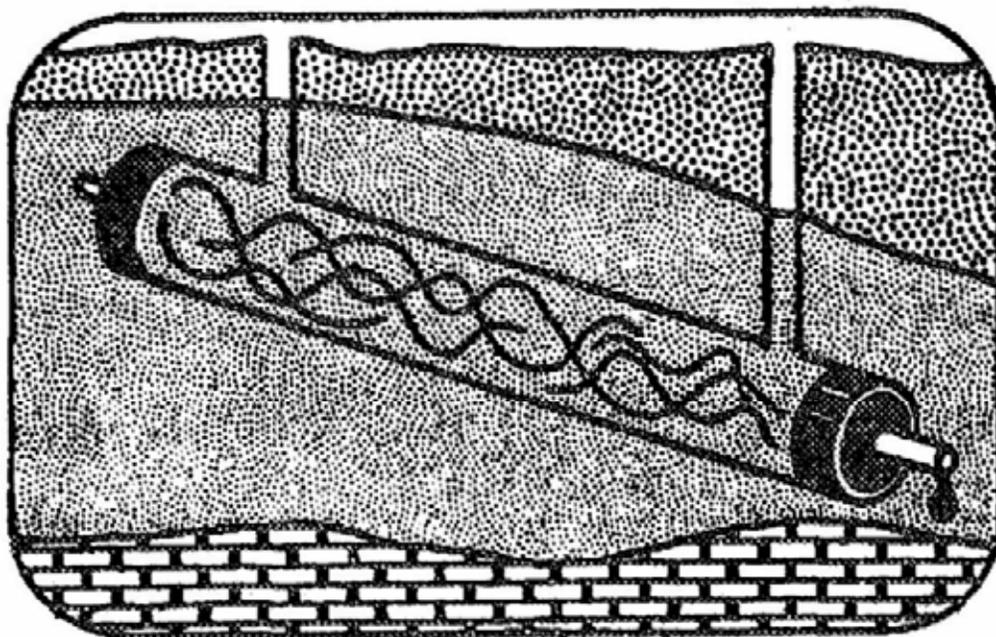


Figura 1.1 Instrumento experimental que ilustra la Ley de Darcy

En el caso de que el agua tenga una viscosidad diferente de 1.124 cP y una densidad diferente a 1.0 gr/cm³, se deberán realizar los ajustes necesarios para que los cálculos realizados sean equivalentes.

De lo anterior se desprende que K representa la cantidad de agua que atraviesa, una sección unitaria, perpendicular a la dirección de flujo, bajo un gradiente unitario, por lo que sus unidades son de longitud / tiempo (m/día). Sin embargo, no debe

confundirse con la velocidad real, la cual se determina dividiendo esa cantidad por la porosidad efectiva.

La tabla 1.1 muestra algunos valores de conductividad hidráulica para diferentes materiales geológicos:

Tabla 1.1. Conductividad hidráulica de algunos materiales.

MATERIAL	K (m/ día)	K(cm/s)
Arcilla	10^{-5} a 10^{-7}	10^{-8} a 10^{-10}
Limo	10^{-1}	10^{-4}
Arena Fina	10^{-1} a 10^0	10^{-4} a 10^{-3}
Arena Media	10^0 a 10^2	10^{-3} a 10^{-1}
Grava	$> 10^3$	$> 10^0$

La Ley de Darcy no es válida en todos los casos de flujo del agua, ésta es válida sólo para flujo laminar, pero no para flujo turbulento, tal y como sucede en calizas cársticas o en basaltos fracturados.

Por analogía con el flujo en tuberías, se define un Número de Reynolds (Nr) para el medio poroso y es un indicador del tipo de flujo que se presenta en los fluidos. En caso de existir duda respecto al tipo de flujo, laminar o turbulento, el número de Reynolds puede emplearse como un criterio para distinguirlos.

El Número de Reynolds se expresa según la ecuación 1.3.

$$Nr = \rho(Vd/\mu) \quad (1.3)$$

Donde:

ρ = Densidad del fluido (gr/cm^3)

V = Velocidad específica (cm/s)

d = Dimensión del poro (cm)

μ = Viscosidad del fluido (cP)

Experimentalmente se ha demostrado que la ley de Darcy es válida para un Número de Reynolds menor a 1 ($Nr < 1$) y no ocasiona errores considerables con $Nr=10$. Fuera de estos valores, no es aplicable; afortunadamente la mayoría de los flujos de agua subterránea ocurren con $Nr < 1$, por lo cual es aplicable en casi todos los casos, situación que engloba la gran importancia de dicha ley. Solamente en casos especiales o situaciones específicas, como espacios abiertos a las rocas, de dimensiones muy grandes, gradientes hidráulicos fuertes, o que se analice el flujo en la vecindad de un pozo trabajando, los criterios de flujo laminar y la ley de Darcy no son aplicables

1.2 TIPOS DE ACUÍFERO

En el subsuelo, el agua se puede encontrar bajo una amplia gama de condiciones, desde el agua que circula libremente, hasta el agua que se encuentra formando parte de la estructura de las rocas.

Generalmente se distinguen dos grandes zonas. La **no-saturada** y la **saturada**. La primera se extiende desde la superficie de terreno hasta la base de la denominada franja capilar. Esta franja es una zona de transición entre las zonas no saturadas y la saturada, su superficie es irregular y su posición varía al cambiar el nivel freático. La parte superior contiene numerosos espacios de aire que puede representar un obstáculo al movimiento descendiente del agua. El límite inferior de la franja capilar es la superficie freática, punto donde se alcanza la saturación total.

La superficie freática es la separación entre la franja capilar y la zona saturada. Es también la superficie definida por los niveles de agua en los pozos perforados en acuíferos no confinados. En otras palabras, es la superficie saturada de un acuífero no confinado, sobre la cual la presión hidrostática es igual a la atmosférica. La zona situada por debajo de la superficie freática se llama zona saturada (Figura 1.2).

Dentro de la zona saturada se encuentran diversas formaciones o unidades geológicas que presentan un comportamiento geológico peculiar, debido a sus características petrofísicas, mismas que determinan un comportamiento hidráulico diverso, de esta forma, en la zona saturada se puede clasificar tipos de unidades hidrogeológicas en función de su capacidad para transmitir, ceder o almacenar agua:

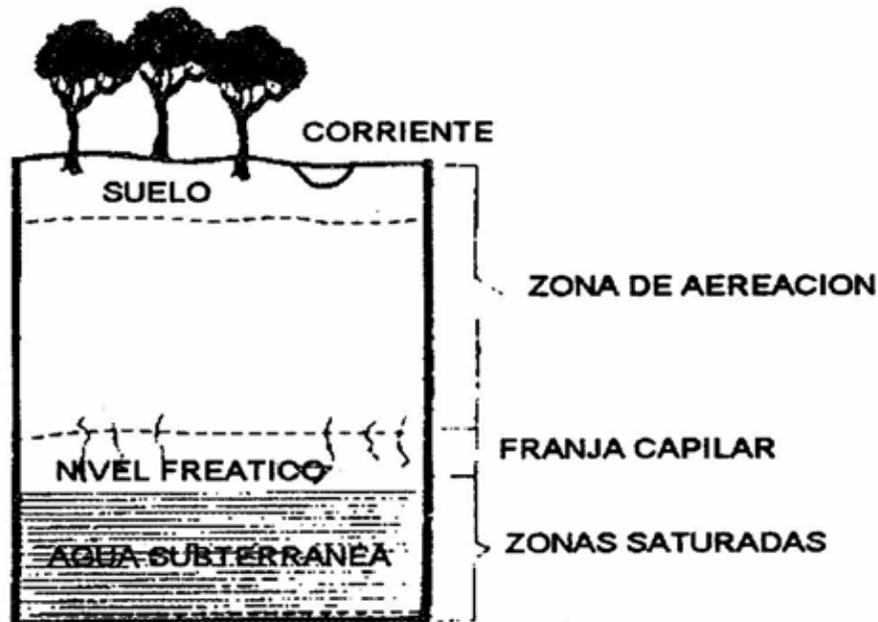


Figura 1.2. Distribución del agua en el subsuelo

Acuífero, unidades geológicas permeables saturadas de agua, que pueden transmitir dicho fluido en cantidades significativas y de las cuales es económicamente factible extraerlo. A este grupo lo forman los depósitos granulares no consolidados y las rocas fracturadas

Acuitardo, unidades geológicas que a pesar de contar con una baja conductividad hidráulica, pueden transmitir o ceder cantidades considerables de agua a escala regional, aunque no con la facilidad de un acuífero. Estas formaciones no son aptas para el emplazamiento de captaciones de grandes dimensiones. Sin embargo, en condiciones especiales permiten la recarga vertical a un acuífero. Las arcillas limosas y las arenosas pueden comportarse como acuitardo.

Acuicludo, unidades geológicas que conteniendo agua en su interior, no la transmiten y por lo tanto es imposible extraer agua de manera apreciable. Dentro de este grupo se encuentran las arcillas plásticas.

Acuifugo, unidades geológicas que no contienen agua, ni la pueden transmitir. Dentro de este grupo se encuentran las rocas cristalinas no alteradas (granitos) y las rocas metamórficas sin foliación

Desde el punto de vista hidráulico y de manera estrictamente teórica, existen tres tipos de acuíferos: los confinados, semiconfinados y libres. Sin embargo, en la práctica se ha observado que el tipo de acuífero puede variar en el tiempo, principalmente debido a la fuerte extracción que de ellos se hace mediante diversas captaciones (pozos, norias). Al principio de la extracción algunos acuíferos se comportan como confinados y, después de cierto tiempo, gradualmente, se van transformando en semiconfinados. Otros al inicio se manifiestan como confinados o semiconfinados y posteriormente se convierten en libres, sobre todo cuando el bombeo excesivo abate la superficie piezométrica por debajo del techo del acuífero.

1.2.1 Acuífero libre

Un acuífero se considera libre cuando presenta como límite superior la superficie freática y como límite inferior una unidad del tipo de los acuicludos ("impermeable"). Este tipo de acuífero funciona con una superficie freática a una presión igual a la atmosférica y su espesor varía en el tiempo, esto es, con las fluctuaciones de la superficie freática (Figura 1.3).

Al ser bombeado un acuífero libre, el agua de su almacenamiento se mueve por efecto de la gravedad hacia el nivel freático conforme éste desciende. A este mecanismo se le conoce como "drenaje retardado" y es otra característica de un acuífero libre.

Un acuífero libre presenta ciertas ventajas con respecto a los otros tipos de acuíferos:

- Cede volúmenes de agua mucho mayores por cada metro de abatimiento del nivel freático
- Presenta mejores condiciones de recarga, por estar totalmente abierto a la superficie en su límite superior

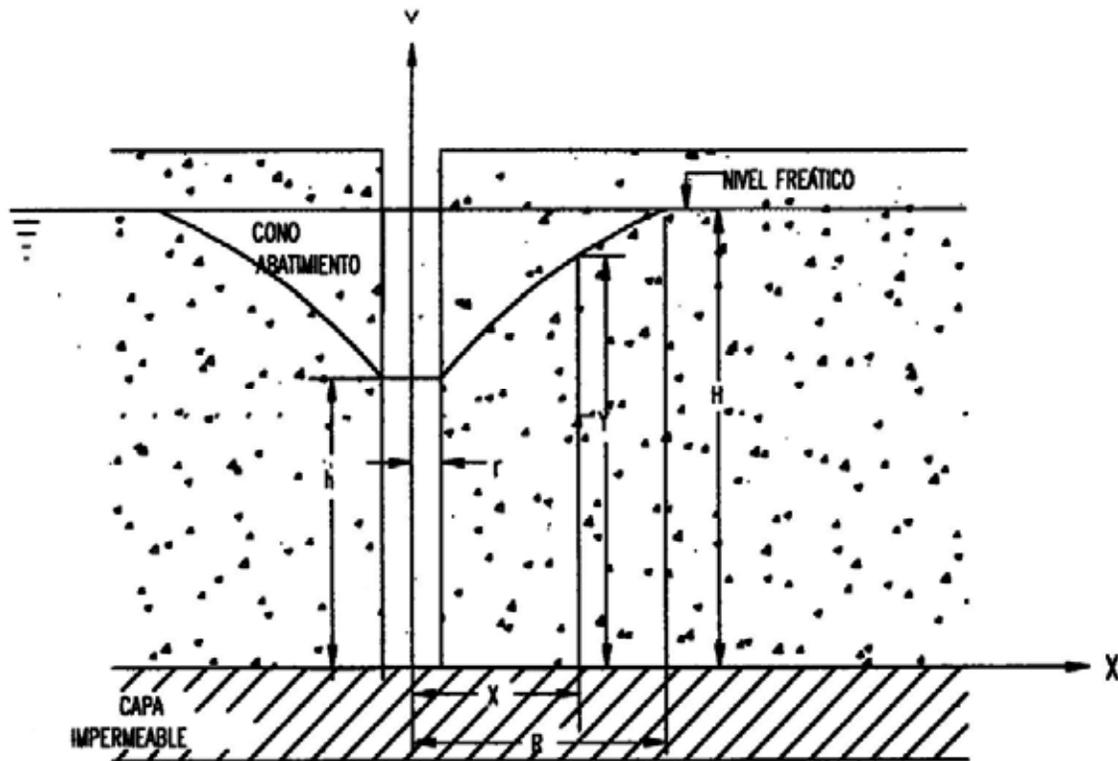


Figura 1.3. Acuífero libre

No obstante, su gran desventaja respecto a los demás acuíferos, es su alto nivel de susceptibilidad a la contaminación proveniente de la superficie del terreno, ya sea por infiltración directa de sustancias líquidas peligrosas y/o por la lixiviación de materiales contaminantes localizados en la superficie del terreno, tales como fertilizantes, desechos sólidos (basura), etc.

A continuación se indican las características principales de los acuíferos libres:

Tiene una superficie freática sin presión, debido a que cuentan con una superficie libre y con comunicación directa con la atmósfera (la presión sobre la superficie freática es igual a la presión atmosférica)

Su espesor, así como la temperatura del agua, su mineralización y el caudal asequible dependen de fluctuaciones estacionales climáticas, durante el transcurso de los años; si son de gran espesor (>1000 m) se manifestarán diferentes sistemas de flujo subterráneo y en consecuencia, aguas de diferente calidad físico-química.

- La recarga se produce por:

- la infiltración de las precipitaciones atmosféricas
 - la infiltración de las aguas de los ríos, lagos y canales
 - la condensación de los vapores de agua dentro del terreno
 - el movimiento lateral de agua procedente de otros acuíferos (colgados, superiores o laterales)
- Se localizan en casi todas partes, por lo común, asociados a depósitos no consolidados de edad cuaternaria en los cauces de los ríos, en los aluviones antiguos y actuales valles fluviales, en los conos aluviales de pie de monte y en la zona de meteorización y fracturamiento de las rocas compactas
- Son fácilmente accesibles a la explotación, cuando se encuentran a poca profundidad, situación que puede permitir el acceso de sustancias contaminantes
- El agua contenida en los acuíferos libres se encuentra en movimiento constante, desplazándose bajo la influencia del gradiente hidráulico, de los lugares donde la carga hidráulica es más alta, hacia donde es más baja. Cabe subrayar que el movimiento del agua está determinado, no por la posición de la capa impermeable subyacente, sino por la posición de la superficie de depresión, y siempre se halla dirigido hacia el lugar de drenaje del horizonte acuífero. Así pues, las capas impermeables son una condición imprescindible para la formación del acuífero libre, pero no determinan la dirección del movimiento del agua.

En la tabla 1.2 se muestran intervalos de la velocidad de movimiento del agua en materiales no consolidados.

Tabla 1.2. Velocidades del agua en materiales no consolidados

TIPO DE MATERIAL	VELOCIDAD (m/día)	VELOCIDAD ($\times 10^{-3}$ cm/s)
Gravas	2.0 – 3.5	2.3 – 4.1
Arenas de grano grueso	1.5 – 2.0	1.7 – 2.3
Arenas de grano fino y arenas arcillosas	0.5 – 1.0	0.58 – 1.2
arcillas	0.1 – 0.3	0.12 – 0.35

1.2.2 Acuífero confinado

Un acuífero confinado es aquel que se encuentra limitado en su parte inferior y superior por unidades geológicas "impermeables" (acuifugos o acuicludos). En un acuífero de este tipo, la presión del agua es generalmente más elevada que la presión atmosférica, de ahí que también se les conozca como "artesianos" (Figura 1.4). A diferencia de los acuíferos libres, en los pozos perforados en estos acuíferos, el nivel piezométrico se eleva por encima del techo de los mismos.

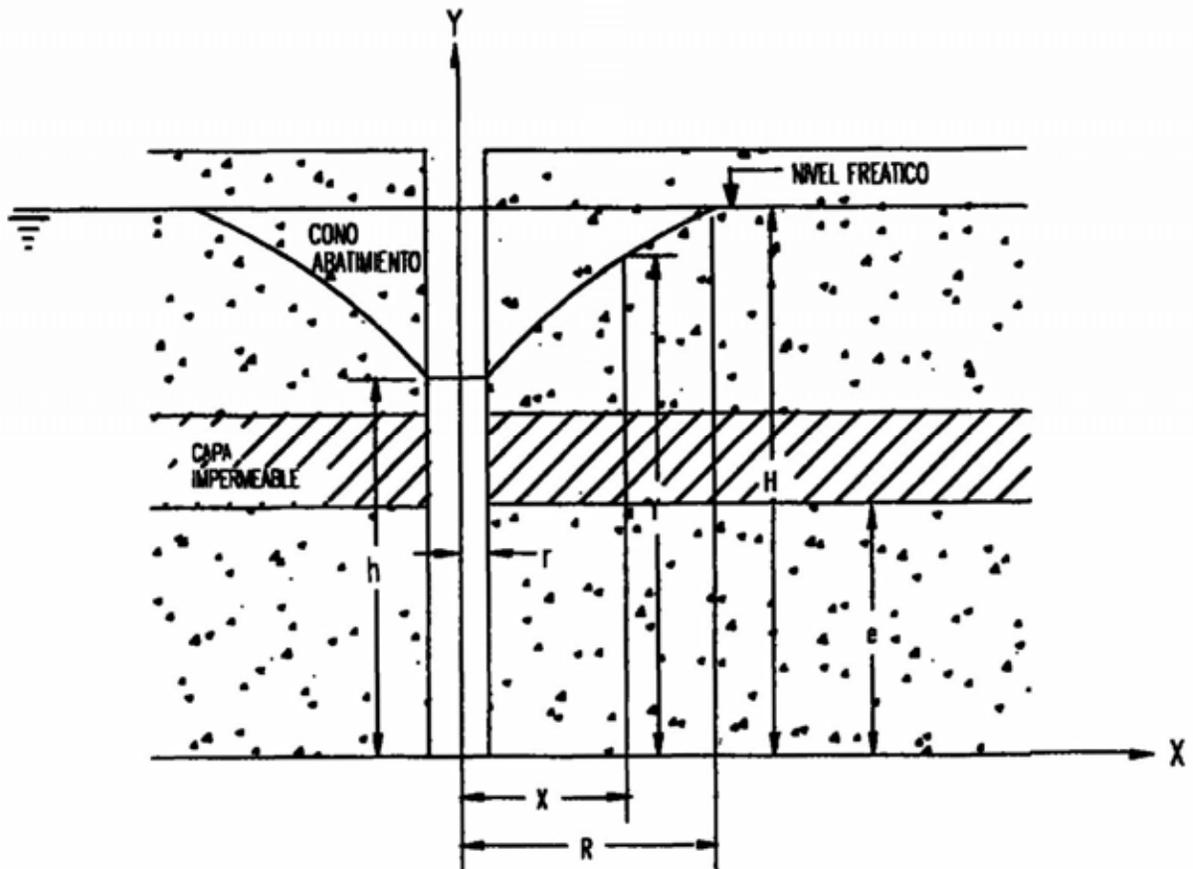


Figura 1.4. Acuífero confinado.

La superficie imaginaria a la cual se eleva el agua en los pozos localizados en los acuíferos confinados se llama "superficie piezométrica", dicha superficie puede localizarse por encima o por debajo de la superficie del terreno. Cuando se perfora un pozo en un acuífero confinado, en donde la superficie piezométrica se localiza por encima de la superficie del terreno, el agua fluye libremente a una cierta presión superior a la atmosférica, dando lugar a lo que se conoce como pozo artesiano surgente. El nombre de "artesianos" debe su origen a Artois, provincia septentrional de Francia, en donde se sabe que se perforaron los primeros pozos profundos que manifestaron esta particularidad.

Usualmente, el agua que recarga a un acuífero confinado entra a él en un área donde la formación o unidad geológica que lo constituye se encuentra comunicada hidráulicamente y a una elevación mayor con respecto a la superficie del terreno. Esta zona se llama de recarga y en ella, el acuífero es libre. Los acuíferos confinados también pueden recibir agua del subsuelo procedente de filtraciones, a través de las capas confinantes y en intersecciones con otras capas acuíferas cuyas áreas de recarga están a nivel del terreno y a una mayor elevación topográfica.

Algunas características de los acuíferos confinados son:

- Generalmente se localizan a mayor profundidad que los acuíferos libres, en horizontes o capas acuíferas localizadas entre acuicludos
- Las regiones de recarga y las áreas de manifestación de la presión en el agua (pozos artesianos), se encuentran a menudo, alejadas una de otra
- El nivel piezométrico en pozos perforados en acuíferos confinados, sobrepasa el techo del acuífero
- El régimen de flujo en los acuíferos confinados es más estable que en los acuíferos libres, su nivel piezométrico se halla poco influenciado por fluctuaciones climáticas estacionales
- Su espesor saturado no varía en el tiempo
- En comparación con los acuíferos libres, el agua contenida en los acuíferos confinados está menos expuesta a la contaminación desde la superficie, en virtud de que se encuentra limitado por materiales relativamente "impermeables"
- La presión que afecta a los acuíferos confinados surge por efecto de:
 - presión hidrostática: peso del agua por unidad de área en un punto dado.
 - carga geostática: peso de los materiales que sobreyacen al acuífero por unidad de área en un punto dado
- Las condiciones de yacimiento de los acuíferos confinados son diversas. Algunos lugares donde se localizan son:

Sinclinales
Depresiones
Hondonadas
Fosas marginales y antefosas
Depresiones entre montañas
Fosa tectónicas (*grábens*)

- Se encuentra en materiales geológicos de edad pre-Cuaternaria.

1.2.3 Acuífero semiconfinado

Un acuífero semiconfinado es aquel que se encuentra limitado, tanto superior como inferiormente, ya sea por acuitardos, o por un Acuitardo y un acuífugo independientemente de su posición. En este tipo de acuíferos el agua se mueve libremente de los acuitardos que lo limitan, ya sea en dirección ascendente o descendente.

Bajo condiciones de flujo no estacionario en un acuífero semiconfinado, el nivel de agua en un pozo perforado en este tipo de acuífero, puede coincidir con el nivel freático en el acuitardo sobreyacente, o bien alcanzar alturas superiores o inferiores a dicho nivel (Figura 1.5).

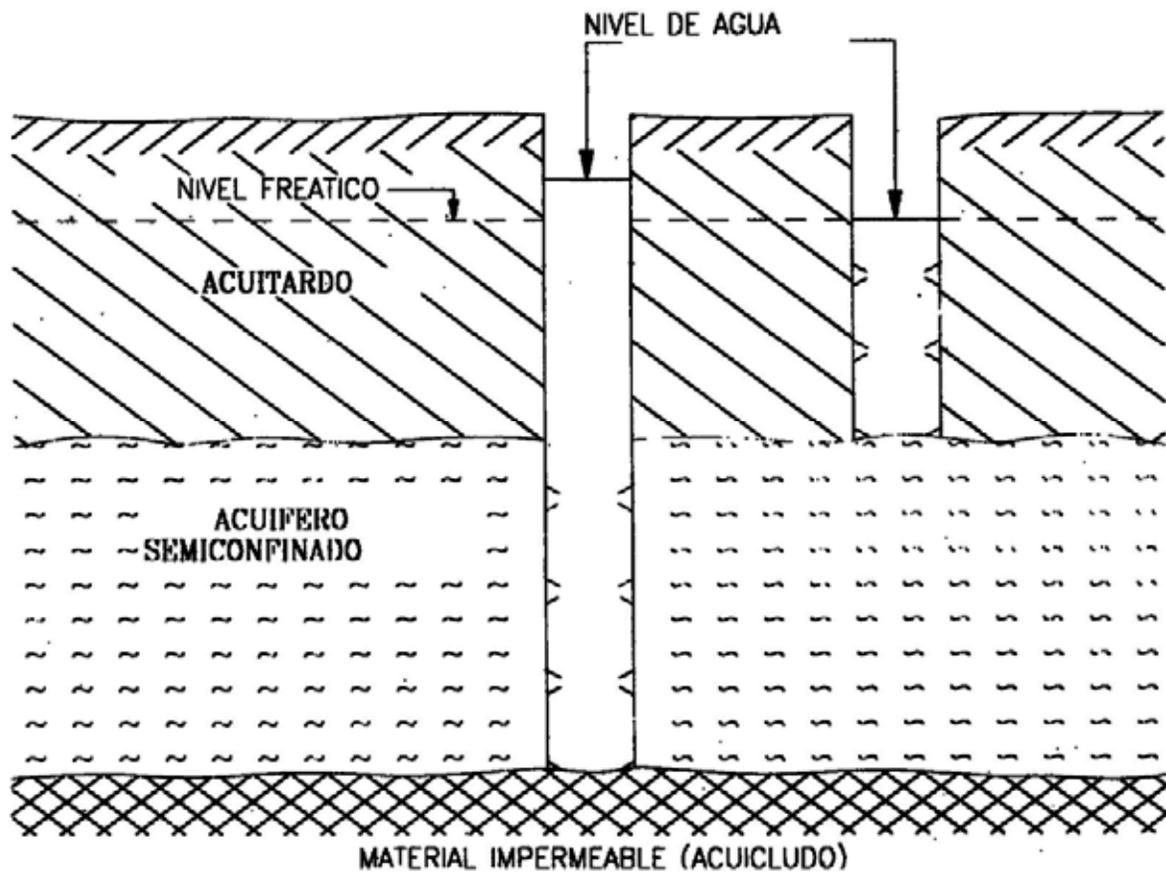


Figura 1.5. Acuífero semiconfinado.

Sin embargo, dependiendo de las condiciones de recarga o descarga a que esté sometido el acuífero y de la presión geostática que soporte, dicho nivel también puede variar. Cuando un acuífero semiconfinado se bombea, la carga hidráulica en el acuífero es menor que la del acuitardo sobreyacente, con el consecuente movimiento del agua de este último al primero. La respuesta hidráulica del cuerpo

semiconfinante, expresada como un cambio de presión, puede manifestarse en varios días o meses, por lo que en ocasiones se desprecia en cálculos de propiedades de los acuíferos relacionados.

Un acuífero semiconfinado se localiza a una mayor profundidad que los acuíferos libres y en algunas ocasiones, menor que los confinados.

En general, el agua contenida en este tipo de acuíferos es menos susceptible a la contaminación originada en la superficie del terreno, en comparación a lo que sucede con los acuíferos libres. Sin embargo, la calidad natural de agua es, teóricamente, menor que la contenida en los acuíferos confinados, no obstante esto no representa una regla común.

Algunas características importantes de los acuíferos semiconfinados son las siguientes:

- Su presencia puede solamente ser descrita con base en su respuesta al bombeo
- Se localizan totalmente dentro de la zona saturada, el movimiento del agua a través ellos, así como su contenido mineral en el agua que contienen y su caudal asequible, no se encuentran afectados por las variaciones climáticas estacionales
- Su recarga se produce tanto localmente, por efecto de infiltración de aguas superficiales a través del acuitardo sobreyacente, como en regiones lejanas por infiltración de la lluvia, en donde afloran los materiales que lo forman
- Su distribución es extensa, pero es menor que la de los acuíferos libres
- En términos generales, las unidades geológicas que constituyen a los acuíferos semiconfinados son de edad cuaternaria, aún cuando es posible localizados en rocas pre-Cuaternarias
- La consolidación del terreno se relaciona con el bombeo de acuíferos semiconfinados en donde los acuitardos pierden presión de poro al transmitirle agua al acuífero.

1.3 PROPIEDADES HIDRÁULICAS

Las propiedades hidráulicas de las rocas y depósitos no consolidados determinan de manera importante la cantidad de agua que pueden almacenar, transmitir y ceder. Dichas propiedades dependen de diversos factores geológicos, tanto de índole genético como la granulometría y la composición mineralógica como posteriores a la génesis de las unidades geológicas, entre estos factores destacan la compactación, cementación, fracturamiento, erosión, intemperismo, entre otros.

En este manual se hace énfasis en aquellas propiedades que determinan, permiten y/o limitan el movimiento del agua dentro de un acuífero.

1.3.1 Porosidad

La porosidad se define como el volumen de vacíos o poros que existen en un material por unidad de volumen, específicamente se establece como la relación que existe entre el volumen que ocupan dichos espacios vacíos y el volumen total que ocupa el material expresada en porcentaje (Ecuación No. 1.4, Figura 1.6), es decir:

$$n(\%) = (V v / V t) \times 100 \quad (1.4)$$

donde:

n = Porosidad (adimensional)

$V v$ = Volumen de espacios vacíos en el material (cm^3)

$V t$ = Volumen total del material (cm^3)

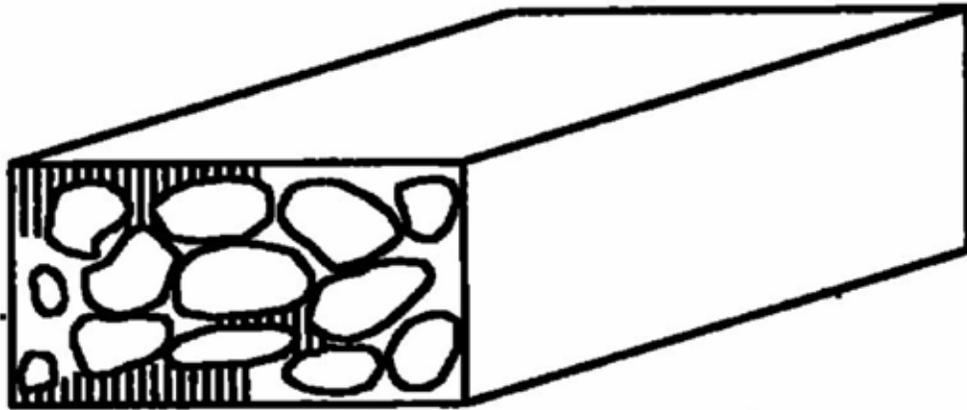


Figura 1.6. Porosidad

La porosidad generalmente se expresa en fracciones decimales o en porcentaje y siempre es menor que la unidad o, si ha sido expresada en porcentaje, menor que 100. En vista de que en la zona saturada los espacios están completamente llenos de agua, la porosidad también resulta ser una medición del agua que la unidad geológica contiene, por unidad de volumen.

En rocas y materiales consolidados se distinguen dos tipos de porosidad, una primaria, generada cuando la roca se formó y una secundaria, desarrollada después de su formación, como resultado de eventos tectónicos. Las fracturas en las rocas que se orientan en vanas direcciones, seccionan al macizo rocoso en bloques. En teoría, la porosidad primaria de una roca o materiales consolidados es cero y su matriz es impermeable.

En los materiales clásticos existen diversos factores que controlan la porosidad, entre ellos destacan, la distribución granulométrica, el grado de compactación, el grado de redondez de los granos, etc. En términos generales se establece que, entre menor es el tamaño medio del grano, tanto mayor es la porosidad. Así mismo, se establece que los materiales mal clasificados son menos porosos que los bien clasificados o bien graduados, debido a que las partículas más pequeñas ocupan los espacios entre los de mayor dimensión. El tipo de empacamiento de los granos también influye en la porosidad, como se puede ver en la Figura 1.7, un empacamiento cúbico proporciona mayor porosidad (caso 1) que un empacamiento rómbico (caso 2).

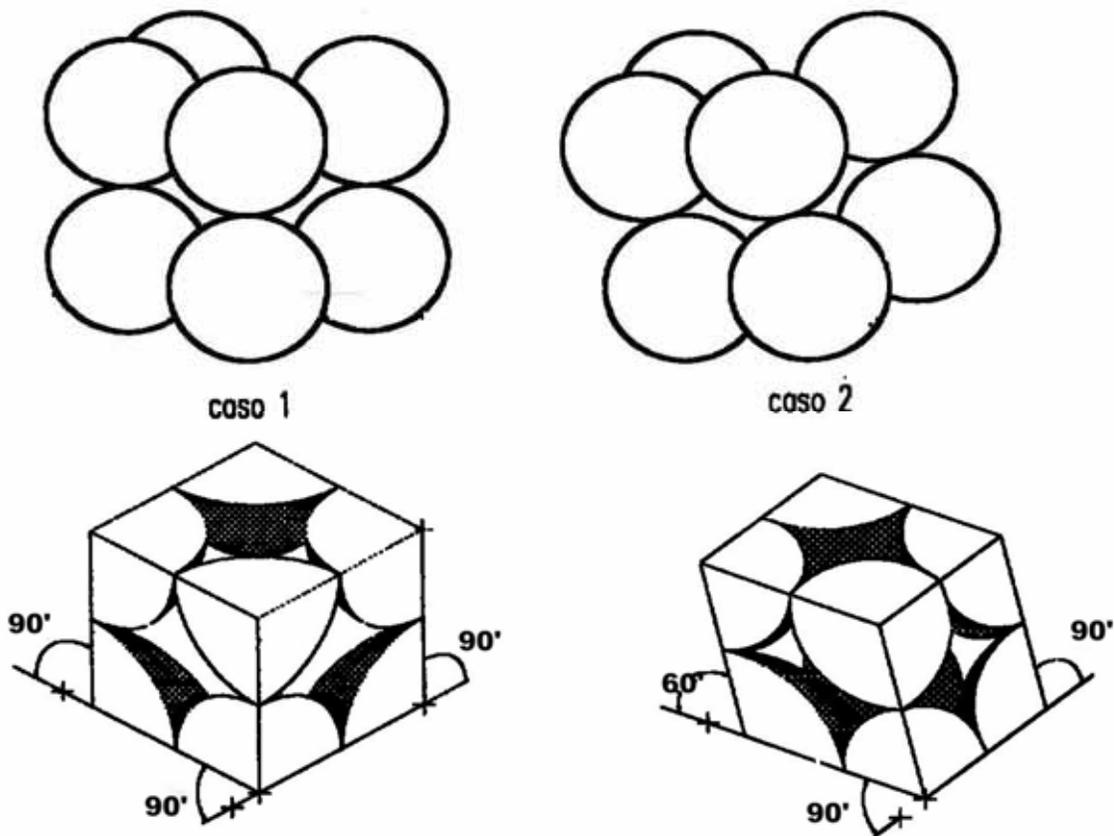


Figura 1.7. Influencia del tipo de empacamiento sobre la porosidad, notar que las partículas (caso 2) sólo están acomodadas establemente a la izquierda y no hacia atrás

La compactación es uno de los procesos más importante en la reducción del volumen de espacios vacíos en los materiales clásticos, ya que genera un acomodo estrecho de los granos, principalmente cuando la forma de dichos granos se presta para tal fenómeno. De tal forma, la porosidad de los materiales clásticos decrece al aumentar la profundidad a que se encuentran, debido, principalmente, a la compactación provocada por el peso del material sobreyacente.

Las rocas y materiales no consolidados, tienen porosidad primaria, generada al momento de su formación, y secundaria, producida como resultado de procesos geológicos y tectónicos que afectan a dichos materiales después de su formación (figura 1.8)

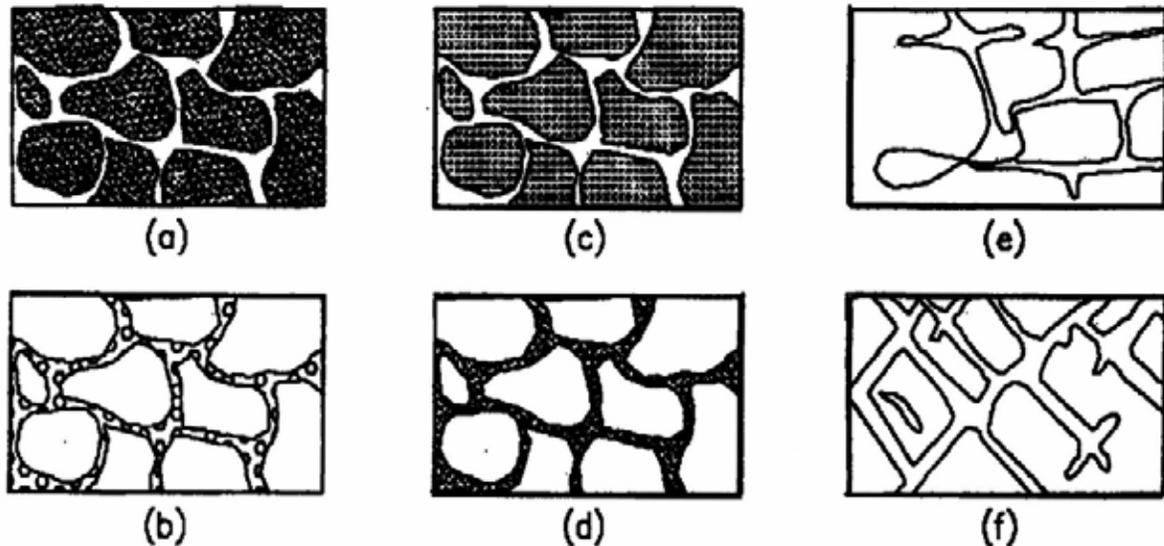


Figura 1.8. Tipos de porosidad: primaria a), b), c), d); secundaria e), f)

La doble porosidad es un término que se refiere a la coexistencia, en un mismo material rocoso, de porosidad primaria y secundaria en cantidades significativas, lo que resulta en características hidráulicas peculiares, las cuales favorecen notablemente el movimiento del agua en el subsuelo. Un ejemplo de este tipo de porosidad es la encontrada en una roca tobacea como la Riolita Portezuelo que se encuentra en la zona de San Luis Potosí.

En la Tabla 1.3 se establecen valores de porosidad para materiales no consolidados y rocas. De los datos mostrados se establece que el valor de la porosidad es inversamente proporcional al tamaño de las partículas.

Las arenas, en general, tienen una porosidad inferior a la que presentan las arcillas, sin embargo, forman verdaderos acuíferos, mientras que las arcillas dan lugar a acuitardos, esto es debido a que el área superficial de una arcilla es mucho mayor que la de una arena, de esta forma una arcilla retarda más el movimiento del agua subterránea.

Tabla 1.3. Porosidad de diversos materiales

MATERIALES	N (%)
Depositos no consolidados	
Arcilla	40 – 70
Limo	35 – 50
Arena	25 – 50
Grava	25 - 40
Rocas	
Arenisca	5 – 20
Caliza	0 – 20
Caliza cárstica	5 – 50
Lutita	5 – 10
Basalto fracturado	5 – 50
Rocas cristainas	0 – 5
Rocas cristalinas fracturadas	0 - 10

1.3.2 Permeabilidad

La permeabilidad es una de las propiedades hidráulicas de las formaciones rocosas, cuya relevancia en la hidrogeología es importante, debido a que es la responsable fundamental, junto con las propiedades del agua, el gradiente hidráulico y la porosidad, de la velocidad con que circula el agua en el subsuelo a través de las formaciones geológicas.

La permeabilidad es una propiedad que depende de factores inherentes al origen de las rocas que forman los acuíferos, algunos de estos son

- Tamaño y forma de los granos
- Distribución granulométrica
- Tamaño y forma de los poros
- Orientación y arreglo de las partículas
- Grado de compactación
- Grado de cementación
- Densidad de fracturamiento
- Abertura del fracturamiento
- Grado de descomposición química (alteración).

En general se establece una relación directa entre el tamaño de las partículas y su permeabilidad, de tal forma que cuanto menor es el tamaño de las partículas, menor es su permeabilidad, debido a que su área de contacto con el agua es elevada y su resistencia al flujo es alta; por ello es que materiales de grano fino, por ejemplo arcillas, son poco permeables.

En casos cuando es necesario conocer el factor de permeabilidad, éste se puede inferir a través del tamaño medio de los granos que constituyen las unidades geológicas. Sin embargo, los errores involucrados pueden ser de hasta un orden de magnitud. La fórmula usual para ello es:

$$K=Cd^2 \quad (1.5)$$

en donde:

k= Coeficiente de permeabilidad

C= Factor de forma

d= Tamaño medio de los granos del acuífero.

Es común medir la permeabilidad en darcys ($1 \text{ darcy} = 10^{-8} \text{ cm}^2$).

En rocas consolidadas o compactadas, la permeabilidad depende de la porosidad secundaria (tamaño de aberturas), pero principalmente de la interconexión entre los espacios abiertos. La meteorización y el fracturamiento son aspectos fundamentales para incrementar la permeabilidad, ya sea fragmentando la masa rocosa o ensanchando los espacios abiertos.

Por lo anterior se puede concluir la estrecha relación que existe entre la porosidad y la permeabilidad, es decir, una permeabilidad elevada indica la existencia de una porosidad alta, excepto las arcillas, las cuales tienen alta porosidad pero baja permeabilidad (Tabla 1.4).

Tabla 1.4. Relación entre porosidad y permeabilidad

MATERIAL	POROSIDAD (%)	PERMEABILIDAD (Darcys)	PERMEABILIDAD (cm^2)
Arcilla	45	5×10^{-4}	5×10^{-12}
Arena	35	5×10^{-1}	5×10^{-7}
Grava	25	5×10^{-3}	5×10^{-5}
Grava y arena	20	5×10^{-2}	5×10^{-6}
Arenisca	15	5×10^0	5×10^{-8}
Calizas y esquistos	5	5×10^{-2}	5×10^{-10}
Cuarcita y granito	1	5×10^{-4}	5×10^{-12}

1.3.3 Conductividad Hidráulica

Se conoce como conductividad hidráulica (K) a la cantidad de agua, que bajo condiciones físicas específicas, circula a través de una sección de área unitaria normal al sentido de flujo, bajo un gradiente hidráulico unitario (Figura 1.9).

La conductividad hidráulica es una propiedad que depende de las características del fluido y de la permeabilidad del medio poroso a través del cual circula y de la fuerza de gravedad (g). De tal forma, que algunas propiedades del fluido como peso específico, viscosidad dinámica y temperatura, influyen en el valor de K, al igual que el tamaño medio de los espacios abiertos (d), estratificación, empacamiento, disposición de los granos, distribución de tamaños, considerados a través del factor de forma (C) y la porosidad. Así por ejemplo, en lo que respecta a variaciones en las propiedades físicas del agua resulta que el agua salada circula con mayor velocidad que la dulce, por ser más densa y el agua caliente fluye más rápido que la fría, por ser menos viscosa. Es importante considerar estos factores, sobre todo al relacionarlos con problemas de contaminación, principalmente en la migración de hidrocarburos pesados y ligeros.

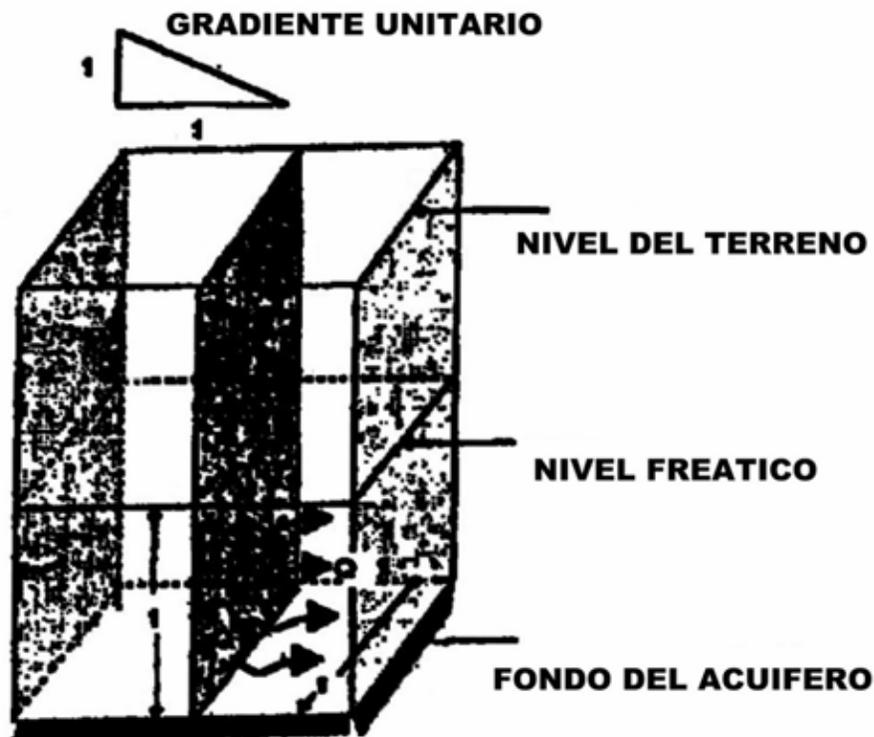


Figura 1.9. Conductividad hidráulica

La conductividad hidráulica se expresa por la siguiente fórmula:

$$K = k\rho g/\mu \quad (1.6)$$

donde:

- K = Conductividad hidráulica (m/s)
- k = Permeabilidad intrínseca (darcys)
- ρ = Densidad del agua (kg/m^3)
- μ = Viscosidad dinámica del agua (cP)
- g = Aceleración de la gravedad ($=9.81 \text{ m/s}^2$)

La conductividad hidráulica es uno de los principales parámetros que se obtienen del análisis de datos de pruebas de bombeo, también puede estimarse de pruebas con trazadores en el acuífero de interés o de ensayos de laboratorio con permeámetros de carga constante (para materiales de moderada a alta conductividad hidráulica) o de carga variable (para materiales de baja conductividad hidráulica).

La tabla 1.5 muestra valores aproximados del orden de magnitud de la conductividad hidráulica en diversos materiales y rocas.

Tabla 1.5. Conductividad hidráulica (k) de materiales diversos.

MATERIAL	K (m/día)
Arcilla	$10^{-3} - 10^{-8}$
Arcilla débilmente arenosa	$10^{-1} - 10^{-2}$
Arcilla arenosa	$10^{-1} - 1$
Arena arcillosa	0.5 – 1.0
Arena de grano fino	1 – 5
Arena de grano medio	5 – 15
Arena de grano grueso	15 – 50
Arena con grava	5 – 100
Grava	100 – 200
Arcilla, arena y grava mezcladas	$10^{-3} - 10^{-4}$
Rocas	
Arenisca	$10^{-3} - 1$
Roca carbonatada con porosidad secundaria	$10^{-2} - 1$
Lutita	10^{-7}
Rocas sólidas	$<10^{-5}$
Rocas fracturadas	3×10^2
Rocas volcánicas	10^3

1.3.4 Transmisividad

La transmisividad es una propiedad que ha tenido relevancia práctica en la evaluación de los acuíferos. Ésta determina directamente el rendimiento del espesor acuífero que atraviesa el aprovechamiento hidráulico. A través de ella se pueden calcular la cantidad de agua que puede proporcionar un acuífero en una sección de interés determinada o estimar el rendimiento probable de una captación. Sin embargo esta propiedad no describe satisfactoriamente la velocidad real de movimiento del agua subterránea, tan necesaria para plantear y resolver problemas de movimiento de contaminantes.

En general, la capacidad transmisora de un acuífero se representa por medio del coeficiente de transmisividad, su valor es el resultado de multiplicar una conductividad hidráulica promedio del acuífero por el espesor saturado con que cuenta (ecuación 1.7) de la siguiente forma:

$$T = Kb \quad (1.7)$$

en donde:

- T = Transmisividad del acuífero (m²/s)
- K = Conductividad hidráulica promedio del acuífero (m/s)
- b = Espesor saturado del acuífero (m)

La transmisividad se define como la cantidad de agua que circula a través de una sección vertical de un metro de anchura y de altura igual al espesor saturado del acuífero, afectado por un gradiente hidráulico cuyo valor es igual a uno.

La transmisividad tiene dimensiones de longitud al cuadrado sobre tiempo y se expresa en m²/día o m²/s (Figura 1.10).

El valor de la transmisividad es uno de los resultados de las pruebas de bombeo, del cual puede estimarse una conductividad hidráulica media del acuífero. Sin embargo, el concepto de transmisividad aporta información limitada sobre valores "promedio" de conductividad hidráulica y porosidad (en el caso de acuíferos confinados) necesarios para tratar problemas de contaminación de agua subterránea. Si la información geológica básica no se conoce, los valores de transmisividad representan un significado acotado y restringido para un manejo eficiente de los recursos hidráulicos subterráneos a mediano y largo plazos.

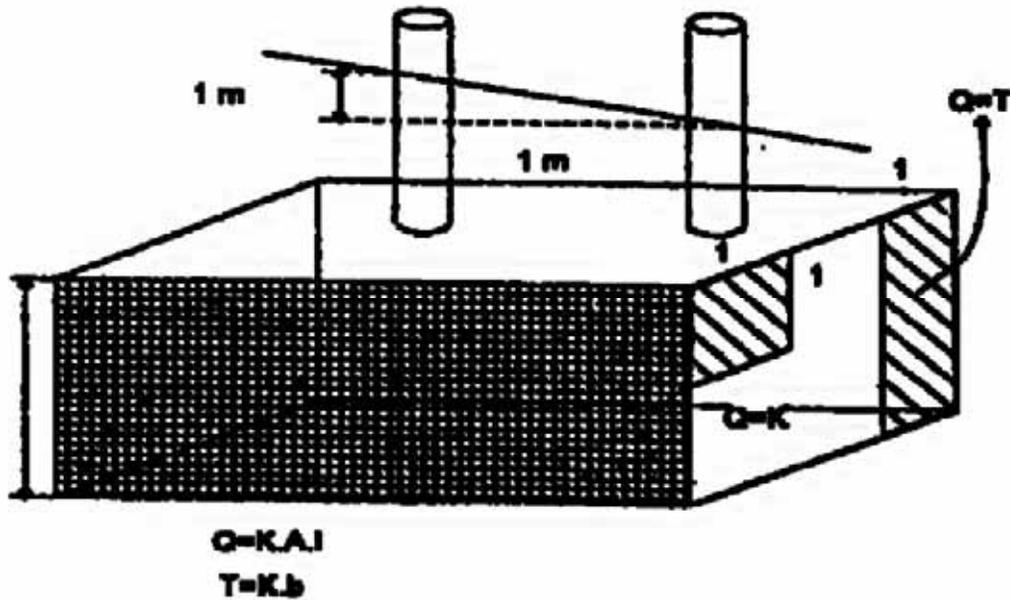


Figura 1.10. Coeficiente de transmisividad

1.3.5 Coeficiente de almacenamiento

El coeficiente de almacenamiento es un concepto que determina la capacidad que tiene un acuífero, para almacenar o ceder agua, misma que depende de manera directa, tanto de las características físicas del agua, como de las condiciones petrofísicas e hidráulicas del acuífero, así como de las presiones a las que se encuentra sometida el agua (presión intersticial o de poro) y las partículas granulares (presión intergranular o efectiva), que en general se consideran constantes, salvo que sean modificadas de manera artificial. Así por ejemplo, si el nivel piezométrico desciende, la presión intersticial disminuye y la intergranular aumenta y las moléculas del agua se expanden, provocando que los materiales se compriman o compacten. Al contrario, si el nivel aumenta, la presión intersticial aumenta y la intergranular disminuye, provocando que los materiales se expandan. Por lo anterior, los materiales que forman un acuífero, ceden o retienen cierta cantidad de agua, según ascienda o descienda el nivel del agua subterránea.

El coeficiente de almacenamiento (S) se define como la cantidad de agua que libera (o toma) una columna del acuífero, de sección horizontal unitaria y altura igual a su espesor saturado, cuando la carga hidráulica desciende (o asciende) una unidad (Figura 1.11).

Por lo anterior S, es un coeficiente adimensional.

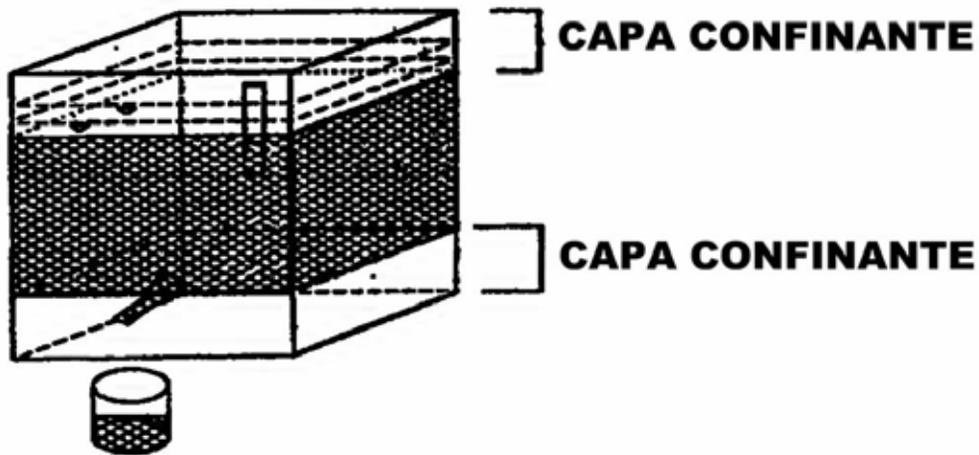


Figura 1.11. Coeficiente de almacenamiento

El coeficiente de almacenamiento en acuíferos confinados, varía entre 10^{-2} y 10^{-5} intervalo muy reducido y de valores pequeños, debido a que la compresión afecta muy poco a los materiales que los forman y el volumen de agua que ceden es pequeño. Sin embargo, cuando el acuífero es libre, una cantidad adicional de agua es cedida (o retenida) por el vaciado (o llenado) de los espacios abiertos, dicha cantidad está representada por el rendimiento específico del material que forma el acuífero libre. En general, se establece que el coeficiente de almacenamiento para acuíferos libres varía entre 5×10^{-2} y 3×10^{-1} , prácticamente equivalente al rendimiento específico de los mismos.

De lo anterior se infiere que un acuífero libre proporciona mucho más agua, por unidad de abatimiento, que un acuífero confinado, aún cuando ambos estén litológicamente compuestos por el mismo material y presenten dimensiones idénticas, es por ello que la baja capacidad de almacenamiento de los acuíferos confinados, es una de sus principales desventajas. El coeficiente de almacenamiento en acuíferos confinados se puede obtener mediante la ecuación 1.8. Su definición está basada en que S representa el valor promedio de respuesta de la parte del acuífero afectada por el bombeo.

$$S = S_s b \quad (1.8)$$

donde:

S = Coeficiente de almacenamiento promedio del acuífero confinado (adimensional)

S_s = Coeficiente de almacenamiento específico del acuífero confinado (m^{-1})

b = Espesor saturado del acuífero confinado (m)

El coeficiente de almacenamiento específico (S_s), se define como la cantidad de agua liberada o retenida por un volumen unitario de material del acuífero confinado, cuando el nivel del agua subterránea desciende o asciende una unidad, S_s , se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$S_s = \rho g (\alpha + n\beta) \quad (1.9)$$

En donde:

- S_s = Coeficiente de almacenamiento específico (m^{-1})
- ρ = Densidad del agua (kg/m^3)
- g = Valor de la aceleración de la gravedad ($=9.81 m/s^2$)
- α = Compresibilidad del acuífero ($Pascales^{-1}$)
- n = Porosidad del acuífero (adimensional)
- β = Compresibilidad del agua en el acuífero ($Pascales^{-1}$)

Al realizarse un análisis dimensional de la ecuación 1.9, se observa que las unidades que le corresponden a S_s son de longitud a la menos uno (L^{-1}). Esta ecuación es de aplicación restringida a casos en donde no se cuenta con pruebas de bombeo; no es recomendable el uso posterior de las ecuaciones 1.8 y 1.9, especialmente cuando se obtienen valores del coeficiente de almacenamiento mayores a la unidad ($S \geq 1.0$).

1.3.6 Resistencia hidráulica

Se le denomina resistencia hidráulica (c), a la oposición al flujo que caracteriza a una formación, ya sea en dirección ascendente o descendente u horizontal. En el caso de la resistencia hidráulica vertical, ésta es igual al recíproco del coeficiente de drenaje (K'/D'). Este concepto se emplea a menudo para caracterizar el movimiento de la cantidad de agua que drena a través de una formación semipermeable (acuitardo).

La resistencia hidráulica se puede obtener mediante la ecuación 1.10.

$$c = b / K \quad (1.10)$$

en donde:

- c = Resistencia hidráulica en la dirección de interés (días)
- b = Espesor del acuitardo (m) ,
- K = Conductividad hidráulica del acuitardo en la dirección de interés (m/día)

La resistencia hidráulica tiene por dimensión unidades de tiempo y se expresa en días. Los valores de c varían ampliamente, desde algunos cientos de días a varias decenas de años. Para formaciones impermeables (acuícludos), c tiende al infinito.

1.3.7 Factor de drenaje

El factor de drenaje (L), es una medida de la distribución del drenaje a través de la capa semipermeable (acuitardo), dentro de un modelo de acuífero semiconfinado. Se define de acuerdo a la ecuación 1.11:

$$L = \sqrt{Kbc} \quad (1.11)$$

donde:

- L = Factor de drenaje (m)
- K = Conductividad hidráulica del acuífero semiconfinado (m/día)
- b = Espesor del acuitardo (m)
- c = Resistencia hidráulica vertical (días)

Valores grandes de L indican que existe un bajo intervalo de drenaje a través del acuitardo y por el contrario, valores reducidos de L manifiestan un intervalo elevado de drenaje por medio del acuitardo.

El factor de drenaje tiene dimensiones de longitud y se expresa en metros.

1.3.8 Factor de goteo

El factor de goteo (B) se expresa mediante la ecuación 1.12:

$$B = \sqrt{\left(\frac{Kb}{\alpha S_y} \right)} \quad (1.12)$$

donde:

- B = Factor de goteo (m)
- K = Conductividad hidráulica del acuífero libre (m/día)
- b = Espesor del acuífero libre a través del cual se presenta el goteo (m)
- $1/\alpha$ = Índice de retardo de Boulton (constante empírica, días)
- S_y = Coeficiente de rendimiento específico del acuífero libre (adimensional)

El factor de goteo se presenta en acuíferos libres y puede ser comparable al factor de drenaje presente en los acuíferos semiconfinados. De esta forma un valor grande de B, indica la existencia de un drenaje rápido. Este parámetro tiene dimensiones de longitud y se expresa en metros.

Cuando B tiende a infinito, el gasto instantáneo es liberado completamente del abatimiento del nivel freático por efecto del bombeo, lo que indica la existencia de un acuífero libre sin rendimiento retardado.

1.4 ECUACIONES DE FLUJO

Se han desarrollado dos tipos de ecuaciones en la hidráulica de pozos que describen el movimiento del agua subterránea hacia un pozo de bombeo en condiciones de flujo permanente y transitorio

1.4.1 Régimen permanente

El flujo en régimen permanente es independiente del tiempo. Esto significa que el nivel del agua al fluir hacia un pozo, no cambia con el tiempo. El flujo en régimen permanente se presenta, cuando el acuífero bombeado presenta recarga proveniente de fuentes externas, las cuales pueden ser la infiltración de la precipitación pluvial, drenaje a través de acuitardos, o de cuerpos abiertos de agua con los cuales se tenga conexión hidráulica o contacto directo. En la práctica, se dice que se llega a un flujo en régimen permanente, si los cambios en el nivel del agua en el pozo de bombeo y los piezómetros de observación son tan pequeños, conforme pasa el tiempo, como para no ser medibles, ni apreciables, de tal forma que pueden ignorarse. Conforme el bombeo continúa, el nivel del agua puede descender más adelante, no obstante el gradiente hidráulico inducido durante el resto del bombeo puede no cambiar. En otras palabras, el flujo hacia el pozo ha alcanzado un régimen pseudopermanente.

1.4.2 Régimen transitorio

El régimen transitorio es una función del tiempo y se presenta al momento de iniciar el bombeo, hasta que se alcanza el flujo en régimen permanente. Consecuentemente, si se tiene un acuífero de dimensiones infinitas, horizontal, completamente confinado, de espesor y condiciones de bombeo constantes, el flujo transitorio se mantendrá indefinidamente. En la práctica el flujo es considerado en régimen transitorio, mientras se presenten y sean medibles cambios en el nivel del agua, tanto en el pozo de bombeo, como en los piezómetros de observación o, en otras palabras, en tanto que la variación del gradiente hidráulico sea apreciable y pueda ser medido.

En pozos perforados en acuíferos fracturados, el término flujo en régimen pseudopermanente es empleado para el flujo existente a nivel de interporos, desde la matriz hacia las fracturas. Este flujo ocurre en respuesta a la diferencia de cargas hidráulicas presente entre la matriz y las fracturas. En algunos problemas la variación espacial en el gradiente de carga hidráulica en la matriz es ignorado, y el flujo a través de las fracturas, en dirección hacia el pozo de bombeo, es considerado radial y en régimen transitorio. Este esquema sólo puede ser justificado, cuando existen evidencias geológicas de que el medio fracturado es equivalente a un medio granular.

2 PRUEBAS DE BOMBEO

2.1 OBJETIVOS DE LAS PRUEBAS

Una prueba de bombeo tiene dos objetivos principales. El primero es determinar las características hidráulicas de los acuíferos. Este tipo de pruebas estudian al acuífero mismo y al pozo, más no a la bomba, son llamadas también pruebas de acuífero. Cuando se planifican y llevan a cabo correctamente estas pruebas pueden proporcionar información básica para la solución de problemas locales y aún regionales sobre el flujo del agua subterránea.

El segundo objetivo es proporcionar los datos necesarios para determinar la capacidad específica o la relación caudal-abatimiento, para seleccionar el equipo de bombeo adecuado. Dicha definición deberá basarse además de los resultados de esta prueba de bombeo (aforo) en las características físico-químicas de las aguas extraídas.

2.2 METODOLOGIA DE EJECUCION

La metodología para realizar una prueba de bombeo consiste en bombear un pozo que esté perforado en el acuífero que se desea estudiar, durante un cierto tiempo, a un determinado caudal y medir la evolución del nivel piezométrico debida al bombeo, tanto en el mismo pozo de bombeo como en piezómetros y pozos cercanos (pозos de observación).

A partir del Comportamiento de los abatimientos de los niveles, la distancia entre los pozos de observación y el pozo bombeado y el caudal de bombeo, se puede obtener información sobre las características del acuífero, como son: su conductividad hidráulica, coeficiente de almacenamiento, existencia de barreras impermeables cercanas, así como de recarga y definir y confirmar el tipo de respuesta hidráulica del acuífero (p.ej. semiconfinado).

El procedimiento para realizar un aforo es más sencillo, ya que no se requiere de pozos de observación únicamente se mide el caudal de descarga y el abatimiento del nivel del agua dentro del pozo.

Las pruebas de aforo suministran información sobre la calidad de construcción y desarrollo del pozo, pérdidas de carga a la entrada del agua al pozo, caudal de bombeo óptimo y profundidad a la que se debe colocar la bomba.

2.3 INFORMACIÓN PRELIMINAR

Como paso previo a la realización de una prueba de bombeo, hay que contar con información sobre la geología e hidrología superficial, a fin de conocer las características del acuífero, como son la litología, el espesor y sus límites horizontales, así como las características geológicas y comportamiento de las rocas que lo limitan. Es recomendable realizar dos croquis a escala, uno en planta y otro

vertical con la información anterior; a ésta se debe adicionar aquella de pozos en la vecindad de la prueba. Es deseable contar con información sobre el comportamiento de los niveles potenciométricos anteriores a la prueba y un conocimiento básico de los sistemas de flujo existentes.

Muchos de los métodos utilizados para la interpretación de los datos en las pruebas de bombeo, se basan en la hipótesis de que el acuífero es de extensión infinita. Aunque estos acuíferos no existen, la mayoría tienen tal extensión lateral, que para fines prácticos puede considerarse como infinita. Existen otros acuíferos que tienen poca extensión, limitada por un material impermeable, como pueden ser las rocas que limitan a un valle, fallas o cambios litológicos en el acuífero. Otros rasgos importantes son los límites de recarga, como puede ser el caso de un acuífero conectado, en la vecindad del pozo de bombeo, con un río o lago. La característica principal de estas pruebas es que al bombear un pozo ubicado en estos límites, el abatimiento del nivel dinámico es constante.

Es necesario tener presente si el acuífero que se está estudiando se encuentra cerca de una barrera impermeable o de recarga al momento de analizar los datos de la prueba. También es necesario definir la base del acuífero y su relación con la profundidad del pozo.

El conocimiento de la geología de la zona permite optimar el número y localización de las pruebas, es de gran importancia tomar en cuenta las condiciones de frontera para analizar los datos de las pruebas.

2.4 ELECCIÓN DEL SITIO DE PRUEBA

Al planear la organización general de las pruebas de bombeo, el primer punto a definir es el sitio donde se hará ésta. En la mayoría de los casos el sitio ya está predeterminado y no hay posibilidades de cambiar a otro más adecuado, ya que casi siempre se tiene que utilizar pozos ya existentes o algunas veces se necesita conocer las características del acuífero en un sitio en particular. Sin embargo, lo ideal es poder seleccionar el sitio más apropiado para la realización de la prueba.

Para la selección del sitio se deben considerar los siguientes puntos:

- Las condiciones hidrológicas del sitio no deben cambiar en distancias cortas y deben ser representativas de la zona de estudio
- El conjunto motor-bomba debe ser capaz de trabajar continuamente a caudal constante, durante la duración de la prueba
- El pozo de bombeo y los de observación deben ser fácilmente sondeables
- El caudal de descarga en el pozo de bombeo debe ser medible directamente
- El agua extraída no debe retornar al acuífero
- El sitio donde se localiza el pozo debe ser de fácil acceso para el personal y el equipo
- El pozo de bombeo debe ser totalmente penetrante (preferentemente)

- Los pozos de observación deben estar, en general, entre 10 y 100 m de separación del pozo de bombeo, en función del tipo de acuífero y duración de la prueba
- Se deberá conocer el diseño final y materiales geológicos atravesados por los pozos de bombeo y observación
- El gradiente hidráulico de la superficie piezométrica o freática, antes de iniciar la prueba, debe tender a cero al menos en el área de influencia de la prueba
- Es conveniente que los pozos de bombeo y observación no se localicen en la vecindad de otros pozos en operación, en caso contrario, se debe conocer a detalle el régimen de operación de estos pozos.

2.5 CARACTERÍSTICAS DEL POZO DE BOMBEO

Para elegir un pozo de abastecimiento de agua para la prueba de bombeo, éste debe presentar las características mencionadas anteriormente. Además, la prueba comenzará hasta que el nivel del agua en el mismo pozo se encuentre en reposo total.

Si no existen pozos de extracción en el sitio seleccionado para la prueba, se tendrá que construir uno para tal fin. Para la construcción de pozos consultar los manuales de la CNA. Los pozos construidos para pruebas de bombeo no necesariamente requieren de un gran diámetro, estos pueden ser equipados con bombas de succión colocadas en la superficie del terreno. Es fundamental conocer el diseño constructivo y corte litológico de los pozos.

La bomba debe ser capaz de operar continuamente por 3 ó 4 días a una descarga constante. La capacidad de la bomba y la magnitud de la descarga, deberán ser lo suficientemente grandes para producir abatimientos medibles en el pozo de bombeo y piezómetros ubicados a distancias máximas de entre 100 y 200 m del pozo de extracción.

2.6 CARACTERÍSTICAS DE LOS POZOS DE OBSERVACIÓN Y/O PIEZÓMETROS

Es conveniente el uso de pozos de observación y/o piezómetros para evaluar, y en su caso ratificar, los valores del coeficiente de almacenamiento y rendimiento específico, así como la anisotropía vertical del acuífero, derivados de una prueba de bombeo. Los pozos que funcionaron para abastecimiento de agua potable (y que fueron repuestos) se pueden emplear como de observación, ya que normalmente se encuentran a unos cuantos metros del nuevo pozo de bombeo. El pozo repuesto podrá ser usado de esta forma, siempre y cuando se conozca su diseño constructivo y corte litológico.

Un piezómetro es un tubo ranurado colocado en una perforación a cierta profundidad. La base del piezómetro está ranurada, entre 0.5 y 1.0 m de longitud para medir la carga hidráulica a profundidad en ese intervalo. Cuando la profundidad

al nivel del agua se mide manualmente (sonda eléctrica), el diámetro del piezómetro no debe ser mayor que 2.5 cm. Si se pretende usar una resistencia automática para medir el nivel del agua o un medidor electrónico de presión (de agua), será necesario un diámetro de tubería mayor. En casos especiales, la perforación será de diámetro lo suficientemente grande para poder instalar varios piezómetros colocados a diferente profundidad. También es importante mencionar que existen piezómetros neumáticos con los cuales se mide la presión del agua dentro del subsuelo.

El número de piezómetros a instalar en la perforación dependerá del objetivo de la prueba, del tipo y calidad de información necesaria, del grado de exactitud requerido, de los datos disponibles y de los recursos económicos disponibles. Para evaluar las características hidráulicas del acuífero, se recomienda contar con los datos de abatimiento y recuperación del pozo de bombeo y de, al menos, un pozo de observación y/o piezómetro. La ventaja de tener más de un piezómetro, estriba en que la variación del abatimiento se puede analizar en gráficas de distancia abatimiento. Así mismo es posible efectuar gráficos tiempo-abatimiento tanto para los piezómetros como para el pozo de bombeo.

La distancia y profundidad a la cual los piezómetros serán instalados, con respecto al pozo de bombeo, depende de la litología y tipo de acuífero, duración del bombeo, magnitud de la descarga y longitud de la tubería ranurada en el pozo de bombeo. Aunque no se puede dar una regla general para indicar a que distancia se colocarán los piezómetros, debido a que esto depende enteramente de las condiciones hidrogeológicas locales, estos pueden ser colocados entre 10 y 100 m del pozo de bombeo. Para algunos acuíferos confinados, la distancia será más grande, entre 100 y 250 m, o más.

La profundidad de los piezómetros es tan importante como su distancia al pozo de bombeo. Como estrategia general, el piezómetro se colocará a una profundidad que coincida con la mitad de la longitud de la tubería ranurada del pozo de bombeo; de ésta forma, se podrán medir abatimientos más representativos por efecto del bombeo. Cuando se trata de un acuífero multicapa, es recomendable instalar un piezómetro en cada capa permeable e incluso en acuitardos intercalados en caso de existir. Si un acuitardo sobre o subyace a un acuífero, los piezómetros también se colocarán en estos acuitardos para conocer si su carga hidráulica es afectada al bombear el acuífero.

2.7 REALIZACIÓN DE LAS PRUEBAS

La parte más importante de una prueba de bombeo es medir el abatimiento (o recuperación, según de la etapa que se trate) de niveles piezométricos en los pozos de observación y en el de bombeo durante toda la prueba. Como el abatimiento y la recuperación de los niveles son mayores durante las primeras dos horas, las lecturas se deben realizar a intervalos cortos, estas se van aumentando conforme se prolonga el bombeo. En la tabla 2.1 se sugiere una secuencia de intervalos de tiempos, aplicables para el pozo de bombeo, así como para los de observación que se encuentren cercanos al pozo bombeado, ya que en ellos las

variaciones de nivel del agua son inmediatas. Es recomendable que se realicen mediciones contemporáneas de conductividad eléctrica, pH y temperatura, así como que se colecten muestras de agua para su análisis posterior, a intervalos similares a las mediciones de niveles dinámicos; datos que permitirán definir la importancia de las componentes verticales de flujo.

Tabla 2.1. Secuencia de intervalos de tiempo para la medición de niveles de agua durante una prueba de bombeo

No. De Lectura	Tiempo a partir del Inicio de bombeo	No. De Lectura	Tiempo a partir del Inicio de bombeo
1	Antes de iniciar el Bombeo (o antes de Suspenderlo)	17	30 minuto
		18	40 minuto
		19	50 minuto
2	15 segundos	20	1 hora
3	30 segundos	21	1:20 hora
4	45 segundos	22	1:40 hora
5	1 minuto	23	2 hora
6	2 minuto	24	2:30 hora
7	3 minuto	25	3 hora
8	4 minuto	26	4 hora
9	5 minuto	27	5 hora
10	6 minuto	28	7 hora
11	8 minuto	29	9 hora
12	10 minuto	30	13 hora
13	12 minuto	31	19 hora
14	15 minuto	32	25 hora
15	20 minuto	33	31 hora
16	25 minuto	34	39 hora

Las siguientes lecturas del nivel de agua deben realizarse a intervalos de 8 horas, hasta el final de la prueba, según se especifica en el inciso 2.8.

Los intervalos de tiempos indicados son una guía de la frecuencia con la que deben realizarse. Si alguna medición no se pudo tomar en el tiempo indicado, se debe realizar la medición lo más inmediato posible e indicar el tiempo al que corresponde. El control del caudal de extracción debe ser riguroso, por lo que debe medirse periódicamente. Además, se debe llevar un registro de los sucesos ocurridos en el transcurso de la prueba, con el mayor detalle posible.

Si se produce una suspensión involuntaria y se considera que pueden ser útiles los datos de abatimiento registrados hasta antes de la interrupción, se procede a medir la recuperación. De lo contrario, se debe esperar a que el nivel se recupere para iniciar el bombeo nuevamente.

2.8 DURACIÓN DE LA PRUEBA

No es conveniente fijar una duración para todas las pruebas de bombeo, esta debe fijarse de acuerdo a los objetivos perseguidos, al análisis de la información recopilada, a la distancia a la que se encuentran los pozos de observación y a los datos obtenidos durante la prueba. Adicionalmente, el tiempo de bombeo depende del tipo de acuífero, grado de exactitud deseada para evaluar sus características hidráulicas y condiciones propias del pozo de extracción, es deseable que el bombeo se prolongue hasta alcanzar condiciones de flujo permanente.

En las pruebas de bombeo que se programan para determinar las características hidráulicas del acuífero con pozos de observación adecuadamente ubicados, en la mayoría de los casos son suficientes 24 horas de bombeo. Si lo que se pretende es analizar los efectos de una barrera impermeable o se trata de un acuífero semiconfinado, la duración puede alargarse hasta unos seis días, dependiendo de la distancia a que se encuentren las barreras del pozo de bombeo y de la velocidad de propagación del cono de abatimiento.

Otros casos en los que deben programarse pruebas de larga duración son:

- Cuando se desea analizar la relación entre acuífero y río; excepto cuando se trata de acuíferos libres y el pozo de bombeo esta muy cercano al río, ya que en este caso la estabilización de los abatimientos se alcanza rápidamente y es inútil prolongar el bombeo
- Cuando la prueba se realice en un acuífero libre y/o semiconfinado, se debe prolongar el bombeo hasta que se defina perfectamente el funcionamiento del acuífero (p ej, tres días).

Puesto que las estabilizaciones del nivel piezométrico son casi siempre aparentes, es necesario prolongar el bombeo hasta conseguir la respuesta real del tipo de acuífero, en particular que permita interpretar correctamente la prueba. Por lo anterior, es conveniente hacer la gráfica y analizar los resultados en el campo, de forma simultánea a la realización de la prueba, de esta manera se evita prolongar innecesariamente la prueba o finalizarla antes de tiempo.

Al finalizar el bombeo, se debe proceder a tomar las medidas de recuperación, con la misma secuencia de tiempos utilizada durante la etapa de abatimiento. La duración de esta etapa depende del tiempo de bombeo y normalmente no es necesario superar el tiempo de bombeo.

2.9 MEDICIÓN DE LA PROFUNDIDAD DEL NIVEL DEL AGUA

Los instrumentos más usados para medir el nivel del agua son las sondas eléctricas, formadas por dos conductores, que al hacer contacto con el agua cierran el circuito y hacen que se accione un amperímetro, luz, alarma y/o combinación de ellos.

Las características principales que deben cumplir las sondas son las siguientes:

- El cable de la sonda debe estar graduado en toda su longitud, con marcas cada dos metros, con la numeración correspondiente
- La longitud total de la sonda debe ser mayor que la profundidad del nivel dinámico máximo
- El cable de la sonda debe ser inextensible, ya que a grandes profundidades (p ej, >100 m) pueden producirse alargamiento por efecto de esfuerzos de tensión. De no contarse con este tipo de sonda se verificará antes y después de la prueba la longitud de la misma.

Antes de iniciar el bombeo se comprobará el buen funcionamiento de la sonda y se asegurará de que las pilas estén en buen estado; para evitar el desgaste inútil de éstas, se recomienda dejar fuera del agua el electrodo de la sonda entre los intervalos de medición.

Es común, por el efecto de capilaridad, que se adhieran al electrodo algunas gotas de agua, cerrando el circuito antes de llegar al nivel dinámico; basta dar unas cuantas sacudidas a la sonda para que caiga el agua atrapada y se puedan realizar las medidas correctas.

Cuando se encuentran acuíferos colgados y el pozo no cuenta con un ducto especial para la sonda, es conveniente proteger al electrodo con un capuchón para evitar tomar medidas falsas.

Existen dispositivos automáticos que registran en forma continua los cambios en el nivel del agua y aún aquellos que se pueden programar para que registren los niveles a intervalos de tiempo deseados, pero estos dispositivos requieren de piezómetros (pozos de observación) de gran diámetro y que en el pozo de bombeo se instale dicho dispositivo antes de colocar la bomba.

2.10 MEDICIÓN DEL CAUDAL DE EXTRACCIÓN

Junto con la medición del abatimiento, la determinación del caudal es la parte más importante de una prueba de bombeo; al respecto se debe medir el caudal cuando menos cada hora. Los métodos más comunes que se utilizan para evaluar los caudales aparte del uso de un medidor continuo de flujo son los siguientes:

- Volumétrico

- La escuadra
- Orificio calibrado
- Vertedores

El método del orificio es el más utilizado cuando se trata de determinar el caudal óptimo de explotación de un pozo, mediante una prueba de bombeo a caudal escalonado (aforo de pozo).

La principal ventaja de este método es que permite el control instantáneo de caudales. Sin embargo, a continuación se describen brevemente cada uno de los métodos.

2.10.1 Método Volumétrico

El método volumétrico es práctico y sencillo, consiste en medir el tiempo de llenado de un recipiente de capacidad conocida. El recipiente debe ser de tal capacidad, que el tiempo de llenado sea de cuando menos 20 segundos, a fin de que el error que se cometa sea mínimo. En la práctica, este método puede ser usado si el caudal es bajo (<20 l / s)

2.10.2 Método de la escuadra

Existen dos procedimientos para calcular el caudal de bombeo utilizando el método de la escuadra. Este método se puede aplicar a pozos que tengan la descarga libre y que se encuentre en posición horizontal.

2.10.2.1 Primer procedimiento

Consiste en medir la distancia horizontal D que existe entre el extremo de tubo de descarga y el punto donde cae el chorro de agua en el suelo y la altura H a la que se encuentra la tubería (Figura 2.1). El caudal está dado por la siguiente fórmula:

$$Q = 0.002215 \frac{DA}{H} \quad (2.1)$$

donde:

Q = Caudal en l / s

D = Distancia a la que cae el chorro de agua en cm

A = Sección de la tubería de descarga en cm²

H = Altura del centro de la tubería de descarga sobre la superficie del terreno, en cm.

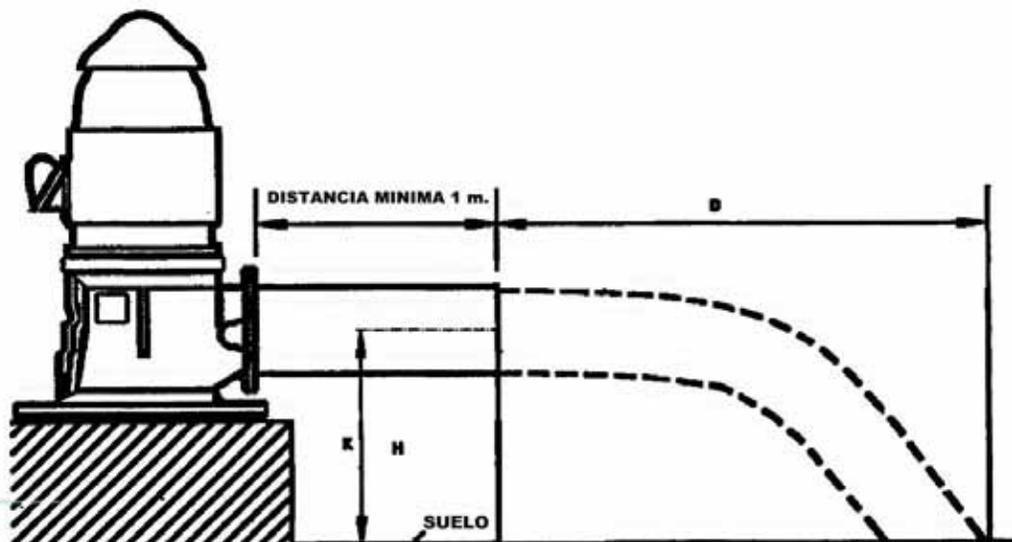


Figura 2.1. Cálculo del caudal mediante la distancia de caída del chorro de agua.

2.10.2.2 Segundo procedimiento

Este método consiste en medir la distancia horizontal D entre la extremidad del tubo de descarga y un punto situado a 305 mm (un pie) por encima de la caída del agua (Figura 2.2). La relación para obtener el caudal es la siguiente:

$$Q = 0.004 DA$$

donde:

Q = Caudal en l / s

D = Distancia en cm

A = Sección de la tubería de descarga en cm^2

Es recomendable que uno de los brazos de la escuadra mida los 305 mm y el otro tenga un nivel para lograr que dicho brazo quede en posición horizontal y sea exacta la medida de D .

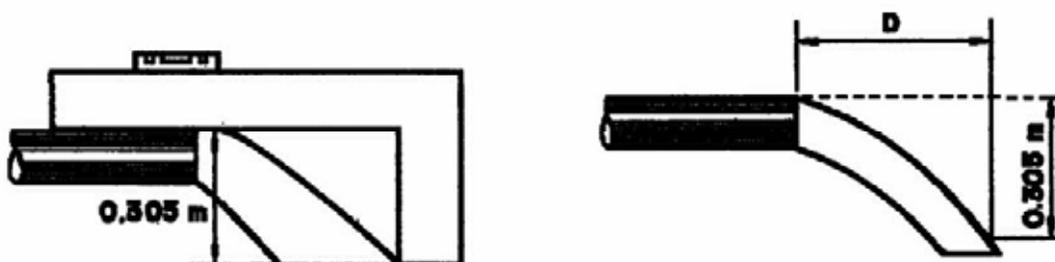


Figura 2.2. Cálculo del caudal mediante la distancia existente entre el extremo del tubo de descarga y un punto situado a 305 mm.

Cuando la tubería no está completamente llena, se puede tener una idea aproximada del caudal, multiplicando el resultado obtenido por la relación h / y (Figura 2.3).

El método de la escuadra, en su segunda variante, es el más usado cuando se realiza una prueba de bombeo en un pozo equipado, ya que no se requiere equipo especial. Sin embargo es recomendable que se apliquen los dos procedimientos del método de la escuadra simultáneamente.



Figura 2.3. Cálculo del caudal cuando la tubería no está completamente llena

Si el agua es descargada a través de un tubo vertical, el caudal puede ser estimado conociendo el diámetro del tubo de descarga y midiendo la altura a la cual se eleva por encima del tubo (Figura 2.4), con la siguiente expresión:

$$Q = 0.03095D^2 \sqrt{h} \quad (2.3)$$

donde:

Q = Caudal en l / s

D = Diámetro del tubo de descarga en cm

h = Altura del agua por encima del tubo en cm

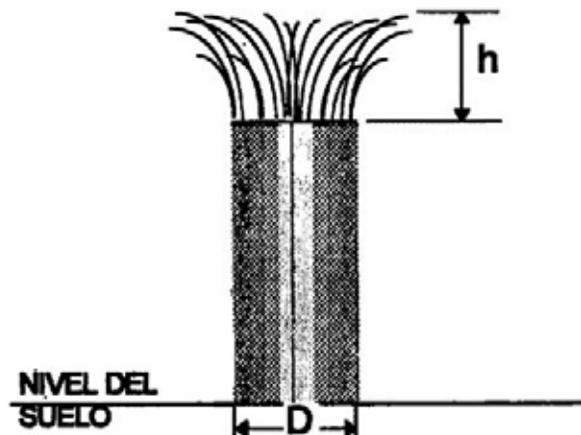


Figura 2.4. Cálculo del caudal en un pozo brotante

2.10.3 Método del Orificio Calibrado

Este es un método preciso y es el más usado en los aforos de pozos (pruebas de bombeo escalonado). Es un equipo de fácil instalación, consta de:

- Un tubo de una longitud mínima de 2 m, conectado al cabezal de descarga, de diámetro adecuado al caudal esperado
- Un portaplaca
- Placas con orificios de diferentes diámetros, comprendidos entre 1/2 y 3/4 del diámetro del tubo de descarga
- Un tubo transparente
- Un flexómetro.

El tubo se conecta al cabezal de descarga, cuidando que quede completamente horizontal. En su extremo se coloca una placa de acero con un orificio de diámetro conocido.

La placa debe quedar perpendicular al eje del tubo y los bordes del orificio deben estar biselados en un ángulo entre 45 y 60 grados. La placa con orificio calibrado debe estar sujeta al tubo mediante un portaplacas con rosca.

A 61 cm del orificio calibrado se le hace un agujero de 0.5 a 2 cm de diámetro, para insertar un tubo transparente y observar la altura del agua en su interior (Figura 2.5). Este tubo debe apoyarse sobre una regla graduada fija, para medir la altura piezométrica del agua en ese punto.

El método del orificio calibrado está basado en la aplicación del teorema de Bernoulli, que permite calcular el caudal en función de la presión, mediante la siguiente expresión:

$$Q = C' \sqrt{h} \quad (2.4)$$

donde:

Q =Caudal en l / s

h =Altura del agua en el tubo transparente en cm

C' =Coeficiente que depende de:

- La velocidad del agua
- La carga h
- La rugosidad de, las paredes de la tubería
- La relación entre los diámetros del orificio y la tubería.

Los valores de C' se han determinado experimentalmente, en función de la relación entre los diámetros del orificio y la tubería de descarga. En la Tabla 2.2 aparecen los diferentes valores de C' .

En el libro III.21, Rehabilitación de Pozos, editado por la CNA, se presentan tablas para determinar los caudales correspondientes, para los diferentes diámetros de tuberías, orificios y alturas manométricas. En ese mismo documento se trata el tema de selección del equipo de bombeo para realizar pruebas de caudal escalonado, conocidas como de aforo. Es común el uso de estas últimas para definir el caudal de extracción definitivo del pozo; sin embargo es importante anotar que una prueba de bombeo propiamente desarrollada e interpretada aporta el valor del caudal y proporciona la extensión de la interferencia de los conos de abatimiento entre pozos. Adicionalmente, la determinación del caudal de extracción por medio de la prueba de aforo no incluye el límite que marca la calidad del agua subterránea.

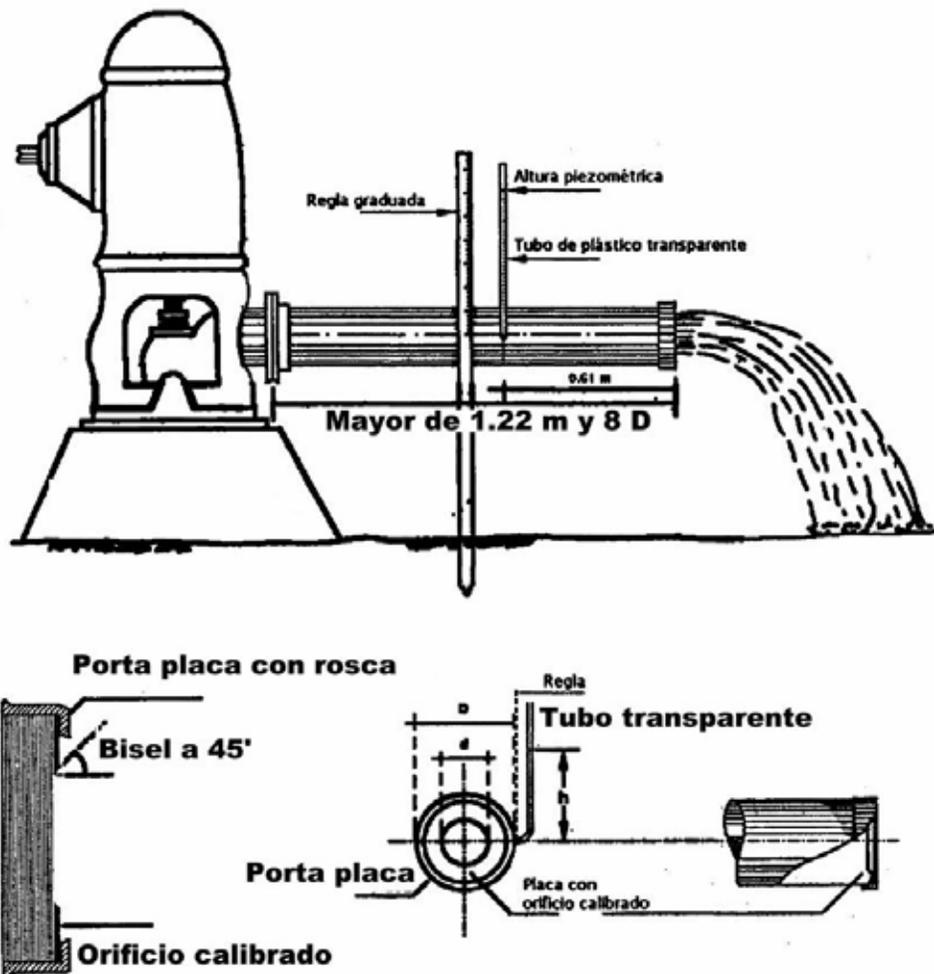


Figura 2.5. Determinación del gasto mediante el método del orificio calibrado

Tabla 2.2. Valores del coeficiente de descarga c' en tuberías

Diámetro del orificio (pulg)	Diámetro de descarga, en pulgadas							
	3	4	5	6	7	8	10	12
2	0.639	0.453	0.562	0.553				
2 1/4	0.892	0.960	0.716	-0.706	0.697			
2 1/2	1.243	0.973	0.901	0.881	0.870	0.859		
2 3/4		1.256	1.117	1.074	1.057	1.048		
3		1.862	1.865	1.298	1.276	1.253	1.231	
3 1/4		2.406	1.666	1.553	1.503	1.482	1.461	
3 1/2			2.014	1.845	1.767	1.735	1.706	
3 3/4			2.306	2.165	2.061	2.005	1.963	1.939
4			3.097	2.546	2.387	2.308	2.248	2.220
4 1/4				2.979	2.759	2.648	2.553	2.513
4 1/2				3.575	3.172	3.021	2.890	2.830
4 3/4				4.206	3.615	3.420	3.240	3.162
5				4.973	4.177	3.854	3.606	3.531
5 1/4					4.862	4.350	4.024	3.904
5 1/2					5.259	4.889	4.476	4.310
5 3/4					6.572	5.546	4.954	4.749
6						6.356	5.479	5.192
6 1/4						7.280	6.019	5.693
6 1/2						8.299	6.650	6.213
6 3/4							7.303	6.794
7							8.042	7.396
7 1/4							8.883	8.008
7 1/2							9.931	8.686
7 3/4							11.047	9.405
8							12.334	10.185
8 1/4							13.533	10.996
8 1/2								11.930
8 3/4								13.016
9								14.301
9 1/4								15.523
9 1/2								17.454
9 3/4								18.667
10								19.893

2.10.4 Método empleando vertedores

Estos métodos consisten en establecer una barrera en un canal (puede ser de tierra, madera o tabique) y medir la altura del nivel del agua, con respecto al borde superior de la barrera, o del vértice, en el caso de utilizar vertedor triangular (Figura 2.6).

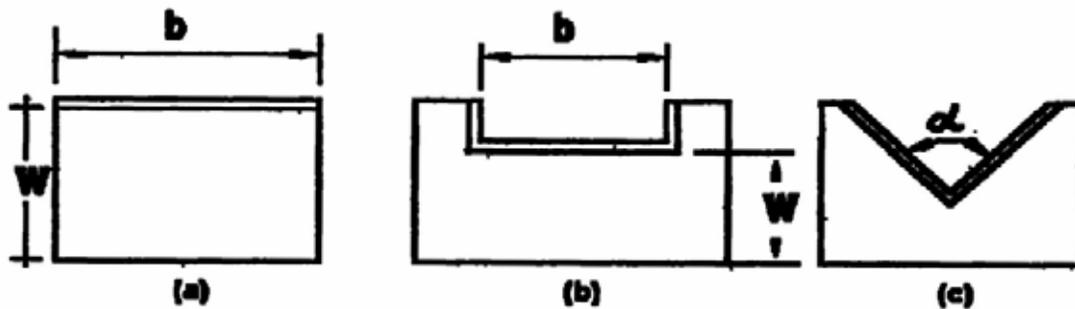


Figura 2.6. Vertedores de pared delgada: a) rectangular sin contracción lateral, b) rectangular con contracción lateral, c) triangular

La cresta de estos vertedores debe ser de un espesor de aproximadamente 2 mm para que la alteración que provoque en la vena líquida sea mínima (Figura 2.7). Los tipos de vertedores de pared delgada más usados son:

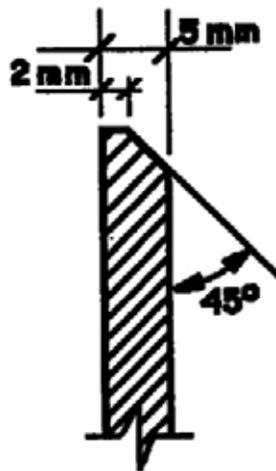


Figura 2.7. Arista horizontal de los vertedores

2.10.4.1 Vertedor rectangular sin contracción lateral

Este tipo de vertedores consiste de aristas horizontales y cortadas a bisel, figura 2.6a y figura 2.7. El caudal está dado por la fórmula:

$$Q = bh \left(0.003 + 1.74h + 0.23 \frac{h^2}{w} \right) \times 10^3 \quad (2.5)$$

donde:

Q = Caudal en l / s

h = Altura del nivel del agua, en metros, sobre la arista del vertedor

b = Anchura del vertedor, en metros

w = Altura de la arista del vertedor sobre el fondo, $h < 0.8 w$ (Figura No. 3.8).

En la tabla 2.3 se consignan los caudales, en litros por segundo (l / s), para un vertedor rectangular, sin contracción lateral y de anchura $b = 1$ m.

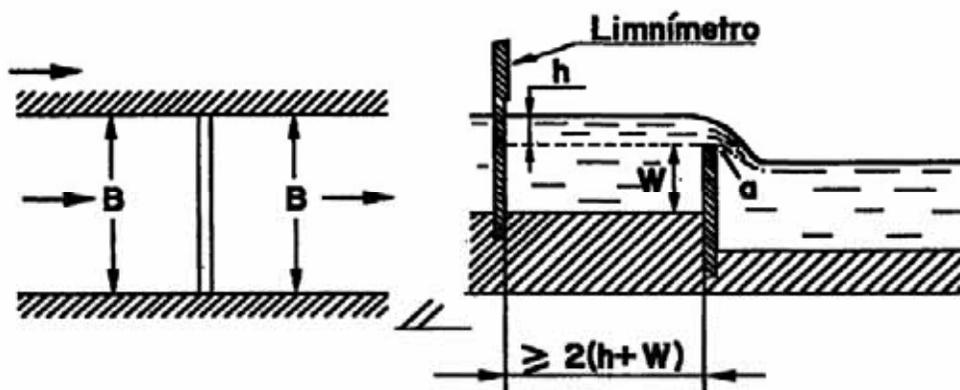


Figura 2.8. Vertedor rectangular sin contracción lateral.

Tabla 2.3. Caudal en función de la altura h , para vertedor rectangular sin contracción lateral.

Altura h en m	Caudales en l/s para diferentes valores de w , en metros							
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.9	1.0
0.02	5.7	5.6	5.6	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5
0.03	10.2	10.0	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.8
0.04	15.7	15.3	15.1	15.1	15.0	15.0	15.0	14.9
0.05	22.0	21.3	21.1	21.0	20.0	20.9	20.8	20.7
0.06	29.1	28.0	27.7	27.5	27.4	27.3	27.2	27.1
0.07	36.9	35.4	34.9	34.6	34.5	34.4	34.2	34.1
0.08	45.5	43.4	42.7	42.3	42.1	42.0	41.8	41.6
0.09	54.8	52.0	51.0	50.5	50.3	50.1	49.8	49.6
0.10	64.9	61.1	59.9	59.3	58.9	58.7	58.3	58.1
0.12	-	81.1	79.2	78.2	77.6	77.2	76.7	76.5
0.14	-	103.2	100.3	99.0	98.1	97.5	96.8	96.3
0.16	-	128.0	124.0	122.0	120.0	120.0	119.0	118.0
0.18	-	154.0	148.0	146.0	144.0	143.0	142.0	141.0
0.20	-	182.0	175.0	172.0	170.0	168.0	166.0	165.0
0.22	-	-	204.0	199.0	196.0	194.0	192.0	191.0
0.24	-	-	234.0	228.0	225.0	223.0	220.0	218.0
0.26	-	-	265.0	259.0	255.0	252.0	248.0	246.0
0.28	-	-	299.0	291.0	286.0	283.0	278.0	275.0
0.30	-	-	334.0	324.0	318.0	315.0	310.0	307.0

2.10.4.2 Vertedor rectangular con contracción lateral

En este tipo de vertedor la barrera tiene un recorte rectangular en la parte superior, con las aristas biseladas, como se muestra en la figura 2.6b y figura 2.7. La anchura b debe elegirse de acuerdo al caudal esperado. En la tabla 2.4. se dan tres anchuras

para tres intervalos de caudal esperado. La distancia de las aristas verticales a las paredes del canal debe ser de 1 a 1.5 veces el valor de b, la altura h debe ser igual o mayor a 0.02 m, con la finalidad de evitar errores considerables (Figura 2.9).

En la tabla 2.5 se presentan los caudales en litros por segundo, en función de la altura h del tirante de agua sobre el vertedor medido en centímetros y de la anchura b del vertedor definida en centímetros. Los caudales se obtuvieron con el uso de la siguiente expresión obtenida experimentalmente:

$$Q = 0.00028317 \left[68bh^{1.48} - \frac{0.18b^{1.18}h^{1.9}}{1 + 0.004263b^{1.8}} \right] \quad (2.6)$$

donde:

Q = Caudal en l / s

b = Ancho del vertedor en cm

h = Tirante de agua sobre la cresta del vertedor en cm

Esta expresión es válida únicamente para aquellos casos en que la anchura del vertedor, b, sea mayor que la altura del tirante de agua sobre la cresta del vertedor, h.

Tabla 2.4. Caudales para diferentes anchuras de canal

Caudal en l/s		Anchura B (m)
de	a	
5	25	0.25
25	150	0.5
>	150	1.0

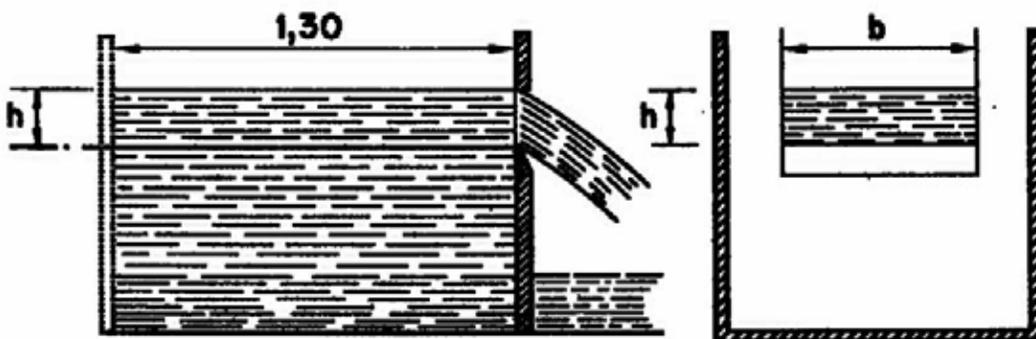


Figura 2.9. Vertedor rectangular con contracción lateral

Tabla 2.5. Caudales correspondientes a diferentes alturas h y diferentes anchuras b

Altura h en cm	Anchura b del vertedor en cm								
	20	30	40	50	60	70	80	90	100
1	0.38	0.57	0.76	0.95	1.14	1.34	1.53	1.72	1.91
2	1.05	1.58	2.11	2.65	3.18	3.72	4.26	4.79	5.33
3	1.91	2.87	3.84	4.81	5.79	6.76	7.74	8.72	9.70
4	2.92	4.39	5.87	7.35	8.84	10.34	11.83	13.33	14.83
5	4.05	6.09	8.14	10.21	12.29	14.36	16.44	18.52	20.61
6	5.29	7.95	10.65	13.35	16.07	18.79	21.51	24.24	26.96
7	6.63	9.97	13.35	16.75	20.16	23.58	27.00	30.42	33.85
8	8.06	12.13	16.24	20.38	24.54	28.70	32.87	37.04	41.21
9	9.57	14.41	19.31	24.23	29.18	34.13	39.09	44.05	49.02
10	11.17	16.82	22.53	28.29	34.06	39.85	45.65	51.45	57.25
11	12.84	19.34	25.91	32.54	39.18	45.85	52.52	59.20	65.89
12	14.58	21.96	29.44	36.97	44.53	52.11	59.70	67.29	74.89
13	16.39	24.69	33.10	41.57	50.08	58.61	67.16	75.71	84.27
14	18.27	27.52	36.89	46.35	55.84	65.36	74.89	84.43	93.98
15	20.20	30.44	40.82	51.28	61.79	72.33	82.89	93.45	104.03
16	22.20	33.44	44.86	56.37	67.93	79.53	91.14	102.76	114.40
17	24.25	36.54	49.02	61.61	74.25	86.93	99.63	112.35	125.07
18	26.35	39.72	53.30	66.99	80.75	94.54	108.37	122.20	136.05
19	28.52	42.98	57.68	72.51	87.41	102.36	117.33	132.32	147.32
20	30.73	46.32	62.17	78.16	94.24	110.36	126.51	142.68	158.86
21	32.99	49.74	66.77	83.95	101.23	118.55	135.91	153.29	170.69
22	35.30	53.23	71.46	89.87	108.37	126.93	145.52	164.14	182.77
23	37.66	56.79	76.26	95.91	115.66	135.48	155.34	175.22	195.12
24	40.07	60.43	81.15	102.07	123.11	144.21	165.36	186.53	207.72
25	42.52	64.13	86.13	108.35	130.69	153.11	175.57	198.06	220.57
26	45.01	67.90	91.20	114.75	138.42	162.18	185.98	209.81	233.67
27	47.55	71.74	96.37	121.26	146.29	171.40	196.57	221.77	246.99
28	50.13	75.64	101.62	127.88	154.29	180.79	207.35	233.94	260.56
29	52.75	79.60	106.96	134.61	162.42	190.33	218.30	246.31	274.35
30	55.41	83.62	112.38	141.44	170.68	200.03	229.44	258.89	288.36

2.10.4.3 Vertedor triangular

El vertedor triangular (Figura 2.6c) es muy útil para medir pequeños caudales, los cuales se calculan mediante la siguiente ecuación:

$$Q = 0.01447 \tan \frac{\alpha}{2} h^{2.48} \quad (2.7)$$

donde:

Q= Caudal en l / s
 α = Ángulo entre las aristas del vertedor
h = Altura del agua en el vertedor, en cm

Cuando $\alpha = 90^\circ$, la fórmula se simplifica, quedando como sigue:

$$Q = 0.01447 h^{2.48} \quad (2.8)$$

En la tabla 2.6 se presentan caudales correspondientes a diferentes alturas h, con diferentes ángulos.

En el Libro Selección e Instalación de Equipo de Macromedición, del Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento editado por la CNA (1994) se trata ampliamente el tema de medición de caudales.

2.11 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Para elegir el método de interpretación más adecuado es necesario conocer el marco geológico del acuífero y el funcionamiento hidrogeológico particular de la región donde se realizó la prueba, ya que existe un número relativamente grande de métodos, aplicable cada uno de ellos a un tipo de acuífero y un régimen de flujo determinado. Así mismo, es necesario identificar las componentes verticales de flujo que permitan estimar la importancia de la conductividad hidráulica vertical.

Tabla 2.6. Caudales correspondientes. A diferentes alturas de tirante en vertedores con tres ángulos diferentes.

Altura h en cm	Caudal en lps			Altura h en cm	Caudal en lps		
	$\alpha=90^\circ$	$\alpha=60^\circ$	$\alpha=45^\circ$		$\alpha=90^\circ$	$\alpha=60^\circ$	$\alpha=45^\circ$
2.0	0.08	0.05	0.03	20.0	24.38	14.08	10.10
2.5	0.14	0.08	0.06	21.0	27.52	15.89	11.40
3.0	0.22	0.13	0.09	22.0	30.88	17.83	12.79
3.5	0.32	0.19	0.13	23.0	34.48	19.91	14.28
4.0	0.45	0.26	0.19	24.0	38.32	22.12	15.87
4.5	0.60	0.35	0.25	25.0	42.40	24.48	17.56
5.0	0.78	0.45	0.32	26.0	46.73	26.98	19.36
5.5	0.99	0.57	0.41	27.0	51.32	29.63	21.26
6.0	1.23	0.71	0.51	28.0	56.16	32.42	23.26
6.5	1.50	0.87	0.62	29.0	61.27	35.37	25.38
7.0	1.80	1.04	0.75	30.0	66.64	38.47	27.60
7.5	2.14	1.24	0.89	32.0	78.21	45.15	32.39
8.0	2.51	1.45	1.04	34.0	90.89	52.48	37.65
8.5	2.92	1.69	1.21	36.0	104.74	60.47	43.38
9.0	3.37	1.94	1.39	38.0	119.77	69.15	49.61
10.0	4.37	2.52	1.81	40.0	136.01	78.53	56.34
11.0	5.54	3.20	2.29	42.0	153.51	88.63	63.58
12.0	6.87	3.97	2.84	44.0	172.28	99.47	71.36
13.0	8.38	4.84	3.47	46.0	192.36	111.06	79.68
14.0	10.07	5.81	4.17	48.0	213.77	123.42	88.55
15.0	11.94	6.90	4.95	50.0	236.55	136.57	97.98
16.0	14.02	8.09	5.81	52.0	260.71	150.52	107.99
17.0	16.29	9.41	6.75	54.0	286.29	165.29	118.58
18.0	18.77	10.84	7.78	56.0	313.31	180.89	129.78
19.0	21.47	12.39	8.89	58.0	341.80	197.34	141.58

En la Tabla 2.7 se presenta un resumen de los métodos analíticos de curvas tipo más comunes para cada tipo de acuífero y régimen de flujo; y se señala, además, el tipo de interpretación por sistemas de ecuaciones, gráfica o de comparación con curvas patrón, así como los parámetros hidrogeológicos que pueden calcularse.

2.12 CARACTERIZACIÓN DEL TIPO DE ACUIFERO

Tomando en cuenta las características del estrato que constituye la frontera superior del acuífero y considerando que el estrato que lo subyace es impermeable, se puede recomendar un esquema de la caracterización del tipo de acuífero de que se trate, mostrando además, para cada caso la curva típica abatimiento-tiempo en escalas logarítmicas. En la Tabla 2.7 se presenta un esquema de caracterización de los tipos de acuíferos y de la figura 2.10 a la Figura 2.12 se representan las curvas típicas.

Tabla 2.7. Esquema de caracterización de tipos de acuíferos

Frontera superior del acuífero	Tipo de acuífero	Curva típica
Estrato impermeable	Confinado	Fig. 2.10
Estrato semi-impermeable, por lo que no se puede despreciar el flujo vertical	Semiconfinado	Fig. 2.11
Nivel freático	Libre	Fig. 2.12

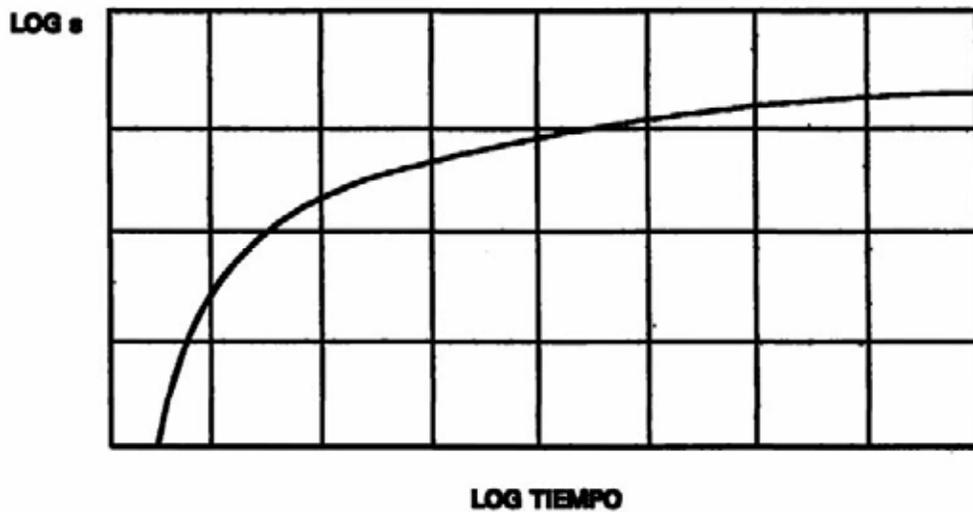


Figura 2.10. Curva típica de abatimiento-tiempo para acuífero confinado

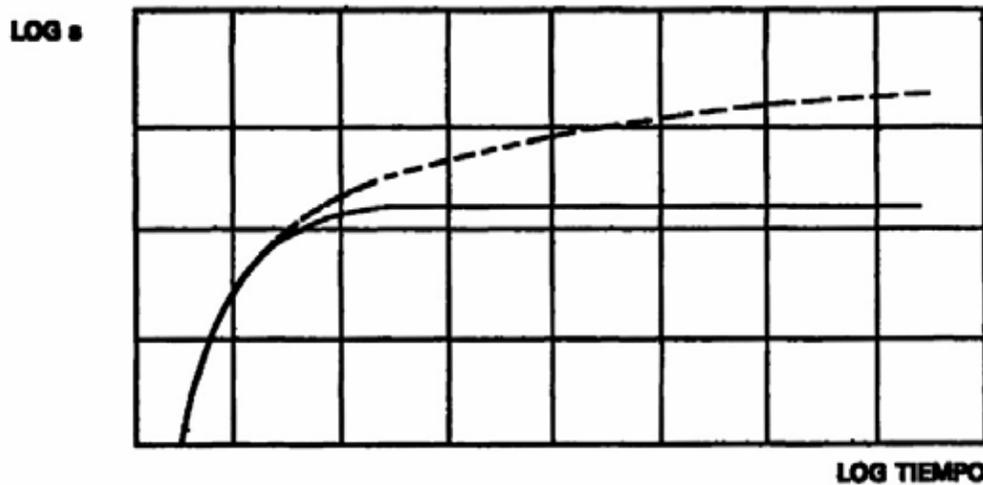


Figura 2.11. Curva típica de abatimiento-tiempo para acuífero semiconfinado

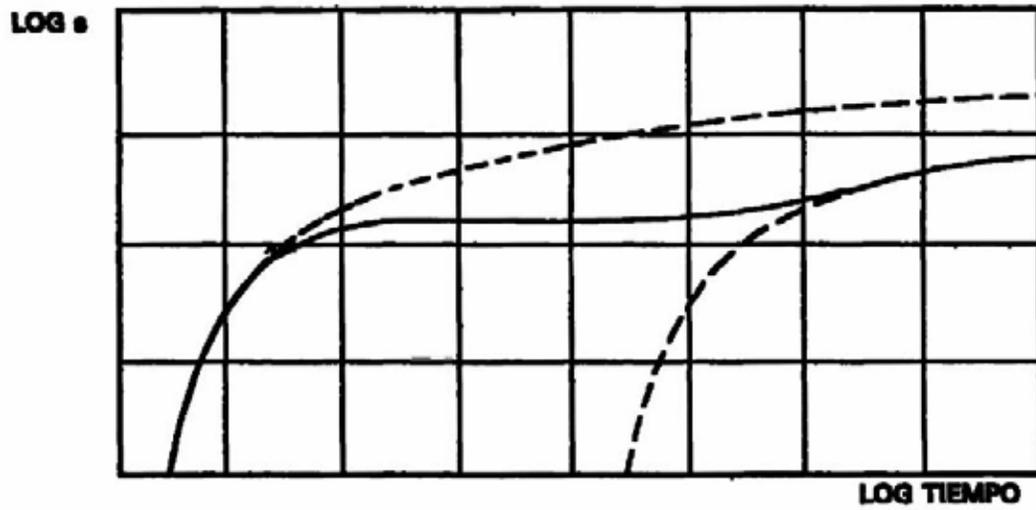


Figura 2.12. Curva típica de abatimiento-tiempo para acuífero libre'

3 METODOS DE ANALISIS PARA ACUÍFEROS LIBRES

3.1 ASPECTOS GENERALES

El bombeo de un acuífero libre provoca un movimiento de agua hacia el pozo y crea un cono de abatimiento en el nivel freático. Conforme el tiempo de bombeo continúa, el cono se expande y profundiza y el flujo hacia el pozo presenta componentes descendentes verticales cada vez más fuertes.

Algunas diferencias de un acuífero libre y uno confinado, cuando se someten a bombeo, son:

- Primero, un acuífero libre se "vacía" en el espacio del cono de abatimiento, durante el bombeo, reduciendo su espesor. En un acuífero confinado todo el espesor se mantiene saturado, pues se crea sólo una deformación, en forma de cono, en la superficie piezométrica
- Segundo, durante los primeros minutos de bombeo, el agua producida por un pozo en un acuífero libre, proviene de la expansión de ésta dentro del acuífero, debido al cambio en el estado de esfuerzos en la región afectada del acuífero. Este mismo efecto en un acuífero confinado es el mecanismo principal de aporte de agua durante toda la prueba
- Tercero, el flujo hacia el pozo en un acuífero confinado se debe a una fuerte componente horizontal, si el pozo es totalmente penetrante, es decir, la componente vertical del flujo es mínima. En un acuífero libre, existen componentes verticales por efecto del drenado por gravedad (rendimiento retardado), que sin embargo, tienen una corta duración.

En un acuífero libre, el nivel del agua en los piezómetros cercanos a un pozo de bombeo a menudo no se comporta de acuerdo a la ecuación de Theis (1935).

Boulton (1963) fue el primero en introducir un método de interpretación para pruebas de bombeo en un acuífero libre. Sin embargo, el ajuste de curvas de Neuman (1975) es un método que permite determinar para el acuífero sus conductividades hidráulicas horizontal (K_h) y vertical (K_v), coeficiente de almacenamiento (S) y el rendimiento específico (S_y).

Bajo las condiciones limitantes del caso y en ciertos intervalos de tiempo, los métodos empleados para acuíferos confinados, se pueden emplear en acuíferos libres, por ejemplo el Método de Theis (1935). El Método de Thiem-Dupuit se emplea en acuíferos libres cuando el flujo en los pozos es estacionario.

Al aplicar los métodos presentados en este capítulo es menester notar las hipótesis que en ellos se manejan. Esto es, se deberá aplicar el método y, en su caso corregir y, evaluar los resultados de acuerdo con las limitantes siguientes:

- El acuífero es libre
- Se considera de extensión infinita
- El acuífero es homogéneo y de espesor uniforme, principalmente en el área de prueba
- La superficie freática se encuentra en forma horizontal antes del bombeo
- El acuífero es bombeado a caudal constante
- El pozo es de penetración total y recibe agua de todo el espesor del acuífero
- El agua entra al pozo debido a los gradientes hidráulicos provocados por el bombeo.

En la práctica, el efecto de flujo en la zona no saturada en la respuesta tardía del nivel freático se considera despreciable. Se supone que un acuífero libre presenta un espesor constante en la vecindad del pozo durante el bombeo, condición que es en muchos casos difícilmente cierta. Un valor correcto en este sentido, tomando como base la dimensión del abatimiento en los pozos al bombear, es la aplicación de Jacob (1944), quien propone una corrección a los abatimientos medidos:

$$s' = s - (s^2 / 2D) \quad (3.1)$$

donde:

s' = Abatimiento corregido
s = Abatimiento observado
D = Espesor saturado

Según Neuman (1975), la corrección de Jacob (1944) es aplicable estrictamente para los períodos tardíos de descenso, registrados en las pruebas, los cuales caen dentro de la curva de Theis (1935). A continuación, se describen los métodos de Neuman (1975) y Boulton (1963) para interpretar pruebas de bombeo en condiciones de *flujo* transitorio. La diferencia principal entre estos métodos es que el primero permite estimar la K, del acuífero, en tanto que el segundo cuantifica el rendimiento retardado.

3.2 MÉTODO DE NEUMAN

3.2.1 Generalidades

Neuman (1975) desarrolló una teoría sobre la respuesta tardía del nivel freático al bombear un pozo, la cual se basa en parámetros físicos bien definidos de un acuífero

libre. El autor considera al acuífero como un sistema compresible y al nivel freático como un límite de dicho sistema, pero en movimiento. Reconoce la existencia de componentes de flujo en sentido vertical y establece que la solución del descenso del nivel es una función de la distancia (r) al pozo de bombeo.

Matemáticamente, se simula la respuesta tardía del nivel freático, considera al coeficiente de almacenamiento S_A y al rendimiento específico S_y como constantes. La ecuación de abatimiento de Neuman (1975) es la siguiente:

$$S = \frac{Q}{4\pi KD} W(u_A, u_B, \beta) \quad (3.2)$$

Para condiciones iniciales de tiempo de bombeo, la ecuación 3.2 se reduce a la siguiente:

$$S = \frac{Q}{4zKD} W(u_A, \beta) \quad (3.3)$$

donde:

$$u_A = r^2 S_A / 14KDt \quad (3.4)$$

S_A = Volumen de agua almacenada liberada instantáneamente por unidad de área y por unidad de abatimiento.

Para condiciones avanzadas de tiempo, la ecuación 3.2 se reduce a la expresión 3.5

$$S = \frac{Q}{4\pi KD} W(u_B, \beta) \quad (3.5)$$

donde:

$$u_B = r^2 S_y / 14KDt \quad (3.6)$$

$$\beta = r^2 K_v / D^2 K_h \text{ (Parámetro de Neuman)} \quad (3.7)$$

donde:

K_v = Conductividad hidráulica para el flujo vertical (m/día)
 K_h = Conductividad hidráulica para el flujo horizontal (m/día)
 S_y = Volumen de agua liberada por unidad de área y por unidad de abatimiento del nivel freático

Para acuíferos isótropos se tiene que $K_v = K_h$, así como $\beta = r^2 / D^2$

El método de ajuste de curvas de Neuman (1975) puede emplearse si se supone que las siguientes hipótesis son satisfechas.

- Las hipótesis mencionadas al inicio del capítulo
- El acuífero puede ser isótropo o anisótropo
- El flujo en dirección al pozo es transitorio
- La influencia de la zona no saturada sobre el área de abatimiento es despreciable
- $S_Y/S_A > 10$
- Los pozos de bombeo y de observación son de penetración total
- El diámetro de los pozos de observación y de bombeo se consideran pequeños, es decir el almacenamiento de agua en ellos puede ser despreciable
- No existen pérdidas de carga en el pozo de bombeo.

3.2.2 Procedimiento

- Se elabora la familia de curvas de Neuman haciendo una gráfica sobre papel logarítmico $W(U_A, U_B, \beta)$ vs. $1/U_A$ y $1/U_B$ para intervalos prácticos de valores de β usando la tabla 3.1 (Anexo). En la parte izquierda se forman las curvas tipo A [$W(U_A, \beta)$ vs. $1/U_A$] y en la porción derecha las curvas tipo B [$W(u_B, \beta)$ vs. $1/U_B$]
- En otro papel logarítmico a la misma escala se forma una curva con los datos observados de abatimiento (s) y sus correspondientes tiempos (t), para cada pozo de observación, a una distancia determinada (r) del pozo de bombeo (curva de campo)
- Se compara la primera parte de la curva de campo con alguna de las curvas tipo A. Se anota un valor P seleccionado de la curva tipo A
- Se selecciona un punto arbitrario (A) sobre la porción traslapada de las dos gráficas y se anotan los valores de s, t, $1/U_A$ y $W(U_A, \beta)$ para este punto
- Se substituyen estos valores en las ecuaciones 3.3 y 3.4 y conociendo Q y r, se calcula $K_h D$ y S_A
- Se sobrepone la curva de campo en la curva Neuman trasladando la curva con los ejes paralelos hasta que la curva de datos observados en su tramo

tardío se ajuste sobre una curva tipo B con el mismo valor de β , seleccionado en las curvas tipo A

- Se selecciona un punto arbitrario (B) en la sobreposición de gráficas y se anotan los valores de s , t , y $W(u_B, \beta)$ para este punto'
- Se substituyen los valores anteriores en las ecuaciones 3.5 y 3.6, y conociendo Q y r , se calcula $K_h D$ y S_y . Los dos Cálculos deben proporcionar valores aproximadamente iguales de $K_h D$
- A partir del valor de $K_h D$ y del valor inicial conocido del espesor saturado del acuífero (D), se calcula el valor de K_h
- Se substituyen los valores numéricos de K_h, β, D y r en la ecuación 4.7 y se calcula K_v ,
- Se repite el procedimiento con los datos de abatimiento observados de cualquier otro pozo de observación. Los resultados calculados pueden ser aproximadamente iguales.

3.2.3 Observaciones

Para verificar si el método es aplicable, la condición $S_y/S_A > 10$ debe cumplirse.

Teóricamente, los efectos del almacenamiento elástico y vaciado del agua (drenaje por gravedad) se incrementan con el tiempo, de tal forma que el coeficiente de almacenamiento final es igual a $S_A + S_y$. En situaciones donde la respuesta tardía del nivel freático reduce en forma clara los abatimientos, S_y se torna muy importante y S_A se puede despreciar, esto es si $S_A \ll S_y$. En estos casos la influencia de S_A en periodos prolongados puede ser despreciada.

Ejemplo del procedimiento 3.2.2

Como ejemplo para ilustrar el método de ajuste de curvas de Neuman (1975), se emplearon los datos de la prueba de bombeo denominada "Ciudad de México" (Vázquez-Sánchez, 1995). El acuífero está formado en su parte superior por arenas fluvio-lacustres del Cuaternario y en su parte inferior por conglomerados y tobas del Plioceno Superior (Vázquez-Sánchez, 1995).

Está limitado en su base por arcillas lacustres y tobas del Plioceno Inferior. El pozo de bombeo (No. 24) extrae el agua únicamente de la parte superior del acuífero y el pozo de observación (No. 23) se localiza a 250 m del pozo de bombeo. La tubería ranurada en el pozo de extracción se encuentra entre 20 y 150 m de profundidad y en el pozo de observación entre 76 y 136 m. La prueba duró 3 días y se bombeó a un caudal constante de 19 l / s (1641.6 m³/día).

La tabla 3.1 presenta los datos de abatimiento en metros con sus respectivos tiempos (en minutos) después de iniciado el bombeo a caudal constante de 19 litros por segundo. Esta información fue medida en el pozo de observación No. 23 ubicado a 250 m del pozo de bombeo, la prueba se desarrollo en la ciudad de México. La gráfica s-t se realizó en papel logarítmico de acuerdo con lo indicado en la figura 3.1.

Tabla 3.1. Pozo de observación no.23, prueba de bombeo "CIUDAD DE MÉXICO" (Adaptados de Vázquez-Sánchez, 1995)

TIEMPO (min)	ABATIMIENTO (m)	TIEMPO (min)	ABATIMIENTO (m)
1.8	0.02	114.7	0.18
2.3	0.03	144.4	0.2
2.9	0.05	181.7	0.21
3.6	0.06	228.8	0.23
4.6	0.07	288.0	0.25
6.8	0.09	362.6	0.27
7.2	0.1	456.5	0.29
9.1	0.11	674.6	0.31
11.5	0.113	723.4	0.35
14.4	0.12	910.7	0.4
18.2	0.127	1146.5	0.45
22.9	0.133	1443.4	0.48
28.8	0.14	1817.2	0.52
36.3	0.147	2287.7	0.56
45.7	0.153	2880.0	0.6
57.6	0.16	3625.7	0.63
72.4	0.167	4320.0	0.66
91.1	0.173		

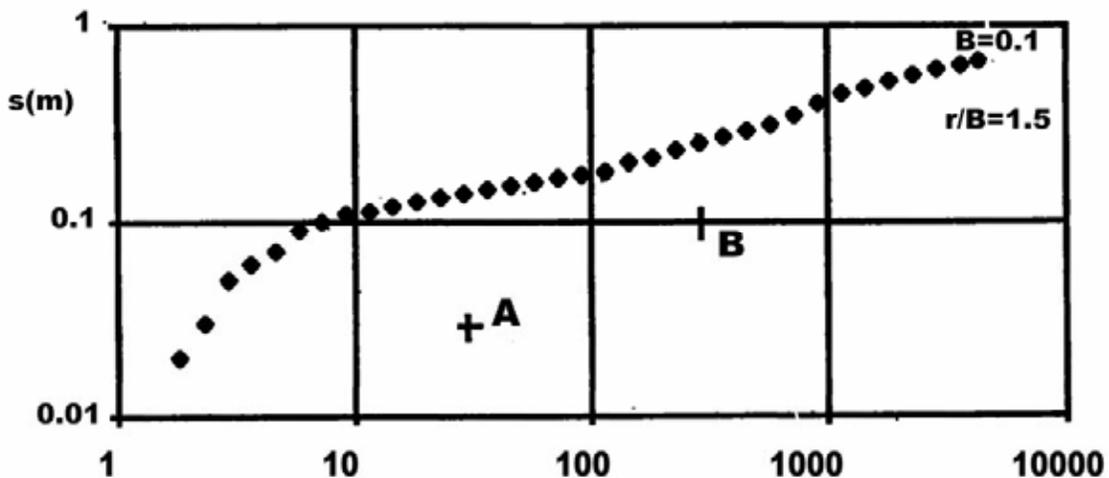


Figura 3.1. La prueba de bombeo "Ciudad de México" con los métodos de Neuman (1975) y Boulton (1963), pozo de observación No. 23 ($r = 250$ m) (Adaptada de Vázquez-Sánchez, 1995)

El primer segmento de la curva de campo se ajusta a la curva teórica de Neuman (1975) tipo A con $P = 0.1$. El punto A de ajuste tiene las coordenadas $1/u_A = 10$, $w(u_A, \beta) = 4 \times 10^{-1}$, $s = 0.048$ m y $t = 15$ min. (900 s). Los valores de $K_h D$ y S_A son obtenidos de las ecuaciones 3.3 y 3.4:

$$K_h D = \frac{Q}{4\pi S} W(u_A, \beta) = \frac{0.019}{4 \times 3.1416 \times 0.048} (0.4) = 1.26 \times 10^{-2} \text{ m}^2 / \text{s}$$

$$S_A = \frac{4K_h D t}{r^2} u_A = \frac{4 \times 1.26 \times 10^{-2} \times 900}{250^2} (0.1) = 7.3 \times 10^{-5}$$

Las coordenadas para el punto de ajuste B de la gráfica de datos observados y de la curva tipo B para $\beta = 0.1$ son: $1/u_B = 60$, $w(u_B, \beta) = 0.1$, $s = 0.13$ m y $t = 750$ min (45,000 s). Calculando los valores de $K_h D$ y S_y de las ecuaciones 3.5 y 6.6, se obtiene:

$$K_h D = \frac{Q}{4\pi S} W(u_B, \beta) = \frac{0.019}{4 \times 3.1416 \times 0.13} (1.0) = 1.16 \times 10^{-2} \text{ m}^2 / \text{s}$$

$$S_y = \frac{4K_h D t}{r^2} u_A = \frac{4 \times 1.16 \times 10^{-2} \times 4500}{250^2} (0.017) = 5.9 \times 10^{-4}$$

Suponiendo que el espesor saturado del acuífero ($D = 103$ m) es igual a la profundidad de la tubería ranurada en el pozo de bombeo menos la profundidad al nivel del agua en el mismo pozo, se calcula la conductividad hidráulica horizontal:

$$K_h = \frac{K_h D}{D} = \frac{1.26 \times 10^{-2} + 1.16 \times 10^{-2}}{103} = 1.1 \times 10^{-4} \text{ m / s}$$

De la ecuación 3.7, la conductividad hidráulica vertical puede ser calculada:

$$K_r = \frac{\beta D^2 K_h}{r^2} = \frac{0.1 \times 103^2 \times 1.2 \times 10^{-4}}{250^2} = 2.0 \times 10^{-6} \text{ m / s}$$

El valor de la relación S_y/S_A es:

$$\frac{S_y}{S_A} = \frac{5.9 \times 10^{-4}}{7.3 \times 10^{-1}} = 8.1$$

Se puede comentar que la condición $S_y/S_A > 10$ no es satisfecha. Notar que el valor de S_y calculado por medio de las curvas tipo B de Neuman es demasiado bajo. Esto se interpreta como que los resultados de que el método de Neuman aporta no

consideran el flujo en la franja capilar (saturada) sobre el nivel freático. Es importante indicar que este método no considera las pérdidas de carga hidráulica por entrada en el pozo por problemas durante la perforación, adecuado diseño y eficiente operación; conceptos que pueden afectar estos resultados; adicionalmente se deben considerar las pérdidas de carga por penetración parcial del pozo de bombeo; todos estos efectos aumentan el abatimiento real.

3.3 MÉTODO DE BOULTON

Boulton (1963) introdujo un método de interpretación para pruebas de bombeo en acuíferos libres donde cuantifica el rendimiento retardado. Este método se puede utilizar si el acuífero cumple con las hipótesis antes mencionadas

3.3.1 Procedimiento

Se construye la familia de curvas de Boulton haciendo una gráfica $W(uAY, r/B)$ vs. $1/uA$ y $1/uY$ para valores prácticos de r/B en papel log-log, empleando los datos contenidos en la Tabla 3.2 anexa.

- Se elabora la curva de datos de abatimiento contra tiempo medidos en otro papel log-log a la misma escala, para cada piezómetro de observación (curva de campo)
- Se sobrepone la curva de campo en las curvas de Boulton tipo A, localizadas en la porción inferior izquierda, ajustándose tanto como sea posible su parte inicial y se anota el valor seleccionado de r/B definido sobre dichas curvas
- Se selecciona un punto arbitrario A sobre la porción traslapada y se anotan los valores de s , t , $1/uA$ y $W(uA, r/B)$ para dicho punto
- Se substituyen los valores anteriores en las siguientes ecuaciones y con el dato de Q , se calculan KD y SA

$$s = \left(\frac{Q}{4\pi KDJ} \right) W(u_A, r/B) \quad (3.8)$$

$$u_A = \frac{r^2 S_A}{4KDt} \quad (3.9)$$

Con el mismo valor de r/B , se traslada la curva de datos observados hacia la porción de tiempos avanzados de las curvas de Boulton tipo Y, localizadas en la parte superior derecha. Se selecciona un punto arbitrario Z sobre la parte traslapada y se anotan los valores de s , t , $1/u_y$ y $W(u_y, r/B)$ para dicho punto. Se substituyen los valores en las ecuaciones siguientes y con el valor conocido de Q , se calculan KD y S_y . Los valores de KD deben ser similares.

$$s = \left(\frac{Q}{4\pi KDJ} \right) W(u_y, r/B) \quad (3.10)$$

j

$$u_y = \frac{r^2 S_y}{4KDt} \quad (3.11)$$

Se substituyen los valores de S_A Y S_Y en la siguiente ecuación y se calcula y:

$$y = 1 + \frac{S_y}{S_A} \quad (3.12)$$

donde:

- S_A = Volumen de agua liberado inicialmente de forma instantánea por el almacenamiento debido a la expansión del agua y compresión del acuífero por unidad de abatimiento y por unidad de superficie horizontal (coeficiente de almacenamiento confinado)
- S_y = Volumen de agua liberado del almacenamiento por efecto de drenaje gravitacional por cada unidad de abatimiento y por cada unidad de área horizontal.

El término S_y es conocido como "Rendimiento Especifico ", el cual equivale a la porosidad efectiva.

- Se calcula $1/\alpha$ (índice de Retraso, Boulton), determinando antes el valor de B a partir del dato de r / B y su correspondiente r y con los valores de B, S_y y KD conocidos de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$B = \sqrt{\frac{KD}{\alpha S_y}} \quad (2.13)$$

- Obtener el valor at_{wt} con el valor particular de r / B sobre la "curva índice de Retraso Boulton" (Figura 3.2). Como se conoce $1 / \alpha$, es posible calcular t_{wt} , tiempo en el que el drenaje por gravedad cesa de afectar los abatimiento.

Un resumen del método de Boulton empleado en el análisis de pruebas de bombeo en acuíferos libres con rendimiento retardado se presenta en la Figura 3.2.

Tabla 3.2. Boulton para acuíferos libres

TIPO DE ACUIFERO	REGIMEN DE FLUJO	ECUACIÓN DE FLUJO	METODO DE ANALISIS NOMBRE-TIPO		NOTAS	PARÁMETROS CALCULADOS	REFENR ENCIA
Libre con rendimiento retardado	Transitorio	$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_0^\infty 2J_0(r) (y^2/y^2+1) \{1-\exp\{-\alpha\gamma t(y^2+1)\}\} dy/y$ $\frac{Q}{4\pi T} W(u_{AY}, r/B)$	Boulton	Ajuste de curvas	y=variable de integración $\gamma=(S_A+S_y)/S > 100$	$S_A, S_y, T, B, 1/\alpha$	Boulton, 1963

Ejemplo del procedimiento 3.3.1

Para ilustrar el método de ajuste de curvas de Boulton, se usaron los mismos datos de la prueba de bombeo "ciudad de México" (Vázquez-Sánchez, 1995). La geología del sitio de la prueba se presenta en la figura 3.1. Los datos de abatimiento observado y tiempo desde que inició la prueba (Tabla 3.2) para el pozo de observación No. 23 localizado a 250 m del pozo de bombeo, se presentan en papel log-log (Figura 3.2). La curva de campo se ajusta mejor a las curvas teóricas de Boulton cuando $r / B = 1.5$, consecuentemente para el punto A de ajuste se tiene: $1/U_A = 10^{-2}$, $W(U_A, r / B)=0.1$, $s = 3.4 \times 10^{-2}$ m y $t = 168$ s. Los valores de transmisividad (KD) y coeficiente de almacenamiento (S_A) calculados con las ecuaciones 4.8 y 4.9 son:

$$KD = \left(\frac{Q}{4\pi s} \right) W(u_A, r/B) = \frac{0.019}{47\pi \times 3.4 \times 10^{-2}} (0.1) = 4.5 \times 10^{-3} \text{ m}^2 / \text{s}$$

$$S_A = \frac{u_A T t}{r^2} = \frac{100 \times 4.5 \times 10^{-3} \times 168}{250^2} = 1.2 \times 10^{-3}$$

Con las coordenadas del punto B de ajuste ($1/u_B = 1.0$, $W(u_B, r / B) = 0.3$, $s = 0.1$ m y $t = 340$ min.(20,400 s) se calculan la transmisividad (KD) y el rendimiento específico (S_y) de las ecuaciones 3.10 y 3.11 respectivamente:

$$KD = \left(\frac{Q}{4\pi s} \right) W(u_B, r/B) = \frac{0.019}{4\pi \times 0.1} (0.3) = 4.5 \times 10^{-3} \text{ m}^2 / \text{s}$$

$$S_y = \frac{u_s 4T t}{r^2} = \frac{1 \times 4 \times 4.4 \times 10^{-3} \times 20400}{250^2} = 5.8 \times 10^{-3}$$

como $r = 250$ m se tiene que:

$$\frac{r}{B} = 1.5$$

$$B = \frac{r}{1.5} = 166.7$$

y por medio de la ecuación 3.13 se calcula $1/\alpha$:

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{B^2 S_y}{KD} = \frac{(1667.7)^2 (5.8 \times 10^{-3})}{4.5 \times 10^{-3}} = 35816.7s$$

Como $r / B = 1.5$, en la curva índice de retraso de Boulton (Figura 3.2) se obtiene α $t_{wt}=5.7$ por lo tanto $t_{wt} = 5.7/\alpha = 2.5$ días, finalmente se calcula y con la ecuación 3.12:

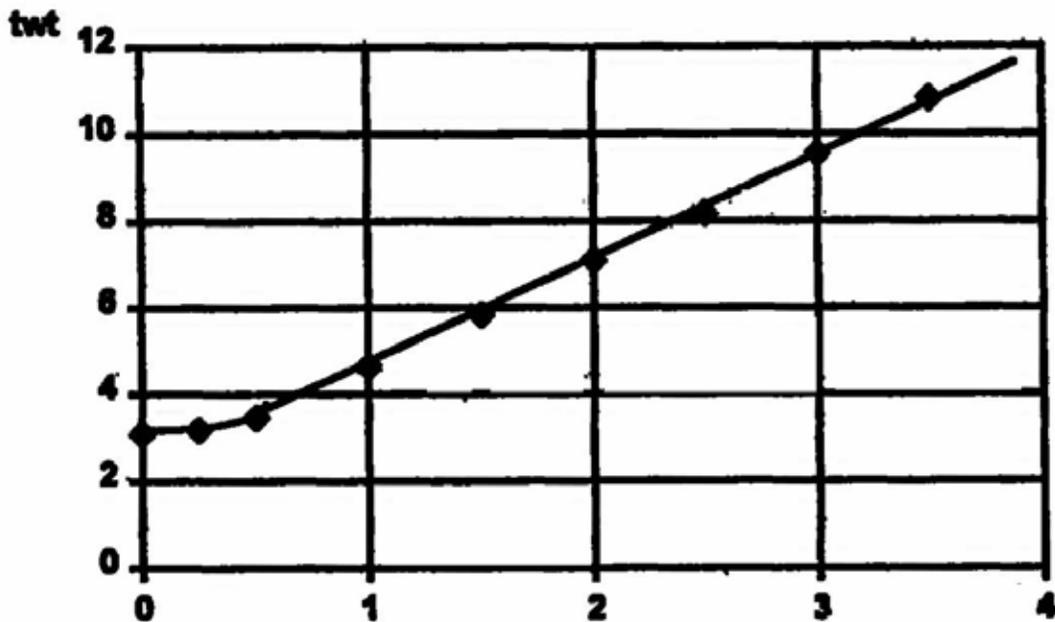


Figura 3.2. Índice de retraso" de Boulton

$$y = 1 + \frac{S_y}{S_A} = 1 + \frac{5.8 \times 10^{-3}}{1.2 \times 10^{-3}} = 4.8$$

A pesar de que $\gamma < 100$, se considera que el método de Boulton produce una buena estimación de las características hidráulicas del acuífero, debido a que los resultados son similares a los obtenidos con el método de Neuman (1975)

3.4 MÉTODO DE THIEM - DUPUIT

3.4.1 Generalidades

Cuando las diferencias de abatimiento son insignificantes con el transcurso del tiempo, puede emplearse el método de Thiem-Dupuit para calcular la transmisividad de un acuífero libre.

Para que pueda emplearse con mayor seguridad este método, deben cumplir lo siguiente:

- El acuífero es isótropo
- El flujo en dirección al pozo es estacionario
- Las hipótesis de Dupuit se cumplen cuando:
 - el flujo es horizontal
 - el gradiente que origina el movimiento del agua esta definido por la pendiente de la superficie freática
 - la velocidad es constante a lo largo de una misma sección vertical.

Si estas consideraciones se cumplen, la descarga del pozo para flujo horizontal y en régimen estacionario en un acuífero libre puede expresarse como:

$$dQ = (2\pi r h K_h) \frac{dh}{dr} \quad (3.14)$$

integrando entre r_1 y r_2 (con $r_2 > r_1$) se tiene:

$$Q = \pi K \left\{ \frac{h_2^2 - h_1^2}{\ln(r_2/r_1)} \right\} \quad (3.15)$$

La expresión 3.15 se conoce como Fórmula de Dupuit.

Considerando que $h = D - s$, la ecuación 3.14 se puede expresar como:

$$Q = [\pi K \{ (D - s_{m2})^2 - (D - s_{m1})^2 \} (2D / 2D)] / \ln(r_2/r_1)$$

Realizando el producto del numerador de la ecuación anterior, se obtiene que:

$$Q = 2\pi KD [(s_{m1} - s_{m1}^2/2D) - (s_{m2} - s_{m2}^2/2D)] / \ln(r_2/r_1) \quad (4.16)$$

Substituyendo $s' = s^2 / 2D$, s' = abatimiento corregido, se tiene:

$$Q = 2\pi KD [(s'_{m1} - s'_{m2}) / \ln(r_2/r_1)]$$

Operando el logaritmo natural, la expresión resulta de la siguiente manera:

$$Q = 2\pi KD [s'_{m1} - s'^2_{m2}] / 2.30 \log(r_2/ r_1) \quad (3.17)$$

La ecuación 3.16 es idéntica a la Fórmula de Thiem (Ecuación 3.2) empleada para acuíferos confinados.

3.4.2 Observaciones

La fórmula de Dupuit no es aplicable cuando se tiene un piezómetro muy cercano al pozo de bombeo, en donde la curvatura de la superficie piezométrica es muy fuerte y se contradicen las hipótesis del mismo autor. Dichas hipótesis ignoran la influencia de las componentes verticales de la velocidad, las cuales alcanzan su máximo valor en la vecindad del pozo.

Después de intervalos grandes de bombeo en acuíferos libres, se obtienen condiciones aproximadas al flujo estacionado. El flujo en el acuífero es esencialmente horizontal y la curva de abatimiento sigue un comportamiento similar al segmento tardío de la curva en forma de "S" que coincide con la curva de Theis (1935).

NOTA:

Las curvas tipo indicadas en el texto se realizarán para cada caso de acuerdo con las tablas anexas, al final de este Manual de pruebas de Bombeo. La numeración de las tablas (y condiciones hidrogeológicas) corresponde con la numeración del capítulo.

4 METODOS DE ANALISIS PARA ACUIFEROS CONFINADOS

4.1 ASPECTOS GENERALES

Los siguientes métodos se aplican a acuíferos confinados, considerados con régimen de flujo estable y transitorio. En la tabla 4.1 se presenta un resumen de los métodos descritos en este capítulo.

Todos los métodos que se tratan a continuación se basan en las siguientes hipótesis:

- El acuífero es de extensión infinita
- El acuífero es homogéneo, isótropo y de espesor uniforme en el área de influencia de la prueba; esto es, la conductividad hidráulica del acuífero tiene el mismo valor en toda la profundidad
- Antes del bombeo, la superficie piezométrica es casi horizontal en el área que será influenciada por el bombeo
- El caudal que extrae el pozo por bombeo del acuífero, es constante
- El pozo penetra totalmente el acuífero
- El diámetro del pozo de bombeo es pequeño, es decir, que el almacenamiento en el pozo puede ser despreciado
- El agua removida del almacenamiento es descargada instantáneamente al decrecer la carga hidráulica (nivel piezométrico) en el acuífero
- Las pérdidas de carga en el pozo-acuífero son despreciables.

El omitir alguna de estas suposiciones en la interpretación de pruebas de bombeo con los métodos presentados en este capítulo, puede repercutir significativamente en los resultados obtenidos. Por ejemplo, si el efecto del almacenamiento en el pozo de bombeo es importante y no se considera, generalmente la conductividad hidráulica y el coeficiente de almacenamiento se sobrestimarán con estos métodos. De la misma forma, si las pérdidas de carga en el pozo de bombeo son importantes y no se toman en cuenta, las características hidráulicas del acuífero estudiado se subestimarán.

Tabla 4.1. Métodos de análisis para acuíferos confinados

TIPO DE ACUIFERO	REGIMEN DEL FLUJO	ECUACION DE FLUJO	METODO DE ANALISIS		NOTAS	PARAMETROS CALCULADOS	BIBLIOGRAFIA
			NOMBRE	TIPO			
Confinado	Estable	$Q = \frac{2\pi T(S_1 - S_2)}{\ln(r_2 - r_1)}$	Thiem	Cálculo		T	Thiem, 1906
	Transitorio	$S = \left[\frac{Q}{4\pi T} \right] \int_0^\infty e^{-y} \frac{dy}{y}$ $= [Q/4\pi T] W(u)$	Theis	Ajuste de curvas	$U = \frac{r^2 S}{4\pi T}$	T,S	Theis, 1935
		$S = \frac{23Q}{4\pi T} \log \frac{2.25Tt}{r_2 S}$	Jacob	Línea recta	$\frac{r^2 S}{4\pi T} \leq 0.01$	T,S	Cooper y Jacob, 1946

Los métodos descritos en este capítulo serán ejemplificados con datos de una prueba de bombeo realizada al norte de la ciudad de San Luis Potosí, San Luis Potosí, México (Carrillo-Rivera, 1992). La sección geológica del lugar de la prueba indica que se puede consultar en la referencia arriba indicada, ésta se elaboró con información de la perforación exploratoria de los pozos involucrados y sondeos geofísicos de superficie. El acuífero profundo lo integran tobas fracturadas de la Riolita Panalillo de edad Oligoceno Tardío y arenas limosas aluviales sobreyacentes de los depósitos denominados Granular Indiferenciado de edad Oligoceno Tardío-Cuaternario. El acuífero en el lugar de la prueba tiene un espesor de 180 m y es limitado en su parte inferior por derrames lávicos de la Latita Portezuelo de edad Oligoceno Tardío considerada de conductividad hidráulica baja, sin embargo por condiciones de fracturamiento, en otras partes del Valle de San Luis Potosí forma parte del acuífero profundo. Arcillas con espesor del orden de 100 m pertenecientes al mismo Granular Indiferenciado, se encuentran entre el acuífero profundo y gravas con arenas aluviales del Cuaternario que integran un acuífero somero de tipo libre.

El pozo de bombeo (No. 1005-ZA) y los pozos de observación (1004-ZA y 1006-ZA) funcionan para abastecimiento de agua potable a la ciudad de San Luis Potosí y su tubería ranurada se localiza en el acuífero profundo. El pozo 1004-ZA se ubica a 33.4 m del pozo de bombeo y el pozo 1006-ZA a 34.7 m. El diagnóstico de las curvas de abatimiento-tiempo de los pozos de observación, indica que en la zona de influencia de los pozos, el acuífero profundo se comporta como confinado esto significa que, para fines prácticos, las unidades sobre y subyacentes son impermeables. La prueba de bombeo se realizó con una descarga constante de 45 l / s durante 172 horas.

4.2 MÉTODO DE THIEM

4.2.1 Generalidades

Thiem (1906) fue el primero en utilizar dos o más piezómetros para determinar la conductividad hidráulica de un acuífero. Demostró que para un acuífero que satisfaga las hipótesis antes mencionadas, más la hipótesis de que el flujo hacia el pozo de bombeo es estable, el caudal está dado por la ecuación 4.1:

$$Q = [2\pi T(h_2 - h_1)] / [\ln(r_2 / r_1)] \quad (4.1)$$

donde:

Q = Caudal (m³/día)

T = Transmisividad (m²/día)

r₁ y r₂ = Distancias de los piezómetros al pozo de bombeo (m)

h₁ y h₂ = Elevaciones del nivel del agua (carga hidráulica) en los piezómetros (m)

Debido a que los abatimientos representan mayor interés, que los valores absolutos de h, la ecuación 4.1 comúnmente se escribe así:

$$Q = [2\pi T(s_{m1} - s_{m2})] / [\ln(r_2 / r_1)] \quad (4.2)$$

Donde s_{m1} y s_{m2} son los abatimientos en los piezómetros respectivos.

En el caso de que sólo exista un piezómetro de observación, colocado a una distancia r, del pozo de bombeo, se aplica la ecuación 4.3:

$$Q = [2\pi T (s_{mw} - s_{m2})] / [\ln(r_1 / r_w)] \quad (4.3)$$

Donde

r_w = Radio del pozo de bombeo (m)

s_{mw} = Abatimiento en el pozo de bombeo (m)

La ecuación anterior tiene un uso limitado, ya que las condiciones hidráulicas locales dentro y cerca del pozo de bombeo, influyen fuertemente los abatimientos en el pozo (p.ej., el abatimiento es afectado por pérdidas de carga hidráulica).

4.2.2 Procedimientos

4.2.2.1 Abatimiento-tiempo

- Hacer una gráfica en papel semilogarítmico con los abatimientos medidos en cada piezómetro, en función de sus tiempos correspondientes, los abatimientos en escala aritmética sobre el eje vertical y los tiempos en escala

logarítmica sobre el eje horizontal. Para tiempos grandes, la parte final de las curvas de abatimiento de los piezómetros deben ser paralelas, lo cual significa que el gradiente hidráulico es constante y el régimen de flujo es estable

- Obtener el valor del abatimiento en régimen estacionario para cada piezómetro
- Para calcular T, sustituir los valores de los abatimientos en régimen permanente de los piezómetros en la ecuación 3.2, junto con los valores correspondientes de r y Q
- Se repite este procedimiento para todos los piezómetros. Teóricamente los resultados deben ser los mismos, sin embargo, en la práctica resultan distintos valores de T, a causa de que el acuífero no es homogéneo

Ejemplo del procedimiento 4.2.2.1

Con los datos de abatimiento y tiempo medidos en los pozos de observación de la prueba de bombeo San Luis Potosí presentados en la tabla 4.2, se hizo una gráfica en papel logarítmico (Figura 4.1). Como puede observarse en esta figura, los abatimientos aparentemente permanecen constantes al final de la prueba. Esto significa que condiciones de flujo estacionario se han establecido, por lo tanto, es aplicable el método de Thiem. Así que, substituyendo los abatimientos finales de los pozos de observación en la ecuación 4.2, se obtiene la transmisividad del acuífero:

$$T = \frac{Qx2.3 \log \frac{r_2}{r_1}}{2\pi(s_{m1} - s_{m2})} = \frac{0.045x2.3 \log \left(\frac{34.7}{33.4} \right)}{2x3.1416(7.482 - 6.464)} = 2.7x10^{-4} m^2 / s$$

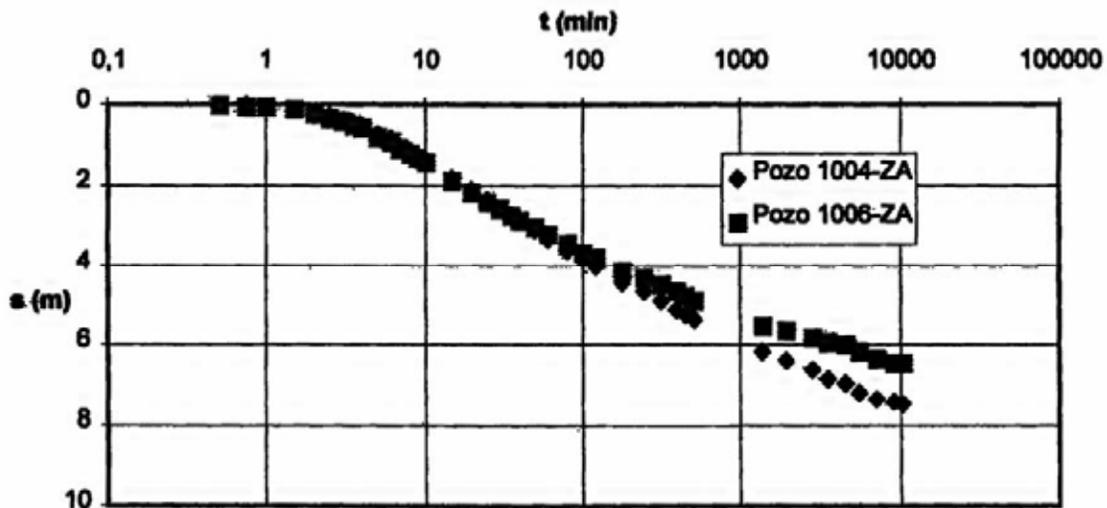


Figura 4.1. Análisis de los datos de la prueba de bombeo "San Luis Potosí" con el método de Thiem (Adaptada de Carrillo-Rivera, 1992)

**Tabla 4.2. Datos de la prueba de bombeo "San Luis Potosi"
(Adaptada de Carrillo-Rivera, 1992).**

Pozo de observación 1004-ZA, r=33.4								
t(min)	s(m)	t/r ²	t(min) (min/m ²)	s(m)	t/r ² (min/m ²)	t(min)	s(m)	t/r ² (min/m ²)
0.25	0.0	2.2E-4	9.0	1.27	8.1E-3	240	4.676	0.22
0.5	0.0	4.5E-4	10.0	1.383	9.0E-3	310.0	4.9	0.28
0.75	0.026	6.7E-4	15.0	1.825	1.4E-2	390.0	5.089	0.35
1.0	0.053	9.0E-4	20.0	2.131	1.8E-2	445.0	5.204	0.40
1.5	0.128	1.4E-3	25.0	2.370	2.2E-2	510.0	5.335	0.46
2.0	0.205	1.8E-3	30.0	2.570	2.7E-2	1,365.0	6.157	1.22
2.5	0.292	2.2E-3	35.0	2.731	3.1 E-2	1,940.0	6.351	1.74
3.0	0.386	2.7E-3	40.0	2.871	3.6E-2	2,870.0	6.624	2.57
3.5	0.469	3.5E-3	50.0	3.111	4.5E-2	3,480.0	6.843	3.12
4.0	0.557	3.6E-3	60.0	3.305	5.4E-2	4,575.0	6.958	4.10
5.0	0.723	4.5E-3	80.0	3.630	7.2E-2	5,580.0	7.164	5.00
6.0	0.877	5.4E-3	100.0	3.850	9.0E-2	7,110.0	7.328	6.37
7.0	1.02	6.3E-3	120.0	4.032	0.12	9,075.0	7.436	8.14
8.0	1.155	7.2E-3	180.0	4.41	0.16	10,320.0	7.482	9.25
Pozo de observación 1006-ZA, r=34.7 m								
t(min)	s(m)	t/r ²	t(min) (min/m ²)	s(m)	t/r ² (min/m ²)	t(min)	s(m)	t/r ² (min/m ²)
0.25	0.0	2.1E-4	9.0	1.343	7.5E-3	240	4.312	0.2
0.5	0.011	4.2E-4	10.0	1.452	8.3E-3	300.0	4.472	0.25
0.75	0.042	6.3E-4	15.0	1.888	1.3E-2	380.0	4.648	0.32
1.0	0.070	8.3E-4	20.0	2.2	1.7E-2	435.0	4.759	0.36
1.5	0.136	1.3E-3	25.0	2.415	2.1E-2	505.0	4.859	0.42
2.0	0.230	1.7E-3	30.0	2.590	2.5E-2	1,355.0	5.503	1.13
2.5	0.322	2.1E-3	35.0	2.735	2.9 E-2	1,940.0	5.610	1.61
3.0	0.417	2.5E-3	40.0	2.860	3.3E-2	2,860.0	5.814	2.38
3.5	0.527	3.9E-3	50.0	3.065	4.2E-2	3,480.0	5.922	2.89
4.0	0.601	3.3E-3	60.0	3.230	5.0E-2	4,575.0	6.002	3.8
5.0	0.782	4.2E-3	80.0	3.472	6.6E-2	5,580.0	6.165	4.68
6.0	0.944	5.0E-3	100.0	3.652	8.3E-2	7,110.0	6.320	5.91
7.0	1.090	5.8E-3	120.0	4.807	0.1	9,075.0	6.435	7.54
8.0	1.227	6.6E-3	180.0	4.138	0.15	10,320.0	6.464	8.57

4.2.2.2 Abatimiento-distancia

- Hacer una gráfica en papel semilogarítmico con los abatimientos (sj) de cada piezómetro en régimen permanente (máximo abatimiento), en función de la distancia (r) de dichos piezómetros al pozo de bombeo.

- Los abatimientos se marcan en escala aritmética sobre el eje vertical y la distancia en escala logarítmica, en el eje horizontal
- Dibujar una línea recta que se ajuste a los puntos de la gráfica
- Determinar la pendiente de la recta Δs_m (diferencia de abatimientos por ciclo logarítmico de r), dado que $r_2/r_1 = 10$ y teniendo en cuenta que $\log r_2/r_1 = 1$, la ecuación 4.2 se reduce a la siguiente expresión:

$$Q = (2\pi T/2.30)(\Delta s_m) \quad (4.4)$$

Sustituir los valores de Q y Δs_m dentro de la ecuación 4.4 y calcular el valor de T .

4.2.3 Observaciones

El flujo en régimen estable en acuíferos confinados es imposible que se establezca, sin embargo para fines prácticos, se considera como régimen estable cuando los abatimientos en función del tiempo puedan ser despreciables o cuando el gradiente hidráulico del cono de abatimiento sea constante.

4.3 MÉTODO DE THEIS

4.3.1 Generalidades

Theis (1935) desarrolló una fórmula para régimen de flujo transitorio, en la cual, se introduce el factor tiempo y el coeficiente de almacenamiento.

En el trabajo de Theis se considera que el caudal de descarga de un pozo en un acuífero confinado es directamente proporcional a los abatimientos multiplicados por el coeficiente de almacenamiento y esto sumado sobre el área de influencia. Debido a que el agua bombeada de un acuífero confinado proviene de la reducción de su almacenamiento, el nivel piezométrico descenderá continuamente, siempre y cuando el acuífero sea de extensión infinita. Por lo tanto, no existen condiciones de flujo permanente. Sin embargo, los abatimientos son menores a mayores distancias del pozo de bombeo y eventualmente llegan a ser tan pequeños, que para fines prácticos se consideran despreciables como para suponer flujo estable.

La ecuación 4.5, representa la expresión de Theis para flujo transitorio:

$$s = \left(\frac{Q}{4\pi T} \right) \int_u^\infty e^{-y} \frac{dy}{y} = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad (4.5)$$

donde:

$$u = r^2 S / 4Tt$$

Por lo tanto:

$$S = 4T t u / r^2 \quad (4.6)$$

donde:

s= Abatimiento medido en el piezómetro (m)

r= Distancias del piezómetro al pozo de bombeo (m)

Q= Caudal constante de descarga en el pozo de bombeo (m³ /día)

S= Coeficiente de almacenamiento del acuífero (adimensional)

T= Transmisividad del acuífero (m² /día)

t= Tiempo de bombeo (días)

W(u)= Función de pozo de Theis = $-0.5772 - \ln u + u - (u^2/4) + (u^3/18) - \dots + (-1)^n (u^n/n.n!)$

El método de ajuste de curvas de Theis (1935), está basado en las suposiciones listadas al inicio del capítulo y en la siguiente condición limitante:

El flujo hacia el pozo es transitorio, es decir, las diferencias de abatimiento con el tiempo no son despreciables, ni tampoco el gradiente hidráulico es constante.

4.3.2 Procedimiento

- Preparar la curva tipo de la función de pozo de Theis en papel logarítmico. Esto se hace por medio de una gráfica de los valores de W(u) en función de l /u (Tabla 4.1 anexa)
- Hacer una gráfica con los valores de s en función de t / r² en otro papel logarítmico a la misma escala que la empleada para dibujar la curva tipo. Se obtiene una curva por cada piezómetro utilizado en la prueba
- Sobreponer la curva de valores observados a la curva tipo, manteniendo paralelos los ejes de ambas gráficas. Situar la posición en la cual exista la mejor sobreposición de las curvas
- Seleccionar un punto arbitrario A en la porción de las gráficas superpuestas y determinar las coordenadas W(u), l / u, s y t / r². Por lo general, los cálculos se pueden simplificar si se utiliza un punto que tenga coordenadas W(u) = 1, l /u = 10
- Sustituir los valores de W(u), s y Q en la ecuación 4.5 para encontrar T
- Calcular el valor de S, substituyendo los valores de T, t / r² y u en la ecuación 4.6.

4.3.3 Observaciones

Las ecuaciones teóricas del método de Theis (1935) se basan principalmente en las hipótesis de que el caudal es constante y que el agua bombeada provoca un abatimiento instantáneo del nivel piezométrico.

Esto no sucede en la realidad, sino hasta unos minutos después de haber comenzado el bombeo, lo cual provoca que la curva teórica difiera de la curva observada en su primera porción. Por otra parte, si los datos observados, al hacer la gráfica en un papel logarítmico, presentan una curva muy aplanada (como la que presenta la curva tipo cuando $1/u < 100$), la solución por este método gráfico se considera indeterminada, ya que son factibles varias soluciones. En tales casos es necesario recurrir a algún otro método.

Ejemplo del procedimiento 4.3.2

El método de ajuste de curvas de Theis se aplicó para interpretar los datos de la prueba de bombeo "San Luis Potosí" presentados en la tabla 4.2. La figura 4.2 muestra los valores de s vs. t/r^2 para los pozos de observación 1004-ZA ($r = 33.4$ m) y 1005-ZA ($r = 34.7$ m). El punto de ajuste A se eligió para los valores de $W(u) = 1$ y $1/u = 10$. Sobre la gráfica de los datos observados, el punto de ajuste A tiene las coordenadas $s_A = 1.1$ m y $(t/r^2)_A = 1.6 \times 10^{-2}$ min / m² (9.66×10^{-2} min / m²). Substituyendo estos valores y el valor de $Q = 45$ l / s (0.045 m³/s) se tiene:

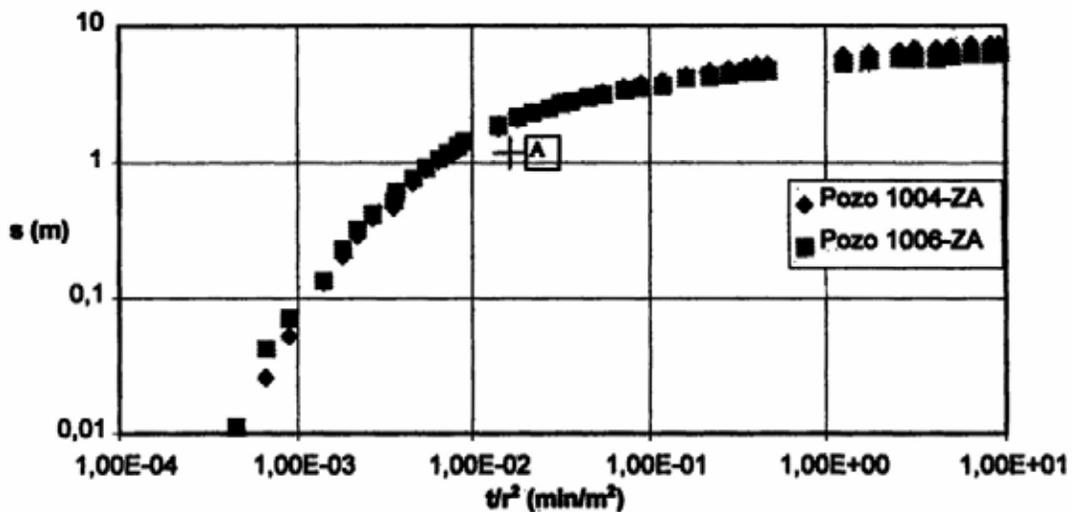


Figura 4.2. Análisis de los datos de la prueba de bombeo "San Luis Potosí" con el método de Theis (Adaptado de Carrillo-Rivera, 1992)

$$KD = \frac{Q}{4\pi S_A} W(u) = \frac{0.045}{4\pi \times 3.1416 \times 1.1} \times 1 = 3.3 \times 10^{-3} \text{ m}^2 / \text{s}$$

$$S_A = \frac{4KD(t/r^2)_A}{1/u} = \frac{4 \times 3.3 \times 10^{-3} \times 9.66 \times 10^{-1}}{10}$$

4.4 MÉTODO DE COOPER Y JACOB

4.4.1 Generalidades

El método conocido como de "Jacob" (Cooper y Jacob, 1946) se basa en la fórmula de Theis, sin embargo, las condiciones para su aplicación son aún más restringidas que en el método de Theis.

La ecuación 4.5, mencionada en el método de Theis, se puede expandir de la siguiente forma:

$$s = (Q/4\pi T)[-0.5772 - \ln u + u - (u^2/4) + (u^3/18) - \dots + (-1)^n (u^n / n \cdot n!)] \quad (4.7)$$

para:

$$u = r^2 S/4Tt \quad (4.8)$$

De esta fórmula se puede concluir que u decrece conforme el tiempo de bombeo se incrementa y la distancia r al pozo de bombeo disminuye. De acuerdo a esto, para valores grandes de t y/o valores pequeños de r , los términos posteriores a $\ln u$ en la ecuación 4.7, se consideran pequeños. Por lo que, para valores de $u < 0.01$, el abatimiento puede expresarse como:

$$s = (Q/4\pi T)[-0.5772 - \ln (r^2 S/4Tt)] \quad (4.9)$$

Al considerar logaritmos decimales en la ecuación 4.9, resulta lo siguiente:

$$s = (2.30 Q/4\pi T)[\log(2.25 Tt/r^2 S)] \quad (4.10)$$

Al hacer la gráfica de los abatimientos en función del logaritmo del tiempo, se obtiene una línea recta. Esta recta se prolonga hasta interceptar al eje donde $s = 0$, de esta forma el punto de intersección tiene coordenadas $s = 0$ y $t = t_0$, substituyendo estos valores en la ecuación 4.10 se obtiene lo siguiente:

$$0 = [2.30 Q/4\pi T][\log(2.25 T t_0 / r^2 S)]$$

y como,

$$2.30 Q / 4\pi T \neq 0,$$

entonces,

$$2.25 T t_0 / (r^2 S) = 1, \text{ ó } S = 2.25 T t_0 / r^2 \quad (4.11)$$

Por otra parte, considerando la diferencia de abatimientos por ciclo logarítmico del tiempo, entonces se tiene:

$$T = 2.30 Q / (4\pi\Delta s) \quad (4.12)$$

Análogamente se puede demostrar que para un tiempo fijo t, la gráfica de s vs. r en papel semilogarítmico forma una línea recta y las siguientes ecuaciones son derivadas de ella:

$$S = \frac{2.25Tt}{r_o^2} \quad (4.13)$$

y

$$T = \frac{2.3Q}{2\pi\Delta s} \quad (4.14)$$

4.4.2 Procedimientos

4.4.2.1 Abatimiento-tiempo

- Hacer una gráfica para cada uno de los piezómetros con los valores de s en función de t en un papel semilogarítmico (t en escala logarítmica) y dibujar una recta que pase por los puntos
- Prolongar la línea recta hasta interceptar el eje del tiempo, donde s = 0 y obtener el valor de t₀
- Determinar la pendiente de la recta
- Sustituir los valores de Q y Δs en la ecuación 4.12 para obtener T, con este último dato y con los valores de t₀ y r, calcular S, con la ecuación 4.11
- Sustituir los valores de T y S, en la ecuación 4.8 para verificar que u < 0.1, lo cual es una condición práctica para la aplicabilidad del método de Cooper y Jacob (1946)

Ejemplo del procedimiento 4.4.2.1

Para ilustrar el método de Cooper y Jacob se emplearon los datos obtenidos en el pozo de observación 1004-ZA (r = 33.4) (Tabla 4.2) de la prueba de bombeo "San Luis Potosí". La gráfica s vs. t correspondiente se presenta en la figura 4.3; en esta figura la línea recta de ajuste de los puntos dibujados tiene una pendiente Δs = 2.45 m por ciclo logarítmico del tiempo t. La intersección de la línea recta con la abscisa (s =

0) es $t_0 = 2.8$ min (168 s). Substituyendo estos valores y el caudal de bombeo $Q = 0.045$ m³/s en la ecuación 4.12 se tiene:

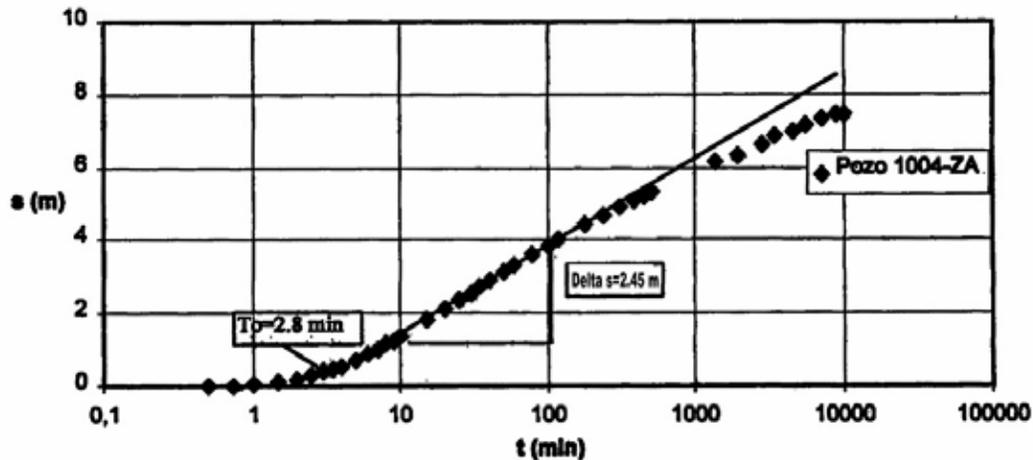


Figura 4.3. Análisis de los datos de la prueba de bombeo "San Luis Potosí" con el método de Cooper-Jacob (Adaptada de Carrillo-Rivera, 1992)

$$T = \frac{2.3Q}{4\pi\Delta s} = \frac{2.3 \times 0.045}{4 \times 3.1416 \times 2.45} = 3.4 \times 10^{-3} \text{ m}^2 / \text{s}$$

y de la ecuación 4.11 se obtiene el coeficiente de almacenamiento:

$$S = \frac{2.25Tt_0}{r^2} = \frac{2.25 \times 3.4 \times 10^{-3} \times 168}{33.4^2} = 1.2 \times 10^{-3}$$

La substitución de los valores de T, S y r en $u = r^2 S / T t$, indica que, para $t > 984$ s, $u < 0.1$, como es requerido. La desviación de la curva s vs. t con respecto a la línea recta teórica al final de la prueba, se debe probablemente al efecto de filtración a través de alguna de las capas consideradas como impermeables. El mismo método aplicado para evaluar los datos del pozo de observación 1006-ZA ($r = 34.7$ m), da una transmisividad $T = 3.7 \times 10^{-3}$ m²/s, un coeficiente de almacenamiento $S = 9.5 \times 10^{-4}$ y un valor de $u < 0.1$ para $t > 13$ min. Por lo tanto, estos últimos resultados son tan confiables como los anteriores.

4.4.2.2 Abatimiento-distancia

- Se hace una gráfica en papel semilogarítmico con los abatimientos (s) en función de la distancia del pozo de bombeo a los piezómetros (r), en escala logarítmica, t es constante
- Se traza una línea recta de ajuste por los puntos dibujados, prolongándose hasta interceptar el eje r donde $s = 0$. Esta intersección indica el radio de influencia (r_0) del pozo para el tiempo t

- Determinar la pendiente de la línea recta (Δs) por ciclo logarítmico de r
- Sustituir los valores de Q y Δs en la ecuación 4.13 y resolver para T . El valor de T y r se usan para calcular S de la ecuación 4.12.

Observaciones del procedimiento 4.4.2.2

Notar la diferencia en el denominador de las ecuaciones 4.12 y 4.14, lo que distingue la diferencia entre este procedimiento y el 4.4.2.1. Se necesitan, al menos, tres piezómetros para obtener resultados confiables con el procedimiento 4.4.2.2. En el caso de contar con datos de varios piezómetros, se aplicará varias veces el procedimiento 4.4.2. I. De esta forma, los valores de S y T obtenidos deberán ser similares.

4.4.2.3 Curva de Recuperación

Para estudiar la curva de recuperación que se registra después de suspender el bombeo, teóricamente se puede considerar que el bombeo ha sido mantenido constante con un caudal $+Q$, pero que interviene un segundo bombeo con un caudal $-Q$, el cual anula al primero. Bajo estas condiciones, si t es el tiempo registrado a partir del comienzo del bombeo y t' es el tiempo contado a partir del paro de la bomba, el abatimiento residual ($\Delta s'$) de la curva de recuperación es la diferencia entre el abatimiento causado por el bombeo con gasto $+Q$ ($\Delta 1$) y el abatimiento debido al bombeo $-Q$ ($\Delta 2$).

La curva de recuperación se traduce entonces en un diagrama semilogarítmico $\Delta s' \log (t / t')$ con una recta que pasa por el origen y cuya pendiente es:

$$c = 0.183 (Q/T) \quad (4.15)$$

obteniéndose:

$$T' = 0.183 (Q/c) \quad (4.16)$$

Comparando los resultados del procedimiento de la curva de recuperación con los procedimientos abatimiento-tiempo y abatimiento-distancia, se pueden hacer las siguientes interpretaciones:

$T' = T$, no hay pérdidas de carga en el pozo de bombeo

$T > T'$, hay pérdidas de carga en el pozo de bombeo

$T < T'$ el acuífero se está agotando.

4.4.3 Observaciones

El método Cooper y Jacob (1946) puede aplicarse a los datos de abatimientos obtenidos en el pozo de bombeo, si el tiempo de bombeo es suficientemente grande. Sin embargo, la transmisividad y el coeficiente de almacenamiento que se calculan deben tomarse sólo como aproximaciones, ya que las condiciones hidráulicas locales dentro y cerca del pozo influyen fuertemente en el valor de los abatimientos.

En acuíferos libres también se puede aplicar este método pero con una precisión menor, ya que las líneas equipotenciales son modificadas significativamente por el bombeo. En estos casos el método de Jacob es aplicable si:

si $\Delta h / h$ es $< 2 \%$, los resultados son exactos,

si $\Delta s / h$ es $< 25 \%$, los resultados son válidos.

donde:

h = Carga hidráulica antes del bombeo (m)

Δh = Diferencia de carga hidráulica final (abatimiento máximo en m)

4.5 MÉTODO DE CHOW

4.5.1 Generalidades

El método de Chow (1952) es una variante del método de Theis (1935), pero tiene la ventaja de que no es un procedimiento de ajuste de curvas y no está restringido a valores pequeños de r y grandes de t , como en el método de Jacob (Cooper y Jacob, 1946).

Al efectuarse la superposición entre la curva patrón de Theis $[W(u) - 1/u]$ y la del campo (s-t), estas curvas coinciden y por lo tanto también sus tangentes.

La ventaja de usar este método es la de calcular la transmisividad y el coeficiente de almacenamiento en una gráfica semilogarítmica, en el periodo de no-validez del método de Cooper y Jacob. Esta particularidad es especialmente importante cuando el piezómetro se encuentre muy alejado del pozo de bombeo y por lo tanto el periodo de no-validez de Jacob es largo.

Para utilizar este método, se debe cumplir con las mismas hipótesis que para el método de Theis, ya que está basado en la misma ecuación.

$$s = (Q/4\pi T)[W(u)] \quad (4.5)$$

Para encontrar los valores de $W(u)$ y u correspondientes al abatimiento s medido en el tiempo t , Chow (1952) introduce la siguiente función:

$$F(u) = \frac{W(u)e^u}{2.3} \quad (4.18)$$

La función $F(u)$ se puede calcular fácilmente como se muestra más adelante. En la tabla 4.2 (Anexo) se presenta la relación $F(u)$, $W(u)$ y u .

4.5.2 Procedimiento

- Representar en papel semilogarítmico los datos de abatimiento y tiempo medidos en cada uno de los piezómetros (una gráfica por cada piezómetro).
- Elegir un punto arbitrado P en la curva, cuyas coordenadas sean s_1 y t_1 y trazar por él una tangente a la curva.
- Determinar las coordenadas s_1 y t_1 del punto P y la pendiente de la tangente, la cual está dada por la diferencia de los abatimientos Δs por ciclo logarítmico de tiempo.
- Calcular el valor de $F(u)$ para el punto P por medio de la siguiente relación:

$$F(u) = \frac{s_p}{\Delta s_p} \quad (4.16)$$

- Conociendo el valor de $F(u)$ encontrar los valores correspondientes de $W(u)$ y u utilizando la tabla 4.2 (Anexo)
- Los valores de s , t , $W(u)$ y u se sustituyen en las ecuaciones de Theis (1935) y se obtienen los valores de T y S

$$T = \frac{Q}{4\pi s_1} W(u) \quad S = \frac{4Tt_1u}{r^2}$$

4.5.3 Observaciones

Para $F(u) > 2.0$, $W(u) = 2.3F(u)$, de esta manera conociendo $W(u)$, el valor de u se obtiene de la tabla 4.1 (Anexo).

El método de Chow es menos preciso que el de Theis, ya que no utiliza todos los valores de la prueba, sino sólo puntos aislados. El método de Theis, además, permite detectar alteraciones en la curva. En los casos de piezómetros alejados del pozo de bombeo, donde no tiene validez el método de Cooper y Jacob, o bien sólo en el último tramo de la curva donde se tienen puntos válidos, es conveniente calcular T y

S utilizando el método de Chow y comparar los resultados obtenidos por ambos métodos.

Ejemplo del procedimiento 4.5.2

Con los datos del pozo de observación 1004-ZA (Tabla 4.2) de la prueba de bombeo "San Luis Potosí", se aplica el método de Chow. Para fines prácticos solamente se hace la gráfica de los valores de s y t para los primeros 100 min de la prueba (Figura 4.4). La línea tangente trazada por el punto P elegido arbitrariamente tiene una pendiente $\Delta s_p=2.35$ m por ciclo logarítmico de t . El punto P tiene las coordenadas $S_p=11.383$ m y $t_p=10$ min (600 s).

Utilizando la ecuación S. 18 se calcula $F(u)=S_p/\Delta s_p=1.383/2.35=0.59$. De la tabla 4.2 (Anexo) con el valor de $F(u)=0.59$ se obtienen los valores de $W(u)=1.063$ y $u=0.25$. Sustituyendo estos valores en las siguientes ecuaciones de Theis (1935), se tiene:

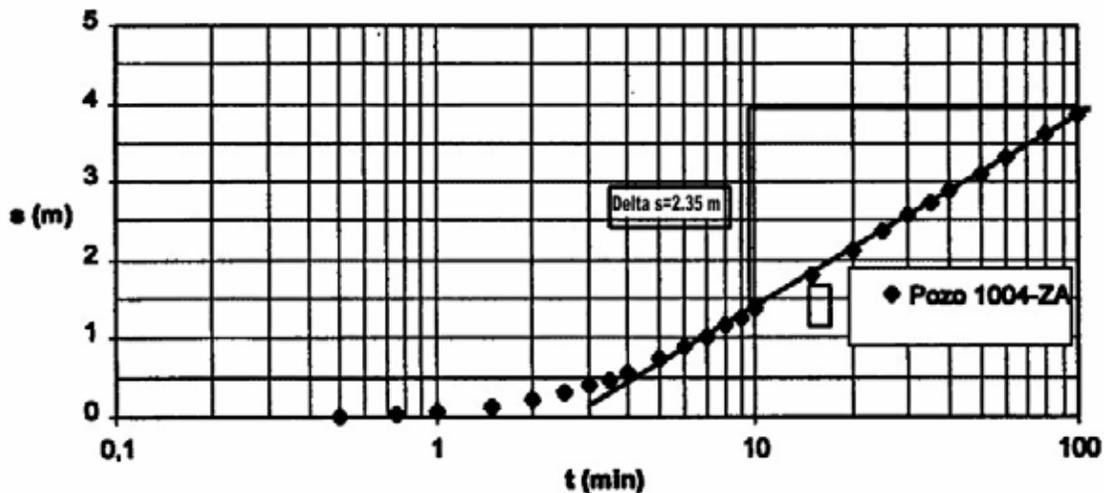


Figura 4.4. Análisis de los datos de la prueba de bombeo "San Luis Potosí" con el método de Chow (Adaptada de Carrillo-Rivera, 1992)

$$T = \frac{Q}{4\pi s_p} W(u)_p = \frac{0.045}{4 \times 3.1416 \times 1.383} \times 1.063 = 2.8 \times 10^{-3} \text{ m}^2 / \text{s}$$

$$S = \frac{4u_p T t}{r^2} = \frac{4 \times 0.25 \times 2.8 \times 10^{-3} \times 600}{33.4^2} = 1.5 \times 10^{-3}$$

4.6 SUMARIO

Empleando los datos de la prueba de bombeo "San Luis Potosí" (Figura 4.1 y Tabla 4.2), se han ilustrado los métodos de análisis de flujo de agua estacionado y transitorio a un pozo en un acuífero confinado. La tabla 4.3 resume los valores obtenidos de las características hidráulicas del acuífero estudiado. Comparando los resultados de esta tabla, se observa que los valores de T y S son similares, excepto el valor de T obtenido con el método de Thiem. La diferencia en este resultado

posiblemente se deba a que las condiciones de flujo estacionado no se establecieron realmente, sino a que al final de la prueba, los abatimientos en el acuífero probablemente fueron influenciados por la filtración que ocurrió a través de alguna de las capas sub y sobreyacentes consideradas como impermeables. De lo anterior se concluye que el acuífero analizado tiene los siguientes parámetros: $T=3.3 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ y $S=1.3 \times 10^{-3}$.

Tabla 4.3. Características hidráulicas de acuífero confinado obtenidas de evaluar la prueba de bombeo “San Luis Potosí” con diferentes métodos

Método	$T(\text{m}^2/\text{s})$	S
Thiem	2.7×10^{-4}	
Theis	3.3×10^{-3}	1.3×10^{-3}
Jacob	3.4×10^{-3}	1.2×10^{-3}
Chow	2.8×10^{-3}	1.5×10^{-3}

NOTA:

Las curvas tipo indicadas en el texto se realizarán para cada caso de acuerdo con las tablas anexas, al final de este Manual de pruebas de Bombeo. La numeración de las tablas (y condiciones hidrogeológicas) corresponden con la numeración del capítulo.

5 MÉTODOS DE ANÁLISIS PARA ACUIFEROS SEMICONFINADOS

En la naturaleza, los acuíferos perfectamente confinados o libres son menos frecuentes que los semiconfinados. Cuando se somete a bombeo un acuífero semiconfinado, el agua extraída no proviene únicamente del acuífero, sino también de la capa suprayacente, la cual es semipermeable (acuitardo). Como resultado del bombeo, el nivel piezométrico del acuífero desciende, creando una diferencia de carga hidráulica entre el acuífero y la capa semipermeable. Por consecuencia, el agua del acuitardo comenzará a moverse hacia abajo, en dirección vertical hacia el acuífero. Por lo tanto, el caudal que fluye del acuitardo hacia el acuífero es directamente proporcional a la diferencia de carga hidráulica entre el nivel freático del acuitardo (h_{fn}) y el piezométrico del acuífero semiconfinado (h_{piez}), e inversamente proporcional a la resistencia hidráulica de la capa semipermeable (c), es decir:

$$q = (h_{fn} - h_{piez}) / c \quad (5.1)$$

Los métodos de análisis para acuíferos semiconfinados tratados en este capítulo, se sintetizan en la tabla 5.1.

Tabla 5.1. Métodos de análisis de acuíferos semiconfinados.

TIPO DE ACUÍFERO	RÉGIMEN DE FLUJO	ECUACION DE FLUJO	MÉTODO DE ANÁLISIS		NOTAS	PARÁMETROS HIDRÁULICOS	BIBLIOGRAFÍA
			NOMBRE	TIPO			
Semiconfinado	Estable	$Sm = \frac{2.3Q}{2\pi T} \left(\log 1.12 \frac{L}{r} \right)$	Hantush-Jacob	Línea Recta	$r/L \leq 0.05$	T y c	Hantush – Jacob, 1955
“	“	$Sm = \frac{Q}{[2\pi KD][K_o(r/L)]}$	De Glee	Ajuste Curvas		T y c	De Glee 1930, 1951
“		$Sm = \frac{Q}{4\pi T} W(u, r/L)$	Walton	Ajuste Curvas		T y S	Walton, 1962
“	“	$S = \frac{Q}{4\pi T} W(u, r/L)$	Hantush I	Punto de Inflexión		T y C y c	Hantush, 1956
“	“	$S = \frac{Q}{4\pi T} [2ko(r/L) - W(q, r/L)]$	Hantush III	Ajuste Curvas	$q = \frac{Tt}{SL_2}$ $q > 2r \cdot \frac{SL_2}{SL_2}$ $t > 4 \frac{tp}{SL_2}$	T y S, S' y c	Hantush, 1960
“	“	$Sc = \frac{Q}{[4\pi KD][W(u, u_c)]}$	Neuman-Witherspoon	Cálculo		T y S, S' y u	Neuman y Witherspoon 1972

5.1 MÉTODOS PARA RÉGIMEN DE FLUJO ESTABLE

5.1.1 Método de De Glee

5.1.1.1 Generalidades

Para cuantificar los abatimientos en acuíferos con flujo en régimen permanente y goteo de un acuitardo sobreyacente proporcional al gradiente hidráulico que se genera a través del mismo acuitardo, De Glee (1930, 1951) desarrolló la siguiente ecuación:

$$s_m = \frac{Q}{2\pi T} K_0\left(\frac{r}{L}\right) \quad (5.2)$$

donde:

s_m = Abatimiento (m) en estado estable en un piezómetro a una distancia r (m) del pozo de bombeo

Q = Caudal de descarga en el pozo (m³/s)

$L = \sqrt{KD_c}$ Factor de goteo (m)

$c = D'/K'$: Resistencia hidráulica del acuitardo (s)

D = Espesor saturado del acuitardo (m)

K' = Conductividad hidráulica vertical del acuitardo (m/s)

$T = KD$: Transmisividad del acuífero (m²/s)

K = Conductividad hidráulica del acuífero (m/s)

D = Espesor del acuífero (m)

$K_0(x)$ = Función modificada de Bessel de segundo tipo y orden cero

El método De Glee puede aplicarse si se cumplen las siguientes hipótesis:

- El acuífero es semiconfinado
- El acuífero y acuitardo sobreyacente son de extensión infinita
- El acuífero y acuitardo son homogéneos, isótropos y de espesor uniforme en el área de influencia de la prueba
- La superficie piezométrica antes del bombeo es horizontal en el área de influencia
- El acuífero se bombea durante la prueba a caudal constante
- El pozo de bombeo penetra completamente el acuífero y el agua fluye hacia él en forma horizontal y a régimen constante

- El flujo en el acuitardo es vertical
- El abatimiento en el acuitardo (no bombeado) es despreciable
- $L > 3D$

5.1.1.2 Procedimiento

- Se emplean los datos para elaborar la curva tipo, haciendo una gráfica de los valores de $Ko(x)$ vs los valores de x en papel logarítmico.
- En otro papel log-log, a la misma escala, se hace la gráfica de los abatimientos estabilizados observados en cada piezómetro (s_m) vs sus correspondientes valores de r . Se sobrepone la curva tipo con la de campo y se selecciona un punto arbitrario A de traslape y se anotan los valores correspondientes de s , r , $Ko(r/L)$ y r/L . Es conveniente seleccionar el punto A donde $Ko(r/L) = 1$ y $r/L = 1$ (figura 5.1)
- Se calcula KD , sustituyendo el valor conocido de Q y los valores de s_m y $Ko(r/L)$ en la ecuación 5.2
- Se calcula c sustituyendo los valores calculados de KD y los valores de r y r/L en la ecuación siguiente:

$$c = \frac{L^2}{KD} = \frac{1}{(r/L)^2} \times \frac{r^2}{KD} \quad (5.3)$$

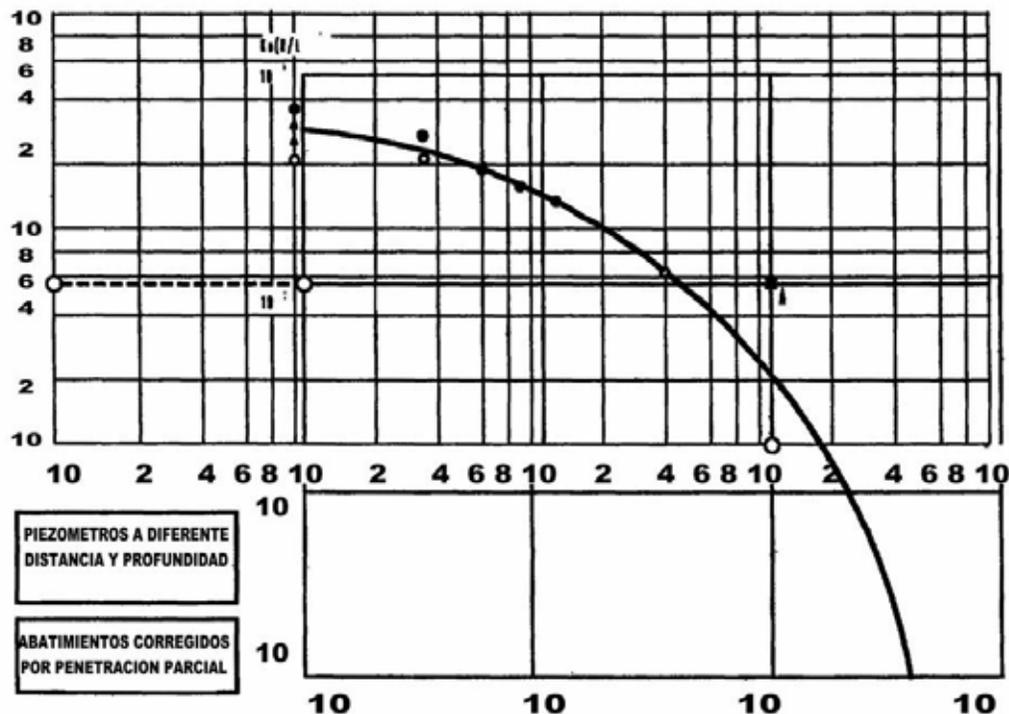


Figura 5.1. Método de De Glee.

5.1.2 MÉTODO DE HANTUSH - JACOB

5.1.2.1 Generalidades

Para que el método de Hantush y Jacob (1955) pueda ser aplicado, se debe cumplir con las hipótesis siguientes:

- El acuífero es semiconfinado
- No existe abatimiento considerable en el acuitardo sobreyacente (no bombeado), es decir, debe ser menor al 5% de su espesor saturado
- El flujo de agua hacia el pozo de bombeo es en régimen estable
- $L > 3D$
- $r/L < 0.05$

Si se cumplen estas hipótesis, el abatimiento del nivel del agua en un acuífero semiconfinado con flujo a régimen estable, ha sido definido en la ecuación 5.2; donde, si $r/L \leq 0.05$, esta ecuación puede ser aproximada, para fines prácticos a:

$$s_m \approx [2.30Q/2\pi T][\log 1.12(L/r)] \quad (5.4)$$

donde:

S_m = Abatimiento estabilizado (m) en un piezómetro a distancia r (m) del pozo de bombeo

Q = Caudal de descarga en el pozo de bombeo (m^3/s)

$L = \sqrt{KD_c}$ = Factor de goteo (m)

$c = D'/K'$ = Resistencia hidráulica del acuitardo (segundos)

D' = Espesor del acuitardo (m)

K' = Conductividad hidráulica del acuitardo (m/s)

Una gráfica de s_m en función de r , en papel semilogarítmico, con r en la escala logarítmica, mostrará una línea recta si el valor de r/L es pequeño. Por otro lado la curva tiende a ser asintótica al abatimiento cero, si r/L es grande.

La diferencia de abatimientos (coincidiendo en la línea recta) por ciclo en los límites de un intervalo en la escala logarítmica, se expresa por:

$$\Delta s_m = 2.30Q/2\pi T \quad (5.5)$$

Si la porción recta de la curva se prolonga hasta interceptar el eje r , donde el abatimiento es cero, el punto de intersección es $s_m = 0$ y $r = r_0$, por lo que la ecuación 5.4 se reduce a la siguiente expresión:

$$0 = [2.30Q/2\pi T][\log 1.12 (L/r_0)]$$

entonces

$$\log [1.12 (L/r_0)] = 0$$

por lo que

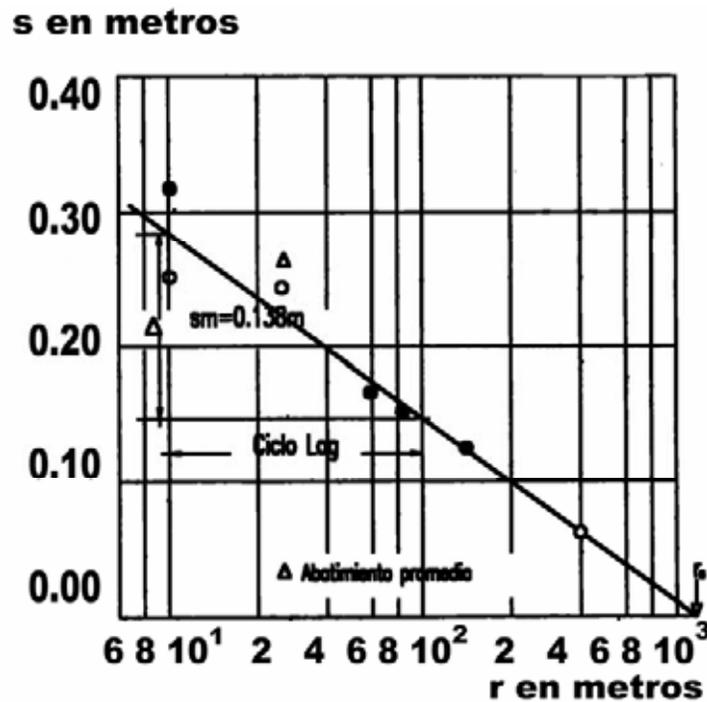
$$1.12L/r_0 = 1.12/r_0 \sqrt{T_c} = 1$$

y de aquí

$$c = [(r_0/1.12)^2] / T \quad (5.6)$$

5.1.2.2 Procedimiento

- Hacer una gráfica en un papel semilogarítmico con el abatimiento estabilizado s_m en función de r (r en escala logarítmica) para cada piezómetro. Trazar la línea recta que mejor ajuste los puntos de la gráfica y con ello determinar su pendiente Δs_m (Figura 5.2)
- Substituir el valor de Δs_m y el valor de Q en la ecuación 5.5 y calcular T
- Prolongar la línea recta hasta interceptar el eje r y en ese punto obtener el valor de r_0
- Calcular la resistencia hidráulica c del acuitardo sustituyendo r_0 y T en la ecuación 5.6.



5.2 MÉTODOS PARA FLUJO EN RÉGIMEN TRANSITORIO

5.2.1 Método de Walton

5.2.1.1 Generalidades

El método de Walton (1962) puede ser aplicado si se satisfacen las hipótesis establecidas en el método de De Glee, además de las siguientes:

- El acuitado superior es incompresible, es decir, los cambios en su almacenamiento son despreciables
- El flujo de agua en dirección del pozo se presenta en estado transitorio

Considerando que el almacenamiento del acuitado es despreciable, el abatimiento en un acuífero semiconfinado está descrito por la siguiente fórmula (Hantush y Jacob, 1955):

$$s = Q \int_u \frac{1}{y} \exp\left(-y - \frac{r^2}{4L^2 y}\right) dy$$

ó

$$s = \frac{Q}{4KD} W(u, r/L) \quad (5.7)$$

donde:

$$u = \frac{r^2 S}{4KDt} \quad (5.8)$$

La ecuación 5.7 presenta la misma forma que la ecuación de pozo de Theis, empleada para valores grandes de L , cuando el término exponencial $(r^2/4L^2y)$ se aproxima a cero.

Tomando como base la ecuación 5.7, Walton (1962) desarrolló una modificación al método de ajuste de curvas de Theis. En lugar de emplear una sola curva tipo, Walton emplea una curva por cada valor de r/L . Esta familia de curvas (Figura No. 6.3) puede ser dibujada a partir de valores para la función $W(u/r/L)$.

5.2.1.2 Procedimiento

- Obtener la familia de curvas tipo de Walton (Figura 5.3)

- Hacer una gráfica para uno de los piezómetros, el abatimiento (s) vs su correspondiente tiempo (t), obteniendo la curva tiempo-abatimiento observado
- Comparar y sobreponer la curva de datos observados con alguna de las curvas tipo (Figura 5.4)
- Seleccionar un punto de ajuste entre las dos curvas y obtener los valores de $W(u, r/L)$, $1/u$, s y t para éste punto
- Substituir los valores de $W(u, r/L)$ y s y el valor conocido de Q en la ecuación 6.7 y calcular KD
- Substituir los valores de KD, u, t y r en la ecuación 6.8 y obtener S
- A partir de la curva tipo seleccionada, obtener el valor numérico de r/L y calcular L; entonces, debido a que $L = \sqrt{Kdc}$, se puede obtener el valor de c

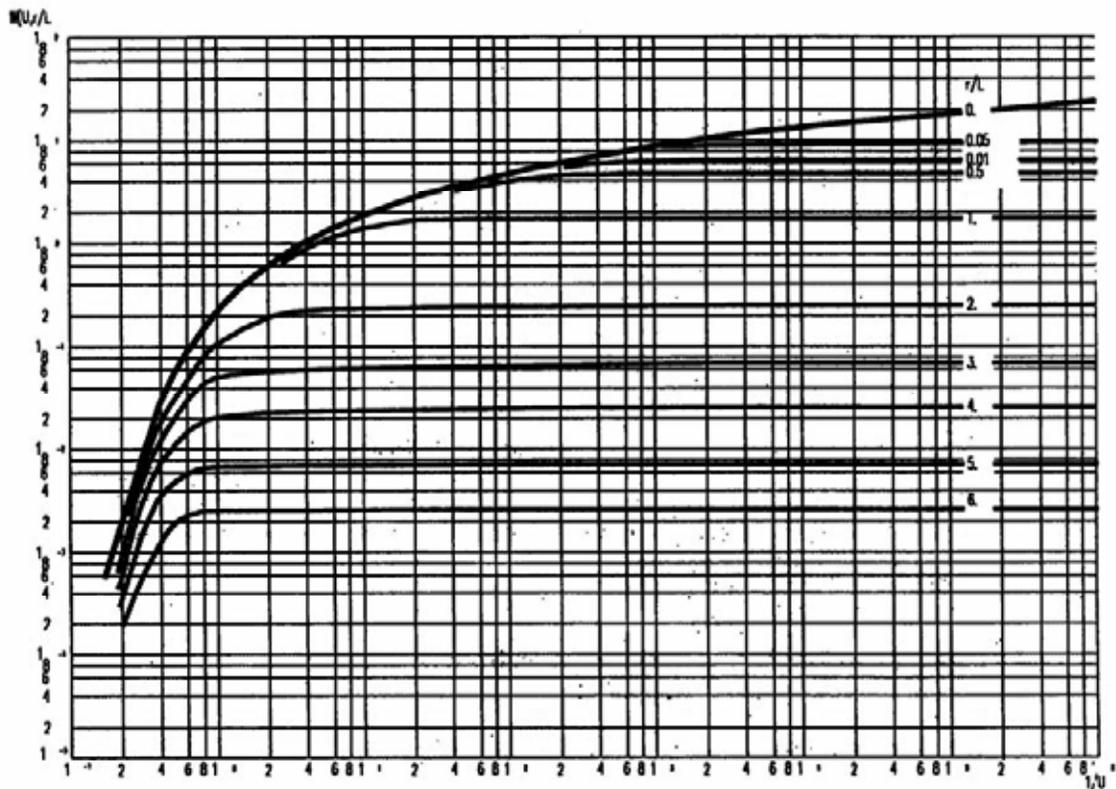


Figura 5.3. Familia de Curvas de Walton

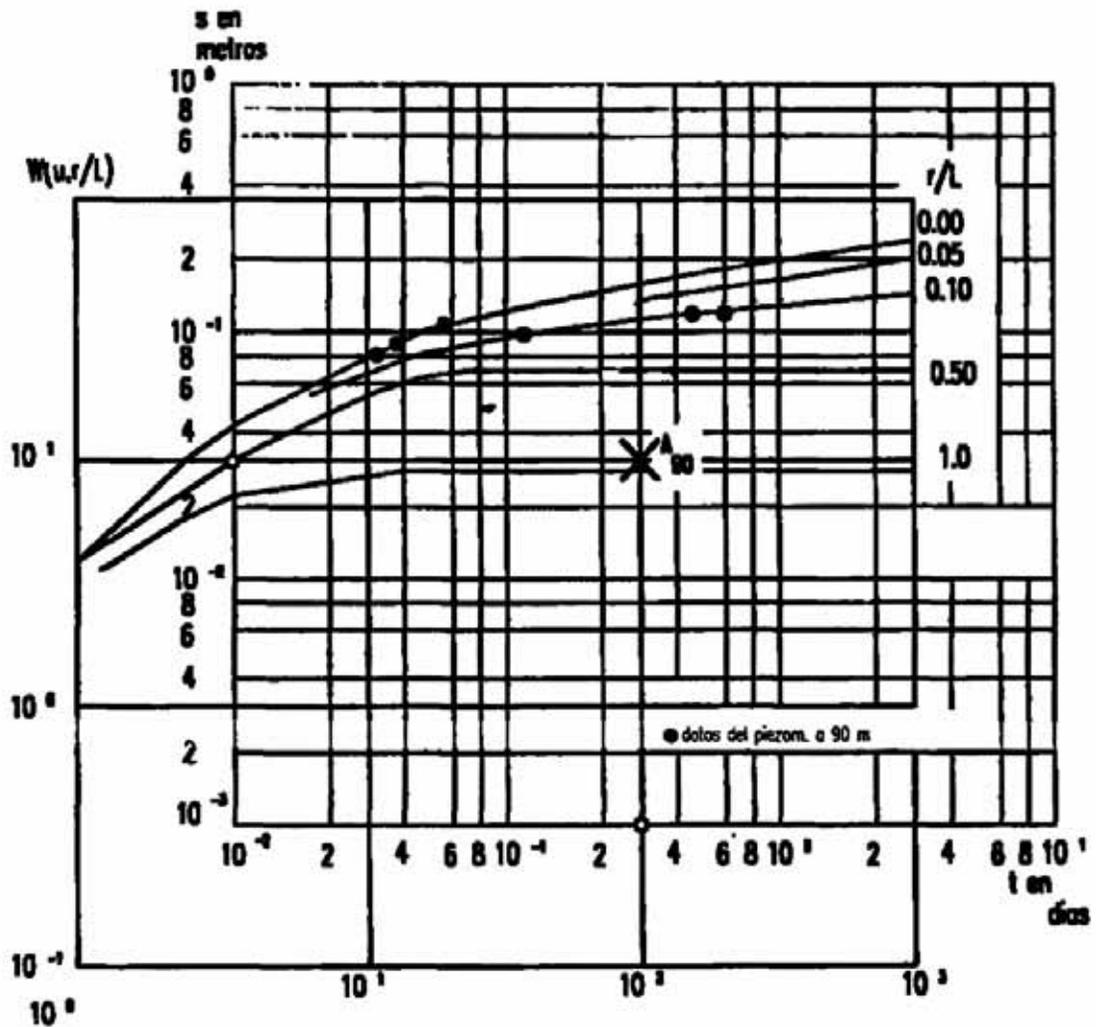


Figura 5.4. Método de Walton

Repetir el procedimiento para todos los piezómetros. Los valores calculados de T , S y c pueden mostrar una similitud razonable.

5.2.2 Método del Punto de Inflexión (Hantush I)

5.2.2.1 Generalidades

Para la aplicación de este método es necesario que se cumplan, además de las hipótesis generales, las que se mencionan a continuación:

- El acuífero es semiconfinado
- El flujo de agua hacia el pozo es en estado transitorio

- El agua extraída que proviene del acuífero es descargada instantáneamente, provocando un abatimiento del nivel piezométrico
- El diámetro del pozo es pequeño, es decir, se desprecia el almacenamiento en el pozo
- El abatimiento estabilizado es conocido o extropolable.

El método de Hantush 1 se basa en observaciones hechas en un sólo piezómetro. En un papel semilogarítmico se hace la gráfica del abatimiento (s) en función del tiempo (t) (Figura 5.5). Dicha curva presenta un punto de inflexión del cual se obtienen las relaciones siguientes, (ecuaciones 5. 9 y 5. 10):

$$s_p = 0.5 s_m = [Q/4\pi T] [K_0(r/L)] \quad (5.9)$$

donde:

K_0 = Función modificada de Bessel (1er orden y 2da clase)

$$u_p = [r^2 S/4Tt_p = (r/2L)] \quad (5.10)$$

La pendiente de la curva en el punto de inflexión está dada por:

$$\Delta s_p = (2.30Q/4\pi T) e^{-r/L}$$

ó

$$r = 2.30 L [\log (2.30Q/4\pi T) - \log \Delta s_p] \quad (5.12)$$

En el punto de inflexión la relación entre los abatimientos y la pendiente de la curva está dada por la siguiente expresión:

$$2.30 (s_p / \Delta s_p = e^{-r/L} [K_0 (r/L)] \quad (5.13)$$

5.2.2.2 Procedimiento

- Para uno de los piezómetros, hacer una gráfica de tiempo de bombeo vs abatimiento y dibujar la línea recta que mejor se ajuste a los puntos de la gráfica (Figura 5.5)
- Determinar el valor máximo de abatimiento por medio de extrapolación. Siempre y cuando el periodo de la prueba sea lo suficientemente prolongado
- Calcular s_p empleando la ecuación 5.9. El valor de s_p en la curva indica la posición del punto de inflexión P correspondiente a la gráfica anterior

- Leer el valor de t_p en el punto de inflexión
- Determinar la pendiente Δs_p de la línea recta en el punto de inflexión. Esto se puede lograr considerando la diferencia de abatimientos por ciclo logarítmico
- Substituir los valores de s_p y Δs_p en la ecuación 5.13 y encontrar r/L por interpolación del valor de la función $e^x k_0(x)$ usando datos tipo
- Conociendo r/L y r (distancia pozo - piezómetro), calcular L
- Conociendo Q , s_p , Δs_p , y r/L , calcular T de la ecuación 5.11, empleando las tablas de la función e^x , ó de la ecuación 6.9, usando la función $k_0(x)$
- Conociendo el valor de T , t_p , r y r/L , obtener el valor de S de la ecuación 5.10
- Considerando los valores de T y L , calcular c de la relación $c = L^2/T$

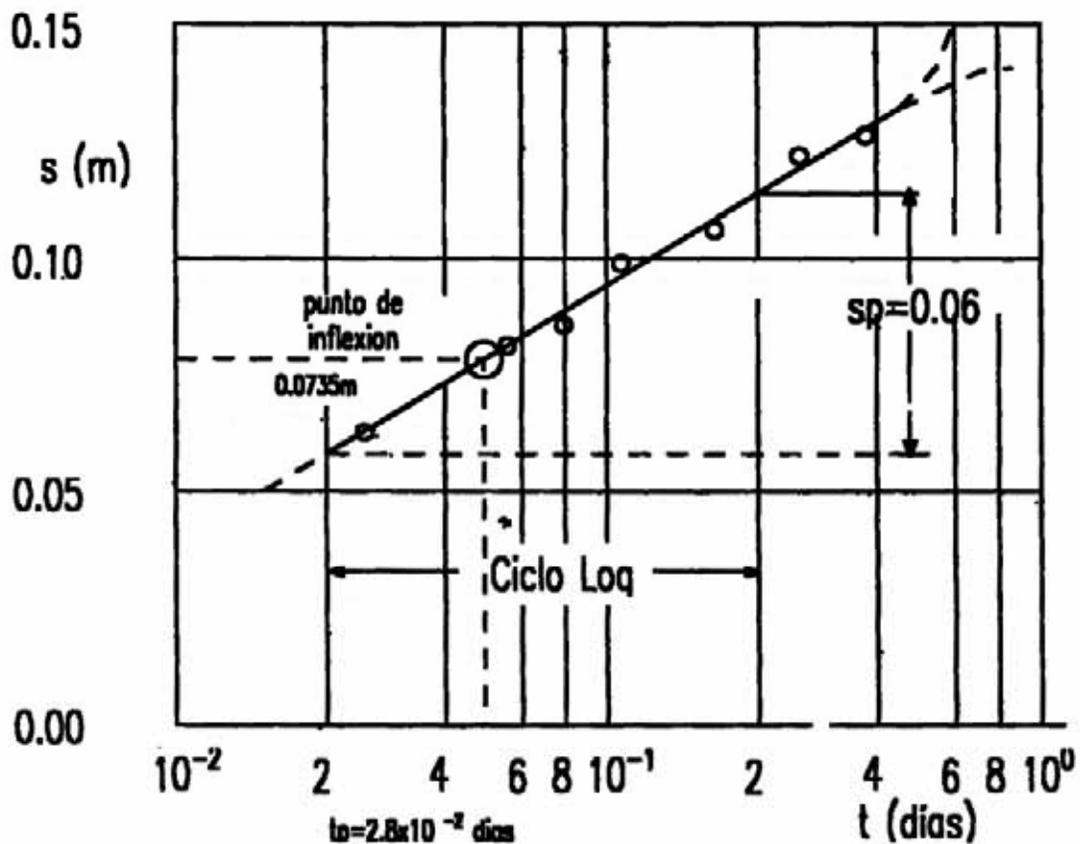


Figura 5.5. Método del Punto de Inflexión (Hantush I).

5.2.2.3 Observaciones

La exactitud de las características hidráulicas calculadas depende de una extrapolación adecuada del valor de s_m . Por lo que debe verificarse dicho dato, substituyendo los valores de S , L y T en las ecuaciones siguientes:

$$s = (Q/4\pi T) [W(u, r/L)] \quad (5.14)$$

y

$$u = r^2 S / 4Tt \quad (5.15)$$

Para realizar lo anterior, se calcula el valor de u substituyendo los valores de S , T , r y t en la ecuación 5.15, donde t e s un tiempo cualquiera comprendido dentro del periodo de prueba. Con el valor de u y de r/L se obtiene el dato de $W(u, r/L)$, funciones de u y r/L , a partir de la cual se substituye en la ecuación 5.14 para calcular el abatimiento s .

Si el punto (s,t) queda dentro de la curva de abatimientos observados, el valor extrapolado de s_m es válido. Si no, es necesario cambiar el valor de s_m y comenzar de nuevo el procedimiento. Por otra parte, se puede ajustar un poco la pendiente de la parte recta de campo para estimar más adecuadamente T y S . Si se tienen datos de más de un piezómetro, este procedimiento se aplica independiente a cada uno de ellos. Los resultados deben ser similares.

Si T y $1/c$ son grandes, significa que más del 50% del abatimiento observado ocurre en los primeros minutos de bombeo, por lo tanto, la curva de abatimiento no presenta el punto de inflexión. Si esto sucede, se aplica la siguiente metodología para calcular S y T :

- Estimar el valor de s_m
- Escoger un punto cualquiera en la curva $s - \log t$
- Determinar la pendiente Δs_p de la porción recta de la curva
- Determinar r/L y $W(u,r/L)$ de la ecuación 5.14
- Obtener el abatimiento s de la siguiente ecuación

$$2.3 [s_p/\Delta s_p] = e^{r/L} K_o(r/L) \quad (5.16)$$

donde:

$$s = (1/2) s_m.$$

- Determinar T empleando la ecuación 5.9

- Determinar S usando la ecuación 5.10 para el tiempo que corresponda a los abatimientos.

5.2.3 Método de Ajuste de Curvas (Hantush III)

5.2.3.1 Generalidades

Hantush (1960) presentó un método de análisis, el cual toma en cuenta el cambio de almacenamiento en el acuitardo sobreyacente al acuífero semiconfinado. Para pequeños valores de tiempo de bombeo, Hantush (1960) propuso la siguiente ecuación para el cálculo del abatimiento en flujo transitorio:

$$s = \frac{Q}{4\pi KD} W(u, \beta) \quad (5.17)$$

donde:

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

$$\beta = \frac{r}{4} \sqrt{\frac{K' / D' S'}{KD} x \frac{S'}{S}} \quad (5.19)$$

K' = Conductividad hidráulica del acuitardo (m/s)

D' = Espesor del acuitardo (m/s)

S' = Coeficiente de almacenamiento del acuitardo

El método de Hantush (1960) cuando se satisfagan las siguientes hipótesis:

- Las citadas en el subcapítulo anterior
- El flujo hacia el pozo se presenta en régimen transitorio
- Los cambios de almacenamiento en el acuitardo son apreciables como para influenciar los abatimientos en el acuífero a tiempos finales de la prueba

Solamente se emplearán el abatimiento para los tiempos iniciales de la prueba, en los cuales se cumple la suposición de que el abatimiento en el acuitardo es despreciable.

5.2.3.2 Procedimiento

- Se hacen gráficas de las curvas tipo del método (Figura 5.6) con datos tipo
- Para cada piezómetro, se hace la gráfica de los abatimientos contra el tiempo respectivo, a la misma escala que las curvas tipo y en papel logarítmico
- Se sobreponen las gráficas de datos observados con una de las curvas tipo (Figura 5.7)
- Se selecciona un punto A arbitrario sobre la porción traslapada de las curvas y se anotan los valores de $W(u,\beta)$, $1/u$, s y t para este punto. El valor de β se obtiene de la curva tipo.
- Se sustituyen los valores de $W(u,\beta)$ s y el valor conocido de Q en la ecuación 5.17 y se calcula $KD = T$
- Se sustituyen los valores de KD , t , r y u en la ecuación 5.18 y se calcula S
- Se sustituyen los valores de β , KD , S , r y D' en la ecuación 6.19 y se resuelve para $K'S'$

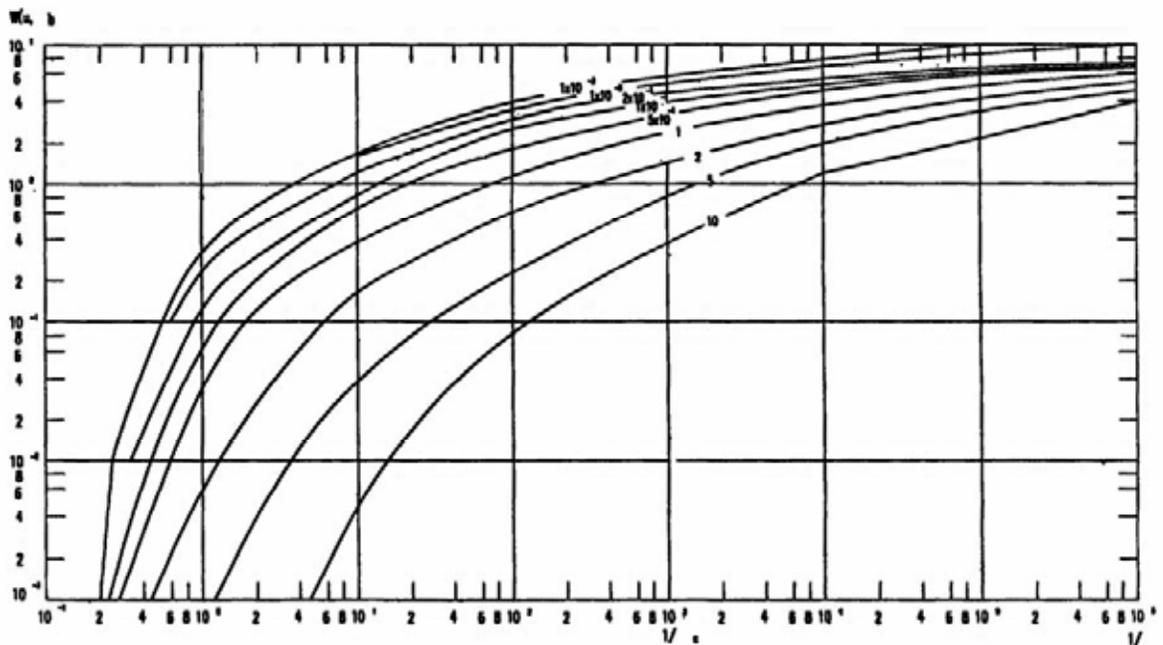


Figura 5.6. Familia de Curvas Tipo de Hantush.

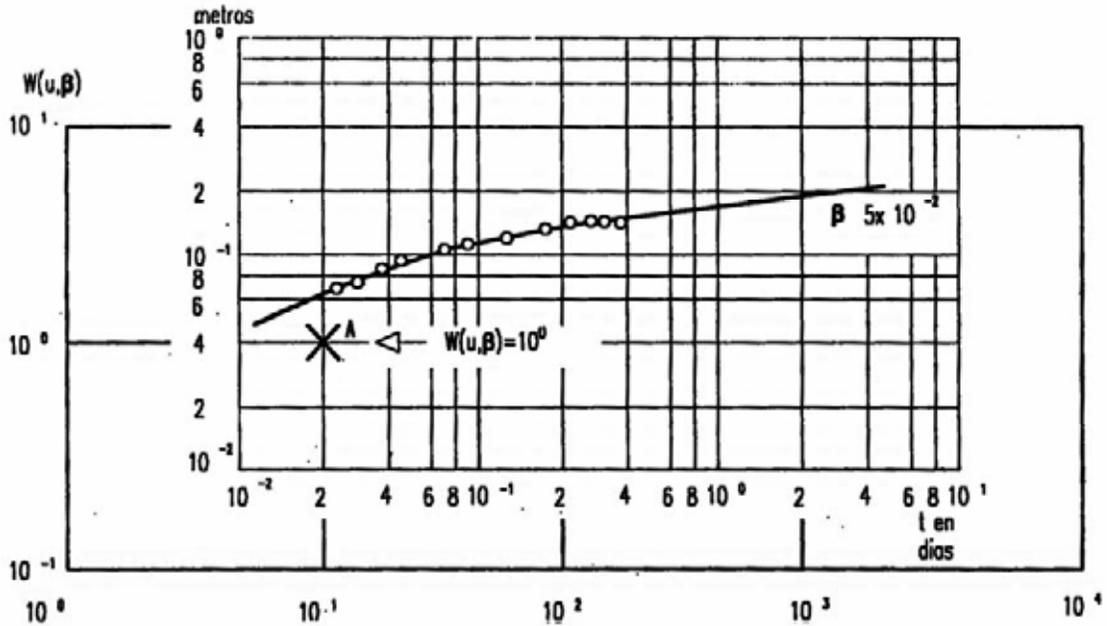


Figura 5.7. Método de Ajuste de Curvas (Hantush III).

5.2.4 Método de Neuman-Witherspoon

5.2.4.1 Generalidades

Neuman y Witherspoon (1972) desarrollaron un método para determinar las características hidráulicas de los acuitardos durante tiempos iniciales de bombeo. El método está basado en una teoría desarrollada para acuíferos llamados "ligeramente semiconfinados". (Neuman y Witherspoon, 1968), en donde la función de abatimiento en el acuífero bombeado está dada por la ecuación de Theis (1935) y el abatimiento en el acuitardo de muy baja conductividad hidráulica está descrito por:

$$s_c = Q/(4\pi KD [W(u, u_c)]) \quad (5.20)$$

donde:

$$W(u, u_c) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_{\sqrt{u_c}}^{\infty} -Ei[-uy^2/(y^2 - u_c)]e^{-y^2} dy$$

$$u_c = Z^2 S'/4K'D't \quad (5.21)$$

$K'D'/S$ = Difusividad hidráulica del acuitardo (m^2/d), y = ordenada

Z = Distancia vertical desde el límite acuífero-acuitardo al piezómetro ubicado en el acuitardo (m)

Considerando el mismo tiempo transcurrido y la misma distancia radial del pozo de bombeo, la relación del abatimiento en el acuitardo y el abatimiento en el acuífero bombeado es:

$$\frac{s_c}{s} = \frac{W(u, u_c)}{W(u)}$$

La figura 5.8 muestra las curvas $W(u, u_c)/W(u)$ vs $1/u_c$ para diferentes valores de u . Éstas han, sido elaboradas con los datos propuestos por Witherspoon et al. (1967). Conociendo el valor de la relación s_c/s a partir de los datos de abatimientos observados y valores previamente determinados de u para el acuífero, se obtiene el valor de $1/u_c$ en la figura 5.8. Al sustituir el valor de $1/u_c$ en la ecuación 5.21, se determina la difusividad hidráulica del acuitardo.

El método de Neuman - Witherspoon (1972), conocido como el de la relación, puede aplicarse si se cumplen las hipótesis siguientes:

- Las hipótesis mencionadas en los métodos anteriores de este capítulo
- Los cambios de almacenamiento en el acuitardo son considerados, es decir, se toma en cuenta el abatimiento del nivel piezométrico en el acuitardo
- $B < 1.0$, la distancia radial del pozo a los piezómetros debe ser pequeña ($r < 100$ m)
- $t' < S'D'/10K'$.

5.2.4.2 Procedimiento

- Se calcula la transmisividad (KD) y el coeficiente de almacenamiento (S) del acuífero con alguno de los métodos anteriores descritos en el subcapítulo 6.2, empleando los datos de abatimiento del acuífero para tiempos iniciales de bombeo
- Para un valor de r seleccionado ($r < 100$ m), se elabora una tabla de valores de abatimiento en el acuífero (s) y en el acuitardo sobreyacente (s_c) para diferentes valores de t
- Se selecciona un tiempo t y se calcula para este valor de t , la relación s_c/s y el valor de $u = r^2S/4KDt$
- Conociendo $s_c/s = W(u, u_c)/W(u)$ y u , se determina el valor correspondiente de $1/u_c$ empleando la figura 5.8, elaborada a partir de los datos tipo
- Se sustituye el valor de $1/u_c$ y los valores de z y t en la ecuación siguiente:

$$\frac{K'D'}{S'} = \frac{1}{u_c} \times \frac{Z^2}{4t}$$

- y se calcula la difusividad hidráulica del acuitardo ($K'D'/S'$)
- Se repite el cálculo de $K'D'/S'$ para diferentes valores de t y para diferentes valores de s_w/s y u . Se considera la media aritmética de los resultados
- Se repite el procedimiento general si se cuenta con datos de más de un piezómetro y de igual forma se consideran las medias aritméticas.

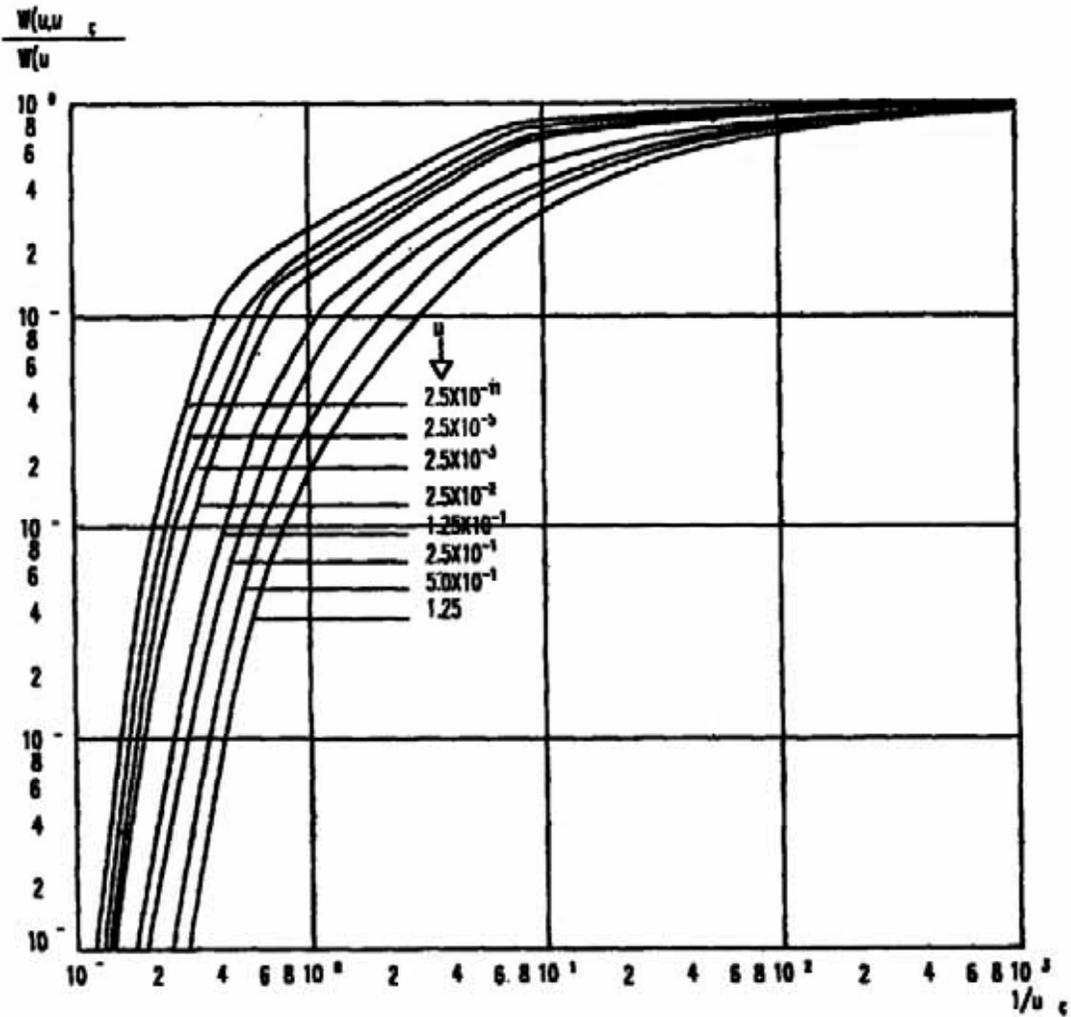


Figura 5.8. Nomograma del Método de Neuman – Witherspoon

6 PRUEBAS DE BOMBEO EN POZOS DE GRAN DIAMETRO

6.1 ASPECTOS GENERALES

Cuestiones económicas hacen necesario efectuar pruebas de bombeo en pozos existentes, los cuales pueden ser de gran diámetro (norias). Sin embargo, no es válida la aplicación de los métodos de Theis, Cooper y Jacob, Hantush, etc., descritos en capítulos anteriores, para realizar la interpretación de pruebas en este tipo de pozos. Esto se debe a que una de las hipótesis en que se basan se refiere a que el diámetro del pozo es pequeño, por lo que el volumen de agua almacenada en él es despreciable.

Cuando se extrae un cierto volumen de agua de un pozo de gran diámetro, una parte del agua proviene del acuífero y otra procede del agua almacenada en el pozo. El volumen de agua almacenado en el pozo provoca que las curvas del abatimiento observado no se ajusten a la curva de Theis en los inicios de la prueba de bombeo, puesto que los abatimientos reales son menores a los teóricos referidos ambos al mismo tiempo t , a causa del efecto producido por el agua almacenada en el pozo.

6.2 MÉTODO DE PAPADÓPULOS Y COOPER (ACUÍFERO CONFINADO)

6.2.1 Generalidades

Papadópulos y Cooper (1967) elaboraron un método para analizar los datos de pruebas de bombeo realizadas en pozos de gran diámetro en un acuífero confinado, tomando en cuenta el almacenamiento en el pozo (Figura 6.1).

Este método consiste en sobreponer la curva de campo a curvas tipo (Figura 6.2) y elegir la curva tipo que mejor se ajuste con la de campo.

Las curvas tipo es una función de un parámetro α definido por la expresión siguiente:

$$\alpha = \frac{r_c^2 S}{r_{ew}^2} \quad (6.1)$$

donde:

S = Coeficiente de almacenamiento del acuífero

r_{ew} = Radio efectivo del pozo en la zona del acuífero

r_c = Radio de la tubería ciega en la zona donde fluctúan los niveles del agua

Los abatimientos están dados por la expresión siguiente:

$$s_c = \frac{Q}{4\pi T} f(u_c, \alpha) \quad (6.2)$$

donde:

$$u_c = \frac{r_c^2 S}{4Tt} \quad (6.3)$$

Q, T y t tienen el significado ya descrito en los capítulos anteriores.

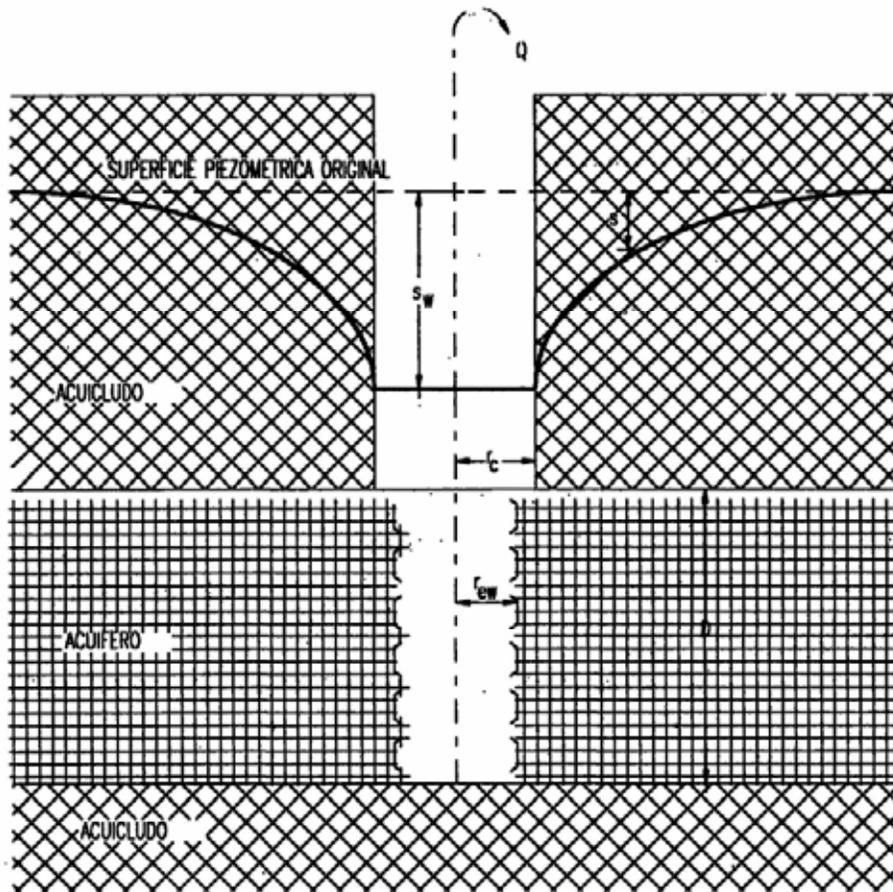


Figura 6.1. Método de Papadópulos - Cooper

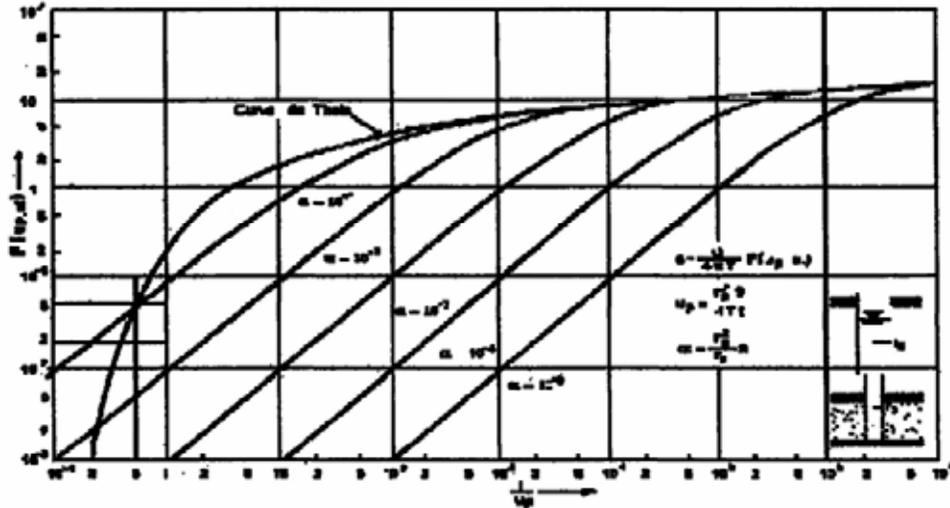


Figura 6.2. Familia de curvas tipo de Papadópulos y Cooper para el análisis de pruebas de bombeo en pozos de gran diámetro

Este método se basa en las siguientes hipótesis:

- El acuífero tiene una extensión infinita
- El acuífero es homogéneo, Isótropo y de un espesor uniforme en el área influenciada por el bombeo
- La superficie piezométrica inicial es horizontal en el área influenciada por el bombeo
- El caudal de bombeo es constante
- El pozo penetra totalmente el acuífero y por lo tanto el flujo de agua hacia el pozo es horizontal
- El acuífero es confinado
- El flujo hacia el pozo es en régimen transitorio
- Las pérdidas de carga en el pozo son despreciables
- El diámetro del pozo no es pequeño por lo que no se puede despreciar su efecto de almacenamiento
- El flujo del agua al pozo es por efecto del gradiente hidráulico horizontal producido por la extracción.

6.2.2 Procedimiento

- El procedimiento para interpretar una prueba de bombeo realizada en un pozo de gran diámetro es como sigue:
- Hacer una gráfica de las curvas tipo con los valores de $f(u_p, \alpha)$ en función de $1/u_p$,

Estos valores se presentan en la tabla 6.1 y tabla 6.2.

Tabla 6.1. Valores de la función $F(u_w, \beta)$ para pozo de gran diámetro, según Papadópulos y Cooper.

$1/U_w$	$\beta=10^{-1}$	$\beta=10^{-2}$	$\beta=10^{-3}$	$\beta=10^{-4}$	$\beta=10^{-5}$
1(-1)	9.74(-3)	9.88(-4)	1.00(-4)	1.00(-5)	1.00(-6)
1(0)	9.19(-2)	9.91(-3)	9.99(-4)	1.00(-4)	1.00(-5)
2(0)	1.77(-1)	1.97(-2)	2.00(-3)	2.00(-4)	2.00(-5)
5(0)	4.06(-1)	4.89(-2)	4.99(-3)	5.00(-4)	5.00(-5)
1(1)	7.34(-1)	9.66(-2)	9.97(-3)	1.00(-3)	1.00(-4)
2(1)	1.26	1.90(-1)	1.99(-2)	2.00(-3)	2.00(-4)
5(1)	2.30	4.53(-1)	4.95(-2)	4.99(-3)	5.00(-4)
1(2)	3.26	8.52(-1)	9.83(-2)	9.96(-3)	1.00(-3)
2(2)	4.25	1.54	1.84(-1)	1.99(-2)	2.00(-3)
5(2)	5.42	3.04	4.72(-1)	4.97(-2)	5.00(-3)
1(3)	6.21	4.54	9.07(-1)	9.90(-2)	9.99(-3)
2(3)	6.96	6.03	1.69	1.96(-1)	2.00(-2)
5(3)	7.87	7.56	3.62	4.81(-1)	4.98(-2)
1(4)	8.57	8.44	5.53	9.34(-1)	9.93(-2)
2(4)	9.32	9.23	7.63	1.77	1.97(-1)
5(4)	1.02(1)	1.02(1)	9.68	3.83	4.86(-1)
1(5)	1.09(1)	1.09(1)	1.07(1)	6.24	9.49(-1)
2(5)	1.16(1)	1.16(1)	1.15(1)	8.99	1.82
5(5)	1.25(1)	1.25(1)	1.25(1)	1.17(1)	4.03
1(6)	1.32(1)	1.32(1)	1.32(1)	1.29(1)	6.78
2(6)	1.39(1)	1.39(1)	1.39(1)	1.38(1)	1.01(1)
5(6)	1.48(1)	1.48(1)	1.48(1)	1.48(1)	1.37(1)
1(7)	1.55(1)	1.55(1)	1.55(1)	1.55(1)	1.51(1)
2(7)	1.62(1)	1.62(1)	1.62(1)	1.62(1)	1.62(1)
5(7)	1.70(1)	1.70(1)	1.70(1)	1.71(1)	1.71(1)
1(8)	1.78(1)	1.78(1)	1.78(1)	1.78(1)	1.78(1)
2(8)	1.85(1)	1.85(1)	1.85(1)	1.85(1)	1.85(1)
5(8)	1.94(1)	1.94(1)	1.94(1)	1.94(1)	1.94(1)
1(9)	2.01(1)	2.01(1)	2.01(1)	2.01(1)	2.01(1)

Tabla 6.2. Valores de $uW(u)$ para pozos de gran diámetro, según Papadópolus – Cooper.

U	$uW(u)$	u	$uW(u)$
8	3.0914(-4)	8(-.6)	8.928(-5)
6	2.161(-3)	6(-6)	6.870(-5)
4	1.512(-2)	4(-6)	4.740(-5)
2	9.780(-1)	2(-6)	2.510(-5)
1	2.194(-1)	1(-6)	1.324(-5)
8(-1)	2.485(-1)	8(-7)	1.077(-5)
6(-1)	2.726(-1)	6(-7)	8.250(-6)
4(-1)	2.810(-1)	4(-7)	5.660(-6)
2(-1)	2.446(-1)	2(-7)	2.970(-6)
1(-1)	1.823(-1)	1(-7)	1.553(-6)
8(-2)	1.622(-1)	8(-8)	1.261(-6)
6(-2)	1.377(-1)	6(-8)	9.630(-7)
4(-2)	1.072(-1)	4(-8)	6.584(-7)
2(-2)	6.710(-2)	2(-8)	3.430(-7)
1(-2)	4.038(-2)	1(-8)	1.784(-7)
8(-3)	3.407(-2)	8(-9)	1.446(-7)
6(-3)	2.727(-2)	6(-9)	1.101(-7)
4(-3)	1.979(-2)	4(-9)	7.504(-8)
2(-3)	1.128(-2)	2(-9)	3.809(-8)
1(-3)	6.332(-3)	1(-9)	2.015(-8)
8(-4)	5.244(-3)	8(-10)	1.630(-8)
6(-4)	4.101(-3)	6(-10)	1.240(-8)
4(-4)	2.899(-3)	4(-10)	8.424(-9)
2(-4)	1.588(-3)	2(-10)	4.352(-9)
1(-4)	8.633(-4)	1(-10)	2.245(-9)
8(-5)	7.085(-4)	8(-11)	1.824(-9)
6(-5)	5.486(-4)	6(-11)	1.378(-9)
4(-5)	3.820(-4)	4(-11)	9.344(-10)
2(-5)	2.048(-4)	2(-11)	4.812(-10)
1(-5)	1.094(-4)	1(-11)	2.475(-10)

- En una hoja de papel logarítmico a la misma escala que la gráfica anterior, hacer una gráfica con los datos del tiempo (t) de bombeo en función del abatimiento (s)

- Superponer la curva de campo con una de las curvas tipo que mejor se ajuste y se anota el valor de a de la curva
- Se elige un punto arbitrario A sobre las curvas superpuestas y para este punto se anotan sus coordenadas $F(u_p, \alpha)$, $1/u_p$, s y t
- Se sustituyen los valores de $F(u_p, \alpha)$, s y Q en la ecuación (6.2) y se calcula la transmisividad
- Se calcula el valor del coeficiente de almacenamiento S sustituyendo los valores de r_p , r_a y a en la ecuación (6.1) o bien, reemplazando los valores de r_p , T , t y $1/u_p$ en la ecuación (6.3). Los dos valores de S deben de ser muy similares.

6.2.3 Observaciones

El tramo recto de la curva tipo corresponde al período en que la mayor parte del agua procede de almacenamiento del pozo. Los abatimientos medidos que coinciden con esta parte de la curva tipo no reflejan las características reales del acuífero.

Como la forma de las curvas tipo difiere ligeramente al aumentar o disminuir un orden de magnitud el valor de a , el valor de S que se obtenga por este método debe tomarse con reserva. Es recomendable instalar un piezómetro muy cerca del pozo de bombeo (10 a 20 m) para comprobar que no existen pérdidas de carga al entrar el agua al pozo.

En la primera etapa de la prueba es difícil obtener el ajuste entre la curva de los datos medidos y una de las curvas tipo; y a medida que el bombeo transcurre, el efecto de almacenamiento en el pozo pierde importancia. Esto sucede cuando el volumen de agua contenido en el pozo entre dos niveles en tiempos t_1 y t_2 es mucho menor con respecto al volumen extraído en ese lapso. Esto hace suponer que el efecto del almacenamiento en el pozo ha desaparecido, si se cumple la ecuación siguiente:

$$\pi r^2(s_2 - s_1) \ll Q (t_2 - t_1) \quad (6.4)$$

Según Papadópulos y Cooper (1967), el efecto del almacenamiento en el pozo es despreciable cuando ha transcurrido un tiempo t_e tal que:

$$t_c > 25 \frac{r_p^2}{T} \quad (6.5)$$

Forkasiewicz considera que cuando $t > t_e$, el error en los abatimientos de los niveles al aplicar las fórmulas para pozos de bombeo sin almacenamiento es menor al 2% y para los piezómetros el efecto es insignificante cuando:

$$t > 12.5 \left[\left(\frac{r_p^2}{T} \right) \left(\frac{s_p + s}{s_p} \right) \right] \quad (6.6)$$

donde:

r_p = radio del pozo en la zona de variación de niveles (m)

T = transmisividad (m^2/s)

s_p = abatimiento en el pozo de bombeo para el tiempo t_e (m)

s = abatimiento en el piezómetro para el mismo tiempo t_e (m).

Conviene continuar la prueba de bombeo durante un tiempo de por lo menos 10 t_e , ya que el efecto de almacenamiento de pozo depende directamente del radio del pozo de bombeo y en menor grado de la transmisividad del acuífero.

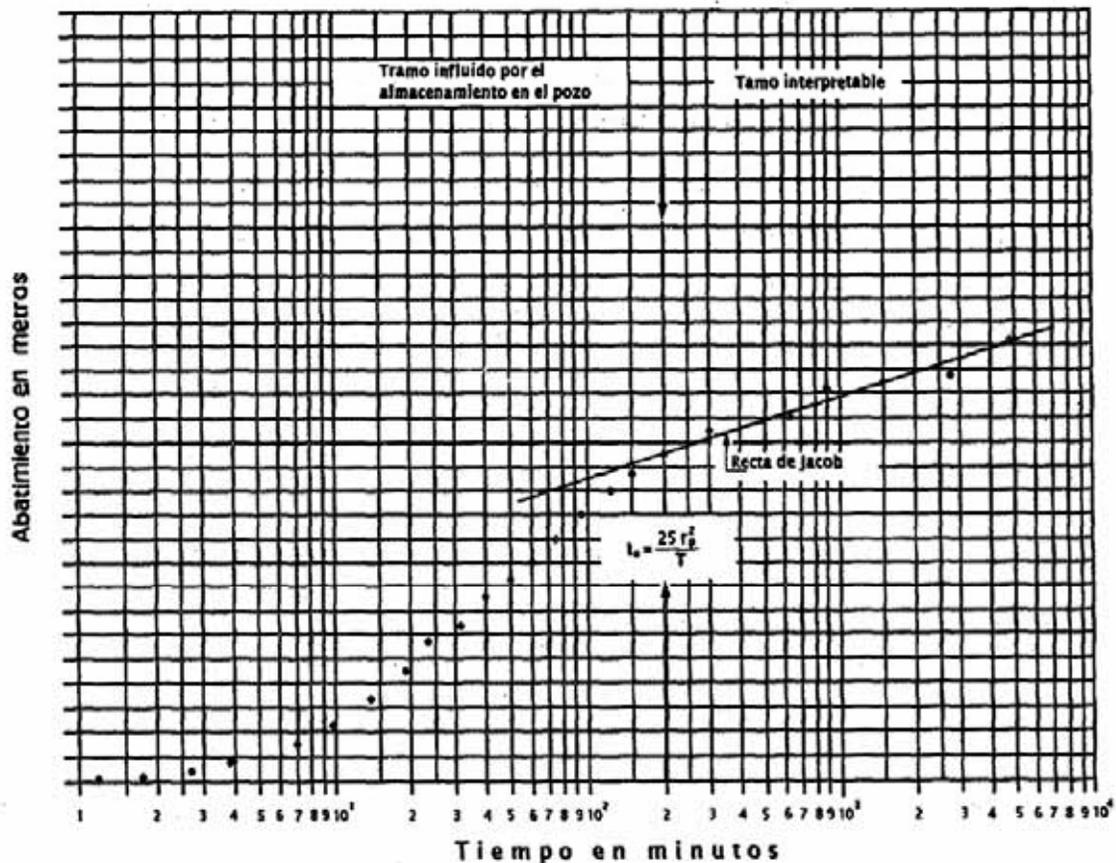


Figura 6.3. Curva de abatimiento en función del logaritmo del tiempo considerando el almacenamiento en pozos de gran diámetro.

De lo anterior se concluye que una prueba de bombeo realizada en un pozo de gran diámetro se puede interpretar aplicando los métodos para pozos de diámetro pequeño, siempre y cuando, la duración de la prueba sea lo suficientemente grande para que desaparezca el efecto de almacenamiento en el pozo.

En la figura 6.3 se presenta una curva de abatimientos en función del logaritmo del tiempo, resultado de una prueba de bombeo en un pozo de gran diámetro, en donde se puede observar que el último tramo de la curva puede interpretarse por el método de Cooper y Jacob (1946). El efecto del almacenamiento en el pozo se tiene hasta aproximadamente un tiempo de 200 minutos después de iniciado el bombeo.

6.3 MÉTODO DE BOULTON - STRELTSOVA (ACUÍFERO LIBRE)

6.3.1 Generalidades

Boulton y Streltsova (1976) desarrollaron una función de pozo que describe el primer segmento de la curva de abatimiento característica del efecto de almacenamiento de pozo. Este método se desarrolló para un acuífero libre y anisótropo, el cual es bombeado por un pozo de gran diámetro (noria) y de penetración parcial (Figura 6.4). En forma abreviada, esta función puede escribirse de la forma siguiente:

$$s = \frac{Q}{4\pi K_h D} W\left(u_A, S_A, \beta, \frac{r}{r_{ew}}, \frac{b_1}{D}, \frac{d}{D}, \frac{b_2}{D}\right) \quad (6.7)$$

donde:

$$u_A = \frac{r^2 S_A}{4K_h D t}$$

s_A = almacenamiento compresible del acuífero, se considera del orden de 10^{-3}

$$\beta = \left(\frac{r}{D}\right)^2 \frac{K_v}{K_h} \quad (6.8)$$

Las tres variables se describen en la figura 6.4

El método de Boulton - Streltsova (1976), al analizar la parte final de la curva de abatimiento, emplea las curvas tipo B que resultan de la ecuación de Streltsova (1974) para pozos de diámetro pequeño y parcialmente penetrantes en acuíferos libres. Lo anterior se justifica para tiempos prolongados de bombeo, cuando el efecto de almacenamiento en el pozo es mínimo.

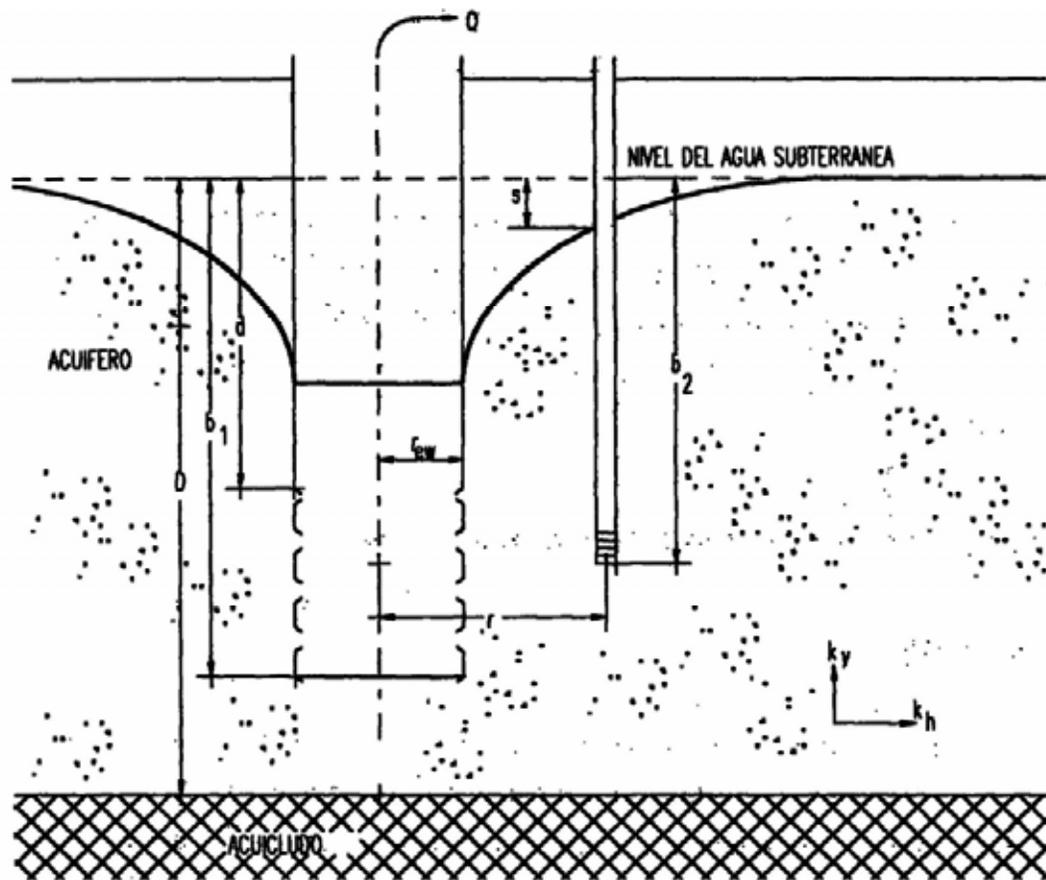


Figura 6.4. Método de Boulton - Streltsova

El método de ajuste de curvas de Boulton - Streltsova (1974) se emplea si se cumplen las siguientes hipótesis:

- El acuífero es libre y de extensión infinita
- El acuífero es homogéneo, anisótropo y de espesor uniforme en el área influenciada por la prueba
- Antes del bombeo, la superficie piezométrica es horizontal
- El pozo es bombeado a caudal constante
- El pozo penetra parcialmente el acuífero
- El diámetro del pozo es grande, por lo tanto el almacenamiento en el pozo no puede despreciarse
- El flujo hacia el pozo es en régimen transitorio

- $S_Y/S_A > 10$
- El flujo de agua hacia el pozo es producido por el efecto del gradiente hidráulico generado por el bombeo

6.3.2 Procedimiento

- Se hace una gráfica en papel logarítmico de las curvas tipo A con los datos W ($u_A, s_A, \beta, r/r_{ew}, b_1/D, d/D, b_2/D$) contra $1/u_A$ para un intervalo de valores de $\sqrt{\beta}$, empleando la tabla 6.3, que se basan en los valores de $b_1/D, b_2/D$ y r/r_{ew} más cercanos a los valores observados
- Sobre la misma cuadrícula del papel logarítmico, se dibujan las curvas tipo B, haciendo una gráfica W ($u_B, \beta, b_1/D, b_2/D$) contra $1/u_B$ para el mismo intervalo de $\sqrt{\beta}$ empleando los datos tipo en los que se basan en los valores de b_1/D y b_2/D más cercanos a los valores observados
- Sobre otra cuadrícula de papel logarítmico a la misma escala, hacer la gráfica del abatimiento contra tiempo para un piezómetro ubicado a una distancia r del pozo de bombeo
- Sobreponer los datos iniciales de la curva de campo con alguna de las curvas tipo A y se anota el valor de $\sqrt{\beta}$ correspondiente
- Se selecciona un punto arbitrado A en la parte sobrepuesta de las 2 curvas y se anotan los valores que le corresponden de $s, t, 1/u_A, Y W$ ($u_A, s_A, \beta, r/r_{ew}, b_1/D, d/D, b_2/D$)
- Substituir los valores anteriores en la ecuación 6.7 y con el valor conocido de Q , calcular $K_h D$ Mover la curva de datos observados, tanto como sea posible, hasta coincidir los abatimientos medidos en la parte final con la curva tipo B, con el mismo valor de $\sqrt{\beta}$ seleccionado en la curva tipo A
- Seleccionar un punto arbitrario B en la parte sobrepuesta de las curvas y anotar los valores que le corresponden de $s, t, 1/u_B$ y W ($u_B, b_1/D, b_2/D$)
- Sustituir estos valores en las ecuaciones No. 6.9 y 6.10, y con los valores de Q, r y b_1/D conocidos, se calculan $K_h D$ y S_y . Los valores calculados de $K_h D$ deben ser similares

Tabla 6.3. Valores de la función de Boulton y Streltsova para pozos de gran diámetro en acuíferos libres
Valores de $W(u_A S_A, \beta, r/r_{ew}, b_1/D, b/D, b_2/D)$ para $b_1/D = 1.0, b/D = 0.0, b_2/D = 0.4$ y $S_A = 10^{-3}$

	$r/r_{ew}=1.0$					$r/r_{ew}=2.0$					$r/r_{ew}=5.0$			
u_A	$\sqrt{\beta} =$					$\sqrt{\beta} =$					$\sqrt{\beta} =$			
	0.001	0.1	0.5	1.0		0.001	0.1	0.5	1.0		0.001	0.1	0.5	1.0
1	0.0010	0.0010	0.0010	0.0010		0.0008	0.0008	0.0006	0.0005		0.0013	0.0013	0.0012	0.0008
2	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020		0.0024	0.0024	0.0022	0.0019		0.0058	0.0051	0.0048	0.0038
5	0.0050	0.0050	0.0050	0.0049		0.0087	0.0087	0.0073	0.0057		0.0266	0.0251	0.0197	0.0131
10	0.0100	0.0099	0.0099	0.0098		0.0207	0.0207	0.0182	0.0104		0.0715	0.0683	0.0602	0.0300
20	0.0199	0.0197	0.0195	0.0192		0.0463	0.0467	0.0375	0.0211		0.1736	0.1657	0.1346	0.0568
50	0.0436	0.0492	0.0489	0.0484		0.1293	0.1285	0.0867	0.0517		0.5009	0.4735	0.3226	0.1193
100	0.0923	0.0972	0.0968	0.0960		0.2700	0.2493	0.1702	0.0982		1.0011	0.9430	0.5036	0.1910
200	0.1973	0.1967	0.0959	0.1948		0.5468	0.5138	0.3015	0.1728		1.9542	1.6365	0.6839	0.2452
500	0.4735	0.4665	0.4523	0.4002		1.3107	1.1730	0.5543	0.2731		3.7839	2.6654	0.612	0.2739
1,000	0.9068	0.8631	0.7219	0.5841		2.3995	2.0799	0.7750	0.3017		5.2538	3.4979	0.9235	0.2821
2,000	1.6938	1.5367	1.0572	0.7868		3.9852	2.8912	0.8998	0.3232		6.4339	3.5602	0.9391	0.2903
5,000	3.5244	2.7517	1.3977	0.8554		6.4437	3.5999	1.0537	0.3397		7.6825	3.6281	0.9568	0.3052
10,000	5.5332	3.4835	1.4672	0.8660		7.9585	3.6753	1.0962	0.3397		8.4690	3.6503	0.9620	0.3097
100,000	10.6505	3.7684	1.4703	0.8661		10.8851	3.6744	1.0962	0.3397		10.9787	3.6523	0.9626	0.3099

	$r/r_{ew}=10.0$				$r/r_{ew}=20.0$				$r/r_{ew}=50.0$				$r/r_{ew}=100.0$		
u_A	$\sqrt{\beta} =$				$\sqrt{\beta} =$				$\sqrt{\beta} =$				$\sqrt{\beta} =$		
	0.1	0.5	1.0		0.1	0.5	1.0		0.1	0.5	1.0		0.1	0.5	1.0
0.5					0.0009	0.0007	0.0001		0.0019	0.0010	0.0005		0.0083	0.0072	0.0038
1.0	0.0028	0.0026	0.0018		0.0076	0.0068	0.0054		0.0279	0.0268	0.0152		0.0753	0.0692	0.0423
2.0	0.0139	0.0116	0.0082		0.0395	0.0305	0.0215		0.1534	0.1332	0.0585		0.3298	0.2578	0.1329
5.0	0.0661	0.0562	0.0282		0.2036	0.1350	0.0705		0.6547	0.4354	0.1872		0.9211	0.5632	0.2735
10.0	0.1896	0.1551	0.0615		0.5087	0.3333	0.1402		1.2157	0.6605	0.2663		1.5933	0.8003	0.2859
20.0	0.4787	0.3130	0.1127		1.0849	0.6018	0.2225		1.9395	0.8007	0.2877		2.2071	0.882	0.2899
50.0	0.1210	0.5512	0.1789		2.1003	0.8251	0.2806		2.8573	0.9116	0.2936		2.8357	0.9125	0.2947
100.0	1.9747	0.6886	0.2235		2.8085	0.9250	0.2880		3.0318	0.9197	0.2961		3.2891	0.9183	0.2958
1,000.0	3.5122	0.9271	0.2858		3.5217	0.9356	0.2982		3.5252	0.9253	0.2970		3.6049	0.9215	0.2960
10,000.0	3.6321	0.9372	0.2897		3.6301	0.9365	0.2996		3.6293	0.9256	0.2972		3.6256	0.9240	0.2961

	$/r_{ew}=1.0$				$/r_{ew}=5.0$				$/r_{ew}=20.0$				$/r_{ew}=50.0$				$/r_{ew}=100.0$		
$/u_A$	$\sqrt{\beta}=$ 0.001 0.1 0.5				$\sqrt{\beta}=$ 0.001 0.1 0.5														
1.0	0.0010	0.0010	0.0010		0.0013	0.0013	0.0010		0.0074	0.0074	0.0050		0.0301	0.0292	0.0175		0.0790	0.0761	0.0503
2.0	0.0020	0.0020	0.0020		0.0058	0.0057	0.0044		0.0409	0.0409	0.0218		0.1606	0.1503	0.0779		0.3438	0.3085	0.2010
5.0	0.0050	0.0050	0.0050		0.0273	0.0265	0.0173		0.2159	0.2159	0.0835		0.7802	0.6291	0.2734		1.1237	0.9253	0.4525
10.0	0.0100	0.0100	0.0100		0.0743	0.0675	0.0400		0.5889	0.5563	0.1830		1.8194	1.2137	0.4225		2.1240	1.5437	0.6095
20.0	0.0200	0.0200	0.0198		0.1814	0.1685	0.0815		1.3944	1.3281	0.3367		3.1661	2.0453	0.5429		3.3009	2.2569	0.6120
50.0	0.0500	0.0494	0.0482		0.5347	0.4680	0.1863		3.0645	2.7865	0.5640		5.2069	3.0028	0.6110		5.2213	3.1886	0.6129
100.0	0.0999	0.0988	0.0971		1.1338	0.9311	0.2600		5.8002	3.3972	0.6125		6.5213	3.6015	0.6120		8.7220	3.8021	0.6136
1,000.0	0.9845	0.9049	0.7514		6.1993	4.0172	0.5930		10.4528	4.3683	0.6147		10.5503	4.3005	0.8126		10.5525	4.2841	0.6141
10,000.0	8.7033	4.1875	1.6330		13.5249	4.3977	0.7112		14.3775	4.3720	0.6150		14.3822	4.3032	0.6129		14.3887	4.2849	0.6143
100,000.0	17.488 3	4.8257	1.8510		18.2229	4.3988	0.7112		18.2248	4.3721	0.6150		18.2262	4.3036	0.6131		18.2262	4.2851	0.6144
	$/r_{ew}=1.0$				$/r_{ew}=5.0$				$/r_{ew}=20.0$				$/r_{ew}=50.0$				$/r_{ew}=100.0$		
$/u_A$	$\sqrt{\beta}=$ 0.001 0.1 0.5				$\sqrt{\beta}=$ 0.001 0.1 0.5														
1.0	0.0010	0.0010	0.0010		0.0013	0.0013	0.0008		0.0071	0.0071	0.0031		0.0271	0.0203	0.0078		0.0522	0.0437	0.0154
2.0	0.0020	0.0020	0.0020		0.0048	0.0048	0.0020		0.0408	0.0408	0.0105		0.1905	0.1327	0.0409		0.3426	0.2045	0.0701'
5.0	0.0050	0.0050	0.0049		0.0270	0.0260	0.0087		0.2258	0.2205	0.0418		0.9569	0.8759	0.1392		1.3972	1.1012	0.1619
10.0	0.0100	0.0100	0.0096		0.0740	0.0641	0.0147		0.6000	0.5486	0.0910		2.3804	1.7921	0.2541		3.0825	2.3541	0.2934
20.0	0.0200	0.0200	0.0191		0.1815	0.1552	0.0307		1.5147	1.1791	0.1725		4.8397	2.9895	0.3377		5.0573	3.4989	0.3431
50.0	0.0500	0.0500	0.0483		0.5353	0.4292	0.0750		3.9961	2.6179	0.3132		7.9908	4.1512	0.3861		8.0937	4.4236	0.3893
100.0	0.1000	1.0000	0.0947		1.1685	0.8295	0.1393		6.8764	3.8867	0.3605		10.0945	4.4939	0.3915		10.0948	4.5871	0.3910
1,000.0	1.0000	0.9745	0.7220		10.1713	4.0503	0.4267		15.7928	4.7150	0.3782		15.8287	4.8010	0.3929		15.8288	4.5883	0.3920
10,000.0	8.7036	4.7560	1.4872		21.5181	5.1752	0.5110		21.5829	4.7152	0.3887		21.5836	4.8011	0.3932		21.5830	4.5889	0.3925
100,000.0	27.277 0	5.7269	1.4703		27.3205	5.1923	0.5121		27.3393	4.7152	0.3959		27.3393	4.8011	0.3933		27.3393	4.5991	0.3926

$$s = \frac{Q}{4\pi K_h D (b_1 / D)} W\left(u_B, \beta, \frac{b_1}{D}, \frac{b_2}{D}\right) \quad (6.9)$$

donde:

$$u_B = \frac{r^2 S_y}{4K_h D t} \quad (6.10)$$

- A partir del valor de $K_h D$ y el valor inicial del espesor saturado D del acuífero, calcular K_h
- Substituir el valor numérico de K_h , $\sqrt{\beta}$, D y r en la ecuación 6.8 y calcular K
- Repetir el procedimiento para cada piezómetro de observación disponible. Los resultados obtenidos serán similares.

NOTA:

Las curvas tipo indicadas en el texto se realizarán para cada caso de acuerdo con las tablas anexas al final de este Manual de pruebas de Bombeo. La numeración de las tablas (y condiciones hidrológicas) corresponden con la numeración del capítulo.

7 PRUEBAS DE BOMBEO EN ROCAS FRACTURADAS

7.1 ASPECTOS GENERALES

Los métodos presentados en los primeros tres apartados de este capítulo tienen gran aplicación práctica y se fundamentan en el concepto de doble porosidad inicialmente desarrollado por Barenblatt, *et al.* (1966). Este aspecto considera una formación rocosa fracturada compuesta de dos medios: uno de porosidad primaria y baja conductividad hidráulica en la matriz (bloques), y otro de baja capacidad de almacenamiento pero de alta conductividad hidráulica (fracturas). Este concepto considera un mecanismo de flujo pseudo-estable de los bloques de la matriz a las fracturas, conocido como flujo de interporosidad. El flujo a través de la fractura hacia el pozo es radial y en régimen transitorio. El último apartado incluye el uso de una importante herramienta que integra información tanto constructiva del pozo (bombeo y observación) como del modelo geológico del área influenciada por la prueba de bombeo.

Los métodos 7.2, 7.3 y 7.4 presentados en este capítulo están basados en las suposiciones y condiciones siguientes:

- El acuífero es confinado y de extensión infinita
- El espesor del acuífero es constante en el área influenciada por el bombeo
- El pozo penetra totalmente el acuífero
- El pozo es bombeado a caudal constante
- Antes de iniciar el bombeo, la superficie piezométrica es horizontal
- El agua fluye hacia el pozo de bombeo por el efecto de j gradiente hidráulico producido por la extracción

El método presentado en el apartado 7.5 integra la información de una prueba de bombeo y del medio hidrogeológico de influencia considerando todas las condiciones de Theis (1935) La única limitante adicional es que el agua fluye hacia el pozo de bombeo por el efecto del gradiente hidráulico producido por el bombeo.

7.2 MÉTODO DE BOURDET- GRINGARTEN (POZO DE OBSERVACIÓN)

7.2.1 Generalidades

Bourdet y Gringarten (1980) comprobaron que el abatimiento medido en un pozo de observación en un acuífero fracturado de doble porosidad puede ser descrito por:

$$s = \frac{Q}{4\pi T_f} F(u^*, \lambda, \omega) \quad (7.1)$$

ecuación en la cual:

$$u^* = \frac{T_f t}{(S_f + \beta S_m) r^2} \quad (7.2)$$

$$\lambda = \alpha r^r \frac{K_m}{K_f} \quad (7.3)$$

$$\omega = \frac{S_f}{S_f + \beta S} \quad (7.4)$$

donde:

K_b, S_f = Conductividad hidráulica (m/s) y coeficiente de almacenamiento (adimensional) de las fracturas

K_{mb}, S_m = Conductividad hidráulica (m/s) y coeficiente almacenamiento (adimensional) de la matriz

$T = T \sqrt{\int (x) - T_f (y)} =$ Transmisividad efectiva (m²/s)

λ = Coeficiente de flujo interporosidad (adimensional)

α = Factor de forma, parámetro característico de la geometría de las fracturas y matriz del acuífero

β = Factor; para análisis de tiempo inicial es igual a cero y para tiempo final es igual a 1/3 (sistema ortogonal de fracturas) 6 1 (sistema planar de fracturas)

x, y = Relativo a los ejes del tensor de conductividad hidráulica

r = Distancia radial del pozo de bombeo (m)

u^* = Variable independiente de la función de pozo de Bourdet y Gringarten.

Para tiempos iniciales de bombeo, la ecuación 7.1 se reduce a:

$$s = \frac{Q}{4\pi T_f} F(u^*, \lambda, \omega) \quad (7.5)$$

donde:

$$u^* = \frac{(S_f + \beta S_m)r^2}{4T_f t} \quad (7.6)$$

El abatimiento al cual la transición ocurre es independiente del comportamiento de los abatimientos iniciales y finales, y es únicamente función de λ . El método Bourdet-Gringart (1980) es de aplicarse si se cumplen las siguientes suposiciones y condiciones:

- Las seis que se mencionan al inicio del capítulo.
- La matriz del acuífero tiene más baja conductividad hidráulica y mayor capacidad de almacenamiento que el sistema de fracturas.
- El flujo de la matriz hacia las fracturas es en régimen pseudo-estable.
- El flujo hacia el pozo es a través de las fracturas, radial y en régimen transitorio.
- Los bloques de la matriz y las fracturas, son incompresibles.
- $\lambda < 1.78$.

7.2.2 Procedimiento

- En otro papel logarítmico a la misma escala, hacer una gráfica de los abatimientos medidos en un pozo de observación contra el tiempo de bombeo
- Sobreponer la curva de valores observados en la curva teórica y ajustar a una posición donde los puntos de los abatimientos iniciales coincidan con la curva tipo
- Sobre las curvas sobrepuestas escoger un punto A, arbitrario y anotar sus coordenadas de $W(u)$, $1/u$, s y t
- Substituir los valores de $W(u)$ y Q en la ecuación 7.5 y calcular T_f
- Substituir los valores de $1/u$, T_f , t y r en la ecuación 7.6 y calcular $S_f(\beta=0)$
- Si los datos de la curva observada exhiben un segmento de línea recta o un punto de inflexión, anotar el valor del abatimiento estabilizado o el abatimiento en el punto de inflexión. Substituir estos valores en las ecuaciones 7.7 ó 7.8 y calcular PL

- Sobreponer la gráfica de los abatimientos en su parte final con la curva tipo y ajustar hasta que la mayoría de los puntos coincidan con la curva teórica
- Escoger un punto de ajuste B y anotar sus coordenadas $W(u)$, l/u , s y t
- Substituir los valores de $W(u)$, s y Q en la ecuación 7.5 y calcular T_f
- Sustituir los valores de $1/u$, T_f , t y r en la ecuación 7.6 y calcular $S_f + S_m$ ($\beta=1/3$ ó 1).

7.2.3 Observaciones

Para valores relativamente bajos de ω , el ajuste de curvas para los tiempos finales no será posible y solamente se obtendrán valores de T_f y S_f . Para altos valores de λ (p.ej. para grandes distancias r), el abatimiento en el pozo de observación no reflejará el carácter de doble porosidad del acuífero y sólo se podrá obtener valores de T_f y $S_f + S_m$

7.3 MÉTODO DE KAZEMI (POZO DE OBSERVACIÓN)

7.3.1 Generalidades

Kazemi et al. (1969) demostró que la ecuación de abatimiento desarrollada por Warren y Root (1963) para un pozo de bombeo, puede ser usada para pozos de observación. Su análisis se fundamenta en la misma ecuación de Bourdet y Gringarten (1980):

$$s = \frac{Q}{4\pi T_j} F(u^*, \lambda, \omega) \quad (7.8)$$

donde:

$$F(u^*, \lambda, \omega) = 2.3 \log(2.25u^*) + E_1\left(\frac{\lambda u^*}{\omega(1-\omega)}\right) - E_1\left(-\frac{\lambda u^*}{(1-\omega)}\right) \quad (7.9)$$

Esta ecuación es válida para valores de u^* más grandes que 100, en analogía con la aproximación de Cooper y Jacob (1946) a la solución de Theis. El es una variable dependiente de λ , u , ω , para más detalle ver Bourdet y Gringarten (1980).

Una gráfica semilogarítmica de la función $F(u^*, \lambda, \omega)$ contra u^* (para valores constantes de λ y ω) revelará dos líneas rectas paralelas conectadas por una curva transicional. Consecuentemente, la gráfica correspondiente de s vs t , teóricamente mostrará la misma configuración.

Para tiempos iniciales de bombeo, las ecuaciones 7.1 a 7.9 conducen a:

$$s = \frac{2.3Q}{4\pi T_f} \log \frac{2.25T_f t}{S_f r^2} \quad (7.10)$$

Mientras que para tiempos finales de bombeo, la ecuación 7.1 a 7.9 conduce a:

$$s = \frac{2.3Q}{4\pi T_f} \log \frac{2.25T_f t}{(S_f + \beta S_m) r^2} \quad (7.11)$$

El método de Kazemi et al.(1969) está fundamentado en la ocurrencia de dos líneas rectas paralelas en la gráfica semilogarítmica de s vs t ; y puede ser aplicado si, en adición a las suposiciones del método de Bourdet y Gringarten, se satisface que $u^* > 100$.

7.3.2 Procedimiento

- Hacer una gráfica en papel semilogarítmico con los datos de s contra t (t en escala logarítmica)
- Trazar la línea recta que mejor se ajuste a. los puntos de la gráfica para tiempos iniciales de bombeo
- Trazar otra línea recta que mejor se ajuste a los puntos de la gráfica para los tiempos finales de bombeo
- Determinar la pendiente de las dos líneas rectas (diferencia de abatimiento Δs por ciclo logarítmico de t)
- Substituir los valores de Δs y Q en $T_f = 2.3Q/4\pi\Delta s$, y calcular T_f
- Extender la línea recta de los tiempos iniciales de bombeo hasta interceptar el eje M tiempo donde $s=0$, y determinar t_1
- Substituir los valores de T_f , t_1 , y r en $S_f = 2.25 T_f t_1/r^2$, y calcular S_f
- Extender la línea recta de los tiempos finales de bombeo hasta interceptar el eje del tiempo donde $s=0$, y anotar t_2
- Substituir los valores de T_f , t_2 , r y β en $S_f + \beta S_m = 2.25 T_f t_2/r^2$, y calcular $S_f + S_m$
- Calcular los valores separados de S_f y S_m

7.3.3 Observaciones

Solamente cuando se presenta una línea recta en los tiempos finales de bombeo, se pueden obtener valores de T_f y S_f+S_m , Los valores de S_f y S_m , se obtienen aplicando el siguiente procedimiento adicional.

7.3.3.1 Procedimiento

- Determinar el centro del periodo transicional de abatimiento constante y obtener el valor de $As/2$
- Calcular el valor de ω usando $\omega = 10^{-\Delta sv/\Delta s}$ (Δsv = desplazamiento vertical de las dos líneas rectas)
- Substituir los valores de ω y β en la ecuación 8.4, determinar el valor de S_m , si S_f es conocido, o viceversa.

7.4 MÉTODO WARREN-ROOT (POZO DE BOMBEO)

7.4.1 Generalidades

Como el método de Kazemi et al. (1969) para pozos de observación es una extensión del método de Warren y Root (1963), se pueden emplear las ecuaciones 7.7 a 7.11 para analizar los abatimientos en un pozo de bombeo, si se reemplaza la distancia del pozo de observación al pozo de bombeo, por el radio efectivo del pozo de bombeo (r_w).

Siguiendo el procedimiento 7.3.1, con ambas líneas rectas en la gráfica semilogarítmica t vs s_w , se determinan T_f , S_f y S_m . Se considera que no hay pérdidas de pozo y que los efectos de almacenamiento de pozo son despreciables.

De acuerdo con Mavor y Cinco Ley (1979), los efectos de almacenamiento de pozo son despreciables cuando:

$$u^* > C'(60 + 3.5x \text{ (pérdida de carga)}) \quad (7.12)$$

para tiempos iniciales de bombeo

$$C' = \frac{C}{2\pi S_f r_w^2}$$

donde:

C = constante de almacenamiento de pozo igual a la relación del cambio de volumen de agua en el pozo al correspondiente abatimiento (m^2)

C' = constante específica de almacenamiento de pozo para tiempos iniciales de bombeo, adimensional

Cuando los efectos de almacenamiento en el pozo no son despreciables, la condición limitante para aplicar la ecuación 7.10 es:

$$C'(60 + 3.5 \times (\text{sumidero})) < u^* < \frac{\omega(1-\omega)}{3.6\lambda} \quad (7.13)$$

De esta manera para tiempos iniciales de bombeo, la línea recta puede reflejar los efectos del almacenamiento en el pozo y en las fracturas intersectadas por él. Pero, con el procedimiento 7.3.3, se puede hacer un análisis más completo.

7.4.2 Observaciones

Cuando los efectos de las pérdidas de pozo no influyen los cálculos de T_f y ω , y si las pérdidas lineares de pozo no son despreciables, la ecuación 7.8 se transforma en:

$$s_w = \frac{2.3Q}{4\pi T_f} \log \frac{1.26}{\lambda e^{-2(\text{sumidero})}} \quad (7.14)$$

De los abatimientos constantes s_w y el valor calculado de T_f , el valor de $\lambda e^{-2(\text{sumidero})}$ puede ser estimado. Si las pérdidas de pozo son conocidas o despreciable, el valor de λ puede ser obtenido.

Ejemplo

Para este ejemplo, se usan datos de tiempos y abatimiento de la prueba de bombeo realizada en el pozo 381-ZA localizado en el Valle de San Luis Potosí (Carrillo-Rivera, 1992). El pozo ($r_w = 0.155$ m; profundidad total = 150 m) extrae el agua de una secuencia de rocas volcánicas latíticas fracturadas conocidas como Latita Portezuelo, roca que en la localidad norte del valle muestra características de fracturamiento y de bloques con matriz porosa, que se encuentran a partir de los 120 m de profundidad. Esta secuencia está cubierta por un paquete de arcillas lacustres de 50 m de espesor, las cuales están cubiertas por gravas, arenas y limos fluviales.

El pozo fue bombeado a una descarga constante de 8.3 l/s por un tiempo de 1.25 horas. El nivel estático se encontró a una profundidad de 76 m y el nivel dinámico a 79.2 m. En la Tabla 7.1 se presentan los datos de tiempo de bombeo y abatimiento medidos en el pozo.

Tabla 7.1. Datos de abatimiento de la prueba de bombeo en el POZO 381-ZA (Carrillo-Rivera, 1992).

Tiempo (min)	Abatimiento (m)	Tiempo (min)	Abatimiento (m)
0.25	1.3	9.0	2.3
0.5	1.9	12.0	2.4
0.75	1.95	15.0	2.5
1.0	2.05	30.0	2.7
2.0	2.1	45.0	3.0
3.0	2.12	60.0	3.1
4.0	2.15	75.0	3.2
6.0	2.2		

Los datos de los niveles estático y dinámico indican que el acuífero fracturado es confinado. La gráfica semilogarítmica de abatimientos (Figura 7.1), revela claramente la doble porosidad del acuífero, debido a que muestra los segmentos de tiempo característicos (inicial, intermedio y final) de la respuesta de un medio de doble porosidad. Para analizar los abatimientos en este pozo, se sigue el procedimiento 7.3.3. De la figura 7.1, se determina la pendiente de la última línea recta, la cual es $\Delta s=0.9$ m. Entonces, la transmisividad de las fracturas T_f se calcula de:

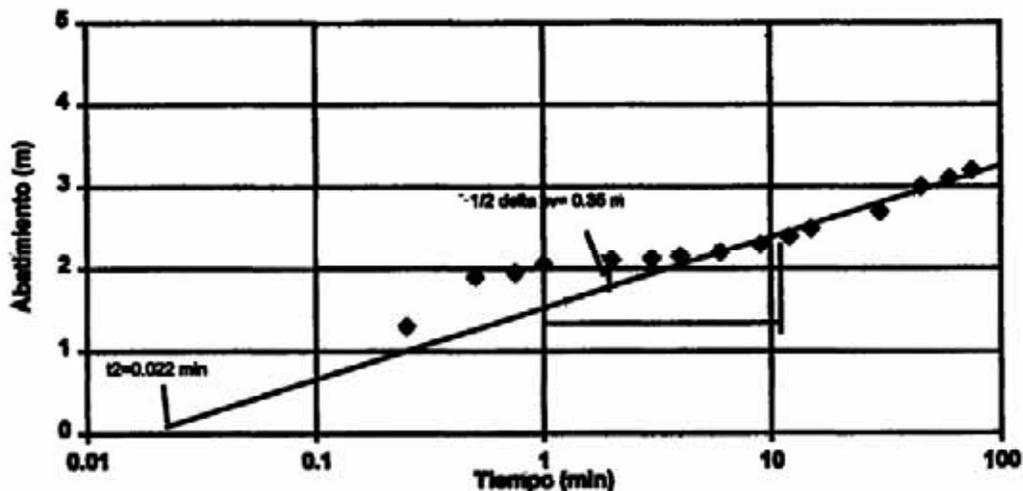


Figura 7.1. Análisis de la prueba de bombeo en el pozo 831-ZA con el método de Warren y Root (adaptada de Carrillo-Rivera, 1992)

$$T_f = \frac{2.3Q}{4\pi\Delta s} = \frac{2.3 \times 0.0083}{4 \times 3.1416 \times 0.9} = 1.7 \times 10^{-3} \text{ m}^2 / \text{s}$$

Prolongando la línea recta hasta interceptar el eje del tiempo donde $s=0$, se tiene

$t_2=2.2 \times 10^{-2}$ min (=1.3 s). El almacenamiento conjunto es calculado de:

$$S_f + S_m = \frac{2.25 T_f t_2}{r_w^2} = \frac{2.25 \times 1.7 \times 10^{-3} \times 1.3}{(0.155)^2} = 0.2$$

La gráfica semilogarítmica de tiempo vs abatimiento muestra que el centro del período de transición se encuentra a $t=2$ min, por lo cual $1/2 \Delta s_v = 0.35$ m. Substituyendo apropiadamente estos valores en la siguiente ecuación se obtiene:

$$\omega = 10^{-\Delta s_v / \Delta s} = 10^{-2 \times 0.35 / 0.9} = 0.167$$

Consecuentemente, de la ecuación $S_f = \omega(S_f + S_m)$ se deriva que:

$$S_f = 0.167(0.2) = 0.033$$

Y

$$S_m = 0.2 - 0.033 = 0.167$$

Este valor alto de S , indica las características de los bloques de la matriz piroclástica.

Para verificar la condición $u^* > 100$, establecida en el método de Warren y Root (1963), se substituyen adecuadamente los valores en la ecuación No 7.2:

$$t) \frac{100(S_f + S_m)r_w^2}{T_f} = \frac{100 \times 0.2 \times (0.155)^2}{1.7 \times 10^{-3}} = 283 \text{ s}$$

De aquí está condición es cumplida.

Para verificar la condición establecida en la ecuación $-u^* > \frac{1-\omega}{1.3\lambda} \geq 100$, se necesita el valor de λ . El abatimiento casi constante durante el segmento de tiempo intermedio es considerado igual a 2.1 m, del empleo previo de la ecuación 7.8, se obtiene:

$$\lambda = \frac{1.26}{10^{(4 \times 3.1416 \times 0.0017 \times 2.1) / (2.3 \times 0.0083)}} = 5.6 \times 10^{-3}$$

Substituyendo los valores anteriores en u^* , se obtiene:

$$t) \frac{(1-\omega)(S_f + S_m)r_w^2}{1.3\lambda T_f} = \frac{(1-0.167)(0.2)(0.155)^2}{1.3 \times 5.6 \times 10^{-3} \times 1.7 \times 10^{-3}} = 323 \text{ s}$$

La condición para la relación de la segunda línea recta es también satisfecha.

7.5 ANÁLISIS DE PRUEBAS DE BOMBEO CON UN MODELO NUMÉRICO DE DOS ACUÍFEROS Y DOS ACUITARDOS

7.5.1 Generalidades

Los métodos de curvas tipo y de línea recta descritos ampliamente en capítulos anteriores de este manual, tanto para acuíferos confinados, semiconfinados y libres, consideran que los acuíferos probados han sido penetrados totalmente por pozos que tienen un diámetro pequeño que no producen efectos de almacenamiento. Asimismo, se incluye que el acuífero es de distribución infinita, que significa que no existen barreras ni de recarga ni impermeables que puedan ser intersectadas por el cono de influencia del bombeo.

Por supuesto, se considera como parte de la solución que, el medio es homogéneo e isótropo y que la prueba realizada se inicia de un nivel cero de bombeo (en condiciones estáticas) y que el caudal extraído es constante durante el tiempo de bombeo.

En dichas soluciones se establece también, que el flujo hacia el pozo es horizontal. Estos últimos dos aspectos implican que las componentes verticales de flujo no se consideran excepto cuando se tiene aporte de una capa semiconfinante.

Muchos de los conceptos que afectan significativamente la respuesta de un acuífero sujeto a bombeo por un pozo no han sido incluidas en las soluciones analíticas clásicas (curvas tipo). Sin embargo, cuando éste es el caso, los métodos numéricos se usan para representar el comportamiento particular de un acuífero o, incluso, un sistema acuífero.

Los factores que se incluyen en el modelo numérico son de particular importancia, en especial cuando se consideran las condiciones de campo en las cuales la mayoría de las pruebas se realizan; éstos son:

- radio finito del pozo
- el agua almacenada en el pozo
- variaciones en el caudal de extracción
- recuperación (extracción cero)
- barreras externas impermeables y de carga constante (recarga)
- variación del espesor saturado
- conductividad hidráulica que varía horizontalmente
- conductividad hidráulica que varía con la profundidad
- coeficiente de almacenamiento que varía horizontalmente
- coeficiente de almacenamiento que varía con la profundidad
- condiciones semiconfinadas recarga intermitente respuesta de drenado retardado
- pérdidas no lineales de pozo
- aporte de zonas fracturadas

- penetración parcial
- cambio de condiciones confinadas a libres

Los modelos numéricos desarrollado por Rushton y Redshaw (1979) y por Rathod y Rushton (1984), resuelven la siguiente ecuación diferencia; que describe el flujo radial de agua hacia un pozo, incluyendo componentes verticales de flujo (Jones y Rushton, 1981):

$$\frac{\partial}{\partial r} \left(bK_r \frac{\partial s}{\partial r} \right) + \frac{b}{r} \left(K_z \frac{\partial s}{\partial r} \right) + bK_z \frac{\partial^2 s}{\partial z^2} = S \frac{\partial s}{\partial t} \quad (7.15)$$

donde

r = ordenada radial (m)

z = ordenada vertical (m)

b = espesor saturado (m)

K_r, K_z = **conductividad hidráulica radial y vertical (m/s)**

s = abatimiento (m)

S = coeficiente de almacenamiento

La discretización del campo de flujo radial hacia un pozo se realiza por medio de una malla radial, cuyos intervalos se incrementan logarímicamente desde el centro del pozo de bombeo hasta la frontera lateral. Los abatimientos son calculados en cada malla en la superficie freática (s_T) y a una distancia de 0.25 del espesor saturado (s_b), arriba de la base del acuífero. Los cálculos de los abatimientos son realizados a intervalos de tiempo $t+\Delta t$. La aproximación de la diferencia finita de la ecuación 5.1 permite escribir las siguientes expresiones para los abatimientos a los tiempos $t+\Delta t$, los cuales dependen de los valores previos del abatimiento al tiempo t .

$$\left(\frac{s_{t_{n+1}} - s_{t_n}}{HU_n} + \frac{s_{t_{n-1}} - s_{t_n}}{HU_{n-1}} + \frac{s_{b_n} - s_{t_n}}{V_n} \right)_{1+\Delta t} = \frac{s_{r_n t+\Delta t} - s_{t_{n+1}}}{T_n} + qr_n^2 \quad (7.16)$$

donde

r = ordenada radial (m)

t = tiempo (días)

Δt = intervalo de tiempo en el cual ocurre el abatimiento (días)

q = recarga por unidad de área ($\text{m}^3/\text{día}$)

S_{n-1}, S_n, S_{n+1} = abatimiento en los nodos $n, n-1, n+1$

$H_{u_n} = HL_n$ resistencia hidráulica radial en el nodo n

V_n = resistencia hidráulica vertical en el nodo n

T_n = relación tiempo/coeficiente de almacenamiento en el nodo n

S_b = abatimiento (residual) antes del inicio de la prueba

El método de diferencias finitas conlleva a una serie de ecuaciones simultáneas, que son resueltas por matrices. En la ecuación 7.16, q es la recarga por unidad de área. Otros términos incluidos en estas ecuaciones están considerados como equivalentes a resistencia hidráulica de la siguiente forma:

$$HU_n = HL_n = \frac{2\Delta a^2}{bK_r}; a = \log r \quad (7.17)$$

$$V_n = \frac{0.4875b}{K_z r_n^2}; T_n = \frac{\Delta t}{Sr^2} \quad (7.18)$$

donde:

a = incremento logarítmico radial (m)

b = espesor saturado (m)

S = coeficiente de almacenamiento

Existe un gran número de condiciones hidrogeológicas que pueden afectar la dinámica del flujo del agua cuando un pozo es bombeado, entre otras, destacan sus componentes verticales (de flujo) en la vecindad del pozo. Esta componente se establece en la figura 7.2, donde se marcan cuatro casos. En el caso (a) se indica un acuífero confinado, el cual se explota mediante un pozo que sólo tiene tubería ranurada en su parte inferior. Para el caso (b), el pozo está en un acuífero libre con tubería ranurada en la parte inferior, las componentes verticales son resultado del agua de respuesta del drenado retardado como del agua que se desprende del almacenamiento del nivel superior de saturación.

La figura 7.2 (c) muestra un acuífero libre interconectado con un acuífero semiconfinado inferior a través de una capa semiconfinante de baja conductividad hidráulica vertical, en donde el bombeo sólo se dirige al acuífero inferior; aquí los patrones de flujo son complejos, tanto para las componentes verticales como para las horizontales en ambos acuíferos. El flujo es vertical a través de la capa de baja

conductividad hidráulica. En el ejemplo (d) se presenta un sistema de dos acuíferos intercomunicados por capas semiconfinante (acuitardos), en donde el pozo capta agua de cada uno de ellos, existe, además, una entrada adicional de agua de la superficie freática hacia el acuífero superior a través de la capa (semi) confinante. Cada uno de estos ejemplos muestra la importancia de las componentes horizontales y verticales de flujo, las que hay que considerar en todos aquellos casos donde las condiciones geológicas e hidráulicas así lo indiquen.

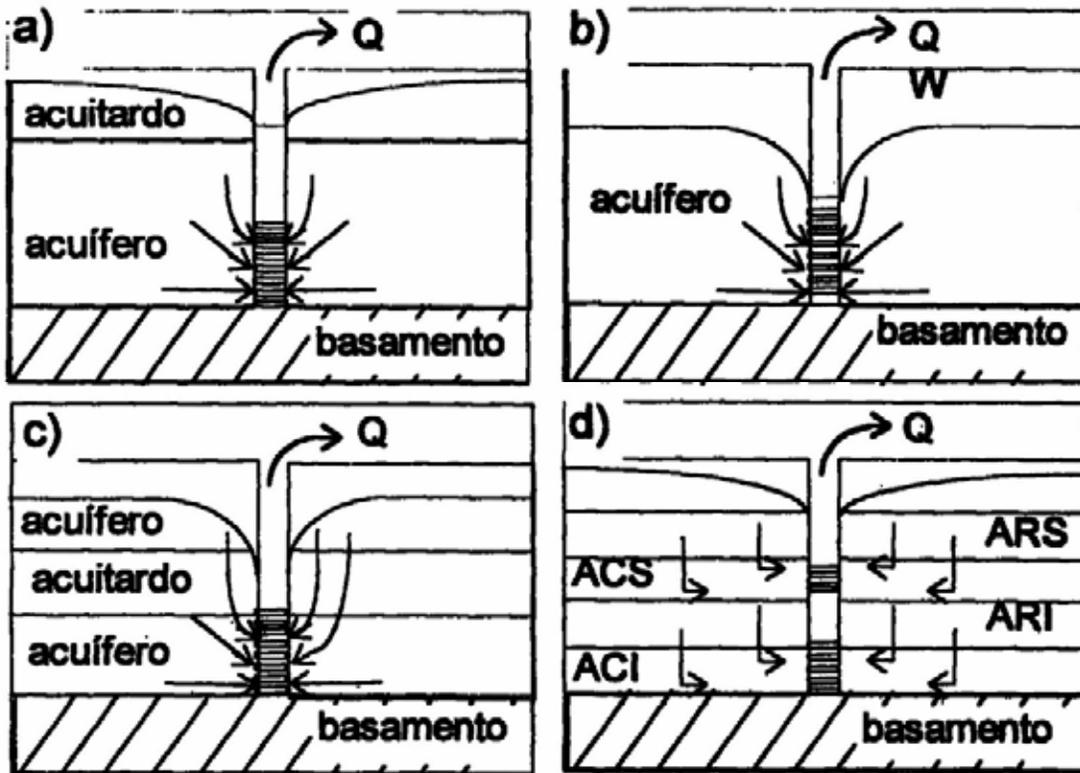


Figura 7.2. Casos de aplicación del modelo de flujo radial

8.5.2 Parámetros del modelo

Los cuatro ejemplos arriba indicados incluyen acuíferos tanto libres, semiconfinados, confinados y multicapa. En general el modelo consiste de cuatro zonas o capas horizontales. Cada una de ellas es designada de la manera siguiente:

arcilla superior = ARS
 acuífero superior = ACS
 arcilla intermedia = ARI
 acuífero inferior = ACI

Todas las distancias o espesores entre las diferentes capas se representan verticalmente desde el nivel estático hacia abajo y se definen de la manera siguiente:

techo de la arcilla superior = TARS

techo del acuífero superior =	ARSTACS
base del acuífero superior =	BACS
techo del acuífero inferior =	TACI
profundidad a roca basal =	BIMP

El modelo discretiza los dominios de espacio y tiempo para realizar sus cálculos. La dimensión radial es dividida por una malla que se incrementa logarítmicamente, desde el radio del pozo hacia la barrera exterior. La malla para cada zona permeable termina en el límite exterior, de recarga o impermeable. Por tanto, cuerpos de agua (río o lago) pueden ser apropiadamente representados, así como cuando se tenga algún límite físico del acuífero, incluyendo una reducción en la conductividad hidráulica, que implique que existe un movimiento despreciable de agua subterránea. Este último límite de no-flujo, puede corresponder a una zona entre dos pozos que están sujetos a bombeo o una divisoria de agua subterránea. Por otra parte, las barreras podrán ser diferentes para el acuífero superior y el inferior. La zona de carga constante puede ser artificialmente representada por medio de un coeficiente de almacenamiento lo suficientemente grande.

Es importante definir las condiciones para el pozo y en la vecindad del mismo. El pozo puede extraer agua tanto del acuífero superior o del inferior o de ambos. Cuando el agua es obtenida de los dos acuíferos, el abatimiento en el pozo es el mismo en cada zona acuífera con una transferencia libre vertical de carga hidráulica dentro de él. Los abatimientos están definidos, uno en la superficie potenciométrica y el otro a una distancia de 0.25 m arriba de la base de cada acuífero. En la vecindad del pozo y en el interior del mismo, hay a menudo una pérdida de carga hidráulica de la superficie potenciométrica que se denomina pérdida de pozo. Esta es, realmente, consecuencia de cambios en la conductividad hidráulica debidos a las actividades de perforación y construcción del pozo. Las pérdidas de pozo están representadas en el modelo por un cambio en la conductividad hidráulica en las celdas cercanas del mismo.

Cada acuífero será caracterizado con valores de los parámetros hidráulicos correspondientes, dichos valores pueden variar en forma radial desde el pozo. Las variables necesarias son el espesor, conductividad hidráulica vertical y horizontal, coeficiente de almacenamiento en condiciones de confinamiento y libre. Las capas semipermeable (acuitardos) necesitan únicamente los valores de su conductividad hidráulica vertical, pues debido a su naturaleza el flujo a través de éstas capas es preferentemente vertical. Esto implica que las conductividades hidráulicas verticales de estos acuitardos deberán ser, cuando menos, dos órdenes de magnitud más pequeñas que las conductividades hidráulicas horizontales de los acuíferos.

El coeficiente de almacenamiento de las capas confinantes no está representado directamente, pues para la mayor parte de los problemas de agua subterránea y la duración (varios días) de las pruebas de bombeo convencionales, el efecto de su almacenamiento puede ser despreciado.

Es importante hacer notar que cuando existan condiciones geológicas especiales, por ejemplo cuando esté presente un acuitardo, se debe considerar el valor real del coeficiente de almacenamiento de dicha capa, de lo contrario se pueden obtener resultados erróneos graves con la modelación numérica de la prueba de bombeo.

Las condiciones hidráulicas en el acuífero superior son automáticamente consideradas por el modelo, en especial cuando éstas cambian de confinadas a libres. Esto es, cuando el abatimiento producto de bombeo es por debajo de la capa confinante. En el caso de condiciones libres se incorpora el índice de rendimiento retardado (alfa) en forma de un coeficiente de almacenamiento efectivo, el cual es igual al coeficiente de almacenamiento confinado al comenzar la prueba, valor que se incrementa hasta la porosidad efectiva (S_y rendimiento específico) en tiempos largos. A este valor se adiciona una recarga efectiva que representa el drenaje retardado.

En consecuencia, la información que se incluirá en el modelo es tanto la porosidad efectiva como el coeficiente de almacenamiento, valores que pueden ser diferentes en forma radial al pozo. Es posible incluir la recarga a un acuífero libre en el modelo.

Este modelo puede ser usado para representar tanto acuíferos confinados como libres y/o semiconfinados, así como la presencia de cualquier combinación de ellos; también permite considerar el caso de la penetración parcial de un acuífero y simular el bombeo de un pozo el cual sólo recibe agua de la parte superior o inferior.

Uno de los conceptos que es fundamental enfatizar es la naturaleza tridimensional del flujo del agua subterránea. Consecuentemente, la componente vertical de flujo en un acuífero y/o en las capas confinantes debe ser considerado. Inevitablemente, el flujo del agua en el pozo sujeto a bombeo incrementa la presencia de flujo vertical.

Considerando lo establecido anteriormente, cuando es necesario determinar la conductividad hidráulica de un medio fracturado se deberá conocer el espesor productor de la unidad geológica fracturada. Esto es, el modelo considera el espesor incluido como la sección acuífera productora real, por ejemplo, si un pozo atraviesa 100 m de una roca riolítica donde la sección fracturada se encuentra entre los 50 y los 65 m, éste será el espesor productor máximo a considerar.

Ejemplo

Como ejemplo para ilustrar la interpretación de pruebas de bombeo con el modelo numérico de flujo de agua radial hacia un pozo, específicamente en un medio fracturado de doble porosidad, emplearemos los datos de tiempo de bombeo y abatimiento (Tabla 7.1) de la prueba de bombeo realizada en el pozo 381-ZA en el Valle de San Luis Potosí

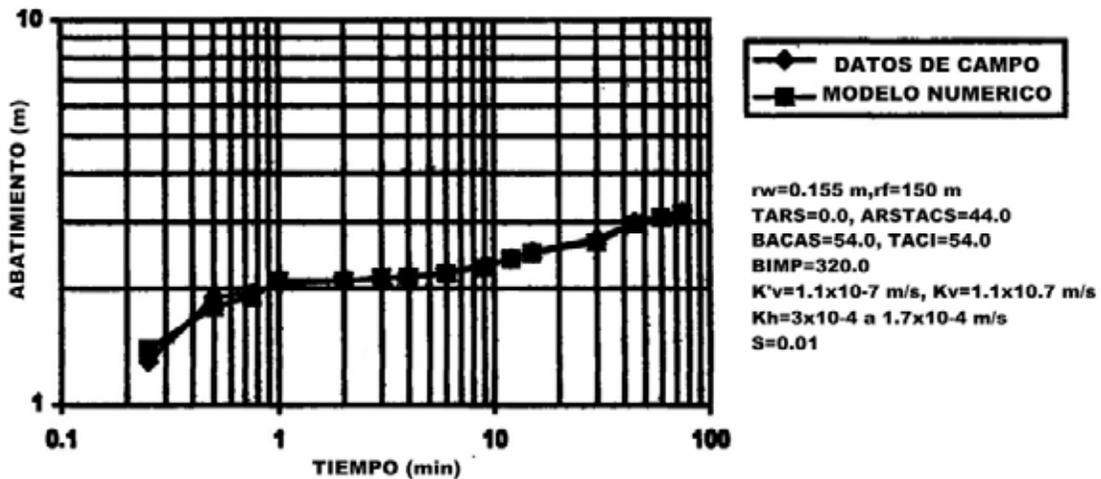


Figura 7.3. Resultados de la simulación numérica de la prueba de bombeo en el pozo 381-ZA (Adaptada de Carrillo-Rivera, 1992).

(Carrillo-Rivera.1992). Los abatimientos observados en comparación con los abatimientos obtenidos con el modelo se muestran en la figura 7.3. En esta misma figura se presentan los valores de las características hidráulicas resultantes de la simulación numérica y los parámetros aplicados al modelo. La prueba de bombeo se modeló con pozo de bombeo parcialmente penetrante en la secuencia fracturada de la Latita Portezuelo, es decir, se consideraron dos capas acuíferas en esta secuencia volcánica con extracción concentrada en la capa superior.

El espesor del estrato confinante arcilloso superior fue de 44 m y el espesor efectivo de aporte en la capa acuífera superior fracturada (b) de 10 m. Esto último de acuerdo a los registros de perforación y geofísicos del mismo pozo. Se consideró una conductividad hidráulica vertical (K'_v) de 1.15×10^{-7} m/s para el confinante superior y para el acuífero subyacente, la conductividad hidráulica horizontal (K_h) varió entre 3×10^{-4} m/s y 1.7×10^{-4} m/s con disminución en sentido radial a partir del pozo de bombeo. Los abatimientos del modelo se ajustaron a los observados con un coeficiente de almacenamiento igual a 0.001 en la capa acuífera superior.

Como puede observarse, otra ventaja de evaluar las pruebas de bombeo con este tipo de modelo numérico de flujo radial es la de poder obtener el coeficiente de almacenamiento con datos de abatimiento medidos en el pozo de bombeo.

Si se toma en cuenta una $K_h = 3 \times 10^{-4}$ m/s y un espesor efectivo de aporte, $b = 10$ m, se obtiene una "transmisividad" de 3.0×10^{-3} m²/s para la parte interceptada (productora) de la Latita Portezuelo. Este valor es casi el doble del valor de la "transmisividad" de las fracturas (T_i) obtenida con la interpretación de esta misma prueba de bombeo con el método de la línea recta de Warren y Root (1963). Lo anterior pone de manifiesto la limitante de aplicar métodos analíticos (gráficos) para interpretar pruebas de bombeo en rocas fracturadas cuando se desconoce el espesor efectivo de aporte. Esta restricción también se aplica a pruebas de bombeo

en medios granulares donde el espesor acuífero atravesado por el pozo no es un intervalo productor en su totalidad. Esto implica que entre más grande sea el espesor de la unidad acuífera probada, la conductividad hidráulica real tendrá valores mayores a los que se estimen de un trato directo de $T=KD$.

BIBLIOGRAFÍA

American Water Works Association, 1984, GROUNDWATER, AWWA, New York, U.S.A.

Barenblatt, G.E., P. Zheltov and I.N. Kochina, 1966. BASIC CONCEPTS IN THE THEORY OF SEEPAGE OF HOMOGENEOUS LIQUIDS IN FISSURED ROCKS. Journal of Applied Mathematics and Mechanics, 24(5), pp. 1286-1303.

Benítez, A., 1970, CAPTACIONES DE AGUAS SUBTERRÁNEAS, Editorial Dossat, S.A., Madrid, España.

Bourdet, D. and A.C. Gringarten, 1980. DETERMINATION OF FISSURE VOLUME AND BLOCK SIZE IN FRACTURED RESERVOIRS BY TYPE-CURVE ANALYSIS. Paper SPE 9293 presented at the 1980 SPE Annual Fall Techn.Conf and Exhib., Dallas. U.S.A.

Boulton, N.S., 1963. ANALYSIS OF DATA FROM NON-EQUILIBRIUM PUMPING TEST ALLOWING FOR DELAYED YIELD FROM STORAGE. Proc.Inst.Civil Engrs., 26, pp. 469-482.

Boulton, N.S. and T.D. Streftsova, 1976. THE DRAWDOWN NEAR AN ABSTRACTION OF LARGE DIAMETER UNDER NON-STEADY CONDITION IN AN UNCONFINED AQUIFER. J. Hydrol., 30, pp. 29-46

Carrillo-Rivera J.J., 1992. THE HYDROGEOLOGY OF THE SAN LUIS POTOSI AREA, MEXICO. Tesis doctoral, Universidad de Londres, Gran Bretaña, 198pp

Castany, G., 1973. TRATADO PRÁCTICO DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS, Ediciones Omega, S.A., Barcelona, España.

Chow, V.T., 1952. ON THE DETERMINATION OF TRANSMISSIVITY AND STORAGE COEFFICIENTS FROM PUMPING TEST DATA. Am. Geophys. Union Trans. 33, pp. 397-404.

Comisión Nacional de Agua, 1994. MANUAL DE DISEÑO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO, México, D.F.

Libro 111, 2.1 Rehabilitación de Pozos.

Libro 111, 3.1 Selección e Instalación de Equipos de Macromedición. Libro V, 3.1 Perforación de Pozos.

Copper, H.H. and C.E. Jacob, 1946. A GENERALIZED GRAPHICAL METHOD FOR EVALUATING FORMATION CONSTANTS AND SUMMARIZING WELL- FIELD HISTORY. Am. Geophys. Union Trans. Vol. 27. pp. 526-534.

Custodio, E. y Llamas, M.R., 1983. HIDROLOGIA SUBTERRÁNEA, Ediciones Omega, S.A., Barcelona, España.

Dawson, K.J. and J.D. Istok, 1991. AQUIFER TESTING DESIGN AND ANALYSIS OF PUMPING AND SLUG TEST, Lewis Publishers, Michigan, U.S.A.

De Glee, G.J., 1930. OVER GROLINDWATERSTROMINGEN BIJ WATERONTTREKKING DOOR MIDDEL VAN PUTTEN. Thesis. J. Waltman, Deift (The Netherlands), 175 pp.

De Glee, G.J., 1951. BAREKENINGSMETHODEN VOOR DE WINNING VAN GROUNDWATER. In: Drinkwatervoorziening, 3e Vacantiecursus: 38-80 Moorman's periodieke pers, The Hague.

Driscoll, F.G., 1989. GROUNDWATER AND WELLS, Jhonson Division, St. Paul, Minnesota, U.S.A.

Eskenazi, E., 1989. ELÉMENTS D'HYDROLOGIE, Universite de Liege, Faculte des Sciences Appliquees e Institut du Genie Civil, Liege, Bélgica.

Freeze, R.A. and Cherry, J.A., 1979. GROUNDWATER, Prentice-Hall, International Inc. London, 603 pp.

Hantush, M.S. and C.E. Jacob, 1955. NON-STEADY RADIALFLOW IN AN INFINITE LEAKY A.QUIFER. Trans. Amer. Geophys. Union Vol. 36, pp. 95-100.

Hantush M.S., 1956. ANALYSIS OF DATA FROM PUMPING TEST IN LEAKY AQUIFER. Trans. amer. Geophys. Union, Vol. 37, pp. 702-714.

Hantush M.S., 1960. MODIFICATION OF THE THEORY OF LEAKY AQUIFERS. J. Geophys. Res. Vol. 65, pp. 3713-3725.

Jacob,, C.E., 1944. NOTES ON DETERMINING PERMEABILITY BY PUMPING TEST UNDER WATERTABLE CONDITION. U. S. Geol. Surv. open. file rept.

Jhonson Division, 1975, EL AGUA SUBTERRÁNEA Y LOS POZOS, Jhonson Division, UOP INC., St. Paul, Minesota, U.S.A.

Jones, G.P. and Rusthon, K.R., 1981. PUMPING TEST ANALYSIS, In Case-Studies in Groundwater Resources Evaluation, ed. by Lloyd, J.W. Clarendon Press, Oxford, G.B., pp. 65-86.

Kazerni, H., M.S. Seth, and G.W. Thomas, 1969. THE INTERPRETATION OF INTERFERENCE TEST IN NATURALLY FRACTURED RESERVOIRS WITH UNIFORM FRACTURE DISTRIBUTION. Soc. of Petrol. Engrs J., pp. 463-472.

King, H. W., Wisler, C.O, y Woodbum, J. G., 1982, HIDRÁULICA, Editorial Trillas, S.A. de C.V., México, D. F.

Klimetov, P.P. y Kononov, V.M., 1990. METODOLOGIA DE LAS INVESTIGACIONES HIDROGEOLOGÍCAS, Editorial MIR, Moscú, URSS.

Kruseman, G.P. and N.A. De Ridder, 1994, ANALYSIS AND EVALUATION OF PUMPING TEST DATA, Second Edition. International Institute for Land Reclamation and Improvement, Wageningen, The Netherlands.

Lisley, Kohler y Paulus, 1985, HIDROLOGIA PARA INGENIEROS, Mc Graw Hill, México, D.F.

Lohoman, S.W., 1977, HIDRÁULICA SUBTERRÁNEA, Editorial Ariel, Barcelona, España.

Meilhac, A., 1991. INTERPRETATION ET DISCUSSION DES POMPAGES D'ESSAI, Bulletin 11F, ILRI-París, Francia.

Mijailov, L., 1990, HIDROGEOLOGÍA. Editorial MIR, Moscú, URSS.

Mavor, M.J. and H. Cinco Ley, 1979. TRANSIENT PRESURE BEHAVIOR OF NATURALLY FRACTURED RESERVOIRS. Paper SPE 7977 presented at the 1979 California SPE Regional Meeting, Ventura, California.

Neuman, S.P. and P.A. Witherspoorí, 1968. THEORY OF FLOW IN AQUICLUDES ADJACENT TO SLIGHTLY LEAKY AQUIFERS. Water Resources Res., Vol. 4, pp. 103-112.

Neuman, S.P. and P.A. Witherspoorí, 1972. FIELD DETERMINATION OF THE HYDRAULIC PROPERTIES OF LEAKY MULTIPLE AQUIFER SYSTEM. Water Resources Res., Vol. 8, pp. 1284-1298.

Neuman, S.P., 1975. ANALYSIS OF PUMPING TEST DATA FROM ANISOTROPIC UNCONFINED AQUIFERS CONSIDERING DELAYED GRAVITY RESPONSE. Water Resources Res., Vol. 11, pp. 329-342.

Papadopoulos, L.S. and H.H. Cooper Jr, 1967. DRAWDOWN IN A WELL OF LARGE DIAMETER. Water Resources Res., Vol. 3, pp. 241-244.

Pulido, J.L., 1978. HIDROGEOLOGÍA PRÁCTICA, Urmo, S. A. Ediciones Bilbao, España.

Rathod, K.S. and Rusthon, K.R., 1984- NUMERICAL METHOD OF PUMPING TEST ANALYSIS USING MICROCOMPUTERS, Groundwater Field Reports, Vol. 22, No. 5, pp. 601-608.

Rushton, K.R. and Redshw, S.C., 1979. SEEPAGE AND GROUNDWATER FLOW. John Wiley and Sons, Great Britaín, 339 pp.

Streitsova, T.D., 1974. DRAWDOWN IN COMPRESSIBLE UNCONFINED AQUIFER. J. Hydraul. Div., Proc. Amer. Soc. Civil Engrs., Vol. 100(HY1 I), pp. 1601-1616.

Thiem, G., 1906. HYDROLOGISCHE METHODEN. Gebhardt, Leipzig, 56 pp.

Theis, C.V., 1935. THE RELATION BETWEEN THE LOWERING OF THE PIEZOMETRIC SURFACE AND THE RATE AND DURATION OF DISCHARGE OF A WELL USING GROUNDWATER STORAGE. Trans. Amer. Geophys. Union, Vol. 16, pp. 519-524.

Universidad Autónoma de Chapingo, 1987 GEOHIDROLOGIA, Universidad Autónoma de Chapingo, Depto. de Irrigación, Chapingo, México.

Vázquez-Sánchez E., 1995. MODELO CONCEPTUAL HIDROGEOLÓGICO Y CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DEL ACUÍFERO EN EXPLOTACIÓN EN LA PARTE MERIDIONAL DE LA CUENCA DE MÉXICO. Tesis de Maestría en Aguas Subterráneas, Posgrado en Geofísica, UACPyP del CCH.

Villanueva, M.M. e Iglesias, L.A., 1984. POZOS Y ACUIFEROS, TÉCNICAS DE EVALUACIÓN MEDIANTE ENSAYOS DE BOMBEO, Instituto Geológico y Minero de España, Madrid, España.

Walton, W.C., 1962. SELECT ANALYTICAL METHODS FOR WEI-1- AND AQUIFER EVALUATION. Illinois State Water Survey Bufi., No. 49; 81 pp.

Warren, J.E. and P.J. Root, 1963. THE BEHAVIOR OF NATURALLY FRACTURED RESERVOIR. Soc. of Petrol. Engrs. J., Vol. 3, pp.245-255.

Witherspoon, P.A., J. Javandel, S.P. Neuman, and R.A. Freeze, 1967. INTERPRETATION OF AQUIFER GAS STORAGE CONDITION FROM WATER PUMPING TESTS. Amer. Gas. Assoc. New York, 273 pp.

ANEXO A

Tabla A. 1. VALORES DE LAS FUNCIONES W PARA ACUÍFEROS LIBRES SEGÚN NEUMAN (1975) (VALORES DE LA FUNCION $W(U_a, \beta)$)

$1/u_a \beta =$	0.0010	0.0040	0.0100	0.0300	0.0600	0.1000	0.2000	0.4000	0.6000	0.8000	1.0000	1.5000	2.0000	2.5000	3.0000	4.0000	5.0000	6.0000	7.0000
0.4	0.0248	0.0243	0.0241	0.0350	0.0230	0.0224	0.0214	0.0199	0.0188	0.0179	0.0170	0.0153	0.0138	0.0125	0.0113	0.00933	0.00772	0.00639	0.00530
0.8	0.1450	0.1420	0.1400	0.1360	0.1310	0.1270	0.1190	0.1080	0.0988	0.0915	0.0849	0.0713	0.0603	0.0511	0.0435	0.03170	0.02340	0.01740	0.01310
1.4	0.3580	0.3520	0.3450	0.3310	0.3180	0.3040	0.2790	0.2440	0.2170	0.1940	0.1750	0.1300	0.1070	0.0846	0.0678	0.04450	0.03020	0.02100	0.01510
2.4	0.6620	0.6480	0.6330	0.6010	0.5700	0.5400	0.4830	0.4030	0.3430	0.2960	0.2560	0.1820	0.1330	0.1010	0.0767	0.04760	0.03130	0.02140	0.01520
4.0	1.0200	0.9920	0.9630	0.9050	0.8490	0.7920	0.6880	0.5420	0.4380	0.3600	0.3000	0.1990	0.1400	0.1030	0.0779	0.04780		0.02150	
8.0	1.5700	1.5200	1.4600	1.3500	1.2300	1.1200	0.9180	0.6590	0.4970	0.3910	0.3170	0.2030	0.1410						
14.0	2.0500	1.9700	1.8800	1.7000	1.5100	1.3400	1.0300	0.6900	0.5070	0.3940									
24.0	2.5200	2.4100	2.2700	1.9900	1.7300	1.4700	1.0700	0.6960											
4.0	2.9700	2.8000	2.6100	2.2200	1.8500	1.5300	1.0800												
80.0	3.5600	3.3000	3.0000	2.4100	1.9200	1.5500													
140.0	4.0100	3.6500	3.2300	2.4800	1.9300														
240.0	4.4200	3.9300	3.3700	2.4900	1.9400														
400.0	4.7700	4.1200	3.4300	2.5000															
800.0	5.1600	4.2600	3.4600																
1.400.0	5.4000	4.2900	3.4600																
2.400.0	5.5400	4.3000																	
4.000.0	5.5900																		
8.000.0	5.6200																		
14.000.0	5.6200	4.3000	3.4600	2.5000	1.9400	1.5500	1.0800	0.6960	0.0507	0.3940	0.3170	0.2030	0.1410	0.1030	0.0779	0.04780	0.03130	0.02150	0.01520

Tabla A. 2. Valores de la función $w=(U_B\beta)$.

1/ $U_B \beta=$	0.0010	0.0040	0.0100	0.0300	0.0600	0.1000	0.2000	0.4000	0.6000	0.8000	1.0000	1.5000	2.0000	2.5000	3.0000	4.0000	5.0000	8.0000	7.0000
0.0004	5.6200	4.3000	3.4600	2.5000	1.9400	1.5600	1.0900	0.6970	0.5080	0.3950	0.3180	0.2040	0.1420	0.1030	0.0780	0.0479	0.0314	0.0215	0.0153
0.0008															0.0781	0.0480	0.0315	0.0218	0.0153
0.0014														0.1030	0.0783	0.0481	0.0318	0.0217	0.0154
0.0024														0.1040	0.0785	0.0484	0.0318	0.0219	0.0156
0.0040								0.6970	0.5080	0.3950	0.3180	0.2040	0.1420	0.1040	0.0789	0.0487	0.0321	0.0221	0.0158
0.0080								0.6970	0.5090	0.3960	0.3190	0.2050	0.1430	0.1050	0.0799	0.0496	0.0329	0.0228	0.0164
0.0140								0.6980	0.5100	0.3970	0.3210	0.2070	0.1450	0.1070	0.0814	0.0509	0.0341	0.0239	0.0173
0.0240								0.7000	0.5120	0.3990	0.3230	0.2090	0.1470	0.1090	0.0838	0.0532	0.0361	0.0257	0.0189
0.0400								0.7030	0.5516	0.4030	0.3270	0.2130	0.1520	0.1130	0.0879	0.0568	0.0393	0.0286	0.0215
0.0800						1.5600	1.0900	0.7100	0.5240	0.4120	0.3370	0.2240	0.1620	0.1240	0.0980	0.0681	0.0478	0.0362	0.0284
0.1400					1.9400	1.5600	1.1000	0.7200	0.5370	0.4250	0.3500	0.2390	0.1780	0.1390	0.1130	0.0806	0.0612	0.0486	0.0398
0.2400				2.5000	1.9500	1.5700	1.1100	0.7370	0.5570	0.4470	0.3740	0.2650	0.2050	0.1660	0.1400	0.1060	0.0853	0.0714	0.0614
0.4000				2.5100	1.9600	1.5800	1.1300	0.7630	0.5890	0.4830	0.4120	0.3070	0.2480	0.2100	0.1840	0.1490	0.1280	0.1130	0.1020
0.8000	5.6200	4.3000	3.4600	2.5200	1.9800	1.6100	1.1000	0.8290	0.6670	0.5710	0.5010	0.4100	0.3570	0.3230	0.2980	0.2660	0.2450	0.2310	0.2200
1.4000	5.6300	4.3100	3.4700	2.5400	2.0100	1.6600	1.2400	0.9220	0.7800	0.6970	0.6420	0.5620	0.5170	0.4890	0.4700	0.4450	0.4300	0.4190	0.4110
2.4000	5.6300	4.3100	3.4900	2.5700	2.0600	1.7300	1.3500	1.0700	0.9540	0.8890	0.8500	0.7920	0.7630	0.7450	0.7330	0.7180	0.7090	0.7030	0.6990
4.0000	5.6300	4.3200	3.5100	2.6200	2.1300	1.8300	1.5000	1.2900	1.2000	1.1600	1.1300	1.1000	1.0800	1.0700	1.0700	1.0600	1.0600	1.0500	1.0500
8.0000	5.6400	4.3500	3.5600	2.7300	2.3100	2.0700	1.8500	1.7200	1.6800	1.6600	1.6500	1.6400	1.6300	1.6300	1.6300	1.6300	1.6300	1.6300	1.6300
14.0000	5.6500	4.3800	3.6300	2.8800	2.5500	2.3700	2.2300	2.1700	2.1500	2.1500	2.1400	2.1400	2.1400	2.1400	2.1400	2.1400	2.1400	2.1400	2.1400
24.0000	5.6700	4.4400	3.7400	3.1100	2.8600	2.7500	2.6800	2.6600	2.6500	2.6500	2.6500	2.6500	2.6400	2.6400	2.6400	2.6400	2.6400	2.6400	2.6400
40.0000	5.7000	4.5200	3.9000	3.4000	3.2400	3.1800	3.1500	3.1400	3.1400	3.1400	3.1400	3.1400	3.1400	3.1400	3.1400	3.1400	3.1400	3.1400	3.1400
80.0000	5.7600	4.7100	4.2200	3.9200	3.8500	3.8300	3.8200	3.8200	3.8200	3.8200	3.8200	3.8200	3.8200	3.8200	3.8200	3.8200	3.8200	3.8200	3.8200
140.0000	5.8500	4.9400	4.5800	4.4000	4.3800	4.3800	4.3700	4.3700	4.3700	4.3700	4.3700	4.3700	4.3700	4.3700	4.3700	4.3700	4.3700	4.3700	4.3700
240.0000	5.9900	5.2300	5.0000	4.9200	4.9100	4.9100	4.9100	4.9100	4.9100	4.9100	4.9100	4.9100	4.9100	4.9100	4.9100	4.9100	4.9100	4.9100	4.9100
400.0000	6.1600	5.5900	5.4600	5.4200	5.4200	5.4200	5.4200	5.4200	5.4200	5.4200	5.4200	5.4200	5.4200	5.4200	5.4200	5.4200	5.4200	5.4200	5.4200

Tabla A. 3. Valores de las funciones $W(u_A, r/\beta)$ y $W(u_Y, r/\beta)$ para acuíferos libres con rendimiento diferido según Boulton.

r/B=	0.01	r/B=	0.1	r/B=	0.2	R/B=	0.316	r/B=	0.1	r/B=	0.1	r/B=	0.2	r/B=	0.316
1/ U _A	W (U _A r/B)	1/ U _A	W(U _A r/B)	1/ U _A	W(U _A r/B)	1/ U _A	W(U _A r/B)	1/ U _Y	W(U _Y r/B)	1/ U _Y	W(U _Y r/B)	1/ U _Y	W(U _Y r/B)	1/ U _Y	W(U _Y r/B)
1(1)	1.82	1 (1)	1.80	5(0)	1.19	1(0)	2.16(1)	4(2)	9.45	4(0)	4.86	4(-1)	3.51	4(-1)	2.66
1(2)	4.04	5(1)	3,24	1 (1)	1.75	2(0)	5.44(-1)	4(3)	9.54	4(1)	4.95	4(0)	3.54	4(0)	2.74
1(3)	6.31	1(2)	3.81	5(1)	2.95	5(0)	1.15	4(4)	1.02(1)	4(2)	5.64	2(1)	3.69	4(1)	3.38
5(3)	7.82	2(2)	4.30	1(2)	3.29	1 (1)	1.65	4(5)	1.23(1)	4(3)	7.72	4(1)	3.85	4(2)	5.42
1(4)	8.40	5(2)	4.71	5(2)	3.50	5(1)	2.50	4(6)	1.46(1)	4(4)	1.00(1)	1.5(2)	4.55	4(3)	7.72
1(5)	9.42	1(3)	4.83	1(3)	3.51	1(2)	2.62					4(2)	5.42		
1(6)	9.44	1(4)	4.85			1	2.65								
r/B=	0.04	r/B=	0.6	r/B=	0.8	r/B=	1	r/B=	0.04	r/B=	0.6,	r/B=	0.8	r/B=	1
1/ U _A	W (U _A r/B)	1/U _A	W(U _A r/B)	/U _A	W(U _A r/B)	1/ U _A	W(U _A ' r/B)	1/ U _Y	W(U _Y r/B)	1/ U _Y	W(U _Y r/B),	/U _Y	W(U _Y r/B)	1/ U _Y	W(U _Y 'r/B)
1(0)	2.13(-1)	1(0)	2.06(-1)	5(-1)	4.6(-2)	5(-1)	4.44(-2)	1(-1)	2.23	4.44(-1)	1.59	2.50(-2)	1.13	4(-2)	8.44(-1)
2(0)	5.34(-1)	2(0)	5.04(-11)	1	1.97(-1)	1(0)	1.85(-1)	1(0)	2.26	2.22(0)	1.71	2.50(1)	1.16	4(-1)	9.01(-1)
5(0)	1.11	5(0)	9.96(-1)	2	4.66(-1)	2(0)	4.21(1)	5(0)	2.4	4.44(,0)	1.84	1.25(0)	1.26	4(0)	1.36
1 (1)	1.56	1 (1)	1.31	5	8.57(-1)	5(0)	7.	1(1)	2.55	1.67(1)	2.45	2.50(O)	1.39	4(1)	3.14
5(1)	2.18	2(1)	1.49	1(1)	1.05	1 (1)	8.19(-1)	3.75(1)	3.2	4.44(1)	3.26	9.37(0)	1.94		
1(2)	2.22	5(1)	1.55	2(1)	1.12	2(1)	8.41(-1)	1(2)	4.05			2.50(1)	2.70		
r/B=	1.5	r/B=	2	r/B=	2.5	r/B=	3	r/B=	1.5	r/B=	2	r/B=	2.5	r/B=	3
/ U _A	W (U _A r/B)	/ U _A	W(U _A r/B)	/U _A	W(U _A r/B)	/ U _A	W(U _A ' r/B)	/ U _Y	W(U _Y r/B)	/ U _Y	W(U _Y r/B)	/U _Y	W(U _Y r/B)	/ U _Y	W(u _Y ' r/B)
5(-1)	3.94(-2)	3.33(-1)	1(-2)	5(-1)	2.71(-2)	5(-1)	2.1(-2)	7.11(-2)	4.44	4(-2)	2.39(1)	2.56(-2)	1.32(-1)	1.78(-2)	7.43(-2)
1(0)	51(-1)	5(-1)	3.35(-2)	1(0)	8.03(-2)	1(0)	5.34(-2)	3.55(-1)	5.09	2(-1)	2.83(-1)	1.28(1)	1.62(-1)	8.89(-2)	9.39(-1)
1.25(0)	1.99(-1)	1(0)	1.14(-1)	1.25(0)	9.61(-2)	1.25(0)	6.07(-2)	7.11(1)	5.87	4(-1)	3.37(-1)	2.56(-1)	11.99(1)	1.78(-1)	1.19(-1)
2(0)	3.01(-1)	1.25(0)	1.44(-1)	2(0)	1.17(-1)	2(0)	6.81(-2)	2.67(0)	9.63	1.5(0)	6.140)	9.6(-1)	3.99(-1)	6.67(1)	2.62(-1)
5(0)	4.113(1)	2(0)	1.94(-1)	5(0)	1.25(1)	5(0)	6.95(-2)	7.11(0)	1 . 57	4(0)	1.11	2.56(0)	7.98(1)	1.78(0)	5.77(1)
1 (1)	4.27(-1)	5(0)	2.27(1)	1 (1)	1.25(1)	1 (1)	6.95(-2)								
2(1)	4.49(-1)	1 (1)	2.28(1)												

Tabla A. 4. Valores de función de pozo $W(u)$ correspondientes a diferentes valores de u y de $1/u$ según Theis.

	1/u	n	n(1)	n(2)	n(3)	n(4)	n(5)	n(6)	n(7)	n(8)	n(9)	n(10)
n	N u=	N	N(-1)	N(-2)	N(-3)	N(-4)	N(-5)	N(-6)	N(-7)	N(-8)	N(-9)	N(-10)
1.000	1.0 W(u)	0.21940000	1.8230	4.038	6.352	8.633	10.940	13.24	15.54	17.84	20.15	22.45
0.833	1.2	0.15840000	1.6600	3.858	6.149	8.451	10.750	13.06	15.36	17.66	19.96	22..27
0.666	1.5	0.10000000	1.4650	3.637	5.927	8.228	10.530	12.83	15.14	17.44	19.74	22.04
0.500	2.0	0.04890000	1.2230	3.355	5.639	7.940	10.240	12.55	14.85	17.15	19.45	21.76
0.400	2.5	0.02449100	1.0440	3.137	5.417	7.717	10.020	12.32	14.62	16.93	19.23	21.53
0.333	3.0	0.01305000	0.9057	2.959	5.235	7.535	9.837	12.14	14.44	16.74	19.05	21.35
0.286	3.5	0.00697000	0.7942	2.810	5.081	7.381	8.683	11.99	14.29	16.59	18.89	21.20
0.250	4.0	0.00377900	0.7024	2.681	4.948	7.247	9.550	11.85	14.15	16.46	18.76	21.06
0.222	4.5	0.00207300	0.6253	2.568	4.831	7.130	9.432	11.73	14.04	16.34	18.64	20.94
0.200	5.0	0.00114800	0.5598	2.468	4.726	7.024	9.326	11.63	13.93	16.23	18.54	20.84
0.166	6.0	0.00036010	0.4544	2.295	4.545	6.542	9.144	11.45	13.75	16.05	18.35	20.66
0.142	7.0	0.00011550	0.3738	2.151	4.392	6.688	8.990	11.29	13.60	15.90	18.20	20.50
0.125	8.0	0.00003767	0.3106	2.027	4.259	6.555	8.856	11.16	13.46	15.76	18.09	20.37
0.111	9.0	0.00001245	0.2602	1.919	4.142	6.437	8.739	11.04	13.34	15.65	17.95	20.25

Tabla A. 5. Valores correspondientes de u, W(u) y F(u) según Chow (1952).

U	W(u)	F(u)	U	W(u)	F(u)
5	1.14(3)	7.34(-2)	9(-3)	4.14	
4	3.78(3)	8.98(-2)	8(-3)	4.26	
3	1.3(-2)	1.17(-1)	7(-3)	4.39	
2	4.89(-2)	1.57(-1)	6(-3)	4.54	
1	2.19(-1)	2.59(-1)	5(-3)	4.73	
9(-1)	2.6(-1)	2.76(-1)	4(-3)	4.95	
8(-1)	3.11(-1)	3.01(-1)	3(-3)	5.23	
7(-1)	3.74(-1)	3.27(-1)	2(-3)	5.64	
6(-1)	4.54(-1)	3.6(-1)	1(-3)	6.33	
5(-1)	5.6(-1)	4.01(-1)	9(-4)	6.44	
4(-1)	7.02(-1)	4.55(-1)	8(-4)	6.55	
3(-1)	9.06(-1)	5.32(-1)	7(-4)	6.69	
2(-1)	1.22	6.47(-1)	6(-4)	6.84	
1(-1)	1.82	8.74(-1)	5(-4)	7.02	
9(-2)	1.92	9.13(-1)	4(-4)	7.25	
8(-2)	2.03	9.56(-1)	3(-4)	7.53	
7(-2)	2.15	1	2(-4)	7.94	
6(-2)	2.3	1.06	1(-4)	8.63	
5(-2)	2.47	1.13	9(-5)	8.74	
4(-2)	2.68	1.21	8(-5)	8.86	
3(-2)	2.96	1.33	7(-5)	8.99	
2(-2)	3.35	1.49	6(-5)	9.14	
1(-2)	4.04	1.77	5(-5)	9.33	

Tabla A. 6. Valores de las funciones e^x , e^{-x} , $Ko(x)$, $e^xKo(x)$ según Hantush, 1956.

x	e^x	e^{-x}	Ko(x)	$e^xKo(x)$	x	e^x	e^{-x}	Ko(x)	$e^xKo(x)$	x	e^x	e^{-x}	Ko(x)	$e^xKo(x)$
0.01	1.010	0.997	4.721	4.768	0,04	1.041	0.961	3.336	3.472	0.07	1.073	0.932	2.780	2.982
0.011	1.011	0.989	4.626	4.677	0.041	1.042	0.960	3.312	3.451	0.071	1.074	0.931	2.766	2.970
0.012	1.012	0.988	4.539	4.594	0.042	1.043	0.959	3.288	3.429	0.072	1.075	0.931	2.752	2.957
0.013	1.013	0.987	4.459	4.517	0.043	1.044	0.958	3.264	3.407	0.073	1.076	0.930	2.738	2.945
0.014	1.014	0.986	4.385	4.447	0.044	1.045	0.957	3.241	3.387	0.074	1.077	0.929	2.725	2.934
0.015	1.015	0.985	4.316	4.381	0.045	1.046	0.956	3.219	3.367	0.075	1.078	0.928	2.711	2.922
0.016	1.016	0.984	4.251	4.320	0.046	1.047	0.955	3.197	3.347	0.076	1.079	0.927	2.698	2.911
0.017	1.017	0.983	4.191	4.263	0.047	1.048	0.954	3.176	3.329	0.077	1.080	0.926	2.685	2.900
0.018	1.018	0.982	4.134	4.209	0.048	1.049	0.953	3.155	3.310	0.078	1.081	0.925	2.673	2.890
0.019	1.019	0.981	4.08	4.158	0.049	1.050	0.952	3.134	3.291	0.079	1.082	0.924	2.660	2.879
0.02	1.020	0.980	4.028	4.109	0.05	1.051	0.951	3.114	3.274	0.08	1.083	0.923	2.647	2.867
0.021	1.021	0.979	3.98	4.064	0.051	1.052	0.950	3.094	3.256	0.081	1.084	0.922	2.635	2.857
0.022	1.022	0.978	3.933	4.020	0.052	1.053	0.949	3.075	3.239	0.082	1.085	0.921	2.623	2.847
0.023	1.023	0.977	3.889	3.979	0.053	1.054	0.948	3.056	3.222	0.083	1.087	0.920	2.611	2.837
0.024	1.024	0.976	3.846	3.939	0.054	1.055	0.947	3.038	3.207	0.084	1.088	0.919	2.599	2.827
0.025	1.025	0.975	3.806	3.902	0.055	1.057	0.946	3.019	3.190	0.085	1.089	0.919	2.587	2.817
0.026	1.026	0.974	3.766	3.865	0.056	1.058	0.946	3.001	3.174	0.086	1.090	0.918	2.576	2.807
0.027	1.027	0.973	3.729	3.831	0.057	1.059	0.945	2.984	3.159	0.087	1.091	0.917	2.564	2.797
0.028	1.028	0.972	3.692	3.797	0.058	1.060	0.944	2.967	3.144	0.088	1.092	0.916	2.553	2.788
0.029	1.029	0.971	3.657	3.765	0.059	1.061	0.943	2.95	3.129	0.089	1.093	0.915	2.542	2.779
0.03	1.030	0.970	3.623	3.733	0.06	1.062	0.942	2.933	3.114	0.09	1.094	0.914	2.541	2.780
0.031	1.031	0.969	3.591	3.704	0.061	1.063	0.941	2.916	3.099	0.091	1.095	0.913	2.520	2.760
0.032	1.033	0.969	3.559	3.675	0.062	1.064	0.940	2.9	3.085	0.092	1.096	0.912	2.509	2.751
0.033	1.034	0.968	3.528	3.646	0.063	1.065	0.939	2.884	3.072	0.093	1.097	0.911	2.499	2.743
0.034	1.035	0.967	3.499	3.620	0.064	1.066	0.938	2.869	3.059	0.094	1.099	0.910	2.488	2.733
0.035	1.036	0.966	3.47	3.594	0.065	1.067	0.937	2.853	3.045	0.095	1.100	0.909	2.478	2.725
0.036	1.037	0.965	3.442	3.568	0.066	1.068	0.936	2.838	3.032	0.096	1.101	0.908	2.467	2.716
0.037	1.038	0.964	3.414	3.543	0.067	1.069	0.935	2.823	3.019	0.097	1.102	0.908	2.457	2.707
0.038	1.039	0.963	3.388	3.519	0.068	1.070	0.934	2.809	3.007	0.098	1.103	0.907	2.447	2.699
0.039	1.040	0.962	3.362	3.496	0.069	1.071	0.933	2.794	2.994	0.099	1.104	0.906	2.437	2.691

Tabla A. 6. Valores de las funciones e^x , e^{-x} , $Ko(x)$, $e^xKo(x)$ según Hantush, 1956.

x	e^x	e^{-x}	Ko(x)	$e^xKo(x)$	x	e^x	e^{-x}	Ko(x)	$e^xKo(x)$	x	e^x	e^{-x}	Ko(x)	$e^xKo(x)$
0.1	1.105	0.905	2.427	2.682	0.4	1.492	0.670	1.114	1.662	0.7	2.014	0.497	0.650	0.000
0.11	1.116	0.896	2.333	2.604	0.41	1.507	0.664	1.093	1.647	0.71	2.034	0.492	0.640	1.322
0.12	1.127	0.887	2.248	2.535	0.42	1.522	0.657	1.072	1.632	0.72	2.054	0.487	0.630	1.315
0.13	1.139	0.878	2.1698	2.471	0.43	1.537	0.651	1.052	1.617	0.73	2.075	0.482	0.620	1.307
0.14	1.150	0.869	2.097	2.412	0.44	1.553	0.644	1.032	1.602	0.74	2.096	0.477	0.611	1.299
0.15	1.162	0.861	2.03	2.359	0.45	1.568	0.638	1.013	1.589	0.75	2.117	0.472	0.601	1.293
0.16	1.174	0.852	1.967	2.308	0.46	1.584	0.631	0.994	1.575	0.76	2.138	0.468	0.592	1.285
0.17	1.185	0.844	1.909	2.263	0.47	1.600	0.625	0.976	1.562	0.77	2.160	0.463	0.583	1.279
0.18	1.197	0.835	1.854	2.220	0.48	1.616	0.619	0.958	1.548	0.78	2.181	0.458	0.574	1.272
0.19	1.209	0.827	1.802	2.179	0.49	1.632	0.613	0.941	1.536	0.79	2.203	0.454		1.265
													0.565	
0.2	1.221	0.819	1.753	2.141	0.5	1.649	0.607	0.924	1.523	0.8	2.226	0.449	0.557	1.257
0.21	1.234	0.811	1.706	2.105	0.51	1.665	0.600	0.908	1.512	0.81	2.248	0.445	0.548	1.252
0.22	1.246	0.803	1.662	2.071	0.52	1.682	0.595	0.892	1.500	0.82	2.270	0.440	0.540	1.244
0.23	1.259	0.795	1.62	2.039	0.53	1.699	0.589	0.877	1.490	0.83	2.293	0.436	0.532	1.238
0.24	1.271	0.787	1.58	2.009	0.54	1.716	0.583	0.861	1.477	0.84	2.316	0.432	0.524	1.232
0.25	1.284	0.779	1.541	1.979	0.55	1.733	0.577	0.847	1.468	0.85	2.340	0.427	0.516	1.226
0.26	1.297	0.771	1.505	1.952	0.56	1.751	0.571	0.832	1.457	0.86	2.363	0.423	0.509	1.219
0.27	1.310	0.763	1.47	1.926	0.57	1.768	0.566	0.818	1.446	0.87	2.387	0.419	0.501	1.215
0.28	1.323	0.756	1.436	1.900	0.58	1.786	0.560	0.804	1.436	0.88	2.411	0.415	0.494	1.208
0.29	1.336	0.748	1.404	1.876	0.59	1.804	0.554	0.791	1.427	0.89	2.435	0.411		1.203
													0.487	
0.3	1.350	0.741	1.372	1.852	0.6	1.822	0.549	0.777	1.416	0.9	2.460	0.407	0.480	1.198
0.31	1.363	0.733	1.342	1.830	0.61	1.840	0.543	0.765	1.408	0.91	2.484	0.403	0.473	1.192
0.32	1.377	0.726	1.314	1.810	0.62	1.859	0.538	0.752	1.398	0.92	2.509	0.399	0.466	1.187
0.33	1.391	0.719	1.286	1.789	0.63	1.878	0.533	0.74	1.389	0.93	2.535	0.395	0.459	1.181
0.34	1.405	0.712	1.259	1.769	0.64	1.896	0.527	0.728	1.381	0.94	2.560	0.391	0.452	1.175
0.35	1.419	0.705	1.233	1.750	0.65	1.916	0.522	0.716	1.372	0.95	2.586	0.387	0.446	1.169
0.36	1.433	0.698	1.207	1.730	0.66	1.935	0.517	0.704	1.362	0.96	2.612	0.383	0.440	1.165
0.37	1.448	0.691	1.183	1.713	0.67	1.954	0.512	0.693	1.354	0.97	2.638	0.379	0.433	1.161
0.38	1.462	0.684	1.16	1.696	0.68	1.974	0.507	0.682	1.346	0.98	2.664	0.375	0.427	1.154
0.39	1.477	0.677	1.137	1.679	0.69	1.994	0.502	0.671	1.338	0.99	2.691	0.372		1.149

Tabla A. 6. Valores de las funciones e^x , e^{-x} , $Ko(x)$, $e^xKo(x)$ según Hantush, 1956.

x	e^x	e^{-x}	$Ko(x)$	$e^xKo(x)$	x	e^x	e^{-x}	$Ko(x)$	$e^xKo(x)$	x	e^x	e^{-x}	$Ko(x)$	$e^xKo(x)$
1	2.718	0.368	0.421	1.144	4	54.598	1.83E-02	1.12E-02	0.611					
1.1	3.004	0.333	0.366	1.100	4.1	60.340	1.66E-02	1.00E-02	0.603					
1.2	3.320	0.301	0.318	1.056	4.2	66.686		8.90E-03	0.594					
1.3	3.669	0.273	0.278	1.020	4.3	73.700		8.00E-03	0.590					
1.4	4.055	0.247	0.244	0.989	4.4	81.451		7.10E-03	0.578					
1.5	4.482	0.223	0.214	0.959	4.5	90.017		6.40E-03	0.576					
1.6	4.953	0.202	0.188	0.931	4.6	99.484		5.70E-03	0.567					
1.7	5.474	0.183	0.165	0.903	4.7	109.947		5.10E-03	0.561					
1.8	6.050	0.165	0.146	0.883	4.8	121.510		4.60E-03	0.559					
1.9	6.686	0.150	0.129	0.862	4.9	134.290		4.10E-03	0.551					
2	7.389	0.135	0.114	0.842	5	148.413		3.70E-03	0.549					
2.1	8.186	0.122	0.101	0.825										
2.2	9.025	0.111	8.93E-02	0.806										
2.3	9.974	0.100	7.93E-02	0.791										
2.4	11.023	9.07E-02	7.02E-02	0.774										
2.5	12.182	8.21E-02	6.23E-02	0.759										
2.6	13.464	7.43E-02	5.54E-02	0.746										
2.7	14.880	6.72E-02	4.93E-02	0.734										
2.8	16.445	6.08E-02	4.38E-02	0.720										
2.9	18.174	5.50E-02	3.90E-02	0.709										
3	20.086	4.98E-02	3.47E-02	0.697										
3.1	22.198	4.50E-02	3.10E-02	0.688										
3.2	24.533	4.08E-02	2.76E-02	0.677										
3.3	27.113	3.69E-02	2.46E-02	0.667										
3.4	29.964	3.34E-02	2.20E-02	0.659										
3.5	33.115	3.02E-02	1.96E-02	0.649										
3.6	36.598	2.73E-02	1.75E-02	0.640										
3.7	40.447	2.47E-02	1.56E-02	0.631										
3.8	44.701	2.24E-02	1.40E-02	0.626										
3.9	49.402	2.02E-02	1.25E-02	0.618										

Tabla A. 7. Valores para la función de pozo $W(u, r/L)$ para acuíferos semiconfinados según Walton.

U	1/u	r/L	0	0.005	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.20	0.30	0.40	0.60	0.80	1.0000	2.0000	3.0000	4.0000	5.0000	6.0000
0			10.8	9.44	8.06	7.25	6.67	6.23	5.87	5.56	5.29	5.06	4.85	3.50	2.74	2.23	1.55	1.13	0.8420	0.2280	0.0695	0.0223	0.0074	0.0025	
0.000001	1,000,000.00	13.20.																							
0.000002	500,000.00	12.50																							
0.000004	250,000.00	11.80	10.70																						
0.000006	166,000.00	11.40	10.60																						
0.000008	125,000.00	11.20	10.50	9.43																					
0.00001	100,000.00	10.90	10.4	9.42																					
0.00002	50,000.00	10.20	9.95	9.30																					
0.00004	25,000.00	9.55	9.40	9.01	8.03																				
0.00006	16,600.00	9.14	9.04	8.77	7.98	7.24																			
0.00008	12,500.00	8.86	8.78	8.57	7.91	7.23																			
0.0001	10,000.00	8.63	8.57	8.40	7.84	7.21																			
0.0002	5,000.00	7.94	7.91	7.82	7.50	7.07	6.62	6.22	5.86																
0.0004	2,500.00	7.25	7.23	7.19	7.01	6.76	6.45	6.14	5.83	5.55															
0.0006	1,660.00	6.84	6.83	6.80	6.68	6.50	6.27	6.02	5.77	5.51	5.27	5.05													
0.0008	1,250.00	6.55		6.52	6.43	6.29	6.11	5.91	5.69	5.46	5.25	5.04	4.84000												
0.001	1,000.00	6.33		6.31	6.23	6.12	5.97	5.80	5.61	5.41	5.21	5.01	4.83000												
0.002	500.00	5.64		5.63	5.59	5.53	5.45	5.35	5.24	5.12	4.89	4.85	4.71000												
0.004	250.00	4.95		4.94	4.92	4.89	4.85	4.80	4.74	4.67	4.59	4.51	4.42000	3.48000											
0.006	166.00	4.54			4.53	4.51	4.48	4.45	4.40	4.36	4.30	4.24	4.18000	3.43000											
0.008	125.00	4.26			4.25	4.23	4.21	4.19	4.15	4.12	4.08	4.03	3.98000	3.38000	2.73000										
0.01	100.00	4.04			4.03	4.02	4.00	3.98	3.95	3.92	3.89	3.85	3.81000	3.29000	2.71000	2.22000									
0.02	50.00	3.35				3.34	3.34	3.33	3.31	3.30	3.28	3.26	3.24000	2.95000	2.57000	2.18000									
0.04	25.00	2.68					2.67	2.67	2.66	2.65	2.65	2.64	2.63000	2.48000	2.27000	2.02000	1.52000								
0.06	16.60	2.29							2.28	2.28	2.27	2.27	2.26000	2.17000	2.02000	1.84000	1.48000	1.11000	0.8390						
0.08	12.50	2.03							2.02	2.01	2.01	2.01	2.00000	1.93000	1.83000	1.89000	1.39000	1.08000	0.8320						
0.1	10.00	1.82									1.81	1.81	1.81	1.80000	1.75000	1.67000	1.58000	1.31000	1.05000	0.8190					
0.2	5.00	1.22											1.22	1.21000	1.19000	1.18000	1.11000	0.99600	0.85800	0.7150	0.2270				
0.4	2.50	0.70											0.70	0.70000	0.69300	0.68100	0.88500	0.62100	0.58500	0.5020	0.2100	0.0691			
0.6	1.68	0.45												0.45300	0.45000	0.44400	0.43800	0.41500	0.38700	0.3540	0.1770	0.0884	0.0222		
0.8	1.25	0.31													0.31000	0.30800	0.30500	0.30100	0.28900	0.27300	0.2540	0.1440	0.0807	0.0218	
1	1.00													0.21900	0.21800	0.21600	0.21400	0.20700	0.19700	0.1850	0.1140	0.0534	0.0207	0.0073	
2	0.50													0.04880	0.04870	0.04850	0.04820	0.04730	0.04600	0.0444	0.0335	0.0210	0.0112	0.0051	0.0021
4	0.25													0.00377	0.00377	0.00377	0.00376	0.00374	0.00373	0.0038	0.0031	0.0024	0.0016	0.0010	0.0006

Tabla A. 8. Valores de la función de pozo $W(u, \beta)$ para acuíferos semiconfinados, según Hantush.

U	β															
	1/u	0.001	0.002	0.005	0.01	0.02	0.05	0.1	0.2	0.5	1	2	5	10	20	50
1(-6)	1.00(6)	1.20(1)	1.14(1)	1.06(1)	9.93(0)	9.25(0)	8.34(0)	7.65(0)	6.96(0)	6.05(0)	5.36(0)	4.67(0)	3.78(0)	3.11(0)	2.47(0)	1.67(0)
2(-6)	5.00(5)	1.15(1)	1.10(1)	1.02(1)	9.57(0)	8.89(0)	7.99(0)	7.30(0)	6.81(0)	5.70(0)	5.01(0)	4.33(0)	3.44(0)	2.79(0)	2.16(0)	1.39(0)
4(-6)	2.50(5)	1.11(1)	1.06(1)	9.84(0)	9.20(0)	8.54(0)	7.64(0)	6.95(0)	6.27(0)	5.36(0)	4.67(0)	3.99(0)	3.11(0)	2.47(0)	1.86(0)	1.14(0)
6(-6)	1.66(5)	1.08(1)	1.03(1)	9.61(0)	8.99(0)	8.33(0)	7.44(0)	6.75(0)	6.06(0)	5.16(0)	4.47(0)	3.80(0)	2.92(0)	2.28(0)	1.69(0)	9.95(-1)
8(-6)	1.25(5)	1.00(1)	1.01(1)	9.45(0)	8.84(0)	8.18(0)	7.29(0)	6.61(0)	5.92(0)	5.01(0)	4.33(0)	3.66(0)	2.79(0)	2.16(0)	1.57(0)	9.00(-1)
1(-5)	1.00(5)	1.04(1)	1.00(1)	9.32(0)	8.71(0)	8.07(0)	7.18(0)	6.49(0)	5.81(0)	4.90(0)	4.22(0)	3.55(0)	2.68(0)	2.06(0)	1.48(0)	8.29(-1)
2(-5)	5.00(4)	9.82(0)	9.51(0)	8.90(0)	8.33(0)	7.70(0)	6.82(0)	6.15(0)	5.46(0)	4.56(0)	3.88(0)	3.22(0)	2.37(0)	1.76(0)	1.22(0)	6.28(-1)
4(-5)	2.50(4)	9.24(0)	8.99(0)	8.48(0)	7.93(0)	7.33(0)	6.47(0)	5.80(0)	5.12(0)	4.22(0)	3.55(0)	2.89(0)	2.08(0)	1.48(0)	9.73(-1)	4.52(-1)
6(-5)	1.66(4)	8.88(0)	8.67(0)	8.19(0)	7.89(0)	7.11(0)	6.26(0)	5.59(0)	4.91(0)	4.02(0)	3.35(0)	2.70(0)	1.88(0)	1.32(0)	8.41(-1)	3.65(-1)
8(-5)	1.25(4)	8.63(0)	8.43(0)	8.00(0)	7.52(0)	6.95(0)	6.11(0)	5.44(0)	4.77(0)	3.88(0)	3.21(0)	2.57(0)	1.76(0)	1.22(0)	7.53(-1)	3.09(-1)
1(-4)	1.00(4)	8.43(0)	8.25(0)	7.84(0)	7.38(0)	6.82(0)	5.99(0)	5.33(0)	4.66(0)	3.77(0)	3.11(0)	2.47(0)	1.87(0)	1.14(0)	8.88(-1)	2.70(-1)
2(-4)	5.00(3)	7.79(0)	7.66(0)	7.33(0)	6.93(0)	6.42(0)	5.62(0)	4.97(0)	4.31(0)	3.43(0)	2.78(0)	2.15(0)	1.39(0)	8.99(-1)	5.04(-1)	1.68(-1)
4(-4)	2.50(3)	7.14(0)	7.04(0)	6.78(0)	6.45(0)	6.00(0)	5.25(0)	4.62(0)	3.96(0)	3.10(0)	2.46(0)	1.85(0)	1.14(0)	6.88(-1)	3.51(-1)	9.63(-2)
6(-4)	1.66(3)	6.75(0)	6.67(0)	6.45(0)	6.16(0)	5.74(0)	5.02(0)	4.40(0)	3.76(0)	2.91(0)	2.28(0)	1.88(0)	9.94(-1)	5.77(1)	2.77(-1)	6.61(-2)
8(-4)	1.25(3)	6.48(0)	6.40(0)	6.21(0)	5.94(0)	5.55(0)	4.86(0)	4.25(0)	3.62(0)	2.77(0)	2.15(0)	1.57(0)	8.98(-1)	5.04(-1)	2.30(-1)	4.94(-2)
1(-3)	1.00(3)	6.26(0)	6.20(0)	6.02(0)	5.77(0)	5.40(0)	4.73(0)	4.13(0)	3.50(0)	2.67(0)	2.05(0)	1.48(0)	8.27(-1)	4.51(-1)	1.98(-1)	3.88(-2)
2(-3)	5.00(2)	5.59(0)	5.54(0)	5.41(0)	5.22(0)	4.91(0)	4.32(0)	3.76(0)	3.15(0)	2.34(0)	1.75(0)	1.21(0)	6.24(-1)	3.08(-1)	1.16(-1)	1.66(-2)
4(-3)	2.50(2)	4.91(0)	4.88(0)	4.78(0)	4.64(0)	4.40(0)	3.89(0)	3.38(0)	2.80(0)	2.03(0)	1.47(0)	9.66(-1)	4.50(-1)	1.97(-1)	8.19(-2)	5.88(-3)
6(-3)	1.66(2)	4.52(0)	4.49(0)	4.41(0)	4.29(0)	4.08(0)	3.62(0)	3.14(0)	2.60(0)	1.84(0)	1.31(0)	8.33(-1)	3.62(-1)	1.46(-1)	4.04(-2)	2.92(-3)
8(-3)	1.25(2)	4.23(0)	4.21(0)	4.14(0)	4.04(0)	3.85(0)	3.43(0)	2.98(0)	2.45(0)	1.72(0)	1.20(0)	7.44(-1)	3.06(-1)	1.16(-1)	2.90(-2)	1.69(-3)
1(-2)	1.00(2)	4.02(0)	4.00(0)	3.93(0)	3.84(0)	3.67(0)	3.28(0)	2.84(0)	2.33(0)	1.62(0)	1.11(0)	6.78(-1)	2.87(-1)	9.55(-2)	2.21(-2)	1.08(-3)
2(-2)	5.00(1)	3.34(0)	3.33(0)	3.28(0)	3.21(0)	3.09(0)	2.78(0)	2.42(0)	1.97(0)	1.32(0)	8.68(-1)	4.91(-1)	1.65(-1)	4.87(-2)	8.31(-3)	2.03(-4)
4(-2)	2.50(1)	2.67(0)	2.66(0)	2.63(0)	2.58(0)	2.5(0)	2.27(0)	1.98(0)	1.61(0)	1.04(0)	6.47(-1)	3.36(-1)	9.31(-2)	2.18(-2)	2.53(-3)	2.69(-5)
6(-2)	1.66(1)	2.29(0)	2.28(0)	2.26(0)	2.22(0)	2.15(0)	1.96(0)	1.72(0)	1.39(0)	8.84(-1)	5.30(-1)	2.59(-1)	6.30(-2)	1.24(-2)	1.12(-3)	6.55(-6)
8(-2)	1.25(1)	2.02(0)	2.01(0)	1.99(0)	1.96(0)	1.90(0)	1.74(0)	1.53(0)	1.24(0)	7.76(-1)	4.53(-1)	2.12(-1)	4.64(-2)	7.97(3)	5.87(-4)	2.19(-6)
1(-1)	1.00(1)	1.82(0)	1.81(0)	1.79(0)	1.77(0)	1.72(0)	1.58(0)	1.39(0)	1.12(0)	6.95(-1)	3.97(-1)	1.79(-1)	3.59(-2)	5.52(-3)	3.40(-0)	
2(-1)	5.00(0)	1.22(0)	1.22(0)	1.21(0)	1.19(0)	1.16(0)	1.07(0)	9.50(-1)	7.67(-1)	4.60(-1)	2.45(-1)	9.71(-2)	1.43(-2)	1.49(-3)	4.93(-5)	
4(-1)	2.50(0)	7.01(-1)	6.99(-1)	6.94(-1)	6.85(-1)	6.68(-1)	6.22(-1)	5.54(-1)	4.48(-1)	2.62(-1)	1.30(-1)	4.41(-2)	4.48(-3)	2.83(-4)	4.24(-8)	
6(-1)	1.66(0)	4.53(-1)	4.52(-1)	4.49(-1)	4.44(-1)	4.33(-1)	4.04(-1)	3.61(-1)	2.93(-1)	1.69(-1)	7.99(-2)	2.47(-2)	1.95(-3)	8.73(-5)		
8(-1)	1.25(0)	3.10(-1)	3.09(-1)	3.07(-1)	3.04(-1)	2.97(-1)	2.77(-1)	2.48(-1)	2.01(-1)	1.15(-1)	5.29(-2)	1.52(-2)	9.86(-4)	3.40(-5)		
1(0)	1.00(0)	2.19(-1)	2.18(-1)	2.17(-1)	2.14(-1)	2.10(-1)	1.96(-1)	1.76(-1)	1.43(-1)	8.12(-2)	3.65(-2)	9.93(-3)	5.47(-4)	1.51(-5)		
2(0)	5.00(-1)	4.88(-2)	4.87(-2)	4.84(-2)	4.79(-2)	4.68(-2)	4.39(-2)	3.95(-2)	3.22(-2)	1.80(-2)	7.60(-3)	1.73(-3)	5.51(-5)			
4(0)	2.50(-1)	3.77(-3)	3.76(-3)	3.74(-3)	3.7(-3)	3.62(-3)	3.40(-3)	3.07(-3)	2.50(-3)	1.39(-3)	5.58(-4)	1.08(-4)	1.89(-6)			
6(0)	1.66(-1)	3.59(-4)	3.59(-4)	3.56(-4)	3.53(-4)	3.45(-4)	3.25(-4)	2.93(-4)	2.39(-4)	1.33(-4)	5.19(-5)	9.26(-6)				
8(0)	1.25(-1)	3.76(-5)	3.75(-5)	3.73(-5)	3.69(-5)	3.62(-5)	3.40(-5)	3.07(-5)	2.51(-5)	1.39(-5)	5.36(-6)					

GLOSARIO

Abatimiento. Diferencia de los niveles estático y dinámico resultado del bombeo de agua subterránea en un pozo de extracción.

Acuífero. Unidad geológica, parte o grupo de unidades geológicas, constituidas por material saturado, permeable, del que se puede extraer agua de buena calidad y en condiciones económicas.

Acuífero confinado. Acuífero limitado en sentido vertical por rocas impermeables y sometido a una presión hidrostática superior a la atmosférica.

Acuífero libre. Acuífero que tiene su límite superior definido por el nivel freático sometido a la presión atmosférica.

Acuitardo. Formación geológica o grupo de formaciones o parte de ellas de baja permeabilidad, se encuentra saturada de agua, pero su capacidad para cederla es muy limitada.

Ademe ciego. Tubo cerrado lateralmente que no permite el paso del agua al interior del pozo. Revestimiento de las paredes del pozo, destinado a evitar su caída.

Ademe ranurado. Tubo que cuenta con aberturas de diversos tipos y tamaños destinadas a permitir el paso del agua, proveniente del acuífero, hacia el interior del pozo. Permite la estabilidad de las paredes del acuífero.

Afloramiento. Unidad geológica que se encuentra expuesta a los agentes de Intemperismo y de erosión.

Aforo. Prueba en la que un pozo se bombea a caudal variable para establecer la capacidad específica, de donde se deduce el caudal óptimo.

Aluvión. Depósitos de rocas clásticas constituidas principalmente por gravas, arenas y limos.

Amperímetro. Aditamento mediante el cual se mide la conductividad eléctrica (de agua).

Anión. Ion con carga eléctrica negativa.

Anisótropo. Unidad geológica cuyas propiedades físicas varían en todas direcciones.

Arcilla. Material clástico en que predominan los tamaños menores a 11256 de mm.

Arreglo granulométrico. Distribución en por ciento y por tamaños de los gránulos que integran una muestra de material clástico.

Azolve. Material sólido en suspensión proveniente del acuífero que se deposita en el interior del pozo.

Barrena. También llamada trépano, nombre que se le asigna a la herramienta de corte empleada al final de la tubería de perforación, incluye a las tricónicas y a las herramientas de dragado.

Bentonita. Arcilla altamente coloidal, del grupo de las montmorilonitas, se caracteriza por aumentar varias veces su volumen al ponerse en contacto con el agua.

Caliza. Roca sedimentada formada por la precipitación de carbonato de calcio, principalmente en forma de calcita y pequeñas cantidades de impurezas arcillosas.

Capacidad específica. Relación entre el caudal extraído de un pozo y el descenso del nivel dinámico, generalmente se expresa en l/s/m.

Capilaridad. Propiedad que poseen los líquidos mediante la cual les es posible adherirse y ascender por los poros del medio que lo contiene, es inversa al tamaño del poro.

Carbonato. Compuesto de carbono (CO_3) formado por la precipitación orgánica o inorgánica, en una solución acuosa de calcio, magnesio o hierro.

Catión. Ion con carga eléctrica positiva.

Cátodo. Electrodo cargado negativamente.

Caudal óptimo. Caudal al que se puede explotar un pozo de manera eficaz, incluye cantidad y calidad.

Cedazo. Ademe con aberturas de forma, tamaño y espaciado diseñado en función de las características del acuífero, que permite el paso del agua al interior del pozo.

Cementación. Proceso mediante el cual se rellenan por precipitación los espacios vacíos.

Compactación. Proceso mediante el cual se tiene la reducción de los espacios vacíos en los materiales clásticos, es provocado por el peso del material sobreyacente ó de forma artificial modificando el estado de esfuerzos.

Conductividad hidráulica. Caudal de agua que se filtra a través de una sección de terreno de área unitaria, bajo la carga producida por un gradiente hidráulico unitario, depende de la viscosidad y densidad del agua.

Cono de abatimiento. Depresión del nivel freático, en forma de cono invertido, con el pozo como eje y ocasionado por la pérdida de carga del agua al fluir hacia el pozo. Define el área de influencia del pozo.

Cono de deyección. Torrentes formados de guijarros que se extienden desde la salida del canal de desagüe hasta la zona donde terminan los materiales. Equivalen a los depósitos de pie de monte.

Contaminante. Sustancia o materia física, química, biológica o radiactiva, que se adiciona al agua natural, en ocasiones la nueva calidad produce un efecto nocivo para la salud y/o al medio ambiente.

Desarrollo del pozo. Conjunto de actividades físicas o químicas tendientes a mejorar las condiciones hidráulicas productoras de un pozo.

Descenso real del pozo. Diferencia entre el nivel dinámico y el estático.

Descenso teórico del pozo. Parte del descenso real del pozo que se origina por pérdidas de carga en el acuífero.

Diagénesis. Se refiere principalmente a las reacciones que tienen lugar dentro del sedimento entre un mineral y otro, o entre uno o varios minerales y los fluidos intersticiales o flotantes.

Eficiencia de pozo. Relación entre el descenso teórico y el descenso real, expresado en por ciento. La máxima eficiencia hidráulica de un pozo, en unas condiciones dadas, se obtiene cuando el producto caudal por capacidad específica es máximo.

Embudo de Marsh. Instrumento que se emplea para medir la viscosidad de los fluidos de perforación, por medio del tiempo en que tarda en pasar a través de él, un volumen determinado.

Erosión. Desgaste o deterioro provocado por la acción de los agentes físicos, químicos y mecánicos.

Espacio anular. Espacio comprendido entre la pared de la perforación y el ademe del pozo, frecuentemente aloja al filtro granular.

Estratigrafía. Parte de la Geología que trata del estudio de las unidades o formaciones geológicas, su origen, distribución espacial, forma de depósito y edad.

Filtro granular. Material granular redondeado, natural, de tamaños seleccionados especialmente para retener en un pozo los gránulos de un acuífero.

Fluido de perforación. Agua, agua con aditivos, aire o aire con espumantes, empleados en las labores de perforación rotaria de pozos, para remover el corte del

fondo, enfriar y limpiar la barrena, mantener estables las paredes de; pozo y reducir la fricción entre las paredes de; pozo y la herramienta de perforación.

Flujo laminar. Movimiento de un fluido en donde sus partículas fluyen en líneas paralelas a las paredes del ducto, sin interferir entre sí. Es característico del movimiento del agua subterránea.

Flujo turbulento. Movimiento de un líquido en el que las líneas de flujo se desplazan siguiendo trayectorias confusas y heterogéneas. Está asociado a velocidades mayores que en el laminar.

Fluvial. Relativo a los ríos.

Fluxómetro. Aditamento mediante el cual se mide el caudal instantáneo y el acumulado.

Fosa tectónica (gráben). Depresión originada por la ruptura y fallamiento de las unidades geológicas, provocada por procesos tectónicos distensivos.

Gasto o caudal. Cantidad de agua extraída en un intervalo de tiempo dado.

Génesis. Conjunto de hechos que concurren en la formación de una cosa.

Geología. Ciencia que trata de la forma exterior e interior del globo terrestre, de la naturaleza de las materias que lo componen y de su génesis.

Gradiente hidráulico. Relación del cambio de carga por unidad de distancia en un flujo de agua.

Granulometría. Referente al tamaño de las partículas.

Grava. Material clástico en el que predominan tamaños superiores a 2 mm y menores a 4 mm.

Hidrocarburo. Compuesto químico constituido básicamente por hidrógeno y carbono.

Hidrogeología. Ciencia que estudia el origen y funcionamiento de las aguas subterráneas, las formas de yacimiento, su difusión, movimiento, régimen y reservas, su interacción con los suelos y las rocas, sus propiedades, así como las condiciones que determinan las medidas para, su aprovechamiento, regulación y manejo. La Geohidrología considera aspectos estrictamente hidráulicos.

Hipótesis. Suposición mediante la cual se trata de explicar algo posible.

Homogéneo. Cuando las propiedades de un material son similares en cualquier dirección.

Incrustación. Proceso por medio del cual sustancias minerales precipitan en las aberturas del cedazo y el ademe y otras partes sumergidas de; equipo de bombeo, obturando la entrada de agua y reduciendo su eficiencia. Se provocan a través de reacciones químicas o biológicas.

Ion. Átomo o conjunto de átomos cargados eléctricamente.

Isótropo. Cuerpos cuyas propiedades físicas son idénticas en todas las direcciones.

Karst. Relieve de modelado particular, resultado de la acción física (escorrentía) y química de las aguas sobre rocas carbonatadas.

Limo. Material clástico en el que predominan los tamaños entre 1/16 y 1/256 mm.

Lixiviación. Disolución de las sustancias solubles o coloidales contenidas en un suelo mediante infiltraciones de agua y su movimiento por acción de la gravedad.

Material clástico. Detritos, formados por la desintegración de rocas aflorantes.

Manómetro. Instrumento para medir la presión de un fluido.

Meteorización. Intemperismo físico ocasionado por fenómenos meteorológicos.

Monoclinal. Estructura geológica formada por procesos tectónicos, corresponde a uno de los flancos de un sinclinal.

Nivel dinámico. Cota de; agua en un pozo al ser bombeado a un caudal dado.

Nivel estático. Nivel del agua en un pozo cuando no está afectado por el bombeo.

Nivel freático. Límite entre la zona de aireación y la de saturación. Este término se emplea sólo en acuíferos libres.

Nivel piezométrico. Elevación que alcanza el agua en un pozo artesiano al conectar el acuífero, con la atmósfera.

Número de Reynolds (Nr). Es el indicador del tipo de flujo que se presenta en los fluidos, se expresa mediante la siguiente ecuación: $Nr = \rho(Vd/\mu)$, donde V= velocidad media, d= diámetro, μ/ρ = viscosidad cinemática.

Oxidación. Reacción química de un elemento con el oxígeno.

Partes por millón (ppm). Unidad de peso de un soluto por el peso de un millón de unidades de solvente.

Pérdida de fluido. Medida relativa de la cantidad de fluido de perforación que se pierde o infiltra a través de formaciones permeables, producto de presiones diferenciales que afecta al fluido.

Perforación a percusión. Sistema de perforación en el cual se fragmenta la roca por medio del golpeo de una herramienta pesada, extrayéndose los detritus con una cuchara.

Perforación rotaria con circulación directa. Sistema de perforación en el cual el fluido penetra al pozo a través de la tubería de perforación.

Perforación rotaria con circulación inversa. Sistema de perforación en el cual el fluido penetra al pozo por el espacio anular entre la tubería de perforación y las paredes del pozo y asciende por el interior de esa tubería.

Permeabilidad. Capacidad de un material para transmitir un fluido sin importar las propiedades de este último, se mide en darcys o unidades de área (M2).

Peso específico. Relación que existe entre el peso de un cuerpo y un volumen semejante de agua, al nivel del mar y a una temperatura de 4 OC.

pH. Medida de la acidez o alcalinidad de una solución. Un pH de 7 indica una solución neutra; bajo el siete la solución es ácida y sobre él, es alcalina.

Piezómetro. Pozo de observación, mediante el cual se obtienen las profundidades del nivel del agua subterránea y/o muestras del agua.

PVC (cloruro de polivinil). Termoplástico producido por la combinación de resina de PVC con varios tipos de estabilizadores, lubricantes y pigmentos, hecho para ser resistente y rígido.

Radio de influencia. Distancia radial entre el centro de un pozo de explotación y el punto más cercano en el que no se observen efectos de abatimiento del nivel estático o del piezométrico.

Rehabilitación. Conjunto de técnicas químicas y mecánicas encaminadas a elevar o restaurar la eficiencia con que se desempeña un pozo.

Rocas carbonatadas. Rocas sedimentarias formadas por la precipitación y acumulación de carbonatos, las más abundantes son la caliza y la dolomita.

Rocas clásticas. Rocas sedimentarias compuestas principalmente por fragmentos de roca de diferentes tamaños, erosionados y depositados a cierta distancia de la roca madre, como la arenisca o el conglomerado.

Rocas impermeables. Rocas que tienen la propiedad (para fines prácticos y de tiempos cortos) de no dejar transmitir el agua, las más comunes son las arcillas.

Sinclinales. Estructura geológica formada por procesos tectónicos, en la que en el núcleo se encuentran los estratos más recientes.

Superficie freática. Superficie imaginaria formada por los diferentes niveles freáticos de una región.

Superficie piezométrica. Superficie imaginaria a la cual se eleva el agua en los pozos localizados en los acuíferos confinados, puede localizarse por encima o por debajo de la superficie del terreno.

Surfactante. Sustancia que reduce la tensión superficial de los líquidos en los cuales se disuelve. Se emplea como defloculante de arcillas.

Transmisividad. Caudal que se filtra a través de un área dada por el espesor productivo total del acuífero y un ancho unitario, bajo un gradiente hidráulico unitario.

Viscosidad. Propiedad de los fluidos en los cuales el roce entre las moléculas dificulta el movimiento uniforme de la masa.

Zona de aireación. Aquella en la que existe aire en contacto con el agua, y esta última no satura completamente el medio. Esta zona también se conoce como no saturada o vadosa.

Tabla de conversión de unidades de medida al Sistema Internacional de Unidades (SI)

OTROS SISTEMAS DE UNIDADES		MULTIPLICADO POR	SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI)	
UNIDAD	SÍMBOLO		SE CONVIERTE A	
			UNIDAD	SÍMBOLO
LONGITUD				
Pie	pie, ft.,'	0.3048	metro	m
Pulgada	plg., in, "	25.4	milímetro	mm
PRESIÓN/ ESFUERZO				
Kilogramo fuerza/cm²	kg _f /cm ²	98,066.5	Pascal	Pa
Libra/pulgada ²	lb/ plg ² ,PSI	6,894.76	Pascal	Pa
Atmósfera	atm	98,066.5	Pascal	Pa
metro de agua	m H ₂ O (mca)	9,806.65	Pascal	Pa
Mm de mercurio	mm Hg	133.322	Pascal	Pa
Bar	bar	100,000	Pascal	Pa
FUERZA/ PESO				
Kilogramo fuerza	kg _f	9.8066	Newton	N
MASA				
Libra	lb	0.453592	kilogramo	kg
Onza	oz	28.30	gramo	g
PESO VOLUMÉTRICO				
Kilogramo fuerza/m³	kg _f /m ³	9.8066	N/m ³	N/m ³
Libra /ft³	lb/ft ³	157.18085	N/m ³	N/m ³
POTENCIA				
Caballo de potencia, Horse Power	CP, HP	745.699	Watt	W
Caballo de vapor	CV	735	Watt	W
VISCOSIDAD DINÁMICA				
Poise	μ	0.01	Mili Pascal segundo	mPa.s
VISCOSIDAD CINEMÁTICA				
Viscosidad cinemática	v	1	Stoke	m ² /s (St)
ENERGÍA/ CANTIDAD DE CALOR				
Caloría	cal	4.1868	Joule	J
Unidad térmica británica	BTU	1,055.06	Joule	J
TEMPERATURA				
Grado Celsius	°C	tk=tc + 273.15	Grado Kelvin	K

Nota: El valor de la aceleración de la gravedad aceptado internacionalmente es de 9.80665 m/s²