



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

INTERPRETACIÓN DE PRUEBAS HIDRÁULICAS EN ACUÍFEROS USANDO
ANÁLISIS DERIVATIVOS

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
IVÁN CORTÉS SALAZAR

TUTOR PRINCIPAL
DR. JOSÉ ANTONIO HERNÁNDEZ ESPRIÚ
DIVISIÓN DE CIENCIAS DE LA TIERRA (FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM)

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX. JUNIO 2017

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Ramón Domínguez Mora

Secretario: M. I. Víctor Franco

Vocal: Dr. José Antonio Hernández Espriú

1^{er.} Suplente: Dr. Adrián Pedrozo Acuña

2^{do.} Suplente: Dr. José Agustín Breña Naranjo

Lugar donde se realizó la tesis: Ciudad de México

TUTOR DE TESIS:

DR. JOSÉ ANTONIO HERNÁNDEZ ESPRIÚ

FIRMA

(Segunda hoja)



CONTRIBUCIÓN DEL GRUPO DE HIDROGEOLOGÍA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM

Este documento representa la Tesis No. 23 del Grupo de Hidrogeología de la Facultad de Ingeniería (UNAM) como parte de su contribución científica y de formación de recursos humanos especializados en la evaluación cuantitativa de acuíferos.

This bachelor's dissertation represents the Thesis No. 23 of the Hydrogeology Group, Faculty of Engineering (UNAM) as part of our scientific contribution and human resources development in quantitative groundwater hydrology.

www.ingenieria.unam.mx/hydrogeology

Twitter: @hydrogeologymx

Resumen

La respuesta derivativa de la presión para la interpretación de pruebas transitorias en pozos, se desarrolló inicialmente en la industria petrolera gracias a los aportes de Bourdet y sus colegas, en la década de 1980. La derivada logarítmica ha demostrado ser una potente herramienta en la caracterización de yacimientos y se ha convertido en un estándar para la caracterización dinámica de yacimientos de gas y aceite. En el campo de la hidrogeología no se ha integrado completamente el uso de la derivada logarítmica y las curvas diagnósticas, a pesar de ser un enfoque que complementa los métodos clásicos de interpretación. Actualmente su uso está condicionado a estudios hidrogeológicos muy específicos, pero muy poco se ha investigado sobre su aplicabilidad en pruebas hidráulicas convencionales.

En este trabajo se analiza el enfoque derivativo de interpretación de pruebas hidráulicas en acuíferos para conocer sus limitantes y el grado de aplicabilidad de la técnica en un contexto ingenieril del agua subterránea.

Con el fin de evaluar la capacidad del análisis derivativo del abatimiento, se han seleccionado distintas pruebas hidráulicas que fueron interpretadas/reinterpretadas de manera cualitativa y cuantitativa. Estas pruebas fueron seleccionadas de las bases de datos del Texas Water Development Board, del Illinois State Water Survey, del South Dakota School of Mines and Technology (EUA), del Board of Water Supply City and County of Honolulu (Hawai), de la empresa SBK (Suecia), del grupo BG (Australia) y de la Comisión Nacional del Agua de México. Las pruebas de Texas, Illinois, Hawai, Dakota del Sur, Suecia y Australia, fueron reinterpretadas para validar y dar objetividad al análisis derivativo. Una vez reinterpretadas las primeras pruebas y habiendo validado el método, se analizaron e interpretaron pruebas de bombeo existentes del acuífero Valle de Celaya, con objeto de complementar la caracterización hidráulica subterránea en esa zona. Además, se llevó a cabo un análisis de sensibilidad en el balance del acuífero Valle de Celaya para estudiar los cambios debidos a las variaciones de los parámetros hidráulicos del acuífero.

Los resultados de esta investigación demuestran que el uso conjunto de la curva transitoria del abatimiento y su derivada logarítmica permite identificar geometrías de flujo que se pueden a su vez asociar a flujos controlados en fracturas, acuíferos-canal, daños en el pozo, fronteras e identificación de períodos infinitos de flujo. La diagnosis de esta geometría es esencial para estimar parámetros hidráulicos usando modelos radiales de flujo.

Índice

1	Introducción.....	1
2	Marco teórico de referencia	3
2.1	Consideraciones básicas	3
2.2	Métodos clásicos de interpretación	16
2.3	Interpretación mediante curvas diagnóstico y análisis derivativos.....	27
2.4	Algoritmos de derivación	29
2.5	Ruido en la derivada.....	31
2.6	Modelo de flujo radial generalizado	32
2.7	Respuestas derivativas teóricas.....	35
2.8	Ventajas y desventajas del enfoque derivativo.....	36
2.9	Ejemplo de una prueba interpretada con el enfoque derivativo (Boca del río, Veracruz).....	37
3	Métodos y Materiales.....	43
3.1	Sitios de estudio.....	44
3.2	Balance hídrico del acuífero del Valle de Celaya, México.....	71
3.3	Metodología para la interpretación de pruebas hidráulicas en acuíferos	72
4	Resultados y discusión	74
4.1	Prueba hidráulica del pozo 5235404, EUA.....	74
4.2	Prueba hidráulica del pozo HFM15, Suecia.	76
4.3	Reinterpretación de pruebas en acuíferos texanos, EUA	80
4.4	Reinterpretación de pruebas en acuíferos de Illinois, EUA	88
4.5	Reinterpretación de pruebas en acuíferos de Hawai, EUA.....	90

4.6	Reinterpretación de pruebas en acuífero de Dakota del Sur, EUA.....	93
4.7	Reinterpretación de pruebas en la región de Forsmark, Suecia	94
4.8	Reinterpretación de pruebas en acuíferos de Queensland, Australia.....	97
4.9	Reinterpretación de pruebas del acuífero del Valle de Celaya, México.....	101
4.10	Implicaciones en el balance subterráneo del acuífero del Valle de Celaya	145
5	Conclusiones y trabajo futuro	149

1 Introducción

El agua subterránea tiene un papel de gran importancia en el desarrollo científico, social y económico de México. Aproximadamente el 39% del agua empleada en el país para diferentes usos consuntivos proviene del subsuelo, mientras que en zonas específicas como la península de Yucatán, más del 90% del consumo hídrico tiene como fuente la componente subterránea (CONAGUA, 2015, 2016).

La evaluación cuantitativa de acuíferos ha tenido un desarrollo científico importante en el mundo, desde la década de 1990. Entre las diversas técnicas existentes para caracterizar el flujo subterráneo, las pruebas hidráulicas en acuíferos (PHA) constituyen las más usuales siendo empleadas para el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable, sistemas de recarga gestionada y remediación de acuíferos, estudios de vulnerabilidad acuífera y actualmente son la base para la planificación y gestión de acuíferos en todo el mundo.

El principio básico de las PHA en hidrogeología, es análogo a las pruebas de presión-producción realizadas en la industria petrolera. Las pruebas de pozos tienen su origen en el ámbito hidrogeológico con el desarrollo matemático de flujo en estado transitorio para acuífero confinado, homogéneo e isótropo realizado por Theis (1935). Este método y otras soluciones clásicas, como la aproximación de Cooper-Jacob (1946), han sido los más utilizados para determinar los parámetros hidráulicos que se toman como datos de partida para realizar estudios de disponibilidad del agua subterránea, por instituciones como la CONAGUA.

En el ámbito internacional, debido al desarrollo tecnológico y la implementación de técnicas geostatísticas, la caracterización de acuíferos usando pruebas hidráulicas, ha tomado un camino orientado al uso de modelos numéricos y computacionales como las redes neuronales (p.e. Rashid et al., 1992; Samani et al., 2007) y más recientemente tomografías hidráulicas 3D (Berg e Illman, 2015; Cardiff et al., 2013; Dietrich, 1995; Illman et al., 2009; Yeh y Liu, 2000; Zhu y Yeh, 2005) que se basan en la realización de PHA secuencialmente en un volumen de

control con el fin de conocer las distribuciones espaciales de los parámetros. Los últimos desarrollos en esta línea, han permitido acoplar tomografías hidráulicas 3D con ensayos de trazadores, para caracterizar de manera integral el flujo y transporte en medios altamente heterogéneos ([Sanchez-León et al., 2016](#)).

Por otro lado, en el ámbito de la industria petrolera, entre 1950 y 1970 se adoptaron los planteamientos de Theis para estudiar yacimientos basados en modelos lineales y curvas tipo ([Horner, 1951](#)), pero también se desarrollaron modelos más avanzados hasta la década de 1980. La idea de usar la derivada logarítmica en la interpretación de pruebas de pozos se atribuye a [Chow \(1952\)](#) que desarrolló un método gráfico para aplicar este principio pero su descubrimiento tuvo un impacto limitado hasta los trabajos de Bourdet y sus colegas ([Bourdet et al., 1983](#); [Bourdet et al., 1989](#)) que generalizaron la idea y analizaron el comportamiento de la derivada logarítmica para un gran número de modelos clásicos de flujo en pozos de bombeo. En 1983, el análisis derivativo propuesto por [Bourdet et al. \(1983\)](#) revolucionó el estudio de yacimientos ([Gringarten, 2008](#)) haciendo posible el reconocimiento casi inmediato (al menos cualitativo) de heterogeneidades, efectos de doble porosidad, daños en el pozo, flujo controlado por fracturas e identificación de fronteras. A partir de los trabajos de Bourdet y sus colegas, la comunidad científica petrolera instauró el análisis de pruebas de presión-producción por medio de la evaluación simultánea de la respuesta de la presión y su derivada logarítmica. Hoy en día, en el ámbito de la industria del gas y aceite, este análisis se ha adoptado como el estándar universal para la interpretación de pruebas en pozos petroleros. Algunos autores han catalogado el análisis derivativo como el desarrollo individual más importante en la historia de las pruebas en pozos ([Hosseinpour-Zonoozi et al., 2006](#)).

Aun cuando los análisis derivativos pueden usarse en las ingenierías petrolera e hidrogeológica, la situación en estos campos es distinta. Mientras esta técnica se usa rutinariamente en la industria petrolera, en la hidrogeología se utiliza de manera puntual en estudios muy especializados y solo una minoría de la comunidad hidrogeológica lo aplica ([Renard et al.,](#)

2009). Esto genera la incógnita ¿Por qué si la metodología es robusta y relativamente sencilla, no ha logrado permear en la hidrogeología?

Aunque este enfoque de interpretación en acuíferos ha despertado interés desde la publicación de Renard et al. (2009), los trabajos que demuestran su aplicabilidad en pruebas reales (no sintéticas) a escala de campo, son comparativamente escasos, con respecto a lo publicado en la ingeniería de yacimientos, o incluso en el estudio de pruebas desarrolladas en pozos geotérmicos (Mclean y Zarrouk, 2015; Onur et al., 2003).

En este trabajo se hace uso del análisis derivativo aplicado a la interpretación de 111 PHA de varios sitios de estudio en el mundo, que presentan características hidrogeológicas diversas, con el objetivo de demostrar la aplicabilidad, ventajas, desventajas y limitantes del enfoque petrolero. Adicionalmente, se reinterpretan los parámetros hidráulicos del acuífero Valle de Celaya en México, por medio del análisis de la derivada del abatimiento, de acuerdo a pruebas reportadas por la empresa IGC (1999). Con esta reinterpretación se determinara en este trabajo la aplicabilidad de las curvas diagnóstico en pruebas de bombeo de pobre calidad (duración menor a 3 días; ausencia de pozos de observación; mediciones manuales sin ayuda de transductores electrónicos) y su potencial impacto en un balance de aguas subterráneas.

2 Marco teórico de referencia

2.1 Consideraciones básicas

2.1.1 Aspectos prácticos de las pruebas hidráulicas en acuíferos

La evaluación de la disponibilidad del recurso hídrico subterráneo forma parte del conocimiento previo a un manejo eficiente de este. Las pruebas de bombeo o hidráulicas suministran datos para la estimación de las características hidrogeológicas de un acuífero y de la captación en la cual se realiza dicha prueba (Area Metropolitana del Valle de Aburrá, 2011). Las pruebas hidráulicas 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 que rigen el comportamiento hidráulico subterráneo de los acuíferos (CONAGUA, 2007).

La información y los datos obtenidos a partir de pruebas de bombeo representan las bases teóricas que permiten el desarrollo de sistemas ingenieriles tales como:

- **Sistemas de abastecimiento de agua potable.** Donde el estudio de las pruebas de pozos permite la identificación de sistemas de flujo y la determinación de sus características hidráulicas, esto es esencial para prever las variaciones de los niveles de agua bajo diferentes condiciones de bombeo de uno o varios pozos con objeto de evaluar el volumen aprovechable del acuífero. Además, la información obtenida de las pruebas de pozos permite conocer con anticipación los abatimientos producidos en captaciones para diferentes escenarios de explotación. Las pruebas de bombeo también permiten el diseño de campos de pozos cuando se requiere la utilización de varios de manera que su localización y el gasto de explotación sean convenientes para no originar interferencia entre ellos (SIAPA, 2014).

- **Sistemas de recarga y remediación de acuíferos.** Algunos autores como Awaleh et al. (2017) y Santos et al., (2016) han empleado información obtenida a partir de pruebas de bombeo para evaluar la recarga de acuíferos y los patrones de flujo de aguas subterráneas para evitar la contaminación de la misma. Fan et al. (2013) y Kun et al., (1998) se han encargado de estudiar la remediación de acuíferos contaminados así como los impactos de las técnicas de remediación con el apoyo y evidencias de las pruebas de bombeo.

- **Balances hídricos de aguas subterráneas.** Los parámetros estimados mediante la interpretación de pruebas de bombeo son empleados para el cálculo de las entradas y salidas de agua en un sistema cuando se realizan balances hídricos en acuíferos. Esto permite conocer la disponibilidad del agua en el sistema y su estado de explotación

(CONAGUA, 2009). Además, las pruebas hidráulicas en acuíferos por lo general son un aporte que permite la mejor caracterización hidrogeológica de algún sitio (Custodio, 2016).

- **Estudios de vulnerabilidad.** En sitios donde el agua subterránea representa la mayor o la única fuente de abastecimiento de agua, es necesario realizar estudios de vulnerabilidad para proteger este recurso de la contaminación que puede surgir por la comunicación entre acuíferos contaminados con no contaminados además de la debida a causas antropogénicas y gestionar el recurso hídrico de manera correcta (p.e., Baalousha, 2016).

- **Predicción del comportamiento del agua subterránea mediante modelos numéricos.** Algunos modelos numéricos y métodos geofísicos hacen uso de la información generada por la interpretación de pruebas hidráulicas en acuíferos como entradas de los modelos para determinar el comportamiento del flujo de las aguas subterráneas y con esto se desarrollan herramientas para la correcta gestión de los acuíferos (p.e., Gnazou et al., 2017; Himi et al., 2017; Levanon et al., 2017; Xanke et al., 2016). Otros métodos actuales para caracterizar las heterogeneidades de los acuíferos como las tomografías hidráulicas (Yeh y Liu, 2000) hacen uso de las pruebas hidráulicas para trazar mapas de las heterogeneidades del subsuelo (Zhao e Illman, 2017), particularmente de la conductividad hidráulica y/o transmisividad.

2.1.2 Clasificación de las aguas subterráneas

El agua subterránea puede encontrarse en un cuerpo continuo o en múltiples rocas distintas y capas de sedimentos en cualquier lugar. El espesor de la zona de agua subterránea depende de la geología local, disponibilidad de poros o aberturas en la formación rocosa, recarga y los movimientos de agua de áreas de recarga hacia puntos o zonas de descarga (Driscoll, 1986).

Debido a la gran variedad de formaciones en las que el agua puede acumularse, las aguas subterráneas se pueden clasificar por medio de las características litológicas que poseen las formaciones, tanto para almacenar como para permitir el movimiento del agua ([Custodio y Llamas, 1983](#)).

- (a) Se denomina acuífero a aquel estrato o formación geológica que permitiendo la circulación del agua por sus poros o fracturas, hace que el hombre pueda aprovecharla en cantidades económicamente apreciables para cubrir sus necesidades ([Custodio y Llamas, 1983](#)). Para considerarse como acuífero, una formación geológica debe contener poros o espacios abiertos, llamados intersticios, que contengan agua. Estos intersticios deben ser los suficientemente grandes para transmitir agua hacia los pozos a una tasa conveniente ([Driscoll, 1986](#)).
- (b) El término acuitardo hace referencia a la existencia de numerosas formaciones geológicas que, conteniendo apreciables cantidades de agua la transmiten muy lentamente por lo que no son aptos para su explotación. Sin embargo, bajo condiciones especiales permiten una recarga vertical de otros acuíferos ([Custodio y Llamas, 1983](#)).
- (c) Un acuicludo es un material saturado pero relativamente impermeable que no cede cantidades apreciables de agua a los pozos ([U.S. Department of the Interior, 1977](#)).
- (d) Los acuífugos son formaciones impermeables que no contienen agua o que la contienen en poros no intercomunicados, de manera que no es capaz de proporcionar agua por ningún método práctico ([Angelone et al., 2006](#)).

2.1.3 Unidad hidrogeológica

Las unidades hidrogeológicas son conjuntos de formaciones geológicas cuyo funcionamiento hidrogeológico es conveniente analizar de manera singular. Dentro de una unidad puede haber uno o varios acuíferos y acuitardos o acuicludos entre ellos. Se consideran una unidad porque están conectados de modo que su funcionamiento debe ser estudiado conjuntamente ([Sánchez, 2014](#)).

Para el análisis y evaluación de datos de pruebas en pozos, los acuíferos pueden ser clasificados en tres tipos (Figura 2.1): libres, confinados y semiconfinados (Delleur, 2006).

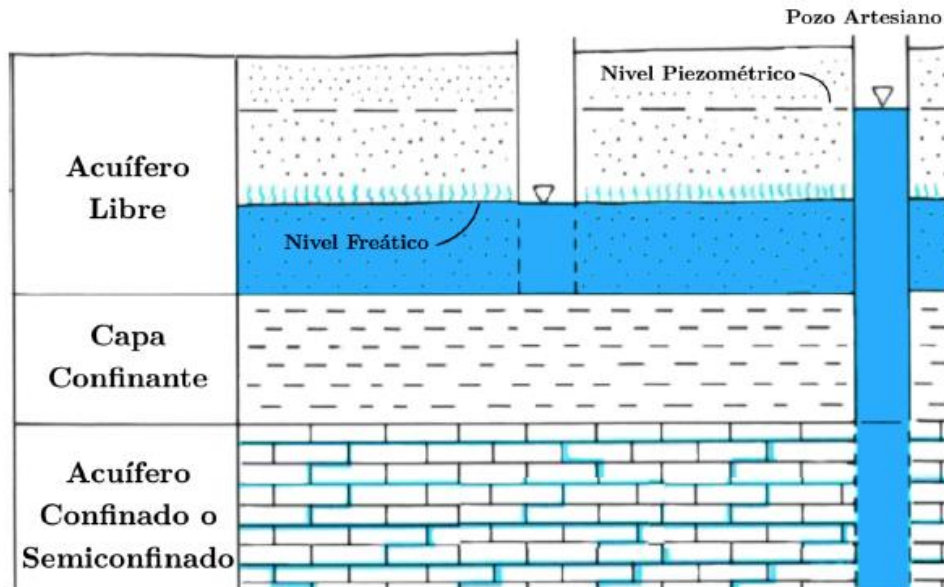


Figura 2.1 Unidades hidrogeológicas (modificada de Heath, 1983)

Un acuífero libre no tiene una capa confinante sobrepuesta. El agua se infiltra por la superficie del suelo, sigue su camino hacia abajo a través de los intersticios llenos de aire del material que está sobre la zona saturada y se une al cuerpo de agua subterránea. La superficie del agua de la zona saturada de este cuerpo de agua subterránea está en contacto directo con la atmósfera por medio de los poros abiertos del material superpuesto y está en balance con la presión atmosférica en todos los puntos. El movimiento del agua subterránea es una respuesta directa a la gravedad (U.S. Department of the Interior, 1977).

Los acuíferos confinados se encuentran cubiertos por capas confinantes o de baja permeabilidad tanto en su techo como en su piso que hacen que el acuífero no tenga una conexión directa con la atmósfera, por lo que el agua satura completamente al acuífero y ésta se encuentra sometida a una presión superior a la atmosférica (Delleur, 2006). Cuando el acuífero es penetrado por un pozo, el agua se eleva por encima del fondo de la capa confinante hasta una elevación que se balancea con la presión atmosférica y refleja la presión en el acuífero en el punto de

penetración. Si esta elevación es mayor que la superficie del suelo, el agua fluirá del pozo. La superficie imaginaria, formada por la elevación de la elevación del agua, es conocida como superficie potenciométrica o piezométrica. La capa confinante puede ser un acuitardo, acuicludo o acuífugos (U.S. Department of the Interior, 1977).

Una variedad de acuíferos confinados la constituyen los acuíferos semiconfinados, el cual es un acuífero completamente saturado que está limitado en su piso por un acuicludo y en su techo por un acuitardo, permitiendo así una filtración de agua que recarga el acuífero (Delleur, 2006). Sin embargo, este paso vertical de agua sólo es posible cuando existe una diferencia de potencial entre ambos y puede hacerse en uno u otro sentido e incluso puede variar con el tiempo según la posición relativa de los niveles piezométricos de los mismos (Custodio y Llamas, 1983).

2.1.4 Propiedades de los sistemas hidrogeológicos

Las propiedades hidráulicas de las rocas y depósitos no consolidados determinan de manera importante la cantidad de agua que puede almacenar, transmitir y ceder. Dichas propiedades dependen de diversos factores geológicos como posteriores a la génesis de la unidad geológica. Aquellas propiedades que determinan, permiten y/o limitan el movimiento del agua dentro del acuífero son: porosidad, rendimiento específico, coeficiente de almacenamiento, coeficiente de almacenamiento específico, conductividad hidráulica, permeabilidad, transmisividad (CONAGUA, 2007).

Porosidad total (ϕ). Es el porcentaje de vacíos de la roca o el suelo. Se define matemáticamente por la ecuación 2.1 (Fetter, 2001):

$$\phi = \frac{V_v}{V} \cdot 100 \quad (2.1)$$

Donde

ϕ - porosidad (en porcentaje)

V_v - volumen de vacíos en un volumen unitario de material (L^3)

V - volumen unitario de material, incluye vacíos y sólidos (L^3)

Porosidad eficaz (ϕ_{ef}). Es la porosidad disponible para el flujo de fluido (Fetter, 2001). La porosidad eficaz de un sedimento es función del tamaño de las moléculas que son transportadas relativo al tamaño de los pasajes que conectan los poros (Peyton et al., 1986). Es el volumen de agua drenada por gravedad contra el volumen total del material y se expresa como (Sánchez, 2014):

$$\phi_{ef} = \frac{V_g}{V} \quad (2.2)$$

Donde

ϕ_{ef} - porosidad efectiva (adimensional)

V_g - volumen de agua drenada por gravedad (L^3)

V - volumen del material, incluye vacíos y sólidos (L^3)

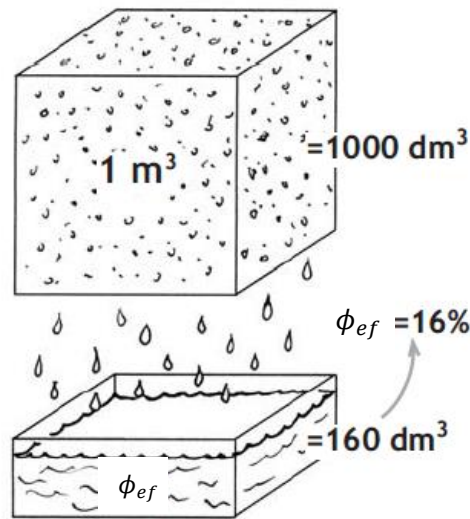


Figura 2.2 Ejemplo de porosidad efectiva (Sánchez, 2014)

Rendimiento específico (S_y). Es la relación del volumen de agua que drena de una roca saturada debido a la atracción de la gravedad respecto al volumen total de la roca (Meinzer, 1923). La Tabla 2.1 muestra algunos valores estimados para porosidad total, rendimiento específico y porosidad eficaz.

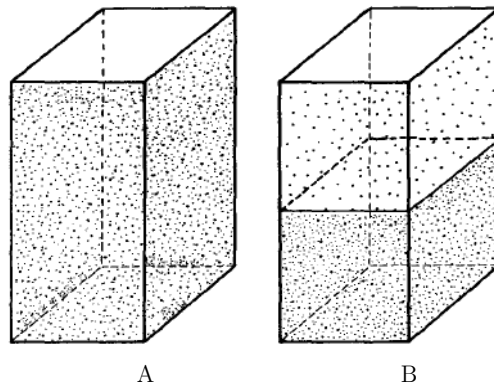


Figura 2.3 A. Un volumen de roca saturada con agua. B. El mismo volumen de roca después de haber drenado agua por gravedad (Fetter, 2001).

Tabla 2.1 Valores estimados de porosidad total, rendimiento específico y porosidad efectiva.			
Material	Porosidad total (Sanders, 1998)	Rendimiento específico (Fetter, 2001)	Porosidad eficaz (Sanders, 1998)
Arcilla	40 – 60	0 – 5	1 – 8
Limo	35 – 50	3 – 19	3 – 19
Arena	20 – 50	15 – 32	22 – 35
Grava y arena	21 – 50	20 – 35	12 – 27
Arenisca	5 – 35	10 – 28	0.5 – 10
Calizas, dolomías carstificadas	5 – 50		5 – 40
Rocas ígneas y metamórficas sin fracturar	0.01 – 1		0.0005
Rocas ígneas y metamórficas fracturadas	1 – 10		0.00005 a 0.01

Coefficiente de almacenamiento (S). Se define como la cantidad de agua que libera una columna de acuífero, de sección horizontal unitaria y altura igual a su espesor saturado, cuando la carga hidráulica desciende o asciende una unidad. Este concepto determina la capacidad que tiene un acuífero para almacenar o ceder agua. El coeficiente de almacenamiento se obtiene mediante la ecuación 2.3 (CONAGUA, 2007).

$$S = \rho g b (\alpha + \phi_{ef} \beta) \quad (2.3)$$

Donde

S - coeficiente de almacenamiento (adimensional)

ρ - densidad de agua (ML^{-3})

g - aceleración de la gravedad (LT^{-2})

b - espesor del acuífero (L)

α - compresibilidad del acuífero ($M^{-1}LT^2$)

ϕ_{ef} - porosidad eficaz (adimensional)

β - compresibilidad del agua en el acuífero ($M^{-1}LT^2$)

El coeficiente de almacenamiento en acuíferos confinados varía entre 10^{-4} y 10^{-5} , debido a que la compresión afecta muy poco a los materiales que los forman y el volumen de agua que los cede es pequeño. Cuando el acuífero es libre, una cantidad adicional de agua es cedida por el vaciado de los espacios abiertos, dicha cantidad está representada por el rendimiento específico del material que forma el acuífero. En general, el coeficiente de almacenamiento para acuíferos libres varía entre 5×10^{-2} y 3×10^{-1} , prácticamente igual al rendimiento específico de los mismos (CONAGUA, 2007). En la Figura 2.4, se muestra de manera gráfica la diferencia entre el coeficiente de almacenamiento y el rendimiento específico.

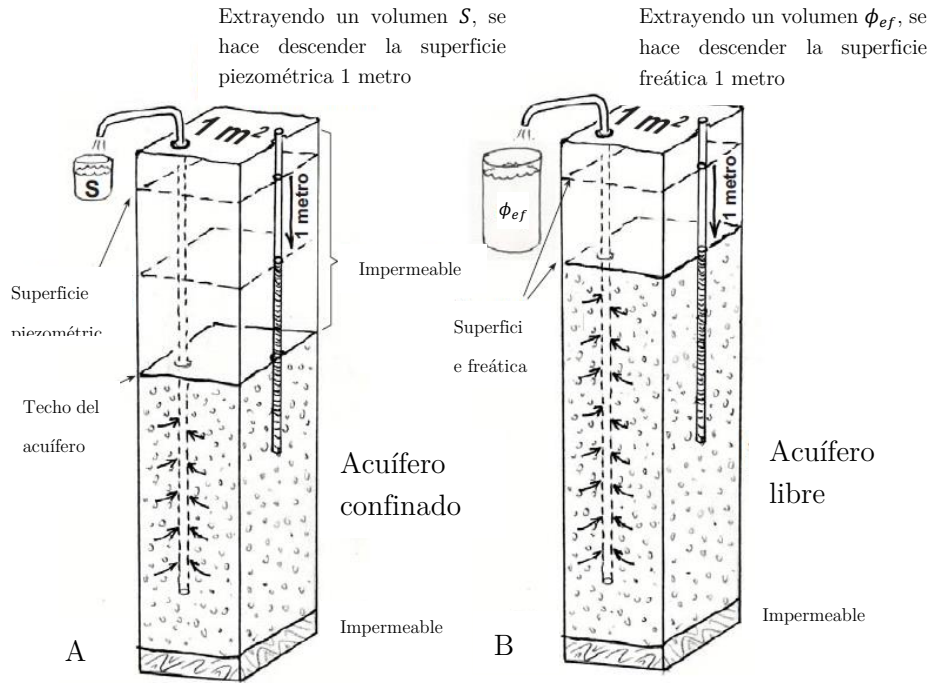


Figura 2.4 A. Explicación de coeficiente de almacenamiento. B. Explicación de rendimiento específico (Sánchez, 2014).

Coefficiente de almacenamiento específico (S_s), es la cantidad de agua liberada o retenida por un volumen unitario de material del acuífero confinado, cuando el nivel de agua subterránea desciende o asciende una unidad (CONAGUA, 2007).

$$S_s = \frac{S}{b} \quad (2.4)$$

Donde

S_s - coeficiente de almacenamiento específico (L^{-1})

b - espesor del acuífero (L)

Conductividad hidráulica (K). Se define como la cantidad de agua, que bajo condiciones físicas específicas, circula a través de una sección de área unitaria normal al sentido del flujo, bajo un gradiente hidráulico unitario (CONAGUA, 2007). Depende del tamaño y acomodo de las aberturas que transmiten agua (poros y fracturas) y de las características dinámicas del fluido como la viscosidad cinemática, densidad, y la fuerza de gravedad (Heath, 1983). La Tabla 2.2 muestra los valores de K para algunos materiales.

El valor de K varia para diferentes fluidos dependiendo de su densidad y viscosidad como sigue (U.S. Department of the Interior, 1977):

$$K = \frac{k\gamma}{\mu} \quad (2.5)$$

Donde

K – conductividad hidráulica (LT^{-1})

k - permeabilidad intrínseca del medio (L^2)

γ - peso específico del fluido ($ML^{-2}T^{-2}$)

μ - viscosidad dinámica del fluido ($ML^{-1}T^{-1}$)

Tabla 2.2 Conductividad hidráulica de algunos materiales (CONAGUA, 2007).	
Material	$K \left(\frac{m}{d}\right)$
Arcilla	$10^{-3} - 10^{-8}$
Arena de grano fino	1 – 5
Arena de grano grueso	15 – 50
Arena con grava	5 – 100
Grava	100 – 200
Arenisca	$10^{-3} - 1$
Roca sólida	$< 10^{-5}$
Roca volcánica	10^3

Permeabilidad intrínseca (k). Es una propiedad que depende de factores inherentes al origen de las rocas que forman los acuíferos como: tamaño y forma de los granos, distribución granulométrica, tamaño y forma de los poros, grado de compactación y de cementación, grado de descomposición química, entre otros (CONAGUA, 2007). Se considera que es solo propiedad del medio e independiente de las características del fluido (Montoro y Francisca, 2011).

Transmisividad (T). Debido a que el termino conductividad hidráulica no describe de manera adecuada las características del flujo de un acuífero, Theis (1935) introdujo el termino

transmisividad (Meinzer, 1949). La transmisividad es la capacidad de un acuífero para transmitir agua. Es igual a la conductividad del acuífero multiplicada por el espesor saturado (Heath, 1983).

$$T = K b \quad (2.6)$$

Donde

T - transmisividad (L^2T^{-1})

K - conductividad hidráulica (LT^{-1})

b - espesor del acuífero (L)

2.1.5 Pruebas hidráulicas en acuíferos: consideraciones teóricas

Una prueba de bombeo o prueba hidráulica en un acuífero tiene dos objetivos principales. El primero es determinar las características hidráulicas de los acuíferos; 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 (CONAGUA, 2007).

Una prueba hidráulica en un pozo de agua subterránea es un experimento de campo controlado que se realiza para determinar las propiedades hidráulicas del acuífero y de las rocas asociadas (Stallman, 1971). Consiste en la extracción de agua a gasto constante o variable, por medio de un pozo y la subsecuente observación de la respuesta del abatimiento transitorio, en el pozo de bombeo y/o en pozos de observación, perforados dentro del radio de influencia del bombeo. La selección de un método de ejecución se basa en la composición hidrogeológica del sitio para las suposiciones del método analítico de solución (Fletcher, 1996). A partir de una prueba hidráulica se puede obtener información sobre las características del acuífero, como: conductividad hidráulica, transmisividad, coeficiente de almacenamiento, existencia de barreras impermeables cercanas, así como de recarga y definir el tipo de respuesta hidráulica del acuífero (CONAGUA, 2007). También se puede inferir información hidráulica relacionada con el funcionamiento del pozo (p.e. eficiencia).

Las pruebas hidráulicas más comunes se enlistan a continuación:

- (a) **Pruebas a caudal constante.** Durante este tipo de pruebas, un pozo es bombeado a una tasa conocida y constante por un tiempo específico y se realizan mediciones del nivel de agua en el pozo de bombeo y en uno o más pozos de observación cercanos. Aunque durante la prueba es más efectivo medir los niveles de agua en los pozos de observación (i.e., prueba con múltiples pozos), es posible obtener datos útiles del funcionamiento hidráulico de la captación en sí. Este método es llamado prueba de un solo pozo (*single well test*). A pesar de algunas pérdidas de información (p.e. el coeficiente de almacenamiento no puede ser estimado directamente), el método ofrece varias ventajas económicas. Las pruebas de un solo pozo son usadas para dos tipos de pruebas: pruebas de recuperación (*recovery test*) y pruebas de pulso (*slug test*; [Fletcher, 1996](#)).
- (b) **Pruebas de caudal variable escalonado** (*step test*). Es una prueba en un solo pozo de bombeo diseñada para investigar el desempeño de la captación bajo condiciones de descarga variable. En una prueba de gasto escalonado, el caudal se incrementa progresivamente. Además de estimar las propiedades hidráulicas de un sistema acuífero, como la transmisividad y conductividad hidráulica, el objetivo de una prueba de caudal variable es evaluar los criterios de rendimiento del pozo, pérdidas de carga asociadas al flujo turbulento asociado al bombeo, eficiencia, factor de piel (*skin factor*) y radio efectivo del pozo ([Duffield, 2007](#)).
- (c) **Pruebas de recuperación.** Como el nombre lo indica, una prueba de recuperación implica detener el bombeo y observar los niveles de recuperación del agua en el mismo pozo. Debido a la turbulencia y las pérdidas en el pozo durante la etapa de abatimiento, una prueba de recuperación genera una alternativa adicional para la caracterización hidráulica de un acuífero ([Fletcher, 1996](#)).
- (d) **Prueba de pulso.** Es un método comúnmente empleado en el ámbito práctico. Tiene las ventajas de poder ser usado en materiales de baja conductividad y no requiere equipo de bombeo. La prueba de pulso consiste en inyectar o retirar un pulso (instantáneo) de agua de volumen conocido del pozo, con una carga hidráulica sobre el nivel estático. La tasa a

la que el nivel de agua se eleva o desciende en el pozo es usada para estimar las propiedades hidráulicas del acuífero (Hyder et al., 1994).

2.1.6 Ejemplo teórico

Se desea conocer el gasto, Q , que se puede extraer de un pozo de bombeo para generar un abatimiento máximo de 10 m. El acuífero donde se encuentra el pozo tiene comportamiento de confinado, conductividad hidráulica de 0.85 m/día, coeficiente de almacenamiento de 4×10^{-4} y espesor saturado de 165 m. El nivel piezométrico se encuentra a 38 m de la superficie.

Solución:

Se calcula la transmisividad del acuífero

$$T = K b$$

$$T = \left(0.85 \frac{\text{m}}{\text{día}}\right) (165 \text{ m}) = 140.25 \frac{\text{m}}{\text{día}}$$

Como se trata de un acuífero confinado, es posible emplear la solución simplificada de Cooper-Jacob (1946), para calcular el abatimiento.

$$T = \frac{2.3 Q}{4\pi s}$$

Despejando Q

$$Q = \frac{4T\pi s}{2.3}$$

$$Q = \frac{4 \left(140.25 \frac{\text{m}^2}{\text{día}}\right) \pi (10 \text{ m})}{2.3} = 7662.75 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

De este ejemplo, se puede resaltar que el caudal es proporcional a la transmisividad, por lo que esta juega un papel importante en la estimación de los gastos en los pozos de bombeo.

2.2 Métodos clásicos de interpretación

La relación entre el abatimiento y los parámetros hidráulicos de los acuíferos se puede describir de la siguiente manera: el abatimiento en la vecindad de un pozo es directamente proporcional

al caudal de bombeo y el tiempo desde que este inició e inversamente proporcional a la transmisividad, al coeficiente de almacenamiento y al cuadrado de la distancia del pozo a cualquier punto del cono de abatimiento.

La relación mencionada puede expresarse matemáticamente en un conjunto de ecuaciones para pruebas de bombeo, las cuales permiten determinar las propiedades del acuífero, tanto para acuíferos libres, confinados y semiconfinados. Las ecuaciones pueden dividirse en aquellas en las que el acuífero se encuentra en estado estacionario y tiempo estacionario (Fetter, 2001).

El marco teórico de los modelos analíticos supone que:

1. Todas las formaciones geológicas son horizontales y de extensión infinita.
2. La superficie potenciométrica del acuífero es horizontal al iniciar el bombeo.
3. La superficie potenciométrica no cambia con el tiempo antes de iniciar el bombeo.
4. Todos los cambios en la posición de la superficie potenciométrica son debidos solo al efecto del pozo de bombeo.
5. El acuífero es homogéneo e isotrópico.
6. Todo el flujo a través del pozo es radial.
7. El flujo de agua subterránea es horizontal.
8. La ley de Darcy es válida.
9. El agua subterránea tiene densidad y viscosidad constantes.
10. El pozo de bombeo y los de observación son totalmente penetrantes.
11. El pozo de bombeo tiene un diámetro infinitesimal y es 100% eficiente.

2.2.1 Modelo de Theis (1935)

El primer análisis matemático transitorio de abatimiento efectuado en un acuífero confinado fue publicado por Theis (1935). Theis hizo las siguientes suposiciones, además de las enlistadas anteriormente.

1. El acuífero es confinado en el techo y en el fondo.
2. No existe fuente de recarga del acuífero.

3. El acuífero es compresible y el agua es liberada instantáneamente del acuífero mientras la carga hidráulica disminuye.
4. El pozo es bombeado con caudal constante (Figura 2.5)

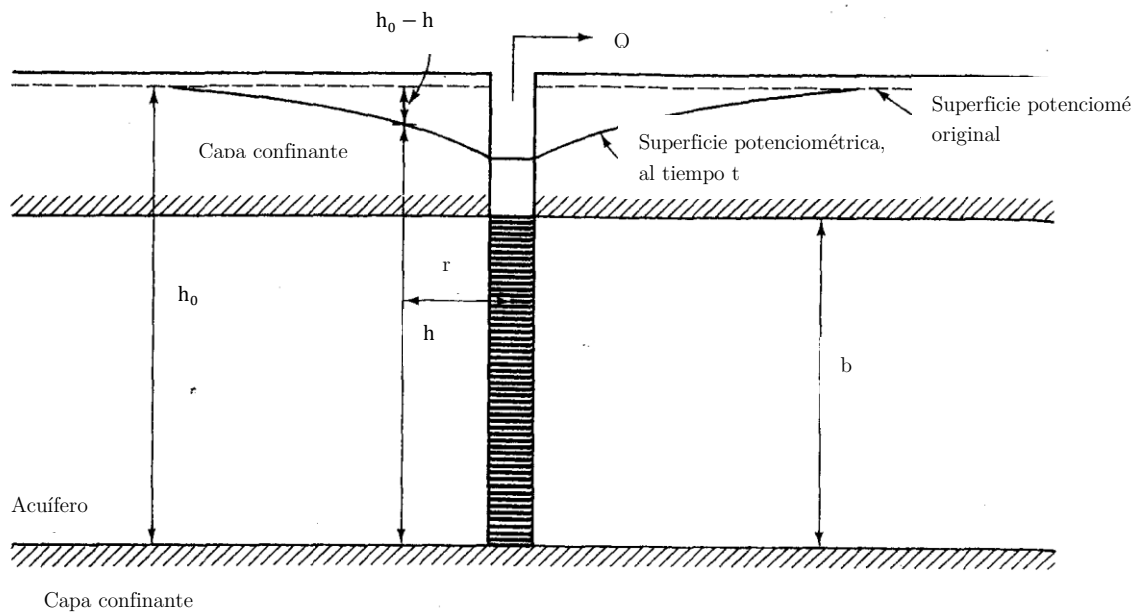


Figura 2.5. Pozo totalmente penetrante para un acuífero confinado

De la ley de Darcy, el flujo de agua a través de cualquier sección circular del acuífero hacia el pozo es el área de la sección circular por la conductividad hidráulica, K , multiplicada por el gradiente hidráulico. El gradiente hidráulico es expresado como el cambio en la carga hidráulica respecto a la distancia radial al pozo, dh/dr . El área de una sección circular es la circunferencia de la sección, $2\pi r$, donde r es el radio del círculo, por el espesor del acuífero, b . Por lo tanto, el área es $2\pi r b$. El flujo a través de la sección circular puede expresarse como:

$$Q = (2\pi r b)K \left(\frac{dh}{dr} \right) \quad (2.7)$$

Donde:

Q - gasto de bombeo ($L^3 T^{-1}$)

r - distancia radial de la sección circular al pozo (L)

b - espesor del acuífero (L)

K - conductividad hidráulica (LT^{-1})

dh/dr - gradiente hidráulico (adimensional)

La transmisividad, T, es el producto del espesor del acuífero y la conductividad hidráulica. La ecuación 2.7 puede expresarse como

$$Q = 2\pi T \left(\frac{dh}{dr} \right) \quad (2.8)$$

Reorganizando la ecuación 2.8 como sigue

$$r \frac{dh}{dr} = \frac{Q}{2\pi T} \quad (2.9)$$

Las suposiciones básicas pueden ser expresadas matemáticamente como condiciones iniciales y de frontera. La condición inicial de una superficie potenciométrica horizontal es

$$h(r, 0) = h_0 \text{ para todo } r \quad (2.10)$$

La condición de frontera que representa extensión horizontal infinita sin abatimiento a cualquier tiempo es

$$h(\infty, t) = h_0 \text{ para todo } t \quad (2.11)$$

El gasto de bombeo constante esta descrito por la ecuación 2.9.

La solución de Theis está dada por la siguiente ecuación

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.12)$$

Donde:

h - carga hidráulica (L)

S - coeficiente de almacenamiento del pozo (adimensional)

T - transmisividad del acuífero (L^2T^{-1})

t - tiempo desde el inicio del bombeo (T)

r - distancia radial al pozo de bombeo (L)

Bajo las condiciones de las ecuaciones 2.9, 2.10 y 2.11 se conoce como la ecuación de equilibrio de Theis:

$$h_0 - h = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du \quad (2.13)$$

Donde el argumento u está dado por

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (2.14)$$

Donde:

Q - caudal constante de bombeo ($L^3 T^{-1}$)

h_0 - carga hidráulica inicial (L)

$h_0 - h$ - abatimiento, s , (L)

La integral de la ecuación 2.13 se llama integral exponencial. Puede ser aproximada por una serie infinita de modo que la ecuación de Theis se convierte

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \left[-0.5772 - \ln u + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \frac{u^4}{4 \cdot 4!} + \dots \right] \quad (2.15)$$

Los términos de la serie infinita de la ecuación 2.15 ha sido llamada función de pozo y por lo general se escribe como $W(u)$. Usando la función de pozo, la ecuación de Theis se puede expresar como

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad (2.16)$$

2.2.2 Modelo de Cooper y Jacob (1946)

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 más restringidas (CONAGUA, 2007).

De la ecuación 2.15, para

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

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 valores pequeños de r , los términos posteriores a $\ln u$ en la ecuación 2.15, se consideran pequeños. Por lo que, para valores de $u < 0.01$, el abatimiento puede expresarse como:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \left[-0.5772 - \ln \left(\frac{r^2 S}{4Tt} \right) \right] \quad (2.17)$$

Al considerar logaritmos decimales a la ecuación 2.17, resulta lo siguiente

$$s = \frac{2.3 Q}{4\pi T} \left[\log \left(\frac{2.25 Tt}{r^2 S} \right) \right] \quad (2.18)$$

Al hacer la gráfica del abatimiento en función del logaritmo del tiempo, se obtiene una línea recta. Esta recta se prolonga hasta interceptar el eje donde $s = 0$, de esta forma el punto de intersección tiene coordenadas $s = 0$ y $t = t_0$, sustituyendo estos valores en la ecuación 2.18 se obtiene lo siguiente:

$$0 = \left[\frac{2.30 Q}{4\pi T} \right] \left[\log \left(\frac{2.25 T t_0}{r^2 S} \right) \right]$$

Y como

$$\frac{2.30 Q}{4\pi T} \neq 0$$

Entonces,

$$\frac{2.25 T t_0}{r^2 S} = 1, \text{ o } S = \frac{2.25 T t_0}{r^2} \quad (2.19)$$

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

$$T = \frac{2.3 Q}{4\pi \Delta s} \quad (2.20)$$

2.2.3 Modelos de interpretación

Los acuíferos idealizados son poco comunes, sin embargo, numerosos análisis matemáticos se han tenido que desarrollar para ajustar los modelos generales a condiciones especiales encontradas en la naturaleza. La Tabla 2.3 muestra algunos modelos clásicos desarrollados para análisis transitorio y estacionario.

Tabla 2.3. Modelos clásicos de interpretación			
Acuífero Régimen	Libre	Semiconfinado	Confinado
Estacionario	Corrección de (Dupuit, 1863)	Ecuación de De Glee (1930)	Ecuación de Thiem (1906)
Transitorio	Ecuación de Neuman (1975)	Ecuación de Hantush (1964)	Ecuación de Theis (1935); Cooper y Jacob (1946; 1952)

Como se ha mencionado, las pruebas hidráulicas en acuíferos permiten conocer las características de los mismos. La estimación de los parámetros hidráulicos del sistema acuífero depende del modelo de interpretación que se utilice. La Tabla 2.4 enlista algunos de los modelos de ajuste más utilizados en la hidrogeología y los parámetros que estima cada modelo.

Tabla 2.4 Modelos de interpretación usados en hidrogeología (tomado de Duffield, 2007)			
Respuesta del acuífero	Modelo analítico	Parámetros estimados	Descripción de la solución
Confinado	Theis (1935) / Hantush (1961)	T – transmisividad S – Coeficiente de almacenamiento K_z/K_r – relación de anisotropía hidráulica b – espesor saturado	Curvas tipo de solución para pozos parcial o completamente penetrantes.
Confinado	Theis (1935)	T – Transmisividad S/S' - relación del coeficiente de almacenamiento durante el bombeo con el coeficiente de almacenamiento durante la recuperación	Solución de línea recta para prueba de recuperación
Confinado	Theis (1935)	T – transmisividad S – coeficiente de almacenamiento S_w – Factor de piel o daño de pozo C – coeficiente no lineal de pérdidas de pozo P – exponente no lineal de pérdidas de pozo	Solución para pruebas a caudal variable escalonado
Confinado	Cooper-Jacob (1946)	T – Transmisividad S – Coeficiente de almacenamiento	Solución de línea recta aproximada a la ecuación de flujo inestable de Theis (1935)

Tabla 2.4 Modelos de interpretación usados en hidrogeología (tomado de Duffield, 2007)			
Respuesta del acuífero	Modelo analítico	Parámetros estimados	Descripción de la solución
Confinado	Moench-Prickett (1972)	T – Transmisividad S – Coeficiente de almacenamiento S_y – Rendimiento específico H – b – Carga inicial sobre el techo del acuífero	Solución para acuífero confinado con conversión a libre
Confinado	Papadopoulos-Cooper (1967)	T – Transmisividad S – Coeficiente de almacenamiento r(w) – radio de pozo r(c) – radio nominal de la cubierta del pozo	Solución para pozo de diámetro finito con almacenamiento de pozo
Confinado	Dougherty-Babu (1984)	T – transmisividad S – Coeficiente de almacenamiento K_z/K_r – relación de anisotropía hidráulica r(w) – radio de pozo r(c) – radio nominal de la cubierta del pozo	Solución para pozo de diámetro finito con almacenamiento de pozo y piel (daño)
Confinado	Hantush (1962)	T – transmisividad S – Coeficiente de almacenamiento r/a – Parametro de goteo K_z/K_r – relación de anisotropía hidráulica b – espesor saturado	Solución para pozo completamente penetrante en acuífero confinado con forma de cuña

Tabla 2.4 Modelos de interpretación usados en hidrogeología (tomado de [Duffield, 2007](#))

Respuesta del acuífero	Modelo analítico	Parámetros estimados	Descripción de la solución
Confinado	Murdoch (1994)	K_x – Conductividad hidráulica en dirección x S_s – almacenamiento específico K_y/K_x – Relación de anisotropía de conductividad hidráulica L_t – Longitud de trinchera	Solución para una trinchera interceptora
Confinado	Barker (1988)	K – Conductividad hidráulica S_s – Almacenamiento específico n – dimensión de flujo b – extensión de la región del flujo S_w – factor de piel de pozo $r(w)$ – radio de pozo $r(c)$ – radio nominal de la cubierta del pozo	Solución para flujo no estable, n-dimensional, para pozo totalmente penetrante en un acuífero isotrópico con fracturas de una o doble porosidad
Semiconfinado	Hantush-Jacob (1955) / Hantush (1964)	T – transmisividad S – Coeficiente de almacenamiento r/B – parámetro de goteo K_z/K_r – relación de anisotropía hidráulica b – espesor saturado	Solución para pozos parciales y completamente penetrantes y acuífero anisótropo
Semiconfinado	Hantush (1960)	T – transmisividad S – Coeficiente de almacenamiento r/B' – parámetro de goteo, primer acuitardo	Solución para abatimiento a tiempos tempranos en el acuífero bombeado

Tabla 2.4 Modelos de interpretación usados en hidrogeología (tomado de [Duffield, 2007](#))

Respuesta del acuífero	Modelo analítico	Parámetros estimados	Descripción de la solución
		r/B'' – parámetro de goteo, segundo acuitardo	
Semiconfinado	Cooley-Case (1973)	T – transmisividad S – Coeficiente de almacenamiento r/B – parámetro de goteo β – parámetro de goteo $\frac{S'}{S_y}$ – relación de almacenamiento en el acuitardo L/b' – Altura adimensional de la franja capilar	Solución para acuífero semiconfinado cubierto por un acuitardo
Semiconfinado	Neuman-Witherspoon (1969)	T – transmisividad S – Coeficiente de almacenamiento r/B – parámetro de goteo β – parámetro de goteo T_2 – transmisividad en el acuífero no bombeado S_2 – coeficiente de almacenamiento en el acuífero no confinado	Solución para un sistema de dos acuíferos confinados
Semiconfinado	Moench (1985)	T – transmisividad S – Coeficiente de almacenamiento	

Tabla 2.4 Modelos de interpretación usados en hidrogeología (tomado de [Duffield, 2007](#))

Respuesta del acuífero	Modelo analítico	Parámetros estimados	Descripción de la solución
		r/B' – parámetro de goteo, primer acuitado r/B'' - parámetro de goteo, segundo acuitado S_w – factor de piel de pozo $r(w)$ radio de pozo $r(c)$ – radio nominal de la cubierta del pozo	
Libre	Theis (1935)	T – transmisividad S – Coeficiente de almacenamiento K_z/K_r – relación de anisotropía hidráulica b – espesor saturado	La solución de Theis (1935) es aplicable a acuíferos libres con la corrección de datos de abatimiento (Kruseman y de Ridder, 1990)
Libre	Cooper-Jacob (1946)	T – transmisividad S – Coeficiente de almacenamiento	La solución de Cooper – Jacob (1946) es aplicable a acuíferos libres con la corrección de datos de abatimiento (Kruseman y de Ridder, 1990)
Libre	Neuman (1974)	T – transmisividad S – Coeficiente de almacenamiento S_y – rendimiento específico	Solución para acuífero libre con respuesta de drenaje diferido. También asume el drenaje instantáneo en el

Tabla 2.4 Modelos de interpretación usados en hidrogeología (tomado de [Duffield, 2007](#))

Respuesta del acuífero	Modelo analítico	Parámetros estimados	Descripción de la solución
		β o K_z/K_r – relación anisotrópica de conductividad hidráulica	nivel freático. La solución descuida el almacenamiento de pozo.
Libre	Moench (1997)	T – transmisividad S – Coeficiente de almacenamiento S_y – rendimiento específico S_w – factor adimensional de piel de pozo $r(w)$ radio de pozo $r(c)$ – radio nominal de la cubierta del pozo α_1 – Constante empírica de Moench para el drenaje no instantáneo	Solución para pozo parcial o completamente penetrante, diámetro de pozo finito con almacenamiento y piel de pozo. Solución para acuífero libre con drenaje diferido.
Libre	Tartakovsky – Neuman (2007)	T – transmisividad S – Coeficiente de almacenamiento S_y – rendimiento específico K_z/K_r – relación anisotrópica de conductividad hidráulica $K(D)$ – parámetro adimensional que caracteriza las propiedades de un medio no saturado	Solución para pozo parcial o completamente penetrante con drenaje diferido, considera flujo tridimensional en las zonas saturada y no saturada. No se considera almacenamiento de pozo.
Fracturado	Moench (1984)	K – conductividad hidráulica de la fractura	Solución para pozo de diámetro finito con almacenamiento y piel de

Tabla 2.4 Modelos de interpretación usados en hidrogeología (tomado de Duffield, 2007)

Respuesta del acuífero	Modelo analítico	Parámetros estimados	Descripción de la solución
		S_s – almacenamiento específico de la fractura K' - conductividad hidráulica de la matriz S_s' - almacenamiento específico de la matriz S_w – factor de piel de pozo S_f – factor de piel de la fractura $r(w)$ radio de pozo $r(c)$ – radio nominal de la cubierta del pozo	pozo, se asume un modelo de doble porosidad con matriz de bloques o esferas y piel de la fractura.
Fracturado	Gringarten – Witherspoon (1972)	K_x – conductividad hidráulica en dirección x S_s – almacenamiento específico K_y/K_x – relación anisotrópica de conductividad hidráulica L_f – longitud e la fractura	Solución para pozo completamente penetrante que intersecta una fractura vertical de flujo uniforme en un acuífero confinado anisotrópico. El abatimiento en la formación de flujo uniforme varia a lo largo de la fractura
Fracturado	Gringarten – Ramey – Raghavan (1974)	K_x – conductividad hidráulica en dirección x S_s – almacenamiento específico	Solución para pozo completamente penetrante que intersecta una fractura vertical de flujo uniforme en

Tabla 2.4 Modelos de interpretación usados en hidrogeología (tomado de Duffield, 2007)

Respuesta del acuífero	Modelo analítico	Parámetros estimados	Descripción de la solución
		K_y/K_x – relación anisotrópica de conductividad hidráulica L_f – longitud e la fractura	un acuífero confinado anisotrópico. El abatimiento en la formación de conductividad infinita es uniforme a lo largo de la fractura
Fracturado	Gringarten – Ramey (1974)	K_r – conductividad hidráulica radial S_s – almacenamiento específico K_z/K_r – relación anisotrópica de conductividad hidráulica R_f – radio de la fractura	Solución para pozo que intersecta una fractura horizontal de flujo uniforme en un acuífero confinado anisotrópico.
Fracturado	Barker (1988)	K – conductividad hidráulica de la fractura S_s – almacenamiento específico de la fractura K' - conductividad hidráulica de la matriz S_s' - almacenamiento específico de la matriz n – dimensión de flujo S_w – factor de piel de pozo $r(w)$ radio de pozo $r(c)$ – radio nominal de la cubierta del pozo	Solución para flujo n-dimensional, para porosidad singular o doble porosidad en acuífero fracturado. Solución para pozo de radio finito con capacidad de almacenamiento y piel.

2.3 Interpretación mediante curvas diagnóstico y análisis derivativos

Al interpretar una prueba de pozos, los métodos de análisis se basan en la existencia de una línea recta que se forma en las gráficas abatimiento, s , vs una función del tiempo transcurrido, $f(\Delta t)$. Los gráficos especializados desarrollados en la ingeniería, petrolera, permiten identificar cuando un régimen de flujo en particular domina durante cierto tiempo, por lo que el análisis de línea recta se debe aplicar a todos los regímenes de flujo presentes en el comportamiento de la gráfica a lo largo de la duración de la prueba para definir un modelo de interpretación ([Gringarten, 2008](#)).

El análisis derivativo es realizado con un gráfico simultáneo del abatimiento y su respuesta derivada del periodo de interpretación en escala log-log. Leyendo la forma de la respuesta derivada, es posible establecer la secuencia de los regímenes. Con frecuencia, el comportamiento de transición entre regímenes solo es visible en la curva derivada log-log, el diagnóstico no es único y se deben considerar diferentes modelos geológicos y matemáticos para la interpretación paramétrica ([D. Bourdet, 2002](#)).

Para analizar un conjunto de datos con un gráfico diagnóstico, el procedimiento inicia con el cálculo de la derivada logarítmica de los datos y la representación gráfica simultánea del abatimiento y su derivada logarítmica ([Renard et al., 2009](#)).

A fin de poder identificar el modelo que puede ser usado para interpretar los datos, es necesario comparar las curvas diagnóstico con un conjunto de curvas teóricas como las mostradas en la Figura 2.6 ([Renard et al., 2009](#)).

Una vez identificado el modelo (o los posibles modelos), el procedimiento consiste en estimar los parámetros del modelo que permita la mejor reproducción de los datos. Cuando los gráficos diagnóstico son usados, es interesante mostrar el gráfico diagnóstico de los datos con la curva diagnóstico del modelo ajustado en la misma gráfica. De esta manera es posible comprobar de manera visual rápidamente si el ajuste es aceptable y si el modelo derivado reproduce los datos observados ([Renard et al., 2009](#)).

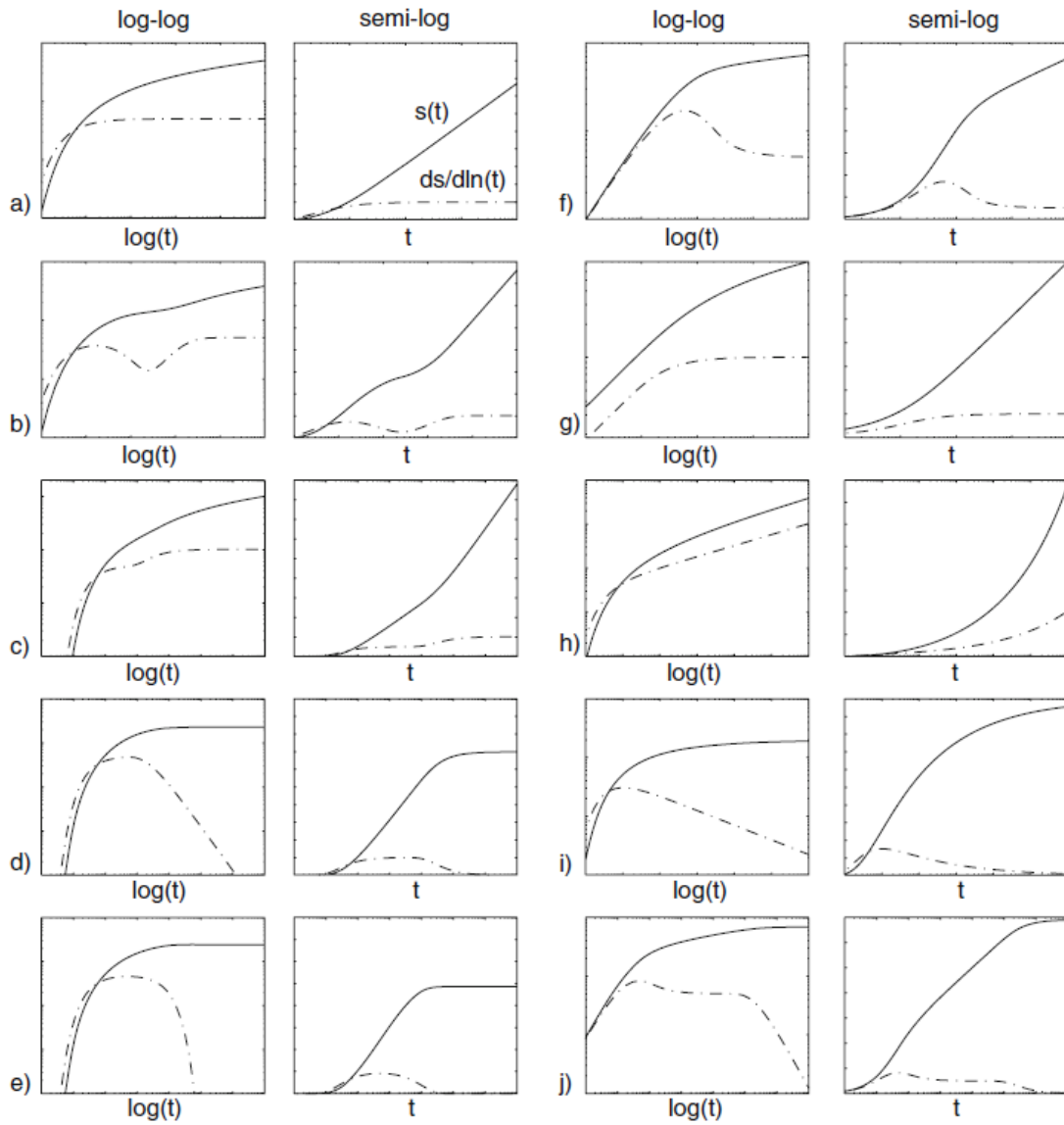


Figura 2.6 Curvas diagnóstico típicas en hidrogeología (Renard et al., 2009): a Modelo de Theis, acuífero confinado; b doble porosidad o acuífero libre; c frontera de no flujo infinita; d frontera de carga constante lineal infinita; e acuífero semiconfinado; f almacenamiento de pozo y efectos de piel; g fractura vertical de conductividad infinita; h dimensión de flujo no entera menor que 2; i dimensión de flujo no entera mayor que 2; j efectos combinados de almacenamiento de pozo y frontera de carga constante. Línea continua: abatimiento, línea punteada: derivada logarítmica.

2.4 Algoritmos de derivación

2.4.1 Algoritmo de Bourdet et al. (1983)

Con el enfoque derivativo, el tiempo de cambio del abatimiento durante la prueba se considera para el análisis. A fin de que se enfatice el régimen de flujo radial, la derivada se toma con respecto al logaritmo del tiempo (Bourdet et al., 1983). Mediante el uso del logaritmo natural, la derivada puede expresarse como la derivada respecto al tiempo, multiplicada por el intervalo de tiempo desde el inicio del periodo.

$$s' = \frac{ds}{d \ln \Delta t} = \Delta t \frac{ds}{dt} \quad (2.21)$$

La derivada debe ser graficada en escala log-log vs tiempo.

El algoritmo de derivación de Bourdet et al. (1989) se basa en una aproximación en diferencias finitas, que usa tres puntos (Figura 2.7): un punto antes (izquierda=1) y un punto después (derecha=2) del punto de interés, i . Se estiman las pendientes de la izquierda y de la derecha y se atribuye su media ponderada al punto i .

$$\frac{ds}{dx} = \frac{\left(\frac{\Delta s}{\Delta x}\right)_1 \Delta x_2 + \left(\frac{\Delta s}{\Delta x}\right)_2 \Delta x_1}{\Delta x_1 + \Delta x_2} \quad (2.22)$$

Se recomienda iniciar utilizando puntos consecutivos. Si la señal de la derivada resulta ruidosa, se aplica un suavizado que incrementa la distancia Δx entre el punto i y los puntos 1 y 2. El suavizado se define como una distancia L , expresada en la escala de tiempo. Los puntos 1 y 2 son la primera distancia $\Delta x_{1,2} > L$ (Bourdet, 2002).

El coeficiente de suavizado L se incrementa hasta que la respuesta derivada es suficientemente suavizada. Los valores comunes de L son 0 (puntos consecutivos) hasta 0.5 en casos extremos (Bourdet et al. 1989).

Cuando se requiere un suavizado mayor para reproducir una curva derivada razonablemente bien definida, se recomienda examinar los datos en escalas semi-log. Cualquier comportamiento

inusual del abatimiento puede ser identificado y analizado para determinar el mejor factor de suavizado.

Al final del periodo de prueba, los puntos i se vuelven más cercanos al último punto registrado que la distancia L . No es posible realizar el suavizado a la derecha y se alcanzan los efectos finales. Estos efectos pueden causar distorsión al final de la respuesta derivada.

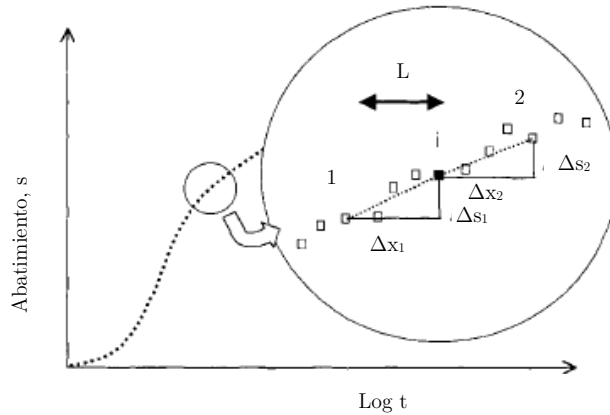


Figura 2.7 Diferenciación de un conjunto de datos. Escala semilogarítmica (Bourdet, 2002)

2.4.2 Algoritmo de Spane y Wurstner (1993)

El algoritmo de diferenciación de Spane y Wurstner (1993) está basado en el algoritmo principal de Bourdet et al. (1989). En el algoritmo de Spane y Wurstner (1993) existen dos opciones para el cálculo de las pendientes medias ($\Delta s/\Delta x$) antes y después del punto de interés i : 1) punto final fijo y 2) regresión con mínimos cuadrados.

En el método del punto final fijo, el punto inmediato antes y después (i.e. a la izquierda y a la derecha respectivamente) y la distancia entre abscisas (i.e. la distancia L) del punto de interés, son usados para calcular las pendientes medias. El método del punto final fijo se recomienda para calcular la derivada del abatimiento para valores de curvas tipo publicadas (p.e., Cooper et al., 1967) o para datos de pruebas relativamente libres de ruido (Spane y Wurstner, 1993).

En pruebas con mucho ruido, la regresión con mínimos cuadrados es preferida. En esta opción, todos los datos de la prueba, inmediatamente antes y después de la distancia L , son utilizados para calcular las pendientes a la izquierda y derecha del punto de interés. Las pendientes calculadas son ponderadas (Spane y Wurstner, 1993).

2.4.3 Análisis de pruebas de recuperación

Para la recuperación en una prueba de un solo pozo, la derivada se genera con respecto al tiempo equivalente de Agarwal (1980) dado por la superposición en la ecuación 2.22 (Bourdet, 2002):

$$\Delta s' = \frac{ds}{d \ln \frac{t_p \Delta t}{t_p + \Delta t}} = \frac{t_p + \Delta t}{t_p} \Delta t \frac{ds}{dt} \quad (2.23)$$

En todos los casos la derivada se grafica vs tiempo y se ajusta con una curva tipo derivativa (Bourdet, 2002).

2.5 Ruido en la derivada

Por definición, la derivada logarítmica es igual a

$$\frac{\partial s}{\partial \ln t} = t \frac{\partial s}{\partial t} \quad (2.24)$$

Cuando se usan los datos recolectados en campo, la derivada logarítmica debe ser evaluada numéricamente por series discretas de n valores de abatimientos s_i y tiempos t_i . Por tanto existen diferentes formas de calcular la derivada. La más simple es la siguiente (Renard et al., 2009):

$$\left. \frac{\partial s}{\partial \ln t} \right|_{t_m} = \frac{s_i - s_{i-1}}{\ln(t_i) - \ln(t_{i-1})} \quad (2.25)$$

Esta aproximación se asocia con el tiempo t_m correspondiente al centro del intervalo de tiempo (calculado con la media aritmética o geométrica de dos valores del tiempo sucesivos; Renard et al., 2009).

Otra posibilidad es calcular la pendiente entre dos puntos y multiplicarlos por el tiempo correspondiente al centro del intervalo. (Renard et al., 2009)

$$\left. \frac{\partial s}{\partial \ln t} \right|_{t_m} \approx \left(\frac{t_i + t_{i-1}}{2} \right) \left(\frac{s_i - s_{i-1}}{t_i + t_{i-1}} \right) \quad (2.26)$$

Cuando se realizan mediciones frecuentes y los datos son exactos, las aproximaciones con las ecuaciones 2.25 y 2.26 generan una muy buena estimación de la derivada logarítmica. Sin embargo, cuando la variación del tiempo entre dos medidas es bastante grande y/o cuando las medidas del abatimiento son afectadas por incertidumbre, entonces la derivada calculada contendrá mucho ruido (Renard et al., 2009).

Para minimizar los efectos del ruido, se han propuesto esquemas robustos de diferenciación. Bourdet (1983), Horne (1994), Spane y Wurstner (1993) o Veneruso y Spath (2006) discuten y presentan diferentes técnicas de suavizado de datos antes del cálculo de la derivada o suavizado de la derivada.

2.6 Modelo de flujo radial generalizado

La estimación de los parámetros de acuíferos como la transmisividad por medio de análisis de pruebas de pozos se basa conociendo o asumiendo la geometría del flujo del sistema (Bowman et al., 2013), típicamente se asume radial (Jacob, 1950). Sin embargo, curvas diagnóstico generadas (p.e., Beauheim et al., 2004) usando datos de pruebas de bombeo en acuíferos fracturados con frecuencia indican flujo no radial, lo que complica el análisis de la prueba de pozo. El modelo generalizado para flujo radial, desarrollado por Barker (1988) incorpora la dimensión de flujo (n), que toma en cuenta la simulación y análisis de flujo no radial, donde la dimensión de flujo del sistema no necesita ser un valor entero.

Barker (1988) define el modelo de flujo radial generalizado como

$$S_s \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{K}{r^{n-1}} \frac{\partial}{\partial r} \left(r^{n-1} \frac{\partial h}{\partial r} \right) \quad (2.27)$$

Donde

S_s – almacenamiento específico (L^{-1})

h - carga hidráulica (L)
 t - tiempo transcurrido (T)
 K - conductividad hidráulica (L/T)
 r - distancia radial desde el pozo (L)
 n - dimensión de flujo (adimensional)

Describe la relación entre la distancia al pozo de bombeo (r) contra el área de flujo transversal (A) como

$$A(r) = b^{3-n} \frac{2\pi^{n/2}}{\Gamma\left(\frac{n}{2}\right)} r^{n-1} \quad (2.28)$$

Donde

b - es la extensión de la zona de flujo (L)
 Γ - es la función gama

La dimensión de flujo n se relaciona con la relación de potencias entre el área de flujo y la distancia radial desde el pozo y se define como la potencia de variación más uno. Por ejemplo, la relación entre el área de flujo y la distancia en un sistema radial estándar está dada por:

$$A(r) = 2\pi r b \quad (2.29)$$

El área de flujo varía linealmente con la distancia (r^1), haciendo la dimensión de flujo, por definición, dos para este sistema radial. Los sistemas lineal (r^0) y esférico (r^2) tienen dimensiones de flujo 1 y 3, respectivamente (Bowman et al., 2013).

Roberts et al., (1999) desarrollaron lo que llamaron “curvas diagnóstico de dimensión de flujo” (*flow-dimension diagnostic plots*) para cada uno de los tres tipos comunes de pruebas hidráulicas (caudal constante, carga constante y prueba de pulso). Estas curvas diagnóstico muestran una primera o segunda derivada escalada del abatimiento o la respuesta del radio de flujo. Pueden ser usadas para determinar si una dimensión de flujo estable fue encontrada durante la prueba y que dimensión es. Si existe una dimensión de flujo estable, la derivada presentara un valor constante, este valor es igual a la dimensión de flujo. Beauheim et al.,

(2004) sugieren que el valor constante persista por al menos un ciclo logarítmico de tiempo para tener confianza en él. Si la derivada no se estabiliza a un valor constante, entonces no existe una dimensión de flujo estable (en la escala de la prueba y no es posible inferir únicas propiedades hidráulicas analíticamente, esto no imposibilita el uso de técnicas numéricas de regresión no lineal para la interpretación de la prueba.

Durante una prueba de bombeo a caudal constante en un sistema de acción infinita, homogéneo y de geometría constante, una derivada del abatimiento de Bourdet muestra, a tiempos tardíos, una línea recta cuya pendiente (m) se relaciona con la dimensión de flujo como sigue (Barker, 1988):

$$m = 1 - \frac{n}{2} \quad (2.30)$$

Dada esta relación, la dimensión de flujo puede ser graficada directamente como la segunda derivada de la presión escalada contra el tiempo (Roberts et al., 1999; Beauheim et al., 2004). Esta segunda derivada se define como

$$s'' = -2 \frac{d \log(s')}{d \log(t)} + 2, \quad (2.31)$$

Donde

s' - es la derivada de Bourdet et al. (1989)

Las curvas diagnóstico de pruebas de bombeo dirigidas en acuífero heterogéneos de rocas fracturadas con frecuencia indican dimensiones de flujo subradial no entero (Raghavan, 2004). El significado físico de las dimensiones de flujo no enteras ha sido objeto de debate e investigación (Bowman et al., 2013). Barker (1988) supuso que el significado físico de la dimensión de flujo no es clara pero indica que puede estar relacionada al flujo en una red fractal. Doe y Geier (1990) notaron que las dimensiones de flujo no enteras pueden resultar cuando la conductividad hidráulica del acuífero varia como una función potencial de la

distancia, también sugieren que el flujo a través de conductos de alta permeabilidad cuya área transversal varia como función potencial de la distancia generaría dimensiones de flujo no enteras. [Chang y Yortsos \(1990\)](#) y [Acuna y Yortsos \(1995\)](#) mostraron que las dimensiones de flujo no enteras pueden surgir de bombeo en medios fractales. [Walker et al. \(2006\)](#) encontraron que pruebas de bombeo simuladas en redes de infiltración fractales produjeron un promedio de dimensión de flujo de 1.5.

2.7 Respuestas derivativas teóricas

Como se ha mencionado, la respuesta del pozo está compuesta por diferentes regímenes o geometrías de flujo, cuya geometría define, desde tiempos tempranos hasta tardíos, las condiciones cercanas al pozo hasta los límites del acuífero en el caso de una prueba suficientemente larga ([Bourdet, 2002](#)).

Las geometrías de flujo son patrones que aparecen en la derivada de los datos de abatimiento y son importantes debido a que cada régimen representa una geometría de las líneas de corriente del flujo en la formación que está siendo examinada ([Ehlig-Economides et al., 1994](#)). En la Tabla 2.5 se resumen los diferentes regímenes de flujo ([Hernández-Espriú, 2015](#)) y en la Figura 2.8 se denota la representación gráfica de cada geometría, en función de la pendiente de la señal de la derivada:

Régimen o geometría de flujo	Pendiente en escala log-log s'	Diagnóstico	Comprobación (Gráficos especializados)
Almacenamiento de pozo (AP)	1	Almacenamiento de pozo	Pendiente del abatimiento y su derivada igual a 1, en escala log-log
Radial (FRI)	0	Flujo radial infinito	Pendiente cero en tiempos tardíos, escala semilog

Lineal (FL)	$\frac{1}{2}$	Flujo en fracturas de conductividad infinita	Pendiente unitaria, $\log \sqrt{t}$ contra $\log s$
Bilineal (FBL)	$\frac{1}{4}$	Flujo en fracturas rellenas	Pendiente unitaria, $\log \sqrt[4]{t}$ contra $\log s$
Esférico (FE)	$-\frac{1}{2}$	Pozo parcialmente penetrante	Pendiente unitaria, $\log t^{-1/2}$ contra $\log s$
Frontera de carga constante (FCC)	-1	Frontera de recarga	Pseudo-estabilización de s
Flujo pseudo estable (FNF)	1	Frontera de no flujo	Ligero aumento en s

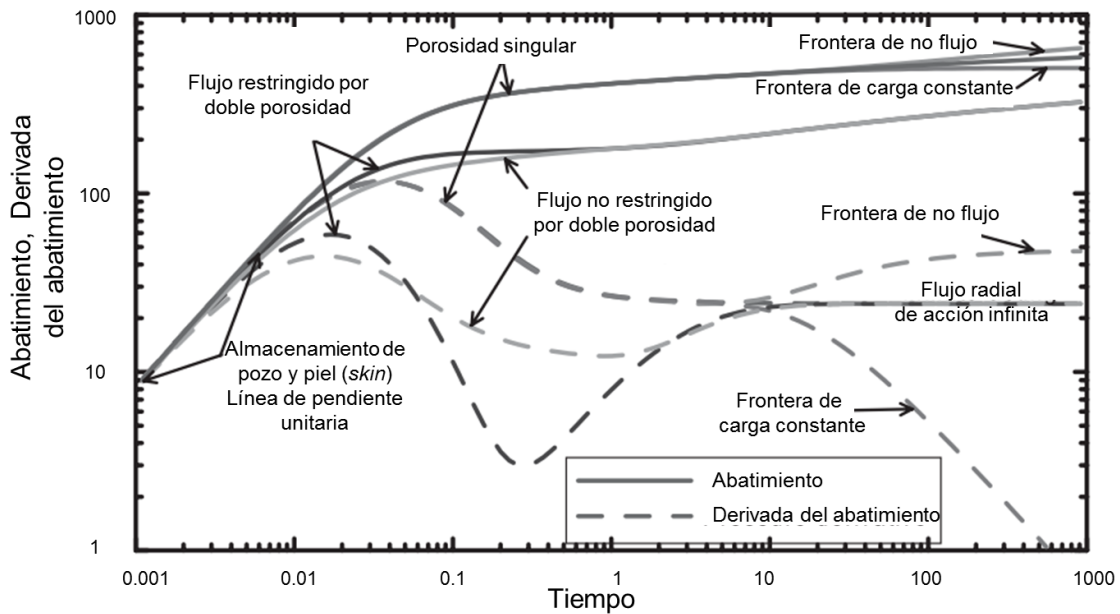


Figura 2.8 Gráfico diagnóstico de pruebas a caudal constante, en escala log-log (Beauheim et al., 2004).

2.8 Ventajas y desventajas del enfoque derivativo

El uso conjunto del abatimiento y su derivada logarítmica dentro de un único gráfico tiene muchas ventajas (Gringarten, 2008; Renard et al. 2009):

- La derivada logarítmica es altamente sensible a variaciones sutiles en la forma de la curva del abatimiento. Esto permite detectar comportamientos que son difíciles de observar en la curva del abatimiento sola
- El análisis del grafico diagnóstico de un conjunto de datos facilita la selección de un modelo conceptual
- Para ciertos modelos, el valor de la derivada puede ser usado directamente para estimar de forma rápida los parámetros del modelo
- En general, los gráficos diagnóstico ofrecen una metodología unificada para la interpretación de pruebas hidráulicas
- La mayor ventaja de la derivada de la presión o abatimiento es que posee mayor capacidad de diagnosticar y verificar que solo el cambio en el abatimiento por sí mismo con la precisión de los métodos de la línea recta
- Permite identificar con facilidad los períodos de flujo radial infinito (modelos Theisianos válidos)

Algunas desventajas son:

El ruido presente en la derivada debido a incertidumbre en el registro de datos. El ruido oculta la mayoría de la señal y dificulta la interpretación de la prueba

La derivada es muy sensible a los errores de medición y puede mostrar efectos engañosos en la interpretación.

2.9 Ejemplo de una prueba interpretada con el enfoque derivativo (Boca del río, Veracruz)

El 9 de julio de 2016, se realizó una prueba hidráulica en el pozo de bombeo BRPozo3, ubicado en el club de golf La Villa Rica, en Boca del río, Veracruz. La duración de la prueba hidráulica fue de 7 horas y se realizó a caudal constante de 1 019.52 m³/d. Durante la prueba se tomaron registros del nivel dinámico a cada tres segundos. La litología acuífera del área cercana al pozo

está compuesta por depósitos eólicos, aluviales y abanicos aluviales. Los depósitos eólicos están clasificados como bien redondeados.

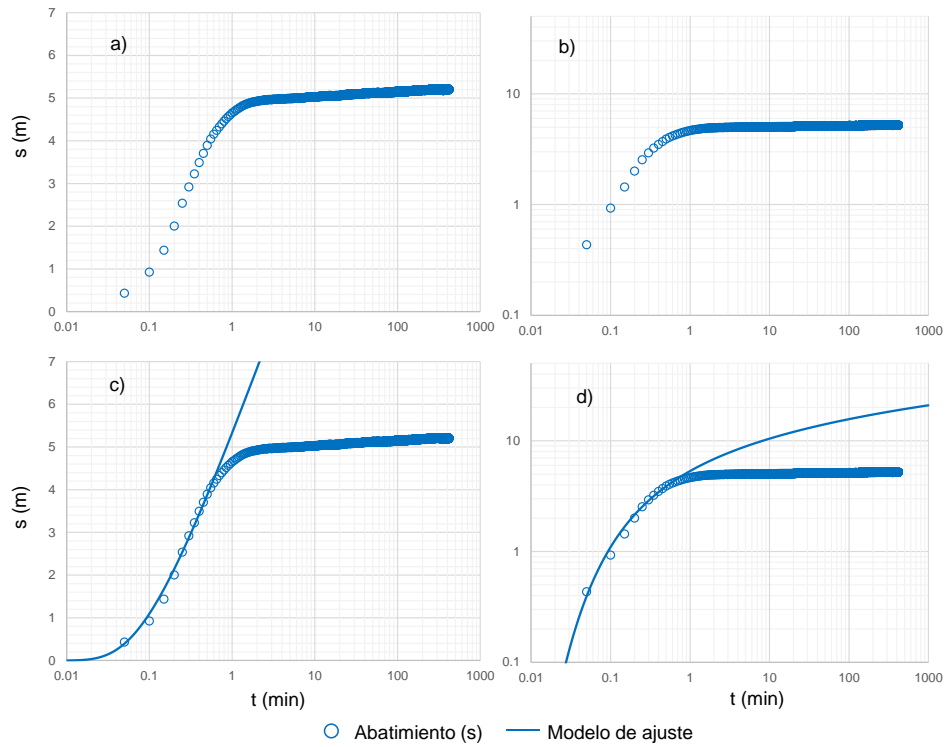


Figura 2.9 Registro de datos de la prueba hidráulica realizada en el pozo BRPozo3: a) registro de tiempo vs abatimiento en escala semilog; b) registro de tiempo vs abatimiento en escala log-log; c) ajuste de la serie de datos con el modelo de Theis (1935), escala semilog; d) ajuste de la serie de datos con el modelo de Theis (1935) escala log-log.

La Figura 2.9a y la Figura 2.9b muestran la serie de datos de abatimiento filtrados y procesados a nivel de campo. Además, se realizó un ajuste del modelo de Theis (1935) con el que se calcularon los parámetros hidráulicos del acuífero (Figura 2.9c y 2.9d). De esta manera se obtuvo una transmisividad de 38 m²/d y coeficiente de almacenamiento de 5.37e-5.

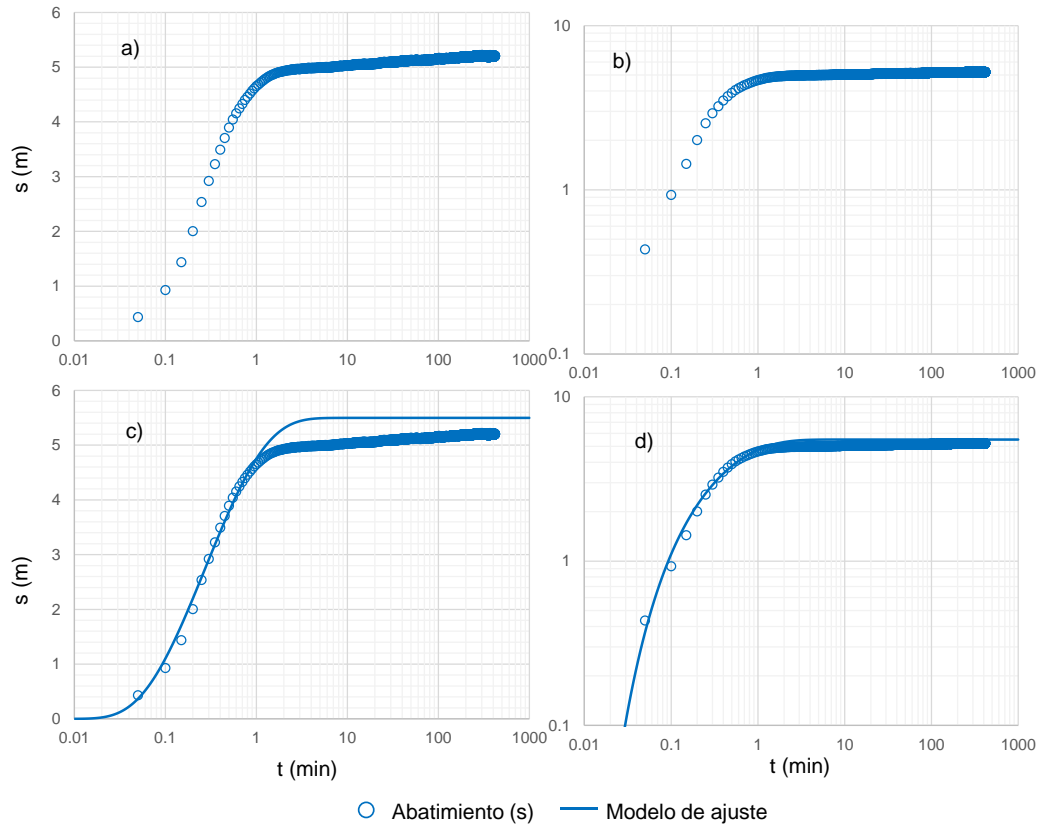


Figura 2.10 Registro de datos de la prueba hidráulica realizada en el pozo BRPozo3: a) registro de tiempo vs abatimiento en escala semilog; b) registro de tiempo vs abatimiento en escala log-log; c) ajuste de la serie de datos con el modelo de Hantush-Jacob (1955), escala semilog; d) ajuste de la serie de datos con el modelo de Hantush-Jacob (1935) escala log-log.

El registro temporal de abatimiento, analizado en escala semi-log (Figura 2.10a) y log-log (Figura 2.10b) según la metodología clásica, al comparar la señal del abatimiento con curvas tipo se identifica que el acuífero tiene comportamiento de semiconfinado por lo que se empleó el modelo de Hantush-Jacob (1955; Figura 2.10c y 2.10d) para estimar los parámetros del acuífero con lo que se obtuvo una transmisividad de 30 m²/d. El ajuste del modelo se realizó con el software AQTESOLV y se obtuvieron residuales de 112.3 m².

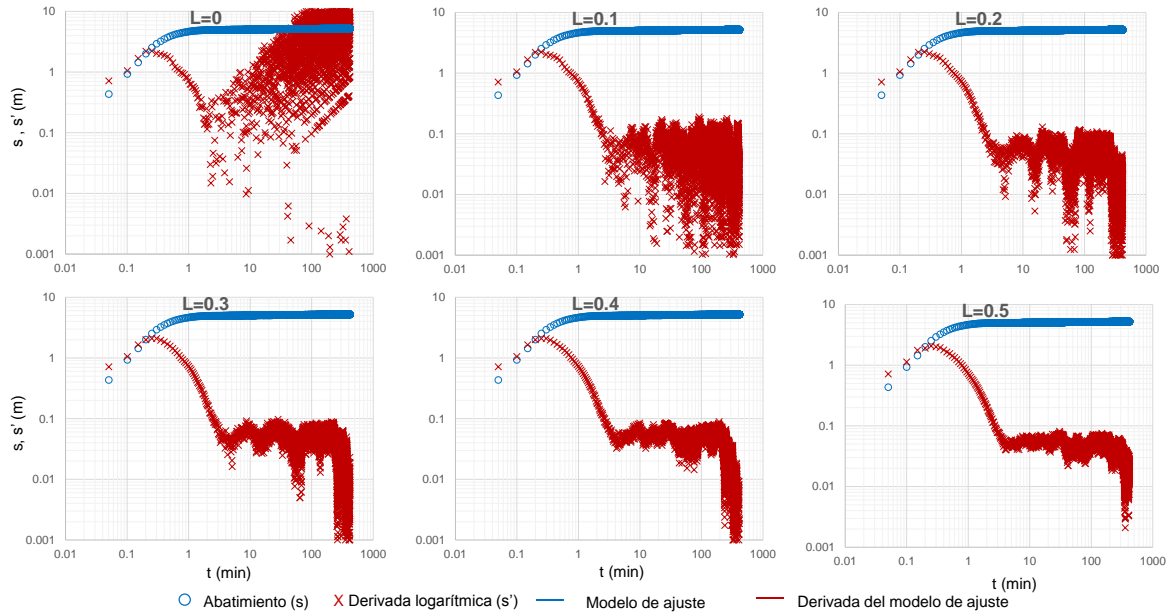


Figura 2.11 Registro de abatimientos de la prueba hidráulica realizada en el pozo BRPozo3 y su derivada logarítmica con diferentes coeficientes de suavizado.

Posteriormente, se calculó la derivada logarítmica del abatimiento. La Figura 2.11 muestra la señal original y su derivada logarítmica con diferentes coeficientes de suavizado. Para este caso se seleccionó un coeficiente de suavizado $L=0.5$ debido a que este factor disminuye suficientemente el ruido de la señal derivada.

Con el coeficiente de suavizado $L=0.5$ es posible identificar diferentes geometrías de flujo que sin la derivada serían imposibles de visualizar. Al inicio de la prueba, la señal de abatimiento y su derivada presentan una pendiente unitaria, lo que indica almacenamiento de pozo desde el inicio del bombeo hasta 0.25 min; a partir del minuto 4 y hasta el minuto ~ 300 , la derivada del abatimiento exhibe una pendiente igual a cero que indica la presencia de un flujo radial infinito (Figura 2.12a). En este intervalo de tiempo es posible emplear el modelo de [Cooper-Jacob \(1946\)](#) ya que se cumplen las condiciones que plantea este método (Figura 2.12b). De esta manera se obtuvo una transmisividad de 1549 m²/d.

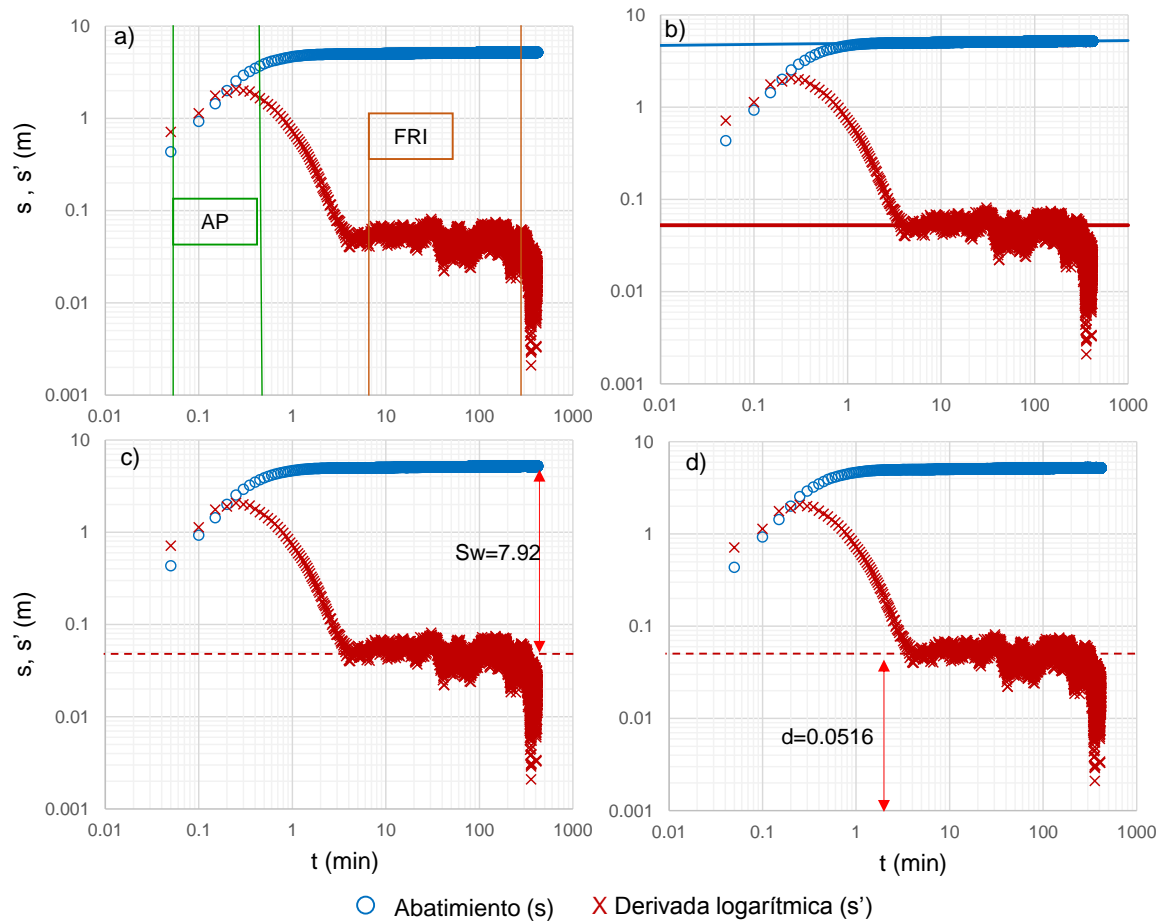


Figura 2.12 Registro de datos de la prueba hidráulica realizada en el pozo BRPozo3: a) identificación de geometrías de flujo; AP – almacenamiento de pozo, FRI – flujo radial de acción infinita; b) ajuste con el modelo Cooper-Jacob (1946); c) estimación del factor de daño de pozo (wellbore skin), S_w ; d) estimación del valor de la derivada en la presencia de FRI.

Una vez identificado el periodo en el que se presenta geometría de flujo radial, es posible conocer el daño en el pozo (*wellbore skin*; Figura 2.12c) que resulta de la diferencia entre el abatimiento y el valor de la derivada y resulta de 5.37. Además, con el valor de la derivada bajo la presencia de flujo radial es posible calcular un valor de transmisividad de manera directa como lo indica Renard et al. (2009). El valor de la derivada se estimó igual a 0.0516 (Figura 2.12) con ello resulta un valor de transmisividad de 1572 m²/d.

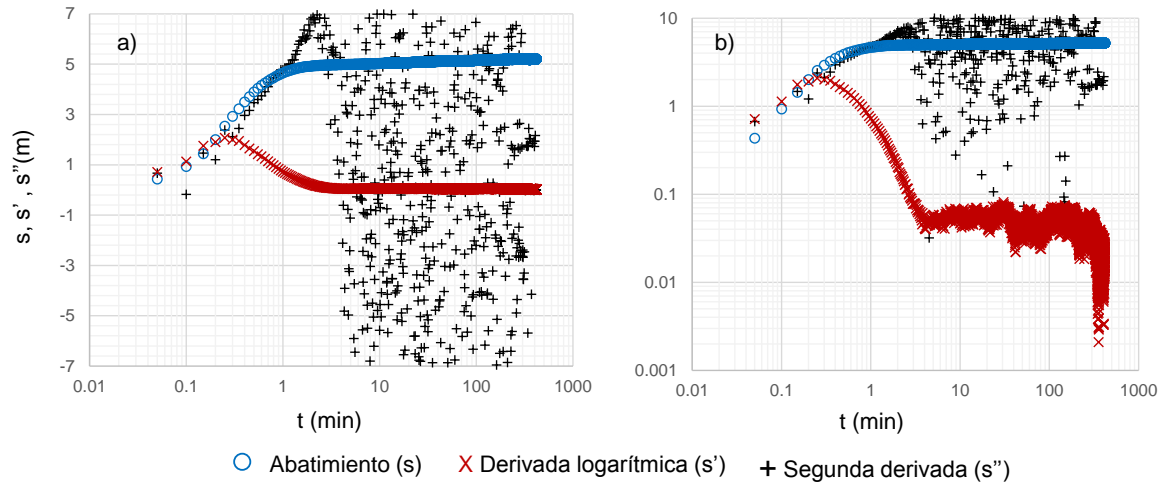


Figura 2.13 Registro de datos de la prueba hidráulica del pozo BRPozo3: a) abatimiento, derivada y segunda derivada en escala semilog; b) abatimiento, derivada y segunda derivada en escala log-log.

En la Figura 2.13a y 2.13b se muestra el abatimiento, su derivada logarítmica y su segunda derivada en escala semi-log y log-log. Esta última permite verificar que en tiempos tempranos existe almacenamiento de pozo, pues la segunda derivada toma valores aproximados a uno. En este caso particular, la segunda derivada muestra mucho ruido de manera gráfica y en promedio tiene un valor ~ 2 entre los minutos 4 y 300 de la prueba, lo que constata la existencia de flujo radial.

Empleando las señales de abatimiento y de su derivada logarítmica se seleccionó un modelo analítico que generó un ajuste bueno (Figura 2.14a y 2.14b), es decir, cuyos residuales son los menores. El modelo de [Dougherty-Babu \(1984\)](#) para acuíferos confinados, almacenamiento y daño de pozo, resultó ser el que muestra mejor ajuste (residuales de 6.1 m²), con lo que resulta un valor de transmisividad de 1561 m²/d y factor de daño de pozo de 7.92.

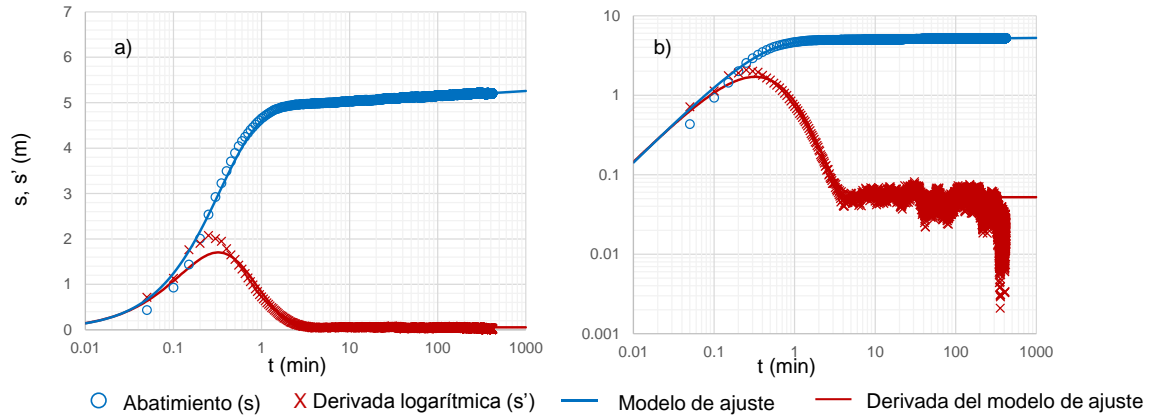


Figura 2.14 Registro de datos de la prueba hidráulica del pozo BRPozo3: a) ajuste con el modelo Dougherty-Babu (1984) en escala semilog; b) ajuste con el modelo Dougherty-Babu (1984) en escala log-log.

La tabla muestra un comparativo de los valores de transmisividades obtenidos mediante los métodos clásicos y por medio del análisis derivativo.

Modelo de ajuste	Transmisividad (m ² /d)	Parámetros hidráulicos estimados
Theis (1946)	38	S=5.7x10 ⁻⁵
Hantush-Jacob (1955)	30	S=4.69x10 ⁻⁴
Cooper-Jacob (1946)	1549	
Renard et al. (2009)	1572	
Dougherty-Babu (1984)	1561	S _w =7.92

3 Métodos y Materiales

Para el desarrollo de este trabajo se realizó una extensa revisión bibliográfica en bases de datos científicas y motores de búsqueda en internet, además de consultar bibliografía clásica como libros especializados y reportes técnicos, nacionales e internacionales. De esta búsqueda se seleccionaron pruebas hidráulicas de diferentes regiones para dar un sentido objetivo a la investigación.

Se escogieron 25 pruebas hidráulicas elaboradas en 21 pozos de los acuíferos del estado de Texas, EUA, por el Consejo de Desarrollo de Aguas de Texas (TWDB por sus siglas en ingles); 7 pruebas realizadas en el estado de Illinois, EUA, recopiladas por el Departamento de Certificación y Educación fueron seleccionadas. Además, se eligieron 18 pruebas de la Comisión de Suministro de Agua de la Ciudad y Condado de Honolulu realizadas en diferentes islas de Hawái, EUA; 2 pruebas realizadas en el estado de Dakota del Sur, EUA, por el Departamento de Geología e Ingeniería Geológica de la Escuela de Minas y Tecnología de Dakota del Sur; 6 pruebas realizadas por la Compañía Sueca de Combustible Nuclear y Gestión de Residuos en Forsmark, Suecia; y 18 pruebas llevadas a cabo por Grupo BG en Queenslan, Australia.

Las 76 pruebas hidráulicas enunciadas en el párrafo anterior fueron reinterpretadas usando análisis derivativos, con el propósito de dar objetividad y verificar la aplicabilidad de este enfoque. Adicionalmente, 35 pruebas realizadas por la empresa Ingeniería Geológica Computarizada (IGC, 1999) para la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) en el estado de Guanajuato, México, fueron interpretadas y los resultados se utilizaron para realizar un análisis de sensibilidad en el balance hídrico de la zona realizado por IGC (1999). Esto representa un aporte para la caracterización hidráulica del acuífero Valle de Celaya.

3.1 Sitios de estudio

3.1.1 Texas, EUA

El TWDB reconoce 9 acuíferos mayores (aquellos de los que se extraen grandes cantidades de agua sobre áreas grandes) y 20 acuíferos menores (acuíferos que producen poca cantidad de agua sobre áreas grande o producen grandes cantidades de agua sobre áreas pequeñas; Figura 3.1). Estos acuíferos proveen cerca del 60% de los $19.9 \times 10^9 \text{ m}^3$ de agua que se usa en el estado.

Las 25 pruebas seleccionadas del estado de Texas que fueron tomadas de Christian y Wuerch (2012), caen en 7 de los acuíferos mayores y 1 de los acuíferos menores (George et al., 2011). De las 25 pruebas analizadas, 13 son pruebas de bombeo a caudal constante y 12 son pruebas de recuperación.

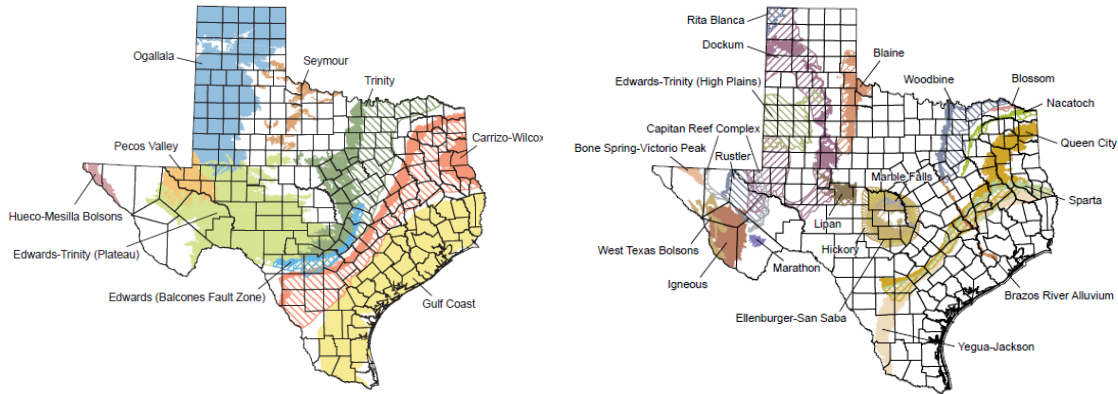


Figura 3.1 Acuíferos de Texas (George et al., 2011).

3.1.1.1 Acuífero Carrizo-Wilcox

El acuífero Carrizo-Wilcox es un acuífero mayor que se extiende de la frontera con Luisiana a la frontera de México en una amplia banda adyacente al acuífero Gulf Coast. Consiste del grupo Wilcox y la formación Carrizo sobrepuesta del grupo Claiborne. El acuífero está principalmente compuesto de arena localmente intercalada con grava, limo, arcilla y lignoto (carbón mineral). Aunque el acuífero Carrizo-Wilcox alcanza 915 m de espesor, el espesor de arenas saturadas de agua dulce tiene un promedio de 204 m (George et al., 2011).

3.1.1.2 Acuífero Edwards (Balcones Fault)

Este acuífero es un acuífero mayor en la parte centro-sur del estado de Texas. Consiste principalmente de calizas parcialmente disueltas que crean un acuífero altamente permeable. El espesor del acuífero varía de 61 a 183 m y el espesor saturado de agua dulce tiene en promedio 171 m (George et al., 2011). El acuífero está compuesto por carbonatos kársticos del Cretáceo temprano y está afectado por diferentes etapas de fallamiento y fracturamiento estructural (Maclay, 1995).

3.1.1.3 Acuífero Gulf Coast

Es un acuífero mayor paralelo a la línea de costa golfo de México desde la frontera con Luisiana a la frontera con México. El espesor máximo total de arena del acuífero Gulf Coast varía de 213 m en el sur a 396 m en el norte. El espesor saturado de agua dulce tiene en promedio 305

m (George et al., 2011). El acuífero consiste de un complejo de capas intercaladas de arcillas, limos, arenas y gravas de la era Cenozoica hidrológicamente conectadas para formar un gran acuífero semiconfinado, artesiano en varios sectores (Ashwort y Hopkins, 1995).

3.1.1.4 Acuífero Hueco-Mesilla Bolson

El acuífero Hueco-Mesilla Bolson está localizado en los condados de El Paso y Hudspeth en el oeste de Texas. Tiene aproximadamente 2700 m de espesor total, consiste de limos, arenas y gravas en la parte más alta y arcillas y limos en la más baja. Solo la parte más alta del bolsón contiene agua dulce y ligeramente salada (Ashwort y Hopkins, 1995)

3.1.1.5 Acuífero Igneous

Se localiza en el oeste de Texas, es designado como acuífero menor. El acuífero consiste de rocas piroclásticas soldadas, lavas y volcanosedimentos de 40 diferentes unidades con hasta 1830 m de espesor, aunque el espesor saturado de agua dulce tiene en promedio 550 m. las mejores zonas de ocurrencia del agua subterránea se encuentran en rocas ígneas con porosidad primaria y permeabilidad, como basalto vesicular, zonas de flujo interno en sucesiones de lava, arenisca, conglomerados y brechas. Las fallas y fracturas mejoran la productividad del acuífero en unidades rocosas menos permeables (George et al., 2011).

3.1.1.6 Acuífero Ogallala

Es el acuífero más grande en los Estados Unidos, provee agua a 46 condados. El acuífero Ogallala está compuesto principalmente por arena, grava, arcilla y limo depositados durante el periodo Terciario. El espesor saturado es generalmente mayor en el norte de la región, es más grande donde los sedimentos llenaron canales de drenaje previamente erosionados y alcanza hasta 183 m. Los sedimentos gruesos en estos canales también tienen mayor permeabilidad y abastecen agua a pozos con rendimiento mayor a 10 900 m³/d (Ashwort y Hopkins, 1995).

3.1.1.7 Acuífero Trinity

Se extiende a través de la parte central y noreste del estado. Se compone de muchos acuíferos más pequeños contenidos en el grupo Trinity. El espesor saturado de agua dulce tiene un

promedio de 183 m en la parte norte del estado y 580 en el centro de Texas (George et al., 2011). La formación Antlers consiste en más de 275 mm de arena y grava, con capas de arcilla en la sección media. Conformando la parte alta de la unidad del grupo Trinity, la formación Paluxy consiste en más de 122 m de arena de grano fino a grueso predominantemente intercalada con arcilla y lutitas. Subyacente a la formación Paluxy, la formación Glen Rose conforma una cuña de carbonatos marinos consistente principalmente de calizas. Al norte, la formación Twin Mountains es la más prolífica del acuífero Trinity, está compuesta por arena de grano fino a grueso, arcilla limosa y conglomerados (Ashwort y Hopkins, 1995).

La Tabla 3.1 y la Tabla 3.2 muestran, en resumen, la clave de los pozos en los que se analizaron las pruebas, el acuífero al que pertenecen, una descripción breve de la litología, los datos de cada pozo y el uso principal que se le da al agua subterránea cuando es extraída.

Tabla 3.1 Sitios de estudio de Texas				
Acuífero	Espesor saturado promedio (m)	Clave del pozo de las pruebas reinterpretadas (Christian y Wuerch, 2012)	Litología acuífera	Usos principales del agua
Carrizo-Wilcox	204	1663905	Arenas intercaladas con gravas, limos y arcillas	Irrigación por bombeo y suministro municipal
Edwards (Balcones Fault Zone)	170	6829401	Calizas con disolución	Irrigación, suministro municipal y recreación
Edwards-Trinity (Plateau)	132	4302707 4409502 4447904 5209303	Calizas y dolomitas del grupo Edwards y arenas del grupo Trinity	Irrigación, suministro municipal y uso ganadero

Tabla 3.1 Sitios de estudio de Texas

Acuífero	Espesor saturado promedio (m)	Clave del pozo de las pruebas reinterpretadas (Christian y Wuerch, 2012)	Litología acuífera	Usos principales del agua
Gulf Coast	305	6433101	Estratos discontinuos de arenas, limos, arcillas y gravas	Irrigación, suministro municipal e industrial
Hueco-Mesilla Bolsons	-	4913833	Limos, arenas, gravas y arcillas	Suministro municipal
Igneous (acuífero menor)	549	5235403 5235404	Basalto vesicular, areniscas, conglomerados y brechas	Suministro municipal e irrigación
Ogallala	29	0639708 0639712	Arenas, gravas, arcillas y limos	Irrigación
Trinity	183	3157847 3157858 3157859 3157860 5753613 5753614 5753616 6825202 6915701	Limos, arenas, arcillas, gravas y conglomerados	Suministro municipal, irrigación y uso ganadero

Tabla 3.2 Datos de las pruebas hidráulicas reinterpretadas de algunos acuíferos en Texas

Clave de pozo (Christian y Wuerch, 2012)	Fecha	Latitud	Longitud	Acuífero	Corte litológico	Tiempo de bombeo, t (horas)	Caudal de bombeo, Q (m³/día)	Diámetro, D (m)	Profundidad total de pozo (m)	Posición de ranurado (m)			Profundidad del nivel estático (m)	Profundidad del nivel dinámico alcanzado (m)
										Tipo de ademe	de	a		
0639708	30/30/2006	35.39	-101.22	Ogallala	0-15 Suelo y caliche; 15-73 arcillas, arenas y caliche; 73-140 arenas gruesas, gravas y roca; 140-175 arcillas, arenas y gravas; 175-181 arenas gruesas; 181-182.57 basamento	6.43	P.O. de 0639712	0.4064	182	Ranurado	91.14	167.34	117	120
0639712	30/03/2006	35.39	-101.22	Ogallala	Arenas, gravas, arcillas y limos	6.43	4279.03	0.4064	199	Ranurado	134.11	195.68	117	120
1663905	19/09/2001	33.00	-94.15	Carrizo-Wilcox	0-61 lutita, arena y lutita arenosa; 61-119 lutita arenosa con rocas; 119-134 lutita, arena y lutita arenosa	35.3	1090.2	0.3048	134	Ranurado	112.78	134.11	37	75
3157847	15/11/1971	32.03	-98.95	Trinity	calizas, arenas, arcillas, gravas y conglomerados	71.9	223.49	0.1524	27	Ranurado	12.19	21.34	3	11
3157858	15/11/1975	32.03	-98.95	Trinity	0-6 arenas, caliche, arcillas y gravas; 6-20 arenas, gravas y arcillas; 20-28 arcillas arenosas y gravas	71.9	P.O. de 3157847	0.0603	28	Ranurado	7.99	20.82	3	4

Tabla 3.2 Datos de las pruebas hidráulicas reinterpretadas de algunos acuíferos en Texas

Clave de pozo (Christian y Wuerch, 2012)	Fecha	Latitud	Longitud	Acuífero	Corte litológico	Tiempo de bombeo, t (horas)	Caudal de bombeo, Q (m ³ /día)	Diámetro, D (m)	Profundidad total de pozo (m)	Posición de ranurado (m)			Profundidad del nivel estático (m)	Profundidad del nivel dinámico alcanzado (m)
										Tipo de ademe	de	a		
3157859	15/11/1975	32.03	-98.95	Trinity	0-6 arenas, caliche, arcillas y gravas; 6-20 arenas, gravas y arcillas; 20-28 arcillas arenosas y gravas	71.9	P.O. de 3157847	0.0603	30	Ranurado	7.07	19.87	3	4
3157860	15/11/1975	32.03	-98.95	Trinity	0-6 arenas, caliche, arcillas y gravas; 6-20 arenas, gravas y arcillas; 20-28 arcillas arenosas y gravas	71.9	P.O. de 3157847	0.0603	32	Ranurado	12.31	24.81	3	4
4302707	27/03/2001	31.90	-100.87	Edwards-Trinity Plateau	Calizas y dolomitas del grupo Edwards y arenas del grupo Trinity	32.4	42.9	0.2032	91				77	79
4409502	15/05/2001	31.80	-101.95	Edwards-Trinity Plateau	Calizas y dolomitas del grupo Edwards y arenas del grupo Trinity	35	48.51	0.3048	18				10	13
4447904	01/03/2001	31.29	-101.16	Edwards-Trinity Plateau	Calizas y dolomitas del grupo Edwards y arenas del grupo Trinity	4	39.25	0.1524	94	Pozo abierto	3.05	94.18	55	76
4913833	06/04/1978	31.77	-106.45	Hueco-Mesilla Bolson	0-369 arenas intercaladas con arcillas	24	6879.15	0.4064	293	Ranurado	140.82	292.61	36	41
5209303	29/08/2001	30.86	-103.88	Edwards-Trinity Plateau		55	40.88	0.1778	168	Ranurado	153.62	167.64	70	72

Tabla 3.2 Datos de las pruebas hidráulicas reinterpretadas de algunos acuíferos en Texas

Clave de pozo (Christian y Wuerch, 2012)	Fecha	Latitud	Longitud	Acuífero	Corte litológico	Tiempo de bombeo, t (horas)	Caudal de bombeo, Q (m ³ /día)	Diámetro, D (m)	Profundidad total de pozo (m)	Posición de ranurado (m)			Profundidad del nivel estático (m)	Profundidad del nivel dinámico alcanzado (m)
										Tipo de ademe	de	a		
5235403	17/08/1999	30.45	-103.73	Igneous	0-0.60 suelo; 0.6-23 gravas y bolos; 23-70 basalto negro y rojo; 70-73 basalto fracturado; 73-81 basaltos; 81-83 basalto fracturado; 83-107 basalto	24	P.O. de 5235404	0.2032	107	Ranurado	36.57 y 67.06	48.77 y 85.34	38	40
5235404	17/08/1999	30.45	-103.73	Igneous	0-4 suelo; 4-15 cenizas; 15-40 basalto rojo y cenizas; 40-50 basalto negro; 50-54 cenizas; 54-105 basalto rojo	24	1062.94	0.4064	105	Pozo abierto	13.72	105.16	36	45
5753613	08/01/1999	30.18	-98.40	Trinity	calizas, arenas, arcillas, gravas y conglomerados	5.8	57.24	0.1524	154	Pozo abierto	122.23	153.92	81	131
5753614	08/01/1999	30.18	-98.40	Trinity	calizas, arenas, arcillas, gravas y conglomerados	5.8	P.O. 5753613	0.1524	154				82	110
5753616	08/01/1999	30.18	-98.40	Trinity	calizas, arenas, arcillas, gravas y conglomerados	5.8	P.O. 5753613	0.1524	136				81	110
6433101	11/12/1963	29.48	-94.98	Gulf coast	0-38; arcillas y arenas; 0-84 lutitas y arenas; 84-126 arenas y lutitas arenosas; 126-202 arenas y lutitas arenosas	49.8	2769.1	0.4572	202				37	56
6825202	22/04/1980	29.59	-98.95	Trinity	calizas, arenas, arcillas, gravas y conglomerados	6	79.04	0.168275	126	Pozo abierto	31.09	125.58	30	33

Tabla 3.2 Datos de las pruebas hidráulicas reinterpretadas de algunos acuíferos en Texas

Clave de pozo (Christian y Wuerch, 2012)	Fecha	Latitud	Longitud	Acuífero	Corte litológico	Tiempo de bombeo, t (horas)	Caudal de bombeo, Q (m ³ /día)	Diámetro, D (m)	Profundidad total de pozo (m)	Posición de ranurado (m)			Profundidad del nivel estático (m)	Profundidad del nivel dinámico alcanzado (m)
										Tipo de ademe	de	a		
6829401	09/02/1972	29.56	-98.61	Edwards (Balcones Fault Zone)	0-12 gravas y arcillas; 12-61 calizas y dolomitas; 76-152 cal	24	3434.12	0.3048	158	Pozo abierto	42.67	157.58	62	64
6915701	06/08/1981	29.79	-99.23	Trinity	calizas, arenas, arcillas, gravas y conglomerados	8	3706.67	0.3048	60	Pozo abierto	9.14	60.96	4	12

3.1.2 Illinois, EUA

En Illinois, el agua subterránea es obtenida de tres tipos de acuíferos principales (Figura 3.2). Estos son clasificados como acuífero de arena y grava dentro de materiales geológicos no consolidados, sobrepuestos a un basamento; acuíferos de basamento somero que caen dentro de aproximadamente 150 m de profundidad; y acuíferos de basamento profundo que tienen una profundidad mayor a 150 m respecto a la superficie ([Illinois community water supply wells, 2006](#)).

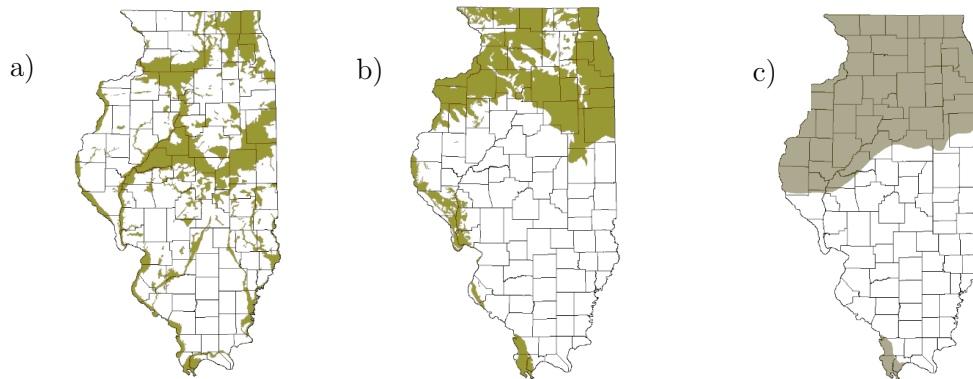


Figura 3.2 Acuíferos de Illinois: a acuíferos de grava y arena; b acuíferos superficiales (<150 m); c acuíferos profundos (>150 m; [Illinois State Water Survey, 2017](#))

Las 5 pruebas hidráulicas seleccionadas de Illinois se tomaron de [Walton \(1962\)](#) y son pruebas de bombeo a caudal constante. La Tabla 3.3 muestra los datos de las pruebas seleccionadas.

3.1.2.1 Condados Peoria

La región de Peoria, en el norte y centro de Illinois incluye todo el condado de Peoria y porciones de los condados de Fulton, Stark, Marshall, Woodford y Tazaeil.

Los acuíferos en la región de Peoria pueden ser clasificados con base en la ocurrencia de agua subterránea y su relación geológica como sigue: a) acuíferos libres compuestos por aluvión reciente y depósitos superficiales de arena y grava; b) acuíferos confinados conformados por depósitos enterrados de arena y grava bajo glaciales impermeables o arcillas, lechos de roca superficiales y lechos rocosos profundos ([Horberg et al., 1950](#)).

3.1.2.2 Condado Fulton

La mayoría de los pozos domésticos perforados en la arenisca de Pensilvania (*Pennsylvanian sandstone*) que ocurre a algunos metros bajo lechos de carbón, a profundidades de 10 a 90 m dentro de la caliza Keokuk-Burlington, la cual se encuentra a profundidades de 70 a 150 m. La caliza está suficientemente fisurada para producir agua para consumo doméstico. El agua subterránea en las rocas del Devónico-Silúrico, que están a varios cientos de metros bajo Keokuk-Burlington, es altamente mineralizada. La arenisca al fondo es permeable y productiva pero su uso en el condado Fulton está limitado por la mala calidad del agua ([Bergstrom, 1956](#)).

3.1.2.3 Condado McLean

El condado McLean se encuentra sobre el acuífero Mahomet. Este acuífero es la mayor fuente de agua subterránea para la parte este y centro de Illinois. Muchas comunidades, industrias e irrigación dependen de este acuífero. Las formaciones geológicas consisten en sucesiones de rocas sedimentarias de varias decenas de metros. La litología incluye arenisca, calizas, dolomitas, lutitas y carbón ([Herzog et al., 2008](#)).

Tabla 3.3 Datos para las pruebas de bombeo de Illinois

Nombre de pozo	Localidad	Fecha	Fecha	Gasto (m ³ /d)	Diámetro D (m)	Espesor saturado (m)	Posición de ranurado de-a (m)	Prof. de pozo(m)	Prof. Nivel estático(m)	Abatimiento máximo (m)	Tiempo de bombeo (h)
Walton (1962)											
3-60	Fulton, Illinois	02/07/1960	02/07/1960	337.962	0.1524	12	12.19-15.24 a	15.24	2.13		6
1-60	Fulton, Illinois	02/07/1960	02/07/1960	P.O. de 3-60	0.1524		11.58-14.33	16.46	1.52	5.42	6
2-60	Fulton, Illinois	02/07/1960	02/07/1960	P.O. de 3-60	0.1524		12.14.6	15.85	1.52	3.84	6
Well 4	Peoria, Illinois	22/12/1958	22/12/1958	5996.1	0.3048		20.72-26.52	26.52			19
Well 15	Peoria, Illinois	22/12/1958	22/12/1958	P.O. de Well 4	0.1524	32	24-24.99	24.99	15.2	0.98	19
Well 3	McLean, Illinois	02/07/1953	02/07/1953	1199.22	0.254	39		87.17		9.60	8
Well 1	McLean, Illinois	02/07/1953	02/07/1953	P.O. de Well 3	0.2032	39		85.34		3.32	8

3.1.3 Hawai, EUA

Las islas de Hawai albergan acuíferos, emplazados en basaltos (Figura 3.3) que constituyen algunos de los más importantes sistemas subterráneos de los Estados Unidos. Los acuíferos Hawaianos abastecen de agua a 1.36 millones de residentes, diversas industrias, turismo y una gran parte de la milicia en el Pacífico.

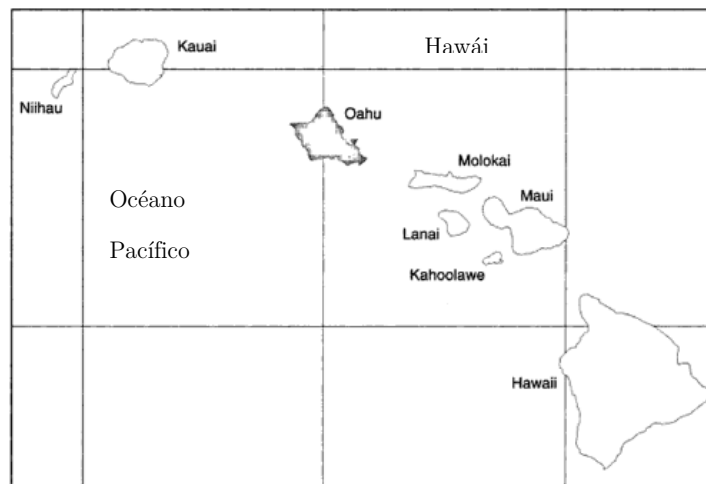


Figura 3.3 Acuíferos de roca volcánica de Hawai.

Se recopilaron 16 pruebas realizadas en Hawai, EUA, de las cuales 9 son pruebas de bombeo a caudal constante y 7 son pruebas de recuperación (Williams y Soroos, 1973). En la Tabla 3.4 se muestran los datos de los pozos que fueron investigados.

3.1.3.1 *Molokai*

La isla de Molokai, condado de Maui está separada de Oahu por el canal Kaiwi, 40 km de ancho, de Maui por el canal Pailolo 13.6 km de ancho, y de Lanai por el canal Kalohi, 14.5 km de ancho (Stearns y Macdonald, 1947). En el valle Waikolu existe la presencia de diques verticales de más de 5 m y son relativamente densos y presentan juntas fracturas normales a su superficie. El flujo de lava que formo la roca a través de las que los diques pasan es típicamente basalto Hawaiano (Williams y Soroos, 1973).

3.1.3.2 *Oahu*

En la zona de del valle Kalihi se presenta una capa de suelo de varios metros que se sobrepone al basalto denso no intemperizado Kalihi. El basalto tiene un espesor constante de alrededor de 30 m y es resultado de las series de erupciones de Honolulu que ocurrieron mucho después que la actividad volcánica que construyo la isla. Bajo el basalto Kalihi se encuentran secuencias de aluvi3n, flujos de lavas que presentan varios grados de intemperismo y lechos de cenizas. En la planicie costera se encuentran sedimentos típicos como aluvi3n y sedimentos de agua marina superficial. Los sedimentos tienen espesor de alrededor 42.6 m. Se sobrepone a un basamento compuesto por lavas basálticas Hawaiano (Williams y Soroos, 1973).

3.1.3.3 *Maui*

En la zona que se localiza cerca del valle Iao existen sedimentos aluviales que forman un istmo, tienen alrededor de 130 m de espesor y se sobrepone a series de basalto de Wailuku Hawaiano (Williams y Soroos, 1973). Al oeste se presentan estructuras que consisten en una caldera central y dos importantes regiones de basalto fracturado. Además, hay presencia de diques que decrecen con la distancia desde la caldera e incrementan con la profundidad. La mayoría de los diques se encuentran en las regiones principales de grietas. En el suroeste existen dep3sitos sedimentarios que se sobrepone a rocas volcánicas (Meyer y Presley, 2001).

Tabla 3.4 Datos de las pruebas hidráulicas de Hawái.

Pozo	Localidad	Fecha	Acuífero	Corte litológico	Tipo de acuífero reportado	Gasto (m ³ /d)	Diámetro (m)	Espesor saturado (m)	Ranurado de-a (m)	Prof. de pozo(m)	Prof. Nivel estático(m)	Abatimiento máximo (m)
139-1	Oahu,EEU U	14/08/196 4	Kalih i	0-33.5 basalto kalihi;33.5-42.7 Aluvión lavas y cenizas intercalados	Semiconfinad o-confinado	1635.3	0.3048	61		46		
DH-68	Oahu,EEU U	14/08/196 4	Kalih i	0-28.82 basalto kalihi;28.8-104 secuencias de aluviones, lavas y cenizas	Semiconfinad o-confinado	P.O. de 139-1	0.3048					0.79
DH-69	Oahu,EEU U	14/08/196 4	Kalih i	0-11 basalto kalihi;11-83 secuencias de aluviones, lavas y cenizas	Semiconfinad o-confinado	P.O. de 139-1	0.3048					0.39
DH-70	Oahu,EEU U	14/08/196 4	Kalih i	0-33.5 basalto kalihi;33.5-93.8 Aluvión lavas y cenizas intercalados;93.8	Semiconfinad o-confinado	P.O. de 139-1	0.3048					0.97

Tabla 3.4 Datos de las pruebas hidráulicas de Hawái.

Pozo	Localidad	Fecha	Acuífero	Corte litológico	Tipo de acuífero reportado	Gasto (m ³ /d)	Diámetro (m)	Espesor saturado (m)	Ranurado de-a (m)	Prof. de pozo(m)	Prof. Nivel estático(m)	Abatimiento máximo (m)
				-100 basalto koolaa								
15A	Maui,EEU U	22/01/196 4	Ioa	0-47 Aluviones intercalados con basalto; 47-125 cantos rodados y conglomerados; 182.88 basalto		12864.3 6	0.4572	80	125-182.88	183		
15B	Maui,EEU U	22/01/196 4	Ioa	0-127 arcillas y cantos rodados; 127-182.88 basalto		13300.4 4	0.4572	78	130.8-182.88	183		2.52
15D	Maui,EEU U	22/01/196 4	Ioa			P.O. de 15B	0.01905					0.3383
#23	Molokai,E EUU	03/04/196 1	Waikolu		Semiconfinado	5478.25 5	0.32385	65	30.5-61	91	26	12.58
#3	Molokai,E EUU	03/04/196 1	Waikolu		Semiconfinado	P.O. de #23	0.3048					3.81
402-2A	Oahu,EEU U	14/02/196 6				16080.4 5	0.4064	84	83.52-115.82	112	14	

Tabla 3.4 Datos de las pruebas hidráulicas de Hawái.

Pozo	Localidad	Fecha	Acuífero	Corte litológico	Tipo de acuífero reportado	Gasto (m ³ /d)	Diámetro (m)	Espesor saturado (m)	Ranurado de-a (m)	Prof. de pozo(m)	Prof. Nivel estático(m)	Abatimiento máximo (m)
402-2B	Oahu,EEU U	14/02/196 6				P.O. de 402-2A	0.4064	84	84.12-115.82	116	17	0.168
402	Oahu,EEU U	14/02/196 6				P.O. de 402-2A	0.254	37	36.7-81.84	82		0.128

3.1.4 Dakota del Sur, EUA

En Dakota del Sur, aproximadamente el 52% del sistema público de agua potable se abastece únicamente de agua subterránea y aproximadamente el 74% de los ciudadanos de Dakota del Sur usan esta agua. El agua subterránea cumple un papel importante en la economía del estado ya que de 33 sistemas rurales de agua que se encuentran en fase de planeación-construcción o que proveen agua a Dakota del Sur, 16 de ellos usan o usarán únicamente agua subterránea y 3 emplearan una combinación de agua superficial y subterránea (Iles, 2008).

Dos pruebas fueron tomadas de Davis y Stetler, (2007). Se tratan de una prueba de bombeo y recuperación realizada en el pozo OldWell que se encuentra en el acuífero Hell Creek en el año 2007. Los datos del pozo se muestran en Tabla 3.5.

Pozo	Corte litológico	Gasto (m ³ /d)	Diámetro D (m)	Espesor saturado b (m)	Prof. de pozo(m)	Prof. Nivel estático(m)	Abatimiento máximo (m)	Tiempo de bombeo (h)
OldWell	30-31 arenisca;30-40 arena y lutita; 90-91 carbon;91-120 arena y lutita; 120-282 arena, lutita y carbón; 282-307 arena fina y lutita; 307-338 lutita; 338-358 arena; 358-400 lutita	8.34003	0.1143	8	110	76	5.06	1

3.1.4.1 Acuífero Hell Creek

La formación Hell Creek se presenta en Montana, Dakota del Norte y Dakota del Sur. El espesor de esta formación solo ha sido medido en pocas localidades. Se estima que tiene una profundidad máxima de 170 m (Johnson et al., 2002). Los estudios geológicos de los estados de Dakota del Norte, Dakota del Sur y Montana reconocen a la formación Hell Creek como unidad lito-estratigráfica, delimitada debajo por la formación Fox Hill y por encima por la

formación Fort Union (Johnson et al., 2002). En las vecindades del pozo se pueden observar secuencias de areniscas, arenas, lutitas y carbón (Svensson y Follin, 2010).

3.1.5 Forsmark, Suecia

La región de Forsmark ha sido estudiada por The Swedish Nuclear Fuel and Water Management Company con el objetivo de encontrar un depósito final para el combustible nuclear usado, empleando para este fin, información de estudios de agua subterránea que pueda garantizar la seguridad del sitio

Se seleccionaron 6 pruebas hidráulicas realizadas por la Compañía Sueca de Combustible Nuclear y Gestión de Residuos en Forsmark, Suecia (The Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co) que se realizaron en 5 pozos ubicados en la localidad de Forsmark, Suecia. Las pruebas se extrajeron de diferentes reportes llevados a cabo para complementar un estudio realizado por el grupo SKB (Jönsson y Ludvigson, 2006; Lindquist y Ludvigson, 2006; Ludvigson et al., 2004; Pedersen y Kalmus, 2004).

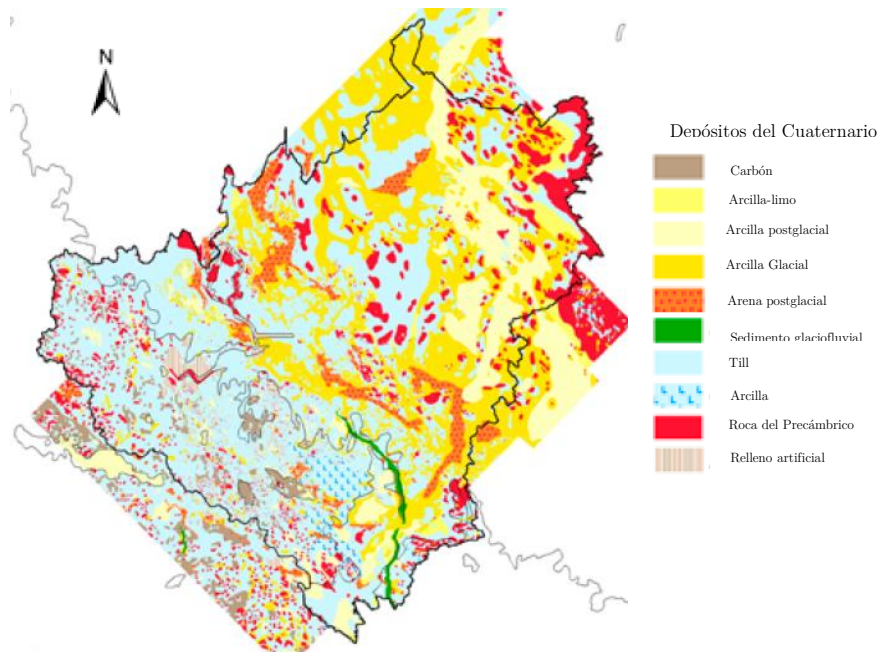


Figura 3.4 Distribución de depósitos del cuaternario en el área de Forsmark. Tomado de (Hedenström et al., 2008)

Pozo	Fecha	Gasto (m ³ /d)	Diámetro D (m)	Espesor saturado b (m)	Pozo abierto de-a (m)	Prof. de pozo(m)	Prof. Nivel estático(m)	Abatimiento máximo (m)	Tiempo de bombeo (h)
HFM30	16/05/2006	78.909	0.1403	200.09	18-200.8	200	0.71	7.146	4
HFM16	02/12/2003	92.448	0.16	120.48	12.2-132.5	132	0.74	0.9125	10
HFM13	18/11/2003	89.856	0.138	160.7	14.9-175.6	175	0.507	3.073	10
HFM15	13/11/2003	82.512	0.139	93.5	6-99.5	99		1.031	10
HFM27	06/03/2006	71.8848	0.1405	115.5	12-127.5	127	0.59	3.101	10

3.1.5.1 Forsmark

El regolito en el área de Forsmark se formó por depósitos del Cuaternario. Estos depósitos cubren el 90% de la superficie del suelo y se dividen en dos categorías principales: a) depósitos glaciales, son derivados del derretimiento del hielo y son aquellos que no contienen materia orgánica; b) arrastre glacial, consisten en fragmentos de roca y depósitos viejos incorporados y transportados por la placa de hielo y después depositados, consisten en partículas de arcillas de todos los tamaños. La parte más alta del subsuelo en el área de Forsmark es reconocida por sus grandes fracturas. Se reconoce una red de estructuras de alta transmisividad en los 150 m más altos del subsuelo en Forsmark (Hedenström et al., 2008).

3.1.6 Queensland, Australia

En Queensland, el manejo de los acuíferos es crítico para garantizar la coexistencia de los sectores rurales, comunidades regionales y la industria del gas subterráneo. La conectividad acuífero es importante ya que es la base para entender los impactos en el agua subterránea debidos a la explotación del gas atrapado en carbón (QGC, 2014)

Se seleccionaron 17 pruebas hidráulicas de las cuales 9 son pruebas de bombeo a caudal constante y 8 son pruebas de recuperación realizadas en Queensland, Australia. Estas pruebas se tomaron de QGC (2012). 4 de los pozos seleccionados se encuentran en el acuífero Gubberamunda y 6 de ellos en el acuífero Springbok.

3.1.6.1 Acuífero Gubberamunda

Esta unidad de arenisca consiste de granos medios a gruesos, mal ordenados, no cementados intercalados con arenisca rica en cuarzo con granos finos, limolitas y lutitas, con capas de conglomerados. Tiene un espesor que incrementa al sur hasta 300 m. Esta unidad se sobrepone a la formación Westbourne la cual está compuesta por lutitas , limolitas y arenisca de granos finos a gruesos intercalados con carbón (QGC, 2012).

3.1.6.2 Acuífero Springbok

Por lo general es litológicamente homogéneo con areniscas feldespáticas y líticas intercaladas con calizas, lutitas, tobas y carbón. Las areniscas muestran un carácter general de nivelación, los cuales son granos finos a gruesos y se encuentran comúnmente con cementante calcáreo (calcita) a pesar de que algunas áreas son friables y muestran porosidad y permeabilidad. El espesor de Springbok Sandstone varía entre 50 a 150 m. Esta unidad se sobrepone a la formación Westbourne la cual está compuesta por lutitas, limolita y arenisca de granos finos a gruesos intercalados con carbón. esta unidad forma un acuitardo efectivo que separa las areniscas Springbok y Gubberamunda (QGC, 2012).

Pozo	Latitud	Longitud	Fecha	Acuífero	Corte litológico	Gasto (m ³ /d)	Diámetro D (m)	Prof. acuífero (m)	Espesor saturado b (m)	Ranurado de-a (m)	Prof. de pozo(m)	Abatimiento máximo (m)	Tiempo de bombeo (h)
BWSGW1	-26.84696	150.30014	2010	Gubberamunda	100-110 Arenisca cuarzosa gruesa a muy gruesa	434.592	0.127	100-110	10	100-105	105	9.53	8
LaurenGW1	-29.84703	150.35655	2010	Gubberamunda	170-176 arenisca de grano fino a mediano	86.4	0.127	170-176	6	170-175	175	34.08	8
WCGW1	-26.28198	149.71487	2011	Gubberamunda	135-188 arenisca de grano fino a grueso	38.88	0.1524	135-160;166-188	53	178-183	183	39.19	8
Kenya East GW1	-27.02859	150.54848	2010	Gubberamunda	87-107 arenisca mediana a gruesa con limos	389.7	0.127	87-107	20	98-103	103	9.25	11
BWSGW2	-26.84703	150.30011	2010	Springbok	224-236 arenisca arcillosa fina a mediana	77.76	0.127	224-236	12	225-230	230	38.21	8
Lauren GW2	-26.95594	150.35651	2010	Springbok	302-314 arenisca de grano	60.612	0.127	302-314	12	305-310	310	17.78	8

Tabla 3.7 Datos de las pruebas hidráulicas de Queenslan, Australia.													
Pozo	Latitud	Longitud	Fecha	Acuífero	Corte litológico	Gasto (m ³ /d)	Diámetro D (m)	Prof. acuífero (m)	Espesor saturado b (m)	Ranurado de-a (m)	Prof. de pozo(m)	Abatimiento máximo (m)	Tiempo de bombeo (h)
					fino bien ordenada con limolita y arcillas								
Kenya East GW2	-27.0284	150.54868	2010	Springbok	242-262 arenisca arcillosa de grano medio	86.4	0.127	242-262	20	250-255	255	29.66	8
PoppyGW 2	-27.17118	150.78229	2010	Springbok	162-179 arenisca de grano fino a mediano	33.695	0.127	162-179	17	172-177	177	50.92	8
WCKGW2	-26.28201	149.71495	2011	Springbok	345-388 arenisca arcillosa de grano mediano a grueso; 400-434 arenisca arcillosa de grano fino a mediano	80.352	0.127	345-362;380-388;400-412;418-434	89	425-430	430	183.2	1
PoppyGW 1	-27.17135	150.78229	2010	Springbok	116-132 lutita con	19.28789	0.127	116-132	16	122-127	127	59.86	8

Tabla 3.7 Datos de las pruebas hidráulicas de Queenslan, Australia.

Pozo	Latitud	Longitud	Fecha	Acuífero	Corte litológico	Gasto (m ³ /d)	Diámetro D (m)	Prof. acuífero (m)	Espesor saturado b (m)	Ranurado de-a (m)	Prof. de pozo(m)	Abatimiento máximo (m)	Tiempo de bombeo (h)
					más de 30% de arena fina a mediana								

3.1.7 Valle de Celaya, México

El acuífero Valle de Celaya (Figura 3.5), identificado con la clave 1115 por el Sistema de Localización Geográfica de la CONAGUA, es uno de los más grandes del estado de Guanajuato y se extiende desde el estado de Querétaro hasta la localidad de Irapuato. Esta localizado en la porción oriental del estado de Guanajuato y tiene como límites los siguientes: al oriente, el estado de Querétaro, al norte, los acuíferos del Río La Laja y San Miguel de Allende; al poniente, el acuífero de Irapuato, y al sur, los acuíferos de Salvatierra y La Cuevita. Físicamente se encuentra limitado por el río La Laja al oriente, los cerros El Sombreritillo, La Aguja y El Picacho al norte, el municipio de Salamanca al oriente y los cerros El Culiacán y Cerro Grande al sur (IGC, 1999). En esta zona existen dos acuíferos, uno frío, superior alojado principalmente en aluviones y basaltos, y otro termal, inferior formado por rocas riolíticas (CONAGUA, 2002).



Figura 3.5 Acuífero Valle de Celaya

Este acuífero está constituido por secuencias de basalto cubiertas por depósitos aluviales y lacustres de espesor reducido. Cuenta con un acuitardo (formación Soyatal-Mezcala) compuesto por calcarenitas, calizas laminadas y lutitas con margas, y tiene un comportamiento de semiconfinado a libre en el área de Rincón de Centeno. Los principales usos que se le dan al agua extraída están asociados al desarrollo agrícola y poblacional de la región (CONAGUA, 2002).

Debido al desarrollo, tanto agrícola como poblacional, a través del tiempo se ha incrementado la extracción de agua subterránea, por medio de pozos profundos, ya que en 1982, el volumen calculado en las 2006 obras activas fue de 538 Mm³ y para el año 2002 fue de 593 Mm³. Pese a la recarga recibida por este acuífero cada año, existe sobreexplotación del agua subterránea (CONAGUA, 2002; IGC, 1999).

Los principales usuarios de agua subterránea extraída del acuífero del Valle de Celaya son los sistemas de agua potable ubicados en las cabeceras municipales de: Celaya, Comonfort, Apaseo el Alto, Apaseo el Grande, J. Rosas, Cortázar y Villagrán (CONAGUA, 2002).

La extracción del agua subterránea en el acuífero del Valle de Celaya se realiza a través de 2887 aprovechamientos, de los cuales 2745 son pozos profundos, 66 son norias y 76 son manantiales. El principal uso de los aprovechamientos es la agricultura (~56%), seguido del uso para agua potable (~15), uso doméstico (~5%), actividad ganadera (~4%), uso industrial, de oficinas, escuelas, hospitales, etc. (~4%), actividades recreativas o se desconoce su uso (~1%). Además, existen pozos que no están operando, se están perforando o reacondicionando (~15%; CONAGUA, 2002; IGC, 1999).

En este acuífero se analizaron 17 pruebas hidráulicas de bombeo a caudal constante y 18 pruebas de recuperación, conducidas por la empresa Ingeniería Geológica Computarizada, que se interpretaron utilizando análisis derivativos. La Tabla 3.8 muestra un resumen de las pruebas realizadas en el acuífero Valle de Celaya.

Tabla 3.8 Datos para las pruebas hidráulicas de Valle de Celaya

Clave de pozo (IGC, 1999)	Fecha	Latitud	Longitud	Corte litológico	Gasto (m ³ /d)	Diámetro D (m)	Esesor saturado b (m)	Prof. de pozo(m)	Abatimiento máximo (m)	Tiempo de bombeo (h)
IGC-38	08/09/1999				1728	0.356	38.16		8.09	2.75
IGC-373	17/09/1999	20.6868	-100.9651		1382.4	0.3048	104.98	150	61.66	4.75
IGC-519	10/09/1999				1555.2	0.204	52.11		7.5	2.75
IGC-792	30/09/1999				1728	3.1	90.58		8.65	1.75
IGC-834	16/08/1999				1814.4	78	94.16		0.31	3.75
IGC-893	06/09/1999				3110.4	0.458	90.41		5.54	2
IGC-1149	08/09/1999	20.6147	-100.8135		552.96	0.3048	60.26	102	8.84	1.75
IGC-1219	08/09/1999	20.4816	-100.8848		604.8	0.356	23.09	56	8.84	2.25
IGC-1298	05/08/1999				2592	0.356	115.39		8.18	4.25
IGC-1300	18/08/1999	20.1814	-100.9886	0-8 toba; 8-32 riolita y toba riolítica; 32-92 riolita; 92-130 tobas; 130-136 basalto; 136-220 toba riolítica	1728	0.356	127.55	207	50.77	3.75
IGC-1351	02/09/1999				1123.2	0.204	37.99		6.86	3.25
IGC-1403	07/09/1999	20.7368	-100.9616	0-44 arenas, gravillas y gravas; 44-124 tobas y gravas; 124-270 lutitas	1036.8	0.3556	4.42	270	46.06	2.25
IGC-1446	30/09/1999	20.4159	-100.8048	0-102 tobas; 102-148 basalto negro y toba compacta; 148-250 tobas	639.36	0.0254	54.45	128	16.22	1.75
IGC-1488	06/08/1999				2592	0.356	94.89		21.06	4
IGC-1505	17/08/1999				3456	0.356	96.9		3.89	4

Tabla 3.8 Datos para las pruebas hidráulicas de Valle de Celaya

Clave de pozo (IGC, 1999)	Fecha	Latitud	Longitud	Corte litológico	Gasto (m ³ /d)	Diámetro D (m)	Espesor saturado b (m)	Prof. de pozo(m)	Abatimiento máximo (m)	Tiempo de bombeo (h)
IGC-1527	12/08/1999				2073.6	0.304	100.53		12.96	4.25
IGC-1556	08/09/1999				1555.2	0.304	36.78		3.48	2.75
IGC-1632	30/09/1999				803.52	0.254	156.51		0.585	3.25
IGC-1866	09/09/1999				1468.8	0.304	40.89		3.38	1.75
IGC-1879	30/09/1999				950.4	0.356	36.87		1.385	2
IGC-1880	09/09/1999	20.3728	-101.0588		5702.4	0.3048		154	16.55	3.75

3.2 Balance hídrico del acuífero del Valle de Celaya, México

En el año de 1999 la CONAGUA, por parte de la empresa Ingeniería Geológica Computarizada, S.A. de C.V., realizó un estudio hidrogeológico con el fin de caracterizar y modelar el acuífero del Valle de Celaya, ubicado en el estado de Guanajuato, geográficamente localizado entre las coordenadas 20°20'28" y 20°48'00" de latitud norte y las coordenadas 100°44'00" y 101°04'31" de longitud oeste, en un superficie aproximada de 1 104.29 km².

Del estudio hidrogeológico (IGC, 1999) se obtuvieron las siguientes entradas y salidas al acuífero:

- Entradas subterráneas horizontales por los límites del acuífero, E_h : 264.8 Mm³/año.
- Recarga vertical e infiltración de ríos y lagos, R_v : 27.61 Mm³/año.
- Recarga artificial y/o retorno por riego, R_a : 107.43 Mm³/año.
- Salidas de agua subterránea por límites, S_h : 20.02 Mm³/año.
- Descarga de agua subterránea por manantiales, D_m : 1.75 Mm³/año.
- Extracción por bombeo, B : 593 Mm³/año.

De esta manera, se reportó un total de entradas de 399.84 Mm³/año y un total de salidas de 614.77 Mm³/año. Además del cálculo de entradas y salidas, se estimó la variación del almacenamiento del acuífero, obteniendo $\Delta V = -214.67$ Mm³/año. El balance se realizó partiendo de la ecuación de conservación de masa, que indica que la diferencia entre el volumen de entrada y el volumen de salida debe ser igual al volumen almacenado en el área de estudio. Es decir:

$$(E_h + R_v + R_a) - (S_h + D_m + B) = \pm \Delta V \quad (3.1)$$

De los resultados obtenidos, se generó un error de cierre de:

$$e = 399.84 - 614.77 + 214.67$$

$$e = -0.26 \text{ Mm}^3/\text{año}$$

Con fines prácticos, en el desarrollo de esta investigación, se estimaron las entradas y salidas horizontales de agua subterránea, primero empleando el promedio de las transmisividades reportadas por IGC (1999) de sus 35 pruebas hidráulicas y posteriormente, usando el promedio de las transmisividades obtenidas de la reinterpretación en este trabajo.

3.3 Metodología para la interpretación de pruebas hidráulicas en acuíferos

El esquema de trabajo seguido para realizar las interpretaciones paramétricas y no paramétricas de las pruebas hidráulicas se muestra en la Figura 2.5.

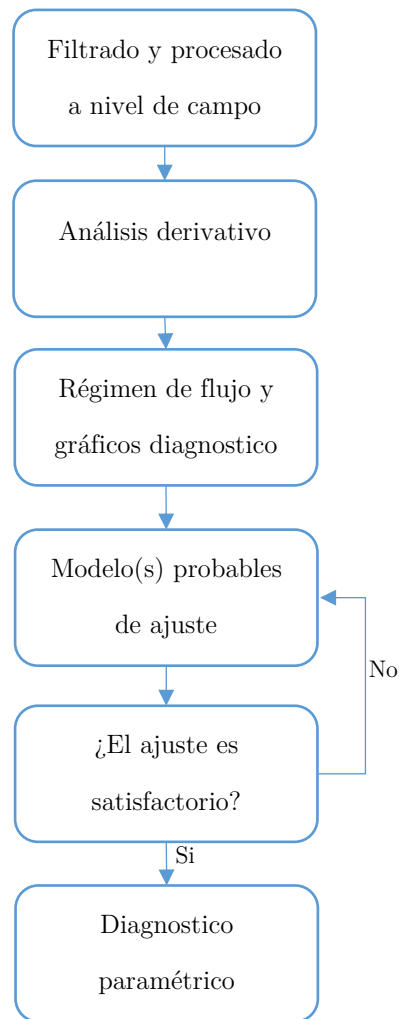


Figura 3.6 Proceso de interpretación de PHA usando análisis derivativos

Las pruebas seleccionadas fueron digitalizadas utilizando herramientas gráficas de cómputo como AutoCAD de Autodesk mientras que los datos de las pruebas realizadas en el acuífero Valle Celaya fueron proporcionados por la CONAGUA.

Todos los datos de las pruebas, una vez digitalizados, se exportaron al software Excel (Microsoft office) donde fueron analizados y procesados auxiliándose de rutinas programadas con ayuda de Matlab (MarthWorks). En el caso de pruebas de recuperación, el procesamiento consistió en usar el método de Agarwal (1980) para poder interpretar los datos como pruebas de abatimiento. Los datos de abatimiento fueron filtrados, es decir, se revisó el comportamiento de las pruebas y fueron modificados aquellos datos que mostraban un comportamiento inusual evidente (p.e. abatimientos que decrecen con el incremento del tiempo en una prueba de bombeo, lo que indicaría un error en la medición o una variación en el caudal de bombeo).

Después de procesar y filtrar los datos, se emplearon las herramientas computacionales como AQTESOLV (HydroSOLVE, Inc.), Matlab y Excel para calcular la derivada logarítmica de los abatimientos vs tiempo y generar los gráficos de diagnóstico.

El siguiente paso consistió en identificar las geometrías de flujo que se presentan en la prueba hidráulica leyendo las variaciones de las pendientes de los datos de abatimiento derivados. Esto es un análisis no paramétrico de la prueba en el que se genera un diagnóstico del comportamiento de la porción del acuífero evaluado con el bombeo y con esto es posible seleccionar un modelo o un conjunto de modelos que sea consistente con el tipo de acuífero y la geología local.

Los modelos analíticos seleccionados se ajustaron con ayuda del software AQTESOLV, en el cual se realiza el ajuste de los datos de forma iterativa, minimizando la suma de los cuadrados de los residuales, usando un algoritmo no lineal basado en el método de Gauss-Newton. De esta manera se descartan aquellos modelos que arrojen mayores residuales y se escoge el modelo que muestre un ajuste mejor y que sea consistente con la geología local.

Cuando se ha identificado el modelo, cuyos residuales sean los menores y sea consistente con el tipo de acuífero, entonces se calculan los parámetros hidráulicos del acuífero según el modelo analítico seleccionado.

4 Resultados y discusión

Utilizando la metodología presentada en el apartado 3.2, se analizaron las 49 pruebas de bombeo y las 34 pruebas de recuperación recopiladas. En esta sección se muestran los resultados de la interpretación de tales pruebas.

4.1 Prueba hidráulica del pozo 5235404, EUA.

Esta prueba se realizó en el condado Brewster, Texas, el 17 de agosto de 1999 y pertenece al acuífero menor Igneous. La prueba de bombeo se llevó a cabo con caudal constante de 1062.9 m³/día durante 24 horas; el nivel estático fue de 35.75 m; la profundidad total del pozo es de 105.15 m con diámetro del ademe de 0.15 m; el espesor saturado del acuífero fue de 69.39 m. Las observaciones del abatimiento se realizaron en el pozo de bombeo.

La Figura 4.1a muestra los datos registrados de tiempo contra abatimiento, después de haber sido procesados, y la derivada logarítmica con un coeficiente de suavizado $L = 0$. La Figura 4.1b presenta la misma prueba y la derivada logarítmica con un factor de suavizado $L = 0.2$, con este suavizado es posible identificar fácilmente las geometrías de flujo que se presentan. Se han identificado tres tipos de geometrías de flujo con base en el gradiente de la derivada logarítmica: la primera pendiente (1/4) indica un flujo bilineal, lo que sugiere la presencia de fracturas rellenas cuya conductividad es diferente a la de la matriz del acuífero; más adelante, existe un zona de transición hasta llegar a una segunda zona en la que rige un flujo esférico (pendiente igual a -1/2) lo que sugiere un flujo vertical controlado por una entrada limitada (influencia de la penetración parcial del pozo); en tiempos tardíos se detecta una zona en la que se presenta un flujo radial infinito donde es posible calcular los parámetros hidráulicos con el modelo simplificado de [Cooper y Jacob \(1946\)](#). Como puede inferirse, ninguno de estos

efectos se podría diagnosticar con claridad, si se analiza solamente la curva del abatimiento (curva azul), como habitualmente se hace en el ámbito práctico de la hidrogeología.

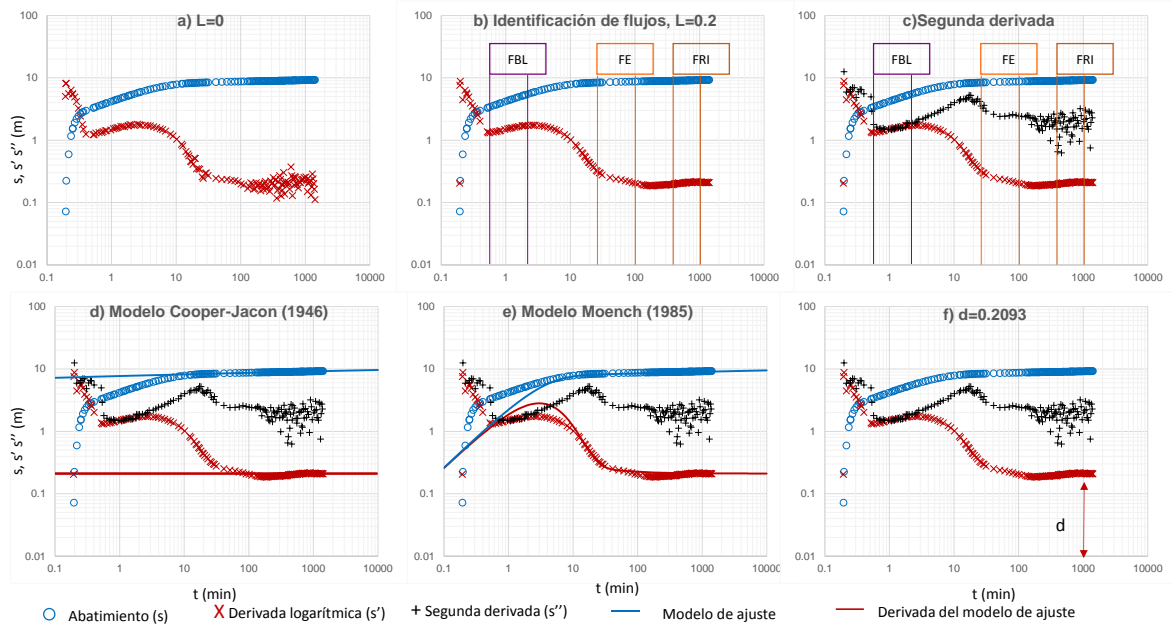


Figura 4.1 Prueba de bombeo a caudal constante realizada en el pozo 5235404 en el acuífero Igneous: a Abatimiento y derivada logarítmica sin suavizado ($L=0$); b Abatimiento, derivada logarítmica con suavizado ($L=0.2$) e identificación de geometrías de flujo, FBL- flujo bilineal, FE- flujo esférico, FRI- flujo radial infinito; c Abatimiento, primera y segunda derivada; d Ajuste con el modelo Cooper-Jacob (1946); e Ajuste con el modelo de Moench (1985); f Estimación del valor de la derivada logarítmica en presencia de flujo radial.

La Figura 4.1c además de mostrar la curva de abatimientos y su derivada logarítmica, exhibe la segunda derivada con la que se puede verificar la presencia de un flujo bilineal, cuya dimensión es 1.5 y la segunda derivada toma este valor entre el minuto 0.6 y el minuto 20. Entre los minutos 60 a 150, el valor de la derivada se aproxima a 3, lo que indicaría un flujo esférico. Más allá del minuto 400, la segunda derivada presenta una gran cantidad de ruido debido a los efectos finales y oscila entre 1 y 3, teniendo un valor promedio de 1.94 que, para fines prácticos, se considerará que existe la presencia de flujo radial.

Después de haber identificado las geometrías de flujo presentes en esta prueba, se probaron distintas soluciones analíticas tales como el modelo de Cooper-Jacob (1946; Figura 4.1 d) y los modelos de Moench (1984; 1985) para acuíferos semiconfinados y para acuíferos fracturados.

Este último (Figura 4.1 e) demostró el mejor ajuste (residuales de 20.37 m²) y corresponde con la geología regional, pues está compuesta por basalto vesicular, cenizas, gravas, arenas y existe presencia de fracturas en la zona. Además, con el uso de la derivada, en la presencia de flujo radial infinito, es posible calcular la transmisividad usando el valor de la derivada, d , del abatimiento cuando se vuelve constante como lo indica Renard et al., (2009; Figura 4.1 f). En la Tabla 4.1 se muestran los resultados obtenidos de esta prueba.

El valor de la transmisividad reportada por Christian y Wuerch (2012) es de 382.03 m²/d, usando el modelo de Cooper-Jacob (1946), mientras que en promedio, se obtuvo 401.48 m²/d usando el análisis derivativo. Esto representa una diferencia de 19.45 m²/d.

A pesar de que la estimación de los parámetros hidráulicos se realizó usando el mismo modelo analítico (Cooper-Jacob 1946), los resultados no son iguales. Esto se debe a que, utilizando el análisis derivativo es posible identificar cuando las condiciones para aplicar el modelo de ajuste son válidas, es decir, cuando existe flujo radial de acción infinita, mientras que en la interpretación clásica se debe hacer uso solo de la experiencia del intérprete para la estimación paramétrica.

Tabla 4.1 Resultados de la prueba 52-35-404		
Modelo Analítico	T (m ² /d)	K (m/d)
Cooper-Jacob (1946) ^a	382.03	
Cooper-Jacob (1946) ^b	400.7	5.805
Moench (1984) ^b	400.6	5.805
Renard (2009) ^b	403.15	5.843

^a Christian y Wuerch (2012)

^b Este trabajo

4.2 Prueba hidráulica del pozo HFM15, Suecia.

El 13 de noviembre de 2003 se realizó una prueba de bombeo a caudal constante y recuperación en el pozo HFM15 reportado en Ludvigson et al., (2004) ubicado en la localidad de Forsmark, Suecia. Los datos de las pruebas realizadas en este pozo se extrajeron de Ludvigson et al. (2004). El pozo HFM15 fue bombeado a caudal constante de 82.512 m³/d durante un periodo

de 10 h. Se emplearon transductores de presión para registrar los cambios en el nivel del agua durante la prueba de bombeo en el pozo de extracción. El diámetro del pozo es de 0.139 m y tiene 99.5 m de profundidad. El pozo cuenta con ademe hasta 6 m de profundidad. Desde los 6 m hasta 99.5 el pozo está abierto.

El procesado de datos consistió en convertir los datos registrados por los transductores de presión a metros columna de agua. La diferencia de las presiones registradas y la presión inicial convertidas a metros columna de agua representan el abatimiento generado por el bombeo.

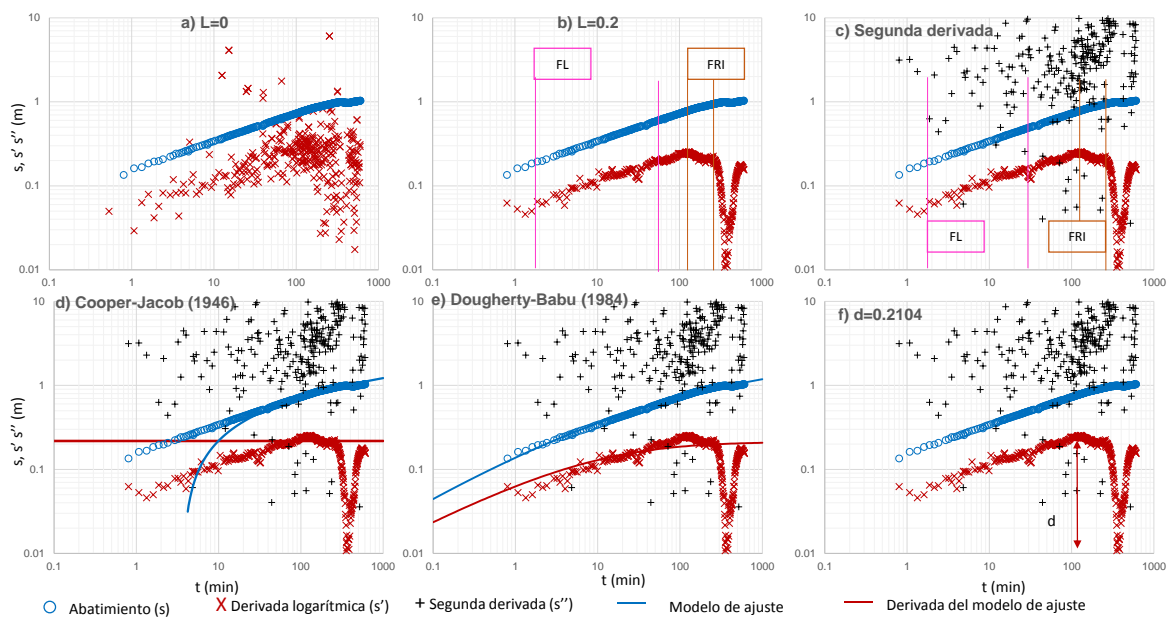


Figura 4.2 Prueba de bombeo a caudal constante del pozo HFM15 en la región de Forsmark: a) Abatimiento y derivada logarítmica sin suavizado ($L=0$); b) Abatimiento, derivada logarítmica e identificación de geometrías de flujo FL- flujo lineal, FRI- flujo radial infinito; c) Abatimiento, derivada logarítmica y segunda derivada; d) Ajuste con el modelo analítico de Cooper-Jacob (1946); e) Ajuste con el modelo analítico de Dougherty-Babu (1984); f) Valor de la derivada logarítmica, d , cuando existe flujo radial

La Figura 4.2a muestra la curva de abatimiento obtenida del procesamiento de los datos de presión y su derivada logarítmica sin suavizado ($L = 0$). En la Figura 4.2b se presenta la curva de abatimiento con una derivada logarítmica suavizada ($L = 0.2$) con lo que fue posible identificar almacenamiento de pozo (pendiente de la derivada igual a 1) del minuto 1 al minuto 7. Posteriormente, el gradiente de la derivada cambia a $\sim 1/4$, lo que sugiere una geometría bilineal (o bien una transición entre lineal y bilineal) seguida por un periodo de flujo radial

(pendiente de la derivada igual a cero) del minuto 100 al minuto 300. En tiempos tardíos la derivada tiene una depresión sugerente de efectos de doble porosidad. Tanto el flujo bilineal como la doble porosidad permiten diagnosticar que el flujo subterráneo que converge al pozo, está controlado por fracturas, modelo consistente con la geología del sitio (Hedenström et al., 2008).

La segunda derivada (Figura 4.2c) presenta gran cantidad de ruido pero los valores se agrupan en torno a 1, en el periodo identificado para flujo lineal/bilineal, y en torno a 2, en el periodo donde es posible que se presente flujo radial. Una vez identificada la presencia de flujo radial, se empleó un ajuste con el modelo de Cooper-Jacob (1946; Figura 4.2d). Posteriormente se interpretó la prueba con el modelo de Dougherty-Babu (1984; Figura 4.2e) para acuíferos confinados que corresponde con la geología local y que mostró un ajuste aceptable (residuales de 0.3109 m²). La Figura 4.2f muestra el valor de la derivada con la cual es posible calcular la transmisividad en presencia de flujo radial, como lo indica Renard et al. (2009) Los resultados obtenidos de esta prueba se muestran en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2 Resultados de la prueba HFM15		
Modelo Analítico	T (m ² /d)	K (m/d)
Dougherty-Babu (1984) ^a	27.56	0.3137
Cooper-Jacob (1946) ^b	30.2	0.3438
Dougherty-Babu (1984) ^b	30.94	0.3309
Renard (2009) ^b	31.207	0.333

^a Ludvigson et al. (2004)

^b Este trabajo

El pozo HFM15 también cuenta con datos de recuperación al terminar la etapa de bombeo. Estos datos también fueron interpretados y se nombró a la prueba de recuperación HFM15-A. En este caso, además de convertir los datos de presión a abatimiento, se utilizó el método petrolero de Agarwal (1980), que permite transformar la etapa de recuperación a una (virtual) de abatimiento, con la que se puede desplegar, por consiguiente, la respuesta derivativa, y el uso de las curvas-tipo.

En la Figura 4.3a se presentan el tiempo efectivo contra los abatimientos calculados con el método de Agarwal (1980) junto con su derivada logarítmica sin suavizado ($L = 0$). La Figura 4.3b muestra, además del tiempo efectivo contra abatimiento, la derivada logarítmica con un suavizado $L = 0.3$ y se identifican la existencia de un flujo lineal entre los minutos 8 a 30 y un flujo radial a partir del minuto 100 del tiempo equivalente de Agarwal.

Se calculó la segunda derivada (Figura 4.3c) que permite constatar la posible presencia del flujo lineal y flujo radial. Posteriormente, se aplicó el modelo de Cooper-Jacob (1946; Figura 4.3d) de manera preliminar para tener un estimado de la transmisividad. Debido a que existe flujo lineal en la prueba, se utilizó un modelo que toma en cuenta la presencia de fracturas y que fue desarrollado por Gringarten y Witherspoon (1972; Figura 4.3e). Este modelo analítico de ajuste, además de estimar el valor de la transmisividad, también permite conocer la semiala de la fractura que está drenando a través del bombeo (~ 8 m). También, se calculó el valor de la transmisividad usando el valor de la derivada cuando existe flujo radial en la curva de abatimiento (Figura 4.3f). La Tabla 4.3 muestra los resultados obtenidos de este análisis.

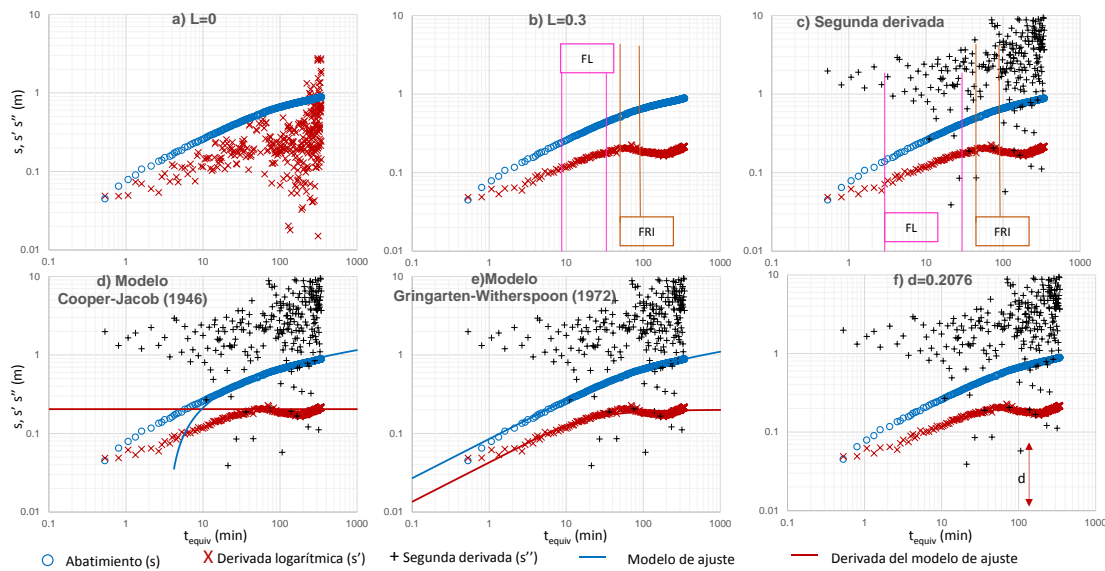


Figura 4.3 Prueba de recuperación del pozo HFM15, de la región de Forsmark, interpretadas con el método de Agarwal: a) Abatimiento y derivada logarítmica sin suavizado ($L=0$); b) Abatimiento, derivada logarítmica ($L=0.3$) e identificación de geometrías de flujo FL- flujo lineal, FRI- flujo radial infinito; c) Abatimiento, derivada logarítmica y segunda derivada; d) Ajuste con el modelo analítico de Cooper-Jacob (1946); e) Ajuste con el

modelo analítico de Gringarten-Witherspoon (1972); f) Valor de la derivada logarítmica, d, cuando existe flujo radial

Los datos reportados por Ludvigson et al. (2004), indican un valor de transmisividad de 27.56 m²/d y los calculados empleando análisis derivativos en promedio son 31.55 m²/d, esto se debe a que los valores reportados se estimaron con el modelo analítico de Dougherty-Babu (1984) para acuíferos confinados. Mientras que, usando el análisis derivativo se identificó la presencia de flujo lineal (fractura de conductividad hidráulica infinita), donde se cumplen las condiciones del modelo analítico de Gringarten-Witherspoon (1972), con este modelo es posible, incluso calcular la semiala de la fractura, como en el caso anterior.

Modelo Analítico	T (m²/d)	K (m/d)	L_f (m)
Dougherty-Babu (1984)^a	27.56	0.3137	
Cooper-Jacob (1946)^b	32.14	0.3438	
Gringarten-Witherspoon (1972)^b	32.72	0.35	7.964
Renard et al. (2009)^b	32.09	0.343	

^a Ludvigson et al. (2004)

^b Este trabajo

4.3 Reinterpretación de pruebas en acuíferos texanos, EUA

En la Figura 4.4 y la Figura 4.5 se muestra, en resumen, las curvas diagnóstico para las pruebas de bombeo y de recuperación llevadas a cabo en el estado de Texas. Esta información se complementa con la Tabla 4.4 y la Tabla 4.5 respectivamente.

Los resultados de las pruebas interpretadas y la geología regional indican que el acuífero Carrizo-Wilcox tiene comportamiento semiconfinado, con una transmisividad de ~10 m²/d en el área cercana al pozo estudiado; el acuífero Edwards, en la zona de Balcones Fault, tiene

comportamiento de doble porosidad con transmisividades de 800 a 1200 m²/d; la formación Edwards-Trinity Plateau presenta un comportamiento de semiconfinado con zonas de doble porosidad y transmisividades que van de 2 a 18 m²/d; debido al ruido de la derivada, la prueba 6433101 realizada en el acuífero Gulf Coast, fue interpretada con un modelo para acuífero confinado aunque presenta comportamiento de semiconfinado, con transmisividad cercana a 133 m²/d; la información interpretada del acuífero Hueco-Mesilla Bolson indica un comportamiento confinado con transmisividad de 735 m²/d; el acuífero Igneous presenta comportamiento de semiconfinado con doble porosidad y transmisividades alrededor de 420 m²/d; las pruebas realizadas en el acuífero Ogallala indican que su comportamiento es de semiconfinado con transmisividades entre 470 y 630 m²/d.

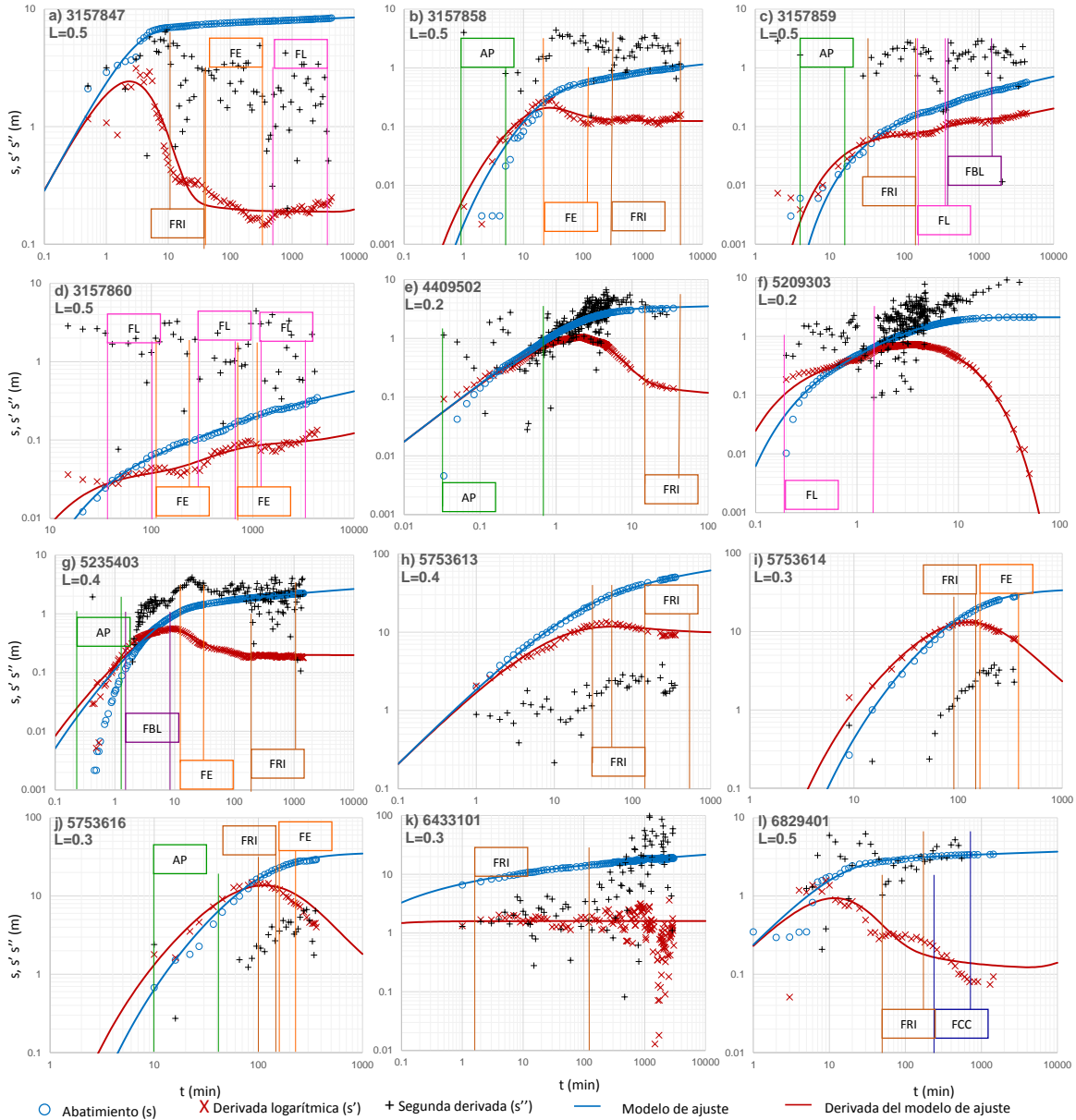


Figura 4.4 Ajuste de modelos analíticos para pruebas de bombeo, Texas. AP- almacenamiento de pozo; FL- flujo lineal; FBL- flujo bilineal; FE-flujo esférico; FRI- flujo radial infinito, FCC- frontera de carga constante. a), b), c), d), h), i) y j) pruebas en el acuífero Trinity; e) y f) pruebas en el acuífero Edwards-Trinity; g) prueba en el acuífero Igneous; k) prueba en el acuífero Gulf Coast; l) prueba en el Edwards.

Tabla 4.4 Resultados de la interpretación de pruebas de bombeo, Texas.

Nombre de pozo	Acuífero	T (m ² /d), reportada por Christian y Wuerch (2012)	K(m/d), reportada por Christian y Wuerch (2012)	S, reportado por Christian y Wuerch (2012)	Modelo de ajuste	T (m ² /d), calculada	K(m/d), calculada	S o Sy, calculado	Ss (1/m), calculado	Diferencia de T (m ² /d)
3157847	Trinity	79.2	8.68		Moench (1985)	47.150	1.796		1.63E-08	32.050
3157858	Trinity	137.31	10.72	0.005	Moench (1985)	142.700	5.434	4.95E-05	1.89E-06	5.390
3157859	Trinity	141.37	11.04	0.05	Moench (1984)	126.780	4.828		4.87E-05	14.590
3157860	Trinity	212.55	16.99	0.02	Moench (1984)	184.470	7.025		7.80E-05	28.080
4409502	Edwards- Trinity Plateau	4.11			Moench (1984)	15.250	1.900		4.74E-05	11.140
5209303	Edwards- Trinity Plateau	4.76	0.33		Cooley- Case (1973)	2.023	0.021			2.737
5235403	Igneous	393.15	12.92	0.0002	Moench (1984)	426.420	6.180	1.59E-06	2.30E-08	33.270

5235404	Igneous	382.03			Moench (1984)	400.600	5.805		3.26E-10	18.570
5753613	Trinity	0.4	0.01		Moench (1984)	0.663	0.010	4.40E-03		0.263
5753614	Trinity	0.37	0.01	0.0004	Moench (1985)	0.469	0.007	3.61E-06	5.44E-08	0.099
5753616	Trinity	0.43		0.0006	Moench (1985)	0.462	0.007	2.53E-06	3.81E-08	0.032
6433101	Gulf coast	132.83	5.83		Theis (1935)	138.000	0.836			5.170
6829401	Edwards (Balcones Fault Zone)	484.6	5.05		Moench (1984)	1215.900	12.660			731.300

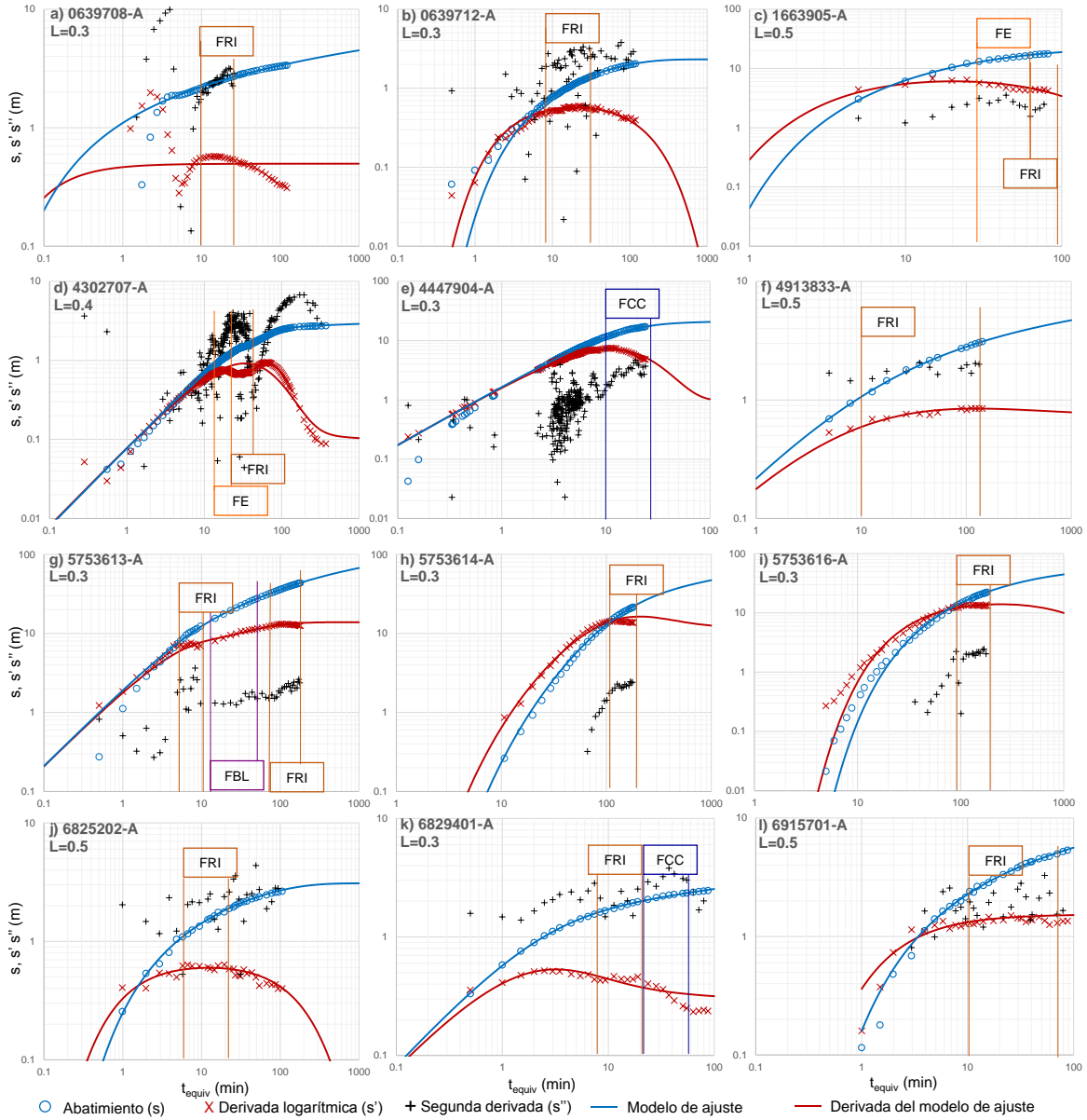


Figura 4.5 Ajuste de modelos analíticos para pruebas de recuperación, Texas. AP- almacenamiento de pozo; FL- flujo lineal; FBL- flujo bilineal; FE- flujo esférico; FRI- flujo radial infinito, FCC- frontera de carga constante. a) y b) pruebas en el acuífero Ogallala; c) prueba en el acuífero Carrizo-Wilcox; d) y e) pruebas en el acuífero Edwards-Trinity; f) prueba en el acuífero Hueco-Mesilla Bolson; g), h), i), j) y l) pruebas en el acuífero Trinity; k) prueba en el acuífero Edwards.

Tabla 4.5 Resultados de las pruebas de recuperación de Texas

Nombre de pozo	Acuífero	T (m ² /d), reportada por Christian y Wuerch (2012)	K(m/d), reportada por Christian y Wuerch (2012)	S, reportado por Christian y Wuerch (2012)	Modelo de ajuste	T (m ² /d), calculada	K(m/d), calculada	S o Sy, calculado	Ss(1/m), calculado	Sw, calculado	Diferencia de T (m ² /d)
0639708-A	Ogallala	581.31	8.8826212		Cooper-Jacob (1946)	627.400	8.539	1.79E-04	2.43E-06		46.090
0639712-A	Ogallala	584.63	9.57530267		Hantush-Jacob (1955; 1964)	470.600	6.400				114.030
1663905-A	Carrizo-Wilcox	13.13	0.61118953		Hantush-Jacob (1955; 1964)	9.680	0.102				3.450
4302707-A	Edwards-Trinity Plateau	4.61	0		Moench (1985)	17.420	1.182				12.810
4447904-A	Edwards-Trinity Plateau	0.46	0		Moench (1984)	1.990	0.051		2.50E-12	6.000	1.530
4913833-A	Hueco-Mesilla Bolson	735.02	4.84877029		Dougherty-Babu (1984)	118.400	0.462			-0.525	616.620

5753613-A	Trinity	0.4	0.01222379		Moench (1984)	0.235	0.004				0.165
5753614-A	Trinity	0.37	0.01222379	0.0004	Moench (1985)	0.403	0.006	4.47E-06	6.73E-08		0.033
5753616-A	Trinity	0.43	0	0.0006	Moench (1985)	0.245	0.004				0.185
6825202-A	Trinity	10.22	0		Hantush- Jacob (1955; 1964)	9.320	0.097				0.900
6829401-A	Edwards (Balcones Fault Zone)	484.6	5.05250013		Moench (1984)	882.300	9.189				397.700
6915701-A	Trinity	223.51	0		Hantush- Jacob (1955; 1964)	193.500	3.383				30.010

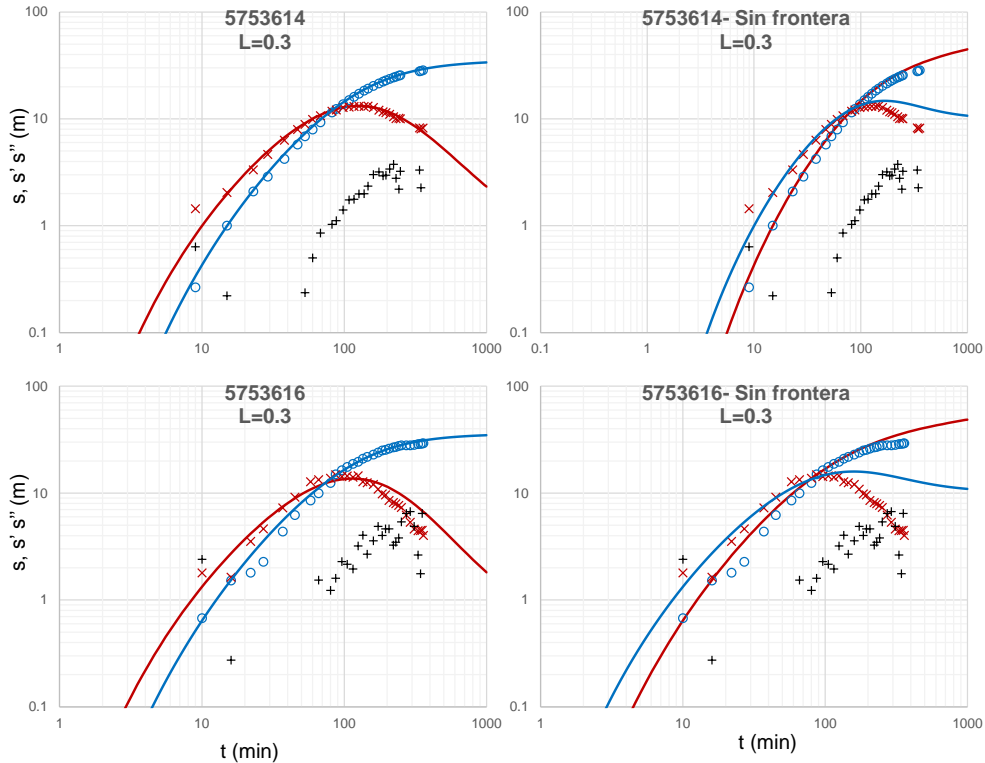


Figura 4.6 Ajuste del modelo de Moench (1985) para las pruebas 5753616 y 5753614 con frontera de carga constante, ubicada a ~150 m (izquierda) y sin frontera de carga constante (derecha). Ambas pruebas se realizaron en el acuífero Trinity.

Las pruebas hidráulicas realizadas en el acuífero Trinity, indican que su comportamiento es de semiconfinado y existe la presencia de fracturas rellenas que generan doble porosidad, en algunas zonas. La interpretación de las pruebas 5753614 y 5756616 indican que existe interacción entre estos pozos y una frontera de carga constante (Figura 4.6), ubicada aproximadamente a 150 m. Esta información fue estimada con el software AQTESOLV, que cuenta con un módulo que permite integrar fronteras de carga constante o de no flujo a los modelos que contemplan esta condición (p.e. Moench, 1984; Moench, 1985), basado en la teoría del pozo imagen en acuíferos limitados.

4.4 Reinterpretación de pruebas en acuíferos de Illinois, EUA

Los resultados de las pruebas de bombeo realizadas en el estado de Illinois se muestran en la Figura 4.7 y la Tabla 4.6. Para el condado Fulton, se estimó que el acuífero tiene comportamiento de semiconfinado y se vio una diferencia cercana a $40 \text{ m}^2/\text{d}$ entre la

transmisividad reportada por Walton (1962) y la calculada con el enfoque derivativo; el acuífero del condado Peoria muestra una transmisividad alta, de 3742 m²/d y exhibe un comportamiento libre; las transmisividades del acuífero en el condado McLean indican, en promedio, 135 m²/d y el comportamiento acuífero es confinado.

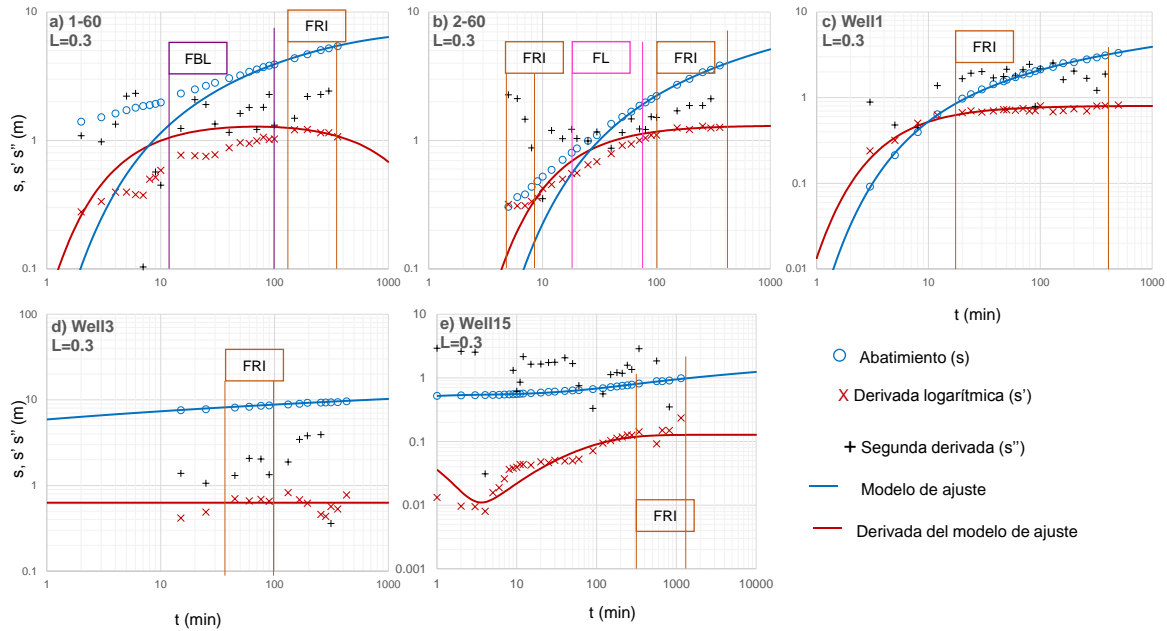


Figura 4.7 Ajuste de modelos analíticos para pruebas de bombeo, Illinois. FL- flujo lineal; FBL- flujo bilineal; FE-flujo esférico; FRI- flujo radial infinito. a) y b) pruebas en la región de Fulton; c) y d) pruebas en la región de McLean; e) prueba en la región de Peoria.

Tabla 4.6 Resultados de las pruebas de bombeo de Illinois.									
Nombre de pozo	País, localidad	T (m ² /d), reportada por Walton (1962)	S, reportado Walton (1962)	Modelo de ajuste	T (m ² /d), calculada	K(m/d), calculada	S o S _y , calculado	S _s (1/m), calculado	Diferencia de T (m ² /d)
1-60	Fulton, Illinois	60.854		Hantush-Jacob (1955)	18.96	1.556	7.15E-05	5.86E-06	41.89
2-60	Fulton, Illinois	60.854		Hantush-Jacob (1955)	20.43	1.676			40.42
Well 15	Peoria, Illinois	3912.101		Neuman (1974)	3741.9	0.078			170.20
Well 3	McLean, Illinois	150.274		Theis (1935)	151.4	3.911			1.13

Nombre de pozo	País, localidad	T (m ² /d), reportada por Walton (1962)	S, reportado Walton (1962)	Modelo de ajuste	T (m ² /d), calculada	K(m/d), calculada	S o Sy, calculado	Ss(1/m), calculado	Diferencia de T (m ² /d)
Well 1	McLean, Illinois	125.435	0.00002	Theis (1935)	118.8	3.068	2.24E-05		6.64

4.5 Reinterpretación de pruebas en acuíferos de Hawái, EUA

La interpretación de las pruebas hidráulicas de los pozos de Hawái se resume en las Figura 4.8, Figura 4.9 y las Tabla 4.7 y Tabla 4.8. Estos resultados indican que todos los acuíferos del estado de Hawái, evaluados con las pruebas interpretadas, exhiben confinamiento y altas transmisividades, asociadas al fracturamiento de los basaltos, que van de 180 a 66780 m²/d. Solo el acuífero Waikolu, en la prueba del pozo #3 (Figura 4.8a) mostró estar en presencia de una doble porosidad debida, probablemente a la presencia de fracturas rellenas por depósitos de minerales secundarios.

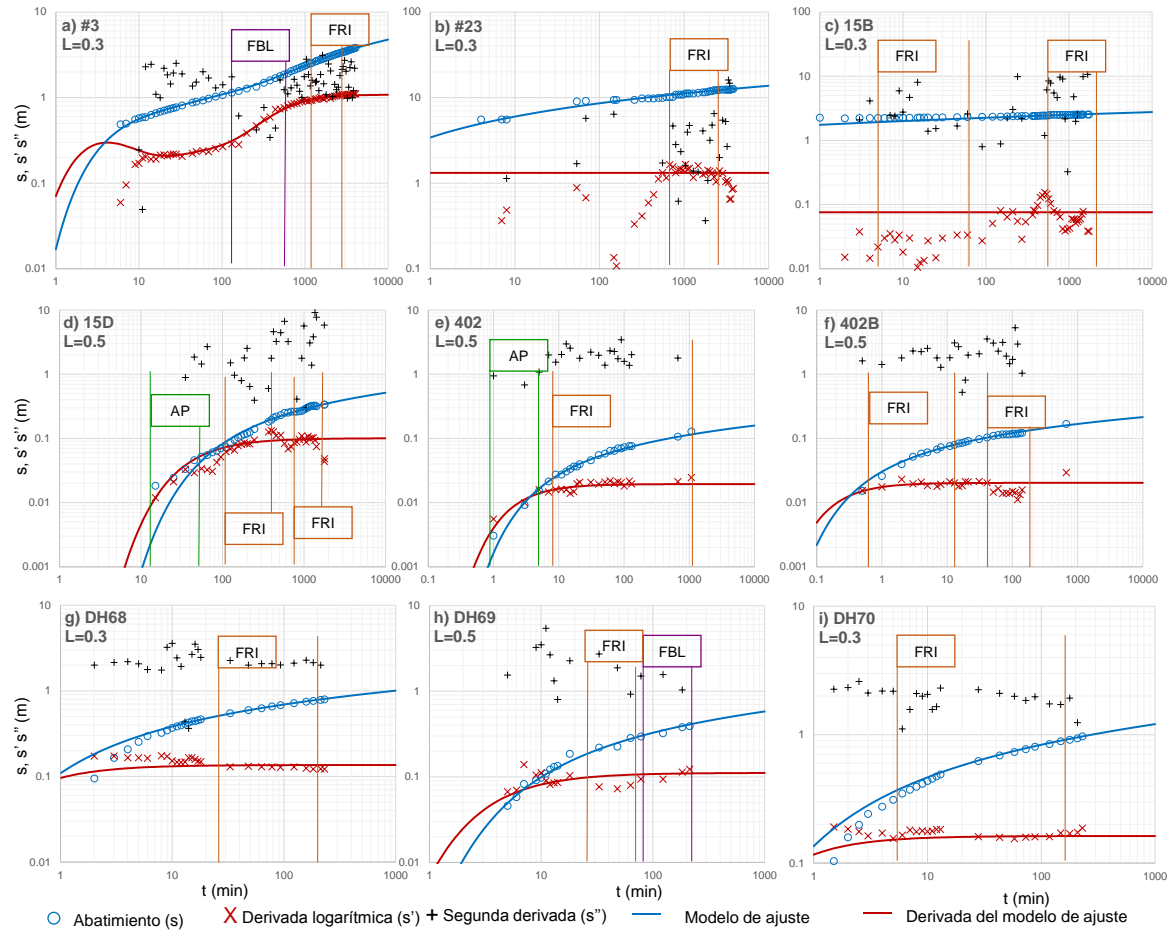


Figura 4.8 Ajuste de modelos analíticos para pruebas de bombeo, Hawái. AP- almacenamiento de pozo; FBL- flujo bilineal; FRI- flujo radial infinito. a) y b) pruebas del acuífero Molokai; c) y d) pruebas del acuífero Maui, e), f), g), h) e i) pruebas del acuífero Oahu.

Tabla 4.7 Resultados de las pruebas de bombeo para el estado de Hawái

Nomb re de pozo	Acuífe ro	T (m ² /d), reporta da en Williams y Soroos (1973)	K (m/d), reporta da en Williams y Soroos (1973)	S, reporta do en Williams y Soroos (1973)	Mode lo de ajuste	T (m ² /d), calcula da	K (m/d), calcula da	S, calcula do	Ss (1/m), calcula do	Sw, calcula do	Diferenc ia T (m ² /d)
DH-68	Kalihi	594.888		4.70E-04	Theis (1935)	985.9	16.17	1.13E-04			391.01
DH-69	Kalihi	1018.388		4.70E-04	Theis (1935)	1170	19.19	7.60E-04			151.61
DH-70	Kalihi	689.275		4.70E-04	Theis (1935)	801.1	13.14	1.17E-04			111.82
15B	Ioa				Theis (1935)	11060	140.5				11060

Tabla 4.7 Resultados de las pruebas de bombeo para el estado de Hawái

Nomb re de pozo	Acuífe ro	T (m ² /d), reporta da en Williams y Soroos (1973)	K (m/d), reporta da en Williams y Soroos (1973)	S, reporta do en Williams y Soroos (1973)	Mode lo de ajuste	T (m ² /d), calcula da	K (m/d), calcula da	S, calcula do	Ss (1/m), calcula do	Sw, calcula do	Diferenc ia T (m ² /d)
15D	Ioa	83830.756			Theis (1935)	20680	262.8				63150.75
#23	Waikol u	1490.325			Coope r- Jacob (1946)	401.6	6.162				1088.72
#3	Waikol u	2223.067		4.45E-03	Moenc h (1984)	400.9	6.151			-7.76E-06	1822.16
402- 2B		83333.981	13.242	5.53E-03	Theis (1935)	62890	923.3	7.60E-04	1.12E-05		20443.98
402		76379.133	9.046	2.71E-03	Theis (1935)	65780	965.9	7.20E-04	1.06E-05		10599.13

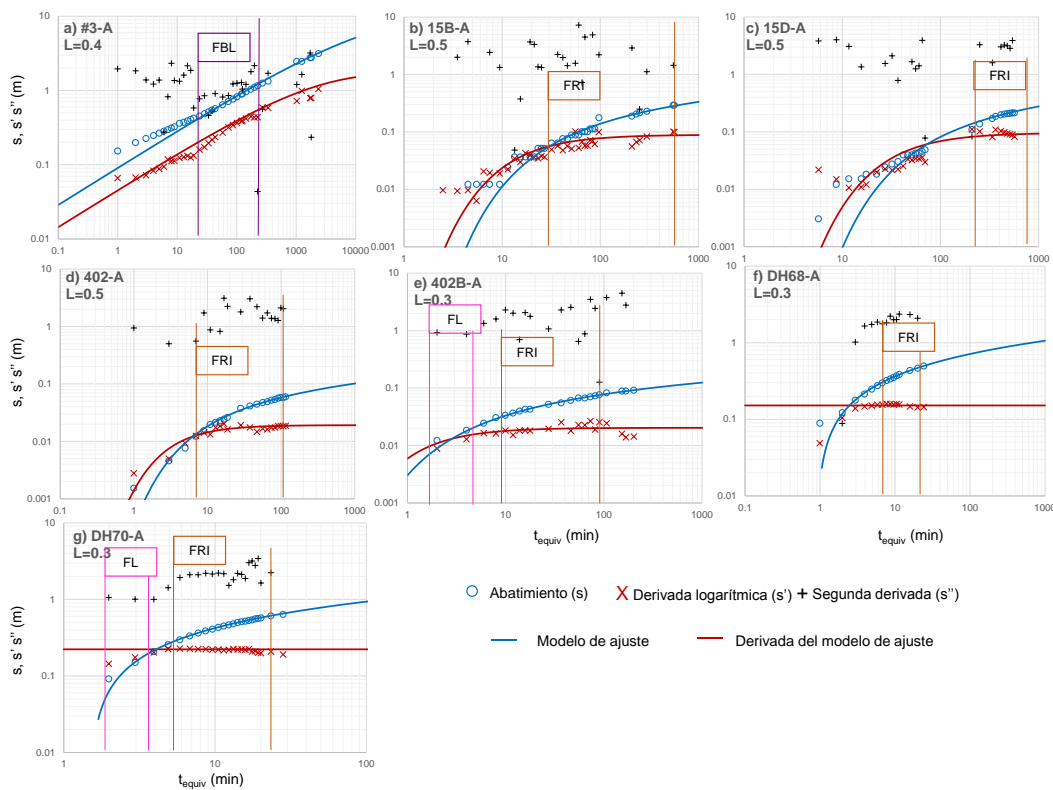


Figura 4.9 Ajuste de modelos analíticos para pruebas de recuperación, Hawái. FL- flujo lineal; FBL- flujo bilineal; FRI- flujo radial infinito. a) prueba en el acuífero Molokai; b) y c) pruebas en el acuífero Maui; d), e), f) y g) pruebas en el acuífero Oahu.

Tabla 4.8 Resultado de las pruebas de recuperación del estado de Hawái.											
Nombre de pozo	Acuífero	T (m ² /d), reportada en Williams y Soroos (1973)	K (m/d), reportada en Williams y Soroos (1973)	S, reportado en Williams y Soroos (1973)	Modelo de ajuste	T (m ² /d), calculada	K (m/d), calculada	S, calculado	Ss(1/m), calculado	Sw, calculado	Diferencia T (m ² /d)
DH-68-A	Kalihi	594.888		4.70E-04	Theis (1935)	858.4	14.08	1.61E-04			263.51
DH-70-A	Kalihi	689.275		4.70E-04	Theis (1935)	584.4	9.587	2.18E-04			104.87
15B-A	Ioa	0.000			Theis (1935)	11830	150.2				11830
15D-A	Ioa	83830.756			Theis (1935)	21620	274.7				62210.75
#3-A	Waikolu	2223.067		4.45E-03	Moench (1984)	185.8	2.851			-4.89	2037.26
402-2B-A		83333.981	13.242	5.53E-03	Theis (1935)	62880	923.2	6.03E-04	9.54E-06		20453.98
402-A		76379.133	9.046	2.71E-03	Theis (1935)	66780	980.4	1.18E-04	1.73E-06		9599.13

4.6 Reinterpretación de pruebas en acuífero de Dakota del Sur, EUA.

Los resultados de las pruebas de bombeo y recuperación reinterpretadas del estado de Dakota del Sur se resumen en la Figura 4.10 y la Tabla 4.9. Ambas pruebas fueron realizadas en el mismo pozo. Durante la etapa de bombeo, se aprecia almacenamiento de pozo que termina cerca del minuto 2 de la prueba. En tiempos tardíos se presenta una aparente estabilización de la derivada lo que se constata con el valor promedio de la segunda derivada que es ~ 2 , esto indica la presencia de un flujo radial. Los datos de la prueba de bombeo fueron ajustados con el modelo de Dougherty-Babu (1984) para acuíferos confinados con almacenamiento y daño de pozo (Figura 4.10a). La derivada en la etapa de recuperación permite apreciar un flujo bilineal en tiempos tempranos, lo que se verifica con la segunda derivada y con la geología local. El cálculo de los parámetros hidráulicos del acuífero se realizó con el modelo de Moench (1984) para pozos con almacenamiento y daño en un medio de doble porosidad (Figura 4.10b).

Con los resultados obtenidos, se puede concluir que la formación Hell Creek, en el sitio donde se realizaron las pruebas, tiene un comportamiento confinante en un medio que presenta doble porosidad con transmisividad $\sim 5 \text{ m}^2/\text{d}$.

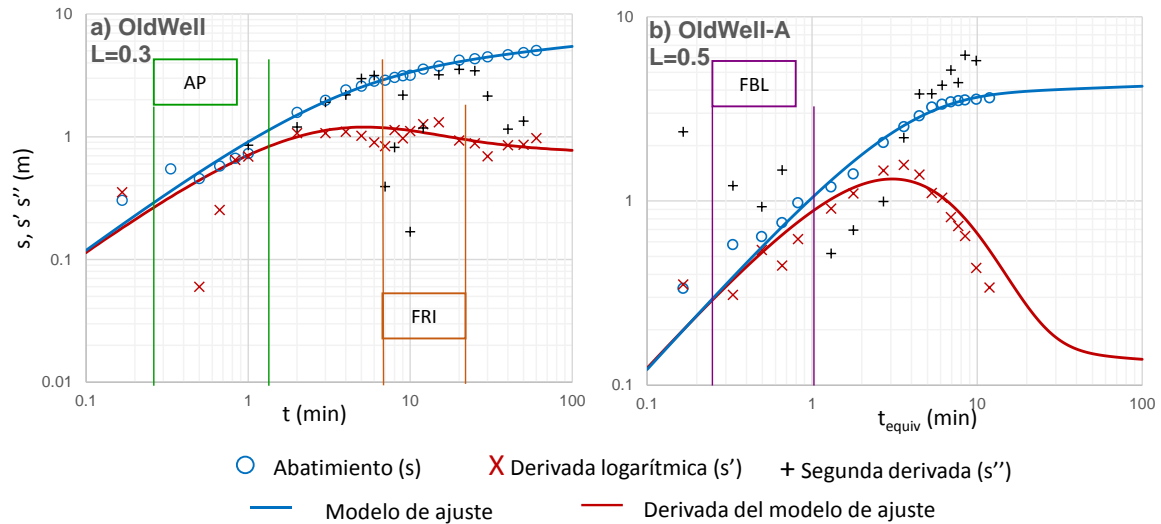


Figura 4.10 Ajuste de modelos analíticos para pruebas de bombeo, Dakota del Sur. AP- almacenamiento de pozo; FBL- flujo bilineal; FRI- flujo radial infinito

Tabla 4.9 Resultados de las pruebas hidráulicas realizadas en Dakota del Sur.								
Nombre de Pozo	Acuifero	T (m ² /d), reportada en Davis y Stetler, (2007)	S, reportado en Davis y Stetler, (2007)	Modelo de ajuste	T, calculada (m ² /d)	K (m/d), calculada	Sw, calculado	Diferencia de T (m ² /d)
OldWell	Hell Creek	0.7472	0.002461	Dougherty-Babu (1984)	0.9214	0.1209	-0.05198	0.1742
OldWell-A	Hell Creek	0.7472	0.002461	Dougherty-Babu (1984)	5.173	0.68		4.4258

4.7 Reinterpretación de pruebas en la región de Forsmark, Suecia

Además de la prueba HFM15 interpretada en el apartado 4.2, en la Figura 4.11 y la Tabla 4.10 se resumen los resultados de las pruebas interpretadas de la localidad de Forsmark, Suecia. Con el uso de la derivada logarítmica del abatimiento fue posible identificar diferentes

geometrías de flujo en las pruebas realizadas en la región de Forsmark, principalmente flujos lineales y bilineales en algunos intervalos de las pruebas lo que indica la presencia de fracturas rellenas, que es el caso de la Figura 4.11a, la Figura 4.11b y la Figura 4.11d, y fracturas de conductividad infinita, como se muestra en y la Figura 4.11c. Se constató la presencia de estas geometrías realizando el cálculo de la segunda derivada que, aunque resultó con mucho ruido, genera resultados coherentes con la presencia de las fracturas. La geología local también permite verificar la existencia de fracturas

El acuífero de la región de Forsmark tiene valores de transmisividad bajos $<20 \text{ m}^2/\text{d}$, tiene comportamiento confinante con presencia de fracturas y doble porosidad. Los datos reportados por SKB y los resultados obtenidos mediante el enfoque derivativo muestran poca diferencia. Esto se debe a que la interpretación de pruebas hidráulicas en Forsmark se realizó usando también un enfoque derivativo.

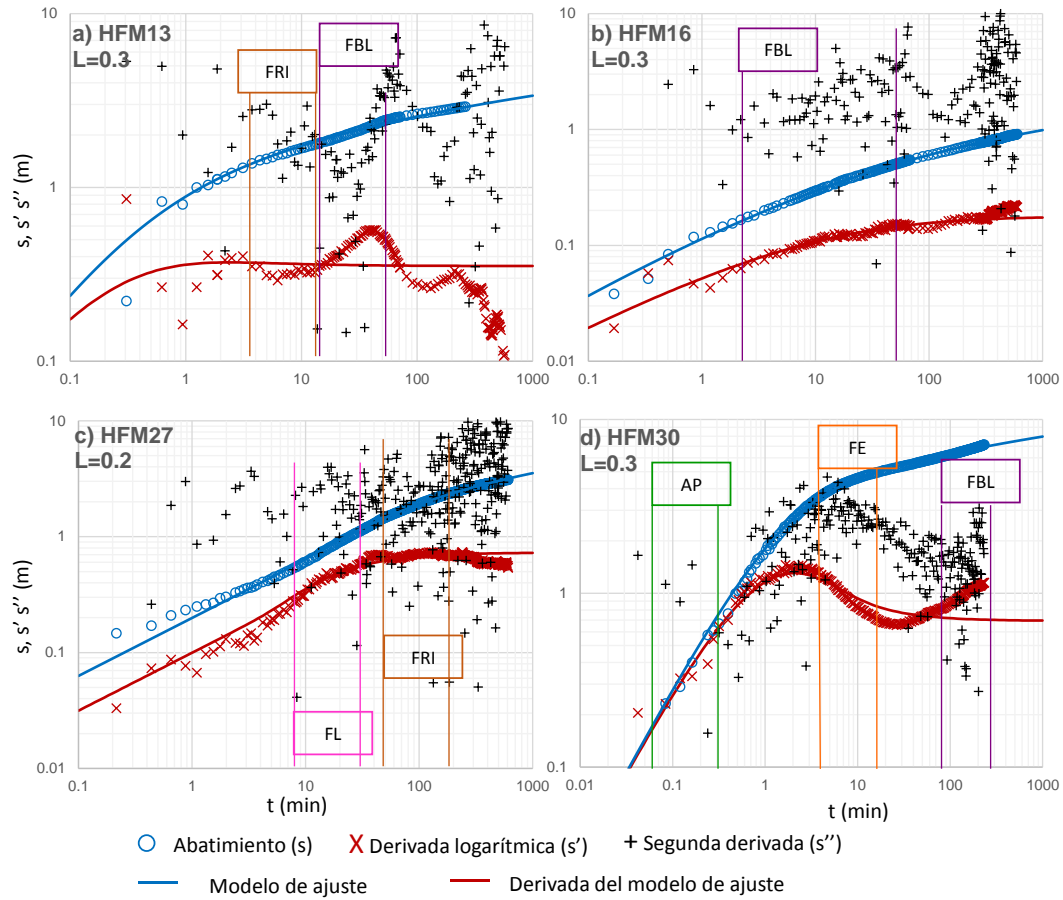


Figura 4.11 Ajuste de modelos analíticos para pruebas de bombeo, Forsmark. AP- almacenamiento de pozo; FL- flujo lineal; FBL- flujo bilineal; FRI- flujo radial infinito; FE- flujo esférico.

Tabla 4.10 Resultados de las pruebas de bombeo realizadas en Forsmark.										
Pozo	T (m ² /d), reportada	K (m/d), reportada	S	Modelo de ajuste	T, calculada (m ² /d)	K(m/d)	S	Sw	Rf (m)	Diferencia T (m ² /d)
HFM13 (Ludvigson et al., 2004)	26.9568		1.38E-06	Dougherty-Babu (1984)	20.26	1.26E-01	2.90E-06	-6		6.6968
HFM16 (Ludvigson et al., 2004)	44.064	0.42336	5.50E-05	Dougherty-Babu (1984)	42.15	0.3499		-5.127		1.914
HFM27 (Jönsson y Ludvigson, 2006)	7.1712		6.40E-06	Gringarten-Ramey (1974)	7.826	0.06776			232.2	0.6548

Pozo	T (m ² /d), reportada	K (m/d), reportada	S	Modelo de ajuste	T, calculada (m ² /d)	K(m/d)	S	Sw	Rf (m)	Diferencia T (m ² /d)
HFM30 (Lindquist y Ludvigson, 2006)	11.232		8.10E-07	Dougherty-Babu (1984)	9.067			8.67E-05		2.165

4.8 Reinterpretación de pruebas en acuíferos de Queensland, Australia

Los resultados de las pruebas de bombeo, realizadas en los acuíferos de Queensland, se resumen en la Figura 4.12 y en la Tabla 4.11. Mediante el uso de la derivada logarítmica del abatimiento se identificaron geometrías de flujos lineales y bilineales en los acuíferos Gubberamunda y Springbok. El modelo que generó mejores ajustes para la mayoría de las pruebas de bombeo realizadas en estos acuíferos fue el de Moench (1984), que es un modelo para acuífero con matriz de doble porosidad. Solo en un caso se utilizó el modelo de Gringarten et al., (1974) para fractura vertical de conductividad infinita (Figura 4.12g) y en un caso se empleó el modelo de Neuman (1974) para acuífero libre.

De acuerdo con los resultados obtenidos de las pruebas de bombeo, los acuíferos en la región de Queensland tienen comportamiento libre, lo que se puede verificar con la geología de los acuíferos Gubberamunda y Springbok. El acuífero Gubberamunda tiene regiones que presentan doble porosidad, mientras que el acuífero Springbok presenta fracturas rellenas y fracturas de conductividad infinita. Las pruebas de bombeo arrojaron transmisividades entre 0.07 y 107 m²/d.

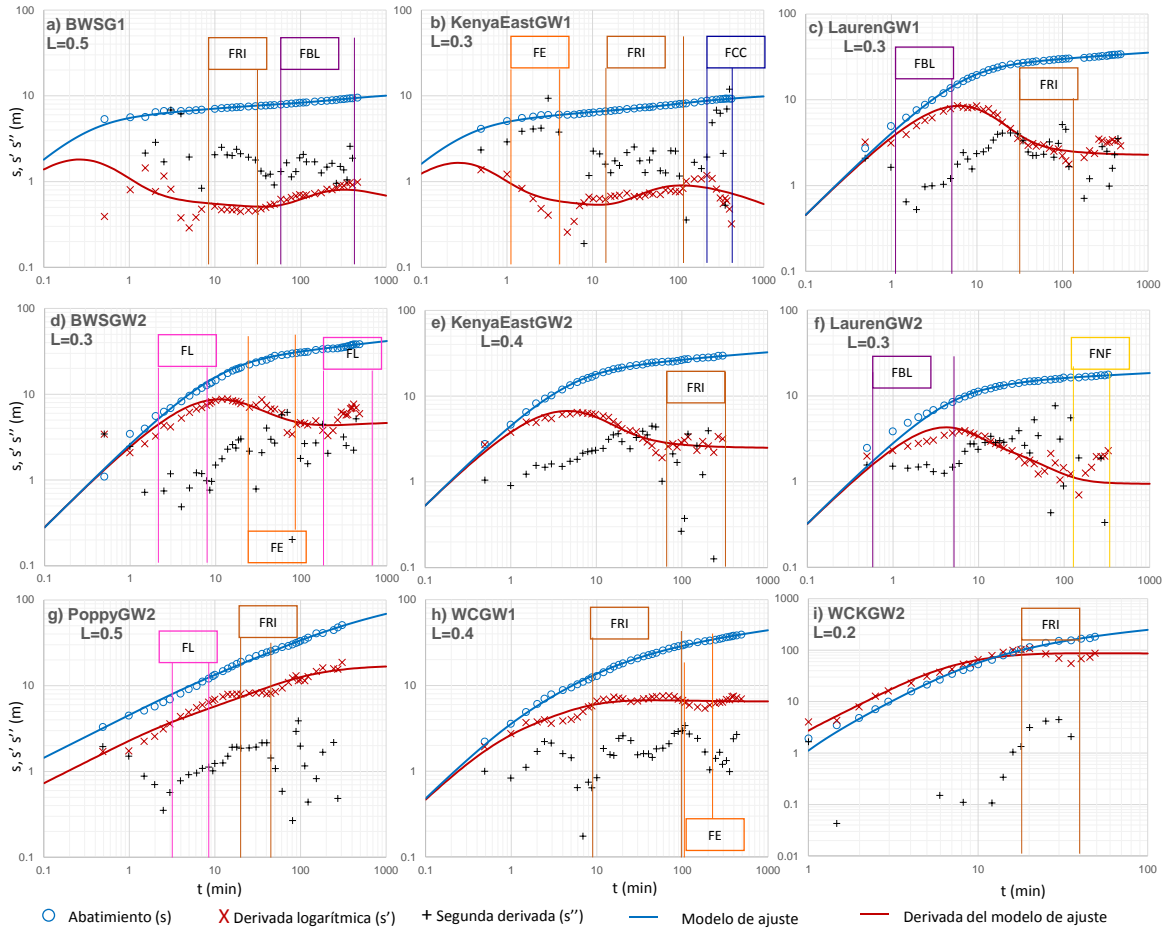


Figura 4.12 Ajuste de modelos analíticos para pruebas de bombeo, Queensland. FL- flujo lineal FBL- flujo bilineal; FRI- flujo radial infinito; FE- flujo esférico; FCC- frontera de carga constante; FNF- frontera de no flujo.

Tabla 4.11 Resultados de las pruebas de bombeo de Queensland.

Nombre de pozo	Acuífero	T (m ² /d), reportada en QGC (2012)	K (m/d), reportada en QGC (2012)	Modelo de ajuste	T (m ² /d), calculada	K (m/d), calculada	S o Sy, calculado	Ss(1/m), calculado	Sw, calculado	Lf (m), calculado	Diferencia T (m ² /d)
BWSG W1	Gubberamunda	92.5	8.3	Moench (1984)	57.790	5.779					34.71
LaurenGW1	Gubberamunda	1.7	0.05	Moench (1984)	3.052	0.509			0.174		1.352
WCGW1	Gubberamunda	1.25	0.02	Moench (1984)	0.478	0.009					0.7716

Nombre de pozo	Acuífero	T (m ² /d), reportada en QGC (2012)	K (m/d), reportada en QGC (2012)	Modelo de ajuste	T (m ² /d), calculada	K (m/d), calculada	S o Sy, calculado	Ss(1/m), calculado	Sw, calculado	Lf (m), calculado	Diferencia T (m ² /d)
Kenya East GW1	Gubberamunda	40	2.3	Moench (1984)	107.400	5.370					67.4
BWSG W2	Springbok	0.75	0.08	Moench (1997)	1.269	0.106					0.519
Lauren GW2	Springbok	2.5	0.1	Moench (1984)	5.170	0.431					2.67
Kenya East GW2	Springbok	1.65	0.04	Moench (1984)	2.778	0.139		3.32E-04			1.128
PoppyGW2	Springbok	0.3	0.03	Gringarten et al. (1974)	0.095	0.005		6.20E-03		1.768	0.205
WCKG W2	Springbok	0.06	0.003	Neuman (1974)	0.070	0.001	0.086				0.01

La Figura 4.13 y la Tabla 4.12, muestran el resumen de los resultados obtenidos de las pruebas de recuperación que se realizaron en los acuíferos de Queensland. El análisis derivativo permite identificar flujos bilineales en la mayoría de las pruebas de recuperación lo que resulta coherente con las pruebas de bombeo. Al igual que en las pruebas de bombeo, el modelo analítico que mostro mejores ajustes fue el modelo de Moench (1984).

Las pruebas del pozo PoppyGW2 exhiben la presencia de fractura de conductividad infinita en el caso de bombeo y también en la recuperación (Figura 4.13g). Ambas pruebas fueron reinterpretadas con el modelo de Gringarten et al. (1974).

Con los resultados de las pruebas de bombeo y recuperación y con la información de la geología acuífera, se concluye que: el acuífero Gubberamunda tiene comportamiento libre y presencia, en algunos sitios, de doble porosidad; el acuífero Springbok también es acuífero libre y presenta fracturas rellenas y fracturas de conductividad infinita.

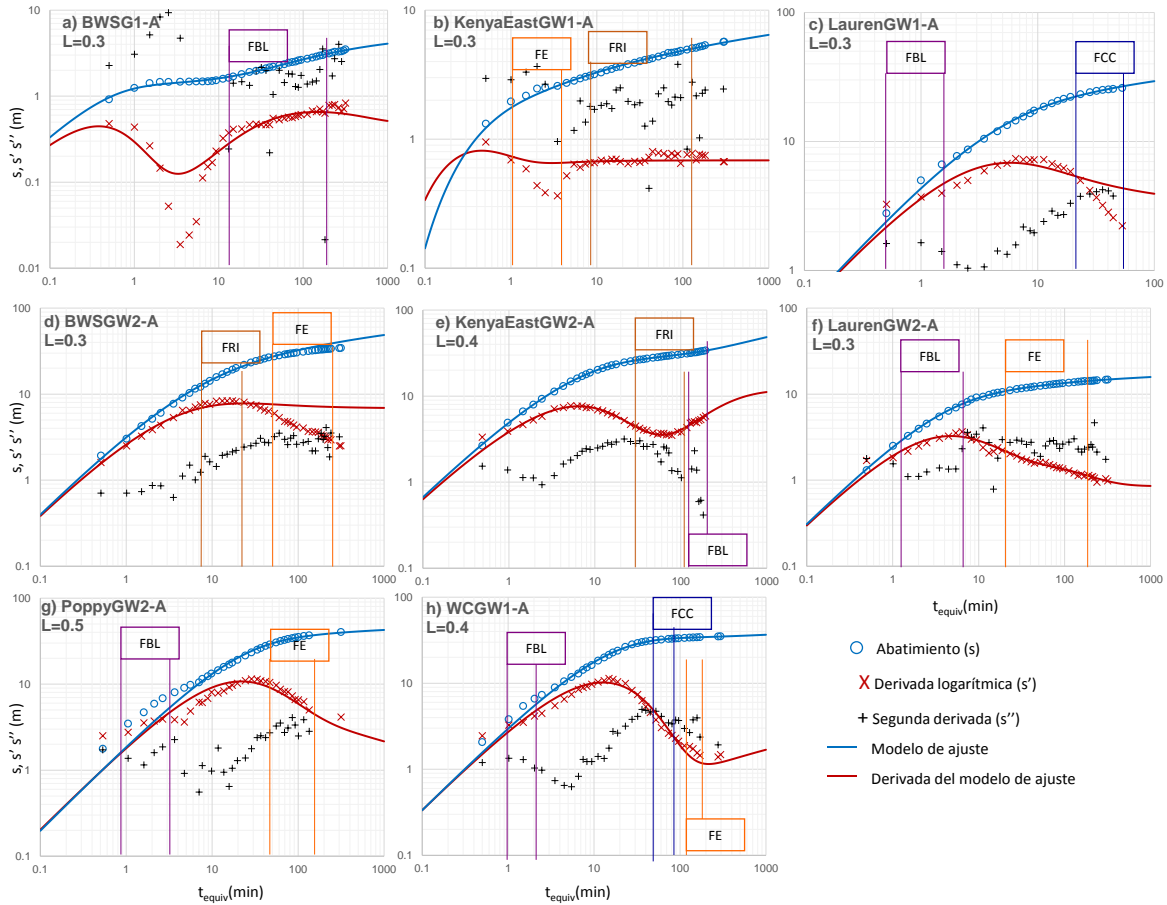


Figura 4.13 Ajuste de modelos analíticos para pruebas de recuperación, Queensland. FBL- flujo bilineal; FRI- flujo radial infinito; FE- flujo esférico; FCC- frontera de carga constante.

Tabla 4.12 Resultados de las pruebas de recuperación de Queensland.												
Nombre de pozo	Acuífero	T (m ² /d), reportada en QGC (2012)	K (m/d), reportada en QGC (2012)	Modelo de ajuste	T (m ² /d), calculada	K (m/d), calculada	S o Sy, calculado	Ss(1/m), calculado	Sw, calculado	Lf (m), calculado	Diferencia T (m ² /d)	
BWSG1-A	Gubberamunda	92.5	8.3	Moench (1984)	70.670	7.067			-0.708		21.83	
LaurenGW1-A	Gubberamunda	1.7	0.05	Moench (1984)	1.897	0.316			0.970		0.197	
WCGW1-A	Gubberamunda	1.25	0.02	Moench (1984)	0.416	0.008		3.29E-04	-0.037		0.8343	
Kenya East GW1-A	Gubberamunda	40	2.3	Neuman (1974)	45.280	2.264					5.28	
BWSGW2-A	Springbok	0.75	0.08	Moench (1997)	0.906	0.076	0.028				0.1561	
Lauren GW2-A	Springbok	2.5	0.1	Moench (1984)	5.706	0.475		7.62E-03			3.206	
Kenya East GW2-A	Springbok	1.65	0.04	Moench (1984)	1.950	0.098			-0.108		0.3	

Nombre de pozo	Acuífero	T (m ² /d), reportada en QGC (2012)	K (m/d), reportada en QGC (2012)	Modelo de ajuste	T (m ² /d), calculada	K (m/d), calculada	S o Sy, calculado	Ss(1/m), calculado	Sw, calculado	Lf (m), calculado	Diferencia T (m ² /d)
PoppyGW2-A	Springbok	0.3	0.03	Gringarten et al. (1974)	0.036	0.002		5.90E-03		1.77	0.2643

4.9 Reinterpretación de pruebas del acuífero del Valle de Celaya, México

4.9.1 Pruebas hidráulicas del pozo IGC-38

Las pruebas de bombeo y recuperación realizadas en el pozo IGC-38 (IGC, 1999) se llevaron a cabo el 8 de septiembre de 1999. La prueba de bombeo se condujo con un caudal de 1728 m³/d con duración de 2.75 horas, en un pozo de 0.356 m de diámetro. El espesor saturado del acuífero fue de 38.16 m.

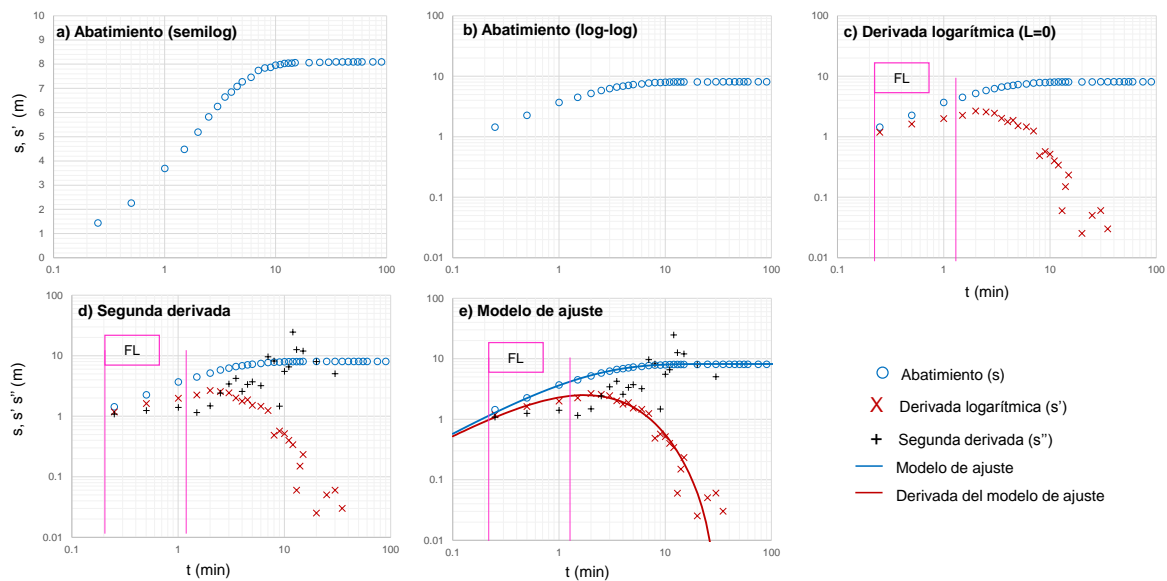


Figura 4.14 Interpretación de prueba de bombeo del pozo IGC-38. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Moench (1985).

En la Figura 4.14 se resume la interpretación de la prueba de bombeo del pozo IGC-38. La Figura 4.14a y 4.14b muestran un comportamiento de acuífero semiconfinado, que se hace más evidente al mostrar el comportamiento de la derivada logarítmica (Figura 4.14c) pues, además

de exhibir flujo lineal (pendiente de la derivada ~ 1) en tiempos tempranos, es posible apreciar un descenso en el valor de la derivada que puede ser debido a la presencia de goteo hacia el acuífero.

La Figura 4.14d presenta el abatimiento, su derivada logarítmica y su segunda derivada. Esta última permite constatar la existencia de efectos de flujo lineal. En la Figura 4.14e se muestra el ajuste del modelo analítico de Moench (1985) que es una solución para acuíferos semiconfinados, con lo que se obtuvo una transmisividad de $67.83 \text{ m}^2/\text{d}$ y residuales de 0.25 m^2 .

La empresa IGC que ejecutó las pruebas, realizó el ajuste para la estimación de los parámetros hidráulicos con el modelo de Neuman (1974), obteniendo una transmisividad de $30.76 \text{ m}^2/\text{d}$. Esto representa una diferencia de $37 \text{ m}^2/\text{d}$ siendo la transmisividad mayor la obtenida con el modelo de Moench (1985).

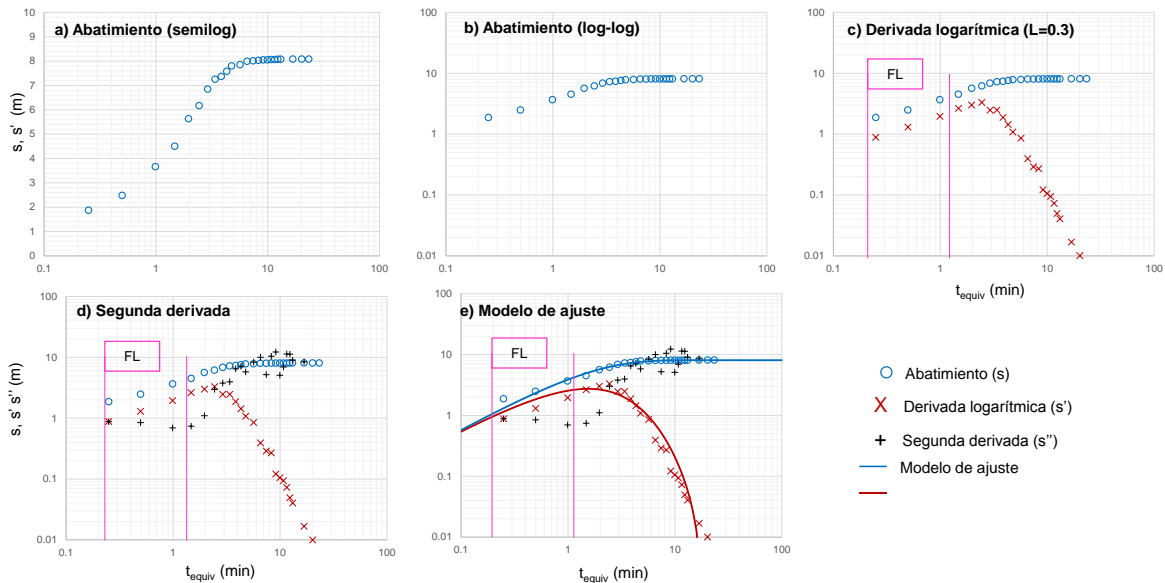


Figura 4.15 Interpretación de prueba de recuperación del pozo IGC-38. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Moench (1985).

En la Figura 4.15 se resume la interpretación de la prueba de recuperación realizada en el pozo IGC-38 mediante el método de Agarwal (1980) y el enfoque derivativo. La Figura 4.14a y 4.14b muestran comportamiento similar a un acuífero libre, lo que se descarta con la derivada logarítmica del abatimiento (Figura 4.14c) y la segunda derivada (Figura 4.14d) que muestran la existencia de flujo lineal y en tiempos tardíos presentan efectos debido a goteo, lo que indica que el acuífero tiene comportamiento semiconfinante.

La prueba de recuperación del pozo IGC-38 fue interpretada con el modelo de Moench (1985; Figura 4.14e) obteniendo un valor de transmisividad de 59.17 m²/d y residuales de 0.74 m², mientras que para esta prueba, la empresa IGC reporta transmisividad de 47.52 m²/d.

4.9.2 Pruebas hidráulicas del pozo IGC-373

Las pruebas hidráulicas de bombeo y recuperación realizadas en el pozo IGC-373 (IGC, 1999), de diámetro 0.3048 m, se realizaron el 17 de septiembre de 1999, a caudal constante de 1382.4 m³/d con duración de 4.75 horas, en un espesor saturado de 105 m.

En la Figura 4.16a y 4.16b se presentan los registros de abatimientos obtenidos de la prueba de bombeo. Estas figuras y con apoyo en la derivada logarítmica (Figura 4.16c) permiten clasificar el acuífero como libre. De acuerdo con el comportamiento de la derivada y de la segunda derivada, se presenta geometría de flujo lineal en tiempos tempranos de la prueba, por lo que es posible que el pozo se encuentre atravesando una fractura, posteriormente la derivada muestra un comportamiento generado por drenaje diferido, y en tiempos tardíos la pendiente de la derivada toma valor ~ 1 lo que indica una frontera de no flujo (Figura 4.16d).

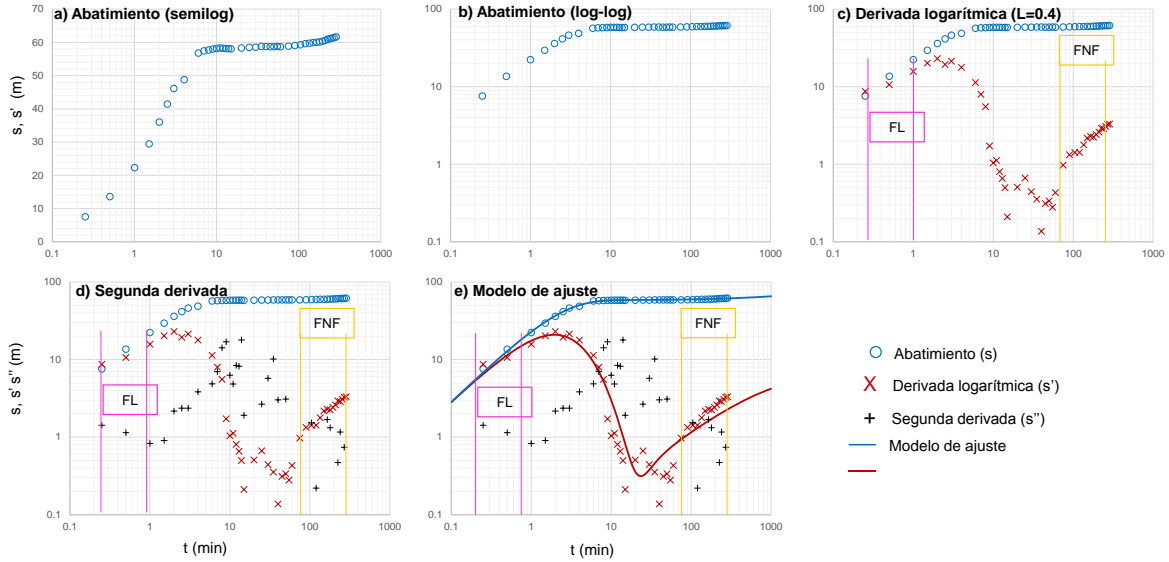


Figura 4.16 Interpretación de prueba de bombeo del pozo IGC-373. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Moench (1997).

La Figura 4.16e muestra el ajuste del modelo de Moench (1997) para acuíferos libres, que fue utilizado para estimar los parámetros hidráulicos de esta prueba. Esto arrojó una transmisividad de $17.95 \text{ m}^2/\text{d}$ y residuales de 12.3 m^2 , mientras que el valor estimado por IGC fue de $3.63 \text{ m}^2/\text{d}$, calculado con el modelo de Neuman (1974).

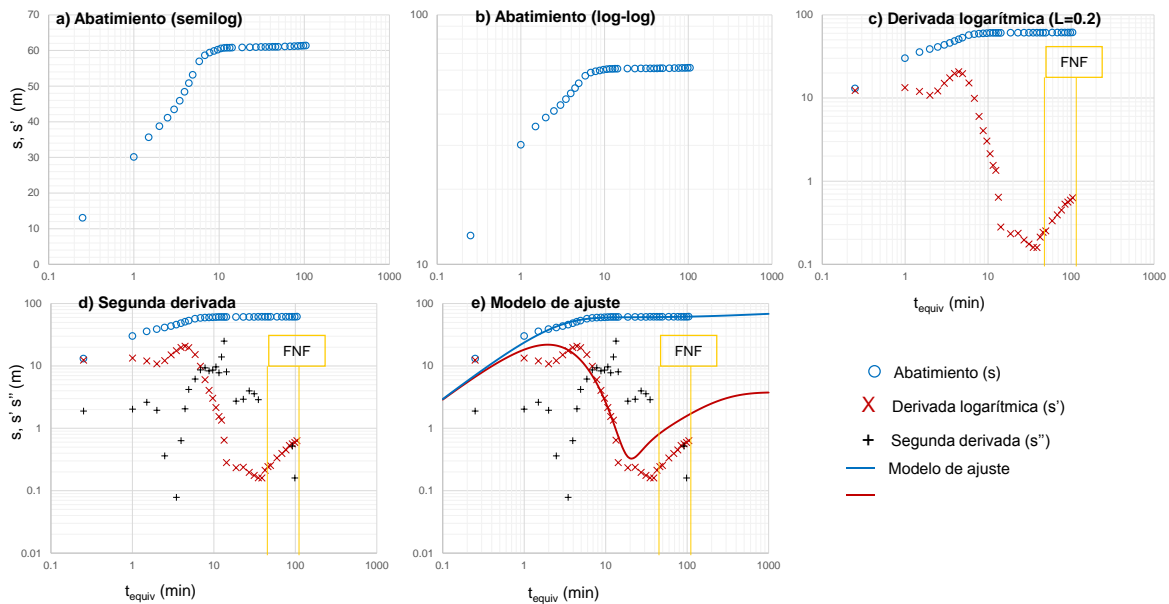


Figura 4.17 Interpretación de recuperación de bombeo del pozo IGC-373. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) ajuste del modelo analítico de Moench (1997).

El comportamiento del abatimiento de la prueba de recuperación (Figura 4.17) resulta muy similar a la prueba de bombeo (Figura 4.16) del pozo IGC-373 con la excepción del almacenamiento de pozo presente en la etapa de bombeo. Al igual que en la prueba de bombeo, durante la recuperación también se aprecia una frontera de no flujo.

La etapa de recuperación fue interpretada usando análisis derivativo y el método de Agarwal (1980). Al igual que la prueba de bombeo, los parámetros hidráulicos fueron calculados con el modelo de Moench (1997) y se obtuvo un valor de transmisividad de $29.3 \text{ m}^2/\text{d}$. La empresa IGC realizó la interpretación de la recuperación con el método de Theis (1935), obteniendo una transmisividad de $8.21 \text{ m}^2/\text{d}$.

4.9.3 Pruebas hidráulicas del pozo IGC-519

En el pozo IGC-519 se realizó una prueba de bombeo y recuperación (IGC, 1999) el 10 de septiembre de 1999. La etapa de bombeo tuvo duración de 2.75 horas y se realizó a caudal constante de $1555 \text{ m}^3/\text{d}$. El diámetro del pozo es de 0.204 m y el espesor saturado fue de 52.11 m .

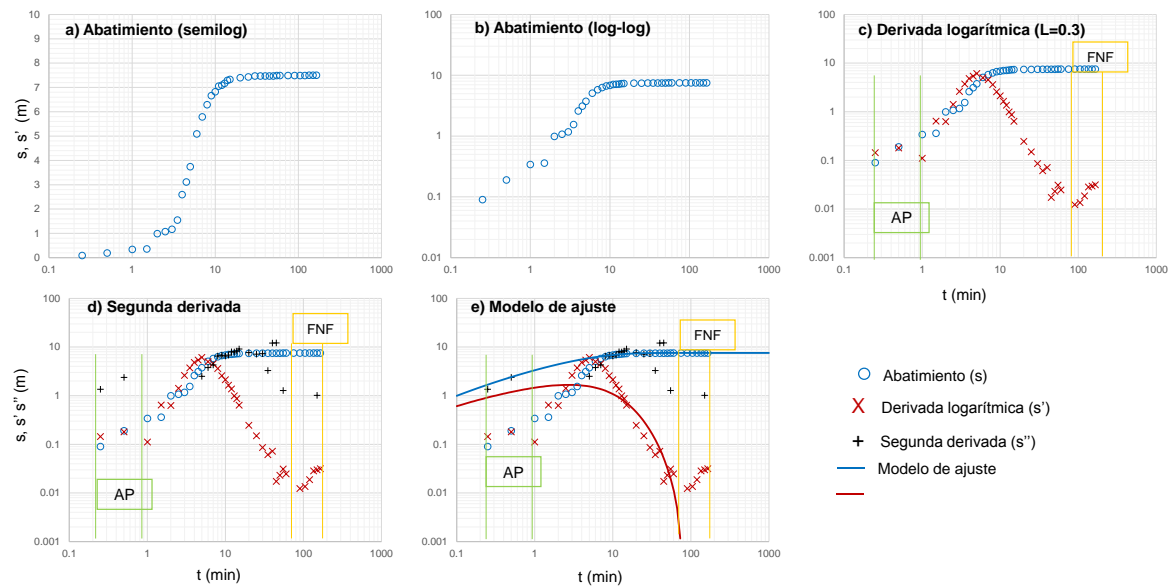


Figura 4.18 Interpretación de prueba de bombeo del pozo IGC-519. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) ajuste del modelo analítico Moench (1985).

En la Figura 4.18a y 4.18b se muestran los registros de tiempo vs abatimiento que aparentan un comportamiento de acuífero libre. En la Figura 4.18c se muestra la derivada logarítmica del abatimiento con un factor de suavizado $L=0.3$, con ella se puede apreciar almacenamiento de pozo en tiempos tempranos de la prueba que se puede verificar con la segunda derivada pues, se adopta un valor ~ 1 (Figura 4.18d). Más adelante la señal exhibe un cambio pronunciado de pendiente que puede ser debido a efectos de goteo, lo que indica un comportamiento semiconfinante. En tiempos finales de la prueba, la señal de la derivada adquiere una pendiente positiva ~ 1 que indica la existencia de una frontera de no flujo.

Para la estimación de los parámetros hidráulicos se seleccionó el modelo de Moench (1985) para acuíferos semiconfinados con lo que se obtuvo una transmisividad de $31.96 \text{ m}^2/\text{d}$ y residuales de 50.84 m^2 . La misma prueba fue interpretada por la empresa IGC y utilizaron el modelo de Neuman (1974) para acuíferos libres, obteniendo una transmisividad de $4.93 \text{ m}^2/\text{d}$.

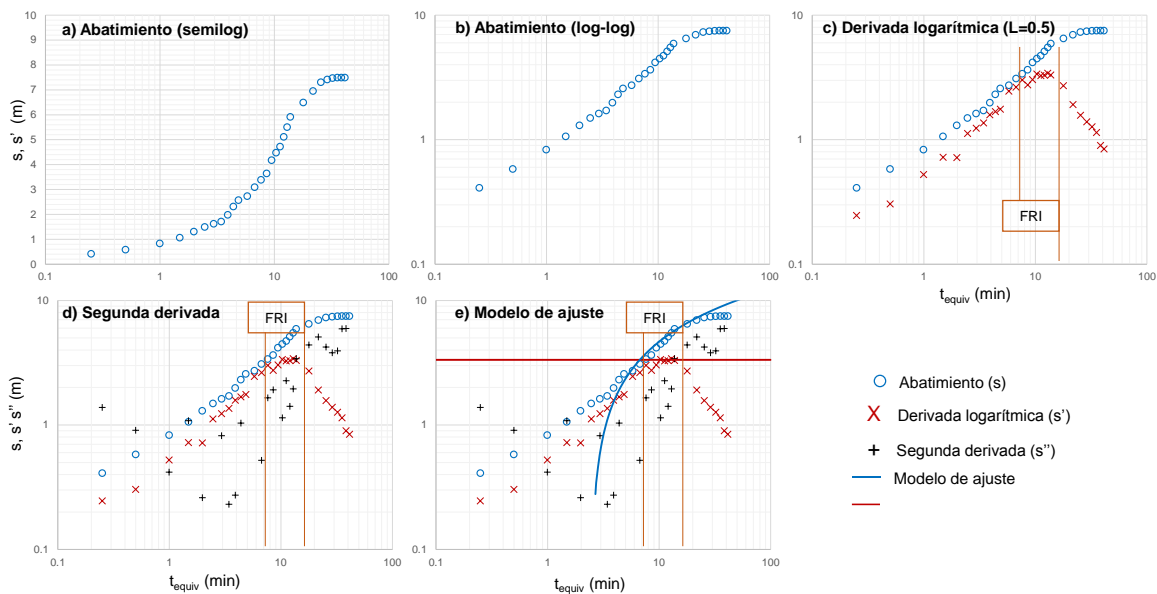


Figura 4.19 Interpretación de prueba de recuperación del pozo IGC-519. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) ajuste del modelo analítico Cooper-Jacob (1946).

Los datos de recuperación fueron transformados con el método de Agarwal (1980) para realizar su interpretación. La Figura 4.19a y 4.19b muestra los datos de abatimiento transformados. En este caso se empleó una derivada logarítmica con factor de suavizado $L=0.5$ (Figura 4.19c) debido a que la corta duración de la prueba y el registro poco preciso generan mucho ruido en la derivada. La segunda derivada también muestra gran cantidad de ruido (Figura 4.19d) pero aparenta una estabilización a flujo radial cerca del minuto 10 del tiempo equivalente de Agarwal.

La empresa IGC realizó la interpretación de la prueba de recuperación con el método de Theis (1935), obteniendo un valor de transmisividad $40.87 \text{ m}^2/\text{d}$, mientras que, con el uso del análisis derivativo y el método de Agarwal (1980), se obtuvo una transmisividad de $37.10 \text{ m}^2/\text{d}$ y residuales de 3.4 m^2 , usando el modelo de Cooper-Jacob (1946).

4.9.4 Prueba hidráulica del pozo IGC-792

El 30 de septiembre de 1999 se realizó una prueba de recuperación en el pozo de observación IGC-792 (IGC, 1999) que se encuentra a 3.1 m del pozo de bombeo. La etapa de bombeo se realizó a caudal constante de $1728 \text{ m}^3/\text{d}$. El espesor saturado se reportó de 90.58 m.

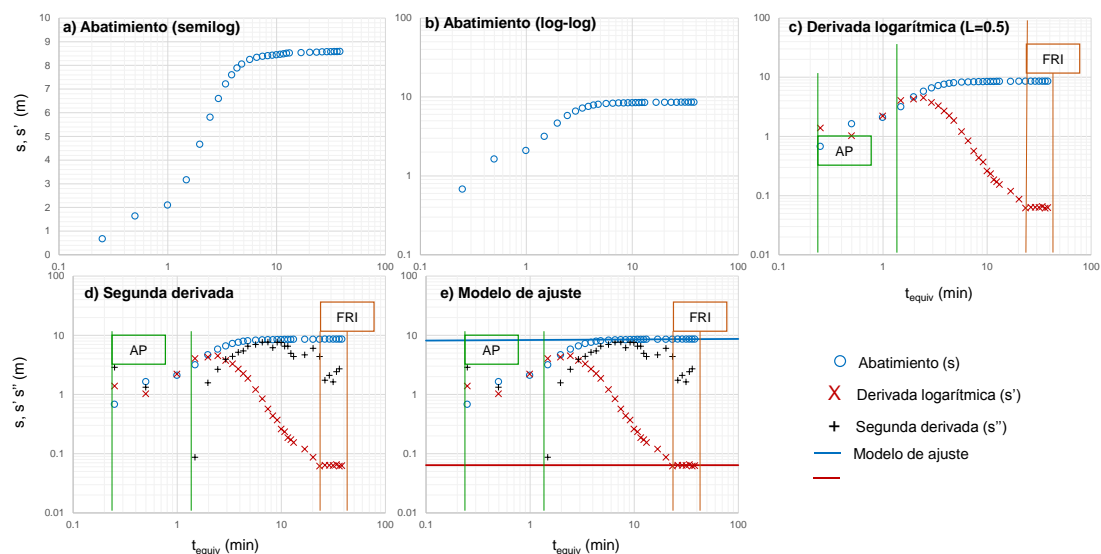


Figura 4.20 Interpretación de prueba de bombeo del pozo IGC-792. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Cooper-Jacob (1946).

La prueba de recuperación se reinterpreto usando el método de Agarwal (1980) y el enfoque derivativo. La Figura 4.20a y 4.20b muestra el tiempo equivalente de Agarwal vs el abatimiento en escala semi-log y log-log. Estas figuras muestran que el comportamiento de acuífero es libre.

La Figura 4.20c permite apreciar almacenamiento de pozo al inicio del tiempo equivalente. Posteriormente, se presenta un cambio de pendiente de la derivada que puede ser generado por efectos de goteo. En tiempos tardíos de la prueba, se puede observar que la pendiente de la derivada tomo el valor de cero, lo que indica flujo radial, y la segunda derivada adopta valores ~ 2 , lo que permite verificar la presencia del flujo radial.

La prueba de recuperación fue interpretada por la empresa IGC usando el método de Theis (1935) obteniendo una transmisividad de $711 \text{ m}^2/\text{d}$. Esta prueba se reinterpreto usando el método de Cooper-Jacob (1946), en el intervalo que exhibe presencia de flujo radial, y se obtuvo un valor de transmisividad de $1777 \text{ m}^2/\text{d}$, lo que significa una diferencia de $1066 \text{ m}^2/\text{d}$.

4.9.5 Pruebas hidráulicas del pozo IGC-834

Las pruebas de bombeo y recuperación realizadas en el pozo de observación IGC-834 (IGC, 1999) se llevaron a cabo el 16 de agosto de 1999. La etapa de bombeo se realizó a caudal constante de $1814 \text{ m}^3/\text{d}$ y tuvo duración de 3.75 horas. La distancia al pozo de bombeo es de 78 m y se reportó un espesor saturado de 94 m.

La Figura 4.21a y 4.21b muestran el registro de los datos de abatimiento, en escala semi-log y log-log. Estas figuras muestran que el acuífero tiene comportamiento libre. Al observar la derivada logarítmica del abatimiento (Figura 4.21c) se puede apreciar una geometría de flujo bilineal, entre el minuto 20 y el minuto 70. En este mismo intervalo, la segunda derivada (Figura 4.21c) toma valores ~ 1.5 , lo que confirma la presencia de flujo bilineal.

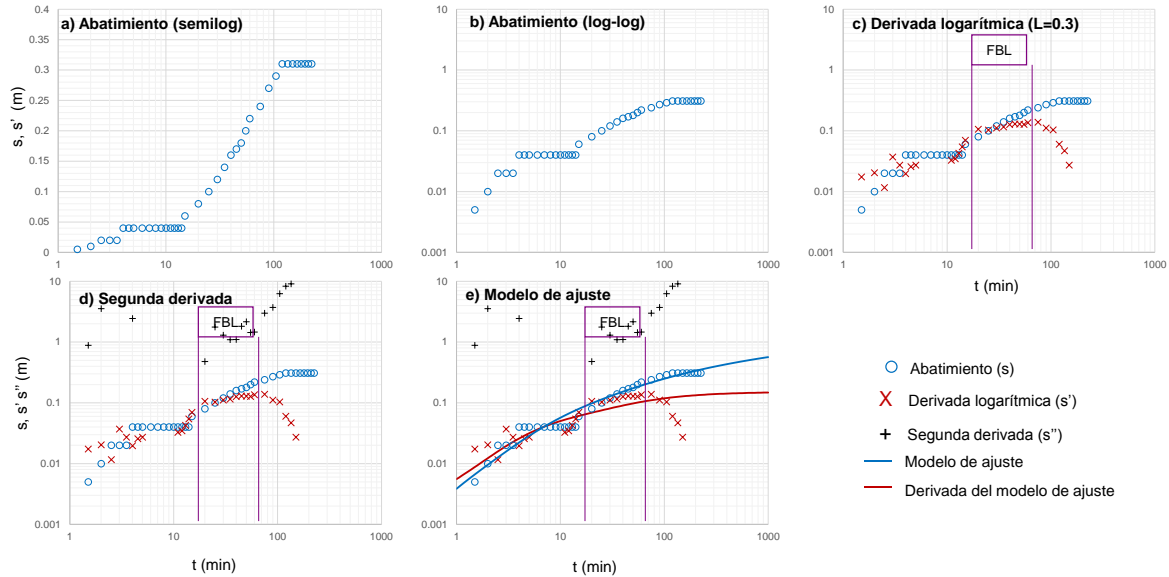


Figura 4.21 Interpretación de prueba de bombeo del pozo IGC-834. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Moench (1984).

La estimación de los parámetros hidráulicos, para esta prueba, se realizó con el modelo de Moench (1984) obteniendo una transmisividad de $1902 \text{ m}^2/\text{d}$ y residuales de 0.015 m^2 . La empresa IGC interpretó los datos de la prueba usando el modelo de Cooper-Jacob (1946), sin considerar que no se cumplen las condiciones supuestas por este modelo, y se obtuvo un valor de transmisividad de $2151 \text{ m}^2/\text{d}$.

La etapa de recuperación de la prueba en el pozo IGC-834 se reinterpreto usando el tiempo equivalente de Agarwal (1980) y análisis derivativo. La Figura 4.22a y 4.22b muestran el tiempo equivalente de Agarwal vs el abatimiento. Estas figuras exhiben un comportamiento de acuífero libre.

La derivada logarítmica (Figura 4.22c), con factor de suavizado $L=0.3$, permite identificar dos estabilizaciones que indican la existencia de flujo radial, la primera entre el minuto 2 y el minuto 6 y la segunda a partir del minuto 20 y hasta el final de la prueba. Se puede constatar la existencia de flujo radial con la segunda derivada (Figura 4.22d) en los intervalos de tiempo mencionados.

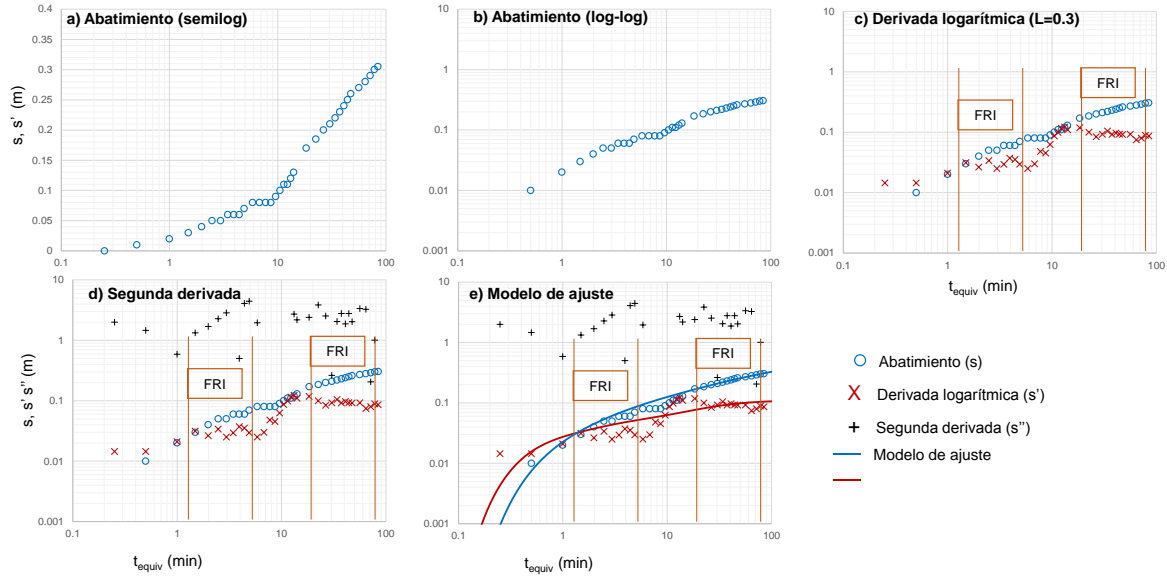


Figura 4.22 Interpretación de prueba de recuperación del pozo IGC-834. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Moench (1997).

La prueba de recuperación fue interpretada por la empresa IGC, usando el método de Theis (1935) y se obtuvo una transmisividad de 1719 m²/d. En este trabajo la prueba fue reinterpretada con el modelo de Moench (1997) para acuíferos libres, obteniendo un valor de transmisividad de 2556 m²/d y residuales de 0.046 m².

4.9.6 Prueba hidráulica del pozo IGC-893

Las prueba recuperación realizada en el pozo IGC-893 (IGC, 1999) se llevó a cabo el 6 de septiembre de 1999. La etapa de bombeo se condujo con un caudal de 3110 m³/d con duración de 2 horas, en un pozo de 0.458 m de diámetro. El espesor saturado del acuífero fue de 90.41 m.

En la Figura 4.23 se resume la interpretación de la prueba de bombeo del pozo IGC-893. La Figura 4.23a y 4.23b muestran un comportamiento de acuífero libre. En este caso, los datos de abatimiento generan una derivada con mucho ruido (Figura 4.23c) aunque es posible identificar un intervalo en el que se presenta flujo radial y que se verifica con la segunda derivada (Figura 4.23d) entre el minuto 4 y el minuto 9 de la prueba.

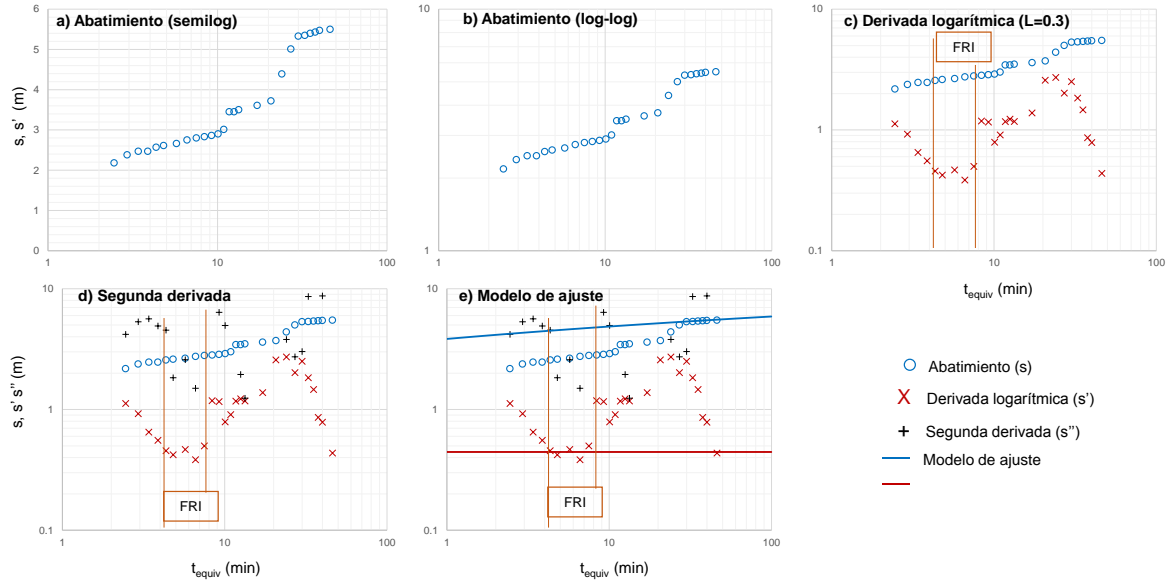


Figura 4.23 Interpretación de prueba de recuperación del pozo IGC-893. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Cooper-Jacob (1946).

En la Figura 4.23e se muestra el ajuste del modelo analítico de Cooper-Jacob (1946) ya que se cumplen las condiciones para su aplicación cuando existe la presencia de flujo radial. Con este modelo obtuvo una transmisividad de $556 \text{ m}^2/\text{d}$.

La empresa IGC que ejecutó las pruebas, realizó el ajuste para la estimación de los parámetros hidráulicos con el método de Theis (1935) para recuperación, obteniendo una transmisividad de $459 \text{ m}^2/\text{d}$.

4.9.7 Pruebas hidráulicas del pozo IGC-1149

En el pozo IGC-1149 se realizó una prueba de bombeo y recuperación (IGC, 1999) el 8 de septiembre de 1999. La etapa de bombeo tuvo duración de 1.75 horas y se realizó a caudal constante de $553 \text{ m}^3/\text{d}$. El diámetro del pozo es de 0.305 m y el espesor saturado fue de 60.26m m.

En la Figura 4.24a y 4.24b se muestran los registros de tiempo vs abatimiento que aparentan un comportamiento de acuífero semiconfinado. En la Figura 4.24c se muestra la derivada logarítmica del abatimiento con un factor de suavizado $L=0.3$, en ella se puede apreciar flujo radial en tiempos tempranos de la prueba que se puede verificar con la segunda derivada pues,

se adopta un valor ~ 1 (Figura 4.24d) entre los minutos 1 y 3. Más adelante la señal exhibe un cambio pronunciado de pendiente que puede ser debido a efectos de goteo, lo que indica un comportamiento semiconfinante.

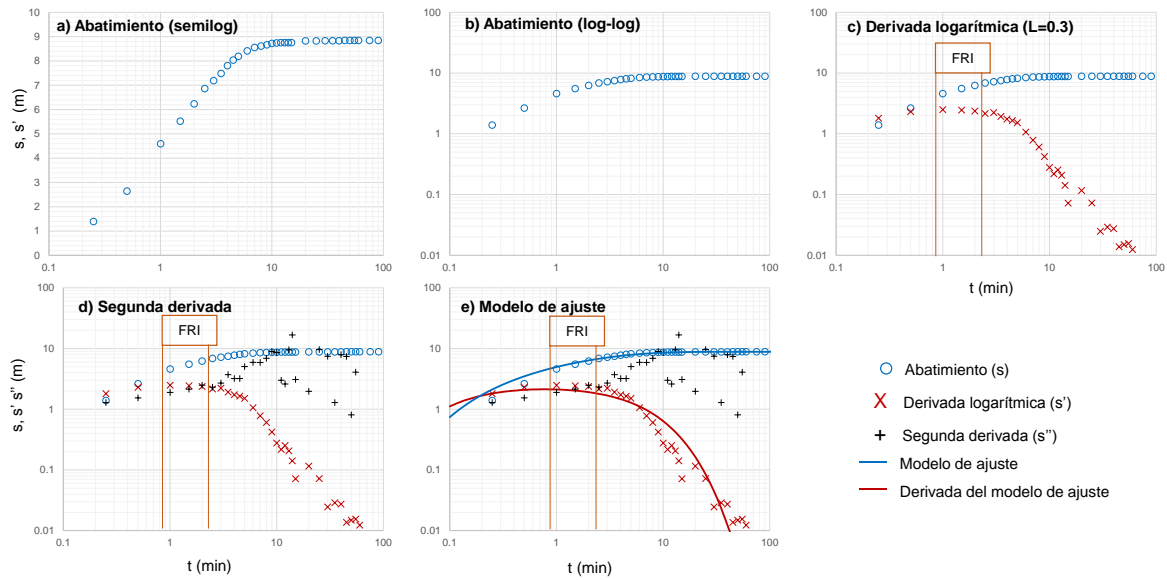


Figura 4.24 Interpretación de prueba de bombeo del pozo IGC-1149. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Hantush-Jacob (1955).

La estimación de los parámetros hidráulicos se realizó el modelo de Hantush-Jacob (1955; 1964) para acuíferos semiconfinados con lo que se obtuvo una transmisividad de $16.5 \text{ m}^2/\text{d}$ y residuales de 0.12 m^2 . La misma prueba fue interpretada por la empresa IGC y utilizaron el modelo de Neuman (1974) para acuíferos libres, obteniendo una transmisividad de $9.85 \text{ m}^2/\text{d}$.

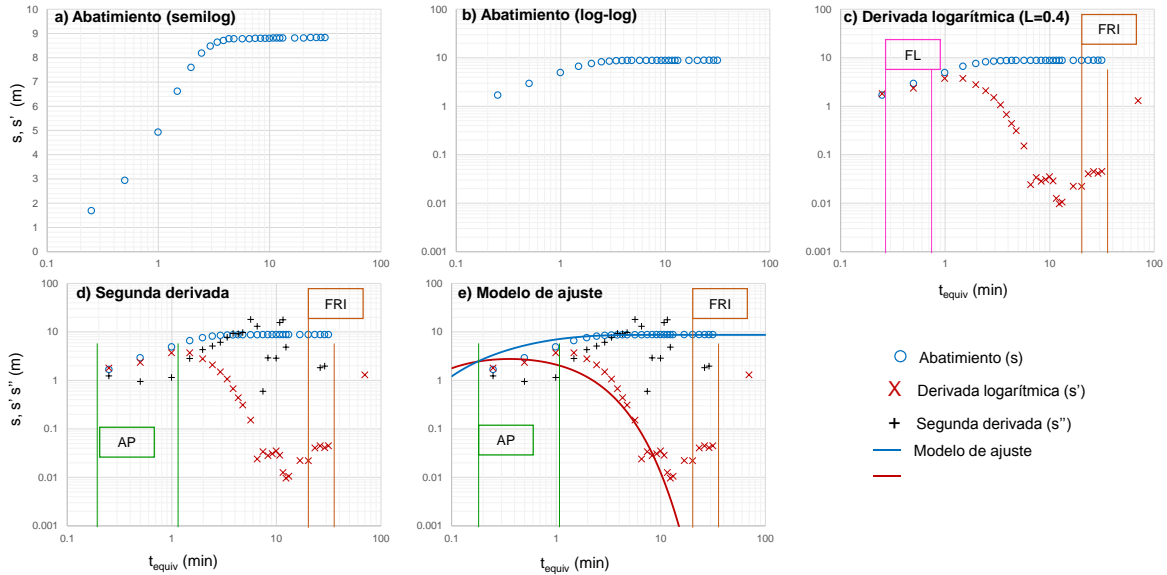


Figura 4.25 Interpretación de prueba de recuperación del pozo IGC-1149. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) ajuste del modelo analítico.

Los datos de recuperación fueron transformados con el método de Agarwal (1980) para realizar su interpretación. La Figura 4.25a y la Figura 4.25b muestran los datos de abatimiento transformados. En este caso se empleó una derivada logarítmica con factor de suavizado $L=0.4$ (Figura 4.25c) que permitió identificar una geometría de flujo lineal al inicio de la prueba, donde la pendiente de la derivada $\sim 1/2$, y un flujo radial, en tiempos tardíos, cuando la derivada del abatimiento se estabiliza. La segunda deriva (Figura 4.25d) indica que la geometría de flujo, en tiempos tempranos de la prueba, es almacenamiento de pozo y que en tiempos tardíos existe una estabilización corta a flujo radial.

La empresa IGC realizó la interpretación de la prueba de recuperación con el método de Theis (1935), obteniendo un valor de transmisividad $9.85 \text{ m}^2/\text{d}$, mientras que, con el uso del análisis derivativo y el método de Agarwal (1980), se obtuvo una transmisividad de $9.7 \text{ m}^2/\text{d}$ y residuales de 13.95 m^2 , usando el modelo de Hantush-Jacob (1955; 1964).

4.9.8 Pruebas hidráulicas del pozo IGC-1219

El 8 de septiembre de 1999 se realizó una prueba de bombeo en el pozo IGC-1219 (IGC, 1999). La prueba se realizó a caudal constante de $605 \text{ m}^3/\text{d}$. El espesor saturado se reportó de 23.09 m y el diámetro del pozo mide 0.356m.

La prueba de bombeo se reinterpreto el enfoque derivativo. La Figura 4.26a y la Figura 4.26b muestran el registro de tiempo vs abatimiento en escala semi-log y log-log. Estas figuras muestran que el comportamiento de acuífero es semiconfinado.

La Figura 4.26c muestra la derivada logarítmica del abatimiento, suavizada con un factor $L=0.4$. La derivada permite apreciar que el comportamiento del abatimiento está regido por una frontera de carga constante que actúa desde el minuto 2 de la prueba. La segunda derivada Figura 4.26d adopta valores ~ 4 , lo que permite verificar la presencia de la frontera de carga constante.

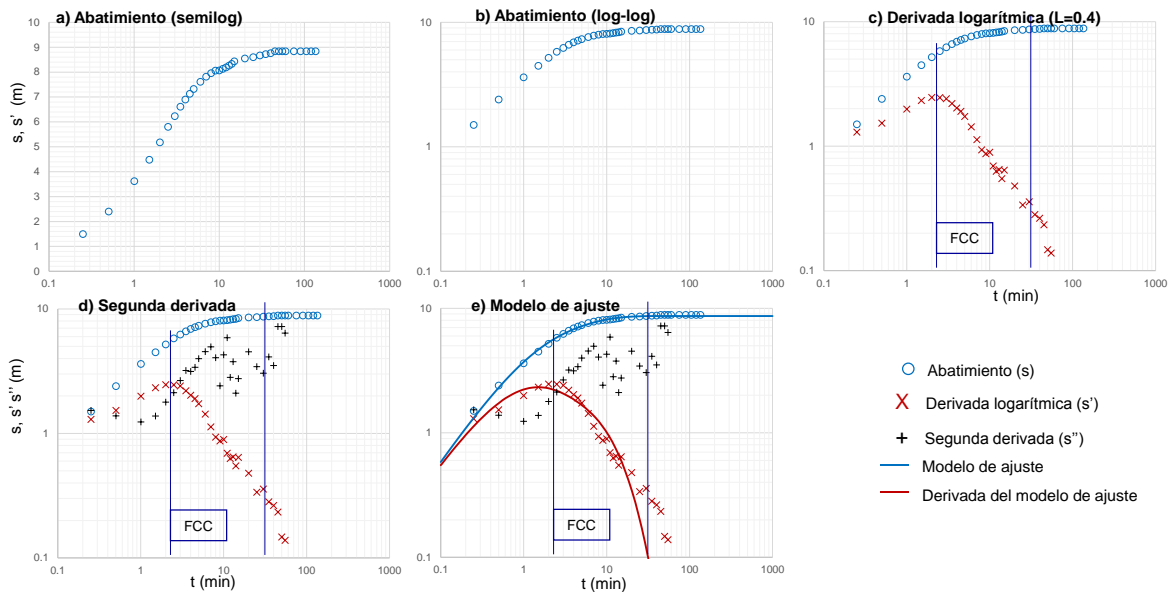


Figura 4.26 Interpretación de prueba de bombeo del pozo IGC-1219. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Moench (1985).

Para la estimación de los parámetros hidráulicos se seleccionó el modelo de [Moench \(1985\)](#) para acuíferos semiconfinados (Figura 4.26e) con lo que se obtuvo una transmisividad de 60.33 m^2/d y residuales de 1.65 m^2 . La misma prueba fue interpretada por la empresa IGC y utilizaron el modelo de [Neuman \(1974\)](#) para acuíferos libres, obteniendo una transmisividad de 205.6 m^2/d .

4.9.9 Pruebas hidráulicas del pozo IGC-1298

Las pruebas de bombeo y recuperación realizadas en el pozo de observación IGC-1298 (IGC, 1999) se llevaron a cabo el 5 de agosto de 1999. La etapa de bombeo se realizó a caudal constante de 2592 m^3/d y tuvo duración de 4.25 horas. El diámetro del pozo es de 0.356 m y se reportó un espesor saturado de 94 m.

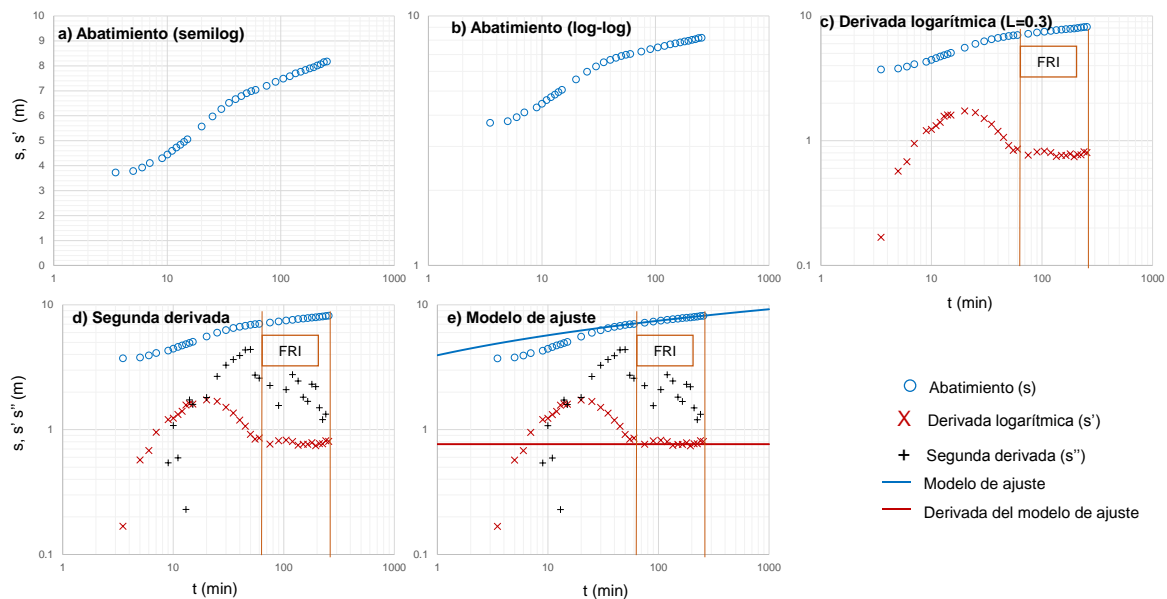


Figura 4.27 Interpretación de prueba de bombeo del pozo IGC-1298. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de [Cooper-Jacob \(1946\)](#).

La Figura 4.27a y la Figura 4.27b muestran el registro de los datos de abatimiento, en escala semi-log y log-log. Estas figuras muestran que el acuífero tiene comportamiento libre. Al observar la derivada logarítmica del abatimiento (Figura 4.27c) se puede apreciar la existencia de flujo radial a partir del minuto 50 hasta el final de la prueba. En este mismo intervalo, la segunda derivada (Figura 4.27d) toma valores ~ 2 , lo que confirma la presencia de flujo radial.

La estimación de los parámetros hidráulicos, para esta prueba, se realizó con el modelo de Cooper-Jacob (1946) obteniendo una transmisividad de $270 \text{ m}^2/\text{d}$. La empresa IGC interpretó los datos de la prueba usando el modelo de Theis (1935) y obtuvo un valor de transmisividad de $206 \text{ m}^2/\text{d}$.

La etapa de recuperación de la prueba en el pozo IGC-1298 se reinterpreto usando el tiempo equivalente de Agarwal (1980) y análisis derivativo. La Figura 4.28a y Figura 4.28b muestran el tiempo equivalente de Agarwal vs el abatimiento. La derivada logarítmica (Figura 4.28c), con factor de suavizado $L=0.3$, permite identificar una geometría de flujo bilineal entre los minutos 10 y 30. Se puede constatar la existencia de flujo bilineal con la segunda derivada (Figura 4.28d) ya que toma valores ~ 1.5 .

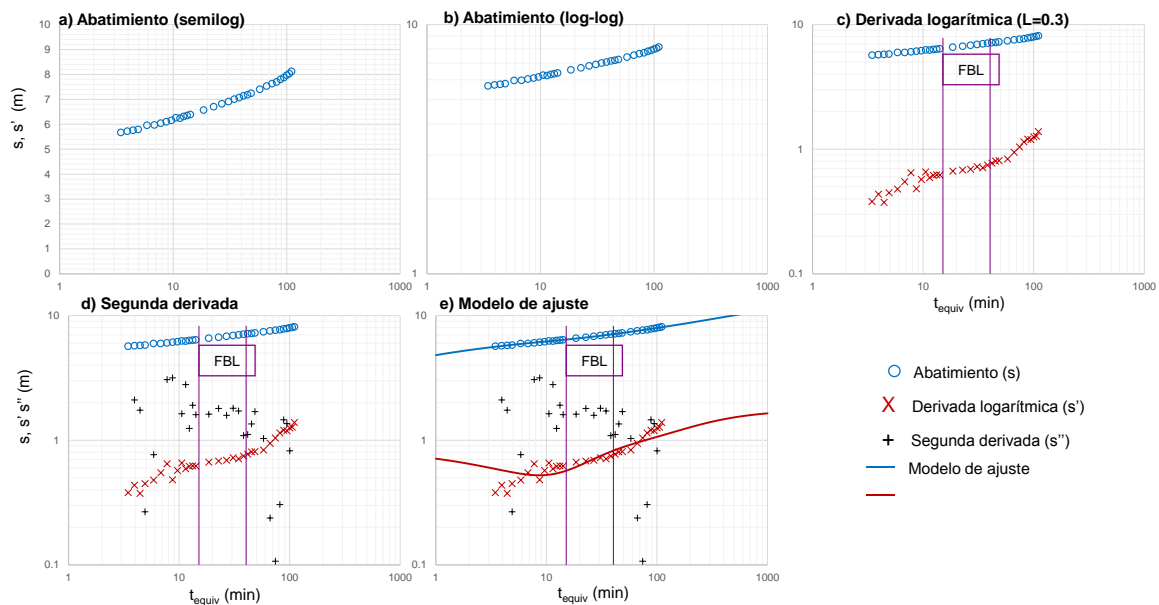


Figura 4.28 Interpretación de prueba de recuperación del pozo IGC-1298. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Moench (1984).

La prueba de recuperación fue interpretada por la empresa IGC, usando el método de Theis (1935), obteniendo una transmisividad de $276 \text{ m}^2/\text{d}$. En este trabajo la prueba fue

reinterpretada con el modelo de Moench (1984) para doble porosidad, obteniendo un valor de transmisividad de $232 \text{ m}^2/\text{d}$ y residuales de 0.023 m^2 .

4.9.10 Pruebas hidráulicas del pozo IGC-1300

Las pruebas recuperación realizadas en el pozo IGC-1300 (IGC, 1999) se llevó a cabo el 18 de agosto de 1999. La etapa de bombeo se condujo con un caudal de $1728 \text{ m}^3/\text{d}$ con duración de 3.75 horas, en un pozo de 0.356 m de diámetro. El espesor saturado del acuífero fue de 127.55 m .

En la Figura 4.29 se resume la interpretación de la prueba de bombeo del pozo IGC-1300. La Figura 4.29a y la Figura 4.29b muestran un comportamiento de acuífero libre. En este caso, se calculó la derivada del abatimiento con un factor de suavizado $L=0.4$ (Figura 4.29c) que permitió identificar dos intervalos donde la pendiente de la derivada adopta $\frac{1}{4}$, lo que indica flujo bilineal. Esta geometría de flujo se verifica con la segunda derivada (Figura 4.29d) ya que adquiere valores ~ 1.5 en los mismos intervalos.

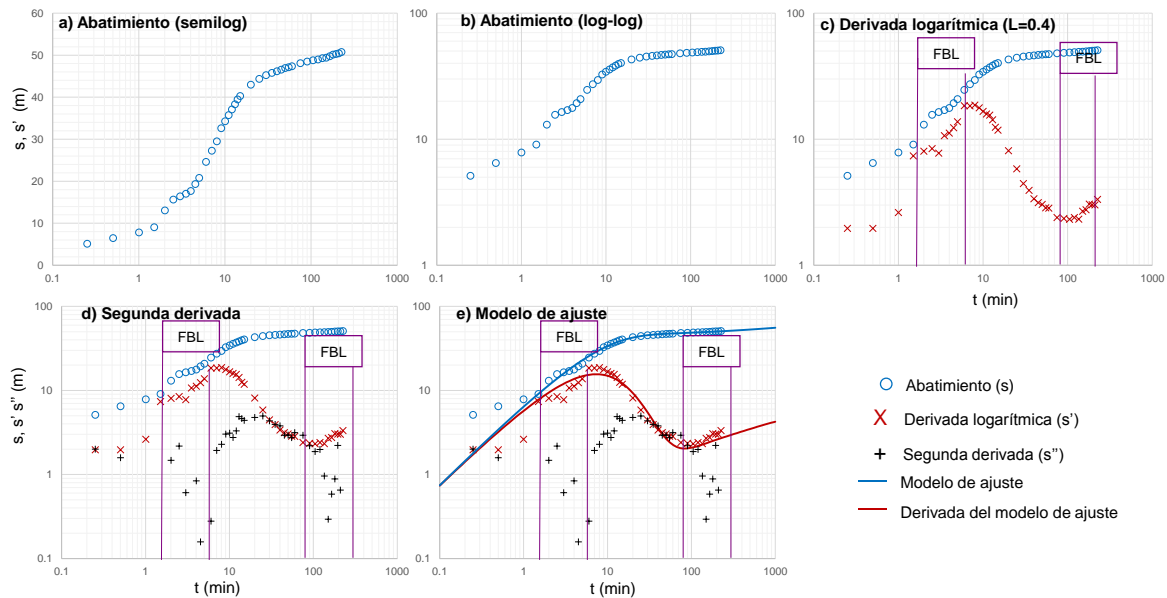


Figura 4.29 Interpretación de prueba de bombeo del pozo IGC-1300. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Moench (1984).

En la Figura 4.29e se muestra el ajuste del modelo analítico de [Moench \(1984\)](#) para medios de doble porosidad y daño de pozo. Con este modelo obtuvo una transmisividad de $17.5 \text{ m}^2/\text{d}$ y residuales de 47 m^2 . Además, se estimó un factor de daño de pozo de -3.85 . La empresa IGC que ejecutó la prueba, realizó el ajuste para la estimación de los parámetros hidráulicos con el método de [Neuman \(1974\)](#), obteniendo una transmisividad de $9.7 \text{ m}^2/\text{d}$.

4.9.11 Pruebas hidráulicas del pozo IGC-1351

En el pozo IGC-1351 se realizó una prueba de bombeo y recuperación ([IGC, 1999](#)) el 2 de septiembre de 1999. La etapa de bombeo tuvo duración de 3.25 horas y se realizó a caudal constante de $1123 \text{ m}^3/\text{d}$. El diámetro del pozo es de 0.204 m y el espesor saturado fue de 38 m .

En la Figura 4.30a y la Figura 4.30b se muestran los registros de tiempo vs abatimiento que aparentan un comportamiento semiconfinante. En la Figura 4.30c se muestra la derivada logarítmica del abatimiento con un factor de suavizado $L=0.2$, con ella se puede apreciar flujo esférico, entre el minuto 1 y el minuto 5, y una estabilización de la derivada, entre los minutos 30 y 70, que indica flujo radial. Esto se puede verificar con la segunda derivada pues, se adopta un valor ~ 3 , en el periodo entre el minuto 1 y 5, y valores ~ 2 del minuto 30 al 70 (Figura 4.30d). Más adelante la señal exhibe un cambio pronunciado de pendiente que puede ser debido a efectos de goteo, lo que indica un comportamiento semiconfinante.

Para la estimación de los parámetros hidráulicos se seleccionó el modelo de [Moench \(1985\)](#) para acuíferos semiconfinados con lo que se obtuvo una transmisividad de $112.7 \text{ m}^2/\text{d}$ y residuales de 0.14 m^2 . La misma prueba fue interpretada por la empresa IGC y utilizaron el modelo de [Theis \(1935\)](#) para acuíferos confinados, obteniendo una transmisividad de $100 \text{ m}^2/\text{d}$.

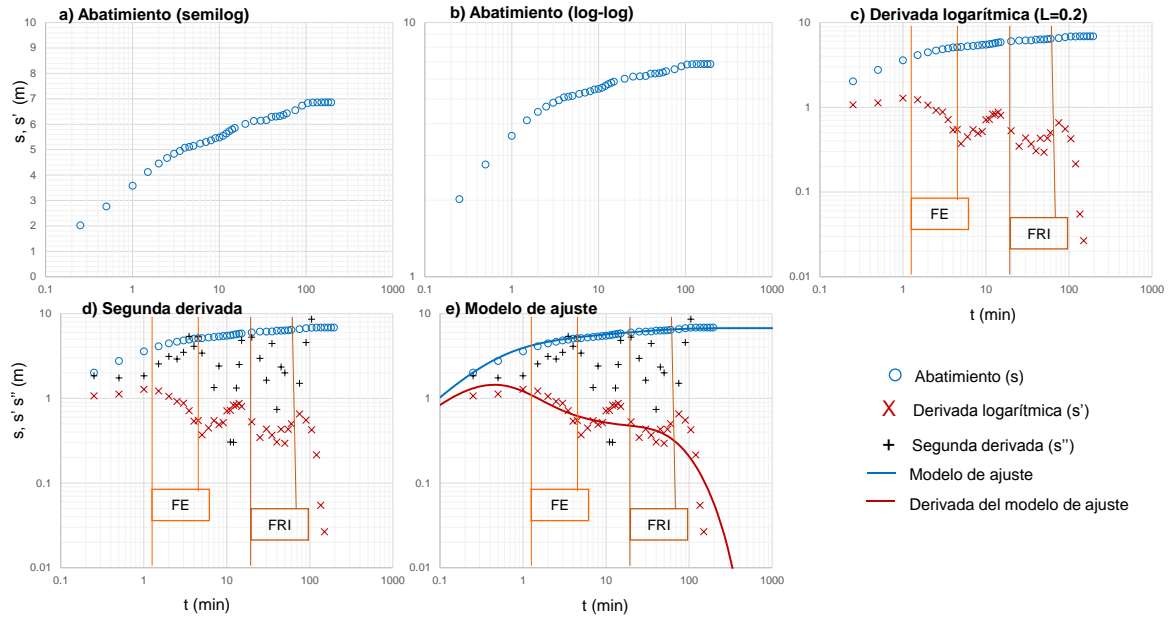


Figura 4.30 Interpretación de prueba de bombeo del pozo IGC-1351. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Moench (1985).

Los datos de recuperación fueron transformados con el método de Agarwal (1980) para realizar su interpretación. La Figura 4.31a y la Figura 4.31b muestra los datos de abatimiento transformados. En este caso se empleó una derivada logarítmica con factor de suavizado $L=0.5$ (Figura 4.31c) debido a la gran cantidad de ruido que la derivada generó. La segunda derivada también muestra gran cantidad de ruido (Figura 4.31d) pero aparenta una estabilización a flujo radial cerca del minuto 10 del tiempo equivalente de Agarwal.

La empresa IGC realizó la interpretación de la prueba de recuperación con el método de Theis (1935), obteniendo un valor de transmisividad $100 \text{ m}^2/\text{d}$, mientras que, con el uso del análisis derivativo y el método de Agarwal (1980), se obtuvo una transmisividad de $124 \text{ m}^2/\text{d}$, usando el modelo de Cooper-Jacob (1946).

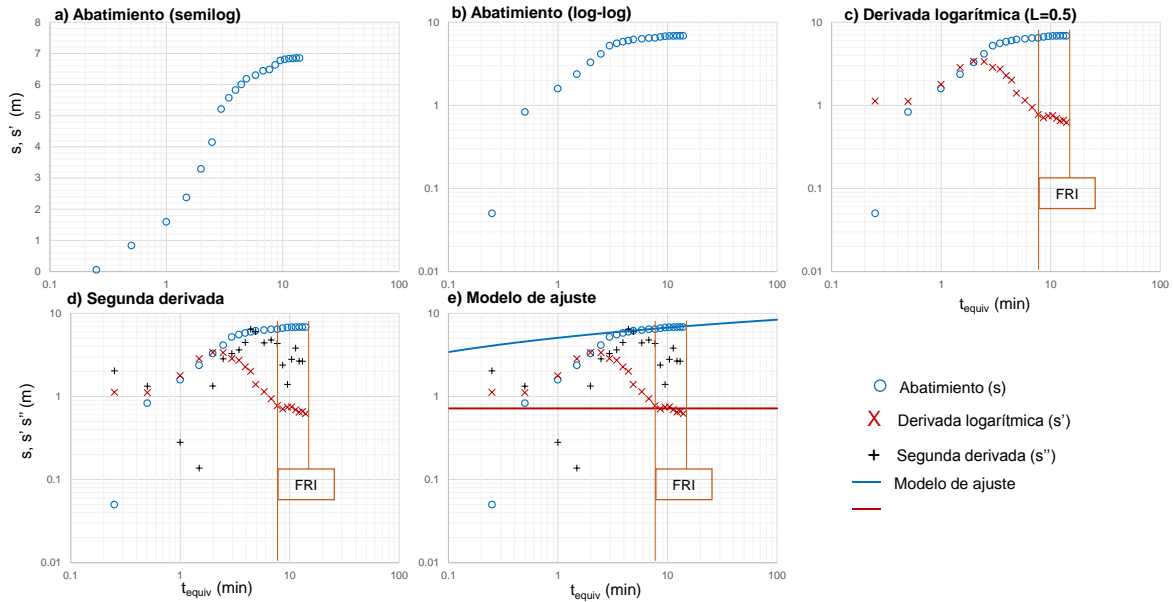


Figura 4.31 Interpretación de prueba de recuperación del pozo IGC-1351. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Cooper-Jacob (1946).

4.9.12 Pruebas hidráulicas del pozo IGC-1403

Las pruebas de bombeo y recuperación realizadas en el pozo de observación IGC-1403 (IGC, 1999) se llevaron a cabo el 7 de septiembre de 1999. La etapa de bombeo se realizó a caudal constante de $1037 \text{ m}^3/\text{d}$ y tuvo duración de 2.25 horas. El diámetro del pozo de bombeo es de 0.356 m y se reportó un espesor saturado de 4.42 m.

La Figura 4.32a y la Figura 4.32b muestran el registro de los datos de abatimiento, en escala semi-log y log-log. Al observar la derivada logarítmica del abatimiento (Figura 4.32c), calculado con un factor de suavizado $L=0.4$, se puede apreciar una geometría de flujo lineal al inicio de la prueba. La segunda derivada (Figura 4.32d) permite verificar la existencia del flujo lineal puesto que toma valores ~ 1 . Esto indica la presencia de una fractura de conductividad infinita.

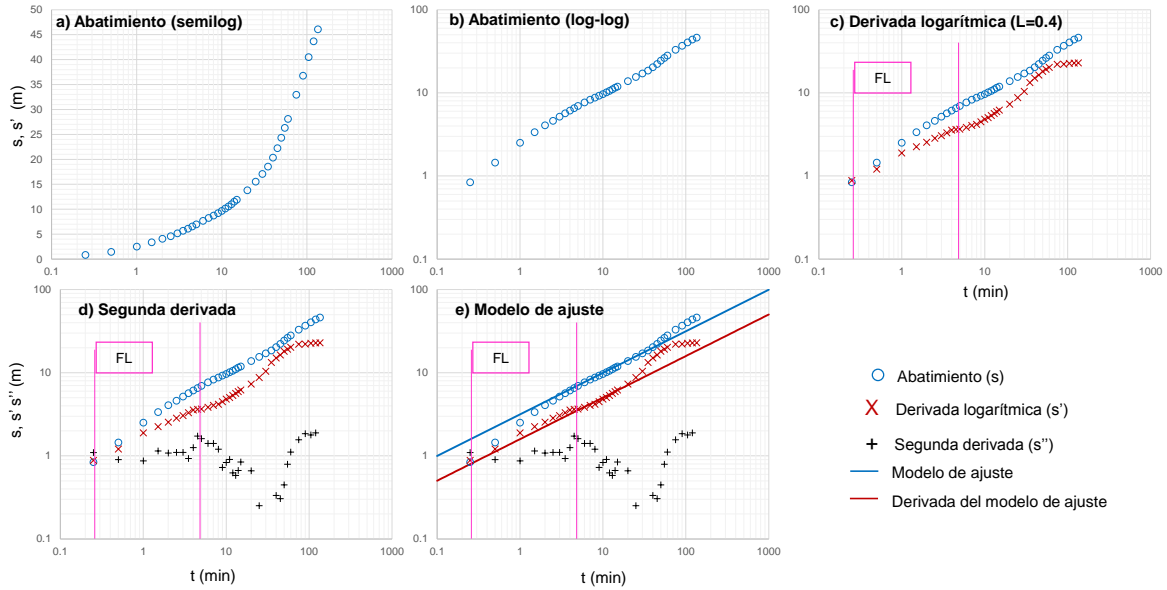


Figura 4.32 Interpretación de prueba de bombeo del pozo IGC-1403. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Gringarten- Ramey (1974).

Debido a la presencia de la fractura de conductividad infinita, la estimación de los parámetros hidráulicos, para esta prueba, se realizó con el modelo de Gringarten-Ramey (1974) obteniendo una transmisividad de $3.4 \text{ m}^2/\text{d}$ y la longitud de la semiala de la fractura de 8.13 m . La empresa IGC interpreto los datos de la prueba usando el modelo de Neuman (1974) y se obtuvo un valor de transmisividad de $3.7 \text{ m}^2/\text{d}$.

La etapa de recuperación de la prueba en el pozo IGC-1403 se reinterpretó usando el tiempo equivalente de Agarwal (1980) y análisis derivativo. La Figura 4.33a y la Figura 4.33b muestran el tiempo equivalente de Agarwal vs el abatimiento.

La derivada logarítmica (Figura 4.33c), con factor de suavizado $L=0.5$, permite identificar dos estabilizaciones que indican la existencia de flujo radial, la primera entre el minuto 2 y el minuto 4 y la segunda del minuto 10 al 11. En tiempos tardíos de la prueba, se puede apreciar la existencia de un flujo esférico. Se puede constatar la existencia de flujo radial con la segunda derivada (Figura 4.33d) en los intervalos de tiempo mencionados, ya que la segunda derivada toma valores ~ 2 . Además, en tiempos tardíos, la segunda derivada adopta valores ~ 3 , lo que corrobora la presencia de flujo esférico.

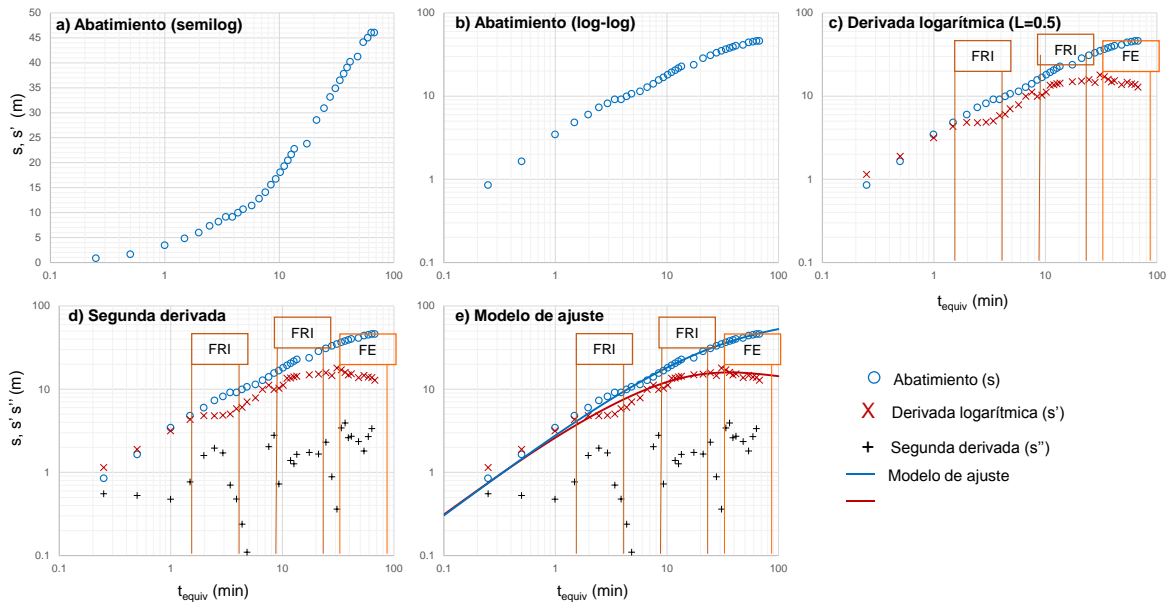


Figura 4.33 Interpretación de prueba de recuperación del pozo IGC-1403. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Moench (1985).

La prueba de recuperación fue interpretada por la empresa IGC, usando el método de Theis (1935) y se obtuvo una transmisividad de $3.7 \text{ m}^2/\text{d}$. En este trabajo la prueba fue reinterpretada con el modelo de Moench (1985), obteniendo un valor de transmisividad de $7.6 \text{ m}^2/\text{d}$ y residuales de 0.046 m^2 .

4.9.13 Pruebas hidráulicas del pozo IGC-1446

En el pozo IGC-1446 se realizó una prueba de bombeo y de recuperación (IGC, 1999) el 30 de septiembre de 1999. La etapa de bombeo tuvo duración de 1.75 horas y se realizó a caudal constante de $639 \text{ m}^3/\text{d}$. El diámetro del pozo es de 0.254 m y el espesor saturado fue de 54.45 m .

En la Figura 4.34a y la Figura 4.34b se muestran los registros de tiempo vs abatimiento que aparentan un comportamiento semiconfinante. En la Figura 4.34c se muestra la derivada logarítmica del abatimiento con un factor de suavizado $L=0.5$, con ella se puede apreciar flujo bilineal en tiempos tempranos de la prueba que se puede verificar con la segunda derivada

pues, se adopta un valor ~ 1.5 (Figura 4.34d). Más adelante la señal exhibe un cambio pronunciado de pendiente que puede ser debido a efectos de goteo, lo que indica un comportamiento semiconfinante. En tiempos finales de la prueba, la señal de la derivada se estabiliza lo que indica una geometría de flujo radial.

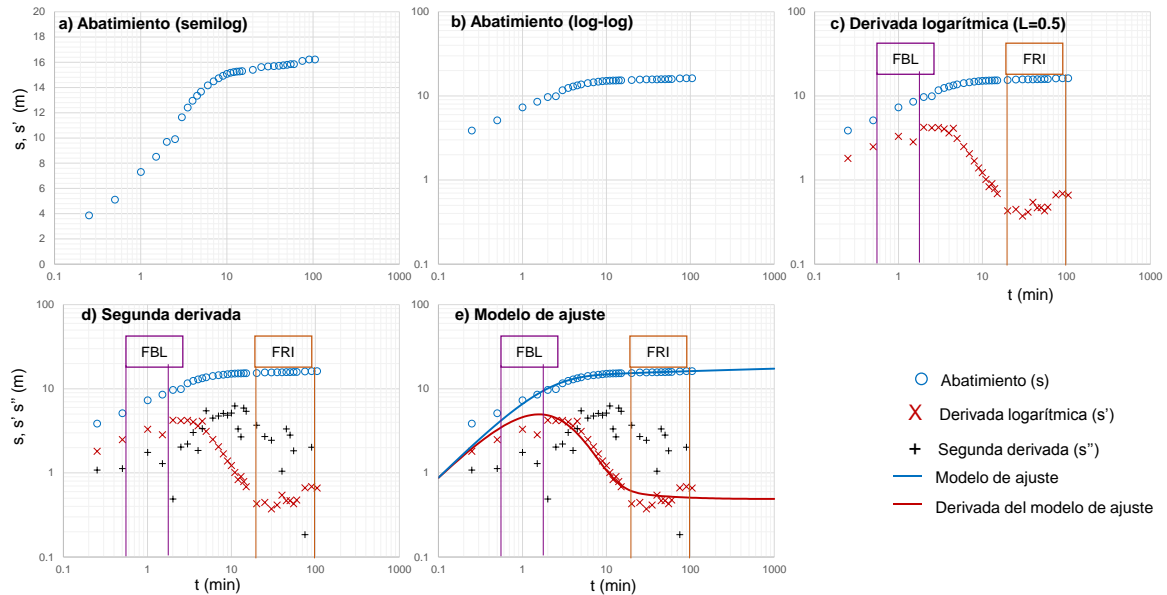


Figura 4.34 Interpretación de prueba de bombeo del pozo IGC-1446. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Moench (1985).

La estimación de los parámetros hidráulicos se realizó ajustando el modelo de Moench (1985) para acuíferos semiconfinados con lo que se obtuvo una transmisividad de $52 \text{ m}^2/\text{d}$ y residuales de 2.5 m^2 . La misma prueba fue interpretada por la empresa IGC y utilizaron el modelo de Hantush (1955) para acuíferos semiconfinados, obteniendo una transmisividad de $14 \text{ m}^2/\text{d}$.

Los datos de recuperación fueron transformados con el método de Agarwal (1980) para realizar su interpretación. La Figura 4.35a y la Figura 4.35b muestran los datos de abatimiento transformados. Al igual que las curvas de bombeo, las señales de recuperación indican que puede tratarse de un acuífero semiconfinado. En este caso se empleó una derivada logarítmica con factor de suavizado $L=0.4$ (Figura 4.35c) y pueden apreciarse las mismas geometrías de flujo que las presentes en la etapa de bombeo: en tiempos tempranos, existe una geometría de flujo lineal/bilineal, y en tiempos tardíos se observa un flujo radial. Esto se puede verificar con

la segunda derivada (Figura 4.35d), pues en tiempos tempranos, su valor oscila entre 1 y 1.5, indicando flujo lineal/bilineal, y en tiempos tardíos, adopta valores ~ 2 , en promedio.

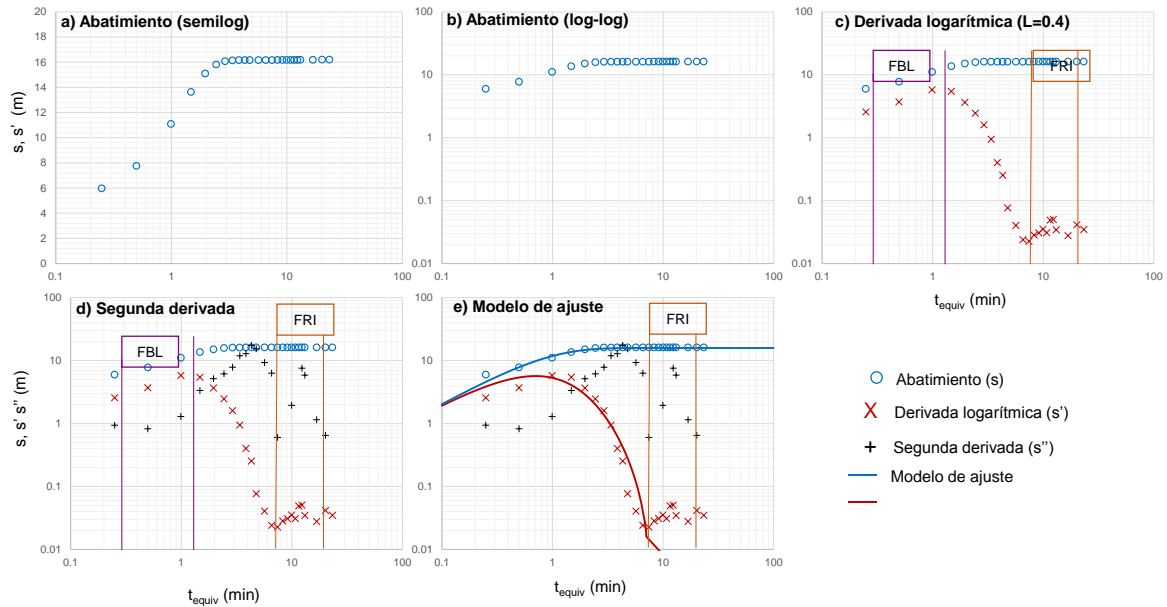


Figura 4.35 Interpretación de prueba de recuperación del pozo IGC-1446. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Moench (1985).

La empresa IGC interpreto los datos de la prueba de recuperación con el método de Theis (1935), obteniendo un valor de transmisividad $14.3 \text{ m}^2/\text{d}$, mientras que, con el uso del análisis derivativo y el método de Agarwal (1980), se obtuvo una transmisividad de $23 \text{ m}^2/\text{d}$ y residuales de 2.9 m^2 , usando el modelo de Moench (1985).

4.9.14 Pruebas hidráulicas del pozo IGC-1488

Las pruebas de bombeo y recuperación realizadas en el pozo de observación IGC-1488 (IGC, 1999) se llevaron a cabo el 6 de agosto de 1999. La etapa de bombeo se realizó a caudal constante de $2592 \text{ m}^3/\text{d}$ y tuvo duración de 4 horas. El diámetro del pozo de bombeo es de 0.356 m y se reportó un espesor saturado de 94.89 m .

La Figura 4.36a y la Figura 4.36b muestran el registro de los datos de abatimiento, en escala semi-log y log-log. Al observar la derivada logarítmica del abatimiento (Figura 4.36c), calculado con un factor de suavizado $L=0.3$, se puede apreciar una geometría de flujo esférico

poco tiempo después de iniciada la prueba, esto indica que el pozo de bombeo es parcialmente penetrante. También se identificaron dos periodos en los que el comportamiento del flujo es radial, entre los minutos 20 y 50, y a partir del minuto ~200. La segunda derivada (Figura 4.36d) permite verificar la existencia del flujo esférico y de los flujos radiales, puesto que toma valores ~3 desde tiempos tempranos de la prueba y adopta valores ~2 en dos intervalos de la prueba.

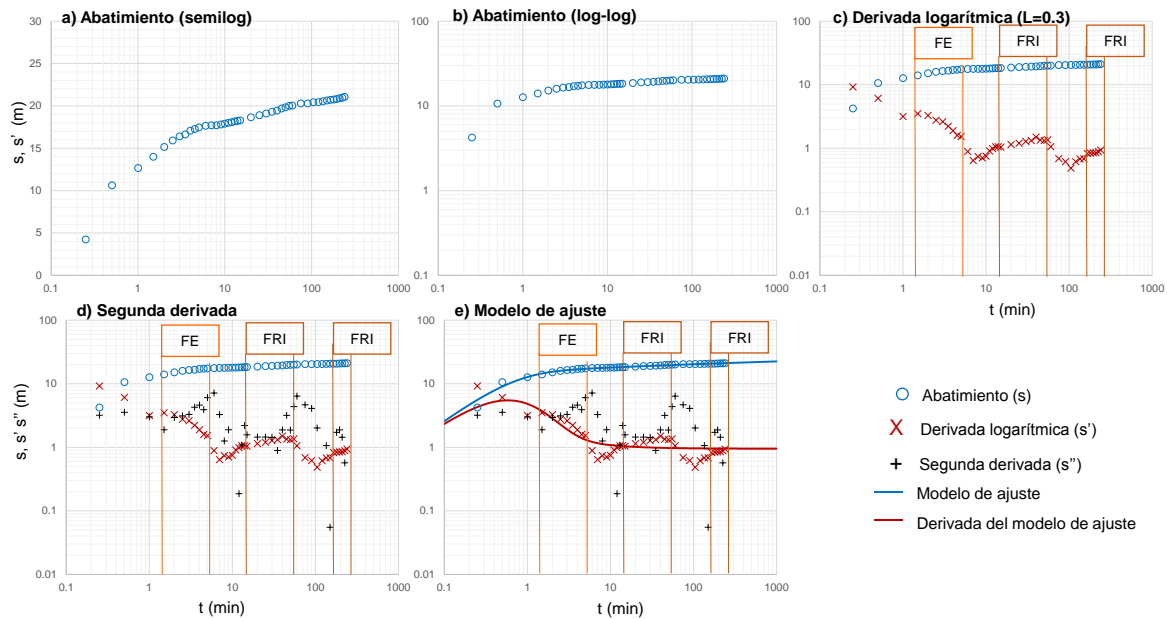


Figura 4.36 Interpretación de prueba de bombeo del pozo IGC-1488. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Dougherty-Babu (1984).

La estimación de los parámetros hidráulicos de la prueba de bombeo del pozo IGC-1488, se realizó con el modelo de Dougherty-Babu (1984) obteniendo una transmisividad de $217 \text{ m}^2/\text{d}$. Se seleccionó este modelo debido a que fue el que mejor se adaptó a la respuesta derivativa y al comportamiento del abatimiento, obteniendo residuales de 5.4 m^2 . La empresa IGC interpretó los datos de la prueba usando el modelo de Cooper-Jacob (1946) y se obtuvo un valor de transmisividad de $200 \text{ m}^2/\text{d}$.

La etapa de recuperación de la prueba en el pozo IGC-1488 se reinterpreto usando el tiempo equivalente de Agarwal (1980) y análisis derivativo. La Figura 4.37a y la Figura 4.37b muestran el tiempo equivalente de Agarwal vs el abatimiento.

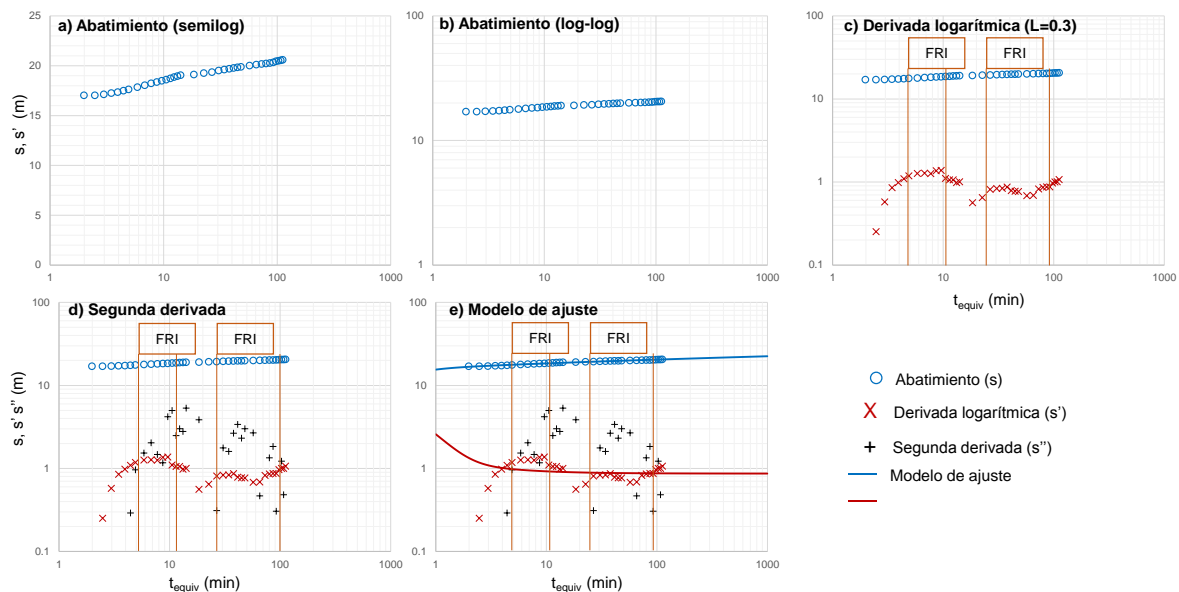


Figura 4.37 Interpretación de prueba de recuperación del pozo IGC-1488. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Dougherty-Babu (1984).

La derivada logarítmica (Figura 4.37c), con factor de suavizado $L=0.3$, permite identificar dos estabilizaciones que indican la existencia de flujo radial, la primera entre el minuto 4 y el minuto 10 y la segunda del minuto 30 al 100. Se puede constatar la existencia de flujo radial con la segunda derivada (Figura 4.37c) en los intervalos de tiempo mencionados, ya que la segunda derivada toma valores ~ 2 .

La prueba de recuperación fue interpretada por la empresa IGC, usando el método de Theis (1935) y se obtuvo una transmisividad de $218 \text{ m}^2/\text{d}$. En este trabajo la prueba fue reinterpretada con el modelo de Dougherty-Babu (1984), obteniendo un valor de transmisividad de $238 \text{ m}^2/\text{d}$ y residuales de 0.51 m^2 .

4.9.15 Prueba hidráulica del pozo IGC-1505

En el pozo IGC-1505 se realizó una prueba de recuperación (IGC, 1999) el 17 de agosto de 1999. La etapa de bombeo tuvo duración de 4 horas y se realizó a caudal constante de $3456 \text{ m}^3/\text{d}$. El diámetro del pozo es de 0.356 m y el espesor saturado fue de 96.9 m .

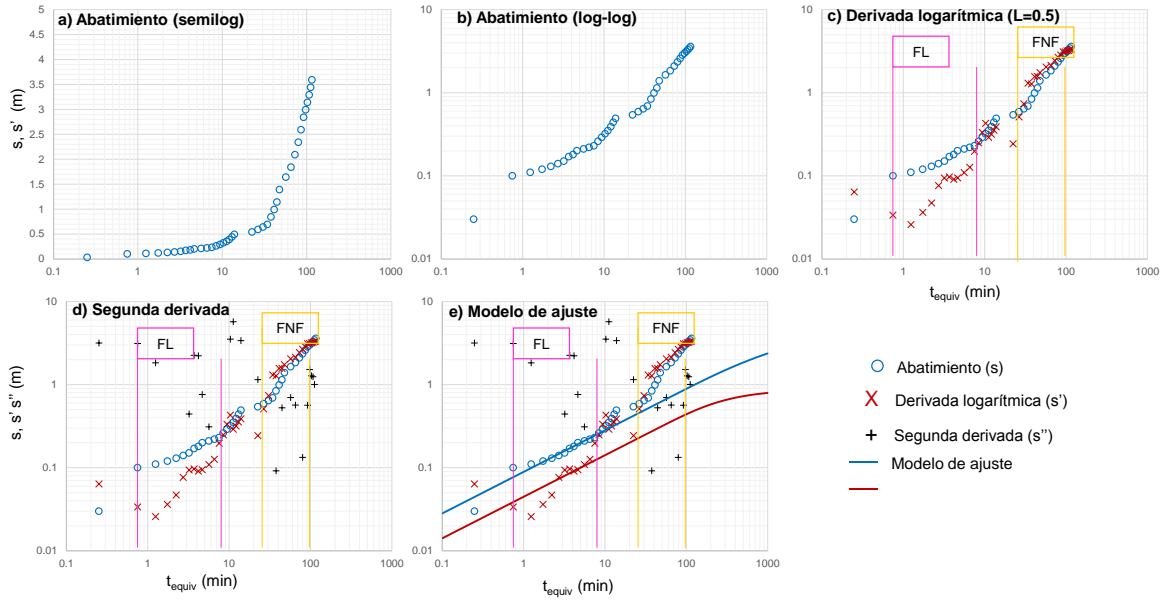


Figura 4.38 Interpretación de prueba de recuperación del pozo IGC-1505. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Gringarten-Witherspoon (1972).

La reinterpretación de los datos se realizó usando el método de Agarwal (1980) y análisis derivativos. En la Figura 4.38a y Figura 4.38b se muestran los registros de tiempo equivalente de Agarwal vs abatimiento y no exhiben algún comportamiento típico. En la Figura 4.38c se muestra la derivada logarítmica del abatimiento con un factor de suavizado $L=0.5$, con ella se puede apreciar geometría de flujo lineal en tiempos tempranos de la prueba que se puede verificar con la segunda derivada pues, se adopta un valor promedio ~ 1 (Figura 4.38d). Más adelante, la señal derivada muestra un cambio de pendiente que se aproxima a uno.

Para la estimación de los parámetros hidráulicos se seleccionó el modelo de Gringarten-Witherspoon (1972) para acuíferos con fractura de flujo uniforme y se obtuvo una transmisividad de $754 \text{ m}^2/\text{d}$, la longitud de la semiala de la fractura 2.28 m y residuales de 0.001 m^2 . El ajuste del modelo antes mencionado se realizó en el intervalo donde se presenta el flujo controlado por la fractura. La misma prueba fue interpretada por la empresa IGC y utilizaron el modelo de Neuman (1974) para acuíferos libres, obteniendo una transmisividad de $110 \text{ m}^2/\text{d}$.

4.9.16 Pruebas hidráulicas del pozo IGC-1527

Las pruebas de bombeo y recuperación realizadas en el pozo de bombeo IGC-1527 (IGC, 1999) se llevaron a cabo el 12 de agosto de 1999. La etapa de bombeo se realizó a caudal constante de $2074 \text{ m}^3/\text{d}$ y tuvo duración de 4.25 horas. El diámetro del pozo de bombeo es de 0.304 m y se reportó un espesor saturado de 12.96 m .

La Figura 4.39a y al Figura 4.39b muestran el registro de los datos de abatimiento, en escala semi-log y log-log. Estas figuras muestran que el acuífero tiene comportamiento libre. Al observar la derivada logarítmica del abatimiento (Figura 4.39c) se puede apreciar que el pozo está afectado por una frontera de carga constante, en tiempos tardíos de los registros. En este mismo intervalo, la segunda derivada (Figura 4.39c) toma valores ~ 4 , lo que confirma la presencia de una frontera que proporciona flujo al acuífero.

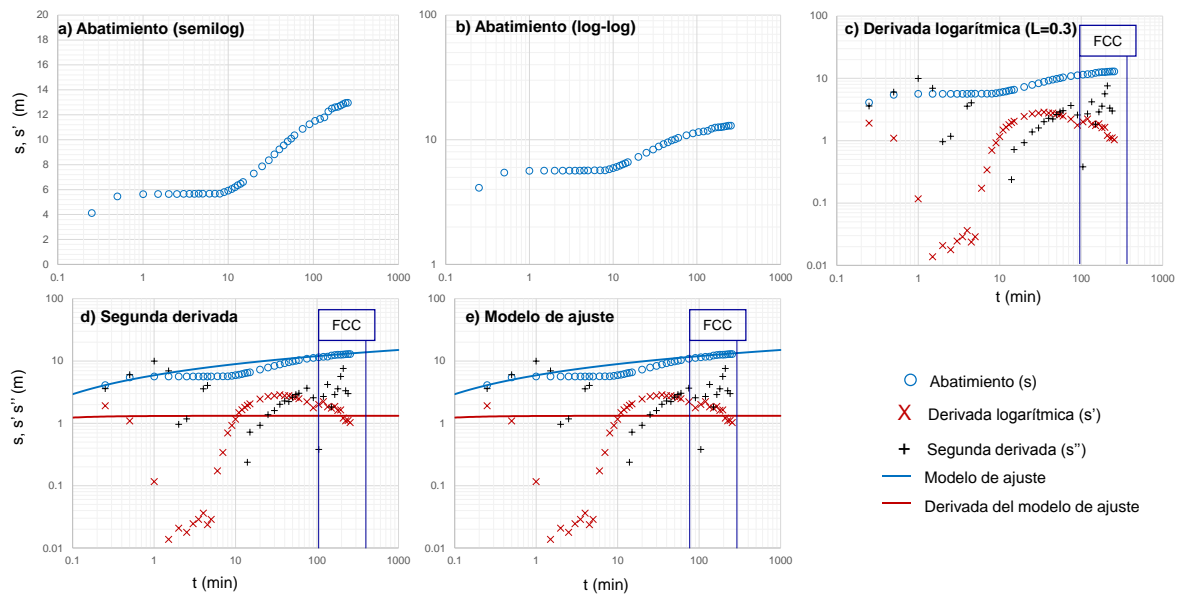


Figura 4.39 Interpretación de prueba de bombeo del pozo IGC-1527. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Neuman (1974).

La estimación de los parámetros hidráulicos, para esta prueba, se realizó con el modelo de Neuman (1974) obteniendo una transmisividad de $108 \text{ m}^2/\text{d}$ y residuales de 31.66 m^2 . La empresa IGC interpretó los datos de la prueba usando el modelo de Cooper-Jacob (1946), sin

considerar que no se cumplen las condiciones supuestas por este modelo, y se obtuvo un valor de transmisividad de $76 \text{ m}^2/\text{d}$.

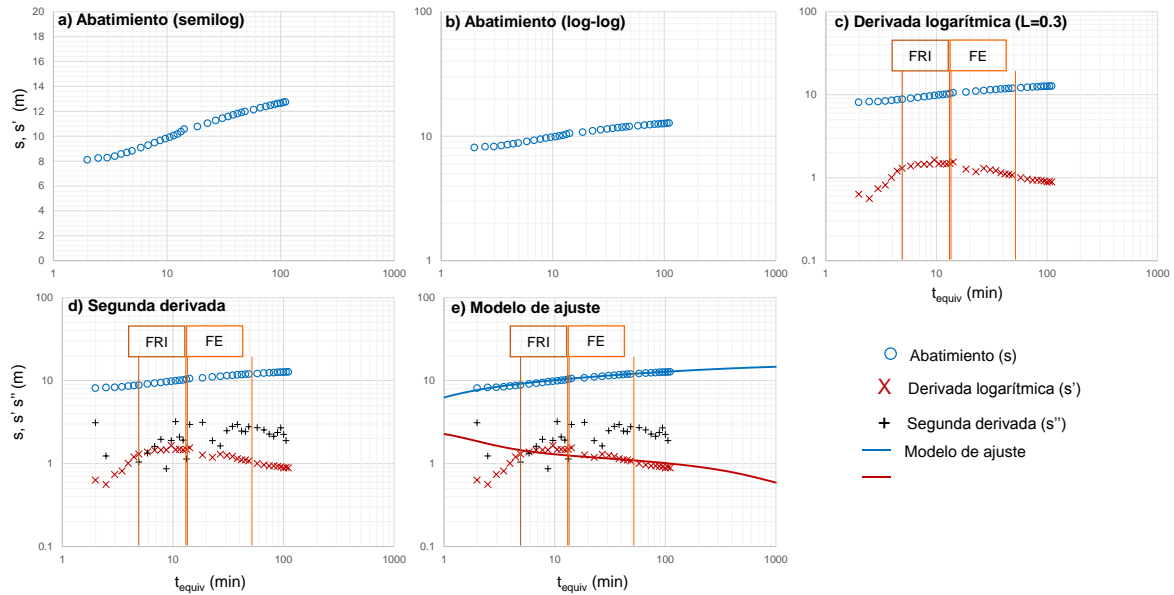


Figura 4.40 Interpretación de prueba de recuperación del pozo IGC-1527. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Moench (1997).

La etapa de recuperación de la prueba en el pozo IGC-1527 se reinterpreto usando el tiempo equivalente de Agarwal (1980) y análisis derivativo. La Figura 4.40a y la Figura 4.40b muestran el tiempo equivalente de Agarwal vs el abatimiento.

La derivada logarítmica (Figura 4.40c), con factor de suavizado $L=0.3$, permite identificar una estabilización, del minuto 5 al 11, que se verifica con la segunda derivada (Figura 4.40d) que toma valores ~ 2 , por lo que existe flujo radial en este intervalo. Más adelante, a partir del minutos 11, la pendiente de la derivada toma valor de $-1/2$ y la segunda derivada se vuelve ~ 3 , lo que indica una geometría de flujo esférico.

La prueba de recuperación fue interpretada por la empresa IGC, usando el método de Theis (1935) y se obtuvo una transmisividad de $155 \text{ m}^2/\text{d}$. En este trabajo la prueba fue reinterpretada con el modelo de Moench (1997) para acuíferos libres, obteniendo un valor de transmisividad de $131 \text{ m}^2/\text{d}$ y residuales de 0.49 m^2

4.9.17 Pruebas hidráulicas del pozo IGC-1556

En el pozo IGC-1556 se realizó una prueba de bombeo y recuperación (IGC, 1999) el 8 de septiembre de 1999. La etapa de bombeo tuvo duración de 2.75 horas y se realizó a caudal constante de 1555 m³/d. El diámetro del pozo es de 0.304 m y el espesor saturado fue de 36.78 m.

En la Figura 4.41a y la Figura 4.41b se muestran los registros de tiempo vs abatimiento no muestran un comportamiento típico aparente. En la Figura 4.41c se muestra la derivada logarítmica del abatimiento con un factor de suavizado L=0.5, con ella se puede apreciar un comportamiento del abatimiento regido por flujo esférico, entre los minutos 1 y 11 de la prueba que se puede verificar con la segunda derivada pues, se adopta un valor ~ 3 (Figura 4.41d). Más adelante la señal exhibe una estabilización de la pendiente que indica un flujo radial. En tiempos tardíos de la prueba, la derivada comienza a decrecer rápidamente, lo que puede indicar efectos de goteo hacia el acuífero.

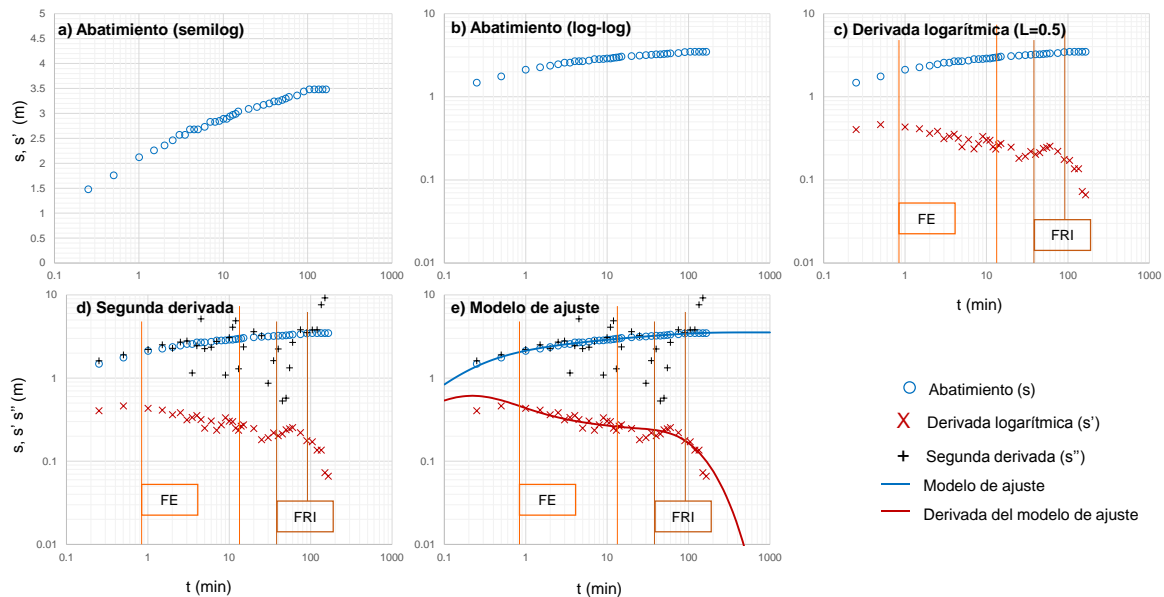


Figura 4.41 Interpretación de prueba de bombeo del pozo IGC-1556. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Moench (1984).

Para la estimación de los parámetros hidráulicos se seleccionó el modelo de [Moench \(1984\)](#), para acuíferos con doble porosidad, con el que se obtuvo una transmisividad de $287 \text{ m}^2/\text{d}$ y residuales de 0.03 m^2 . La misma prueba fue interpretada por la empresa IGC y utilizaron el modelo de [Theis \(1935\)](#) para acuíferos confinados, obteniendo una transmisividad de $391 \text{ m}^2/\text{d}$.

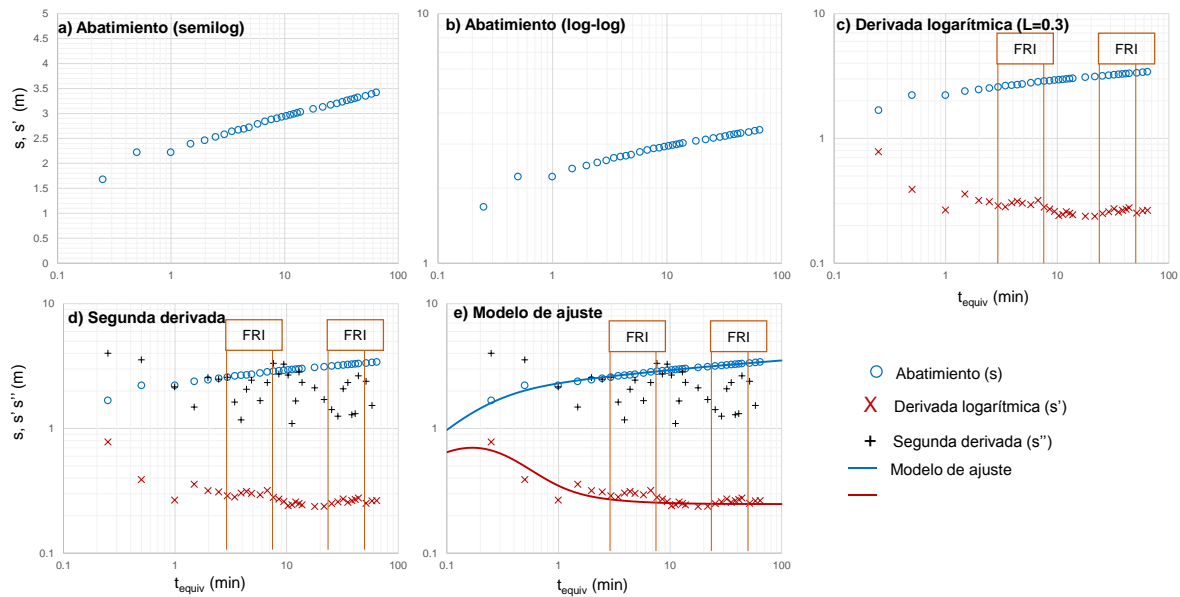


Figura 4.42 Interpretación de prueba de recuperación del pozo IGC-1556. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de [Moench \(1984\)](#).

Los datos de recuperación fueron transformados con el método de [Agarwal \(1980\)](#) para realizar su interpretación. La Figura 4.42a y la Figura 4.42b muestran los datos de abatimiento transformados. En este caso se empleó una derivada logarítmica con factor de suavizado $L=0.3$ (Figura 4.42c) que permite apreciar dos etapas en las que se presentan flujos radiales, entre el minuto 3 y el minutos 8, y del minuto 20 al 40. Esto se puede verificar con la segunda derivada que toma valores ~ 2 en los intervalos mencionados (Figura 4.42d). Las señales de abatimiento y su derivada muestran comportamientos típicos de doble porosidad, por lo que se probó el modelo analítico de [Moench \(1984\)](#); Figura 4.42d).

La empresa IGC realizó la interpretación de la prueba de recuperación con el método de [Theis \(1935\)](#), obteniendo un valor de transmisividad $462 \text{ m}^2/\text{d}$, mientras que, con el uso del análisis

derivativo y el método de Agarwal (1980), se obtuvo una transmisividad de $247 \text{ m}^2/\text{d}$ y residuales de 0.07 m^2 , usando el modelo de Moench (1984).

4.9.18 Pruebas hidráulicas del pozo IGC-1632

El 30 de septiembre de 1999 se realizó una prueba de bombeo en el pozo IGC-1632 (IGC, 1999) que tiene un diámetro de 0.254 m . La etapa de bombeo se realizó a caudal constante de $804 \text{ m}^3/\text{d}$ con duración de 3.25 horas. El espesor saturado se reportó de 156.51 m .

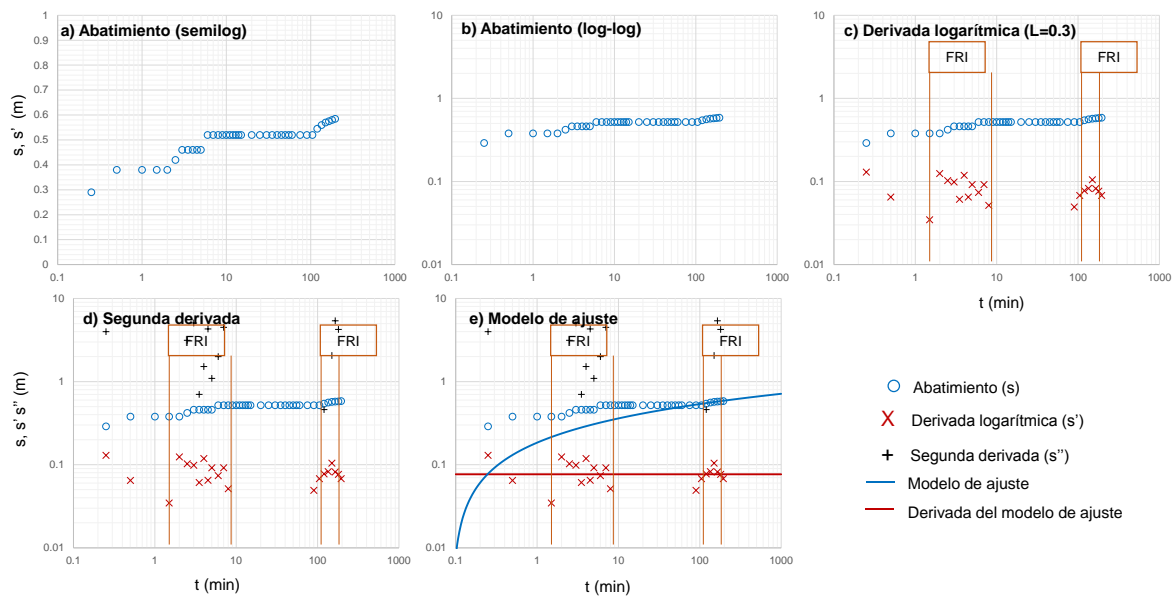


Figura 4.43 Interpretación de prueba de bombeo del pozo IGC-1632. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Cooper-Jacob (1946).

La Figura 4.43a y la Figura 4.43b muestran los registros del tiempo vs el abatimiento en escala semi-log y log-log. La Figura 4.43c permite apreciar dos etapas en las que la derivada tiene una estabilización y la segunda derivada adopta valores ~ 2 (Figura 4.43d), lo que permite verificar la presencia del flujo radial, de los minutos 2 al 10, y del minuto 100 al 200.

La prueba de bombeo fue interpretada por la empresa IGC usando el método de Theis (1935), obteniendo una transmisividad de $1426 \text{ m}^2/\text{d}$. Esta prueba se reinterpretó usando el método de Cooper-Jacob (1946), en el intervalo que exhibe presencia de flujo radial, y se obtuvo un valor de transmisividad de $835 \text{ m}^2/\text{d}$.

4.9.19 Pruebas hidráulicas del pozo IGC-1866

En el pozo IGC-1866 se realizó una prueba de bombeo y recuperación (IGC, 1999) el 9 de septiembre de 1999. La etapa de bombeo tuvo duración de 1.75 horas y se realizó a caudal constante de 1469 m³/d. El diámetro del pozo es de 0.304 m y el espesor saturado fue de 40.89 m.

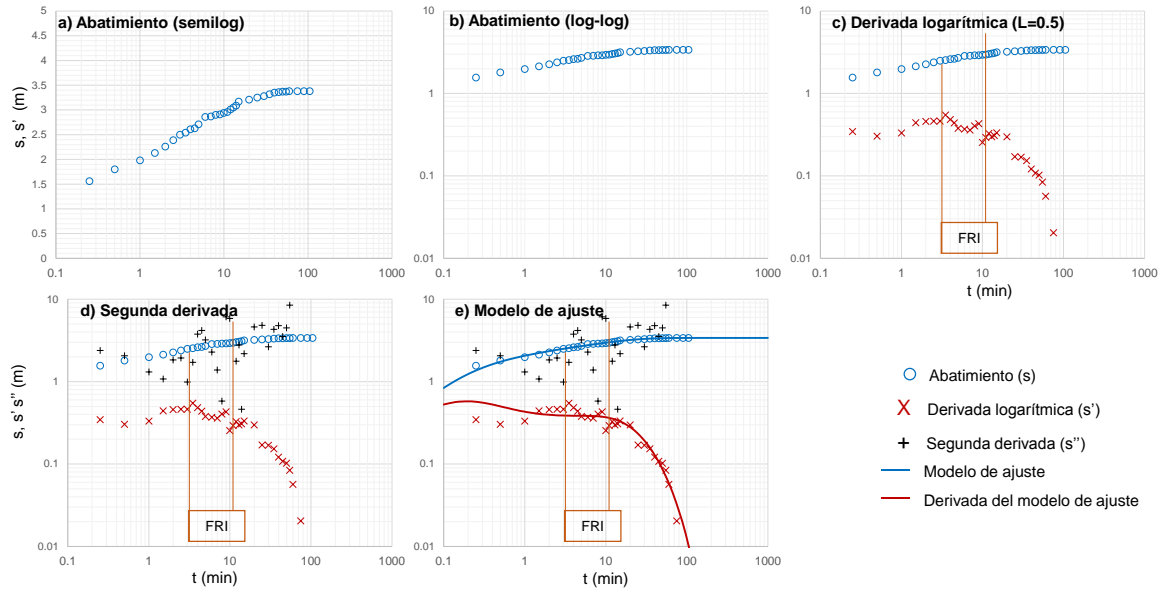


Figura 4.44 Interpretación de prueba de bombeo del pozo IGC-1866. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Moench (1985).

En la Figura 4.44a y la Figura 4.44b se muestran los registros de tiempo vs abatimiento que aparentan un comportamiento semiconfinado. En la Figura 4.44c se muestra la derivada logarítmica del abatimiento con un factor de suavizado $L=0.5$ que permite identificar un periodo donde actúa un flujo de geometría radial, lo que se puede verificar con la segunda derivada (Figura 4.44d) que toma valores ~ 2 , entre el minuto 4 y el minuto 10 de la prueba de bombeo. En tiempos tardíos de la prueba, la pendiente de la derivada se incrementa, probablemente como respuesta a efectos de goteo.

Para la estimación de los parámetros hidráulicos se seleccionó el modelo de Moench (1985) para acuíferos semiconfinados (Figura 4.44e) con lo que se obtuvo una transmisividad de 133 m²/d y residuales de 0.09 m². La misma prueba fue interpretada por la empresa IGC, utilizando

el modelo de Cooper-Jacob (1946) para acuíferos confinados, obteniendo una transmisividad de 351 m²/d.

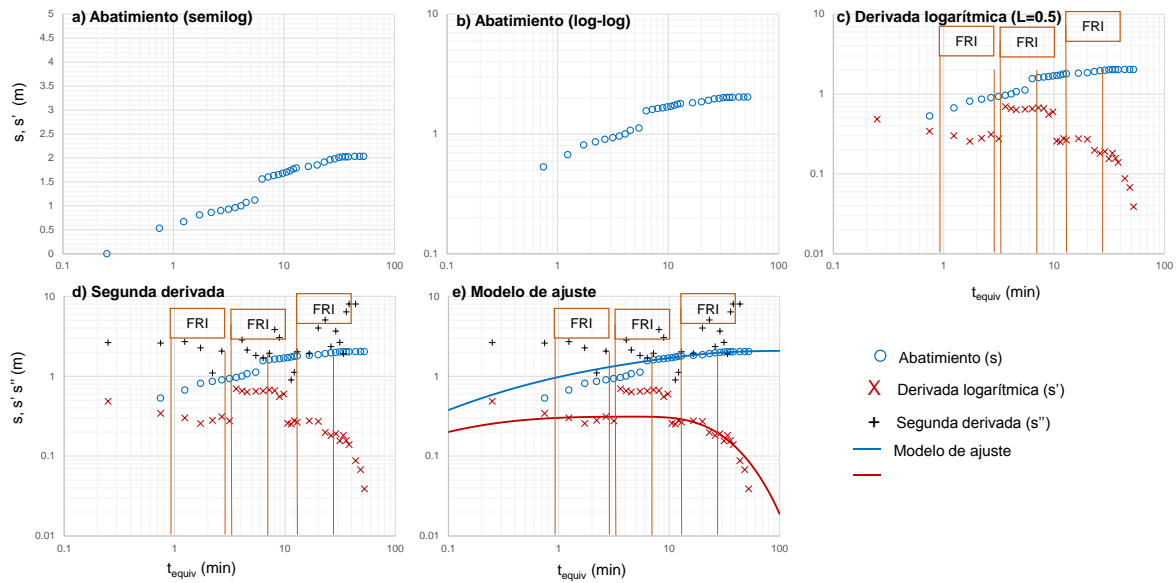


Figura 4.45 Interpretación de prueba de recuperación del pozo IGC-1866. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Moench (1985).

Los datos de recuperación fueron transformados con el método de Agarwal (1980) para realizar su interpretación. La Figura 4.45a y Figura 4.45b muestra el tiempo equivalente de Agarwal vs el abatimiento. En este caso se empleó una derivada logarítmica con factor de suavizado $L=0.5$ (Figura 4.45c). Aunque la prueba de recuperación es de corta duración se pueden apreciar tres intervalos en los que se presenta flujo radial. La segunda derivada (Figura 4.45d) permite verificar que, a lo largo de casi toda la prueba, existe flujo radial, pues toma valores ~ 2 . En tiempos tardíos de la prueba, la derivada muestra un decaimiento, lo que se puede atribuir a efectos de goteo.

La empresa IGC realizó la interpretación de la prueba de recuperación con el método de Theis (1935), obteniendo un valor de transmisividad 293 m²/d, mientras que, con el uso del análisis derivativo y el método de Agarwal (1980), se obtuvo una transmisividad de 170 m²/d y residuales de 0.01 m², usando el modelo de Moench (1985), para acuíferos semiconfinados.

4.9.20 Pruebas hidráulicas del pozo IGC-1879

El 30 de septiembre de 1999 se realizó una prueba de recuperación en el pozo de observación IGC-1879 (IGC, 1999) que tiene diámetro de 0.356 m. La etapa de bombeo se realizó a caudal constante de 950 m³/d. El espesor saturado se reportó de 36.88 m.

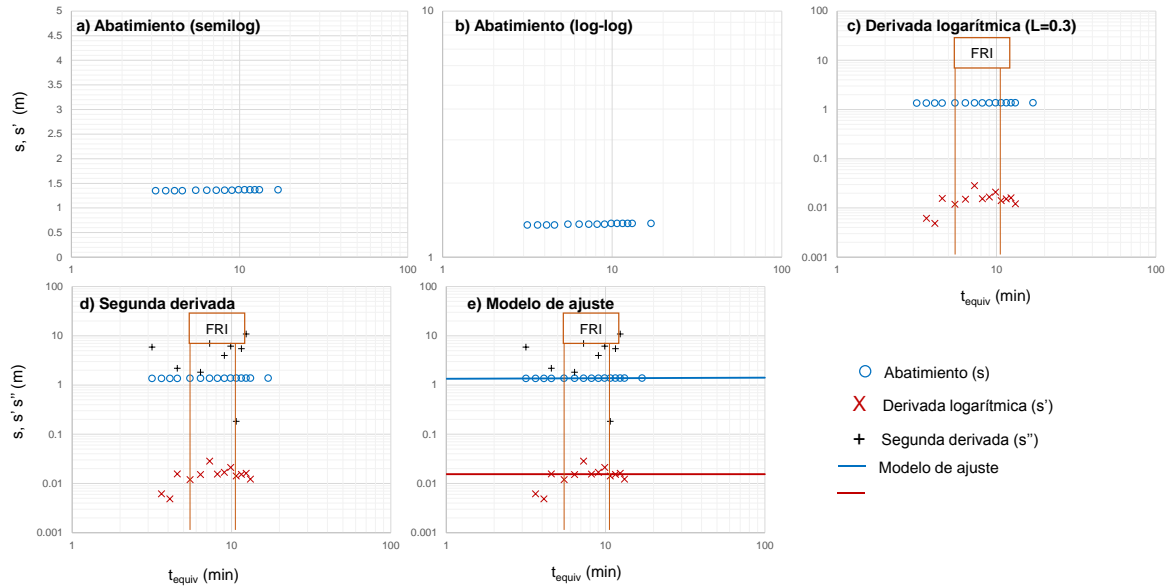


Figura 4.46 Interpretación de prueba de bombeo del pozo IGC-1879. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Cooper-Jacob (1946).

La prueba de recuperación se reinterpreto usando el método de Agarwal (1980) y el enfoque derivativo. La Figura 4.46a y la Figura 4.46b muestran el tiempo equivalente de Agarwal vs el abatimiento en escala semi-log y log-log. La Figura 4.46c muestra que existe flujo radial a lo largo de la prueba.

La prueba de recuperación fue interpretada por la empresa IGC usando el método de Theis (1935) obteniendo una transmisividad de 3240 m²/d. Esta prueba se reinterpreto usando el método de Cooper-Jacob (1946) ya que se presentó flujo radial en la mayoría de la prueba, y se obtuvo un valor de transmisividad de 4899 m²/d, lo que significa una diferencia de 1066 m²/d.

4.9.21 Pruebas hidráulicas del pozo IGC-1880

Las pruebas de bombeo y recuperación realizadas en el pozo de observación IGC-1880 (IGC, 1999) se llevaron a cabo el 9 de septiembre de 1999. La etapa de bombeo se realizó a caudal constante de $5702 \text{ m}^3/\text{d}$ y tuvo duración de 3.75 horas. El diámetro del pozo de bombeo es de 0.305 m y se reportó un espesor saturado de 154 m .

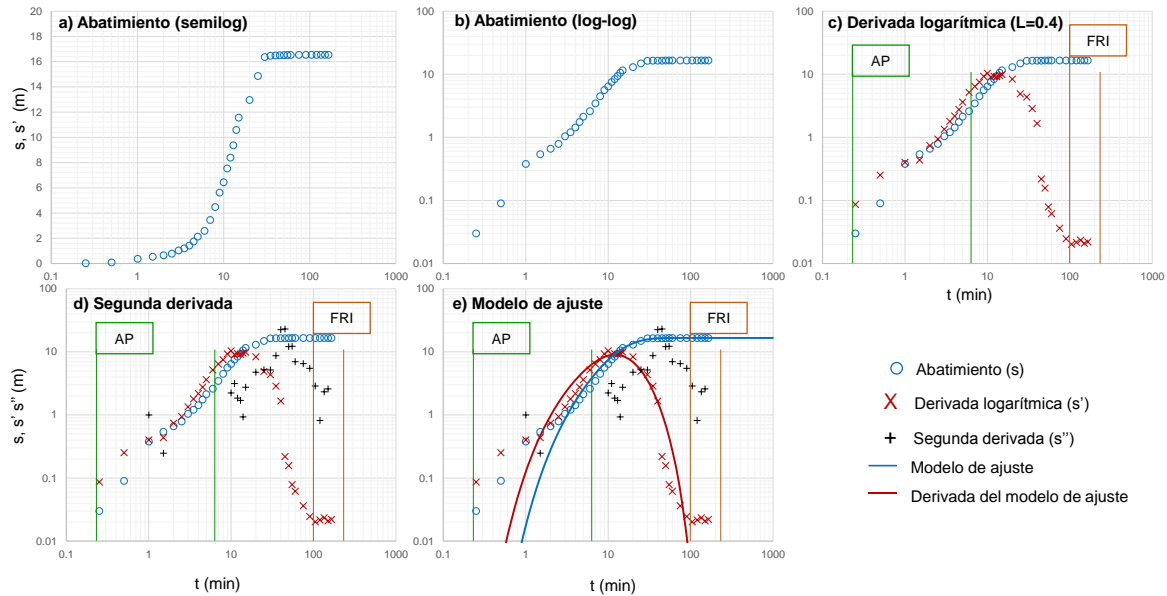


Figura 4.47 Interpretación de prueba de bombeo del pozo IGC-1880. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Hantush (1960).

La Figura 4.47a y la Figura 4.47b muestran el registro de los datos de abatimiento, en escala semi-log y log-log. Estas figuras muestran que el acuífero tiene comportamiento libre. Al observar la derivada logarítmica del abatimiento (Figura 4.47c) se puede apreciar almacenamiento de pozo, desde el inicio de la prueba hasta el minuto 6, seguido de un efecto de goteo y, en tiempos tardíos, flujo radial, donde la derivada se estabiliza y la segunda derivada (Figura 4.47d) toma valores ~ 2 .

La estimación de los parámetros hidráulicos, para esta prueba, se realizó con el modelo de Hantush (1960) obteniendo una transmisividad de $1.89 \text{ m}^2/\text{d}$ y residuales de 7.4 m^2 . La empresa IGC interpretó los datos de la prueba usando el modelo de Cooper-Jacob (1946), y se obtuvo un valor de transmisividad de $46.57 \text{ m}^2/\text{d}$.

La etapa de recuperación de la prueba en el pozo IGC-1880 se reinterpreto usando el tiempo equivalente de Agarwal (1980) y análisis derivativo. La Figura 4.48a y la Figura 4.48b muestran el tiempo equivalente de Agarwal vs el abatimiento. La derivada logarítmica (Figura 4.48c), con factor de suavizado $L=0.5$, permite identificar dos estabilizaciones que indican la existencia de flujo radial, la primera entre el minuto 7 y el minuto 10, y la segunda a partir del minuto 20 y hasta el final de la prueba. Se puede constatar la existencia de flujo radial con la segunda derivada (Figura 4.22d) en los intervalos de tiempo mencionados. Además, con el uso de la derivada, es posible identificar efectos de goteo entre el minuto 10 y 30, donde la derivada decrece rápidamente.

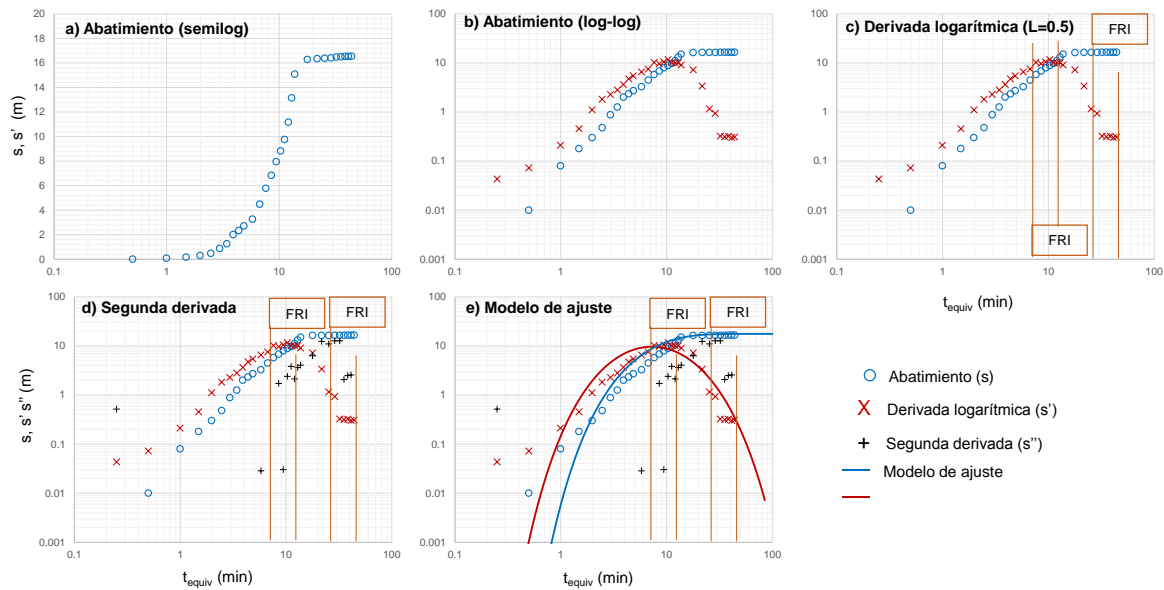


Figura 4.48 Interpretación de prueba de recuperación del pozo IGC-1880. a) Abatimiento, en escala semilog; b) Abatimiento en escala (log-log); c) Derivada logarítmica; d) Segunda derivada; e) Ajuste del modelo analítico de Hantush-Jacob (1955).

La prueba de recuperación fue interpretada por la empresa IGC, usando el método de Theis (1935) y se obtuvo una transmisividad de $46.57 \text{ m}^2/\text{d}$. En este trabajo la prueba fue reinterpretada con el modelo de Hanstush-Jacob (1955) para acuíferos semiconfinados, obteniendo un valor de transmisividad de $5.85 \text{ m}^2/\text{d}$.

4.9.22 Resumen de resultados del acuífero del Valle de Celaya

En la Figura 4.49, Figura 4.50 y la Tabla 4.13 se resumen los resultados para las pruebas de bombeo interpretadas, llevadas a cabo en el acuífero del Valle de Celaya por IGC (1999). La Figura 4.50, la Figura 4.51 y la Tabla 4.14 muestran los resultados de las pruebas de recuperación del acuífero. De acuerdo con los modelos analíticos de ajuste, se puede estimar que el acuífero presenta un comportamiento predominante de semiconfinado, aunque se comporta como confinado o libre en algunos sitios y en algunas zonas se presentan fracturas de conductividad infinita o fracturas rellenas que indican doble porosidad. El acuífero del Valle de Celaya presenta una variedad de transmisividades que van desde 2 m²/d hasta 4 900 m²/d, teniendo un promedio de 457 m²/d.

La mayor diferencia entre las transmisividades reportadas y calculadas resulta ser de 1658 m²/d, en la prueba de recuperación del pozo IGC-1879. Esto se debe a que el principal modelo de ajuste usado en el reporte de IGC (1999) fue el de Cooper-Jacob (1946) y se aplicó indistintamente en prácticamente todas las pruebas, aunque no existiera flujo radial de acción infinita. Como se ha discutido en esta tesis, la aproximación de Cooper-Jacob (1946) se basa en períodos radiales de flujo, que se pueden identificar con facilidad, detectando pendientes cercanas a cero en la derivada. De otra manera, se interpretan transmisividades que no corresponden a geometrías radiales, incurriendo en errores.

El análisis de las pruebas hidráulicas realizadas en el acuífero del Valle de Celaya, ha mostrado comportamiento libre a semiconfinado del acuífero y la presencia de fracturas de conductividad infinita y fracturas rellenas. Esto indica que el acuífero de Celaya tiene dos medios acuíferos: uno granular (tobas y depósitos aluviales) y otro fracturado (ignimbritas y basaltos).

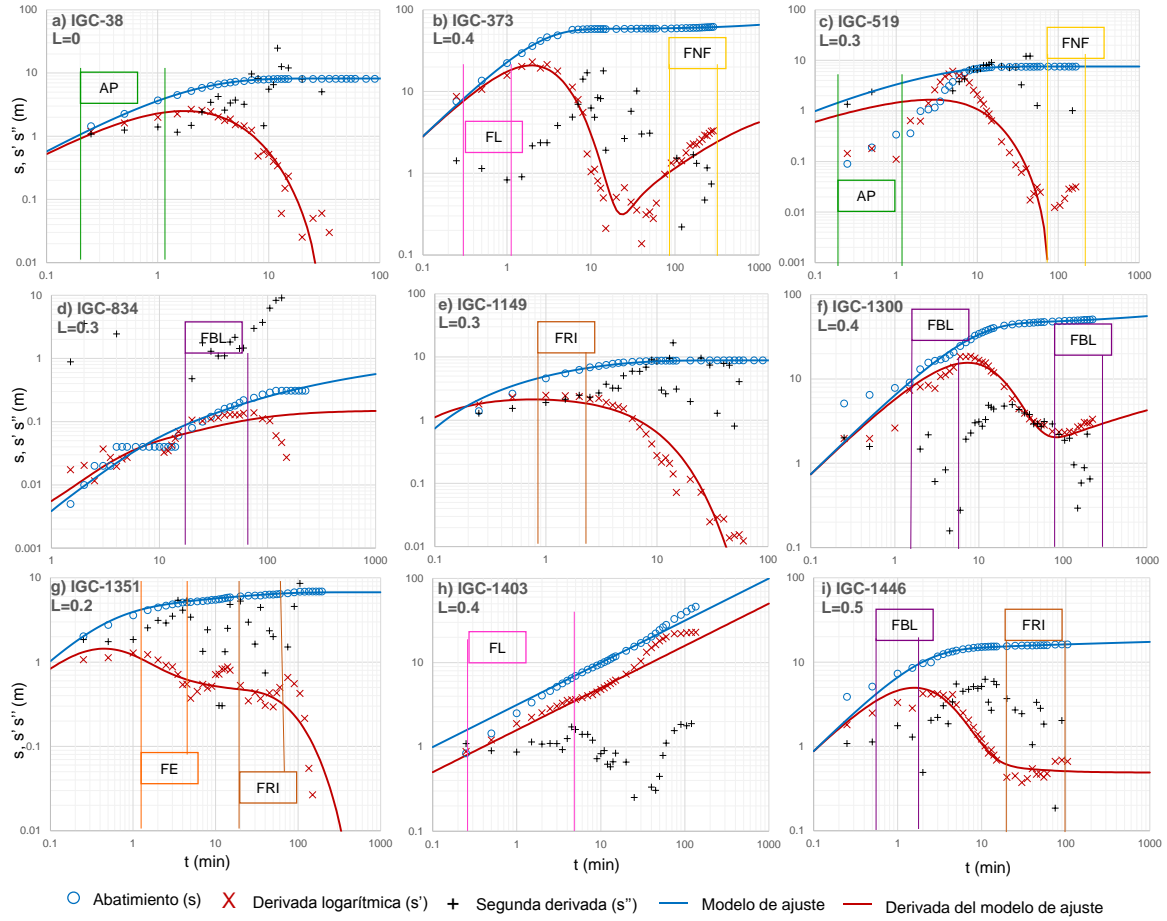


Figura 4.49 Ajuste de modelos analíticos para pruebas de bombeo, Valle de Celaya. AP- almacenamiento de pozo; FL- flujo lineal; FBL- flujo bilineal; FRI- flujo radial infinito; FNR- frontera de no flujo.

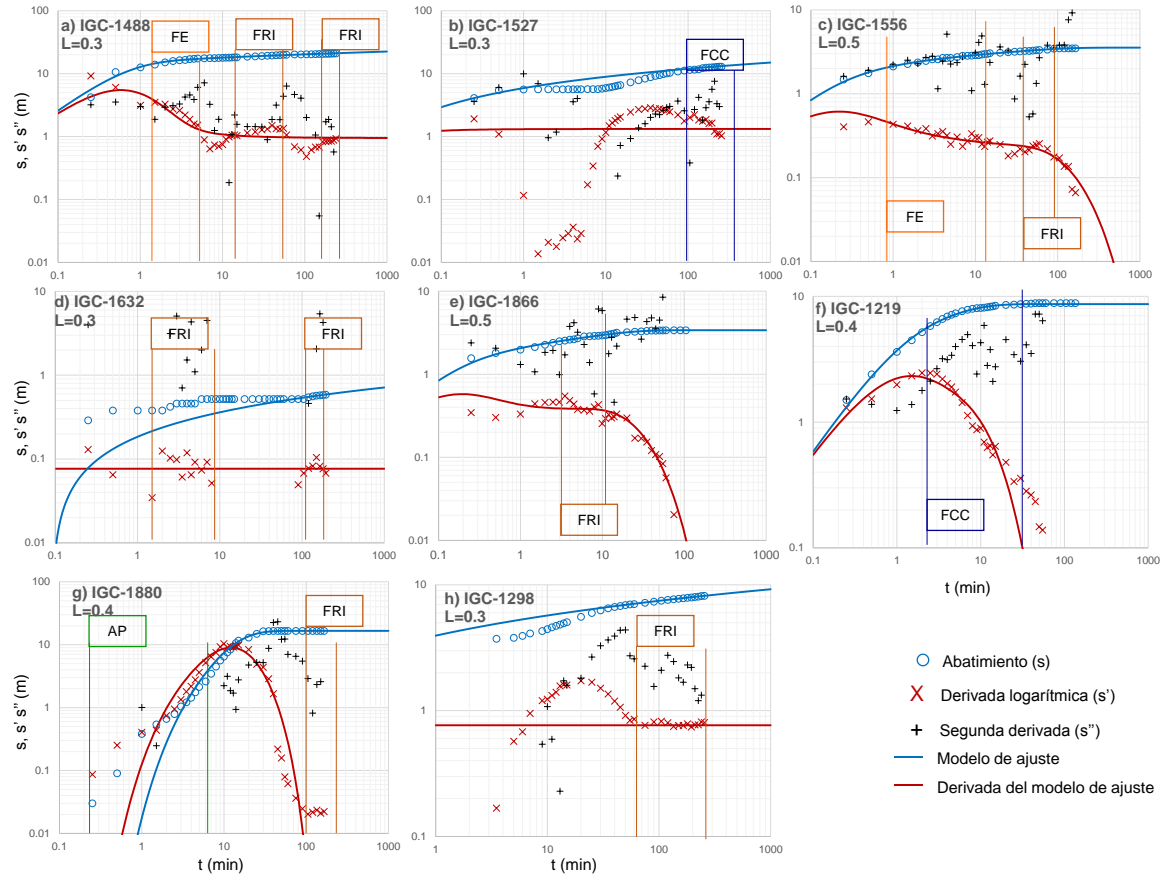


Figura 4.50 Ajuste de modelos analíticos para pruebas de bombeo, Valle de Celaya. AP- almacenamiento de pozo; FL- flujo lineal; FBL- flujo bilineal; FRI- flujo radial infinito; FNR- frontera de no flujo.

Tabla 4.13 Resultados de las pruebas de bombeo del acuífero del Valle de Celaya

Nombre de pozo	T (m ² /d), reportada en IGC(1999)	K (m/d), reportada en IGC(1999)	S, reportado en IGC(1999)	Modelo de ajuste	T(m ² /d), calculada	K (m/d), calculada	S, calculado	Ss (1/m), calculado	Sw, calculado	Rf (m), calculada	Diferencia T (m ² /d)
IGC-38	30.758	0.806	6.38E-01	Moench (1985)	67.83	1.778			0.042		37.072
IGC-373	3.629			Moench (1997)	17.95	0.171	2.56E-05	2.43E-07	-0.072		14.321
IGC-519	4.925	0.094		Moench (1985)	31.96	0.613					27.035
IGC-834	2151.360	22.810	1.41E-03	Moench (1984)	1902.00	20.200		2.94E-06			249.360
IGC-1149	9.850			Hantush-Jacob (1955; 1964)	16.50	0.274	1.60E-01				6.650
IGC-1219	10.714			Moench (1985)	60.33	1.077					49.616
IGC-1298	205.632	1.780	9.54E-01	Cooper-Jacob (1946)	269.90	2.339					64.268
IGC-1300	9.677			Moench (1984)	17.53	0.085			-3.847		7.853
IGC-1351	100.224	2.635	4.13E-01	Moench (1985)	112.70	2.966	3.88E-02		-0.010		12.476
IGC-1403	3.681			Gringarten-Ramey (1974)	3.39	0.013				8.128	0.294
IGC-1446	14.256			Moench (1985)	52.05	0.956	1.15E-02				37.794
IGC-1488	199.584	2.100	2.73E-06	Dougherty-Babu (1984)	107.8	2.287	1.40E-05		1.425		17.416
IGC-1527	76.205	7.577		Neuman (1974)	124.60	1.240					48.395
IGC-1556	390.528	10.368	4.55E-02	Moench (1984)	286.80	7.799	5.70E-04				103.728
IGC-1632	1425.600	9.072	1.86E-02	Cooper-Jacob (1946)	834.50	5.332					591.100
IGC-1866	350.784	8.588	4.11E-02	Moench (1985)	133.200	3.257					159.696
IGC-1880	46.570			Hantush (1960)	1.89	0.012					44.680

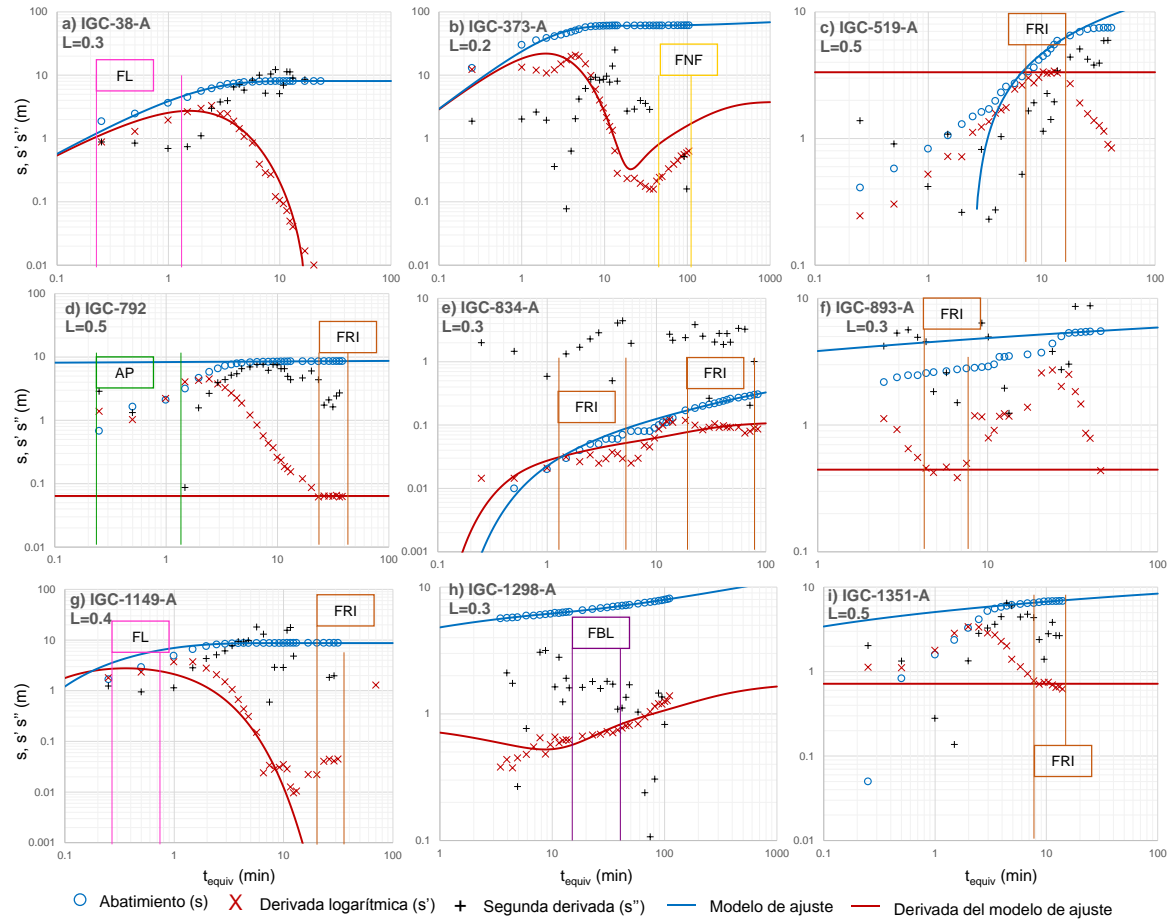


Figura 4.51 Ajuste de modelos analíticos para pruebas de recuperación, Valle de Celaya. FL- flujo lineal FBL- flujo bilineal; FRI- flujo radial infinito; FE- flujo esférico; FNF- frontera de no flujo.

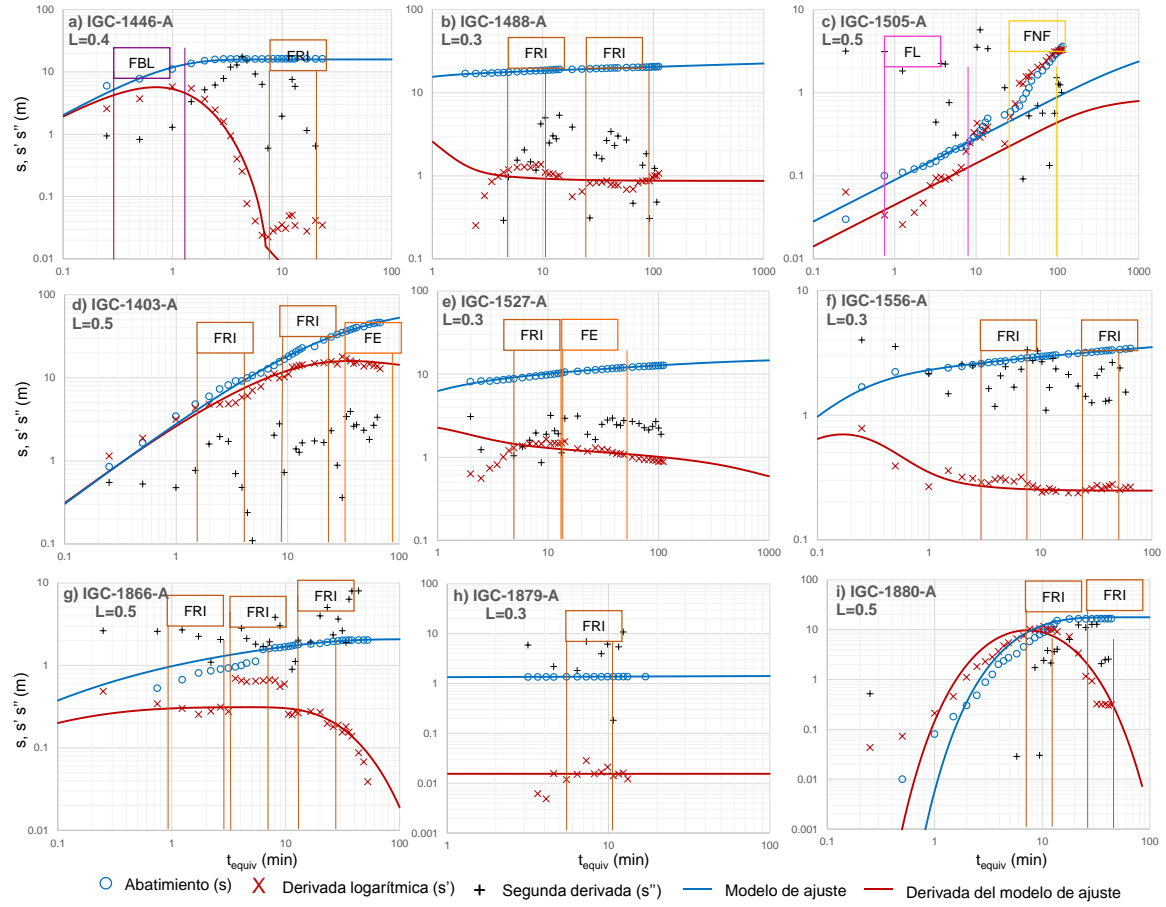


Figura 4.52 Ajuste de modelos analíticos para pruebas de recuperación, Valle de Celaya. FL- flujo lineal FBL- flujo bilineal; FRI- flujo radial infinito; FE- flujo esférico; FNF- frontera de no flujo.

Nombre de pozo	T (m ² /d), reportada en IGC(1999)	K (m/d), reportada en IGC(1999)	S, reportado en IGC(1999)	Modelo de ajuste	T (m ² /d), calculada	K (m/d), calculada	S, calculado	Ss(1/m), calculado	Sw, calculado	Lf(m), calculada	Diferencia T (m ² /d)
IGC-38 - A	47.952	1.253		Moench (1985)	59.170	1.551			0.269		11.218
IGC-373 -A	3.6288			Moench (1997)	29.310	0.279			0.060		25.681
IGC-519-A	40.8672	0.785		Cooper-Jacob (1946)	37.100	0.712					3.767
IGC-792-A	711.072	7.845		Cooper-Jacob (1946)	1777.000	19.620					1065.928
IGC-834-A	1719.36	18.230		Moench (1997)	2556.500	27.150					837.140
IGC-893-A	458.784	5.080	5.440E-02	Cooper-Jacob (1946)	556.500	6.155	2.945E-03				97.716
IGC-1149-A	9.8496			Hantush-Jacob (1955; 1964)	9.734	0.162	1.000E-01				0.116
IGC-1298-A	275.616	2.385		Moench (1984)	232.200	2.012		8.662E-04	0.158		43.416
IGC-1351-A	100.224	2.652		Cooper-Jacob (1946)	124.400	3.275					24.176
IGC-1403-A	3.68064			Moench (1984)	7.587	1.171					3.906
IGC-1446-A	14.256			Moench (1985)	23.170	0.426					8.914
IGC-1488-A	218.592	2.307		Dougherty-Babu (1984)	237.600	2.504			-0.628		19.008
IGC-1505-A	109.728	1.132		Gringarten-Witherspoon (1972)	754.000	7.781				2.28	644.272
IGC-1527-A	154.656	1.538		Moench (1997)	131.300	1.306					23.356
IGC-1556-A	462.24	12.528		Moench (1984)	247.400	6.726					214.840
IGC-1866-A	292.896	7.171		Moench (1984)	169.60	4.148					181.184
IGC-1879-A	3240	87.264		Cooper-Jacob (1946)	4898.700	132.800					1658.700
IGC-1880-A	46.5696			Hantush (1960)	5.849	0.038					40.721

4.10 Implicaciones en el balance subterráneo del acuífero del Valle de Celaya

El cálculo de las entradas y salidas para el acuífero Valle de Celaya se realizó estimando una transmisividad promedio de los datos del reporte de IGC (1999). Con esta transmisividad promedio, se calcularon las entradas y salidas horizontales del acuífero (Tabla 4.15 y Tabla 4.16), usando la Ley de Darcy, como habitualmente se realiza en el campo profesional. La piezometría original que permitió definir las celdas de entrada y salida se tomó del reporte de IGC (1999).

Área entrada	Ancho de tubo de flujo B (m)	Longitud entre isopiezas L(m)	Dif. Carga hidráulica h1-h2 (m)	T(m ² /d)	Gradiente hidráulico i	Q(m ³ /s)	Q(Mm ³ /año)
E1	1048.04	240.54	10	454.47	0.0416	0.23	7.23
E2	1319.09	291.77	10	454.47	0.0343	0.24	7.50
E3	857.58	790.32	10	454.47	0.0127	0.06	1.80
E4	1976.20	1189.27	10	454.47	0.0084	0.09	2.76
E5	2830.48	753.34	10	454.47	0.0133	0.20	6.23
E6	3081.27	722.71	10	454.47	0.0138	0.22	7.07
E7	2307.22	682.77	10	454.47	0.0146	0.18	5.61
E8	2280.19	750.00	10	454.47	0.0133	0.16	5.04
E9	2356.96	754.19	10	454.47	0.0133	0.16	5.18
E10	1419.87	619.62	10	454.47	0.0161	0.12	3.80
E11	1705.98	621.56	10	454.47	0.0161	0.14	4.55
E12	2065.31	304.66	10	454.47	0.0328	0.36	11.25
E13	1016.91	525.10	10	454.47	0.0190	0.10	3.21
E14	1555.85	1492.80	10	454.47	0.0067	0.05	1.73
E15	2323.18	1336.61	10	454.47	0.0075	0.09	2.88
E16	2321.83	1198.10	10	454.47	0.0083	0.10	3.21
E17	3550.71	1118.32	4	454.47	0.0036	0.07	2.11
E18	2450.33	1790.11	6	454.47	0.0034	0.04	1.36
E19	934.75	713.24	6	454.47	0.0084	0.04	1.30
E20	2227.00	565.23	6	454.47	0.0106	0.12	3.92
E21	2461.82	720.78	6	454.47	0.0083	0.11	3.40
E22	1499.44	952.49	6	454.47	0.0063	0.05	1.57
E23	1162.09	754.10	10	454.47	0.0133	0.08	2.56
E24	2680.12	783.07	10	454.47	0.0128	0.18	5.68

Tabla 4.15 Calculo de las entradas horizontales al acuífero del Valle de Celaya							
Área entrada	Ancho de tubo de flujo B (m)	Longitud entre isopiezas L(m)	Dif. Carga hidráulica h1-h2 (m)	T(m ² /d)	Gradiente hidráulico i	Q(m ³ /s)	Q(Mm ³ /año)
E25	2995.11	828.27	10	454.47	0.0121	0.19	6.00
E26	1620.52	746.98	10	454.47	0.0134	0.11	3.60
E27	2272.20	566.58	10	454.47	0.0176	0.21	6.65
E28	1332.15	142.94	10	454.47	0.0700	0.49	15.46
E29	902.82	220.48	10	454.47	0.0454	0.22	6.79
E30	1184.45	497.83	10	454.47	0.0201	0.13	3.95
E31	1015.81	473.17	10	454.47	0.0211	0.11	3.56
E32	910.31	407.74	10	454.47	0.0245	0.12	3.70
E33	775.08	283.31	10	454.47	0.0353	0.14	4.54
E34	2115.29	1118.32	10	454.47	0.0089	0.10	3.14
E35	580.15	175.26	10	454.47	0.0571	0.17	5.49
E36	520.79	145.19	10	454.47	0.0689	0.19	5.95
E37	421.90	196.45	10	454.47	0.0509	0.11	3.56
E38	597.13	140.67	10	454.47	0.0711	0.22	7.04
E39	530.87	169.04	10	454.47	0.0592	0.17	5.21
E40	532.52	270.04	10	454.47	0.0370	0.10	3.27
Total							188.87

Tabla 4.16 Calculo de las salidas horizontales del acuífero Valle de Celaya							
Área entrada	B (m)	L(m)	h1-h2 (m)	T(m ² /d)	i	Q(m ³ /s)	Q(Mm ³ /año)
S1	1783.29	347.94	4	454.47	0.0115	0.11	3.40
S2	2266.47	398.24	4	454.47	0.0100	0.12	3.78
S3	3305.53	371.31	4	454.47	0.0108	0.19	5.91
S4	679.43	436.29	4	454.47	0.0092	0.03	1.03
Total							14.12

Conociendo las entradas, salidas, calculadas con el promedio de las transmisividades reportadas por IGC (1999), se estimó la variación en el volumen de almacenamiento del acuífero, a partir la ecuación 3.1:

$$\Delta V = (E_h + R_v + R_a) - (S_h + D_m + B) \quad (3.1)$$

$$\Delta V = (188.87 + 27.61 + 107.43) - (14.12 + 1.75 + 593)$$

$$\Delta V = 323.91 - 608.91$$

$$\Delta V = -285 \text{ Mm}^3/\text{año}$$

Donde:

E_h - entradas subterráneas horizontales por los límites del acuífero ($\text{Mm}^3/\text{año}$)

R_v - recarga vertical e infiltración de ríos y lagos ($\text{Mm}^3/\text{año}$)

R_a - recarga artificial y/o retorno por riego ($\text{Mm}^3/\text{año}$)

S_h - salidas subterráneas horizontales por los límites del acuífero ($\text{Mm}^3/\text{año}$)

D_m - descarga de agua subterránea por manantiales ($\text{Mm}^3/\text{año}$)

B - extracción por bombeo ($\text{Mm}^3/\text{año}$)

ΔV - cambio en el almacenamiento del acuífero ($\text{Mm}^3/\text{año}$)

Con este planteamiento se estimó que el acuífero tiene un déficit subterráneo del orden de 285 $\text{Mm}^3/\text{año}$ (IGC, 1999).

Por otro lado, con los resultados de transmisividades obtenidas mediante el análisis derivativo en este trabajo, se calculó una transmisividad promedio con la que se recalcularon las entradas y salidas horizontales del acuífero (Tabla 4.17 y Tabla 4.18) para estimar las implicaciones que esto generaría en el cálculo del almacenamiento subterráneo del acuífero del Valle de Celaya.

Tabla 4.17 Calculo de las entradas horizontales al acuífero Valle de Celaya usando T reinterpretadas							
Área entrada	B (m)	L(m)	h1-h2 (m)	T(m ² /d)	i	Q(m ³ /s)	Q(Mm ³ /año)
E1	1048.04	240.54	10	607.96	0.0416	0.31	9.67
E2	1319.09	291.77	10	607.96	0.0343	0.32	10.03
E3	857.58	790.32	10	607.96	0.0127	0.08	2.41
E4	1976.20	1189.27	10	607.96	0.0084	0.12	3.69
E5	2830.48	753.34	10	607.96	0.0133	0.26	8.34
E6	3081.27	722.71	10	607.96	0.0138	0.30	9.46
E7	2307.22	682.77	10	607.96	0.0146	0.24	7.50
E8	2280.19	750.00	10	607.96	0.0133	0.21	6.75
E9	2356.96	754.19	10	607.96	0.0133	0.22	6.93
E10	1419.87	619.62	10	607.96	0.0161	0.16	5.08
E11	1705.98	621.56	10	607.96	0.0161	0.19	6.09
E12	2065.31	304.66	10	607.96	0.0328	0.48	15.04
E13	1016.91	525.10	10	607.96	0.0190	0.14	4.30
E14	1555.85	1492.80	10	607.96	0.0067	0.07	2.31
E15	2323.18	1336.61	10	607.96	0.0075	0.12	3.86
E16	2321.83	1198.10	10	607.96	0.0083	0.14	4.30

Tabla 4.17 Calculo de las entradas horizontales al acuífero Valle de Celaya usando T reinterpretadas							
Área entrada	B (m)	L(m)	h1-h2 (m)	T(m ² /d)	i	Q(m ³ /s)	Q(Mm ³ /año)
E17	3550.71	1118.32	4	607.96	0.0036	0.09	2.82
E18	2450.33	1790.11	6	607.96	0.0034	0.06	1.82
E19	934.75	713.24	6	607.96	0.0084	0.06	1.74
E20	2227.00	565.23	6	607.96	0.0106	0.17	5.25
E21	2461.82	720.78	6	607.96	0.0083	0.14	4.55
E22	1499.44	952.49	6	607.96	0.0063	0.07	2.10
E23	1162.09	754.10	10	607.96	0.0133	0.11	3.42
E24	2680.12	783.07	10	607.96	0.0128	0.24	7.59
E25	2995.11	828.27	10	607.96	0.0121	0.25	8.02
E26	1620.52	746.98	10	607.96	0.0134	0.15	4.81
E27	2272.20	566.58	10	607.96	0.0176	0.28	8.90
E28	1332.15	142.94	10	607.96	0.0700	0.66	20.68
E29	902.82	220.48	10	607.96	0.0454	0.29	9.09
E30	1184.45	497.83	10	607.96	0.0201	0.17	5.28
E31	1015.81	473.17	10	607.96	0.0211	0.15	4.76
E32	910.31	407.74	10	607.96	0.0245	0.16	4.95
E33	775.08	283.31	10	607.96	0.0353	0.19	6.07
E34	2115.29	1118.32	10	607.96	0.0089	0.13	4.20
E35	580.15	175.26	10	607.96	0.0571	0.23	7.35
E36	520.79	145.19	10	607.96	0.0689	0.25	7.96
E37	421.90	196.45	10	607.96	0.0509	0.15	4.77
E38	597.13	140.67	10	607.96	0.0711	0.30	9.42
E39	530.87	169.04	10	607.96	0.0592	0.22	6.97
E40	532.52	270.04	10	607.96	0.0370	0.14	4.38
Total							252.65

Tabla 4.18 Calculo de las salidas del acuífero Valle de Celaya usando T reinterpretadas							
Área entrada	B (m)	L(m)	h1-h2 (m)	T(m ² /d)	i	Q(m ³ /s)	Q(Mm ³ /año)
S1	1783.29	347.94	4	607.96	0.0115	0.14	4.55
S2	2266.47	398.24	4	607.96	0.0100	0.16	5.05
S3	3305.53	371.31	4	607.96	0.0108	0.25	7.90
S4	679.43	436.29	4	607.96	0.0092	0.04	1.38
Total							18.89

Como se puede apreciar, las entradas y salidas horizontales son muy sensibles a los cambios de transmisividad. Considerando estos resultados, interpretamos que IGC (1999) subestimó

tanto las entradas como las salidas horizontales, de ~ 189 a ~ 250 $Mm^3/año$, y de ~ 14 a 19 $Mm^3/año$, respectivamente. Además, con los resultados de transmisividades obtenidos a partir de la reinterpretación de las pruebas hidráulicas del Valle de Celaya, se estima que volumen de almacenamiento en el acuífero, es del orden de:

$$\Delta V = -225.96 Mm^3/año$$

Comparando los resultados del balance hídrico, ambos indican un déficit en el volumen del acuífero. No obstante, con datos de [IGC \(1999\)](#), las concesiones para nuevas extracciones deberían disminuir de 593 $Mm^3/año$ a 308 $Mm^3/año$; y con los datos obtenidos de la reinterpretación de las pruebas hidráulicas, la explotación por bombeo se debe reducir de 593 $Mm^3/año$ a 367.04 $Mm^3/año$, esto implica una diferencia notable de ~ 60 $Mm^3/año$, con respecto a las cifras oficiales.

5 Conclusiones y trabajo futuro

El uso del enfoque derivativo para interpretación de pruebas hidráulicas en acuíferos ha generado resultados adecuados al ser comparados con los datos reportados, en la mayoría de los casos. Esta herramienta facilita la identificación de los fenómenos ocurridos durante una prueba de pozo debido a que la derivada exagera los efectos que interfieren con el comportamiento del abatimiento a través del tiempo.

Las variaciones más importantes entre los valores de los parámetros reportados en la literatura y los obtenidos mediante el enfoque derivativo se presentaron en las pruebas hidráulicas de los acuíferos de Hawái. Esto se debe a que los cambios sutiles en el comportamiento del abatimiento generan resultados con grandes diferencias. Es decir, algunos modelos analíticos dependen de la pendiente y la ordenada al origen de la línea que describe su comportamiento (p.e. Cooper-Jacob, 1946), por lo que una variación ligera en la pendiente de la línea escogida genera grandes cambios en los parámetros estimados.

Las diferencias menores entre los parámetros calculados y los reportados se presentaron en las pruebas realizadas en Forsmark por la empresa SKB y en Queensland por grupo BG. Estas empresas usaron el enfoque derivativo para la interpretación de pruebas hidráulicas. El resto de las pruebas hidráulicas recopiladas fueron realizadas por dependencias gubernamentales que realizan la caracterización de las pruebas con métodos clásicos.

Los gráficos diagnóstico facilitan la elección del modelo analítico de ajuste sin tener la necesidad de generar los gráficos especializados. Estos últimos resultan de gran utilidad para verificar los comportamientos de la derivada. Es importante resaltar que la interpretación de pruebas hidráulicas usando enfoque derivativo no sustituye la interpretación clásica, sino que resulta una herramienta complementaria con la cual se pueden percibir fenómenos no identificados con la curva de abatimientos por sí misma. Además, esta herramienta genera un enfoque más objetivo y preciso que la interpretación clásica, la cual requiere ser analizada con un punto de vista empírico y subjetivo.

En las pruebas de recuperación, se ha visto que el tiempo de Agarwal permite tratar los datos de la prueba como si se observara una prueba de bombeo en etapa de abatimiento. Esto tiene la ventaja de poder hacer el uso de la derivada y de las curvas diagnóstico de manera usual obteniendo resultados coherentes y satisfactorios. Además, permite obtener el coeficiente de almacenamiento si se cuenta con mediciones en pozos de observación.

Los algoritmos de derivación tienen el problema de la generación de ruido en la señal. Por esta razón se deben revisar los criterios para llevar a cabo pruebas de pozos a fin de replantearlos para obtener datos más precisos y útiles que faciliten el uso de la técnica de derivación. Otra alternativa para solucionar los problemas de ruido sería implementar técnicas avanzadas de suavizado que reconstruyan la señal de la derivada sin perder comportamientos importantes del abatimiento.

El uso de la segunda derivada puede ser un apoyo para determinar las dimensiones de flujo, en especial en pruebas de larga duración y con numerosas observaciones después del

procesamiento y filtrado de los datos de tiempo contra abatimiento. En pruebas de poca duración, la segunda derivada no muestra ser un criterio concluyente que permita determinar con precisión la dimensión de flujo. Se deben desarrollar algoritmos para el suavizado de la segunda derivada que no interfieran con el suavizado de la primera derivada.

La reinterpretación de las pruebas hidráulicas del acuífero Valle de Celaya arrojó mayores transmisividades en promedio. Esto se traduce en una mayor capacidad del acuífero para transmitir agua con lo que se permitiría aumentar el número de licitaciones para las extracciones por bombeo en la región en comparación con los resultados medios del reporte de [IGC \(1999\)](#). De todos modos y en ambos casos, el acuífero de Celaya se tiene que gestionar de una mejor manera para tratar de equilibrarlo a largo plazo.

Referencias

- Acuna, J. A., & Yortsos, Y. C. (1995). Application of Fractal Geometry to the Study of Networks of Fractures and Their Pressure Transient. *Water Resources Research*, 31(3), 527–540. <http://doi.org/10.1029/94WR02260>
- Agarwal, R. G. (1980). A new method to account for producing time effects whe drawdown type curves are used to analyze pressure buildup and other test data. *SPE Journal*, (Paper 9289).
- Angelone, S., Garibay, M. T., & Casaux, M. C. (2006). Permeabilidad de suelos. Universidad Nacional de Rosario: Facultad de ciencias exactas, ingeniería y agrimensura.
- Area Metropolitana del Valle de Aburrá. (2011). Lineamientos Para Exploración Y Perforación, Realización De Pruebas De Bombeo Y Mantenimiento Y Limpieza De Captaciones De Aguas Subterráneas. Medellín, Colombia: Red río Aburrá-Medellín. Retrieved from http://www.metropol.gov.co/recursohidrico/Documents/LINEAMIENTOS_AGUAS_SUBTERRANEAS.pdf
- Ashwort, J. B., & Hopkins, J. (1995). *Aquifers of Texas*. Austin, Texas: Texas Water Development Board.
- Awaleh, M. O., Baudron, P., Soubaneh, Y. D., Boschetti, T., Hoch, F. B., Egueh, N. M., ... Gassani, J. (2017). Recharge, groundwater flow pattern and contamination processes in an arid volcanic area: Insights from isotopic and geochemical tracers (Bara aquifer system, Republic of Djibouti). *Journal of Geochemical Exploration*, 175, 82–98. <http://doi.org/10.1016/j.gexplo.2017.01.005>
- Baalousha, H. M. (2016). Groundwater vulnerability mapping of Qatar aquifers. *Journal of African Earth Sciences*, 124, 75–93. <http://doi.org/10.1016/j.jafrearsci.2016.09.017>
- Barker, J. A. (1988). A generalized radial flow model for hydraulic tests in fractured rock.

Water Resources Research, 24(10), 1796–1804.
<http://doi.org/10.1029/WR024i010p01796>

Beauheim, R., Roberts, R. M., & Avis, J. D. (2004). Well testing in fractured media : Flow dimensions and diagnostic plots, (February). <http://doi.org/10.1080/00221680409500049>

Berg, S. J., & Illman, W. A. (2015). Comparison of Hydraulic Tomography with Traditional Methods at a Highly Heterogeneous Site. *Groundwater*, 53(1), 71–89.
<http://doi.org/10.1111/gwat.12159>

Bergstrom, R. E. (1956). *Groundwater geology in western Illinois, North part*.

Bourdet, D. (2002). *Well test analysis: The use of advanced interpretation models*. Elsevier (Vol. 3). [http://doi.org/10.1016/S1567-8032\(03\)80031-9](http://doi.org/10.1016/S1567-8032(03)80031-9)

Bourdet, D., Ayoub, J. A., Kniazeff, V., Pirard, Y. M., & Whittle, T. M. (1983). Interpreting well tests in fractured reservoirs. *World Oil*, 197(5). Retrieved from <http://www.osti.gov/scitech/servlets/purl/5259155>

Bourdet, D., Ayoub, J. A., & Pirard, Y. M. (1989). Use of Pressure Derivative in Well Test Interpretation. *SPE Formation Evaluation*, 4(2), 293–302. <http://doi.org/10.2118/12777-PA>

Bourdet, D., Whittle, T. ., Douglas, A., & Pirard, Y. (1983). A new set of type cuves simplifies well test analysis. *World Oil*. <http://doi.org/10.2118/16812-PA>

Bowman, D. O., Roberts, R. M., & Holt, R. M. (2013). Generalized radial flow in synthetic flow systems. *Groundwater*, 51(5), 768–774. <http://doi.org/10.1111/j.1745-6584.2012.01014.x>

Cardiff, M., Barrash, W., & Kitanidis, P. K. (2013). Hydraulic conductivity imaging from 3-D transient hydraulic tomography at several pumping/observation densities. *Water Resources Research*, 49(11), 7311–7326. <http://doi.org/10.1002/wrcr.20519>

- Chang, J., & Yortsos, Y. C. (1990). Pressure Transient Analysis of Fractal Reservoirs. *SPE Formation Evaluation*, 5(1), 31–38. <http://doi.org/10.2118/18170-PA>
- Chow, V. Te. (1952). On the determination of transmissibility and storage coefficients from pumping test data. *American Geophysical Union*, 33(3), 397–404. <http://doi.org/10.1029/TR033i003p00397>
- Christian, B., & Wuerch, P. G. D. (2012). *Compilation of Results of Aquifer Tests in Texas*. Texas.
- CONAGUA. (2002). *Actualización de la disponibilidad media anual de agua en el acuífero Valle de Celaya, Estado de Guanajuato*. D.F., México.
- CONAGUA. (2007). *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Pruebas de bombeo*. México, D.F.
- CONAGUA. (2009). *Determinación de la disponibilidad de agua en el acuífero 0501 Allende-Piedras negras, estado de Coahuila*. México.
- CONAGUA. (2015). *Numeragua México 2015*.
- CONAGUA. (2016). Estadística del agua en México, edición 2016. SEMARNAT.
- Cooper, H. H., Bredehoeft, J. D., & Papadopoulos, I. S. (1967). Response of a finite-diameter well to an instantaneous charge of water. *Water Resources Research*, 3(1), 263–269. <http://doi.org/10.1029/WR003i001p00263>
- Cooper, H. H., & Jacob, C. E. (1946). A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well field history. *Am. Geophys. Union Trans.*, 27, 526–534.
- Custodio, E. (2016). Journal of South American Earth Sciences Hydrogeology of the Western Amazon Aquifer System (WAAS) tima Ferreira do Ros a. *South American Earth Sciences*, 72, 375–386.
- Davis, A. D., & Stetler, L. D. (2007). Pumping Well Test Analysis : Hell Creek Aquifer , North

Cave Hills , Harding County , South Dakota, 1–13.

Delleur, J. W. (2006). *The Handbook of Groundwater Engineering* (Second). USA: CRC Press.

Retrieved from <https://books.google.com.mx/books?id=4WDLBQAAQBAJ>

Dietrich, J. G. and P. (1995). Identification of the permeability distribution in soil by hydraulic tomography. *Inverse Problems*, 11(2), 353. Retrieved from <http://stacks.iop.org/0266-5611/11/i=2/a=005>

Doe, T. W., & Geier, J. E. (1990). *Interpretation of fracture system geometry using well test data*. Washington. Retrieved from http://www.iaea.org/inis/collection/NCLCollectionStore/_Public/23/001/23001173.pdf

Duffield, G. M. (2007). AQTESOLV for Windows Version 4.5 User's Guide. *Software Manual*, 1–530. Retrieved from <papers2://publication/uuid/4AFADD38-D86C-4D09-84C5-EFCD9F1AC5BE>

Dupuit, J. (1863). *Études théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux découverts et à travers les terrains perméables: avec des considérations relatives au régime des grandes eaux, au débouché à leur donner, et à la marche des alluvions dans les rivières*. Dunod, Paris: Dunod. Retrieved from <https://books.google.com.mx/books?id=m-DNAAAAMAAJ>

Ehlig-Economides, C. A., Hegeman, P., & Vik, S. (1994). Guidelines simplify well test interpretation. *Oil Gas*, 92, 33–40. Retrieved from <http://www.osti.gov/scitech/servlets/purl/7281781>

Fan, W., Yang, Y. S., Lu, Y., Du, X. Q., & Zhang, G. X. (2013). Hydrogeo-chemical impacts of air sparging remediation on a semi-confined aquifer: Evidences from field monitoring and modeling. *Chemosphere*, 90(4), 1419–1426. <http://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2012.08.046>

Fetter, C. W. (2001). *Applied hydrology* (4th ed.). Upper Saddle River, USA: Prentice Hall,

Inc.

Fletcher, F. (1996). *Basic Hydrogeologic Methods: A Field and Laboratory Manual with Microcomputer Applications*. USA: CRC Press. Retrieved from <https://books.google.com.mx/books?id=KOGKtdsmmgkC>

George, P. G., Mace, R. E., & Petrossian, R. (2011). Aquifers of Texas. *Texas Water Development Board*, 380(July), 1–182.

Gnazou, M. D. T., Sabi, B. E., Lavalade, J. L., Schwartz, J., Akakpo, W., & Tozo, A. (2017). Multilayered aquifer modeling in the coastal sedimentary basin of Togo. *Journal of African Earth Sciences*, 125, 42–58.

Gringarten, A. C. (2008). From Straight Lines to Deconvolution: The Evolution of the State of the Art in Well Test Analysis. *SPE Reservoir Evaluation & Engineering*, 11(April 2007), 18. <http://doi.org/10.2118/102079-PA>

Groundwater Aquifer Connectivity. (2014). Queensland.

Heath, R. C. (1983). *Basic Ground-Water Hydrology*. U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 2220.

Hedenström, A., Sohlenius, G., Strömgen, M., Brydsten, L., & Nyam, H. (2008). *Depth and stratigraphy of regolith at Forsmark*. Forsmark.

Hernández-Espriú, A. (2015). Interpretación moderna de pruebas hidráulicas en acuíferos, adaptando metodologías de la ingeniería petrolera. In *Congreso Nacional de Aguas subterráneas*. Guerrero, México.

Herzog, B. L., Wilson, S. D., Larson, D. R., Smith, E. C., Larson, T. H., & Greenslate, M. L. (2008). Hydrogeology and Ground-Water Availability in Southwest McLean and Southeast Tazewell Counties, Part 2: Aquifer Modeling and Final Report. *Cooperative Ground-Water Report 19*, 148. Retrieved from <papers2://publication/uuid/716B8C33-DF69-46AF-B284-6FF47796A126>

- Himi, M., Benabdelouahab, S., Salhi, A., Rivero, L., Elgetta, M., El, A., ... Casas, A. (2017). Geophysical characterization of saltwater intrusion in a coastal aquifer : The case of Martil-Alila plain (North Morocco). *Journal of African Earth Sciences African Earth Sciences*, 126, 136–147.
- Horberg, L., Suter, M., & Larson, T. E. (1950). Groundwater in the Peoria Region, 39.
- Horne, R. N. (1994). Advances in Computer-Aided Well Test Interpretation. *SPE Journal*, 46(7). <http://doi.org/10.2118/24731-PA>
- Horner, D. R. (1951). Pressure Build-Up in Wells. *Third World Petroleum Congress The Hague*, 503–521.
- Hosseinpour-Zonoozi, N., D. Ilk, & Blasingame, T. A. (2006). SPE 103204 The Pressure Derivative Revisited — Improved Formulations and Applications. *SPE Journal*.
- Hyder, Z., Butler, J. J., McElwee, C. D., & Liu, W. (1994). Slug tests in partially penetrating wells. *Water Resources Research*, 30(11), 2945–2957. <http://doi.org/10.1029/94WR01670>
- IGC. (1999). *Estudio hidrogeológico y modelo matemático del acuífero del Valle de Celaya*.
- Iles, D. L. (2008). South Dakota's Aquifers, (October), 8–9.
- Illinois community water supply wells. (2006). Retrieved from <http://www.isws.illinois.edu/iswsdocs/maps/ISWSMS2006-01.pdf>
- Illman, W. A., Liu, X., Takeuchi, S., Yeh, T.-C. J., Ando, K., & Saegusa, H. (2009). Hydraulic tomography in fractured granite: Mizunami Underground Research site, Japan. *Water Resources Research*, 45(1), n/a-n/a. <http://doi.org/10.1029/2007WR006715>
- Johnson, K. R., Nichols, D. J., & Hartman, J. H. (2002). Hell Creek Formation : A 2001 synthesis. *Geological Society of America*, 361, 503–510. <http://doi.org/10.1130/0-8137-2361-2.503>

- Jönsson, S., & Ludvigson, J. (2006). *Forsmark site investigation Pumping tests and flow*. Forsmark.
- Kun, Z., Hui, C., Guanghe, L., & Zhaochang, L. (1998). In situ remediation of petroleum compounds in groundwater aquifer with chloride dioxide. *Water Research*, 32(5), 1471–1480. [http://doi.org/10.1016/S0043-1354\(97\)00374-6](http://doi.org/10.1016/S0043-1354(97)00374-6)
- Levanon, E., Yechieli, Y., Gvirtzman, H., & Shalev, E. (2017). Tide-induced fluctuations of salinity and groundwater level in unconfined aquifers – Field measurements and numerical model. *Journal of Hydrology*. <http://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2016.12.045>
- Lindquist, A., & Ludvigson, J. (2006). *Forsmark site investigation Pumping tests and flow logging*. Forsmark.
- Ludvigson, J., Jönson, S., & Jönson, J. (2004). *Forsmark site investigation Pumping tests and flow logging*. Forsmark.
- Maclay, R. W. (1995). Geology and Hydrology of the Edwards Aquifer in the San Antonio Area, Texas. *U.S. Geological Survey*.
- Mclean, K., & Zarrouk, S. J. (2015). Geothermics Geothermal well test analysis using the pressure derivative: Some common issues and solutions. *Geothermics*, 55, 108–125. <http://doi.org/10.1016/j.geothermics.2015.01.010>
- Meinzer, O. E. (1923). Outline of Ground Water Hydrology. U.S. Geological Survey Water-Supply.
- Meinzer, O. E. (1949). *Physics of the Earth IX: Hydrology*. New York, NY: McGraw-Hill.
- Meyer, W., & Presley, T. K. (2001). *The response of the Iao aquifer to ground-water development, rainfall, and land-use practices between 1940 and 1998, island of Maui, Hawaii*.
- Montoro, M. A., & Francisca, F. M. (2011). Permeabilidad intrínseca de suelos arenosos con

- presencia de partículas de limo y arcilla. *Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes E Infraestructura Civil*, 11(1), 16–30.
- Onur, M., Zeybek, A. D., Serpen, U., & Gok, I. M. (2003). Application of modern well test analysis techniques to pressure transient tests in Kizildere geothermal field, Turkey. *Geothermics*, 32(2), 147–170. [http://doi.org/http://doi.org/10.1016/S0375-6505\(02\)00068-8](http://doi.org/http://doi.org/10.1016/S0375-6505(02)00068-8)
- Pedersen, K., & Kalmus, A. (2004). *Forsmark site investigation Pumping tests and flow logging*. Forsmark.
- Peyton, G. R., Gibb, J. P., LeFaire, M. H., & Ritchey, J. D. (1986). On the concept of effective porosity and its measurement in saturated fine-grained porous materials. U.S. Environmental Protection Agency.
- QGC. (2012). *Stage 1 groundwater monitoring bore pumping tests*. Queensland.
- Raghavan, R. (2004). A review of applications to constrain pumping test responses to improve on geological description and uncertainty. *Reviews of Geophysics*, 42(4), n/a-n/a. <http://doi.org/10.1029/2003RG000142>
- Rashid, A., Aziz, A., & Vincent Wong, K. F. (1992). Neural-network approach to the determination of aquifer parameters. *Ground Water*, 30(2), 164–166. Retrieved from <http://www.scopus.com/inward/record.url?eid=2-s2.0-0026836829&partnerID=tZOtx3y1>
- Renard, P., Glenz, D., & Mejias, M. (2009). Understanding diagnostic plots for well-test interpretation. *Hydrogeology Journal*, 17(3), 589–600. <http://doi.org/10.1007/s10040-008-0392-0>
- Roberts, R., Beauheim, R., & Domski, P. (1999). *Hydraulic Testing of Salado Formation Evaporites at the Waste Isolation Pilot Plant Site: Final Report*. <http://doi.org/SAND98-2537>

- Samani, N., Gohari-Moghadam, M., & Safavi, A. A. (2007). A simple neural network model for the determination of aquifer parameters. *Journal of Hydrology*, *340*(1–2), 1–11. <http://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2007.03.017>
- Sanchez-León, E., Leven, C., Haslauer, C. P., & Cirpka, O. A. (2016). Combining 3D Hydraulic Tomography with Tracer Tests for Improved Transport Characterization. *Groundwater*, *54*(4), 498–507. <http://doi.org/10.1111/gwat.12381>
- Sánchez, J. (2014). *Conceptos Fundamentales de Hidrogeología*. España.
- Sanders, L. L. (1998). *A Manual of Field Hydrogeology*. Prentice Hall. Retrieved from <https://books.google.com.mx/books?id=23vuAAAAMAAJ>
- Santos, I. R., Zhang, C., Maher, D. T., Atkins, M. L., Holland, R., Morgenstern, U., & Li, L. (2016). Assessing the recharge of a coastal aquifer using physical observations, tritium, groundwater chemistry and modelling. *Science of The Total Environment*. <http://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2016.11.181>
- SIAPA. (2014). *Sistemas de Agua Potable*.
- Spane, F. A., & Wurstner, S. K. (1993). Computer Notes DERIV : A Computer Program for Calculating Pressure Derivatives. *Ground Water*, *31*(5), 814–822. <http://doi.org/10.1111/j.1745-6584.1993.tb00855.x>
- Stallman, R. W. (1971). Aquifer-test design, observation and data analysis. *Techniques of Water Resources Investigations of the United States Geological Survey*, *26*.
- Stearns, H. T., & Macdonald, G. A. (1947). *Geology and groundwater resources of the island of Molokai, Hawaii* (Vol. 11). Molokai.
- Svensson, U., & Follin, S. (2010). *Groundwater flow modelling of the excavation and operational phases- Forsmark*. Forsmark.
- Theis, C. V. (1935). The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate

and duration of discharge of a well using ground water storage. Washington, D.C.: Department of the interior.

U.S. Department of the Interior. (1977). Ground Water Manual. U.S. Government Printing Office.

Veneruso, A. F., & Spath, J. B. (2006). A Digital Pressure Derivative Technique for Pressure Transient Well Testing and Reservoir Characterization. *Paper Presented at the 2006 SPE Annual Technical Conference and Exhibition*. San Antonio, TX: Society of Petroleum Engineers. <http://doi.org/10.2118/103040-MS>

Walker, D. D., Cello, P. A., Valocchi, A. J., & Loftis, B. (2006). Flow dimensions corresponding to stochastic models of heterogeneous transmissivity. *Geophysical Research Letters*, *33*(7), 3–6. <http://doi.org/10.1029/2006GL025695>

Walton, W. (1962). Selected analytical methods for well and aquifer evaluation. *Illinois State Water Survey Bulletin*, *49*, 81. Retrieved from <http://www.isws.uiuc.edu/pubdoc/B/ISWSB-49.pdf>

Williams, J. A., & Soroos, R. L. (1973). *Evaluation of methods of pumping test analyses for application to Hawaiian aquifers*. Honolulu.

Xanke, J., Jourde, H., Liesch, T., & Goldscheider, N. (2016). Numerical long-term assessment of managed aquifer recharge from a reservoir into a karst aquifer in Jordan. *Journal of Hydrology*, *540*, 603–614. <http://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2016.06.058>

Yeh, T.-C. J., & Liu, S. (2000). Hydraulic tomography: Development of a new aquifer test method. *Water Resources Research*, *36*(8), 2095. <http://doi.org/10.1029/2000WR900114>

Zhao, Z., & Illman, W. A. (2017). On the importance of geological data for three-dimensional steady-state hydraulic tomography analysis at a highly heterogeneous aquifer-aquitard system. *Journal of Hydrology*, *544*, 640–657. <http://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2016.12.004>

Zhu, J., & Yeh, T.-C. J. (2005). Characterization of aquifer heterogeneity using transient hydraulic tomography. *Water Resources Research*, 41(7), n/a-n/a.
<http://doi.org/10.1029/2004WR003790>