

**EVALUACIÓN HIDRÁULICA DE LA GALERÍA FILTRANTE DE LLANO EL ANIS,
MUNICIPIO SUCRE, ESTADO MERIDA**

Por
Orlando Alonso Díaz Bastidas

Trabajo Especial de Grado para optar al grado de Especialista en Gestión de Sistemas de
Abastecimiento, Recolección y Tratamiento de Aguas

CENTRO INTERAMERICANO DE DESARROLLO
E INVESTIGACIÓN AMBIENTAL Y TERRITORIAL
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
MÉRIDA, VENEZUELA
MARZO, 2015

DEDICATORIA

*A Dios por permitirme estos años de lucha
A mis padres María y Marcos por ser fieles ejemplos de lucha
A mi esposa Enid por tener la paciencia y esperanza del logro
A mis hijas Génesis, Feryenni, Ruth y Andrea por ser mi inspiración
A mis hermanos Luz y Willian por formar parte de mi vida
A todos, los amo.*

www.bdigital.ula.ve

AGRADECIMIENTOS

Agradezco infinitamente a Dios todo Poderoso por darme la fortaleza para lucha y perseverar.

Agradezco a mis padres por darme siempre su amor incondicional.

Agradezco a mi esposa por su apoyo, amor, paciencia y comprensión.

Agradezco a mis hijas por motivarme a nunca desmayar.

Agradezco a mis hermanos por permitirme el cariño solido.

Agradezco al Centro Interamericano de Desarrollo e Investigación Ambiental de los Andes por ser una institución honorable.

Agradezco al profesor Eduardo Jauregui (†) por su apoyo durante mi formación profesional, siempre enseñándome incondicionalmente.

Agradezco al profesor Hervé Jégat por permitirme vivir esta experiencia de investigación dándome su apoyo y asesoría incondicional en este y otros tantos proyectos realizados, que Dios te lo recompensé en salud.

Al profesor Jesús Mejías muchas gracias por su importante ayuda.

Al profesor Luis Mora por su asesoría permanente en toda mi formación profesional.

A mis compañeros de postgrado por todos los momentos compartidos. Mil gracias a todas las personas que contribuyeron a la realización de este proyecto, que Dios se los retribuya en vida y salud.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA.....	i
AGRADECIMIENTO.....	ii
ÍNDICE GENERAL.....	iii
LISTA DE TABLAS.....	v
LISTA DE FIGURAS.....	vi
LISTA DE APÉNDICES.....	viii
LISTA DE SÍMBOLOS.....	ix
RESUMEN.....	x
Capítulo 1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Planteamiento del problema.....	4
1.2 Objetivos	
1.2.1 General.....	6
1.2.2 Específicos.....	6
1.3 Justificación.....	6
Capítulo 2. MARCO TEÓRICO	8
2.1 Antecedentes de la investigación	8
2.2 Reseña histórica.....	9
2.3 Bases teóricas y conceptos básicos.....	9
Capítulo 3. MARCO REFERENCIAL.....	15
3.1 Galerías filtrantes.....	15
3.1.1 Conceptos.....	15
3.1.2 Métodos de evaluación.....	15
Método de BOULTON – STRELTSOVA.....	16
Método de GUNTHER SCHOSINSKY.....	21
Método de PORCHET. Pozos de gran diámetro.....	27
3.2 Caracterización de la infraestructura existente.....	30
3.2.1 Población beneficiada.....	31
3.2.2 Demandas actuales y futuras.....	32
3.2.3 Proyecto de diseño y cálculo.....	32
3.2.4 Levantamiento topográfico.....	33
3.2.5 Inspección detallada de los componentes del sistema.....	35

3.3 Descripción de la metodología para la realización de las pruebas de bombeo.....	38
3.3.1 Realización de las pruebas de bombeo.....	38
Capítulo 4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	40
4.1. Realización de pruebas de bombeo	40
4.1.1 Prueba realizada el 12/04/2010.....	40
4.2. Corridas de datos mediante el método de BOULTON – STRELTSOVA.....	47
4.2.1. Análisis de prueba 12/04/2010.....	47
4.3. Corridas de datos mediante el método de GUNTHER SCHOSINSKY.....	53
4.3.1. Análisis de prueba 12/04/2010.....	53
4.3.2. Análisis de prueba 19/04/2010.....	54
4.4. Corridas de datos mediante el método de PORCHET.....	55
4.4.1. Análisis de prueba 12/04/2010.....	55
4.4.2. Análisis de prueba 19/04/2010.....	56
4.4.3. Análisis de prueba 09/07/2010.....	57
4.4.4. Análisis de prueba 22/10/2010.....	58
4.5. Propuestas para mejorar el sistema de galería filtrante.....	59
4.5.1. Ampliación del sistema.....	59
4.5.2. Adecuación del sistema.....	60
Capítulo 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	63
5.1. Conclusiones.....	63
5.2. Recomendaciones.....	63
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	65
APÉNDICES.....	67

LISTA DE TABLAS

Tabla	Contenido	Pág.
2.1	Algunas características generales para el diseño de una galería filtrante.....	13
3.1	Valores de la función de Boulton y Streltsova para pozos de gran diámetro en acuíferos libres Valores de $W(u_A, s_A, \beta, r/r_{ew}, b_1/D, d/D, b_2/D)$ para $b_1/D = 1.0$, $b/D = 0.0$, $b_2/D = 0.4$ y $S_A = 10^{-3}$	19
3.2	Valores de la función Volumen almacenado / Volumen bombeado vs. $F(u,a)$, para diferentes valores de S . Tomada de Schosinsky (2002), pruebas de bombeo en pozos de gran diámetro.....	23
3.3	Población de Llano El Anís. Año 2010	31
3.4	Secuencia de intervalos de tiempo para la medición de niveles de agua durante una prueba de bombeo.....	39
4.1	Prueba de bombeo 12-04-2010 sin recuperación y caudal de bombeo 17,60 l/s.....	41
4.2	Balance hídrico 12-04-2010.....	44
4.3	Datos y resultados obtenidos en las pruebas de bombeo.....	46
4.4	Prueba de bombeo 12-04-2010 sin recuperación y caudal de bombeo 17,60 l/s.....	48
4.5	Parámetros hidrogeológicos (S_A , T , Kh , Kv) obtenidos por el método de Boulton – Streltsova en las pruebas de bombeo del 12/04 y 19/04 del 2010.....	52
4.6	Método de GuntherSchosinsky. Prueba de bombeo efectuada el 12-04-2010.....	53
4.7	Método de GuntherSchosinsky. Prueba de bombeo efectuada el 19-04-2010.....	54
4.8	Caudales obtenidos por el método Porchet.....	59

LISTA DE FIGURAS

Figura	Contenido	Pág.
1.1	El agua es el principal componente de los organismos vivos.....	1
1.2	Ejemplo general ilustrado de una galería de infiltración.....	2
1.3	Esquema general a seguir para el desarrollo de la investigación.....	3
1.4	Vistas del área en estudio: municipio Sucre, sector Llano El Anís y cámara de supervisión de la galería filtrante existente.....	4
1.5	Justificación de la evaluación de la galería filtrante de Llano El Anís	7
2.1	Vista general de la galería filtrante y estación de bombeo	8
2.2	Representación general del ciclo hídrico y los tipos de acuífero	11
3.1	Método de BOULTON - STRELTSOVA	17
3.2	Abatimientos simulados con el modelo, utilizando los parámetros hidrogeológicos indicados en el recuadro de la figura.	23
3.3	Familia de curvas para analizar pruebas de bombeo en pozos con almacenamiento de agua en la perforación o ademe. Los valores de a a cada una de las curvas, de izquierda a derecha son los siguientes: $a = 0,3$; $a = 0,2$; $a = 0,1$; $a = 0,05$; $a = 0,01$; $a = 10^{-3}$; $a = 10^{-4}$; $a = 10^{-5}$	25
3.4	Método de PORCHET curva de bombeo.....	28
3.5	Método de PORCHET hidrograma de variación	29
3.6	Método de PORCHET espesor saturado.....	30
3.7	Ubicación geopolítica de Llano El Anís, municipio Sucre, estado Mérida.....	31
3.8	Levantamiento topográfico, captación Llano El Anís	33
3.9	Detalle de la configuración de la galería filtrante.....	34
3.10	Cámara de observación 1 (CO1).....	35
3.11	Galería filtrante.....	36
3.12	Cámara de observación 2 (CO2).....	36
3.13	Cámaras de bombeo CB1 y CB2.....	37
4.1	Sistema actual, galería filtrante Llano El Anís.....	40
4.2	Abatimiento en las cámaras de supervisión y de bombeo	43
4.3	Balance hídrico 12-04-2010. Caudal aportado por la galería.....	45
4.4	Balance hídrico 12-04-2010. Caudal desalojado por el sistema.....	45
4.5	Balance hídrico 12-04-2010. Caudal desalojado vs caudal galerías.....	46
4.6	Método de BOULTON – STRELTSOVA.....	47
4.7	Curva experimental 10/04/2010.....	49
4.8	Curva A con $r/r_{ew} = 20$	50
4.9	Ajuste de la curva experimental a la curva A con $r/r_{ew} = 20$	51
4.10	Ajuste de la curva experimental a la curva B con $\beta^{1/2} = 0,5$	52
4.11	Gráfica GuntherSchosinsky. Relación de Volumen vs Abatimiento. Familia de curvas para analizar pruebas de bombeo en pozos con almacenamiento de agua en la perforación.....	54
4.12	Gráfica GuntherSchosinsky. Relación de Volumen vs Abatimiento. Familia de curvas para analizar pruebas de bombeo en pozos con almacenamiento de agua	

	en la perforación.....	55
4.13	Gráfica de Porchet 12/04/2010. Caudal de bombeo 17,60 l/s.....	56
4.14	Gráfica de Porchet 19/04/2010 Caudal de bombeo 17,60 l/s.....	57
4.15	Gráfica de Porchet 09/07/2010 Caudal de bombeo 12,20 l/s.....	58
4.16	Gráfica de Porchet 22/10/2010 Caudal de bombeo 18,50 l/s.....	59
4.17	Propuesta N° 1 de ampliación de la galería filtrante.....	60
4.18	Propuesta N° 2 de ampliación de la galería filtrante.....	60

www.bdigital.ula.ve

LISTA DE APÉNDICES

Apéndice	Contenido	Pág.
A	Pruebas de bombeo.....	68
A.1	Prueba realizada el 19/04/2010.....	68
A.2	Prueba realizada el 09/07/2010.....	75
A.3	Prueba realizada el 22/10/2010.....	82
B	Corrida por el método de Boulton – Streltsova.....	89
B.1	Análisis de prueba de bombeo efectuada el 19/04/2010.....	89
C	Corrida por el método de GuntherSchosinsky.....	93
C.1	Análisis de prueba de bombeo efectuada el 22/10/2010.....	93
D	Figura 2.23. Tomada de Mora (2007).....	95

www.bdigital.ula.ve

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
cm	centímetro
d	día
hab/viv	habitante por vivienda
h	hora
hp	horsepower (caballo de fuerza)
km	kilometro
km ³	kilometro cúbico
l/hab/d	litro por habitante por día
l/s	litros por segundo
m	metro
m ² /d	metro cuadrado por día
m ³ /d	metros cúbicos por día
m/s	metros por segundo
msnm	metros sobre el nivel del mar
mm	milímetro
min	minutos
%	porcentaje
“	pulgadas
PVC	Poli-Vinilo Cloruro
s	segundo

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
CENTRO INTERAMERICANO DE DESARROLLO E INVESTIGACIÓN
AMBIENTAL Y TERRITORIAL
ESPECIALIZACIÓN EN GESTIÓN DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO,
RECOLECCIÓN Y TRATAMIENTO DE AGUAS
EVALUACIÓN HIDRÁULICA DE LA GALERÍA FILTRANTE DE LLANO EL ANIS,
MUNICIPIO SUCRE, ESTADO MERIDA

Trabajo Especial de Grado

Autor: Orlando Alonso Díaz Bastidas

Tutores:

Prof. Hervé Jégat

Prof. Luis Mora

Ing. Leonardo Trejo

Fecha: Marzo 2015

RESUMEN

El crecimiento descontrolado de la población, el uso ineficiente del recurso, los altos niveles de contaminación, las alteraciones climáticas, entre otros, son razones que están motivando a los países a desarrollar investigaciones y metodologías que permitan un mejor aprovechamiento del recurso, orientado al desarrollo sostenible de las comunidades en armonía con el ambiente. Las galerías filtrantes son obras que captan el fluido en su forma natural. En esta ocasión se realiza la evaluación hidráulica de la galería filtrante de Llano El Anís, ubicada en el municipio Sucre del estado Mérida, Venezuela. Este sistema abastece actualmente a más de 2200 habitantes. En el presente estudio se realizaron cuatro pruebas de bombeo en la galería filtrante de Llano El Anís, los días 12/04, 19/04, 09/07 y 22/10 del 2010. De los tres métodos de análisis utilizados para la evaluación de la galería filtrante el que mejor se ajusta es el de Porchet, pues los valores de caudal estimados con esta metodología grafica se consideran aceptables. Se estima un caudal de estiaje de 10 l/s y de 14 l/s promedio en el resto del tiempo y el valor de transmisividad está en el orden de los 170 m²/día. El sistema es limitado, sobre todo si se toman en cuenta las consideraciones realizadas a las pruebas de bombeo, donde no se logro estabilización y al revisar las curvas log-normal del tiempo vs abatimiento se observa en la Curva de la Cámara de Observación (CO) una tendencia lineal inicialmente y posteriormente existe un aumento significativo de los descensos esperados. Se puede estimar una eficiencia del sistema del 95%. Se deberá ampliar la galería, instalando para ello otra tubería que descargue en la cámara de supervisión 2 CS2, transformando al sistema de galerías filtrantes a pozos radiales, los cuales se ajustan más a acuíferos de poco espesor. La otra alternativa puede consistir en construir otra galería en las inmediaciones de la existente, que descargue por gravedad a la CS2 y que su área de influencia no afecte el cono de captación de la galería existente. Una vez realizada la ampliación se deberá realizar una prueba de bombeo a fin de determinar si la galería requiere de mantenimiento preventivo o correctivo.

PALABRAS CLAVES: galería filtrante, pruebas de bombeo, transmisividad, eficiencia, pozos, agua subsuperficial, agua subterránea.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Para el ser humano la necesidad de contar con agua es tan antigua como su propia existencia. Es de conocimiento universal que cualquier forma de vida en el planeta Tierra depende del agua (Figura 1.1). El ser humano, al igual que los animales, necesita agua para permitir el trabajo de sus funciones metabólicas, así como para desintoxicar su cuerpo, mantener una temperatura adecuada constante, evitar deshidratarse, entre muchas otras razones. Las plantas, por su parte, serían incapaces de producir sus alimentos y de crecer sin agua; y sin plantas, tampoco serían posibles las formas de vida que conocemos.



Figura 1.1. El agua es el principal componente de los organismos vivos.
Datos tomados de: <http://www.aquaviva.com>

El hombre desde sus inicios se ha dedicado a estudiar este importante recurso, sus orígenes, su ubicación, sus características, su dinámica, entre otros aspectos; y con el paso del tiempo se ha dado cuenta además de la gran cantidad de aplicaciones y de la dependencia absoluta que se tiene del agua, no solamente para las necesidades básicas de todo ser viviente, sino también ahora para los innumerables procesos y avances tecnológicos que conlleva el desarrollo urbano y el proceso evolutivo de la civilización.

La historia de la humanidad evidencia que las sociedades han necesitado estar siempre cercanas a este valioso recurso. Se conoce que los asentamientos poblacionales estaban determinados por varios factores, pero ante todo, el emplazamiento era dado por la existencia de una fuente de agua suficiente para permitir el abastecimiento del grupo asentado. Una vez conseguida la fuente, el ser humano siempre se ha preocupado por idear sistemas que permitan el acceso al agua. Las grandes civilizaciones antiguas construyeron muchas obras de ingeniería ejemplares, entre las que destacan aquellas cuya finalidad era captar y transportar el agua que necesitaban en sus ciudades.

Actualmente, contar con agua en suficiente cantidad y de adecuada calidad, es uno de los principales problemas en muchos países. Millones de personas en el mundo no disponen de agua apta para el consumo, lo que genera múltiples enfermedades y otros innumerables efectos sobre el ser humano y su entorno. Por otra parte, el crecimiento descontrolado de la población, el uso ineficiente del recurso, los altos niveles de contaminación, las alteraciones climáticas, el desarrollo de tecnologías sin considerar el impacto ambiental, entre otras, son algunas de las razones que están motivando a los países a desarrollar investigaciones y metodologías que permitan un mejor aprovechamiento del recurso, orientado al desarrollo sostenible de las comunidades en armonía con el ambiente.

Las sociedades han aprendido a desarrollar numerosos métodos para ubicar, captar y utilizar el agua, lo que involucra la explotación de fuentes superficiales y subterráneas, el aprovechamiento de las aguas pluviales y el tratamiento de las aguas residuales, entre otros. En los países que tienen cierto nivel de desarrollo, pueden encontrarse diversos tipos de sistemas construidos para permitir la captación, potabilización, transporte, almacenamiento y distribución del agua. Muchos de estos sistemas están basados en la captación del agua superficial, a través de canales de derivación, diques o represas en los ríos, por ejemplo; pero también ha sido necesario, por varias razones, que en ciertos lugares se deban implementar sistemas basados en la obtención y utilización del agua subterránea.

Bajo este orden de ideas, se ha desarrollado desde tiempos muy remotos, la construcción de galerías filtrantes para el aprovechamiento del agua subterránea. Las galerías filtrantes (Figura 1.2) son obras que captan el fluido en su forma natural y funcionan como pozos horizontales. La recolección del agua en estas estructuras resulta ventajosa cuando es factible su construcción; este tipo de captación constituye una importante alternativa de suministro de agua, e incluso, en muchas ocasiones, representa la única fuente de abastecimiento.

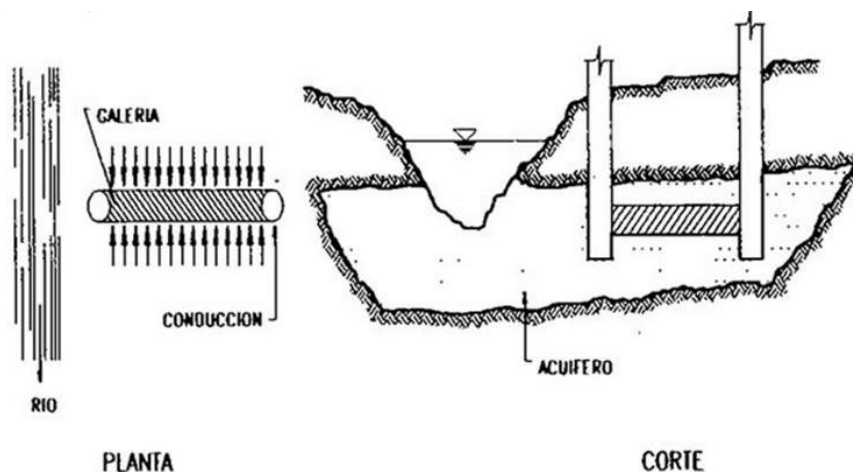


Figura 1.2. Ejemplo general ilustrado de una galería de infiltración. Fuente: <http://civilgeeks.com/>

Por las características propias de las aguas subterráneas, en donde incluso existe un alto nivel de misterio e incertidumbre, es necesario el desarrollo de investigaciones dirigidas a la evaluación del comportamiento de este tipo de fuentes, que permitan obtener con un grado aceptable de precisión los parámetros básicos, para realizar un adecuado diseño y construcción de las nuevas estructuras, así como para el control, seguimiento y optimización de las existentes.

En esta investigación se pretende realizar la evaluación hidráulica de la galería filtrante de Llano El Anís, ubicada en el Municipio Sucre del estado Mérida, Venezuela. Este sistema abastece actualmente a más de 2200 habitantes. Para ello, el proyecto se estructura de la siguiente manera y como se diagrama en la Figura 1.3.

- Revisión y síntesis de documentación relativa a galerías filtrantes: conceptos, técnicas y métodos de evaluación.
- Revisión de la información existente con respecto a la galería filtrante de Llano El Anís: población beneficiada, demandas actuales y futuras, proyecto de diseño y cálculo.
- Caracterización de la infraestructura existente: levantamiento topográfico, inspección detallada de los componentes del sistema.
- Realización de pruebas de bombeo, para realizar la evaluación hidráulica del sistema.
- Estimación de algunas características hidrogeológicas e hidráulicas de la galería filtrante.
- Análisis y discusión de resultados. Propuestas para mejorar el sistema: ampliación y adecuación de la galería.
- Conclusiones y recomendaciones.

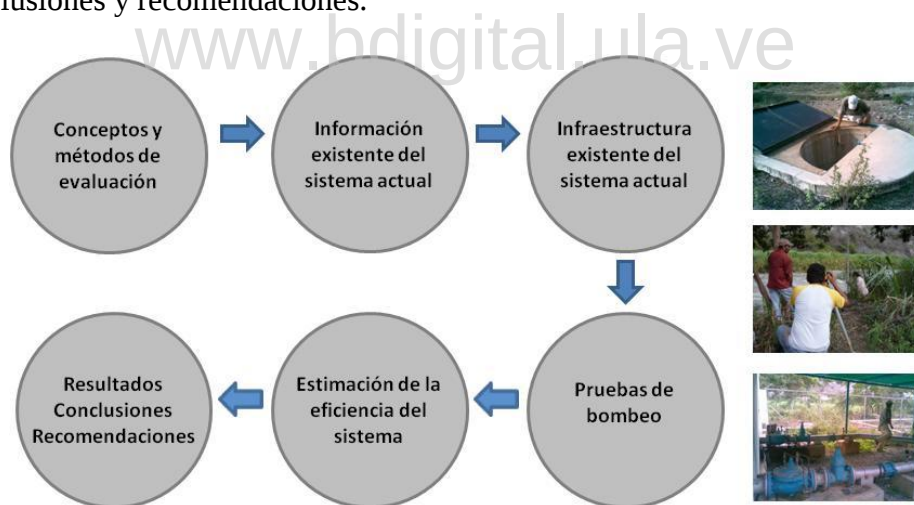


Figura 1.3. Esquema general a seguir para el desarrollo de la investigación

El proyecto de investigación está asociado con el área de Planificación y Gestión de Recursos Hidráulicos, ya que se evalúa la obra de captación de un sistema de abastecimiento de agua potable, componente indispensable para el suministro de agua de la población de Llano El Anís. Se plantean algunas recomendaciones con el objetivo de asentar herramientas básicas que permitan una adecuada planificación, lo que conlleva a un mayor aprovechamiento del sistema, y por tanto, a una gestión eficaz y eficiente del recurso hidráulico.

El trabajo también está vinculado con el área de Gestión Ambiental y Desarrollo Sustentable, en vista de que se trata de un proyecto relacionado con la evaluación de un sistema de captación de agua, y que tiene como uno de sus fines, determinar acciones que ayuden a optimizar el sistema; lo que contribuye con un adecuado uso del recurso hídrico, de la mano con el desarrollo de la comunidad involucrada. Este proyecto incentiva la evaluación de sistemas de captación existentes, paso indispensable para garantizar el adecuado suministro de agua en el tiempo y por lo tanto, lograr un desarrollo sostenible de las comunidades y su entorno.

La importancia de esta investigación recae, entre otros aspectos, en conocer el comportamiento del sistema actual, a fin de contribuir con algunas sugerencias que puedan coadyuvar con su mejor funcionamiento. Asimismo, se considera que la metodología empleada puede ser utilizada como procedimiento general para la evaluación hidráulica de estructuras similares.

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La utilización del agua subterránea como fuente de abastecimiento para comunidades que albergan a orillas de ríos y lagos de agua dulce, data de hace cientos de años, y es en muchos casos, la única fuente de agua disponible. Este es el caso de la población de Llano El Anís, ubicada en el municipio Sucre del estado Mérida, que cuenta con una galería filtrante (Figura 1.4) que extrae agua subterránea para el suministro de aproximadamente 2200 habitantes, siendo actualmente el único sistema capaz de proveer el vital líquido a esta población, en vista de las condiciones topográficas, geomorfológicas, climáticas e hidrometeorológicas de la zona, las cuales dificultan el desarrollo de otro tipo de sistema de abastecimiento.

El municipio Sucre del estado Mérida tiene una precipitación media anual de 70 mm, valor que demuestra que las precipitaciones son extremadamente escasas en este lugar, lo que no facilita la disponibilidad de aguas superficiales y de escorrentía. Por otra parte, las fuentes superficiales presentes en la zona no suelen presentar condiciones aptas que le permitan ser fuentes abastecedoras, bien sea por la presencia de grandes cantidades de finos en su granulometría que dificulta las labores de transporte y potabilización, o por la presencia de agentes contaminantes provenientes de sectores aguas arriba de la localidad.



Figura 1.4. Vistas del área en estudio: municipio Sucre, sector Llano El Anís y cámara de supervisión de la galería filtrante existente

La galería filtrante de Llano El Anís es, entonces, un sistema que debe mantenerse en funcionamiento adecuado y continuo para poder suministrar agua a la población antes mencionada.

Es también importante comentar que una de las desventajas del agua subterránea es la falta de personal capacitado en el tema, al igual que la escasez de normativas y conocimientos técnicos en la materia. En amplios sectores de la sociedad las aguas subterráneas están todavía rodeadas de un halo de misterio, el cual es atribuible al desconocimiento derivado de una formación insuficiente y a la falta de información. Es común tener ausencia de datos cuando se trata de aguas subterráneas, así como también lo es el encontrar más “brujos de agua” que hidrogeólogos.

Todo lo mencionado anteriormente indica que se está ante la presencia de un problema latente que debe ser abordado antes de que sus consecuencias sean causantes de incomodidades y problemas en la población involucrada. Un inadecuado comportamiento de la galería filtrante puede conllevar directamente a la falta de suministro de agua para los habitantes de Llano El Anís; si la eficiencia del sistema resulta no ser apropiada acorde a sus características, es un indicador de que se debe mejorar la gestión del sistema, o que se deben realizar acciones de adecuación del mismo para poder garantizar el suministro oportuno en un futuro cercano.

Parecen ser insuficientes las investigaciones relacionadas con la evaluación de galerías filtrantes. El alto grado de incertidumbre relacionado con estos sistemas y la complejidad de los factores involucrados en ellos, hace que las metodologías desarrolladas sean muy escasas y permitan obtener únicamente una estimación de su comportamiento. El presente trabajo de investigación pretende contribuir en el conocimiento y desarrollo de una metodología básica para estimar el comportamiento de obras de captación tipo norias – galerías filtrantes, como elementos eficientes para la captación de agua en acuíferos libres.

Algunas interrogantes que se pretenden responder con el desarrollo del presente proyecto de investigación, son las siguientes:

¿Cuál es la eficiencia estimada del sistema de galería filtrante de Llano El Anís?

¿La infraestructura existente cumple con las características necesarias para un adecuado funcionamiento del sistema?

¿Cuáles son algunas de las acciones necesarias para adecuar el sistema a las demandas actuales y del futuro cercano?

¿Cuáles son algunas recomendaciones para mejorar la eficiencia de la galería?

¿Cuál es la correspondencia entre los valores teóricos del diseño y los obtenidos de las mediciones y pruebas de campo?

1.2. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.2.1. Objetivo General

Evaluar el funcionamiento hidráulico de la galería filtrante de Llano El Anís, municipio Sucre, estado Mérida, Venezuela.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Determinar el estado físico, estructural e hidráulico de la infraestructura existente.
- Medir los niveles estáticos de las fosas de inspección y del río Chama en la zona de estudio.
- Realizar pruebas de bombeo en el sistema existente.
- Identificar la base teórica que mejor se ajusta al funcionamiento actual del sistema.
- Determinar las características hidrogeológicas e hidráulicas de la galería filtrante.
- Plantear recomendaciones que contribuyan con el mejoramiento del sistema de captación.

1.3 JUSTIFICACIÓN

Aún cuando el estado Mérida cuenta con una gran cantidad de recursos hídricos superficiales, el alto consumo de las poblaciones, el desarrollo urbano en zonas que solían ser rurales, la contaminación de los cuerpos de agua, la intervención de las cuencas, la variabilidad climática entre poblaciones, entre otros, son factores que han influido en la disminución de la disponibilidad de agua proveniente de dichas fuentes. Esto hace pensar en la posibilidad de utilizar el agua subterránea como fuente abastecedora, aunado a las grandes ventajas que ésta presenta, como lo es el hecho de que aproximadamente el 95% del agua dulce utilizable se encuentra bajo la superficie del terreno.

El agua subterránea es el único recurso disponible en zonas desérticas, garantiza menores pérdidas por evaporación, posee menor exposición a la contaminación, su disponibilidad se ve menos afectada por las variaciones climáticas y su distribución es más amplia en el área; al emplear fuentes de agua subterránea no hay pérdida de la capacidad de almacenamiento, la temperatura del agua es constante, su composición química es casi invariable, no tiene turbiedad ni color y no necesita purificación, por no existir organismos patógenos. Todas estas son algunas de las ventajas más destacadas que presenta el aprovechamiento del agua subterránea como fuente abastecedora, lo que justifica la realización de proyectos de investigación orientados al análisis y evaluación de este tipo de agua, así como también de los sistemas y métodos necesarios para su extracción.

La galería filtrante de Llano El Anís no ha sido evaluada desde su construcción en el año 2003. Resulta importante y también interesante el estimar cuál es la eficiencia del sistema y cuáles son las condiciones en que se encuentran sus componentes, ya que con un estudio de este tipo podrán

establecerse las directrices a seguir para incrementar la eficiencia del sistema, lo que permitirá el mayor y mejor aprovechamiento de la fuente y el incremento de la calidad de vida de los habitantes de la población abastecida (Figura 1.5). El hecho de que la galería filtrante sea la única fuente abastecedora de agua de la población de Llano El Anís, lo hace un sistema vulnerable, un sistema que debe necesariamente mantenerse en condiciones físicas e hidráulicas adecuadas, y por lo tanto, es un sistema que debe ser monitoreado y evaluado constantemente para evitar su deterioro, mal funcionamiento o pérdida.

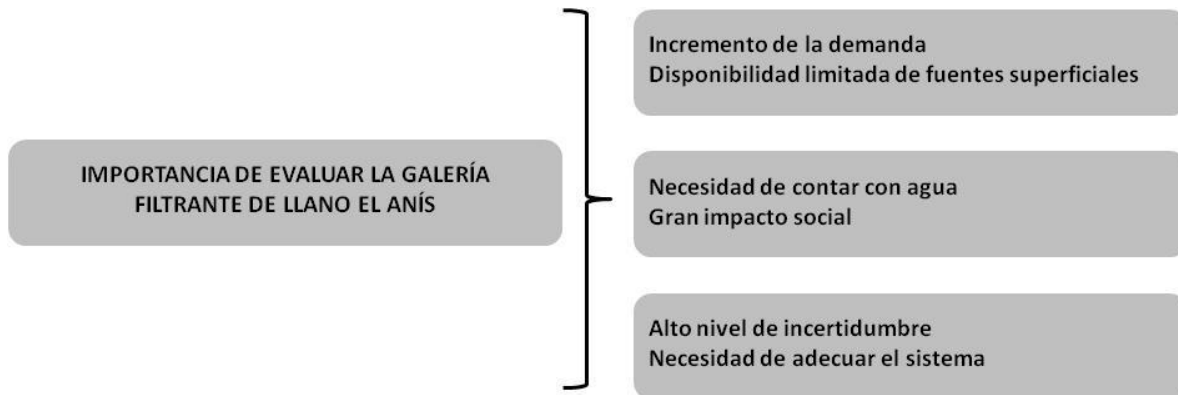


Figura 1.5. Justificación de la evaluación de la galería filtrante de Llano El Anís

Se considera de gran impacto social el lograr que los sistemas de agua garanticen el suministro en calidad, cantidad, continuidad y confiabilidad aceptables para la comunidad beneficiada. Para ello se hace fundamental la evaluación de los sistemas existentes, a fin de conocer sus condiciones actuales y establecer las posibles medidas a tomar para su adecuación con respecto a las demandas actuales y futuras. Este trabajo, además de contribuir con información importante para garantizar una gestión eficiente del agua en la población de Llano El Anís, pretende también aportar información fundamental que servirá como base para futuras investigaciones relacionadas con el diseño y evaluación de obras de captación de aguas subsuperficiales, específicamente, de galerías filtrantes.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

La galería filtrante de Llano el Anís (Figura 2.1) está ubicada en la parroquia Chiguará del Municipio Sucre del estado Mérida y actualmente conforma la única obra de captación que surte al sistema de abastecimiento de agua potable de una población de más de 2200 habitantes (año 2013).

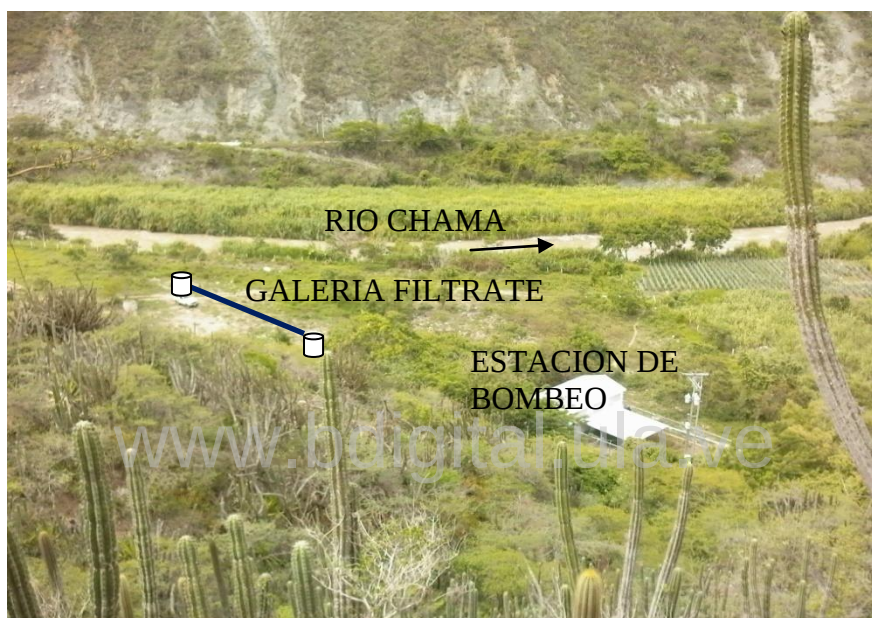


Figura 2.1. Vista general de la galería filtrante y estación de bombeo

La idea de construir una estructura de drenes horizontales en las inmediaciones del Río Chama, surgió en el año 2000 a través del ilustre profesor Ing. Eduardo Jáuregui, quien ideó la posibilidad de instalar tuberías de 20" de concreto paralelas al Río Chama, conformando una galería filtrante que captara el agua para la comunidad del sector. Sin embargo, fue en el año 2003 que se contrataron los servicios de la Ing. Gladys Cordero, quien bajo la coordinación de los Ingenieros Hervé J. Jégat N., Luis E. Mora M. y María N. García, que diseñó y calculó la obra de captación definitiva, la cual se encuentra actualmente en funcionamiento. La construcción de la obra tomó dos años más, siendo finalmente inaugurada en febrero del 2005. A partir de esta fecha queda la operación y mantenimiento del sistema a cargo de una Cooperativa de la comunidad.

Hasta el momento, no hay registros de pruebas de bombeo realizadas en esta obra de captación que sirvan de patrón de comparación en la evaluación hidráulica del sistema. Sin embargo, se pretende que las pruebas realizadas durante el desarrollo del presente estudio, permitan en un futuro evaluar con mayor detalle la evolución del sistema.

La información documental de drenes horizontales o galerías filtrantes es muy escasa, pues la construcción de estas estructuras desde tiempos muy remotos se ha basado principalmente en el conocimiento empírico, antes que en aspectos técnicos; por esta razón, es que la aplicación de las pocas técnicas constructivas asentadas en las fuentes bibliográficas actuales permitirá seguir construyendo nuevas obras de captación para un sin número de poblaciones asentadas en sitios aledaños a acuíferos donde el agua superficial es escasa, con un nivel de aceptación teórico admisible.

2.2 RESEÑA HISTÓRICA

El aprovechamiento de las aguas subterráneas mediante pozos excavados o galerías de filtración es una práctica muy antigua. Algunos autores mencionan que incluso La Biblia, hace ya referencia a los litigios de los israelitas con sus vecinos de entonces por la posesión de determinados pozos. Ahora bien, estos tipos de aprovechamiento fueron y son frecuentemente unifamiliares o individuales, y su funcionamiento no requiere, por lo general, establecer compromisos o acuerdos con otros usuarios de aguas subterráneas de la misma zona. Por ello, no puede decirse que el uso de las aguas subterráneas en la antigüedad contribuyera especialmente con la construcción u organización de la sociedad urbana o civil.

Llamas *et al* (2000) mencionan que la utilización de la descarga natural de acuíferos se remonta a tiempos primitivos, pues el hombre fue mejorando su aprovechamiento mediante la excavación de galerías subterráneas. Los exponentes más claros de la utilización de las aguas subterráneas en la antigüedad fueron los Khanats, desarrollando grandes sistemas de galerías filtrantes inicialmente observados en Asiria y Persia, y posteriormente en Armenia y Egipto.

En Europa durante la edad media, se registró la utilización de pozos surgentes como parte del desarrollo de las técnicas de la perforación por percusión. Esta técnica no fue perfeccionada sino hasta finales del siglo XIX con el auge del petróleo (Custodio y Llamas, 1983).

Las aguas subterráneas han sido históricamente un recurso poco conocido y mal entendido en muchos países, tanto por los organismos encargados de formular la política de aguas, como por el público en general.

Hasta las últimas décadas, el agua subterránea como potencial fuente de abastecimiento fue utilizada escasamente, además su administración fue poco documentada. Una acertada gestión de los recursos hídricos de un Estado requiere de la utilización óptima de sus recursos de agua superficial y subterránea; es necesario mejorar los aspectos relacionados con la educación y la información relativa al vital líquido, para así permitir un mejor conocimiento del recurso, y en esto se hace imprescindible la participación social.

2.3 BASES TEÓRICAS Y CONCEPTOS BÁSICOS

Shiklomanov (1997) publicó que el volumen de agua subterránea extraída a escala mundial se estima en torno a los 600-700 km³/año, de los cuales aproximadamente el 70 % está destinado a usos agrícolas, el 25 % a usos urbanos, y un 5 % a usos industriales. Estas variaciones dependen de las culturas de los diferentes países y de sus condiciones climáticas, aunque es claro que la

tendencia de su uso es para los sistemas de riego, para cubrir la demanda de alimentos de las poblaciones, o para el sostenimiento de las economías en los casos donde su explotación representa la plataforma para sostenerlas. El autor menciona que la mitad del agua de uso urbano en el mundo es de origen subterráneo, lo cual fortalece la importancia que representa desarrollar estudios en esta área.

Es importante resaltar que la preocupación del investigador o profesional en las próximas décadas se va a centrar más en la calidad del agua subterránea y su protección contra la contaminación, que en su cantidad. Los factores que pueden producir un deterioro en la calidad del agua subterránea, en su mayor parte no están relacionados con la extracción del recurso, sino que se deben a otras causas como la aplicación de productos químicos en la agricultura, o las filtraciones de residuos de actividades urbanas, industriales y mineras.

Algunos investigadores piensan que el uso de las aguas subterráneas en los países áridos o semiáridos no es confiable, pues, al cabo de cierto tiempo, todo pozo se seca o saliniza, lo cual no es tan acertado, pues algunos son poco profundos o están en zonas marginales de los acuíferos, y en algunos casos los pozos se salinizan por intrusión de aguas salinas próximas, especialmente en las zonas costeras. Sin embargo, estas situaciones particulares, específicas, no son representativas de lo que acontece en general.

La idea fundamental debe ser que el aprovechamiento del agua subterránea no genere problemas en los acuíferos, extrayéndosele los caudales demandados por las poblaciones de manera eficiente y oportuna, buscando la manera de que no se generen desestabilizaciones del sistema natural, en cuyo caso, se debería buscar una solución alterna.

Diez y Ferrari (2008) estiman que las aguas subterráneas del planeta constituyen el 62 % del volumen total de agua dulce disponible, es decir cuatro órdenes de magnitud más que las aguas superficiales. Tal reserva de agua permanente no es en general explotada, pero su aprovechamiento en determinadas regiones puede ser muy alto. Muchas de estas reservas de agua no pueden ser explotadas debido a las profundidades involucradas, o porque consisten de humedades de suelo a niveles muy bajos de saturación, lo que hace prácticamente imposible su explotación. Los reservorios de agua subterránea explotables se denominan acuíferos. Una formación saturada de este tipo es explotable si puede entregar una considerable cantidad de agua con relativa facilidad y a costos razonables. Esta es una propiedad que depende del tipo de suelo y de los orígenes de la formación.

ENOHSA (2004) define acuífero como una unidad geológica saturada cuya permeabilidad es suficiente para entregar cantidades económicamente interesantes de agua a una captación. Los acuíferos más comunes son las arenas y gravas no consolidadas, pero rocas sedimentarias permeables, tales como areniscas y calizas, y rocas cristalinas y volcánicas intensamente meteorizadas o fracturadas, también pueden ser clasificadas como acuíferos.

El Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento de México (2002) cita que la hidrogeología trata del movimiento del agua dulce en los acuíferos, que son estratos porosos por donde el agua circula. La base o el fondo del acuífero es un estrato impermeable, por lo que es

posible que existan acuíferos de varios “pisos”. Según sus características hidráulicas, existen dos tipos de acuíferos (Figura 2.2): libres, donde de algún modo el nivel freático está en contacto con el aire, y confinados donde el espacio poroso está confinado por estratos impermeables.

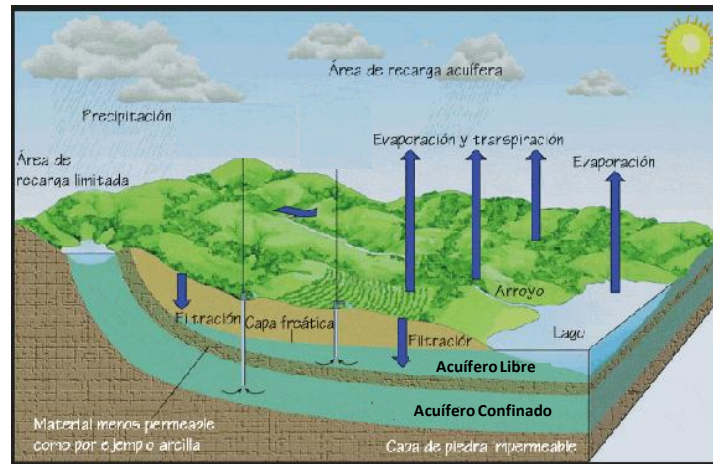


Figura 2.2. Representación general del ciclo hídrico y los tipos de acuífero.
Fuente: <http://www.planning.org>

OPS-CEPIS (2002) cita que la calidad del agua subsuperficial está fuertemente vinculada a la calidad del agua superficial, tal es el caso del proceso de filtración, cuando el material poroso remueve sólidos suspendidos y microorganismos, haciendo que su concentración sea mucho menor a la del agua superficial que alimenta al acuífero.

El empleo de agua subterránea con fines de abastecimiento tiene ventajas y desventajas. En cuanto a la calidad, se puede generalizar que la filtración lenta coadyuva con la remoción de los sólidos suspendidos y de los microorganismos, confiriendo al agua subterránea una mayor pureza en comparación con el agua superficial. Sin embargo, por haber estado en el subsuelo, puede tener mayor contenido de sales minerales como consecuencia de que los estratos geológicos pueden poseer alto contenido de sales solubles.

En lo referente a la cantidad, ésta depende de las características de los acuíferos, es decir, si son libres o confinados, de su espesor y porosidad. Acuíferos libres y profundos pueden tener una importante capacidad de almacenamiento que permite la extracción de caudales sin recarga inmediata, lo que resulta importante en zonas climáticas con marcada diferencia. Normalmente, los acuíferos confinados tienen poca capacidad de almacenamiento; sin embargo, algunas veces están conectados con áreas de recarga que restituyen los caudales extraídos.

Llamas *et al* (2000) mencionan que desde tiempos antiguos se han utilizado pozos excavados, pozos perforados y galerías filtrantes para el aprovechamiento del agua subterránea. La excavación de pozos es una labor lenta y pesada, son de bajo caudal de explotación a causa de su limitada penetración en el acuífero y normalmente, están compuestos por un hoyo de aproximadamente 1 m de diámetro.

La habilitación de pozos perforados se caracteriza por su construcción desde la superficie. El uso de herramientas pesadas permite alcanzar grandes profundidades y, por lo tanto, la penetración completa de los acuíferos. La instalación de bombas sumergibles facilita la extracción de caudales importantes para el abastecimiento de agua.

En la mayor parte de los acuíferos, las aguas subterráneas se mueven con gran lentitud. Su velocidad casi siempre es inferior a 1 m/d. En cambio, las aguas superficiales fluyen en los ríos con velocidades del orden de 100 km/d, es decir, estas últimas son unas 100.000 veces más rápidas que las aguas subterráneas. Ahora bien, el flujo de aguas superficiales o subterráneas que circula a través del terreno puede no ser tan distinto, ya que el agua superficial circula por unos cauces de sección muy pequeña, en comparación a la sección del acuífero a través del cual fluyen las aguas subterráneas.

En ciertos acuíferos, el agua subterránea se manifiesta bajo condiciones freáticas, es decir, la zona saturada está expuesta a la presión atmosférica, como si estuviera contenida en un recipiente abierto. Otro término aplicado a estos tipos de acuíferos es acuífero no confinado o agua subterránea libre y cuando el agua se encuentra confinada por dos estratos impermeables, se le denomina artesiano. En el caso de los acuíferos freáticos, la presión hidrostática equivale a la profundidad media desde la superficie libre del acuífero hasta un punto determinado dentro de él. De esta manera, cuando se perfora un pozo dentro de un acuífero freático, el nivel estático de agua dentro del pozo se halla a la misma elevación que el nivel freático, por lo que resulta ser de mayor interés para la construcción de galerías de filtración.

Un acuífero puede estar constituido por una a varias capas de grava, arena, piedras calizas cavernosas o un gran estrato de roca no porosa pero fracturada. Los mantos acuíferos pueden tener unos pocos metros de espesor o varios cientos de metros; estar situados superficialmente o a gran profundidad, ser de extensión pequeña o hasta de gran tamaño que abarca cientos de kilómetros cuadrados, pero en todo caso los acuíferos son de extensión limitada.

Una galería es una excavación en forma de túnel generalmente de suave pendiente y sección apreciable (1,5-2 m de alto por 0,6-1,2 m de ancho), con un nivel de agua libre que discurre por su fondo. La función de una galería es doble, ya que, además de actuar como elemento de captación de agua, sirve también como medio de transporte de esta. Las galerías filtrantes se diseñan según el corte geológico, obtenido mediante perforaciones de prueba de acuerdo al estudio de rendimiento del acuífero. El diámetro mínimo de las tuberías a utilizarse es de 300 mm, con perforaciones de 25 mm a 50 mm espaciadas a 10 cm, a 20 cm. La velocidad máxima será de 0,60 m/s. Se proveerá de cámaras de inspección espaciadas convenientemente dependiendo del diámetro de la tubería corte y a distancias no mayores de 100 m entre sí. Las galerías filtrantes son sistemas de drenaje, que captan el agua del nivel freático superficial (agua subsuperficial) de los acuíferos situados en los lechos sedimentarios de los cauces de los ríos.

En la Tabla 2.1 se mencionan algunas características generales para el diseño de una galería filtrante.

Tabla 2.1. Algunas características generales para el diseño de una galería filtrante

Pendiente	Suave
Sección	1,5m – 2m altura / 0,6m – 1,2m ancho
Diámetro mínimo de las tuberías	300mm
Perforaciones en las tuberías	Diámetro 25mm a 50mm Espaciamiento 10cm, 20cm
Velocidad máxima	0,60m/s
Cámaras de inspección	Espaciamiento: depende del diámetro de la tubería, no mayor de 100m.

Fuente: OPS-CEPIS (2002)

El Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento (2002) señala, en cuanto a la distribución vertical de las aguas subterráneas, que a mayor o menor profundidad todos los materiales de la corteza terrestre son porosos. Se acostumbra denominar a esta parte, zona porosa o de fracturación, y los poros o fracturas pueden encontrarse parcial o totalmente saturados de agua.

El estrato superior, en donde los poros y las fracturas están parcialmente ocupados de agua, se denomina zona de aeración y el que se encuentra por debajo está completamente lleno de agua y se le conoce como zona de saturación.

La zona de aeración presenta intersticios en donde los macroporos contienen aire y los microporos agua adherida por capilaridad. Luego de una lluvia intensa, esta zona puede saturarse, o en su defecto, luego de una prolongada sequía, puede llegar a secarse por completo. Cuando llueve con posterioridad a un período de sequía, las primeras aguas que caen en la superficie del terreno son retenidas por capilaridad para remplazar a la extraída por las plantas y a la evaporada durante el período de sequía anterior a la lluvia. Después de llenados los poros, el resto del agua de lluvia percola por gravedad hacia la zona de saturación.

La zona de aeración se divide en tres franjas: a) húmeda; b) intermedia; y c) capilar. Estas franjas varían en profundidad y sus límites no pueden ser definidos a partir de las diferencias físicas de los materiales geológicos, sino del contenido de agua referida.

La zona de saturación está representada por el espacio que ocupa permanentemente el agua. El nivel de agua en la zona de saturación tiende a permanecer plana, aunque puntualmente puede presentar inflexiones debidas a, la extracción del agua por bombeo, la recarga artificial, o al drenaje desde o hacia los ríos, entre otros; llegando en algunos lugares a estar el nivel de agua por encima de la superficie terrestre, tal como sucede en ocasiones con lagos y ríos conectados directamente al acuífero. Cuando el nivel del agua tiene una posición definida en un punto determinado, se define como nivel estático.

El agua contenida en la zona de saturación es la única que puede ser denominada con propiedad como agua subterránea. La zona de saturación podría asimilarse a un gran embalse natural cuya

capacidad total es equivalente al volumen de los poros y aberturas que se encuentran llenos de agua. El espesor de la zona de saturación es muy variable y está definido por la geología local, el tamaño de los poros o intersticios, la recarga y la velocidad de desplazamiento del agua desde la zona de recarga hasta la zona de descarga.

La Comisión Nacional del Agua de México (2002) se refiere el término “subsuperficial” al agua que infiltra a escasa profundidad, como por ejemplo, en el subálveo de los ríos, que es aquella franja longitudinal entre ambos márgenes de una corriente, en la cual, por ser la interfase río - acuífero, el nivel del agua freática se encuentra a escasa profundidad. Por efecto de la infiltración del agua de la corriente en el subsuelo, ésta es de buena calidad. Siendo posible, mediante una obra de toma sencilla, extraerla con las ventajas que ofrecen su filtración natural y economía de la captación. Conviene recordar que una corriente puede alimentar un acuífero o, en caso contrario, dependiendo de las pendientes hidráulicas del nivel freático, éste puede alimentar a la corriente (corrientes perennes); en cualquiera de los casos, el nivel freático se encuentra a escasa profundidad de la superficie del terreno.

En diversas ocasiones, y por diversos autores, se han tratado las causas de la falta generalizada de integración entre las aguas superficiales y las subterráneas. Estos motivos son variados, pero pueden clasificarse en los cuatro grupos siguientes (Llamas y Custodio 1999): a) falta de educación; b) desafortunados incentivos económicos o subvenciones para las aguas superficiales; c) el sistema legal y administrativo de la gestión del agua; d) la “invisibilidad” del agua subterránea.

www.bdigital.ula.ve

CAPÍTULO 3

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 GALERÍAS FILTRANTES

3.1.1 Conceptos

Se refiere el término “subsuperficial” al agua que infiltra a escasa profundidad, como por ejemplo, en el subálveo de los ríos, que es aquella franja longitudinal entre ambos márgenes de una corriente, en la cual, por ser la interfase río-acuífero, el nivel del agua freática se encuentra a escasa profundidad. Por efecto de la infiltración del agua de la corriente en el subsuelo, ésta es de buena calidad. Siendo posible, mediante una obra de toma sencilla, extraerla con las ventajas que ofrecen su filtración natural y economía de la captación (Comisión Nacional del Agua, 2002).

Según ENOHSA (2004) las galerías filtrantes denominadas por la bibliografía como zanjas de captación, son excavaciones, generalmente en materiales no consolidados, realizadas desde la superficie hasta llegar a la zona saturada, evacuando el agua captada por gravedad si la pendiente lo permite, o por bombeo en la propia zanja o en un pozo colector. Estas estructuras se pueden excavar fácilmente hasta algunos metros de profundidad utilizando máquinas zanjadoras o retrocavadoras, su penetración en el acuífero suele ser limitada (por los problemas de desagote) y en consecuencia los caudales se ven afectados por las fluctuaciones de la superficie freática, pudiendo llegar a cero en períodos de sequía pronunciada.

Además menciona que si el material es suficientemente coherente pueden dejarse a cielo abierto, pero es mucho más común instalar en un lecho de grava y/o arena una tubería filtrante con aberturas apropiadas y luego cubrir la zanja con material impermeable; el filtro y la grava se diseñan con el mismo método empleado para pozos verticales. Frecuentemente el dren así colocado se conecta a un pozo de extracción situado en un extremo o en la intersección de varios drenes. Cuando se quiere aumentar su capacidad filtrante, las captaciones horizontales pueden combinarse con pozos verticales de pequeño diámetro.

Una galería filtrante es una estructura que se construye bajo el lecho de un río, mediante el cual se capta el agua del subálveo por filtración o bombeo. Para obtener el gasto deseado es necesario definir la longitud de la galería, el diámetro de la conducción con su longitud, el número y dimensiones de los orificios y la profundidad de desplante, los cuales dependen de la permeabilidad del suelo.

3.1.2 Métodos de evaluación

Cuestiones económicas hacen necesario efectuar pruebas de bombeo en pozos existentes, los cuales pueden ser de gran diámetro (norias). Sin embargo, no es válida la aplicación de los métodos de Theis, Cooper y Jacob, Hantush, entre otros, para realizar la interpretación de pruebas

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

- **Método de BOULTON - STRELTSOVA**

Boulton y Streltsova (1976) desarrollaron una función de pozo que describe el primer segmento de la curva de abatimiento característica del efecto de almacenamiento de pozo. Este método se desarrolló para un acuífero libre y anisótropo, el cual es bombeado por un pozo de gran diámetro (noria) y de penetración parcial (Figura 3.1). En forma abreviada, esta función puede escribirse de la forma siguiente:

$$s = \frac{Q}{4\pi K_h D} W\left(u_A, S_A, \beta, \frac{r}{r_{ew}}, \frac{b_1}{D}, \frac{d}{D}, \frac{b_2}{D}\right) \quad (3.1)$$

donde:

$$u_A = \frac{r^2 S_A}{4K_h D t} \quad (3.2)$$

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

$$\beta = \left(\frac{r}{D}\right)^2 \frac{K_v}{K_h} \quad (3.3)$$

Las tres variables se describen en la Figura 3.1.

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

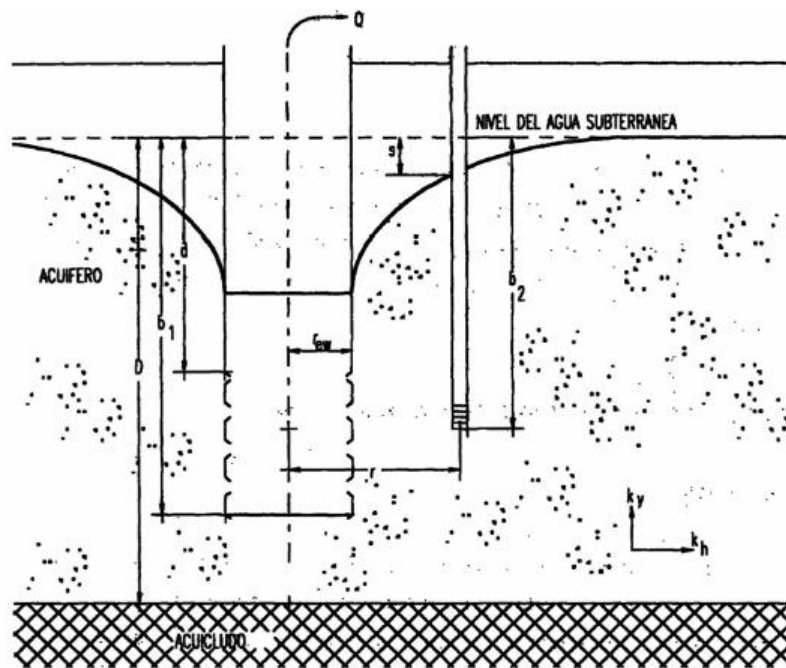


Figura 3.1. Método de BOULTON - STRELTSOVA. Figura tomada de <http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Noticias/LIBROS/Obras%20de%20Toma.pdf>

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

- ✓ El acuífero es libre y de extensión infinita.
- ✓ El acuífero es homogéneo, anisótropo y de espesor uniforme en el área influenciada por la prueba.
- ✓ Antes del bombeo, la superficie piezométrica es horizontal.
- ✓ El pozo es bombeado a caudal constante.
- ✓ El pozo penetra parcialmente el acuífero.
- ✓ El diámetro del pozo es grande, por lo tanto el almacenamiento en el pozo no puede despreciarse.
- ✓ El flujo hacia el pozo es en régimen transitorio.
- ✓ $S_y/S_A > 10$. Rendimiento específico S_y o porosidad efectiva. Agua que Drena de un m³.
- ✓ El flujo de agua hacia el pozo es producido por el efecto del gradiente hidráulico generado por el bombeo.

El procedimiento a seguir consiste en:

- ✓ Se hace una gráfica en papel logarítmico de las curvas tipo A con los datos $W(u_A, s_A, \beta, r/r_{ew}, b_1/D, d/D, b_2/D)$ contra $1/u_A$ para un intervalo de valores de $\sqrt{\beta}$, empleando la Tabla 3.1, que se basan en los valores de $b_1/D, b_2/D$ y r/r_{ew} más cercanos a los valores observados.

- ✓ Sobre la misma cuadrícula del papel logarítmico, se dibujan las curvas tipo B, haciendo una gráfica $W(u_B, \beta, b_1/D, b_2/D)$ contra $1/u_B$ para el mismo intervalo de $\sqrt{\beta}$, empleando los datos tipo en los que se basan en los valores de b_1/D y b_2/D más cercanos a los valores observados.
- ✓ Sobre otra cuadrícula de papel logarítmico a la misma escala, hacer la gráfica del abatimiento contra tiempo para un piezómetro ubicado a una distancia r del pozo de bombeo.
- ✓ Sobreponer los datos iniciales de la curva de campo con alguna de las curvas tipo A y se anota el valor de $\sqrt{\beta}$, correspondiente.
- ✓ Se selecciona un punto arbitrado A en la parte sobrepuesta de las 2 curvas y se anotan los valores que le corresponden de s , t , $1/u_A$ y $W(u_A, s_A, \beta, r/r_{ew}, b_1/D, d/D, b_2/D)$
- ✓ Substituir los valores anteriores en la Ecuación 3.1 y con el valor conocido de Q , calcular $K_h D$. Se debe mover la curva de datos observados, tanto como sea posible, hasta coincidir los abatimientos medidos en la parte final con la curva tipo B, con el mismo valor de $\sqrt{\beta}$, seleccionado en la curva tipo A.
- ✓ Seleccionar un punto arbitrario B en la parte sobrepuesta de las curvas y anotar los valores que le corresponden de s , t , $1/u_B$ y $W(u_B, \beta, b_1/D, b_2/D)$
- ✓ Substituir estos valores en las Ecuaciones 3.4 y 3.5, respectivamente; y con los valores de Q , r y b_1/D conocidos, se calculan $K_h D$ y S_y . Los valores calculados de $K_h D$ deben ser similares.

$$s = \frac{Q}{4\pi K_h D(b_1/D)} W\left(u_B, \beta, \frac{b_1}{D}, \frac{b_2}{D}\right) \quad (3.4)$$

donde:

$$u_B = \frac{r^2 S_y}{4K_h D t} \quad (3.5)$$

- ✓ A partir del valor de $K_h D$ y el valor inicial del espesor saturado D del acuífero, calcular K_h
- ✓ Substituir el valor numérico de K_h , $\sqrt{\beta}$, D y r en la ecuación 3.3 y calcular K_h .
- ✓ Repetir el procedimiento para cada piezómetro de observación disponible. Los resultados obtenidos serán similares.

Tabla 3.1 Valores de la función de Boulton y Streltsova para pozos de gran diámetro en acuíferos libres Valores de $W(u_A, s_A, \beta, r/r_{ew}, b_1/D, d/D, b_2/D)$ para $b_1/D = 1.0$, $b/D = 0.0$, $b_2/D = 0.4$ y $S_A = 10^{-3}$. Tabla tomada de: <http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Noticias/LIBROS/Obras%20de%20Toma.pdf>.

	$r/r_{ew}=1.0$			$r/r_{ew}=5.0$			$r/r_{ew}=20.0$			$r/r_{ew}=50.0$			$r/r_{ew}=100.0$		
u_A	$\sqrt{\beta}=0.001 \quad 0.1 \quad 0.5$			$\sqrt{\beta}=0.001 \quad 0.1 \quad 0.5$			$\sqrt{\beta}=0.001 \quad 0.1 \quad 0.5$			$\sqrt{\beta}=0.001 \quad 0.1 \quad 0.5$			$\sqrt{\beta}=0.001 \quad 0.1 \quad 0.5$		
1.0	0.0010	0.0010	0.0010	0.0013	0.0013	0.0010	0.0074	0.0074	0.0050	0.0301	0.0292	0.0175	0.0790	0.0761	0.0503
2.0	0.0020	0.0020	0.0020	0.0058	0.0057	0.0044	0.0409	0.0409	0.0218	0.1606	0.1503	0.0779	0.3438	0.3085	0.2010
5.0	0.0050	0.0050	0.0050	0.0273	0.0265	0.0173	0.2159	0.2159	0.0835	0.7802	0.6291	0.2734	1.1237	0.9253	0.4525
10.0	0.0100	0.0100	0.0100	0.0743	0.0675	0.0400	0.5889	0.5563	0.1830	1.8194	1.2137	0.4225	2.1240	1.5437	0.6095
20.0	0.0200	0.0200	0.0198	0.1814	0.1685	0.0815	1.3944	1.3281	0.3367	3.1661	2.0453	0.5429	3.3009	2.2569	0.6120
50.0	0.0500	0.0494	0.0482	0.5347	0.4680	0.1863	3.0645	2.7865	0.5640	5.2069	3.0028	0.6110	5.2213	3.1886	0.6129
100.0	0.0999	0.0988	0.0971	1.1338	0.9311	0.2600	5.8002	3.3972	0.6125	6.5213	3.6015	0.6120	8.7220	3.8021	0.6136
1,000.0	0.9845	0.9049	0.7514	6.1993	4.0172	0.5930	10.4528	4.3683	0.6147	10.5503	4.3005	0.8126	10.5525	4.2841	0.6141
10,000.0	8.7033	4.1875	1.6330	13.5249	4.3977	0.7112	14.3775	4.3720	0.6150	14.3822	4.3032	0.6129	14.3887	4.2849	0.6143
100,000.0	17.4883	4.8257	1.8510	18.2229	4.3988	0.7112	18.2248	4.3721	0.6150	18.2262	4.3036	0.6131	18.2262	4.2851	0.6144

	$r/r_{ew}=1.0$			$r/r_{ew}=5.0$			$r/r_{ew}=20.0$			$r/r_{ew}=50.0$			$r/r_{ew}=100.0$		
u_A	$\sqrt{\beta}=0.001 \quad 0.1 \quad 0.5$			$\sqrt{\beta}=0.001 \quad 0.1 \quad 0.5$			$\sqrt{\beta}=0.001 \quad 0.1 \quad 0.5$			$\sqrt{\beta}=0.001 \quad 0.1 \quad 0.5$			$\sqrt{\beta}=0.001 \quad 0.1 \quad 0.5$		
1.0	0.0010	0.0010	0.0010	0.0013	0.0013	0.0008	0.0071	0.0071	0.0031	0.0271	0.0203	0.0078	0.0522	0.0437	0.0154
2.0	0.0020	0.0020	0.0020	0.0048	0.0048	0.0020	0.0408	0.0408	0.0105	0.1905	0.1327	0.0409	0.3426	0.2045	0.0701
5.0	0.0050	0.0050	0.0049	0.0270	0.0260	0.0087	0.2258	0.2205	0.0418	0.9569	0.8759	0.1392	1.3972	1.1012	0.1619
10.0	0.0100	0.0100	0.0096	0.0740	0.0641	0.0147	0.6000	0.5486	0.0910	2.3804	1.7921	0.2541	3.0825	2.3541	0.2934
20.0	0.0200	0.0200	0.0191	0.1815	0.1552	0.0307	1.5147	1.1791	0.1725	4.8397	2.9895	0.3377	5.0573	3.4989	0.3431
50.0	0.0500	0.0500	0.0483	0.5353	0.4292	0.0750	3.9961	2.6179	0.3132	7.9908	4.1512	0.3861	8.0937	4.4236	0.3893
100.0	0.1000	1.0000	0.0947	1.1685	0.8295	0.1393	6.8764	3.8867	0.3605	10.0945	4.4939	0.3915	10.0948	4.5871	0.3910
1,000.0	1.0000	0.9745	0.7220	10.1713	4.0503	0.4267	15.7928	4.7150	0.3782	15.8287	4.8010	0.3929	15.8288	4.5883	0.3920
10,000.0	8.7036	4.7560	1.4872	21.5181	5.1752	0.5110	21.5829	4.7152	0.3887	21.5836	4.8011	0.3932	21.5830	4.5889	0.3925
100,000.0	27.2770	5.7269	1.4703	27.3205	5.1923	0.5121	27.3393	4.7152	0.3959	27.3393	4.8011	0.3933	27.3393	4.5991	0.3926

Tabla 3.1 Continuación.....

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

- **Método de GUNTHER SCHOSINSKY**

Existe un método para analizar pruebas de bombeo en pozos de gran diámetro que requiere un bombeo continuo durante largo tiempo, algunas veces hasta días, lo que es improduyente en una campaña de recolección de datos. Aquí se presenta una metodología que permite analizar con éxito una prueba de bombeo de corta duración en pozos de gran diámetro.

Se desarrolló un modelo de pozos de gran diámetro, utilizando celdas de anillos concéntricos. Reproduciendo pruebas de bombeo, se obtuvieron funciones con las que se construyeron curvas patrón que permiten un análisis de mayor precisión de las pruebas de bombeo, donde el almacenamiento en el ademe de los pozos influye en los abatimientos del pozo. El método propuesto utiliza una nueva función, Volumen almacenado / Volumen bombeado, que permite determinar con mayor precisión el coeficiente de almacenamiento. Cuando el valor de Volumen almacenado / Volumen bombeado, es menor de 0,05, el efecto de almacenamiento prácticamente ha desaparecido, por lo que la prueba de bombeo puede ser analizada por los métodos convencionales de Theis o Jacob. Con valores de Volumen almacenado / Volumen bombeado mayores de 0,05, este método permite determinar el coeficiente de almacenamiento en los pozos de bombeo, aún en diámetros de perforación generalmente utilizados (15 cm - 25 cm) que con los métodos convencionales no permiten la determinación del coeficiente de almacenamiento en forma precisa para estos diámetros.

La Ecuación 3.6 de Papadopoulos es para determinar el abatimiento en un pozo con almacenamiento de agua dentro del agujero (Kruseman & De Ridder, 1994); esta dada por:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} F(\alpha, u) \quad (3.6)$$

$$u = \frac{r_w^2 S}{4 T t} \quad (3.7)$$

s [m] = Abatimiento en el pozo de bombeo.

Q [m³/día] = Caudal constante de bombeo.

T [m²/día] = Transmisibilidad del acuífero.

a [m/m] = $S r_w^2 / r_c^2$

r_w [m] = Radio efectivo de la rejilla (o parte abierta en el acuífero captado) del pozo.

r_c [m] = Radio efectivo del almacenamiento (ademe) en donde se encuentra el nivel de agua.

S = Coeficiente de almacenamiento.

t [días] = Tiempo de bombeo en días.

En la ecuación (3.6) se puede observar que el abatimiento en un pozo de gran diámetro depende de la función $F(a, u)$ la cual depende de la función $u = r_w^2 S / (4Tt)$ y del coeficiente $a = S r_w^2 / r_c^2$. Si el radio efectivo de la rejilla (r) igual al radio efectivo del almacenamiento (r_c) el

coeficiente a , igualaría al coeficiente de almacenamiento (S), dependiendo entonces la función de pozo $F(a, u)$ de u y del coeficiente de almacenamiento. De la Ecuación 3.6 se tiene que:

$$F(\alpha, u) = \frac{4\pi T s}{Q} \quad (3.8)$$

Multiplicando ambos términos de la Ecuación 3.8 por la función u se tiene la Ecuación 3.9:

$$F(\alpha, u)u = \frac{s\pi r_w^2 S}{Qt} \quad (3.9)$$

Donde:

$$\frac{F(\alpha, u)u}{S} = \frac{s\pi r_w^2}{Qt} = \text{Volumen almacenado} / \text{Volumen bombeado} \quad (3.10)$$

Los valores del volumen de agua almacenado y el volumen bombeado se pueden obtener directamente del campo durante la prueba de bombeo. La función $F(\alpha, u)u/S$ fue obtenida mediante un modelo computarizado construido con base en celdas formadas por anillos concéntricos. Con los datos obtenidos mediante el modelo se construyeron curvas para diferentes valores de a .

Modelo computarizado

Gunther Schosinsky construyó un modelo computarizado de pozos de gran diámetro utilizando hojas electrónicas del programa EXCEL, donde la primera celda está formada por un círculo que representa al pozo. Las otras celdas están formadas de anillos concéntricos de espesor variable, ajustable al valor deseado; generalmente se utilizaron los anillos cercanos al pozo con espesor de 10 cm. El modelo se basa en las ecuaciones de Darcy, realizando balances de agua entre celda y celda a incrementos de tiempo muy cortos (dt), generalmente menores de un segundo.

De esta forma se reprodujeron pruebas de bombeo con diferentes diámetros de pozo, valores de transmisibilidad, coeficientes de almacenamiento y caudal de bombeo. Los valores de abatimiento obtenidos con el modelo, coinciden en todos los casos con las curvas de Papadopoulos (Figura 3.2), para pruebas de bombeo en pozos de gran diámetro (Kruseman & De Ridder, 1994).

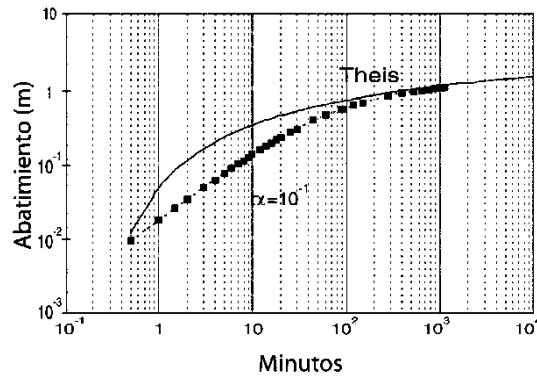


Figura 3.2 Abatimientos simulados con el modelo, utilizando los parámetros hidrogeológicos indicados en el recuadro de la figura.

Obsérvese la sobreposición del abatimiento sobre la curva de Theis y Papadopoulos. Los valores de T y S obtenidos con la sobreposición son los mismos que los utilizados en la simulación.

Con el modelo se obtiene la función $F(a, u)u/S$ y la función $F(\alpha, u)$, valores que se encuentran en la Tabla 3.2. Cabe aclarar que para cada valor de u y a existe un único valor de $F(\alpha, u)$. Además, para cada valor de $F(\alpha, u)$ y S , existe un único valor de $F(\alpha, u)u/S$.

Los valores obtenidos del modelo, permiten la construcción de curvas patrón para analizar pruebas de bombeo con almacenamiento de agua en el pozo.

Tabla 3.2 Valores de la función Volumen almacenado / Volumen bombeado vs. $F(u, a)$, para diferentes valores de S . Tomada de Schosinsky (2002), pruebas de bombeo en pozos de gran diámetro

	$S=10^{-5}$	$S=10^{-4}$	$S=10^{-3}$	$S=10^{-2}$	$S=0,05$	$S=0,1$	$S=0,2$	$S=0,3$
Valm / Vbom	$F(u, \alpha)$	$F(u, \alpha)$	$F(u, \alpha)$	$F(u, \alpha)$	$F(u, \alpha)$	$F(u, \alpha)$	$F(u, \alpha)$	$F(u, \alpha)$
$9,9 \cdot 10^{-1}$	0,154	0,103	0,053	0,025	0,021	0,020	0,019	0,019
$9,8 \cdot 10^{-1}$	0,343	0,240	0,137	0,063	0,043	0,042	0,040	0,040
$9,7 \cdot 10^{-1}$	0,543	0,389	0,232	0,108	0,070	0,065	0,062	0,062
$9,5 \cdot 10^{-1}$	0,963	0,705	0,444	0,217	0,131	0,115	0,107	0,104
$9,3 \cdot 10^{-1}$	1,396	1,037	0,673	0,343	0,199	0,171	0,154	0,149
$9,2 \cdot 10^{-1}$	1,615	1,208	0,793	0,410	0,237	0,200	0,178	0,171
$9,1 \cdot 10^{-1}$	1,837	1,380	0,916	0,481	0,276	0,230	0,204	0,194
$9,0 \cdot 10^{-1}$	2,059	1,555	1,040	0,554	0,316	0,262	0,229	0,218
$8,7 \cdot 10^{-1}$	2,732	2,085	1,425	0,787	0,449	0,363	0,310	0,290
$8,5 \cdot 10^{-1}$	3,182	2,443	1,688	0,952	0,546	0,436	0,366	0,340
$8,3 \cdot 10^{-1}$	3,632	2,803	1,956	1,122	0,648	0,513	0,426	0,393
$8,2 \cdot 10^{-1}$	3,857	2,984	2,090	1,209	0,701	0,553	0,456	0,419
$8,1 \cdot 10^{-1}$	4,082	3,164	2,226	1,297	0,755	0,595	0,487	0,446

Tabla 3.2 Continuación.....

	S=10-5	S=10-4	S=10-3	S=10-2	S=0,05	S=0,1	S=0,2	S=0,3
Valm / Vbom	F(u, α)	F(u, α)	F(u, α)	F(u, α)	F(u, α)	F(u, α)	F(u, α)	F(u, α)
8,0*10-1	4,307	3,345	2,362	1,386	0,810	0,637	0,519	0,474
7,7*10-1	4,977	3,887	2,772	1,659	0,983	0,769	0,619	0,559
7,5*10-1	5,421	4,247	3,047	1,845	1,104	0,862	0,688	0,618
7,3*10-1	5,861	4,606	3,323	2,034	1,228	0,958	0,761	0,679
7,2*10-1	6,080	4,785	3,462	2,130	1,291	1,008	0,798	0,711
7,1*10-1	6,298	4,964	3,600	2,226	1,356	1,058	0,836	0,743
7,0*10-1	6,515	5,142	3,738	2,326	1,423	1,111	0,874	0,773
6,7*10-1	7,159	5,672	4,152	2,616	1,621	1,268	0,994	0,875
6,5*10-1	7,582	6,022	4,428	2,811	1,757	1,377	1,077	0,945
6,3*10-1	8,000	6,368	4,702	3,007	1,895	1,489	1,163	1,018
6,2*10-1	8,206	6,540	4,839	3,106	1,966	1,546	1,207	1,055
6,1*10-1	8,411	6,711	4,975	3,205	2,037	1,604	1,252	1,093
6,0*10-1	8,615	6,881	5,111	3,310	2,112	1,665	1,298	1,130
5,7*10-1	9,216	7,385	5,515	3,612	2,332	1,846	1,438	1,248
5,5*10-1	9,608	7,715	5,783	3,813	2,482	1,971	1,536	1,330
5,3*10-1	9,993	8,040	6,047	4,015	2,634	2,098	1,636	1,415
5,2*10-1	10,182	8,201	6,179	4,116	2,710	2,162	1,687	1,459
5,1*10-1	10,370	8,360	6,310	4,216	2,788	2,227	1,740	1,503
5,0*10-1	10,555	8,518	6,440	4,317	2,865	2,293	1,793	1,548
4,7*10-1	11,099	8,983	6,825	4,620	3,101	2,494	1,956	1,688
4,5*10-1	11,450	9,286	7,078	4,821	3,261	2,632	2,069	1,785
4,3*10-1	11,792	9,581	7,328	5,022	3,422	2,773	2,186	1,886
4,2*10-1	11,960	9,727	7,451	5,123	3,504	2,844	2,246	1,938
4,1*10-1	12,125	9,871	7,574	5,223	3,586	2,916	2,306	1,990

	S=10-5	S=10-4	S=10-3	S=10-2	S=0,05	S=0,1	S=0,2	S=0,3
Valm / Vbom	F(u, α)	F(u, α)	F(u, α)	F(u, α)	F(u, α)	F(u, α)	F(u, α)	F(u, α)
4,0*10-1	12,287	10,013	7,695	5,323	3,668	2,989	2,367	2,044
3,7*10-1	12,760	10,429	8,055	5,623	3,918	3,212	2,557	2,212
3,5*10-1	13,062	10,697	8,289	5,823	4,087	3,365	2,689	2,329
3,3*10-1	13,354	10,959	8,520	6,022	4,258	3,521	2,825	2,452
3,2*10-1	13,496	11,087	8,634	6,121	4,345	3,600	2,894	2,515
3,1*10-1	13,635	11,213	8,747	6,220	4,432	3,681	2,965	2,579
3,0*10-1	13,772	11,338	8,859	6,304	4,505	3,746	3,023	2,628
2,7*10-1	14,167	11,701	9,191	6,607	4,779	4,002	3,254	2,842
2,5*10-1	14,418	11,935	9,408	6,813	4,969	4,182	3,420	2,996
2,3*10-1	14,661	12,164	9,623	7,022	5,165	4,369	3,594	3,160
2,2*10-1	14,780	12,277	9,730	7,128	5,266	4,466	3,684	3,245
2,1*10-1	14,897	12,388	9,837	7,235	5,367	4,564	3,777	3,333
2,0*10-1	15,013	12,500	9,944	7,326	5,456	4,646	3,853	3,403
1,7*10-1	15,355	12,833	10,271	7,647	5,768	4,951	4,145	3,682
1,5*10-1	15,584	13,060	10,497	7,873	5,990	5,172	4,358	3,889
1,3*10-1	15,820	13,297	10,736	8,115	6,231	5,412	4,590	4,118
1,2*10-1	15,944	13,422	10,863	8,243	6,360	5,541	4,716	4,242
1,1*10-1	16,073	13,553	10,995	8,377	6,496	5,676	4,850	4,374
1,0*10-1	16,210	13,692	11,135	8,519	6,642	5,821	4,994	4,515

Tabla 3.2 Continuación

7,0*10 ⁻²	16,690	14,175	11,622	9,017	7,153	6,332	5,510	5,024
5,0*10 ⁻²	17,108	14,595	12,051	9,459	7,600	6,789	5,965	5,483
3,0*10 ⁻²	17,697	15,206	12,672	10,091	8,249	7,440	6,624	6,142
2,0*10 ⁻²	18,153	15,673	13,142	10,571	8,740	7,937	7,130	6,649
1,0*10 ⁻²	18,933	16,449	13,933	11,378	9,559	8,764	7,962	7,489
7,0*10 ⁻³	19,335	16,849	14,331	11,780	9,972	9,179	8,385	7,912
5,0*10 ⁻³	19,713	17,227	14,702	12,160	10,355	9,571	8,776	8,310
3,0*10 ⁻³	20,288	17,802	15,268	12,735	10,937	10,155	9,365	8,901
2,0*10 ⁻³	20,745	18,259	15,713	13,183	11,396	10,613	9,833	9,368
1,0*10 ⁻³	21,525	19,039	16,503	13,953	12,169	11,398	10,616	10,159
7,0*10 ⁻⁴	21,926	19,440	16,903	14,345	12,569	11,794	11,021	10,561
5,0*10 ⁻⁴	22,305	19,819	17,281	14,711	12,941	12,170	11,399	10,943
3,0*10 ⁻⁴	22,880	20,394	17,854	15,274	13,504	12,741	11,967	11,517
2,0*10 ⁻⁴	23,336	20,850	18,309	15,717	13,955	13,187	12,421	11,967
1,0*10 ⁻⁴	24,116	21,630	19,087	16,477	14,723	13,955	13,187	12,742
7,0*10 ⁻⁵	24,518	22,032	19,487	16,868	15,118	14,346	13,581	13,134
5,0*10 ⁻⁵	24,897	22,411	19,865	17,237	15,491	14,712	13,955	13,505
3,0*10 ⁻⁵	25,472	22,985	20,438	17,797	16,057	15,275	14,514	14,071
2,0*10 ⁻⁵	25,928	23,442	20,893	18,242	16,506	15,717	14,958	14,514
1,0*10 ⁻⁵	26,708	24,222	21,671	19,002	17,274	16,477	15,719	15,280

Curvas patrón para análisis de pruebas de bombeo con almacenamiento de agua en el pozo

Las curvas patrón (Figura 3.3) se construyeron graficando los valores de $F(u, \alpha)/S$ en escala aritmética en el eje de las ordenadas y los valores de $F(u, \alpha)$, en escala logarítmica, en el eje de las abscisas.

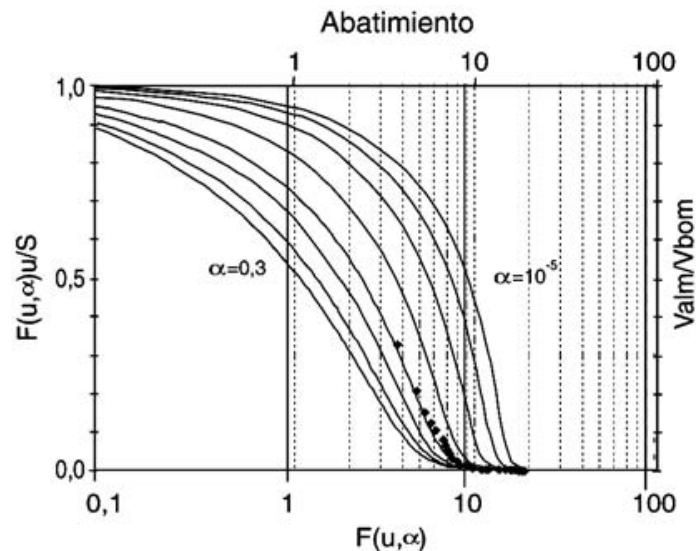


Figura 3.3. Familia de curvas para analizar pruebas de bombeo en pozos con almacenamiento de agua en la perforación o ademe. Los valores de α para cada una de las curvas, de izquierda a derecha son los siguientes: $\alpha = 0,3$; $\alpha = 0,2$; $\alpha = 0,1$; $\alpha = 0,05$; $\alpha = 0,01$; $\alpha = 10^{-3}$; $\alpha = 10^{-4}$; $\alpha = 10^{-5}$.

De acuerdo a la Ecuación 3.11 se tiene:

$$F(\alpha, u) / S = \text{Volumen almacenado} / \text{Volumen bombeado} \quad (3.11)$$

$$\text{Volumen almacenado} / \text{Volumen bombeado} = \frac{s \pi r_w^2}{Q t} \quad (3.12)$$

$$\alpha = \frac{S r_c^2}{r_w^2} \quad (3.13)$$

Donde:

S [m] = Abatimiento en el pozo de bombeo a un tiempo t . ($S = a r_c^2 / r_w^2$).

r_w [m] = Radio efectivo de la rejilla. Si se encuentra cubierta con empaque de grava el radio efectivo seria $r_w = [(r_p^2 + r_c^2)/2]^{1/2}$.

r_c [m] = Radio efectivo de almacenamiento = $[(r_p^2 + r_c^2)/2]^{1/2}$.

r_p [m] = Radio de perforación.

r_e [m] = Radio de rejilla.

r_a [m] = Radio de ademe, donde se encuentra el nivel de agua.

$Q t$ [m³] = Volumen bombeado en un tiempo t .

Análisis de pruebas de bombeo

Los siguientes son los pasos a seguir para analizar una prueba de bombeo con el método propuesto:

- 1) Con la Ecuación 3.12 se calculan los valores de $s \pi r_w^2 / Q t$ con datos obtenidos en la prueba de bombeo.
- 2) En un papel semilogaritmico de igual es cala y número de ciclos que las curvas patrón, se grafica la curva generada por los valores de $s \pi r_w^2 / Q t$, en escala aritmética (eje vertical) y los valores de abatimiento (s) en la escala logarítmica (eje horizontal).
- 3) La curva patrón (Figura 3.3) se sobrepone a la curva obtenida en el punto anterior, permitiendo únicamente el desplazamiento en el sentido horizontal, de la curva patrón. Los desplazamientos se han de realizar deslizando el eje $F(u; a) u / S = 1$ de la curva patrón, sobre el eje $\text{Volumen almacenado} / \text{Volumen bombeado} = 1$ de la prueba de bombeo, hasta alcanzar la curva patrón que mejor ajuste a la curva obtenida en el punto (2).
- 4) Con ambas curvas sobrepuestas se determina el valor de α correspondiente a la curva patrón de mejor ajuste, lo que viene a determinar el coeficiente de almacenamiento con la Ecuación 3.14.

$$S = \frac{\alpha r_c^2}{r_w^2} \quad (3.14)$$

Donde:

r_w [m]= Radio efectivo de la rejilla (o parte abierta en el acuífero captado) del pozo

$$r_w = \sqrt{\frac{(r_p^2 + r_e^2)}{2}} \quad (3.15)$$

r_c [m]= Radio efectivo del almacenamiento (ademe) en donde se encuentra el nivel de agua. Si el ademe se encuentra cubierto con empaque de grava, el radio efectivo de almacenamiento sería:

$$r_c = \sqrt{\frac{(r_a^2 + r_p^2)}{2}} \quad (3.16)$$

Donde:

r_p [m]= Radio de perforación.

r_e [m]= Radio de rejilla.

r_a [m]= Radio de ademe, donde se encuentra el nivel de agua.

Generalmente, el radio de la rejilla es igual al radio del ademe, entonces $S = \alpha$

- 5) Para obtener el valor de la transmisibilidad (T), con las curvas sobrepuestas, se selecciona un punto cualquiera, determinando el abatimiento (s) y el valor correspondiente de la función $F(u;\alpha)$ de donde:

$$T = \frac{F(u;\alpha) Q}{4 \pi s} \quad (3.17)$$

Donde:

T [m²/día]= Transmisibilidad.

s [m]= Abatimiento del punto seleccionado.

$F(u;\alpha)$ = Función de pozo del punto seleccionado.

Q [m³/día]= Caudal de bombeo.

- 6) Cuando los valores de $F(u;\alpha)$ son menores de 0,05, el efecto del almacenamiento prácticamente desaparece y la curva se ajusta a la de Theis. En estos casos, es preferible analizar la prueba por los métodos tradicionales, Theis o Jacob.

- **Método de PORCHET (Pozos de Gran Diámetro)**

Este método tiene su campo de aplicación cumpliendo con las siguientes condiciones:

- ✓ Pozos de gran diámetro.

- ✓ Sección constante.
- ✓ Prueba de bombeo de gasto constante.
- ✓ No se logra estabilización de niveles.
- ✓ Prueba de recuperación.
- ✓ Recuperación de al menos un 75 %.

Descripción método de Porchet

Un pozo de estas características pasa a ser un depósito de agua, de modo que en un bombeo en régimen no permanente (niveles no estabilizados), parte del agua bombeada procede del almacenamiento en su interior. El efecto de almacenamiento del pozo desaparece en régimen permanente, al estabilizarse los niveles.

En este tipo de pozos, no pueden aplicarse directamente las técnicas de análisis de ensayos de bombeo, ya que se incurriría en grandes errores (tendencia hacia el caudal real de la bomba utilizada).

Este método permite resolver gráfica y matemáticamente un ensayo de bombeo en pozos de gran diámetro, utilizando la curva de bombeo y la de recuperación.

En la Figura 3.4, para un intervalo dt_1 , situado en el tiempo t del bombeo, se produce un descenso del nivel, ds , que supone un vaciado del pozo igual al agua extraída menos la que penetra en el pozo procedente del acuífero. Durante la recuperación, todo ascenso igual al anterior, ds , se hará en un tiempo dt_2 con el único aporte del agua del acuífero (Custodio, 1996).

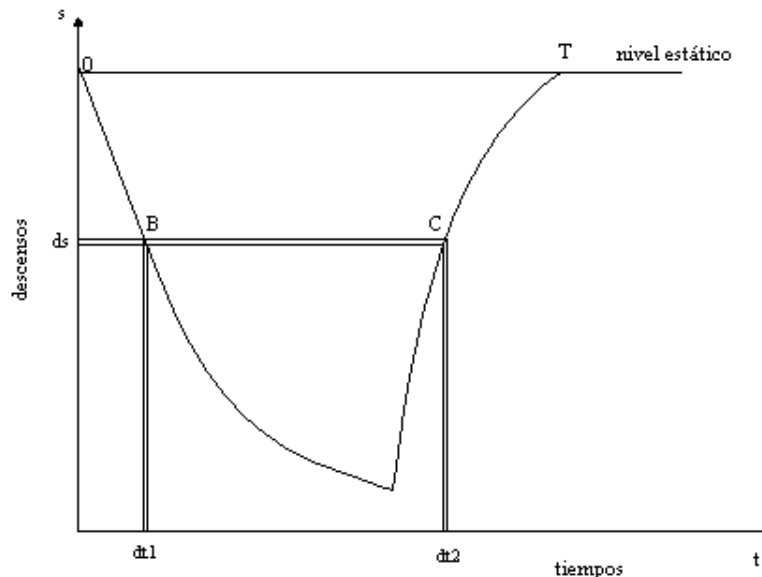


Figura 3.4 Método de PORCHET curva de bombeo. Tomada del Manual de Normas y Procedimientos para la Administración de Recursos Hídricos. Ministerio de Obras Públicas, Chile

En los puntos de la curva de bombeo y de recuperación situados sobre una paralela al eje de los tiempos (Figura 3.5), puede suponerse que:

$$Q = Q \frac{dt_1/ds}{dt_1/ds + dt_2/ds} = Q \frac{dt_1}{dt_1 + dt_2} \quad (3.18)$$

Donde:

dt_1/ds representa la pendiente de la curva de bombeo en el punto B y dt_2/ds representa la pendiente de la curva de recuperación en el punto C.

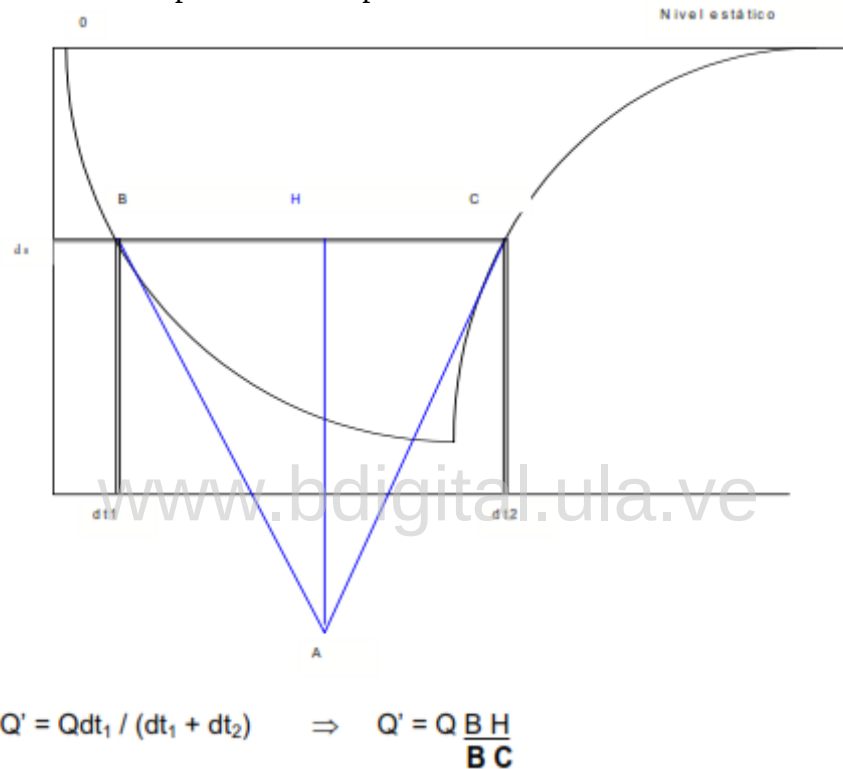


Figura 3.5 Método de PORCHET hidrograma de variación. Tomada del Manual de Normas y Procedimientos para la Administración de Recursos Hídricos. Ministerio de Obras Públicas, Chile

Para distintos tiempos del bombeo se encuentran distintos Q' , con los que se realiza un hidrograma de variación para analizar el bombeo como si se tratase de un bombeo a caudal variable.

Para calcular matemáticamente el caudal a extraer desde un pozo de gran diámetro se elegirá un tramo de la curva de bombeo y recuperación, en el cual se cumpla lo señalado en la Ecuación 3.19.

$$\Delta S_b = \Delta S_r$$

$$Q = Q \frac{dt_1}{dt_1 + dt_2} = Q \frac{\Delta t_b}{\Delta t_b + \Delta t_r} \quad (3.19)$$

Este tramo corresponde entre el 60 % y 80 % del espesor saturado en la curva de bombeo y los valores equivalentes para la curva de recuperación, ya que este tramo representa las condiciones de “mejor operación” del pozo.

Como una forma de corroborar lo anterior se puede construir una curva semejante a la curva de agotamiento en la cual se genera una serie de caudales Q' para diferentes tiempos y se analiza el punto de quiebre (Figura 3.6).

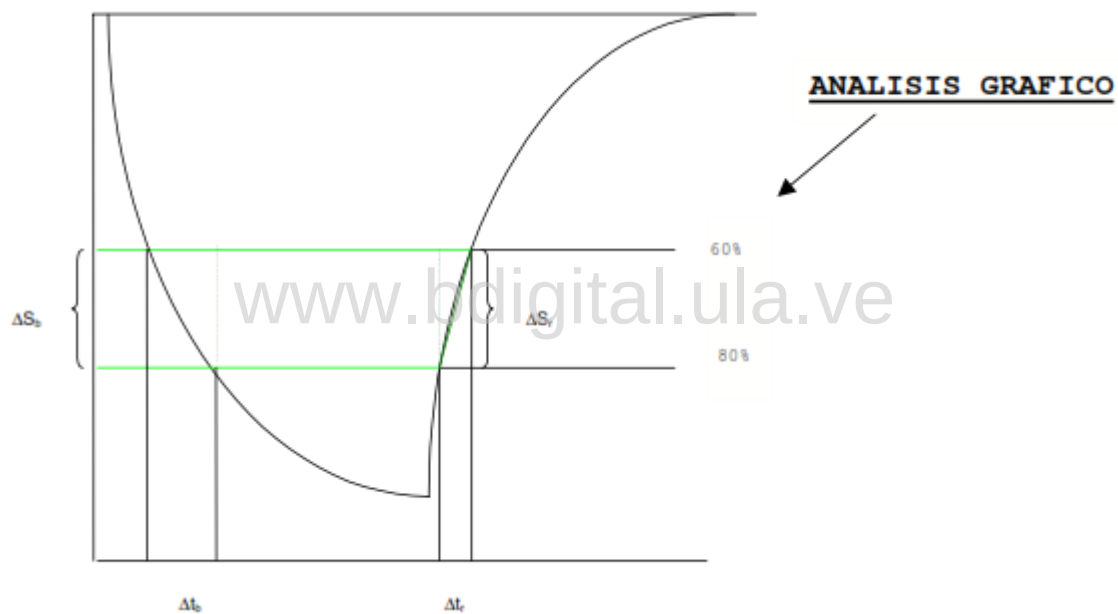


Figura 3.6 Método de PORCHET, espesor saturado. Tomada del Manual de Normas y Procedimientos para la Administración de Recursos Hídricos. Ministerio de Obras Públicas, Chile

3.2 CARACTERIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA EXISTENTE

La población de Llano El Anís, parroquia Chiguará, municipio Sucre del estado Mérida, está ubicada aproximadamente a 42 km al oeste de la ciudad de Mérida, tal como se muestra en la Figura 3.7.



Figura 3.7 Ubicación geopolítica de Llano El Anís, municipio Sucre, estado Mérida.

3.2.1 Población beneficiada

Según el proyecto “Acueducto Llano Del Anís, Municipio Sucre, Estado Mérida” elaborado en el año 2000 por Aguas Mérida C.A. la población para ese año era de 2286 habitantes (381 viviendas) y la población futura para el año 2020 se estimaba en 10793 habitantes, lo que representa una tasa de crecimiento promedio 8,07 %.

En el 2004 Aguas Mérida C.A. elabora el proyecto “Diseño de la Obra de Limpieza de la Captación, Sistema de Bombeo de la Estación N° 1”, y “el Instructivo de Operación y Mantenimiento de Llano El Anís, Municipio Sucre, estado Mérida”, a través de la Ing. Gladys Cordero, y considera una población para el año 2003 de 2250 habitantes y de 8307 habitantes para el año 2023. Esto indica una tasa de crecimiento de 5,61 %. Sin embargo, según los censos presentados por los Consejos Comunales que conforman la población en estudio en el año 2010 existían 2206 habitantes, como se muestra en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3 Población de Llano El Anís. Año 2010

Sector	Habitantes	Viviendas	Densidad
Juan Pablo II	520	149	3,49
Las Mesitas	446	123	3,63
Llano La Honda	570	133	4,29
Casco Central	670	187	3,58
Total	2206	592	
Promedio			3,75

Esta variación en los valores de población actual, obedecen a una sobreestimación de la densidad, razón por la cual para el presente trabajo se tomará como base una población de 2206 habitantes para el año 2010.

Por otra parte si se toma en consideración que para el año 2000 existían 381 viviendas y utilizando el promedio de densidad de 3,75 hab/viv, se puede inducir que para ese año existían 1429 habitantes, resultando una tasa de crecimiento de 4,44 %.

En virtud de que la población aportada por los Consejos Comunales se determinó con un censo casa a casa, se considerará esta densidad como aceptable para el cálculo de la población actual y de diseño de la galería filtrante.

Utilizando el método Geométrico se puede determinar la población actual año 2013 en 2546 habitantes y de diseño para el año 2023 en 3968 habitantes.

3.2.2 Demandas actuales y futuras

Considerando que el sistema de Llano El Anís es por bombeo, se considera como caudal de diseño el caudal medio ponderado por la relación de 12 h de bombeo. Además se considera aceptable una dotación de 250 l/hab/d.

Demanda actual (2013):

$$Q_m = 2546 \text{ hab} \times 250 \text{ l/hab/d} / 86400 \text{ s/d} = 7,37 \text{ l/s}$$

$$Q_b = 24 \text{ h} \times 7,37 \text{ l/s} / 12 \text{ h} = 14,74 \text{ l/s}$$

Demanda futura (2023):

$$Q_m = 3968 \text{ hab} \times 250 \text{ l/hab/d} / 86400 \text{ s/d} = 11,48 \text{ l/s}$$

$$Q_b = 24 \text{ h} \times 11,48 \text{ l/s} / 12 \text{ h} = 22,96 \text{ l/s}$$

3.2.3 Proyecto de diseño y cálculo

La galería filtrante de Llano El Anís fue calculada con los siguientes parámetros:

- ✓ Longitud de la Galería (2 c) = 30 m
- ✓ Transmisividad (T) = 400 m²/día
- ✓ Distancia media al río (d) = 50 m
- ✓ Abatimiento (s) = 4 m
- ✓ Ecuación de Schneebeli (1966):

$$Q = \frac{2 \times \pi \times T \times s}{\ln\left(\frac{4 \times d}{c}\right)} \quad (3.20)$$

Resultando con la Ecuación de Schneebeli (1966) un caudal disponible de **45 l/s**. Sin embargo, las dimensiones definitivas en la obra fueron:

- ✓ Longitud de la Galería (2 c) = 32,96 m
- ✓ Transmisividad (prueba de bombeo 21/05/2003) (T) = 265 m²/día. Esta prueba de bombeo fue interpretada por el Método de Boulton – Streltsova.
- ✓ Distancia media al río (d) = 33,90 m
- ✓ Abatimiento para mantener una sumergencia de 0,30 m encima de la galería (s) = 2,60 m

Aplicando la Ecuación de Schneebeli (1966), resulta un caudal teórico de **23,77 l/s**.

3.2.4 Levantamiento topográfico

Se realizó el levantamiento planialtimétrico de la galería filtrante (Figuras 3.8 y 3.9), donde: A-1 es la cámara de supervisión 1 (CS1); A-2 es la cámara de supervisión 2 (CS2); A-4 son las cámaras de bombeo 1 y 2 (CB1 y CB2). Los puntos topográficos identificados como A1-1, A2-1 y A3-1, son puntos de control para medir en cada prueba de bombeo los niveles del río Chama.

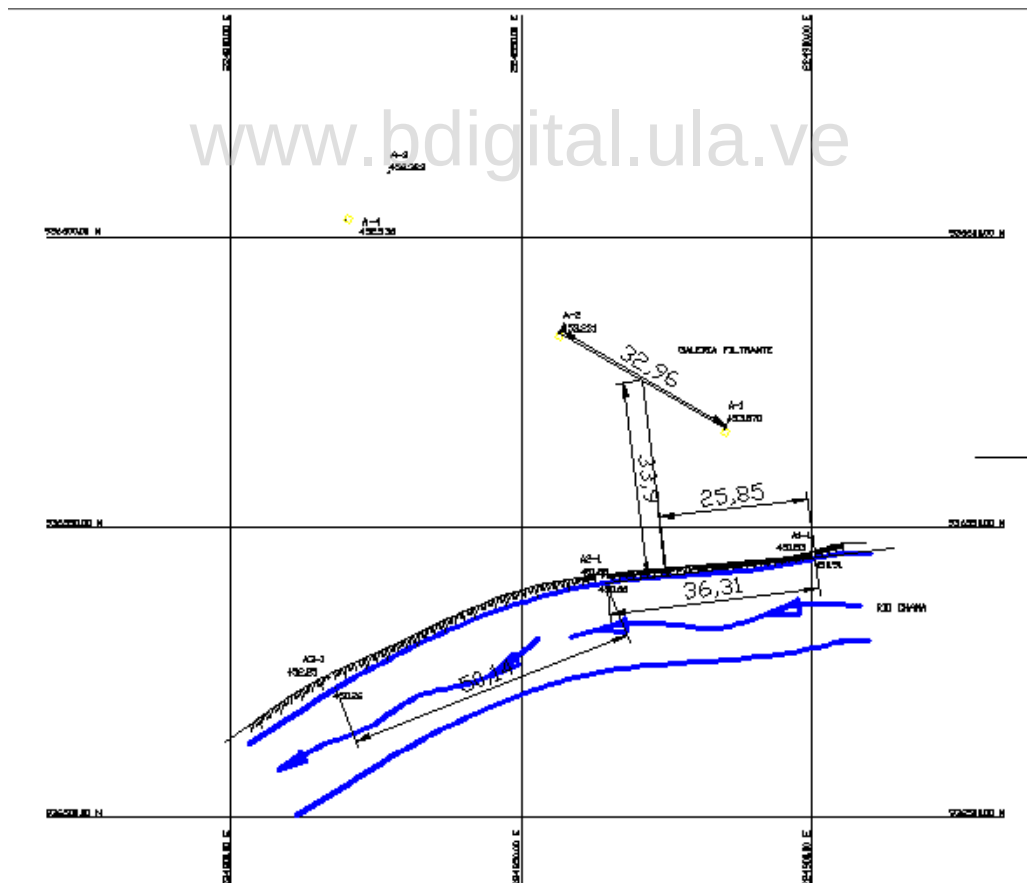


Figura 3.8 Levantamiento topográfico, captación Llano El Anis

3.2.5 Inspección detallada de los componentes del sistema

El primer componente de la galería filtrante es la cámara de observación 1 (CO1), la misma se puede observar en la Figura 3.10, está ubicada en la cota 453,87 msnm y está conformada por cilindros de concreto prefabricados ciegos de 1,52 m de diámetro interno. La finalidad de esta estructura es la de facilitar la limpieza de la galería en el mantenimiento de la misma, además permite sedimentar lodos en la zona inferior.

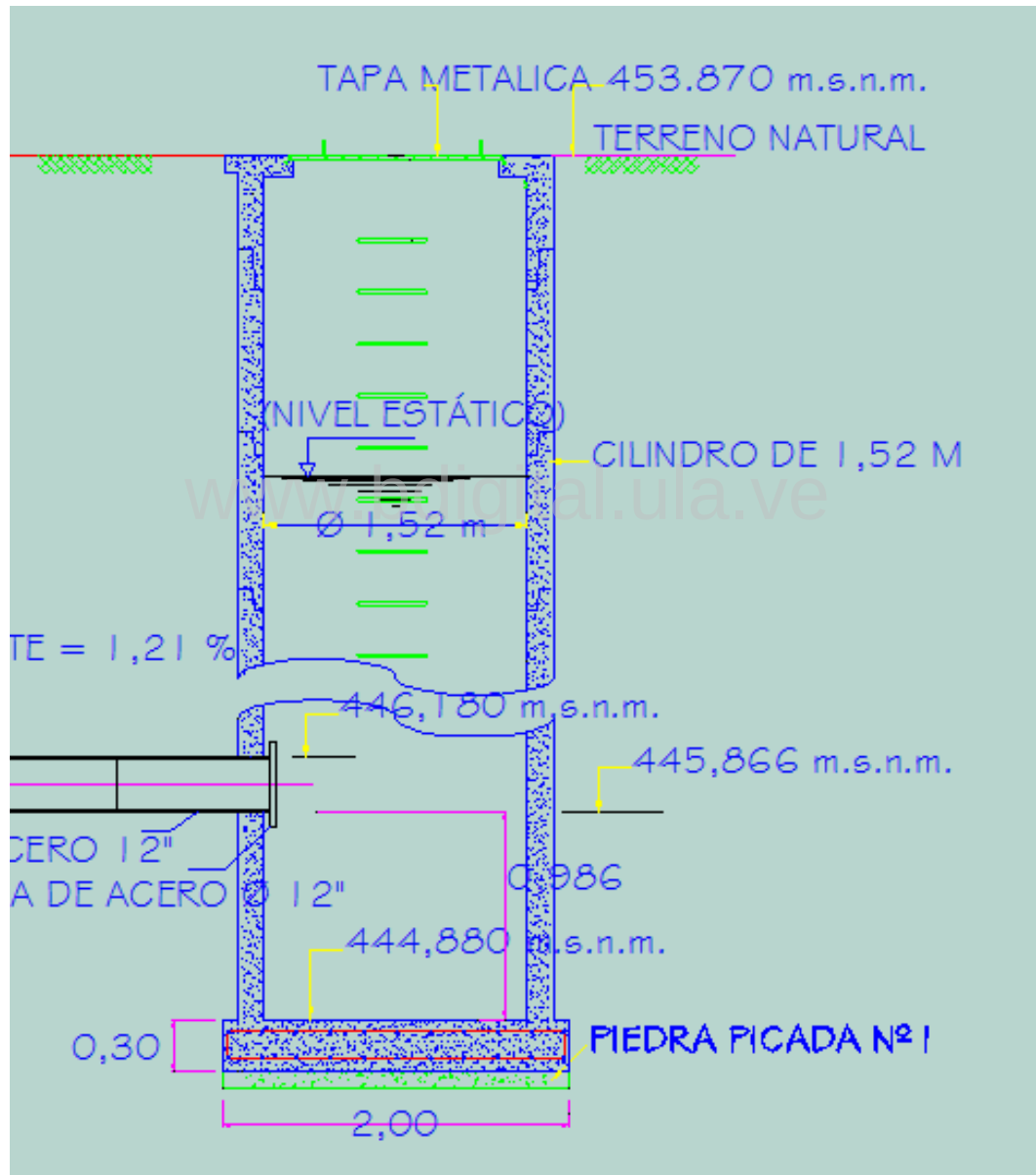


Figura 3.10 Cámara de observación 1 (CO1)

El segundo componente, es la galería propiamente dicha (Figura 3.11), la cual está conformada por tubería ranurada de 315 mm PVC con una pendiente de 1,21 % y longitud 32,90 m.

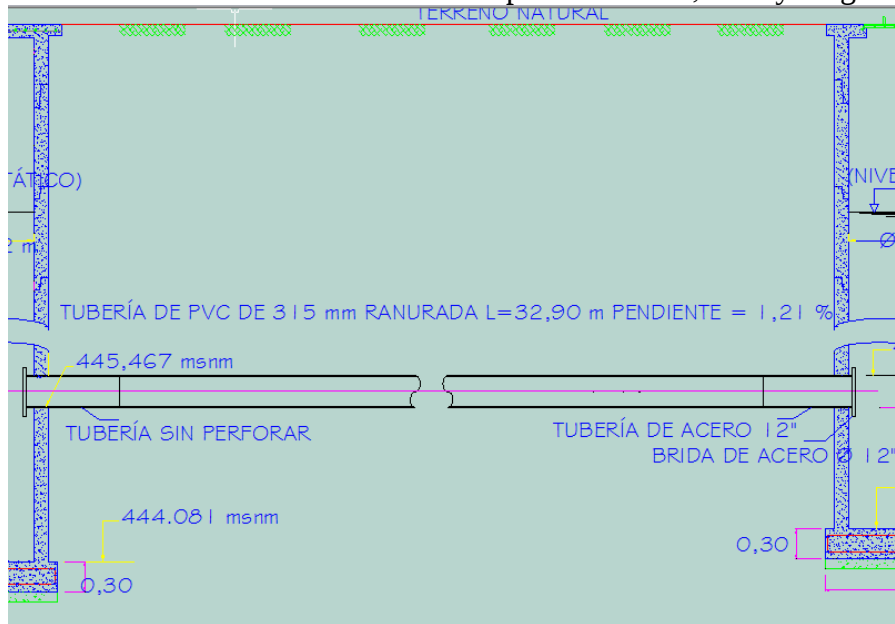


Figura 3.11 Galería filtrante

El tercer componente es la cámara de observación 2 (CO2), una sección de la misma se observa en la Figura 3.12, la cual está ubicada en la cota 453,231 msnm y está conformada por cilindros de concreto de las mismas características que la CO1. La finalidad de esta estructura es la de interconectar la fase de captación con las cámaras de bombeo. También facilita la limpieza de la galería en el mantenimiento de la misma, además permite sedimentar lodos en la zona inferior.

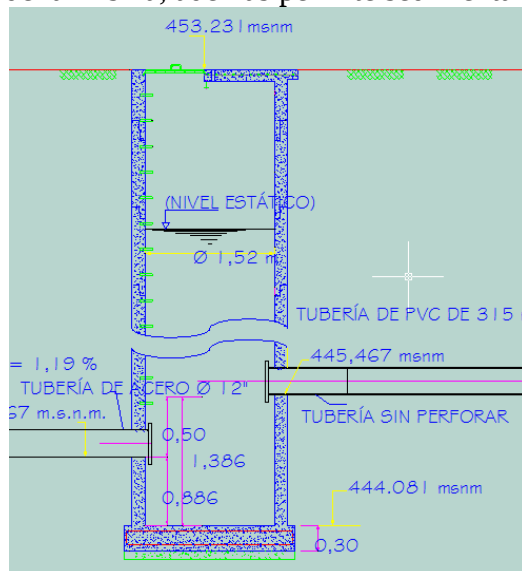


Figura 3.12 Cámara de observación 2 (CO2)

Posteriormente existe una tubería de acero de 12", con una longitud de 41,50 m y pendiente 1,19 %, que conecta la CO2 con las cámaras de bombeo.

La penúltima unidad del sistema la constituyen dos cámaras de bombeo CB1 y CB2 (Figura 3.13), ubicadas en las cotas 452,536 msnm y está conformada por cilindros de concreto de las mismas características que la CO1, e interconectadas entre sí con una tubería de 8" de acero. Dentro de cada una de estas unidades existen bombas KSB UPH 294/4 de 35 Hp con motores sumergibles. El caudal de bombeo de cada bomba hacia el Estanque N° 6 es de 17,60 l/s y 18,50 l/s, respectivamente. Toda las válvulas de control de golpe de ariete, chek y válvulas de cierre instaladas están en buenas condiciones.

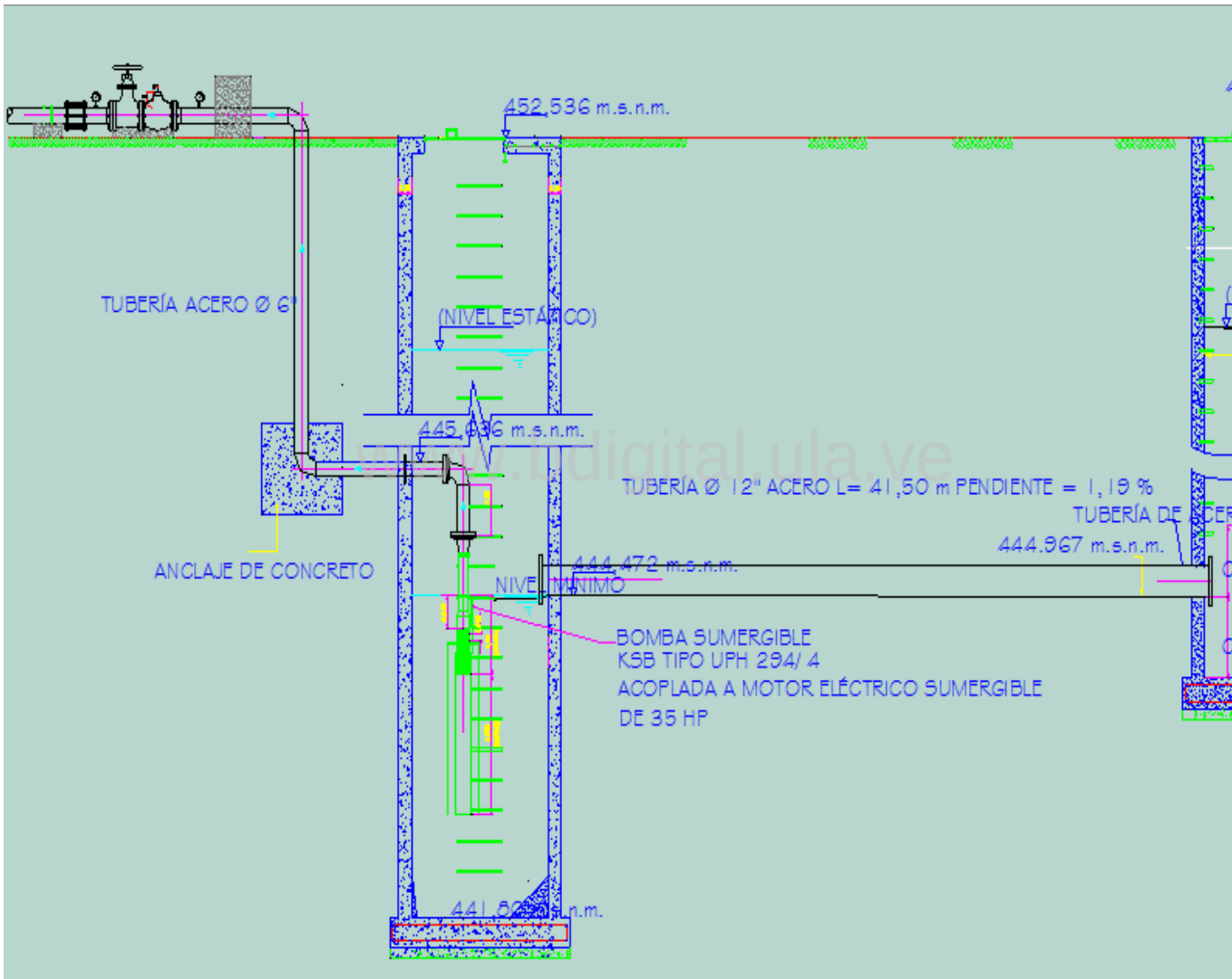


Figura 3.13 Cámaras de bombeo CB1 y CB2

3.3 METODOLOGÍA PARA LA REALIZACIÓN DE LAS PRUEBAS DE BOMBEO

En el presente trabajo se pretende efectuar una valoración del comportamiento hidráulico de la galería filtrante de Llano El Anís, así como también se intenta encontrar la formulación matemática que mejor se adapte a dicho comportamiento. Para ello se realizó una evaluación de los datos obtenidos a través de pruebas de bombeo, a fin de realizar el mejor ajuste teórico que permita evaluar la eficiencia del sistema.

3.3.1 Realización de pruebas de bombeo

Consistirá en bombear la cámara perforada en el acuífero en estudio durante un cierto tiempo, midiéndose la evolución del nivel piezométrico en las cámaras de bombeo y en las cámaras de inspección de la galería. A partir del comportamiento de los abatimientos de los niveles, la distancia entre las cámaras de observación y el pozo bombeado y el caudal de bombeo, se podrá obtener la información sobre las características del acuífero.

El aforo del caudal bombeado se realizará mediante el método volumétrico con el uso de una sonda eléctrica de contacto. Las pruebas de bombeo suministrarán información sobre el caudal de bombeo óptimo y profundidad a la que se debe abatir el acuífero. Se tomarán mediciones de los niveles piezométricos en forma manual, mediante sondas eléctricas de contacto. Como el abatimiento y la recuperación de los niveles son mayores durante las primeras horas, tal como es entendido, las lecturas se deben realizar a intervalos cortos y luego se irán aumentando conforme se prolongue el bombeo.

En la Tabla 3.4 se sugiere una secuencia de intervalos de tiempo, aplicables para el pozo de bombeo, así como para el de observación que se encuentren cercanos al pozo bombeado, ya que en ellos las variaciones de nivel del agua son inmediatas. Los intervalos de tiempo indicados son una guía de la frecuencia con la que deben realizarse. El control del caudal de extracción debe ser riguroso, por lo que se medirá periódicamente. Además, se llevará un registro de los sucesos ocurridos en el transcurso de la prueba, con el mayor detalle posible.

En cuanto al tiempo total de la prueba es importante mencionar que la misma se deberá lograr en un tiempo corto, estimado, según la experiencia de los operadores, en 4 horas. Al finalizar el bombeo, se procederá a tomar las medidas de recuperación, con la misma secuencia de tiempos utilizada durante la etapa de abatimiento. La duración de esta etapa depende del tiempo de bombeo y normalmente no es necesario superarlo.

Tabla 3.4 Secuencia de intervalos de tiempo para la medición de niveles de agua durante una prueba de bombeo. Fuente: Comisión Nacional del Agua México, D.F.(2007)

N° de Lectura	Tiempo a partir del Inicio de bombeo	N° de Lectura	Tiempo a partir del Inicio de bombeo
1	Antes de iniciar el bombeo	17	30 min
2	15 s	18	40 min
3	30 s	19	50 min
4	45 s	20	1 h
5	1 min	21	1:20 h
6	2 min	22	1:40 h
7	3 min	23	2 h
8	4 min	24	2:30 h
9	5 min	25	3 h
10	6 min	26	4 h
11	8 min	27	5 h
12	10 min	28	7 h
13	12 min	29	9 h
14	15 min	30	13 h
15	20 min	31	19 h
16	25 min	32	25 h

CAPÍTULO 4

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 REALIZACIÓN DE PRUEBA DE BOMBEO

Se realizaron cuatro pruebas de bombeo en la galería filtrante de Llano El Anís, los días 12/04, 19/04, 09/07 y 22/10 del año 2010, respectivamente. Para ello se utilizaron sondas eléctricas y en algunos casos se utilizó una sonda tipo Diver, en la medición de los abatimientos.

4.1.1 Prueba realizada el 12/04/2010

En esta prueba se instalaron sondas eléctricas en la cámara de supervisión 1 (CS1), cámara de supervisión 2 (CS2), cámara de bombeo 2 (CB2) y en una cámara de observación (CO) que penetra el acuífero y que está instalada cerca de la caseta de bombeo (Figura 4.1). A fin de corroborar los datos y la confiabilidad de los mismos se tomaron datos repetidos con el Diver instalándolo en la CS2. En la Tabla 4.1 se muestran los resultados obtenidos, en cuanto a niveles y abatimientos).

Nivel estático = 447,745 msnm

Nivel dinámico máximo = 445,953 msnm

Caudal de bombeo constante = 17,60 l/s

Método de aforo = volumétrico en el Estanque N° 6

Solo se realizó prueba de abatimiento sin recuperación

Tiempo sin bombear antes del inicio de la prueba = 5 h

Tiempo de la prueba de bombeo = 2 h y 30 min

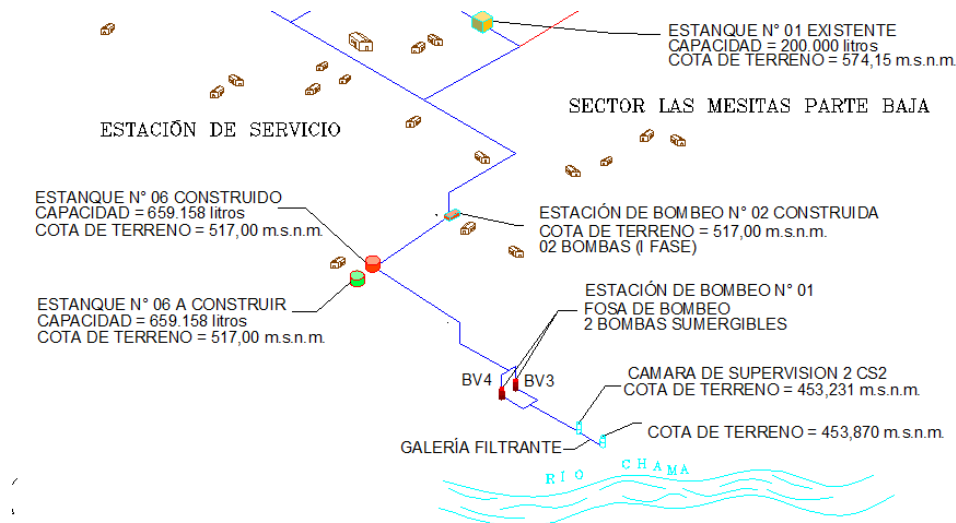


Figura 4.1 Sistema actual, galería filtrante Llano El Anís

Tabla 4.1 Prueba de bombeo 12-04-2010 sin recuperación y caudal de bombeo 17,60 l/s

N° de Lectura	Tiempo a partir del Inicio de bombeo	Nivel del Agua respecto a la Cota Terreno				Nivel del Agua en cotas			
		Cámara de Supervisión N° 1 (CS1)	Cámara de Supervisión N° 2 (CS2)	Cámara de Bombeo N° 2 (CB2)	Cámara de Bombeo N° 2 (CO)	Cámara de Supervisión N° 1 (CS1)	Cámara de Supervisión N° 2 (CS2)	Cámara de Bombeo N° 2 (CB2)	Cámara de Bombeo N° 2 (CO)
1	Antes de iniciar el Bombeo	6,125	5,486	4,791	4,860	447,745	447,745	447,745	447,677
2	15 segundos	6,125	5,503	4,811	4,860	447,745	447,728	447,725	447,677
3	30 segundos	6,141	5,543	4,819	4,860	447,729	447,688	447,717	447,677
4	45 segundos	6,156	5,556	4,834	4,860	447,714	447,675	447,702	447,677
5	1 minuto	6,177	5,573	4,853	4,860	447,693	447,658	447,683	447,677
6	2 minutos	6,215	5,613	4,895	4,861	447,655	447,618	447,641	447,676
7	3 minutos	6,232	5,648	4,926	4,863	447,638	447,583	447,610	447,674
8	4 minutos	6,290	5,686	4,967	4,866	447,580	447,545	447,569	447,671
9	5 minutos	6,319	5,713	5,002	4,869	447,551	447,518	447,534	447,668
10	6 minutos	6,380	5,746	5,031	4,872	447,490	447,485	447,505	447,665
11	8 minutos	6,391	5,806	5,093	4,876	447,479	447,425	447,443	447,661
12	10 minutos	6,471	5,864	5,149	4,882	447,399	447,367	447,387	447,655
13	12 minutos	6,487	5,911	5,204	4,888	447,383	447,320	447,332	447,649
14	15 minutos	6,555	5,989	5,279	4,890	447,315	447,242	447,257	447,647
15	20 minutos	6,706	6,086	5,387	4,894	447,164	447,145	447,149	447,643
16	25 minutos	6,806	6,190	5,484	4,900	447,064	447,041	447,052	447,637
17	30 minutos	6,914	6,276	5,574	4,915	446,956	446,955	446,962	447,622
18	40 minutos	7,065	6,419	5,716	4,950	446,805	446,812	446,820	447,587
19	50 minutos	7,155	6,526	5,831	4,986	446,715	446,705	446,705	447,551
20	1 hora	7,234	6,619	5,926	5,021	446,636	446,612	446,610	447,516
21	1:20 horas	7,346	6,778	6,076	5,085	446,524	446,453	446,460	447,452
22	1:40 horas	7,514	6,919	6,224	5,152	446,356	446,312	446,312	447,385
23	2 horas	7,679	7,058	6,360	5,220	446,191	446,173	446,176	447,317
24	2:30 horas	7,821	7,278	6,582	5,321	446,049	445,953	445,954	447,216
Profundidad crítica de funcionamiento lomo del tubo de salida o entrada		7,690	7,450	7,750		446,180	445,781	444,786	
máxima profundidad		7,860	7,764	8,064	Altura	1,696	1,792	1,791	0,461
DIAM. TUBO 12"		0,30486	8,264		Área	1,81			
ESPEJOR		0,00952			Volumen	3,08	3,25	3,25	
					V Total Fosas	12,83			
					V Aforado	160,51			
					V acuífero	147,68			
					V Estanque 6	416,92			

Tabla 4.1 Continuación.....

	CT	Medición	C Rio
A1-1	451,830	0,352	451,478
A2-1	451,880	0,681	451,199
A3-1	452,250	1,361	450,889

N° de Lectura	Tiempo a partir del Inicio de bombeo	Abatimiento				Tiempo en segundos acumulado	Nivel del acuífero respecto al nivel del sistema	Nivel del Río respecto al nivel del acuífero	Nivel del Río respecto al nivel del sistema
		Cámara de Supervisión N° 1 (CS1)	Cámara de Supervisión N° 2 (CS2)	Cámara de Bombeo N° 2 (CB2)	Cámara de Bombeo N° 2 (CO)				
1	Antes de iniciar el Bombeo						0,068	3,801	3,733
2	15 segundos	0,000	0,017	0,020	0,000	15		3,522	3,454
3	30 segundos	0,016	0,057	0,028	0,000	30		3,212	3,144
4	45 segundos	0,031	0,070	0,043	0,000	45			
5	1 minuto	0,052	0,087	0,062	0,000	60		8,68	60
6	2 minutos	0,090	0,127	0,104	0,001	120		6,20	60
7	3 minutos	0,107	0,162	0,135	0,003	180		7,44	60
8	4 minutos	0,165	0,200	0,176	0,006	240		6,20	60
9	5 minutos	0,194	0,227	0,211	0,009	300		7,44	60
10	6 minutos	0,255	0,260	0,240	0,012	360		6,20	60
11	8 minutos	0,266	0,320	0,302	0,016	480		8,06	120
12	10 minutos	0,346	0,378	0,358	0,022	600		5,58	120
13	12 minutos	0,362	0,425	0,413	0,028	720		8,68	120
14	15 minutos	0,430	0,503	0,488	0,030	900		6,61	180
15	20 minutos	0,581	0,600	0,596	0,034	1200		6,69	300
16	25 minutos	0,681	0,704	0,693	0,040	1500		6,69	300
17	30 minutos	0,789	0,790	0,783	0,055	1800		7,19	300
18	40 minutos	0,940	0,933	0,925	0,090	2400		6,69	600
19	50 minutos	1,030	1,040	1,040	0,126	3000		6,69	600
20	1 hora	1,109	1,133	1,135	0,161	3600		7,06	600
21	1:20 horas	1,221	1,292	1,285	0,225	4490		6,94	1200
22	1:40 horas	1,389	1,433	1,433	0,292	6000		6,88	1200
23	2 horas	1,554	1,572	1,569	0,360	7200		6,75	1200
24	2:30 horas	1,696	1,792	1,791	0,461	9000		7,48	1800

Graficando (Figura 4.2) en representación semilogarítmica los valores de los abatimientos en el eje de las ordenadas escala lineal y en el eje de las abscisas el tiempo con valores logarítmicos, se determinó que las CS1, CS2 y CB2 siguen un patrón muy similar, razón por lo cual en las siguientes pruebas de bombeo solo se tomaran los valores la CS2 donde descarga la galería filtrante. Por otra parte la CO se observa defasada, pero con una tendencia paralela.

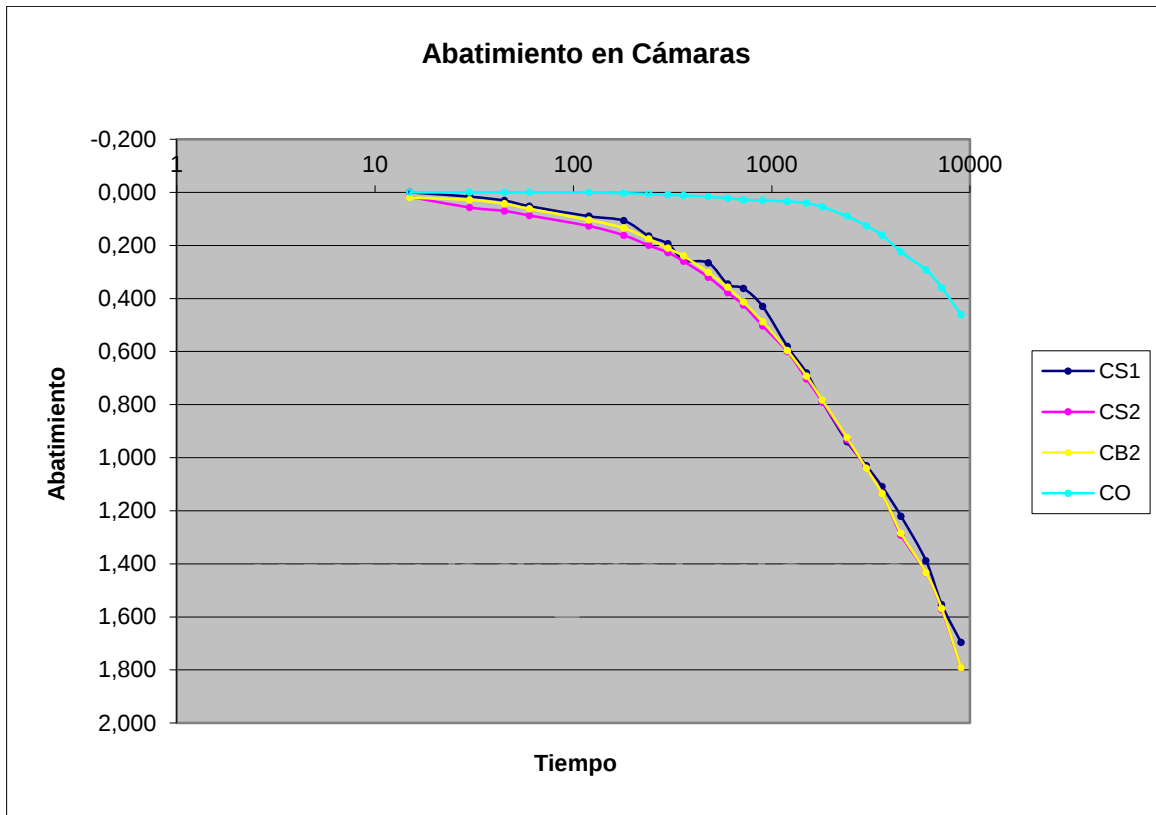


Figura 4.2 Abatimiento en las cámaras de supervisión y de bombeo

Por otra parte si se realiza un balance hídrico de los caudales bombeados en cada periodo de tiempo medido en la prueba de bombeo (Tabla 4.2), se logra determinar los caudales aportados por el acuífero, observándose claramente que en el comienzo del tiempo de bombeo, el mayor caudal es aportado por el almacenamiento existente y posteriormente el aporte lo realiza el acuífero.

Es importante señalar que en estos sistemas el acuífero tiende a buscar el equilibrio con el caudal que bombea la bomba, disminuyendo rápidamente el caudal desalojado del sistema. Es importante señalar que la condición ideal, es que este valor tienda a cero, para que todo el caudal bombeado, sea el aportado por el acuífero.

Tabla 4.2 Balance hídrico 12-04-2010

Tiempo	Tiempo en s	Desniveles			Volúmenes desalojados			L	L	L	L/s	L/s	L/s
		Cámara de Supervisión N° 1 (CS1)	Cámara de Supervisión N° 2 (CS2)	Cámara de Bombeo N° 2 (CB2)	Cámara de Supervisión N° 1 (CS1)	Cámara de Supervisión N° 2 (CS2)	Cámaras de Bombeo N° 2 (CB2) y N° 1 (CB1)	Volumen Total Desalojado	Caudal de Bombeo 17,60 L/s x Tiempo	Volumen Galería Filtrante	Caudal Galería Filtrante	Caudal Desalojado	Caudal de Bombeo
1 minuto	60	0,052	0,087	0,062	94,36	157,87	225,01	477,24	1056,00	578,76	9,65	7,95	17,60
2 minutos	60	0,038	0,04	0,042	68,95	72,58	152,43	293,96	1056,00	762,04	12,70	4,90	17,60
3 minutos	60	0,017	0,035	0,031	30,85	63,51	112,50	206,86	1056,00	849,14	14,15	3,45	17,60
4 minutos	60	0,058	0,038	0,041	105,25	68,95	148,80	323,00	1056,00	733,00	12,22	5,38	17,60
5 minutos	60	0,029	0,027	0,035	52,62	48,99	127,02	228,64	1056,00	827,36	13,79	3,81	17,60
6 minutos	60	0,061	0,033	0,029	110,69	59,88	105,25	275,82	1056,00	780,18	13,00	4,60	17,60
8 minutos	120	0,011	0,06	0,062	19,96	108,88	225,01	353,84	2112,00	1758,16	14,65	2,95	17,60
10 minutos	120	0,08	0,058	0,056	145,17	105,25	203,23	453,65	2112,00	1658,35	13,82	3,78	17,60
12 minutos	120	0,016	0,047	0,055	29,03	85,29	199,60	313,92	2112,00	1798,08	14,98	2,62	17,60
15 minutos	180	0,068	0,078	0,075	123,39	141,54	272,19	537,12	3168,00	2630,88	14,62	2,98	17,60
20 minutos	300	0,151	0,097	0,108	274,00	176,02	391,95	841,97	5280,00	4438,03	14,79	2,81	17,60
25 minutos	300	0,1	0,104	0,097	181,46	188,72	352,03	722,21	5280,00	4557,79	15,19	2,41	17,60
30 minutos	300	0,108	0,086	0,09	195,98	156,05	326,63	678,66	5280,00	4601,34	15,34	2,26	17,60
40 minutos	600	0,151	0,143	0,142	274,00	259,49	515,34	1048,83	10560,00	9511,17	15,85	1,75	17,60
50 minutos	600	0,09	0,107	0,115	163,31	194,16	417,36	774,83	10560,00	9785,17	16,31	1,29	17,60
1 hora	600	0,079	0,093	0,095	143,35	168,76	344,77	656,88	10560,00	9903,12	16,51	1,09	17,60
1:20 horas	1200	0,112	0,159	0,15	203,23	288,52	544,38	1036,13	21120,00	20083,87	16,74	0,86	17,60
1:40 horas	1200	0,168	0,141	0,148	304,85	255,86	537,12	1097,83	21120,00	20022,17	16,69	0,91	17,60
2 horas	1200	0,165	0,139	0,136	299,41	252,23	493,57	1045,20	21120,00	20074,80	16,73	0,87	17,60
2:30 horas	1800	0,142	0,22	0,222	257,67	399,21	805,68	1462,56	31680,00	30217,44	16,79	0,81	17,60
											14,73		17,60

Graficando el tiempo versus el caudal aportado por la galería filtrante se tiene la Figura 4.3.

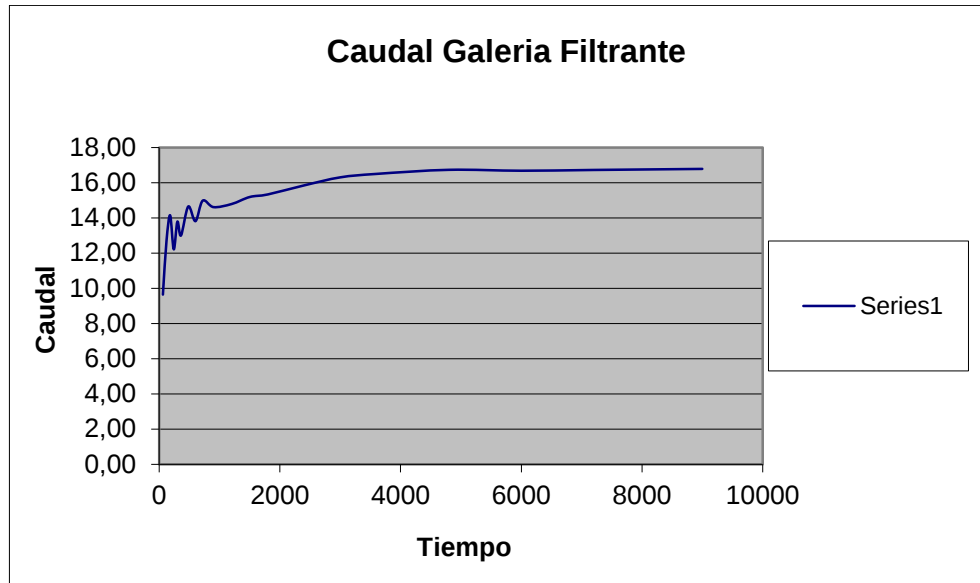


Figura 4.3 Balance hídrico. Caudal aportado por la galería

Graficando el tiempo versus el caudal desalojado por el sistema se tiene la Figura 4.4.

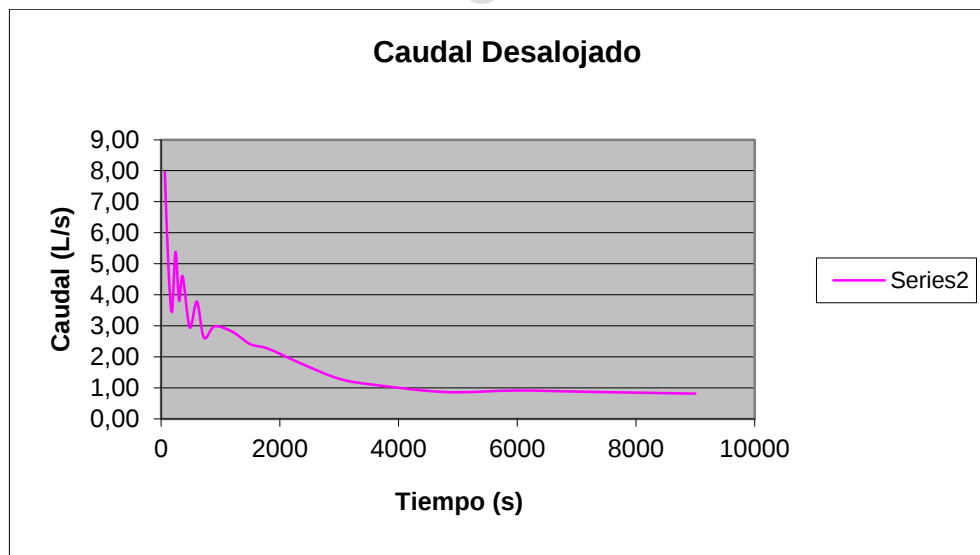


Figura 4.4 Balance hídrico. Caudal desalojado por el sistema

Como se puede observar las dos tendencias de las Figuras 4.3 y 4.4 son opuestas, razón por lo cual se plantea una tercera gráfica (Figura 4.5), donde se considera la inversa del tiempo y se

representan las líneas de tendencia, observándose que cuando x (tiempo) tiende a cero, resulta el caudal de bombeo de 17,60 l/s.

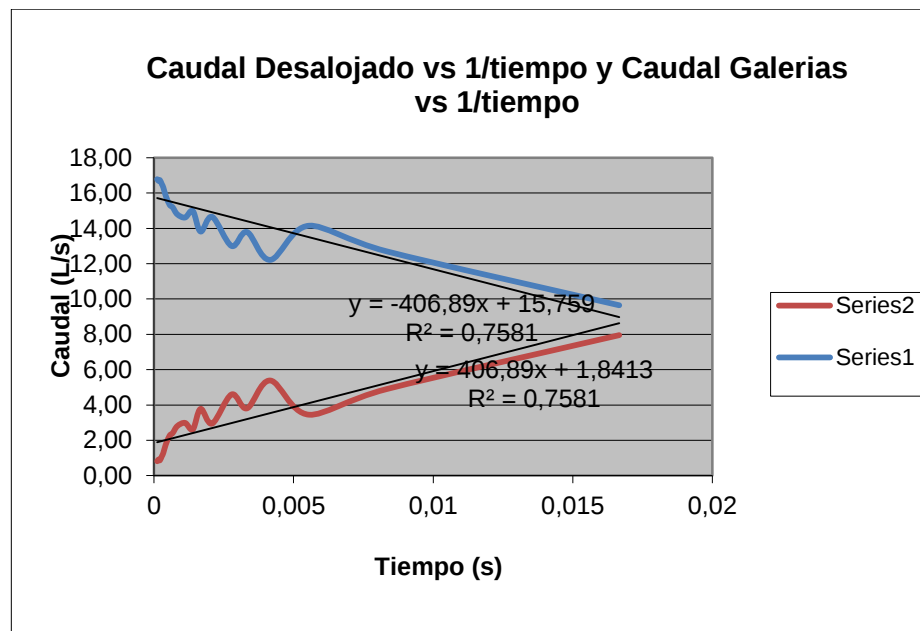


Figura 4.5 Balance hídrico. Caudal desalojado vs caudal galerías

Mediante esta metodología se puede obtener el caudal de bombeo sin necesidad de realizar mediciones en la descarga, procedimiento muy útil cuando la tubería de descarga presenta limitaciones físicas para su medición adecuada.

En el Apéndice A se muestran los resultados obtenidos en las tres pruebas de bombeo restantes, realizadas los días 19/04 (Apéndice A.1), 09/07 (Apéndice A.2) y 22/10 (Apéndice A.3) del año 2010, en los cuales se siguió y comprobó la metodología usada en la prueba de bombeo del 12/04/2010, para la obtención de los caudales de bombeo. En la Tabla 4.3 se pueden observar un resumen de los resultados obtenidos para cada prueba de bombeo, destacando que las últimas dos pruebas (efectuadas el 09/07 y 22/10 del 2010, se midieron los niveles durante el abatimiento y la recuperación, respectivamente).

Tabla 4.3 Datos y resultados obtenidos en las pruebas de bombeo

Fecha	Método de aforo	Tiempo sin bombeo antes de la prueba (h)	Duración de la prueba	Caudal de bombeo constante (l/s)	Nivel estático (msnm)	Nivel dinámico (msnm)
12/04/2010	Volumétrico (en el Estanque N° 6)	05	02 h 30 min	17,6	447,745	445,953
19/04/2010		36	04 h 50 min	17,6	448,363	445,018
09/07/2010		24	11 h 18 min	12,2	448,411	446,680
22/10/2010		24	11 h 00 min	18,5	448,790	445,852

4.2 CORRIDAS DE DATOS MEDIANTE EL MÉTODO DE BOULTON – STRELTSOVA

Las corridas de los datos para este método se hicieron usando el software Excel 7.0. A continuación se presentan los datos utilizados y los resultados obtenidos para la prueba de bombeo efectuada el 12/04/2010, que permitieron encontrar los parámetros hidrogeológicos transmisividad y conductividad hidráulica de la galería filtrante.

En el Apéndice B se pueden observar los resultados obtenidos en la tres pruebas de bombeo restantes, realizadas los días 19/04/2010 (Apéndice B.1), en los cuales se siguió la misma metodología usada en el análisis de la prueba de bombeo del 12/04/2010, para la obtención de los parámetros hidrogeológicos de la galería filtrante.

4.2.1 Análisis de prueba de bombeo del 12/04/2010

Datos requeridos para aplicar el método Boulton – Streltsova, según la Figura 4.6:

$D = 20$ m (sugerido por Jégat, 2004)

$b_1 = 8,26$ m

$d = 7,46$ m

$r_{ew} = 1,52$ m

$r = 43,50$ m

$b_2 = 8$ m

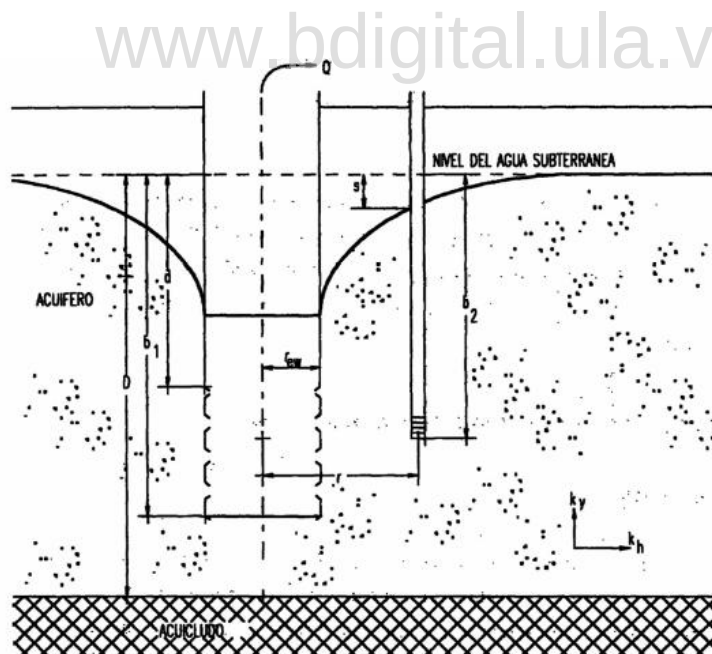


Figura 4.6 Método de BOULTON - STRELTSOVA. Figura tomada de:

<http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Noticias/LIBROS/Obras%20de%20Toma.pdf>

Aplicando a los datos tomados en la prueba de bombeo del 12/04/2010, mostrados en la Tabla 4.4, el Método de Boulton - Streltsova, se fueron obteniendo los resultados que se van mostrando a continuación:

Tabla 4.4 Prueba de bombeo 12-04-2010 sin recuperación y caudal de bombeo 17,60 l/s

NE= 4,86

		T (min)	Profundidad, m	Tiempo, días	Abatimiento, m
2 min	2	2	4,861	0,0013889	0,001
3 min	1	3	4,863	0,0020833	0,003
4 min	1	4	4,866	0,0027778	0,006
5 min	1	5	4,869	0,0034722	0,009
6 min	1	6	4,872	0,0041667	0,012
8 min	2	8	4,876	0,0055556	0,016
10 min	2	10	4,882	0,0069444	0,022
12 min	2	12	4,888	0,0083333	0,028
15 min	3	15	4,890	0,0104167	0,030
20 min	5	20	4,894	0,0138889	0,034
25 min	5	25	4,900	0,0173611	0,040
30 min	5	30	4,915	0,0208333	0,055
40 min	10	40	4,950	0,0277778	0,090
50 min	10	50	4,986	0,0347222	0,126
1 h	10	60	5,021	0,0416667	0,161
1:20 h	20	80	5,085	0,0555556	0,225
1:40 h	20	100	5,152	0,0694444	0,292
2 h	20	120	5,220	0,0833333	0,360
2:30 h	30	150	5,321	0,1041667	0,461

Realizando la gráfica de los valores mostrados en la Tabla 4.4 en papel doble log, se obtuvo la Figura 4.7, denominada curva experimental 10/04/2010.

Por otro lado, tomando en consideración que el sistema de galerías está conformado por cuatro cámaras de 1,52 m de diámetro se tiene un r_{ew} equivalente de 1,52 m, pues:

$$A = \frac{\pi \times 1,52^2 \times 4}{4} = 7,26 m^2$$

$$r_{ew} = \sqrt{\frac{7,26 m^2}{4}} = 1,52 m$$

$$\frac{r}{r_{ew}} = \frac{4350 m}{1,52 m} = 2862$$

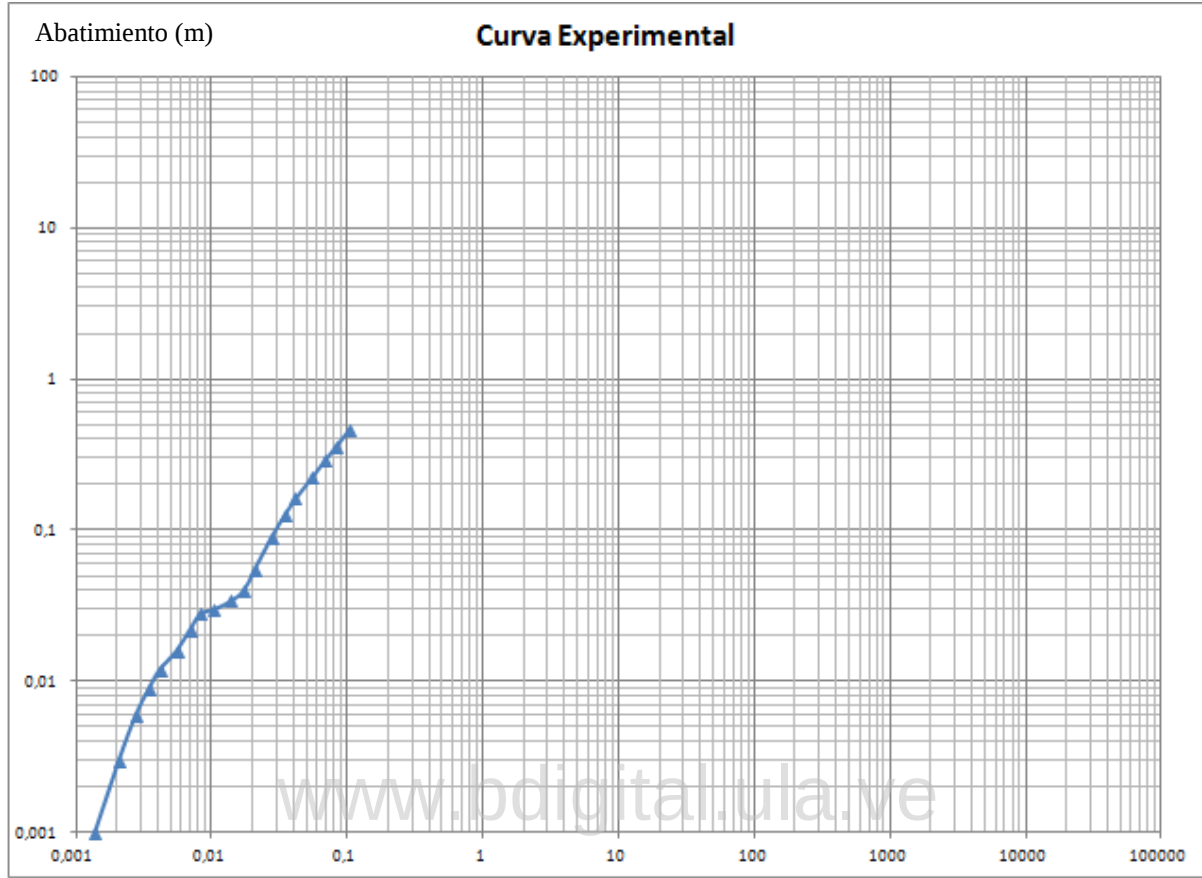


Figura 4.7 Curva experimental 10/04/2010

Tiempo (días)

Por otra parte, considerando la opinión de algunos autores, que en la hidráulica del acuífero en pozos radiales, el acuífero ignora cuál es el sistema establecido para obtener el agua y que solo el radio del pozo, ofrece cierta dificultad y en su lugar debe utilizarse el ya mencionado radio equivalente. Este, según Custodio *et al* (1976), está dado por la Ecuación 4.1:

$$r_e = 0,8 \times a_m \sqrt[n]{1/4} \quad (4.1)$$

donde:

a_m = longitud media de los drenes (32,9 m)

n = número de drenes (1)

Aplicando la Ecuación 4.1 se obtiene: $r_e = 6,58$ m y una relación $r/r_{ew} = 6,61$, para $r = 43,50$ m

Promediando los dos valores de r/r_w se tiene una media de 17,62, la cual se aproxima a 20 para el análisis Boulton – Streltsova.

Graficando las curvas A con $r/r_{ew} = 20$ se obtiene la Figura 4.8.

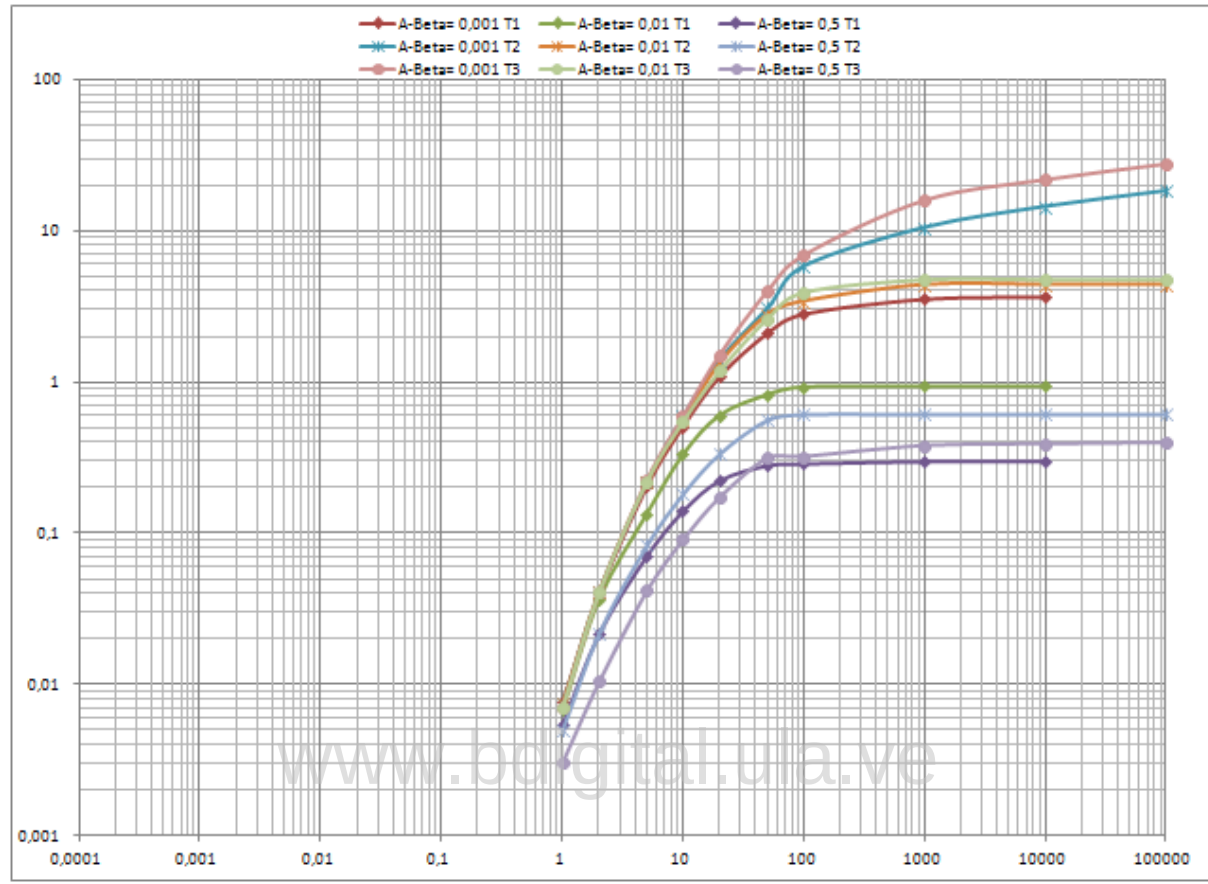


Figura 4.8 Curva A con $r/r_{ew} = 20$

Ajustando la curva experimental sobre la curva tipo A como se observa en la Figura 4.9, determina que existe un ajuste adecuado en $\beta^{1/2} = 0,5$ T3. Seleccionando un punto arbitrario A de la parte superpuesta de las dos hojas se tiene:

$$s = 0,016 \text{ m}$$

$$t = 0,00555556 \text{ d}$$

$$W = 0,1725$$

$$1/U_A = 20$$

$$\beta^{1/2} = 0,5$$

$$\beta = 0,7071$$

$$Q = 17,6 \text{ l/s} = 1520,64 \text{ m}^3/\text{d}$$

Por lo tanto la transmisividad la galería filtrante es de:

$$T = Q \times W / (4 \times \pi \times s) = 1304,62 \text{ m}^2/\text{d}$$

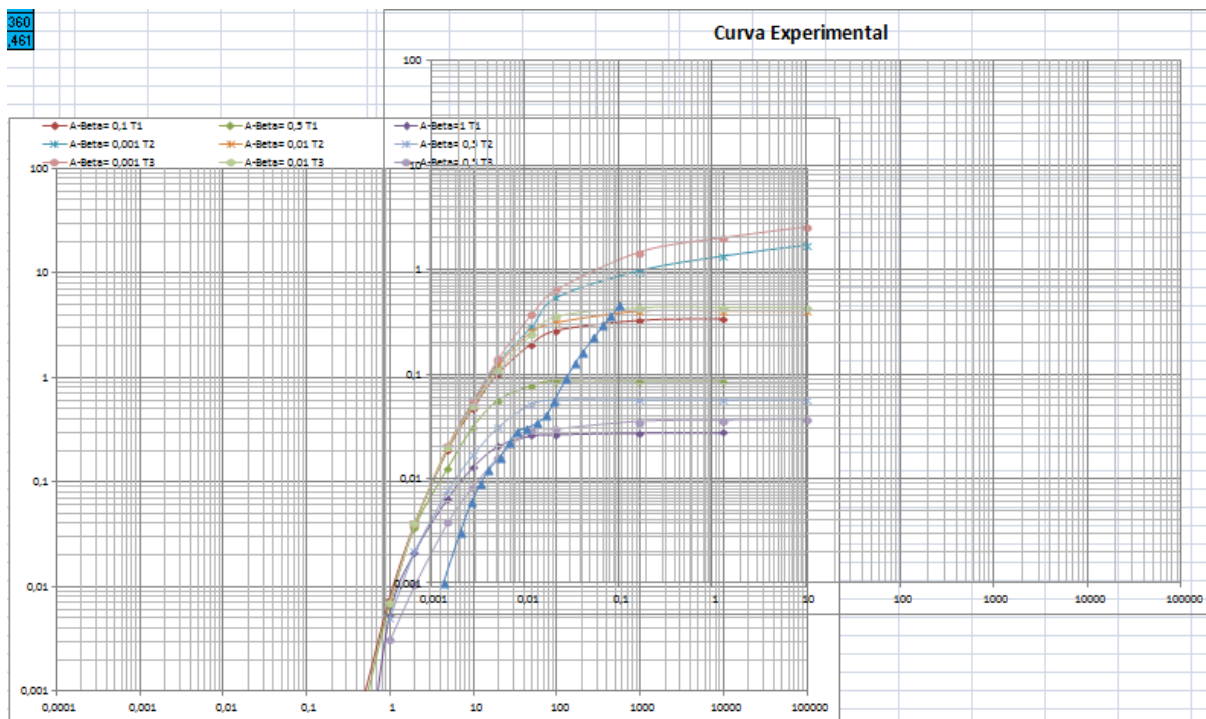


Figura 4.9 Ajuste de la curva experimental a la curva A con $r/r_{ew} = 20$

Por otra parte la conductividad hidráulica se obtiene con $S_A = 10^{-3}$:

$$Kh = r^2 \times S_A / (4 \times D \times U_A \times t)$$

$$Kh = 85,15 \text{ m/d}$$

Además:

$$Kv = \beta \times (D / r)^2 \times Kh$$

$$Kv = 12,73 \text{ m/d}$$

Si se selecciona un punto arbitrario B de la parte superpuesta de las dos hojas (Figura 4.10) con $\beta^{1/2} = 0,5$; se obtiene una transmisividad de 5664,64 m²/d, según se calcula a continuación.

$$s = 0,030 \text{ m}$$

$$t = 0,0104167 \text{ d}$$

$$W = 0,58$$

$$1/U_A = 5,5$$

$$\beta^{1/2} = 0,5$$

$$\beta = 0,7071$$

$$b_1/D = 0,413$$

$$Q = 17,6 \text{ l/s} = 1520,64 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$T = Q \times W / (4 \times \pi \times b_1/D \times s) = 5664,64 \text{ m}^2/\text{d}$$

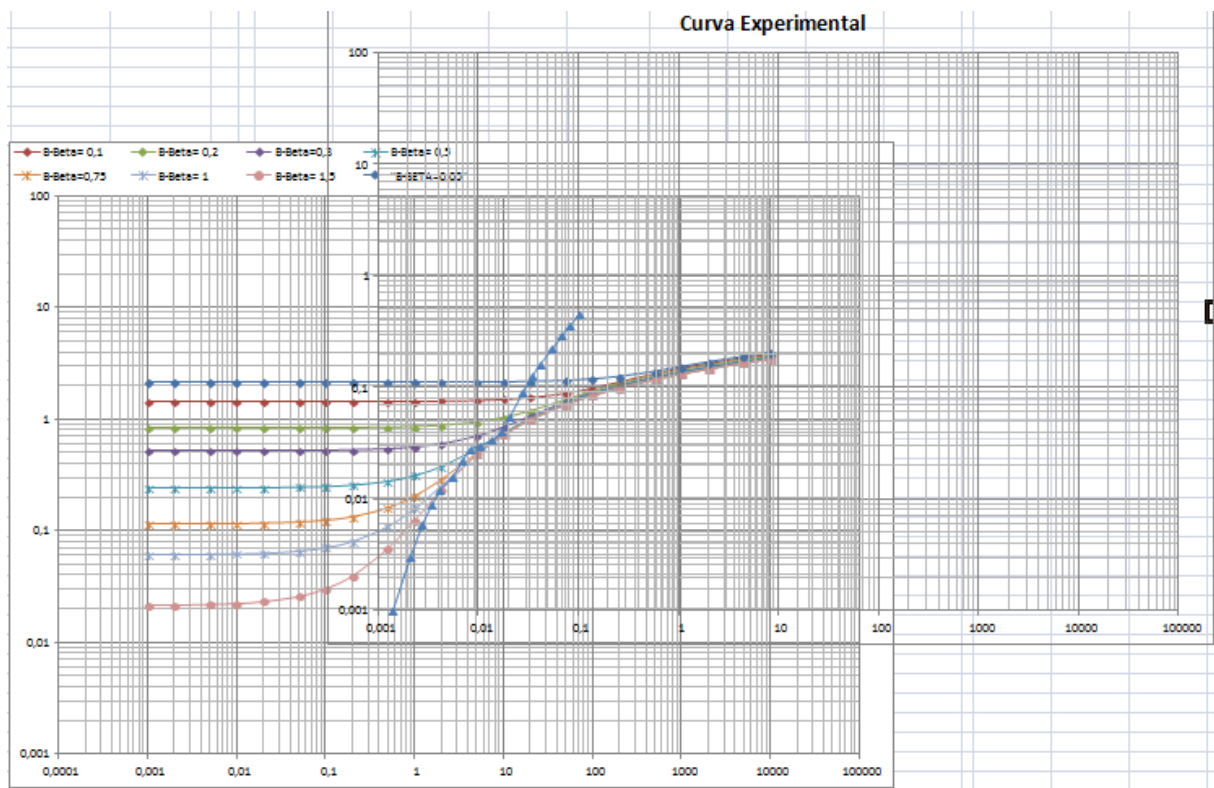


Figura 4.10 Ajuste de la curva experimental a la curva B con $\beta^{1/2} = 0,5$

En la Tabla 4.5 se muestra un resumen de los resultados obtenidos para las pruebas de bombeo realizadas los días 12/04 y 19/04 del año 2010.

Tabla 4.5 Parámetros hidrogeológicos (S_A , T , Kh , Kv) obtenidos por el método de Boulton – Streletsova en las pruebas de bombeo del 12/04 y 19/04 del 2010

Fecha	Caudal (l/s)	r/r_w	Mejor ajuste ($\beta^{1/2}$)	S_A	Con punto Arbitrario A			Con punto Arbitrario B
					T (m^2/d)	Kh (m/d)	Kv (m/d)	T (m^2/d)
12/04/2010	17,6	20	0,5	10^{-3}	1304,62	85,15	12,73	5664,64
19/04/2010					907,56	113,53	16,97	5095,63

De los resultados de transmisividad aportados por el método de Boulton – Streletsova, se puede citar, que ninguno corresponde al del acuífero, pues los valores aportados en los análisis de las Curvas A y B no coinciden, como lo exige la metodología y la curva experimental medianamente se ajusta a las curvas patrones.

Si se comparan los valores de los ensayos de suelo realizados al material excavado para la construcción de la galería filtrante, que clasifica al suelo como GW (grava bien gradada), mezcla

de grava y arenas con pocos finos; y por otra parte, si se toma en cuenta que la arena con grava tiene una conductividad hidráulica (k) entre 5 – 100 m/día (www.cna.gob.mx 2007), se puede determinar una transmisividad promedio de $T = 1050 \text{ m}^2/\text{día}$ (con un espesor saturado del acuífero de 20 m, sugerido por Jégat (2004).

4.3 CORRIDAS DE DATOS MEDIANTE EL MÉTODO DE GUNTHER SCHOSINSKY

4.3.1 Análisis de prueba del 12/04/2010

Aplicando a los datos tomados en la prueba de bombeo del 12/04/2010 (Tabla 4.6) el método de Gunther Schosinsky obtenemos los siguientes resultados:

Tabla 4.6 Método de Gunther Schosinsky. Prueba de bombeo efectuada el 12-04-2010

Tiempo (min)	Tiempo (s)	Descensos (m)	Abatimiento (m)	Volumen almacenado	Volumen Bombeado	Volumen Almacenado / Volumen Bombeado
1	60	0,06575	0,066	477,24	1056,00	$4,5193 * 10^{-1}$
2	60	0,0405	0,106	771,20	2112,00	$3,6515 * 10^{-1}$
3	60	0,0285	0,135	978,06	3168,00	$3,0873 * 10^{-1}$
4	60	0,0445	0,179	1301,06	4224,00	$3,0802 * 10^{-1}$
5	60	0,0315	0,211	1529,70	5280,00	$2,8972 * 10^{-1}$
6	60	0,038	0,249	1805,52	6336,00	$2,8496 * 10^{-1}$
8	120	0,04875	0,298	2159,36	8448,00	$2,5561 * 10^{-1}$
10	120	0,0625	0,360	2613,01	10560,00	$2,4744 * 10^{-1}$
12	120	0,04325	0,403	2926,93	12672,00	$2,3098 * 10^{-1}$
15	180	0,074	0,477	3464,05	15840,00	$2,1869 * 10^{-1}$
20	300	0,116	0,593	4306,02	21120,00	$2,0388 * 10^{-1}$
25	300	0,0995	0,693	5028,22	26400,00	$1,9046 * 10^{-1}$
30	300	0,0935	0,786	5706,88	31680,00	$1,8014 * 10^{-1}$
40	600	0,1445	0,931	6755,71	42240,00	$1,5994 * 10^{-1}$
50	600	0,10675	1,038	7530,54	52800,00	$1,4262 * 10^{-1}$
60	600	0,0905	1,128	8187,42	63360,00	$1,2922 * 10^{-1}$
80	1200	0,14275	1,271	9223,55	84480,00	$1,0918 * 10^{-1}$
100	1200	0,15125	1,422	10321,38	105600,00	$0,9774 * 10^{-1}$
120	1200	0,144	1,566	11366,58	126720,00	$0,8970 * 10^{-1}$
150	1800	0,2015	1,768	12829,14	158400,00	$0,8099 * 10^{-1}$

En la Figura 4.11, a la izquierda, se graficaron los valores de volumen almacenado / volumen bombeado contra el abatimiento. Como se puede observar la curva calculada no se ajusta a ninguna curva de referencia de Gunther Schosinsky (Figura 4.11 a la derecha)..

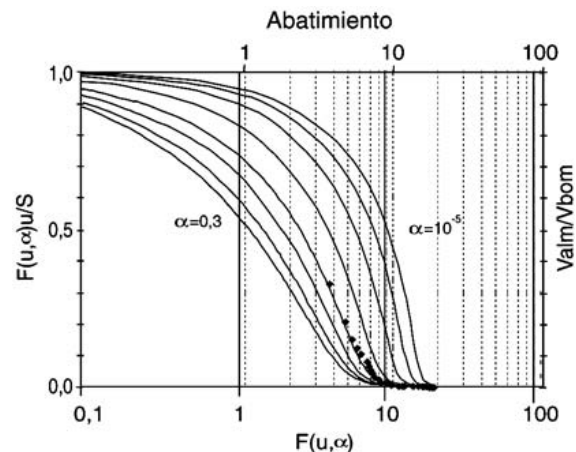
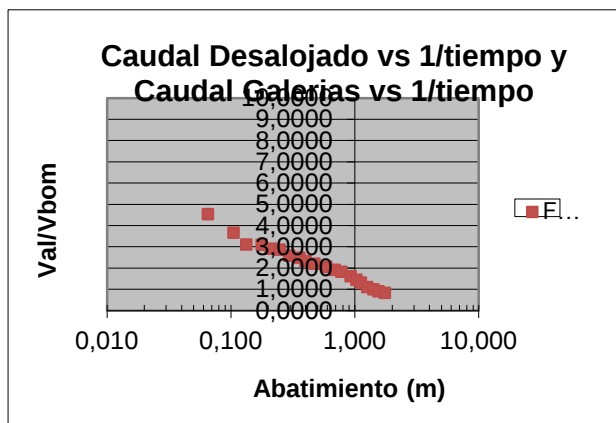


Figura 4.11 Gráfica Gunther Schosinsky. Relación de Volumen vs Abatimiento. Curvas para analizar pruebas de bombeo en pozos con almacenamiento de agua en la perforación

4.3.2 Análisis de prueba del 19/04/2010

Aplicando a los datos tomados en la prueba de bombeo del 19/04/2010 (Tabla 4.7), el método de Gunther Schosinsky se obtuvieron los siguientes resultados, los cuales son similares a los de la prueba de bombeo del 12/04/2010, ya que como se puede observar en la Figura 4.12, la curva calculada no se ajusta a ninguna curva de referencia del mencionado método.

Tabla 4.7 Método de Gunther Schosinsky. Prueba de bombeo efectuada el 19-04-2010

Tiempo (min)	Tiempo (s)	Descensos (m)	Abatimiento (m)	Volumen almacenado	Volumen Bombeado	Volumen Almacenado / Volumen Bombeado
1	60	0,07225	0,072	524,42	264,00	$19,8642 \cdot 10^{-1}$
2	60	0,0365	0,109	789,35	528,00	$14,9497 \cdot 10^{-1}$
3	60	0,03475	0,143	1041,57	792,00	$13,1512 \cdot 10^{-1}$
4	60	0,0365	0,180	1306,50	1056,00	$12,3722 \cdot 10^{-1}$
5	60	0,03875	0,219	1587,76	1320,00	$12,0285 \cdot 10^{-1}$
6	60	0,02775	0,246	1789,18	1584,00	$11,2954 \cdot 10^{-1}$
8	120	0,06075	0,307	2230,13	2112,00	$10,5593 \cdot 10^{-1}$
10	120	0,04925	0,356	2587,60	2640,00	$9,8015 \cdot 10^{-1}$
12	120	0,05525	0,412	2988,63	3168,00	$9,4338 \cdot 10^{-1}$
15	180	0,0735	0,485	3522,12	3960,00	$8,8942 \cdot 10^{-1}$
20	300	0,11075	0,596	4325,98	5280,00	$8,1931 \cdot 10^{-1}$
25	300	0,0915	0,688	4990,12	6600,00	$7,5608 \cdot 10^{-1}$
30	300	0,08325	0,771	5594,38	7920,00	$7,0636 \cdot 10^{-1}$
40	600	0,1615	0,932	6766,60	10560,00	$6,4078 \cdot 10^{-1}$
50	600	0,1405	1,073	7786,40	13200,00	$5,8988 \cdot 10^{-1}$
60	600	0,1285	1,201	8719,10	15840,00	$5,5045 \cdot 10^{-1}$
80	1200	0,2083	1,410	10231,01	21120,00	$4,8442 \cdot 10^{-1}$
100	1200	0,1467	1,556	11295,81	26400,00	$4,2787 \cdot 10^{-1}$
120	1200	0,12175	1,678	12179,52	31680,00	$3,8445 \cdot 10^{-1}$
150	1800	0,1485	1,827	13257,38	39600,00	$3,3478 \cdot 10^{-1}$

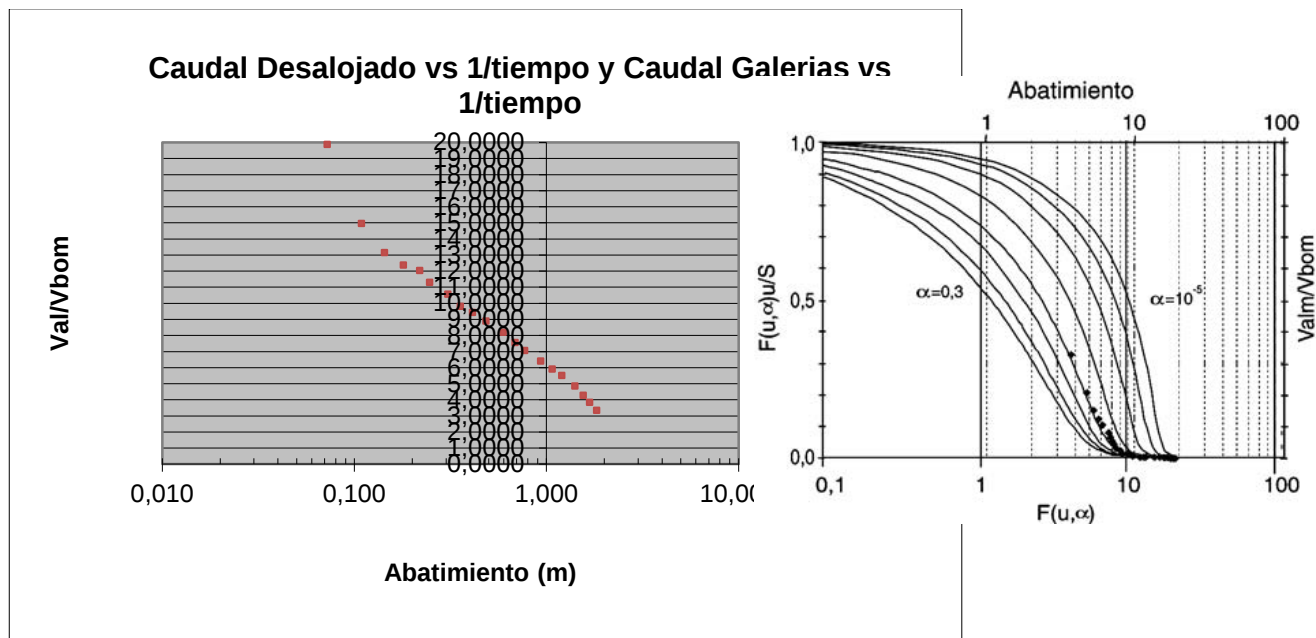


Figura 4.12 Gráfica Gunther Schosinsky. Relación de Volumen vs Abatimiento. Familia de curvas para analizar pruebas de bombeo en pozos con almacenamiento de agua en la perforación

Un resultado similar se obtuvo procesando por este método la prueba de bombeo efectuada el día 22/10/2010, el cual se puede observar en el Apéndice C.1.

4.4 CORRIDAS DE DATOS MEDIANTE EL MÉTODO DE PORCHET

4.4.1 Análisis de prueba del 12/04/2010

Aplicando, a los datos tomados en la prueba de bombeo del 12/04/2010, el método de Porchet se obtuvo los siguientes resultados:

$$\text{Abatimiento máximo} = 61,8 \text{ cm} + 173,41 \text{ cm} = 235,21 \text{ cm}$$

$60\% \times 235,21 \text{ cm} = 141,13 \text{ cm}$
 $141,13 \text{ cm} - 61,8 \text{ cm} = 79,33 \text{ cm}$
 $80\% \times 235,21 \text{ cm} = 188,17 \text{ cm}$
 $188,17 \text{ cm} - 61,8 \text{ cm} = 126,37 \text{ cm}$

Tiempo 1	Tiempo 2	Tiempo 3	Tiempo 4
30,23	76,44	176,05	211,55
46,21		35,5	

Caudal = $17,60 \text{ l/s} \times (46,21 / (46,21 + 35,5)) = 9,95 \text{ l/s}$

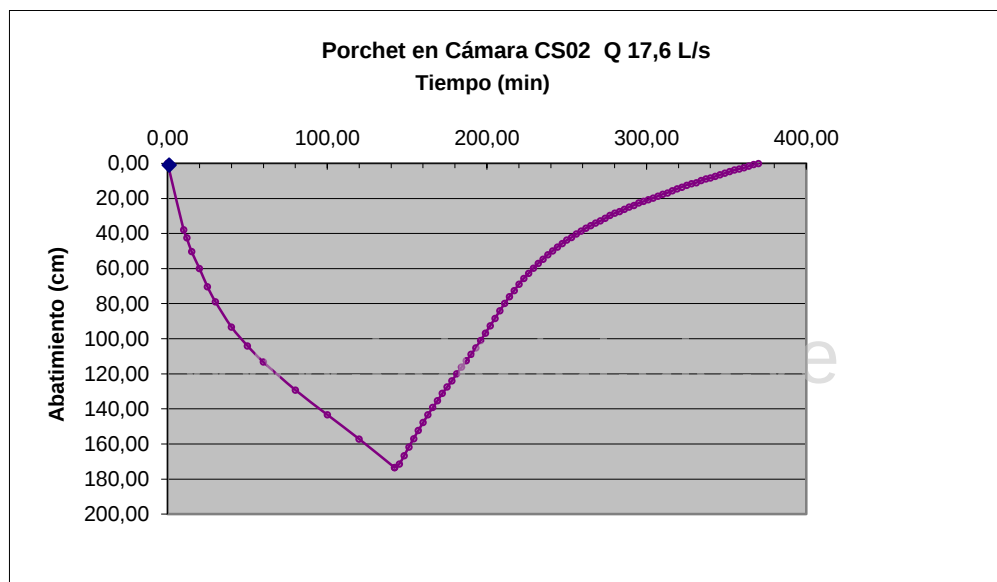


Figura 4.13 Gráfica de Porchet 12/04/2010. Caudal de bombeo 17,60 l/s

4.4.2 Análisis de prueba del 19/04/2010

Resultados:

Abatimiento máximo = $0,00 \text{ cm} + 235,21 \text{ cm} = 235,21 \text{ cm}$
 $60\% \times 235,21 \text{ cm} = 141,13 \text{ cm}$
 $141,13 \text{ cm} - 0 = 141,13 \text{ cm}$
 $80\% \times 235,21 \text{ cm} = 188,17 \text{ cm}$
 $188,17 \text{ cm} - 0 = 188,17 \text{ cm}$

Tiempo 1	Tiempo 2	Tiempo 3	Tiempo 4
----------	----------	----------	----------

76,49	152,17	271,28	306,78
75,68		35,5	

Caudal = $17,60 \text{ l/s} \times (75,68 / (75,68 + 35,5)) = 11,98 \text{ l/s}$

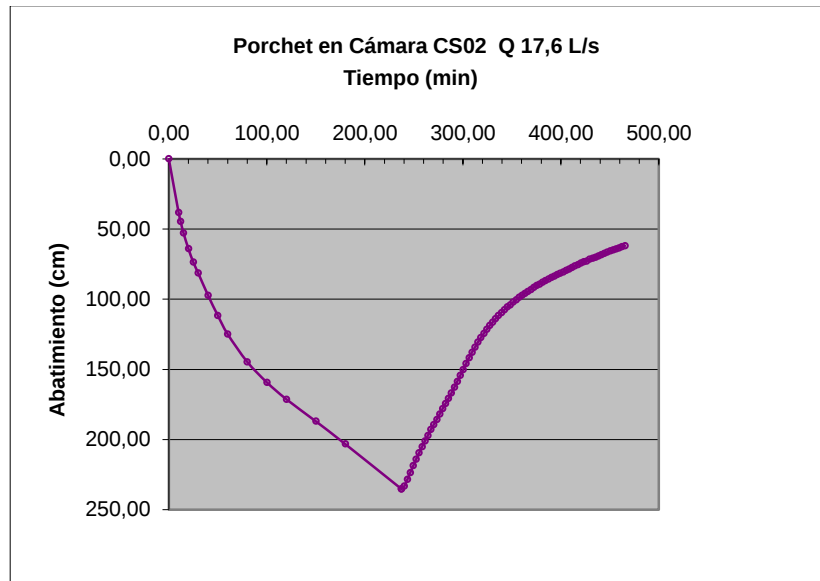


Figura 4.14 Gráfica de Porchet 19/04/2010. Caudal de bombeo 17,60 l/s

4.4.3 Análisis de prueba del 09/07/2010

Resultados:

Abatimiento máximo = $62,7 \text{ cm} + 173,4 \text{ cm} = 236,1 \text{ cm}$

$60\% \times 236,1 \text{ cm} = 141,66 \text{ cm}$

$141,66 \text{ cm} - 62,7 \text{ cm} = 78,96$

$80\% \times 236,1 \text{ cm} = 188,88 \text{ cm}$

$188,88 \text{ cm} - 62,7 \text{ cm} = 126,18 \text{ cm}$

Tiempo 1	Tiempo 2	Tiempo 3	Tiempo 4
60,28	191,06	451,1	486,72
130,78		35,62	

Caudal = $12,20 \text{ l/s} \times (130,78 / (130,78 + 35,62)) = 9,59 \text{ l/s}$

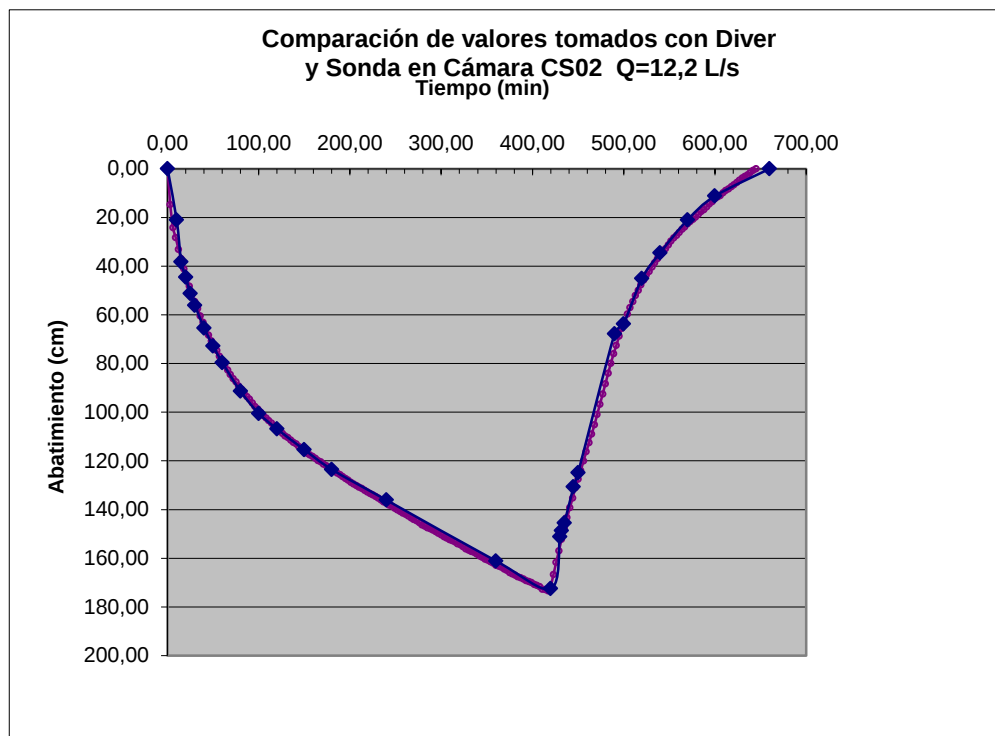


Figura 4.15 Gráfica de Porchet 09/07/2010. Caudal de bombeo 12,20 l/s

4.4.4 Análisis de prueba del 22/10/2010

Resultados:

Abatimiento máximo = 76,3 cm + 293,6 cm = 369,9 cm

60% x 369,9 cm = 221,94 cm

221,94 cm - 76,3 cm = 145,64 cm

80% x 369,9 cm = 295,92 cm

188,88 cm - 62,7 cm = 126,18 cm

Tiempo 1	Tiempo 2	Tiempo 3	Tiempo 4
7200	22800	41625	43886,4
15600		2261,40	

Caudal = $18,50 \text{ l/s} \times (15600 / (15600 + 2261,4)) = 13,80 \text{ l/s}$

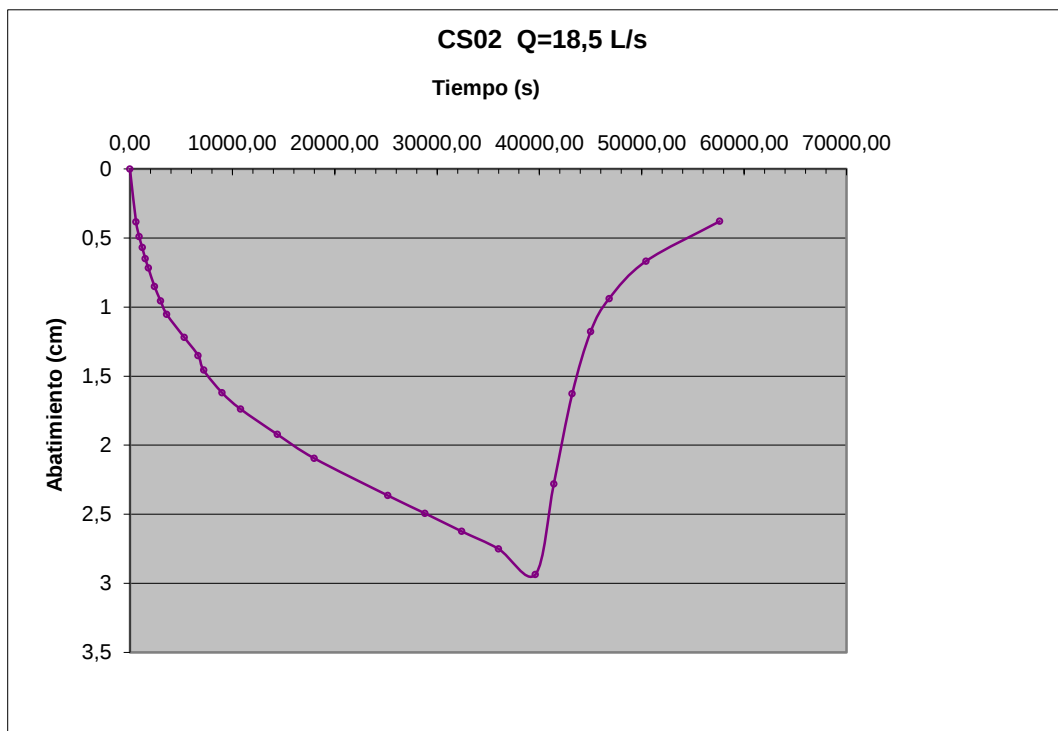


Figura 4.16 Gráfica de Porchet 22/10/2010. Caudal de bombeo 18,50 l/s

El resumen de resultados obtenidos por el método de Porchet se presenta en la Tabla 4.8, para cada prueba de bombeo.

Tabla 4.8 Caudales obtenidos por el método Porchet

Fecha	Caudal (l/s)
12/04/2010	9,95
19/04/2010	11,98
09/07/2010	9,59
22/10/2010	13,80

Tomando como válidos los caudales obtenidos por el método de Porchet se puede inducir un caudal aprovechable en el sistema de galería filtrante de Llano el Anís equivalente a 10 l/s en las épocas de estiaje y un caudal de 14 l/s para las demás épocas del año.

4.5 PROPUESTAS PARA MEJORAR EL SISTEMA DE GALERÍA FILTRANTE

4.5.1 Ampliación del sistema

Si se toma en consideración que el caudal de estiaje aportado por la galería esta en el orden de los 10 l/s, se puede inducir que el sistema tiene que funcionar 18 horas diarias para cubrir la demanda de la población actual. Por otra parte si se estima un caudal de 14 l/s en épocas diferentes al

estiaje, se deben bombear tiempos hasta de 13 horas diarias. Esto implica que el sistema a corto plazo debe ampliarse para cubrir las demandas de la población, pues en épocas de estiaje el sistema no cubrirá la demanda futura.

Analizando los resultados obtenidos se deduce que el sistema es limitado, pues para ninguno de los caudales bombeados en las pruebas de bombeo se logra estabilización y al revisar las curvas log-normal del tiempo vs abatimiento se observa en la curva de la Cámara de Observación (CO) (Figuras 4.2 y 4.6), una tendencia lineal inicialmente y posteriormente existe un aumento significativo de los descensos esperados, tal como lo describe Mora (2007) en su Trabajo de Ascenso (Figura 2.23), la cual se muestra en el Apéndice D.1.

Una vez reconocido la limitación hidráulica existente en el área donde se construyó la Galería Filtrante de Llano El Anís, se realiza un balance hidráulico y se determina que la capacidad del sistema acuífero – galería esta en el orden de los 132 m^3 a 178 m^3 , a través del uso de la Ecuación 4.2.

$$Q_E - Q_S = \Delta s / t \quad (4.2)$$

$$10 \text{ l/s} - 17,60 \text{ l/s} = \Delta s / 4,83 \text{ h} \quad (\text{Prueba de bombeo 19/04/2010})$$

$$\Delta s = 132 \text{ m}^3 \text{ épocas de estiaje}$$

$$14 \text{ l/s} - 18,50 \text{ l/s} = \Delta s / 11 \text{ h} \quad (\text{Prueba de bombeo 22/10/2010})$$

$$\Delta s = 178 \text{ m}^3 \text{ épocas de lluvia}$$

En función de los antes expuesto se recomienda primeramente realizar un estudio geoelectrico que permita determinar la profundidad del acuífero y luego realizar otras pruebas de bombeo en el acuífero que permitan discernir sobre la transmisibilidad, la cual se presume que debe estar en el orden de los $160 \text{ m}^2/\text{día}$, todo esto con la finalidad de incorporar al sistema actual un caudal superior a los 13 l/s.

Se sugiere evaluar dos soluciones de ampliación, la primera consistiría en instalar otra tubería que se incorpore a la Cámara de Supervisión 2 (CS2) para que el sistema funcione como un pozo radial (Figura 4.17), y la segunda propuesta sería en construir otra galería filtrante adyacente a la actual, pero donde no vayan a converger sus conos de influencias, utilizando la CS2 como punto común de descarga (Figura 4.18). Todo esto aumentaría el caudal de producción, cubriendo la demanda futura y mitigar las horas de bombeo actuales.

4.5.2 Adecuación del sistema

Las bombas instaladas actualmente pueden cubrir las demandas futuras de la población casi hasta el umbral de diseño, razón por lo que se debe dar prioridad a la construcción de la galería.

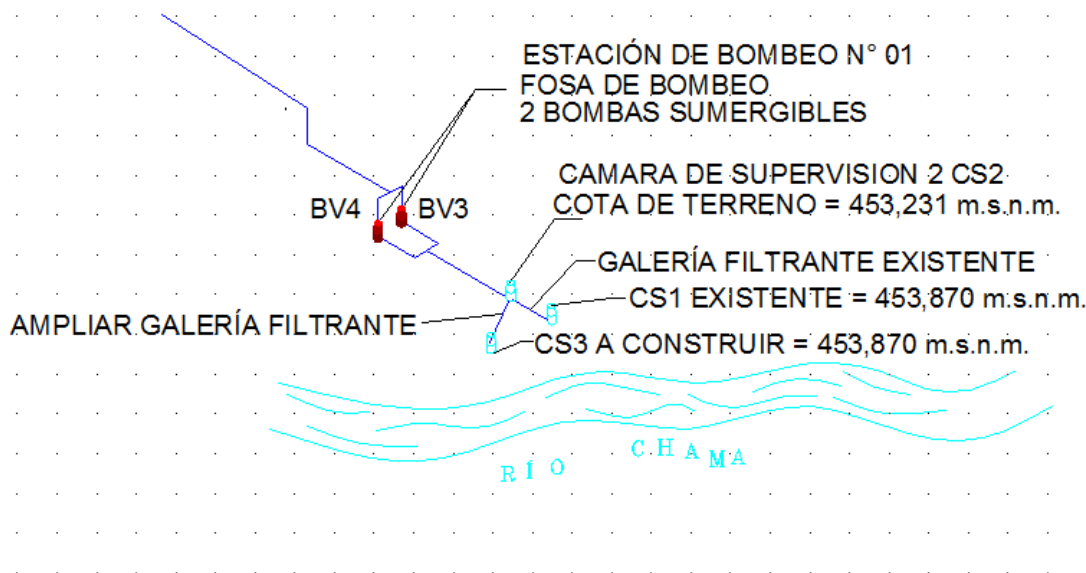


Figura 4.17 Propuesta N° 1 de ampliación de la galería filtrante



Figura 4.18 Propuesta N° 2 de ampliación de la galería filtrante

Para la sustitución de las bombas sumergibles se deberá prever la capacidad máxima instalada con la nueva ampliación, y las demandas futuras en un horizonte de diseño mayor a 20 años, a fin de que los correctivos del sistema eléctrico sean ajustados en la misma inversión.

Debido a que las bombas sumergibles instaladas tienen capacidad para transportar 17,6 l/s y otra 18,50 l/s y que su caudal mínimo de funcionamiento debe ser mayor a 10 l/s no permitió evaluar la eficiencia del sistema con una prueba escalonada a caudal variable, pues el mejor ajuste alcanzado se logró con 12,2 l/s, razón por lo cual se sugiere instalar una bomba de menor capacidad que permita por lo menos controlar caudales entre 4 a 23 l/s.

Es importante señalar que la primera aproximación del caudal aportado por la galería en épocas de estiaje de 10 l/s, refleja un caudal mínimo del sistema, pues estas pruebas coincidieron con el final del periodo del fenómeno del niño, donde se registraron valores mínimos de los cauces superficiales.

El nivel estático del acuífero debe haber sufrido un descenso mayor a 0,40 m, según mediciones realizadas en las pruebas de bombeo, que llegan acentuarse hasta lograr descensos de 0,80 m en épocas de estiaje, respecto al nivel inicial. Esto se debe posiblemente a la sobre explotación del acuífero, pues se realizan abatimiento máximos a la galería sin ningún control del caudal de bombeo, pues este se pone en máxima potencia, originando descensos abruptos en el acuífero. Las bombas actuales son KSB UPH 294-4 de 29 y 36 KW con capacidad de 17,6 l/s y 18,5 l/s, valor superior a la capacidad del sistema para el abatimiento máximo para cualquier época del año.

Aún cuando no se realizó una prueba de bombeo a caudal variable, si se toman dos valores de abatimiento en un tiempo común t (120 min), para las dos pruebas realizadas los días 12/04/2010 y 09/07/2010 se puede estimar una eficiencia del sistema del 95%, esta estimación se confirma cuando en la prueba de bombeo se deja pasar caudal del acuífero a través de un orificio existente en la pared del la CS2 y se mide un pérdida de carga menor a 0,10 m, al cual se le debería descontar el efecto piel. Sin embargo, se sugiere realizar una limpieza de la galería filtrante mediante un método hidráulico.

La galería filtrante está conformada por cinco (05) tubos de 315 mm PVC con 627 ranuras de doce (12) cm de longitud y dos (02) mm de espesor y tres (03) tubos del mismo diámetro con 531 ranuras de las mismas características para un total de 3666 ranuras que permite un área libre de $0,88 \text{ m}^2$.

Considerando un 50% de área obstruida se tiene un área libre de $0,44 \text{ m}^2$ con un porcentaje de 1,35 %. Para un caudal de 14 l/s se tendrá una velocidad 3,18 cm/s, la cual es apropiada a la sugerida por la bibliografía OPS-CEPIS (2002) entre 2,5 cm/s y 10 cm/s.

En cuanto a la calidad de agua es importante acotar que la bachiller Gisell C. Molina G. en el año 2013 realizó una "Propuesta de posible tratamiento para el ablandamiento del agua potable suministrada a los habitantes del sector LLano El Anis perteneciente al Municipio Sucre del Estado Mérida", pues los valores de dureza son elevados, para ello se propone el Método de Adicción de Cal y carbonato de Sodio, dando resultados satisfactorio en las pruebas de laboratorio.

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

De los tres métodos de análisis utilizados para la evaluación de la galería filtrante el que mejor se ajusta es el método de Porchet, pues los valores de caudal estimados con esta metodología grafica se consideran aceptables. Se estima un caudal de estiaje de 10 l/s y 14 l/s promedio en el resto del tiempo.

Se deduce de las pruebas de bombeo, donde se fijaron variables de caudal, abatimiento, longitud real de la galería y distancia media de la galería al río Chama, que el valor de transmisividad debe ser relativamente menor al estimado en la prueba de bombeo para el diseño de la misma (265 m²/d). El valor de la transmisividad debe estar en el orden de los 170 m²/d.

Existe una conexión entre el río Chama y el acuífero, pero con una interferencia que no permite que esta sea más efectiva, afectando la recarga en el bombeo del sistema. Esta interferencia está ubicada en la margen derecha del río Chama y la otra barrera ubicada en la margen opuesta donde existe una cadena montañosa con características de suelo altamente arcillosa, ocasionan un encajonamiento del acuífero, con poca área superficial.

La zona de menor permeabilidad en situaciones reales se ubica bajo el lecho del río y no solo a su costado.

El sistema de galería filtrante es limitado, cuando se toman en cuenta las consideraciones realizadas a las pruebas de bombeo, donde no se logro estabilización acorde con las curvas log-normal del tiempo vs abatimiento, observándose en la curva de la Cámara de Observación (CO) una tendencia lineal al inicio y posteriormente un aumento significativo de los descensos esperados.

El diseño original de la galería filtrante fue modificado en la construcción, pues se instaló la tubería de 315 mm PVC a una cota de 1,00 m por encima del teórico calculado, ocasionando una disminución significativa del nivel máximo de abatimiento de 4 m a 3 m.

Las pruebas de bombeo confirman la existencia de un gradiente hidráulico en el acuífero de aproximadamente 1,5 ‰ con dirección suroeste.

5.2 RECOMENDACIONES

Se recomienda instalar en la Cámara de Supervisión 2 (CS2) una bomba sumergible que tenga una capacidad inferior a las instaladas en actualmente y que permita regular el caudal a un mínimo de 4 l/s y un máximo de 20 l/s. Esto permitirá calcular la curva de eficiencia del sistema.

A corto plazo se deberá ampliar la galería, instalando para ello otra tubería que descargue en la cámara de supervisión 2 CS2, transformando al sistema de galerías filtrantes a pozos radiales, los cuales se ajustan más a acuíferos de poco espesor, como es el caso de Llano El Anís.

Otra alternativa puede consistir en construir otra galería en las inmediaciones de la existente, que descargue por gravedad a la CS2 y que su área de influencia no afecte el cono de captación de la galería existente.

Para la realización de la ampliación se sugiere realizar un estudio hidrogeológico del acuífero que permita determinar los parámetros de diseño y área de influencia del acuífero.

Una vez realizada la ampliación del sistema, se deberá realizar una prueba de bombeo a fin de determinar cada año si la galería requiere de mantenimiento preventivo o correctivo.

Se debe realizar una prueba de bombeo en el acuífero que permita redefinir la transmisividad del acuífero. Se deben realizar pruebas de bombeo todos los años en épocas de estiaje a fin de determinar el caudal aprovechable de la galería con mayor precisión.

Por otra parte, se sugiere desarrollar la propuesta de la bachiller Gisell C. Molina G.(2013) para mejorar la calidad del agua en cuanto a los valores de dureza, para lo cual se puede instalar una planta de potabilización modular portátil SETA la cual tiene capacidad para tratar 20 l/s.

www.bdigital.ula.ve

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Comisión Nacional del Agua (2002). *Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento, Republica Mexicana*. [Libro en línea] Consultado en la World Wide Web el día 05/01/2010

<http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Noticias/LIBROS/Obras%20de%20Toma.pdf>

Custodio, E. y Llamas, M. (1983). *Hidrología Subterránea*. Editorial Omega, Barcelona. 2 vol. 2390 pp

Diez J. y Ferrari R. (2008). *Ciencias de la tierra I, Unidad 4 Agua subsuperficial*. Facultad de Ciencias Exactas, Taldil, Argentina. [Material en línea] Consultado en la World Wide Web el día 05/03/2010:

<http://users.exa.unicen.edu.ar/~jdiez/cstierra.php>

ENOHSA (Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento) (2004). *Ingeniería sanitaria fundamentación, Capitulo V Hidrogeología*, Buenos Aires, Argentina. [Material en línea] Consultado en la World Wide Web el día 15/03/2010:

www.frbb.utn.edu.ar/carreras/materias/ing.../ENOHSA%20Hidrogeologia.pdf

Gisell C. Molina G.(2013). *Propuesta de posible tratamiento para el ablandamiento del agua potable suministrada a los habitantes del sector LLano El Anis perteneciente al Municipio Sucre del Estado Mérida*. Aguas de Mérida C.A., Venezuela.

Llamas R. Hernández-Mora N. Martínez L. (2000). *El uso sostenible de las aguas subterráneas*. Fundación Marcelino Botín, España

Llamas, R. y Custodio, E. (1999). *Aguas subterráneas. El agua subterránea como factor de desarrollo sostenible*. Madrid, España Afers Internacionales, núm. 45-46, pp. 35-57

Mora, L. (2007). *Interpretación de pruebas de bombeo de larga duración en acuíferos libres, confinados y semiconfinados, mediante la utilización de hojas de cálculo*. CIDIAT – ULA, Mérida, Venezuela.

OPS-CEPIS (2002). *Manual de diseño de galerías filtrantes*. [Libro en línea] Consultado en la World Wide Web el día 27/01/2010:

<http://www.cepis.ops-oms.org/bvsacd/cosude/xiv.pdf>

Shiklomanov, I., (1997). *Comprehensive assessment of the freshwater resources of the world*. Publicado por la Organización Meteorológica Mundial.

Peña H. y Muñoz J. (2002). *Manual de normas y procedimientos para la administración de recursos hídricos*. Ministerio de Obras Públicas, Chile.

Schosinsky G. (2002). *Pruebas de bombeo en pozos de gran diámetro*. Escuela Centroamericana de Geología, Costa Rica.

www.bdigital.ula.ve

APÉNDICES

A. Pruebas de Bombeo

A.1 Prueba realizada el 19/04/2010

A.2 Prueba realizada el 09/07/2010

A.3 Prueba realizada el 22/10/2010

B. Corrida por el método de Boulton – Streltsova

B.1 Análisis de prueba de bombeo efectuada el 19/04/2010

C. Corrida por el método de Gunther Schosinsky

C.1 Análisis de prueba de bombeo efectuada el 22/10/2010

D. Figura 2.23 tomada de Mora (2007)

www.bdigital.ula.ve

A.1 PRUEBA DE BOMBEO EFECTUADA EL 19/04/2010

En esta prueba se instalaron sondas eléctricas en la cámara de supervisión 1 (CS1), cámara de supervisión 2 (CS2), cámara de bombeo 2 (CB2) y en una cámara de observación (CO) que penetra el acuífero y que esta instaladas cerca de la caseta de bombeo.

Resumen de resultados:

Nivel Estático = 448,363 msnm

Nivel Dinámico Máximo = 445,018 msnm

Caudal de Bombeo Constante = 17,60 l/s

Método de Aforo = volumétrico en el Estanque N° 6

Solo se realizó prueba de abatimiento sin recuperación

Tiempo sin bombear antes del inicio de la prueba = 36 horas

Tiempo de la prueba de bombeo = 4 horas y 50 minutos

www.bdigital.ula.ve

Tabla A.1.1 Prueba de bombeo 19-04-2010 sin recuperación y caudal de bombeo 17,60 l/s

		453,870	453,231	452,536	452,537				
N° de Lectura	Tiempo a partir del Inicio de bombeo	Nivel del Agua respecto a la Cota Terreno				Nivel del Agua en cotas			
		Cámara de Supervisión N° 1 (CS1)	Cámara de Supervisión N° 2 (CS2)	Cámara de Bombeo N° 2 (CB2)	Cámara de Bombeo N° 2 (CO)	Cámara de Supervisión N° 1 (CS1)	Cámara de Supervisión N° 2 (CS2)	Cámara de Bombeo N° 2 (CB2)	Cámara de Bombeo N° 2 (CO)
1	Antes de iniciar el Bombeo	5,507	4,868	4,173	4,320	448,363	448,363	448,363	448,217
2	15 segundos	5,507	4,882	4,193	4,320	448,363	448,349	448,343	448,217
3	30 segundos	5,530	4,925	4,201	4,320	448,340	448,306	448,335	448,217
4	45 segundos	5,552	4,939	4,216	4,320	448,318	448,292	448,320	448,217
5	1 minuto	5,583	4,957	4,235	4,320	448,287	448,274	448,301	448,217
6	2 minutos	5,626	5,000	4,265	4,321	448,244	448,231	448,271	448,216
7	3 minutos	5,661	5,042	4,296	4,324	448,209	448,189	448,240	448,213
8	4 minutos	5,697	5,084	4,330	4,328	448,173	448,147	448,206	448,209
9	5 minutos	5,728	5,118	4,375	4,340	448,142	448,113	448,161	448,197
10	6 minutos	5,754	5,145	4,404	4,343	448,116	448,086	448,132	448,194
11	8 minutos	5,818	5,212	4,460	4,347	448,052	448,019	448,076	448,190
12	10 minutos	5,870	5,251	4,513	4,351	448,000	447,980	448,023	448,186
13	12 minutos	5,925	5,313	4,565	4,358	447,945	447,918	447,971	448,179
14	15 minutos	5,996	5,396	4,635	4,366	447,874	447,835	447,901	448,171
15	20 minutos	6,101	5,508	4,748	4,391	447,769	447,723	447,788	448,146
16	25 minutos	6,195	5,604	4,836	4,406	447,675	447,627	447,700	448,131
17	30 minutos	6,282	5,682	4,920	4,424	447,588	447,549	447,616	448,113
18	40 minutos	6,440	5,840	5,085	4,462	447,430	447,391	447,451	448,075
19	50 minutos	6,584	5,984	5,222	4,498	447,286	447,247	447,314	448,039
20	1 hora	6,706	6,116	5,352	4,536	447,164	447,115	447,184	448,001
21	1:20 horas	6,919	6,314	5,563	4,600	446,951	446,917	446,973	447,937
22	1:40 horas	7,068	6,460	5,709	4,670	446,802	446,771	446,827	447,867
23	2 horas	7,186	6,581	5,833	4,728	446,684	446,650	446,703	447,809
24	2:30 horas	7,349	6,738	5,970	4,842	446,521	446,493	446,566	447,695
25	3 horas	7,498	6,900	6,122	4,923	446,372	446,331	446,414	447,614
26	4 horas	7,810	7,235	6,488	5,228	446,060	445,996	446,048	447,309
27	4.15 horas	7,810	7,380	6,640	5,278	446,060	445,851	445,896	447,259
28	4.30 horas	7,810	7,910	7,135	5,278	446,060	445,321	445,401	447,259
29	4.50 horas	7,810	8,213	7,428	5,278	446,060	445,018	445,108	447,259
Profundidad crítica de funcionamiento lomo del tubo de salida o entrada		7,690	7,450	7,750		446,180	445,781	444,786	
máxima profundidad		7,860	7,764	8,064			445,281		
DIAMETRO TUBO 12"		0,30486	8,264		Altura	2,303	3,345	3,255	0,958
ESPESOR		0,00952			Área	1,81			
					Volumen	4,18	6,07	5,91	
					V Total Fosas	22,06			
					V Aforado	310,41			
					V acuífero	288,35	69,16 %		
					V Estanque 6	416,92			

Tabla A.1.1 Continuación.....

	CT	Medición	C Rio
A1-1	451,830	0,593	451,237
A2-1	451,880	0,855	451,025
A3-1	452,250	1,595	450,655

N° de Lectura	Tiempo a partir del Inicio de bombeo	Abatimiento				Tiempo en segundos acumulado	Nivel del acuífero respecto al nivel del sistema	Nivel del Río respecto al nivel del acuífero	Nivel del Río respecto al nivel del sistema
		Cámara de Supervisión N° 1 (CS1)	Cámara de Supervisión n N° 2 (CS2)	Cámara de Bombeo N° 2 (CB2)	Cámara de Bombeo N° 2 (CO)				
1	Antes de iniciar el Bombeo						0,146	3,020	2,874
2	15 segundos	0,000	0,014	0,020	0,000	15		2,808	2,662
3	30 segundos	0,023	0,057	0,028	0,000	30		2,438	2,292
4	45 segundos	0,045	0,071	0,043	0,000	45			
5	1 minuto	0,076	0,089	0,062	0,000	60			
6	2 minutos	0,119	0,132	0,092	0,001	120			
7	3 minutos	0,154	0,174	0,123	0,004	180			
8	4 minutos	0,190	0,216	0,157	0,008	240			
9	5 minutos	0,221	0,250	0,202	0,020	300			
10	6 minutos	0,247	0,277	0,231	0,023	360			
11	8 minutos	0,311	0,344	0,287	0,027	480			
12	10 minutos	0,363	0,383	0,340	0,031	600			
13	12 minutos	0,418	0,445	0,392	0,038	720			
14	15 minutos	0,489	0,528	0,462	0,046	900			
15	20 minutos	0,594	0,640	0,575	0,071	1200			
16	25 minutos	0,688	0,736	0,663	0,086	1500			
17	30 minutos	0,775	0,814	0,747	0,104	1800			
18	40 minutos	0,933	0,972	0,912	0,142	2400			
19	50 minutos	1,077	1,116	1,049	0,178	3000			
20	1 hora	1,199	1,248	1,179	0,216	3600			
21	1:20 horas	1,412	1,446	1,390	0,280	5309			
22	1:40 horas	1,561	1,592	1,536	0,350	6668			
23	2 horas	1,679	1,713	1,660	0,408	7200			
24	2:30 horas	1,842	1,870	1,797	0,522	9000			
25	3 horas	1,991	2,032	1,949	0,603	10800			
26	4 horas	2,303	2,367	2,315	0,908	14400			
27	4.15 horas	2,303	2,512	2,467	0,958	15300			
28	4.30 horas	2,303	3,042	2,962	0,958	16200			
29	4.50 horas	2,303	3,345	3,255	0,958	17400			

Graficando en representación semilogarítmica (Figura A.1.1), tal como se se realizó en la prueba de bombeo del 12/04/2010, se determinó que las CS1, CS2 y CB2 siguen un patron muy similar.

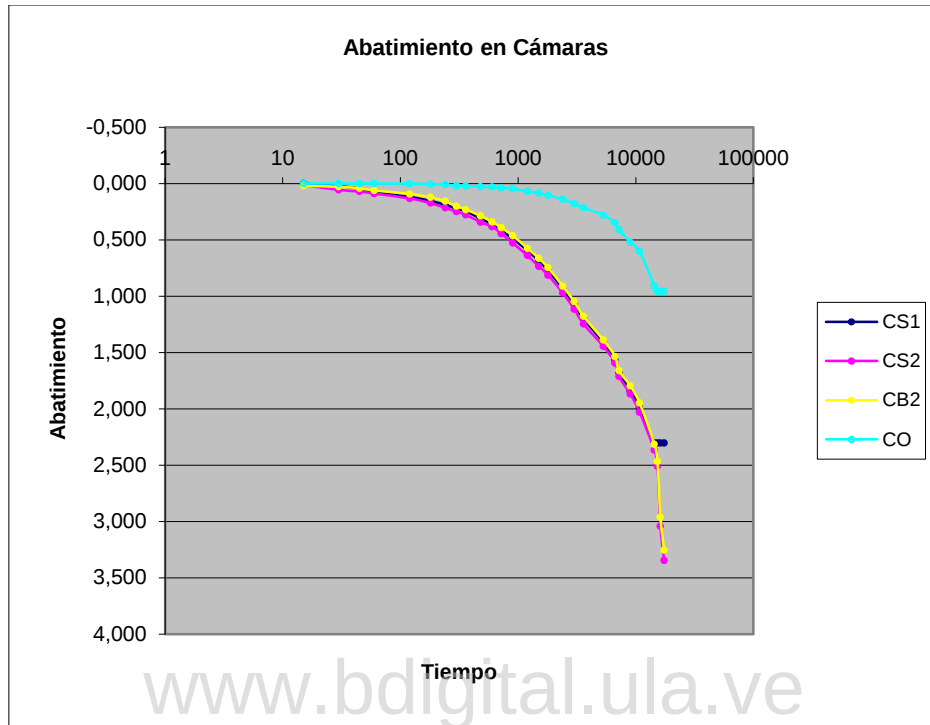


Figura A.1.1 Abatimiento en las cámaras de supervisión y de bombeo

Por otra parte si se realiza un balance de los caudales bombeados en cada periodo de tiempo medido en la prueba de bombeo (Tabla A.1.2), se logra determinar los caudales aportados por el acuífero, observándose claramente que en el comienzo del tiempo de bombeo el mayor caudal es aportado por el almacenamiento existente y posteriormente el aporte lo realiza el acuífero.

Tabla A.1.2 Balance hídrico 19-04-2010

Tiempo	Tiempo en s	Desniveles			Volumenes desalojados			L	L	L	L/s	L/s	L/s
		Cámara de Supervisión N° 1 (CS1)	Cámara de Supervisión N° 2 (CS2)	Cámara de Bombeo N° 2 (CB2)	Cámara de Supervisión N° 1 (CS1)	Cámara de Supervisión N° 2 (CS2)	Cámara de Bombeo N° 2 (CB2)	Volumen Total Desalojado	Caudal de Bombeo 17,60 L/s x Tiempo	Volumen Galería Filtrante	Caudal Galería Filtrante	Caudal Desalojado	Caudal de Bombeo
1 minuto	60	0,076	0,089	0,062	137,91	161,50	225,01	524,42	1056,00	531,58	8,86	8,74	17,60
2 minutos	60	0,043	0,043	0,03	78,03	78,03	108,88	264,93	1056,00	791,07	13,18	4,42	17,60
3 minutos	60	0,035	0,042	0,031	63,51	76,21	112,50	252,23	1056,00	803,77	13,40	4,20	17,60
4 minutos	60	0,036	0,042	0,034	65,33	76,21	123,39	264,93	1056,00	791,07	13,18	4,42	17,60
5 minutos	60	0,031	0,034	0,045	56,25	61,70	163,31	281,26	1056,00	774,74	12,91	4,69	17,60
6 minutos	60	0,026	0,027	0,029	47,18	48,99	105,25	201,42	1056,00	854,58	14,24	3,36	17,60
8 minutos	120	0,064	0,067	0,056	116,13	121,58	203,23	440,94	2112,00	1671,06	13,93	3,67	17,60
10 minutos	120	0,052	0,039	0,053	94,36	70,77	192,35	357,47	2112,00	1754,53	14,62	2,98	17,60
12 minutos	120	0,055	0,062	0,052	99,80	112,50	188,72	401,02	2112,00	1710,98	14,26	3,34	17,60
15 minutos	180	0,071	0,083	0,07	128,84	150,61	254,04	533,49	3168,00	2634,51	14,64	2,96	17,60
20 minutos	300	0,105	0,112	0,113	190,53	203,23	410,10	803,86	5280,00	4476,14	14,92	2,68	17,60
25 minutos	300	0,094	0,096	0,088	170,57	174,20	319,37	664,14	5280,00	4615,86	15,39	2,21	17,60
30 minutos	300	0,087	0,078	0,084	157,87	141,54	304,85	604,26	5280,00	4675,74	15,59	2,01	17,60
40 minutos	600	0,158	0,158	0,165	286,70	286,70	598,81	1172,22	10560,00	9387,78	15,65	1,95	17,60
50 minutos	600	0,144	0,144	0,137	261,30	261,30	497,20	1019,80	10560,00	9540,20	15,90	1,70	17,60
1 hora	600	0,122	0,132	0,13	221,38	239,53	471,79	932,70	10560,00	9627,30	16,05	1,55	17,60
1:20 horas	1200	0,2132	0,198	0,211	386,87	359,29	765,76	1511,91	21120,00	19608,09	16,34	1,26	17,60
1:40 horas	1200	0,1488	0,146	0,146	270,01	264,93	529,86	1064,80	21120,00	20055,20	16,71	0,89	17,60
2 horas	1200	0,118	0,121	0,124	214,12	219,57	450,02	883,70	21120,00	20236,30	16,86	0,74	17,60
2:30 horas	1800	0,163	0,157	0,137	295,78	284,89	497,20	1077,87	31680,00	30602,13	17,00	0,60	17,60
											14,68		17,60

Graficando el tiempo vs el caudal aportado por la galería filtrante se tiene (Figura A.1.2):

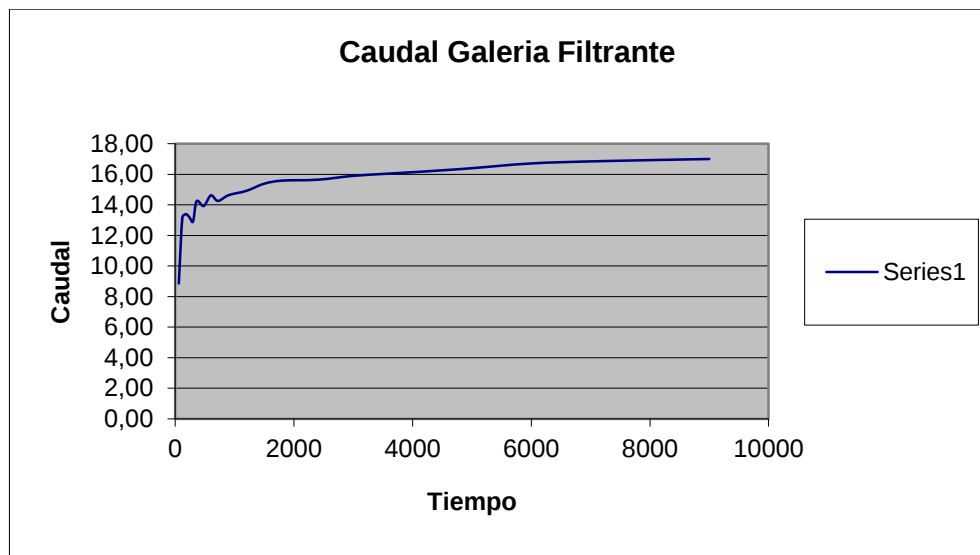


Figura A.1.2 Balance hídrico. Caudal aportado por la galería filtrante

Graficando el tiempo vs el caudal desalojado por el sistema se tiene (Figura A.1.3):

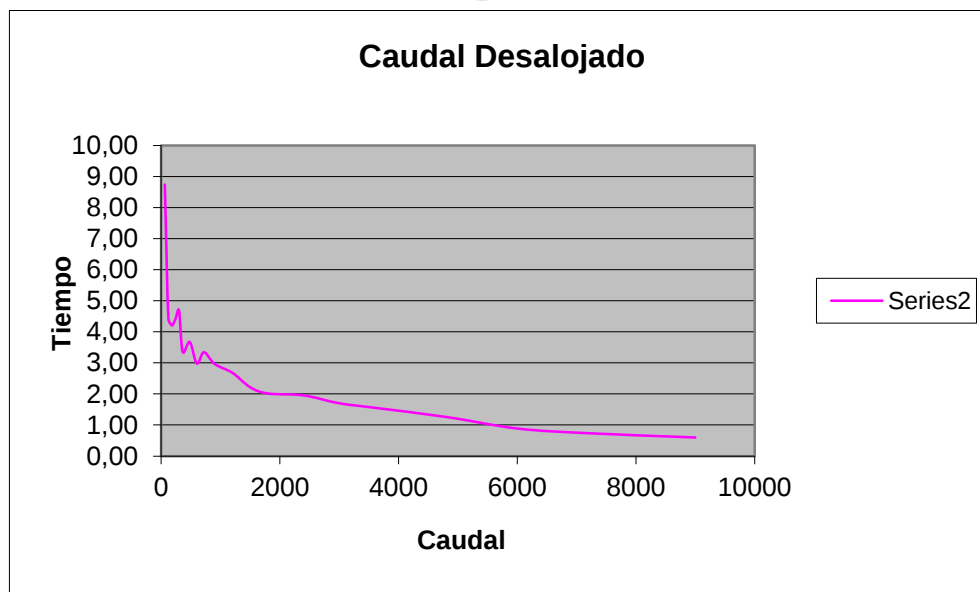


Figura A1.3 Balance hídrico. Caudal desalojado por el sistema

Como se puede observar las dos tendencias de las graficas A.1.2 y A.1.3 son opuestas, razón por lo cual se plantea una tercera grafica, donde se considera la inversa del tiempo y se representan

las líneas de tendencia (figura A.1.4), observándose un punto de equilibrio cuando x tiende a cero.

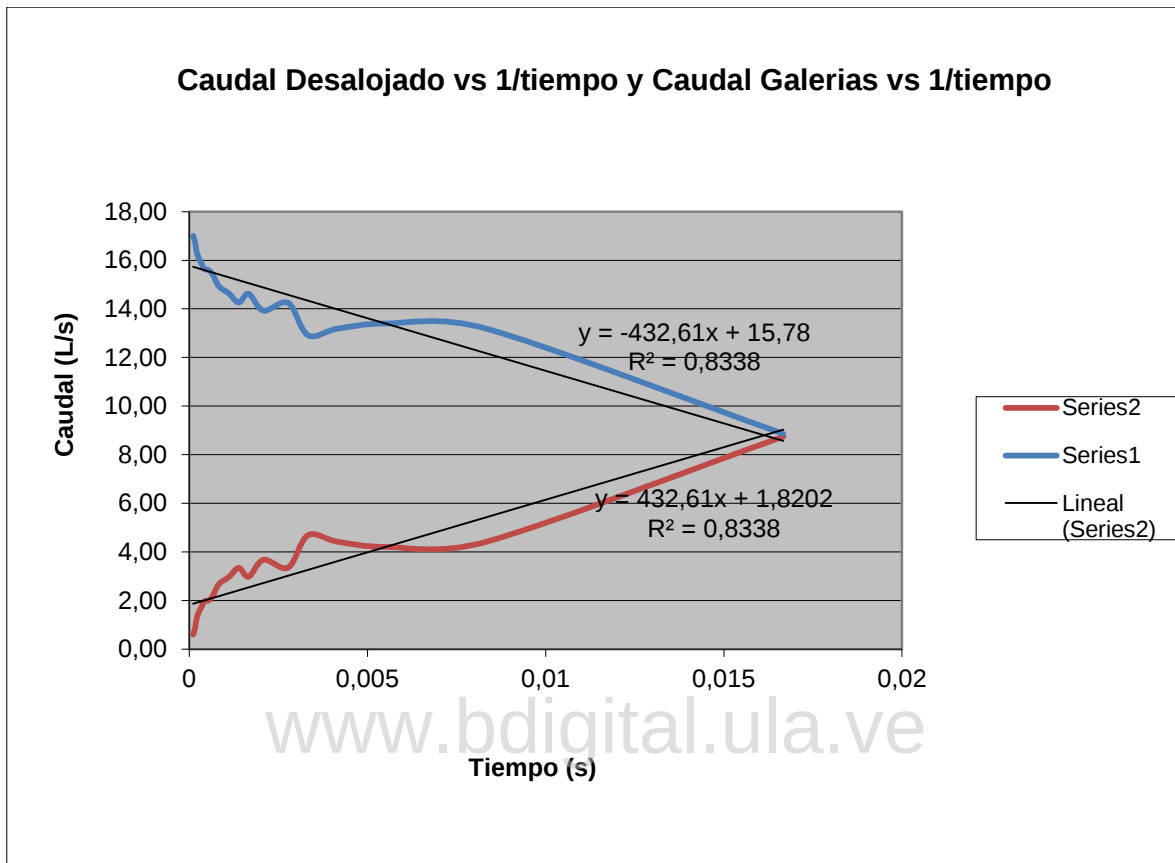


Figura A1.4 Balance hídrico. Caudal desalojado vs caudal galerías

Al igualar que en la prueba anterior se verifica el caudal de bombeo de 17,6 l/s.

A.2 PRUEBA DE BOMBEO EFECTUADA EL 09/07/2010

En esta prueba solo se instaló un Diver en la cámara de bombeo 2 (CB2) y las mediciones se corroboraron con mediciones realizadas por una sonda eléctrica en esta misma cámara.

Resumen de resultados:

Nivel Dinámico Máximo = 446,680 msnm

Caudal de Bombeo Constante = 12,20 l/s

Método de Aforo = volumétrico en el Estanque N° 6

Solo se realizó prueba de abatimiento **con recuperación**

Tiempo sin bombear antes del inicio de la prueba = 24 horas

Tiempo de la prueba de bombeo = 11 horas y 18 minutos

Tabla A.2.1 Prueba de Bombeo: 09-07-2010 con recuperación y caudal de bombeo 12,20 l/s.
Valores tomados con el Diver

Date/time	Presión[cm]	Temperatura[°C]	Abatimiento (cm)	Tiempo (min)	Diferencia
2010/07/09 09:29:20.0	1244,80	26,19	0,00	0,00	0,00
2010/07/09 09:32:20.0	1230,10	26,18	14,70	3,00	14,70
2010/07/09 09:35:20.0	1220,60	26,20	24,20	6,00	9,50
2010/07/09 09:38:20.0	1216,50	26,21	28,30	9,00	4,10
2010/07/09 09:41:20.0	1211,70	26,20	33,10	12,00	4,80
2010/07/09 09:44:20.0	1207,90	26,20	36,90	15,00	3,80
2010/07/09 09:47:20.0	1203,70	26,20	41,10	18,00	4,20
2010/07/09 09:50:20.0	1200,00	26,20	44,80	21,00	3,70
2010/07/09 09:53:20.0	1196,50	26,20	48,30	24,00	3,50
2010/07/09 09:56:20.0	1193,30	26,20	51,50	27,00	3,20
2010/07/09 09:59:20.0	1190,20	26,20	54,60	30,00	3,10
2010/07/09 10:02:20.0	1187,30	26,20	57,50	33,00	2,90
2010/07/09 10:05:20.0	1184,40	26,20	60,40	36,00	2,90
2010/07/09 10:08:20.0	1181,70	26,20	63,10	39,00	2,70
2010/07/09 10:11:20.0	1178,90	26,20	65,90	42,00	2,80
2010/07/09 10:14:20.0	1176,50	26,20	68,30	45,00	2,40
2010/07/09 10:17:20.0	1174,10	26,20	70,70	48,00	2,40
2010/07/09 10:20:20.0	1172,00	26,20	72,80	51,00	2,10
2010/07/09 10:23:20.0	1170,10	26,20	74,70	54,00	1,90
2010/07/09 10:26:20.0	1167,80	26,20	77,00	57,00	2,30
2010/07/09 10:29:20.0	1166,00	26,20	78,80	60,00	1,80
2010/07/09 10:32:20.0	1164,30	26,20	80,50	63,00	1,70
2010/07/09 10:35:20.0	1162,10	26,20	82,70	66,00	2,20
2010/07/09 10:38:20.0	1160,30	26,20	84,50	69,00	1,80
2010/07/09 10:41:20.0	1158,60	26,20	86,20	72,00	1,70
2010/07/09 10:44:20.0	1157,20	26,20	87,60	75,00	1,40
2010/07/09 10:47:20.0	1155,50	26,20	89,30	78,00	1,70

2010/07/09 10:50:20.0	1154,30	26,19	90,50	81,00	1,20
2010/07/09 10:53:20.0	1152,60	26,19	92,20	84,00	1,70
2010/07/09 10:56:20.0	1151,20	26,19	93,60	87,00	1,40
2010/07/09 10:59:20.0	1150,10	26,19	94,70	90,00	1,10
2010/07/09 11:02:20.0	1148,60	26,19	96,20	93,00	1,50
2010/07/09 11:05:20.0	1147,10	26,18	97,70	96,00	1,50
2010/07/09 11:08:20.0	1146,10	26,18	98,70	99,00	1,00
2010/07/09 11:11:20.0	1144,80	26,18	100,00	102,00	1,30
2010/07/09 11:14:20.0	1143,50	26,18	101,30	105,00	1,30
2010/07/09 11:17:20.0	1142,40	26,18	102,40	108,00	1,10
2010/07/09 11:20:20.0	1141,40	26,18	103,40	111,00	1,00
2010/07/09 11:23:20.0	1140,30	26,18	104,50	114,00	1,10
2010/07/09 11:26:20.0	1139,10	26,18	105,70	117,00	1,20
2010/07/09 11:29:20.0	1138,00	26,18	106,80	120,00	1,10
2010/07/09 11:32:20.0	1137,20	26,18	107,60	123,00	0,80
2010/07/09 11:35:20.0	1136,10	26,18	108,70	126,00	1,10
	1135,10	26,18	109,70	129,00	1,00
2010/07/09 11:41:20.0	1134,40	26,18	110,40	132,00	0,70
2010/07/09 11:44:20.0	1133,30	26,18	111,50	135,00	1,10
2010/07/09 11:47:20.0	1132,40	26,18	112,40	138,00	0,90
2010/07/09 11:50:20.0	1131,70	26,18	113,10	141,00	0,70
2010/07/09 11:53:20.0	1130,70	26,19	114,10	144,00	1,00
2010/07/09 11:56:20.0	1129,90	26,18	114,90	147,00	0,80
2010/07/09 11:59:20.0	1128,90	26,18	115,90	150,00	1,00
2010/07/09 12:02:20.0	1128,00	26,19	116,80	153,00	0,90
2010/07/09 12:05:20.0	1127,30	26,19	117,50	156,00	0,70
2010/07/09 12:08:20.0	1126,60	26,19	118,20	159,00	0,70
2010/07/09 12:11:20.0	1125,80	26,19	119,00	162,00	0,80
2010/07/09 12:14:20.0	1124,90	26,19	119,90	165,00	0,90
2010/07/09 12:17:20.0	1124,40	26,19	120,40	168,00	0,50
2010/07/09 12:20:20.0	1123,50	26,19	121,30	171,00	0,90
2010/07/09 12:23:20.0	1122,80	26,19	122,00	174,00	0,70
2010/07/09 12:26:20.0	1122,00	26,19	122,80	177,00	0,80
2010/07/09 12:29:20.0	1121,10	26,19	123,70	180,00	0,90
2010/07/09 12:32:20.0	1120,40	26,19	124,40	183,00	0,70
2010/07/09 12:35:20.0	1119,80	26,19	125,00	186,00	0,60
2010/07/09 12:38:20.0	1119,10	26,19	125,70	189,00	0,70
2010/07/09 12:41:20.0	1118,40	26,19	126,40	192,00	0,70
2010/07/09 12:44:20.0	1117,60	26,19	127,20	195,00	0,80
2010/07/09 12:47:20.0	1116,90	26,19	127,90	198,00	0,70
2010/07/09 12:50:20.0	1116,00	26,19	128,80	201,00	0,90
2010/07/09 12:53:20.0	1115,30	26,19	129,50	204,00	0,70
2010/07/09 12:56:20.0	1114,70	26,19	130,10	207,00	0,60
2010/07/09 12:59:20.0	1114,00	26,19	130,80	210,00	0,70
2010/07/09 13:02:20.0	1113,50	26,19	131,30	213,00	0,50
2010/07/09 13:05:20.0	1112,70	26,19	132,10	216,00	0,80
2010/07/09 13:08:20.0	1112,00	26,19	132,80	219,00	0,70

2010/07/09 13:11:20.0	1111,40	26,19	133,40	222,00	0,60
2010/07/09 13:14:20.0	1110,90	26,19	133,90	225,00	0,50
2010/07/09 13:17:20.0	1110,20	26,19	134,60	228,00	0,70
2010/07/09 13:20:20.0	1109,50	26,19	135,30	231,00	0,70
2010/07/09 13:23:20.0	1108,70	26,19	136,10	234,00	0,80
2010/07/09 13:26:20.0	1108,00	26,19	136,80	237,00	0,70
2010/07/09 13:29:20.0	1107,50	26,19	137,30	240,00	0,50
2010/07/09 13:32:20.0	1106,70	26,19	138,10	243,00	0,80
2010/07/09 13:35:20.0	1106,20	26,19	138,60	246,00	0,50
2010/07/09 13:38:20.0	1105,40	26,19	139,40	249,00	0,80
2010/07/09 13:41:20.0	1104,70	26,19	140,10	252,00	0,70
2010/07/09 13:44:20.0	1104,00	26,18	140,80	255,00	0,70
2010/07/09 13:47:20.0	1103,40	26,19	141,40	258,00	0,60
2010/07/09 13:50:20.0	1102,90	26,18	141,90	261,00	0,50
2010/07/09 13:53:20.0	1102,20	26,18	142,60	264,00	0,70
2010/07/09 13:56:20.0	1101,40	26,18	143,40	267,00	0,80
2010/07/09 13:59:20.0	1100,70	26,18	144,10	270,00	0,70
2010/07/09 14:02:20.0	1100,20	26,18	144,60	273,00	0,50
2010/07/09 14:05:20.0	1099,40	26,18	145,40	276,00	0,80
2010/07/09 14:08:20.0	1098,50	26,18	146,30	279,00	0,90
2010/07/09 14:11:20.0	1098,00	26,18	146,80	282,00	0,50
2010/07/09 14:14:20.0	1097,30	26,18	147,50	285,00	0,70
2010/07/09 14:17:20.0	1096,90	26,18	147,90	288,00	0,40
2010/07/09 14:20:20.0	1096,40	26,18	148,40	291,00	0,50
2010/07/09 14:23:20.0	1095,70	26,18	149,10	294,00	0,70
2010/07/09 14:26:20.0	1095,10	26,18	149,70	297,00	0,60
2010/07/09 14:29:20.0	1094,40	26,18	150,40	300,00	0,70
2010/07/09 14:32:20.0	1093,70	26,18	151,10	303,00	0,70
2010/07/09 14:35:20.0	1093,10	26,18	151,70	306,00	0,60
2010/07/09 14:38:20.0	1092,40	26,18	152,40	309,00	0,70
2010/07/09 14:41:20.0	1092,10	26,18	152,70	312,00	0,30
2010/07/09 14:44:20.0	1091,50	26,18	153,30	315,00	0,60
2010/07/09 14:47:20.0	1090,80	26,18	154,00	318,00	0,70
2010/07/09 14:50:20.0	1090,30	26,18	154,50	321,00	0,50
2010/07/09 14:53:20.0	1089,60	26,18	155,20	324,00	0,70
2010/07/09 14:56:20.0	1088,60	26,18	156,20	327,00	1,00
2010/07/09 14:59:20.0	1088,10	26,18	156,70	330,00	0,50
2010/07/09 15:02:20.0	1087,60	26,18	157,20	333,00	0,50
2010/07/09 15:05:20.0	1087,20	26,18	157,60	336,00	0,40
2010/07/09 15:08:20.0	1086,50	26,18	158,30	339,00	0,70
2010/07/09 15:11:20.0	1085,80	26,18	159,00	342,00	0,70
2010/07/09 15:14:20.0	1085,20	26,18	159,60	345,00	0,60
2010/07/09 15:17:20.0	1084,50	26,18	160,30	348,00	0,70
2010/07/09 15:20:20.0	1084,10	26,18	160,70	351,00	0,40
2010/07/09 15:23:20.0	1083,40	26,18	161,40	354,00	0,70
2010/07/09 15:26:20.0	1082,90	26,18	161,90	357,00	0,50
2010/07/09 15:29:20.0	1082,00	26,18	162,80	360,00	0,90
2010/07/09 15:32:20.0	1081,60	26,18	163,20	363,00	0,40

2010/07/09 15:35:20.0	1081,10	26,18	163,70	366,00	0,50
2010/07/09 15:38:20.0	1080,40	26,18	164,40	369,00	0,70
2010/07/09 15:41:20.0	1079,90	26,18	164,90	372,00	0,50
2010/07/09 15:44:20.0	1078,90	26,18	165,90	375,00	1,00
2010/07/09 15:47:20.0	1078,40	26,18	166,40	378,00	0,50
2010/07/09 15:50:20.0	1077,90	26,18	166,90	381,00	0,50
2010/07/09 15:53:20.0	1077,20	26,18	167,60	384,00	0,70
2010/07/09 15:56:20.0	1076,80	26,18	168,00	387,00	0,40
2010/07/09 15:59:20.0	1076,30	26,18	168,50	390,00	0,50
2010/07/09 16:02:20.0	1075,60	26,18	169,20	393,00	0,70
2010/07/09 16:05:20.0	1075,20	26,18	169,60	396,00	0,40
2010/07/09 16:08:20.0	1074,90	26,18	169,90	399,00	0,30
2010/07/09 16:11:20.0	1074,10	26,18	170,70	402,00	0,80
2010/07/09 16:14:20.0	1073,60	26,18	171,20	405,00	0,50
2010/07/09 16:17:20.0	1073,10	26,18	171,70	408,00	0,50
2010/07/09 16:20:20.0	1072,10	26,18	172,70	411,00	1,00
2010/07/09 16:23:20.0	1071,90	26,18	172,90	414,00	0,20
2010/07/09 16:26:20.0	1071,40	26,18	173,40	417,00	0,50
2010/07/09 16:29:20.0	1073,40	26,18	171,40	420,00	2,00
2010/07/09 16:32:20.0	1078,10	26,18	166,70	423,00	4,70
2010/07/09 16:35:20.0	1083,10	26,18	161,70	426,00	5,00
2010/07/09 16:38:20.0	1087,90	26,18	156,90	429,00	4,80
2010/07/09 16:41:20.0	1092,60	26,18	152,20	432,00	4,70
2010/07/09 16:44:20.0	1097,10	26,18	147,70	435,00	4,50
2010/07/09 16:47:20.0	1101,50	26,18	143,30	438,00	4,40
2010/07/09 16:50:20.0	1105,60	26,18	139,20	441,00	4,10
2010/07/09 16:53:20.0	1109,50	26,18	135,30	444,00	3,90
2010/07/09 16:56:20.0	1113,70	26,18	131,10	447,00	4,20
2010/07/09 16:59:20.0	1117,30	26,18	127,50	450,00	3,60
2010/07/09 17:02:20.0	1120,90	26,18	123,90	453,00	3,60
2010/07/09 17:05:20.0	1124,80	26,18	120,00	456,00	3,90
2010/07/09 17:08:20.0	1128,60	26,18	116,20	459,00	3,80
2010/07/09 17:11:20.0	1132,30	26,18	112,50	462,00	3,70
2010/07/09 17:14:20.0	1135,90	26,18	108,90	465,00	3,60
2010/07/09 17:17:20.0	1139,70	26,18	105,10	468,00	3,80
2010/07/09 17:20:20.0	1143,90	26,18	100,90	471,00	4,20
2010/07/09 17:23:20.0	1148,10	26,18	96,70	474,00	4,20
2010/07/09 17:26:20.0	1152,30	26,18	92,50	477,00	4,20
2010/07/09 17:29:20.0	1156,50	26,18	88,30	480,00	4,20
2010/07/09 17:32:20.0	1160,80	26,18	84,00	483,00	4,30
2010/07/09 17:35:20.0	1164,90	26,18	79,90	486,00	4,10
2010/07/09 17:38:20.0	1168,80	26,18	76,00	489,00	3,90
2010/07/09 17:41:20.0	1172,30	26,18	72,50	492,00	3,50
2010/07/09 17:44:20.0	1176,00	26,18	68,80	495,00	3,70
2010/07/09 17:47:20.0	1179,20	26,18	65,60	498,00	3,20
2010/07/09 17:50:20.0	1182,10	26,18	62,70	501,00	2,90
2010/07/09 17:53:20.0	1185,10	26,18	59,70	504,00	3,00
2010/07/09 17:56:20.0	1187,80	26,18	57,00	507,00	2,70

2010/07/09 17:59:20.0	1190,20	26,18	54,60	510,00	2,40
2010/07/09 18:02:20.0	1192,70	26,18	52,10	513,00	2,50
2010/07/09 18:05:20.0	1194,90	26,18	49,90	516,00	2,20
2010/07/09 18:08:20.0	1197,10	26,18	47,70	519,00	2,20
2010/07/09 18:11:20.0	1199,10	26,18	45,70	522,00	2,00
2010/07/09 18:14:20.0	1201,10	26,18	43,70	525,00	2,00
2010/07/09 18:17:20.0	1202,60	26,18	42,20	528,00	1,50
2010/07/09 18:20:20.0	1204,50	26,18	40,30	531,00	1,90
2010/07/09 18:23:20.0	1206,20	26,18	38,60	534,00	1,70
2010/07/09 18:26:20.0	1207,90	26,18	36,90	537,00	1,70
2010/07/09 18:29:20.0	1209,30	26,18	35,50	540,00	1,40
2010/07/09 18:32:20.0	1210,80	26,18	34,00	543,00	1,50
2010/07/09 18:35:20.0	1212,00	26,18	32,80	546,00	1,20
2010/07/09 18:38:20.0	1213,50	26,18	31,30	549,00	1,50
2010/07/09 18:41:20.0	1215,10	26,18	29,70	552,00	1,60
2010/07/09 18:44:20.0	1216,40	26,18	28,40	555,00	1,30
2010/07/09 18:47:20.0	1217,40	26,18	27,40	558,00	1,00
2010/07/09 18:50:20.0	1218,60	26,18	26,20	561,00	1,20
2010/07/09 18:53:20.0	1219,90	26,18	24,90	564,00	1,30
2010/07/09 18:56:20.0	1220,90	26,18	23,90	567,00	1,00
2010/07/09 18:59:20.0	1222,20	26,18	22,60	570,00	1,30
2010/07/09 19:02:20.0	1223,10	26,18	21,70	573,00	0,90
2010/07/09 19:05:20.0	1224,10	26,18	20,70	576,00	1,00
2010/07/09 19:08:20.0	1225,00	26,18	19,80	579,00	0,90
2010/07/09 19:11:20.0	1226,10	26,18	18,70	582,00	1,10
2010/07/09 19:14:20.0	1227,20	26,18	17,60	585,00	1,10
2010/07/09 19:17:20.0	1228,00	26,18	16,80	588,00	0,80
2010/07/09 19:20:20.0	1229,20	26,18	15,60	591,00	1,20
2010/07/09 19:23:20.0	1230,30	26,18	14,50	594,00	1,10
2010/07/09 19:26:20.0	1231,30	26,18	13,50	597,00	1,00
2010/07/09 19:29:20.0	1232,40	26,18	12,40	600,00	1,10
2010/07/09 19:32:20.0	1233,20	26,18	11,60	603,00	0,80
2010/07/09 19:35:20.0	1233,80	26,18	11,00	606,00	0,60
2010/07/09 19:38:20.0	1235,00	26,18	9,80	609,00	1,20
2010/07/09 19:41:20.0	1235,90	26,18	8,90	612,00	0,90
2010/07/09 19:44:20.0	1236,50	26,18	8,30	615,00	0,60
2010/07/09 19:47:20.0	1237,40	26,18	7,40	618,00	0,90
2010/07/09 19:50:20.0	1238,30	26,18	6,50	621,00	0,90
2010/07/09 19:53:20.0	1239,20	26,18	5,60	624,00	0,90
2010/07/09 19:56:20.0	1240,10	26,18	4,70	627,00	0,90
2010/07/09 19:59:20.0	1241,00	26,18	3,80	630,00	0,90
2010/07/09 20:02:20.0	1241,70	26,18	3,10	633,00	0,70
2010/07/09 20:05:20.0	1242,30	26,18	2,50	636,00	0,60
2010/07/09 20:08:20.0	1243,20	26,18	1,60	639,00	0,90
2010/07/09 20:11:20.0	1244,10	26,18	0,70	642,00	0,90
2010/07/09 20:14:20.0	1244,80	26,18	0,00	645,00	0,70

Tabla A.2.2 Prueba de Bombeo 09-07-2010 con recuperación y caudal de bombeo 12,20 l/s. Valores tomados con la sonda eléctrica.

Tiempo (min)	Abatimiento (cm)
0,00	0
10,00	21
15,00	38,2
20,00	44,5
25,00	51,3
30,00	56,1
40,00	65,4
50,00	72,8
60,00	79,6
80,00	91,4
100,00	100,5
120,00	106,9
150,00	115,4
180,00	123,5
240,00	136,1
360,00	161,1
420,00	172,5
430,00	151,2
432,00	148,7
435,00	145,5
445,00	130,7
450,00	124,9
490,00	67,8
500,00	63,7
520,00	45,1
540,00	34,5
570,00	21
600,00	11,2
660,00	0

Al graficar los valores tomados con el Diver y los medidos con la sonda eléctrica (Figura A.2.1) se puede observar una gran similitud de comportamiento. Esto permite verificar la confiabilidad de los datos medidos con la sonda eléctrica.

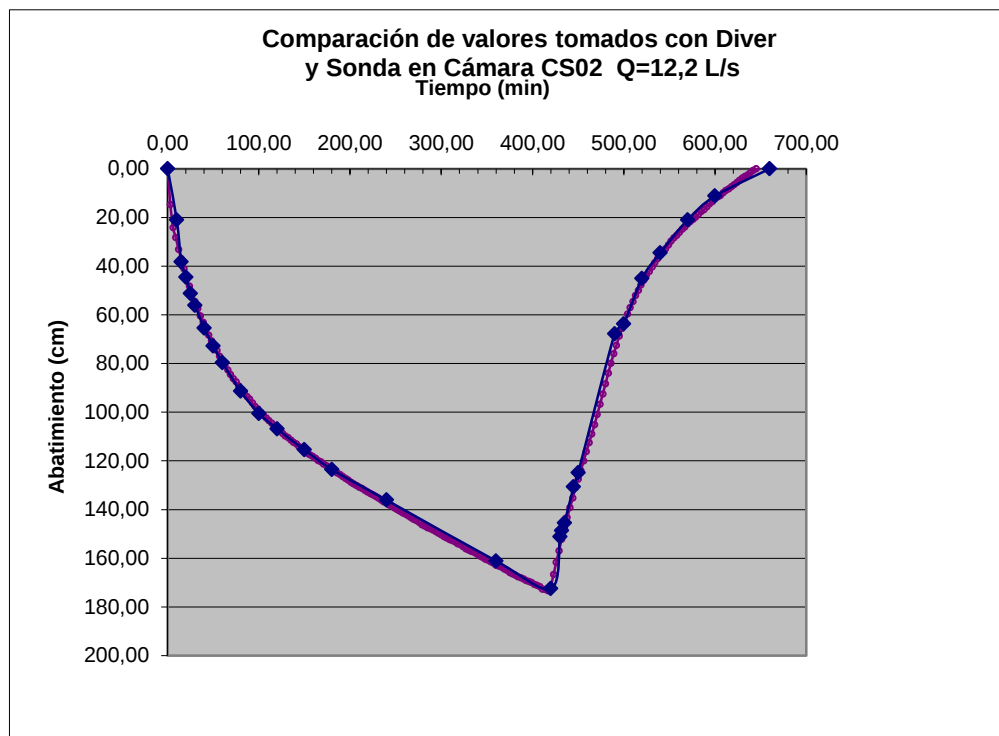


Figura A.2.1 Comparación de los datos tomados con la sonda eléctrica vs el Diver

Graficando en representación semilogarítmica como se desarrolló en la prueba de bombeo anterior se determinó un patrón similar.

A.3 PRUEBA DE BOMBEO EFECTUADA EL 22/10/2010

En esta prueba solo se instalaron sondas eléctricas en las cámaras de supervisión (CS2) y cámaras de bombeo 1 (CB1).

Resumen de resultados:

Nivel Estático = 448.790 msnm

Nivel Dinámico Máximo = 445,852 msnm

Caudal de Bombeo Constante = 18,50 l/s

Método de Aforo = volumétrico en el Estanque N° 6

Solo se realizó prueba de abatimiento **con recuperación**

Tiempo sin bombear antes del inicio de la prueba = 24 horas

Tiempo de la prueba de bombeo = 11 horas

www.bdigital.ula.ve

Tabla A.3.1 Prueba de bombeo 22-10-2010 sin recuperación y caudal de bombeo 18,50 l/s

		453,870	453,231	452,536	452,537				
N° de Lectura	Tiempo a partir del Inicio de bombeo	Nivel del Agua respecto a la Cota Terreno				Nivel del Agua en cotas			
		Cámara de Supervisión N° 1 (CS1)	Cámara de Supervisión N° 2 (CS2)	Cámara de Bombeo N° 2 (CB1)	Cámara de Bombeo N° 2 (CO)	Cámara de Supervisión N° 1 (CS1)	Cámara de Supervisión N° 2 (CS2)	Cámara de Bombeo N° 2 (CB1)	Cámara de Bombeo N° 2 (CO)
1	Antes de iniciar el Bombeo		4,443	3,746			448,788	448,790	
2	15 segundos								
3	30 segundos								
15	20 minutos		5,011	4,318			448,220	448,218	
16	25 minutos		5,092	4,394			448,139	448,142	
17	30 minutos		5,160	4,464			448,071	448,072	
18	40 minutos		5,293	4,610			447,938	447,926	
19	50 minutos		5,398	4,718			447,833	447,818	
20	1 hora		5,496	4,800			447,735	447,736	
21	1:20 horas		5,663	4,973			447,568	447,563	
22	1:40 horas		5,794	5,108			447,437	447,428	
23	2 horas		5,900	5,198			447,331	447,338	
24	2:30 horas		6,063	5,358			447,168	447,178	
25	3 horas		6,181	5,486			447,050	447,050	
26	4 horas		6,365	5,717			446,866	446,819	
27	5 horas		6,538	5,859			446,693	446,677	
28	7 horas		6,808	6,119			446,423	446,417	
29	8 horas		6,936				446,295		
30	9 horas		7,067	6,369			446,164	446,167	
31	10 horas		7,194				446,037		
32	11 horas		7,379	6,782			445,852	445,754	
Profundidad critica de funcionamiento lomo del tubo de salida o entrada		7,690	7,450	7,750		446,180	445,781	444,786	
			7,950				445,281		
maxima profundidad		7,860	7,764	8,064					
			8,264			Altura	0,000	2,936	3,036
									0,000

Tabla A.3..1 Continuación.....

	CT	Medición	C Rio
A1-1	451,830	0,23	451,600
A2-1	451,880	0,6	451,280
A3-1	452,250	1,3	450,950

N° de Lectura	Abatimiento				Tiempo en segundos acumulad o CS2	Tiempo en segundos acumulado CB1	Nivel del acuífero respecto al nivel del sistema	Nivel del Río respecto al nivel del acuífero	Nivel del Río respecto al nivel del sistema
	Cámara de Supervisió n N° 1 (CS1)	Cámara de Supervisió n N° 2 (CS2)	Cámara de Bombeo N° 2 (CB2)	Cámara de Bombeo N° 2 (CO)					
1							448,790	451,600	2,810
2					15	15		451,280	2,490
3					30	30		450,950	2,160
15		0,568	0,572		1200	1200			
16		0,649	0,648		1500	1500			
17		0,717	0,718		1800	1800			
18		0,850	0,864		2400	2400			
19		0,955	0,972		3000	3000			
20		1,053	1,054		3600	3720			
21		1,220	1,227		5309	5429			
22		1,351	1,362		6668	6848			
23		1,457	1,452		7200	7200			
24		1,620	1,612		9000	9000			
25		1,738	1,740		10800	10800			
26		1,922	1,971		14400	15060			
27		2,095	2,113		18000	18480			
28		2,365	2,373		25200	25620			
29		2,493			28800	28800			
30		2,624	2,623		32400	32640			
31		2,751			36000	36000			
32		2,936	3,036		39600	40860			

Graficando en representación semilogarítmica (Figura A.3.1), tal como se se realizó en la prueba de bombeo del 12/04/2010, se determinó que las CS2 y CB1 siguen un patron muy similar

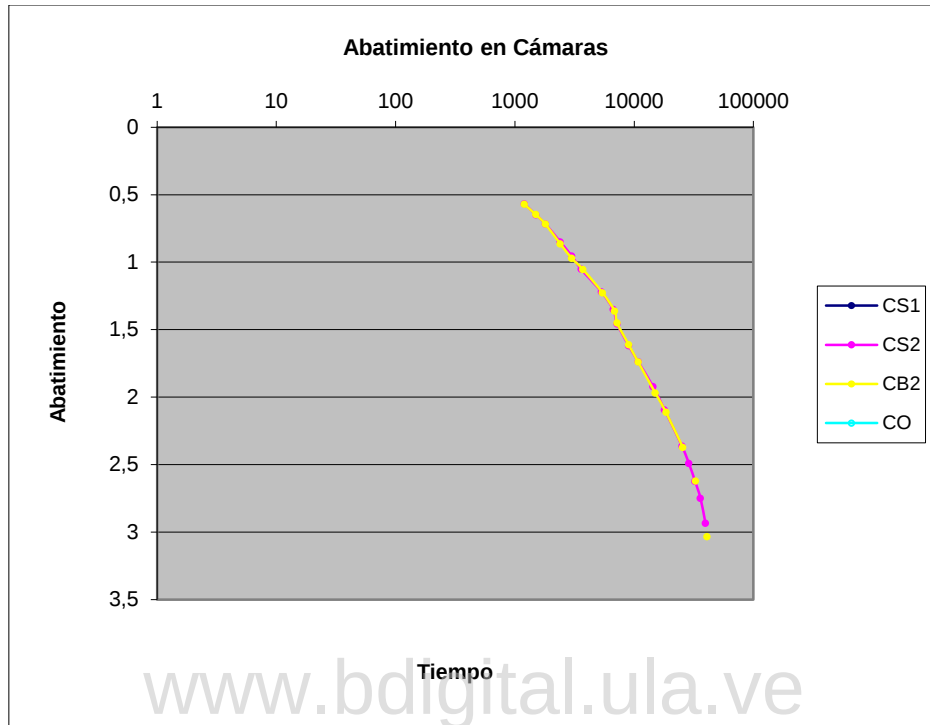


Figura A.3.1 Abatimiento en las cámaras de supervisión y de bombeo

Por otra parte si se realiza un balance de los caudales bombeados en cada periodo de tiempo medido en la prueba de bombeo (Tabla A.3.2), se logran determinar los caudales aportados por el acuífero, observándose claramente que en el comienzo del tiempo de bombeo el mayor caudal es aportado por el almacenamiento existente y posteriormente el aporte lo realiza el acuífero. Para la realización de esta actividad se hace necesario complementar datos faltantes que se dedujeron correlacionando los datos de las otras pruebas de bombeo.

Tabla A.3.2 Balance hídrico 22-10-2010

Tiempo	Tiempo en s	Desniveles			Volúmenes desalojados			L	L	L	L/s	L/s	L/s
		Cámara de Supervisión N° 1 (CS1)	Cámara de Supervisión N° 2 (CS2)	Cámara de Bombeo N° 2 (CB2)	Cámara de Supervisión N° 1 (CS1)	Cámara de Supervisión N° 2 (CS2)	Cámaras de Bombeo N° 2 (CB2) y N° 1 (CB1)	Volumen Total Desalojado	Caudal de Bombeo 18,50 L/s x Tiempo	Volumen Galería Filtrante	Caudal Galería Filtrante	Caudal Desalojado	Caudal de Bombeo
20 minutos	1200		0,568	0,572	972,35	1030,69	2075,89	4078,92	22200,00	18121,08	15,10	3,40	18,50
25 minutos	300		0,649	0,648	1111,01	1177,67	2351,71	4640,38	5550,00	909,62	3,03	15,47	18,50
30 minutos	300		0,717	0,718	1227,41	1301,06	2605,75	5134,22	5550,00	415,78	1,39	17,11	18,50
40 minutos	600		0,85	0,864	1455,09	1542,40	3135,61	6133,10	11100,00	4966,90	8,28	10,22	18,50
50 minutos	600		0,955	0,972	1634,84	1732,93	3527,56	6895,33	11100,00	4204,67	7,01	11,49	18,50
1 hora	600		1,053	1,054	1802,60	1910,76	3825,15	7538,52	11100,00	3561,48	5,94	12,56	18,50
1:20 horas	1200		1,22	1,227	2088,49	2213,80	4453,00	8755,28	22200,00	13444,72	11,20	7,30	18,50
1:40 horas	1200		1,351	1,362	2312,74	2451,51	4942,94	9707,19	22200,00	12492,81	10,41	8,09	18,50
2 horas	1200		1,457	1,452	2494,20	2643,85	5269,56	10407,62	22200,00	11792,38	9,83	8,67	18,50
2:30 horas	1800		1,62	1,612	2773,24	2939,63	5850,23	11563,10	33300,00	21736,90	12,08	6,42	18,50
3 horas	1800		1,738	1,74	2975,24	3153,75	6314,77	12443,76	33300,00	20856,24	11,59	6,91	18,50
4 horas	3600		1,922	1,971	3290,22	3487,64	7153,11	13930,97	66600,00	52669,03	14,63	3,87	18,50
5 horas	3600		2,095	2,113	3586,38	3801,56	7668,45	15056,39	66600,00	51543,61	14,32	4,18	18,50
7 horas	7200		2,365	2,373	4048,58	4291,50	8612,04	16952,12	133200,00	116247,88	16,15	2,35	18,50
8 horas	3600		2,493	2,5	4267,70	4523,77	9072,94	17864,41	66600,00	48735,59	13,54	4,96	18,50
9 horas	3600		2,624	2,623	4491,96	4761,48	9519,33	18772,77	66600,00	47827,23	13,29	5,21	18,50
10 horas	3600		2,751	2,8	4709,37	4991,93	10161,69	19862,99	66600,00	46737,01	12,98	5,52	18,50
11 horas	3600		2,936	3,036	5026,07	5327,63	11018,18	21371,88	66600,00	45228,12	12,56	5,94	18,50
39600											10,74		18,50

Graficando el tiempo vs el caudal aportado por la galería filtrante (Figura A.3.2) se tiene:

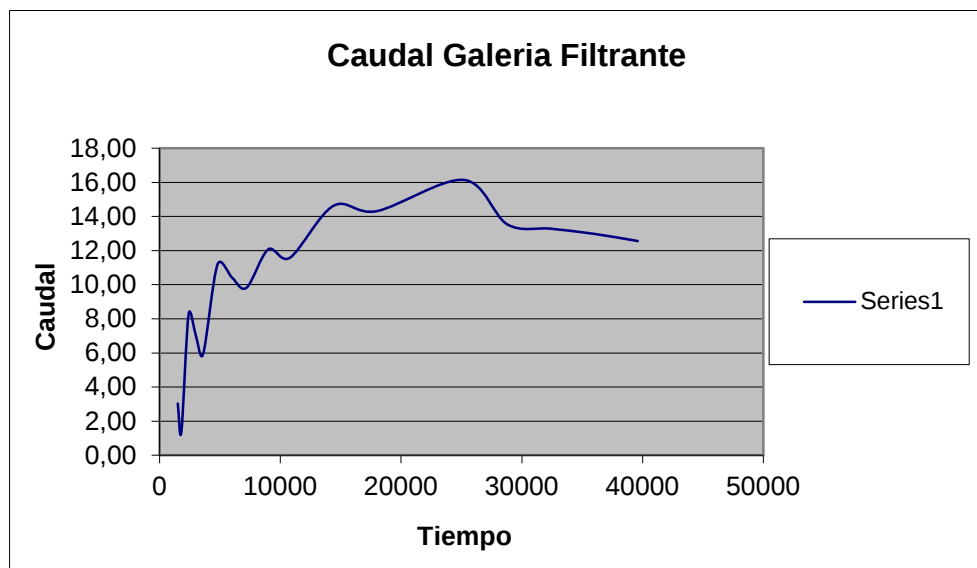


Figura A.3.2 Balance hídrico. Caudal aportado por la galería filtrante

Graficando el tiempo vs el caudal desalojado por el sistema se tiene (Figura A.3.3):

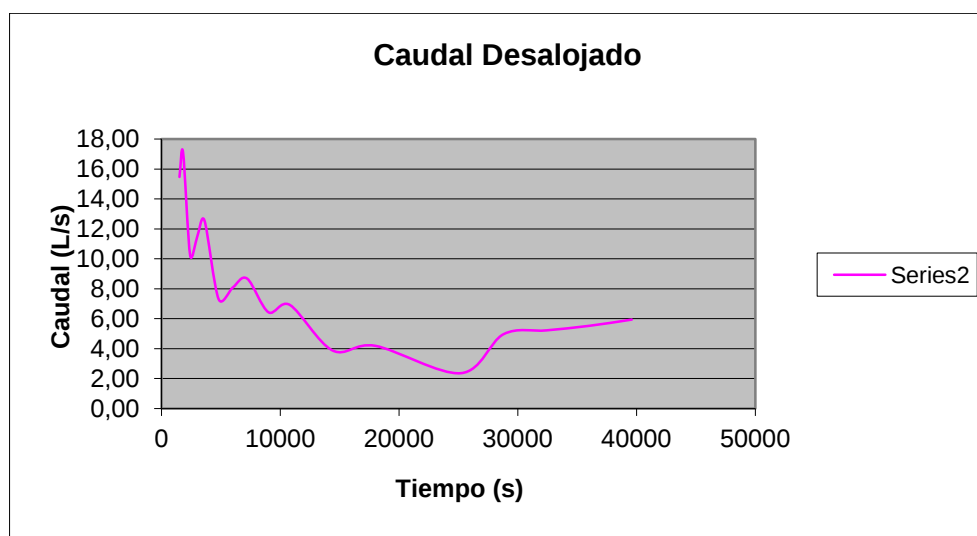


Figura A.3.3 Balance hídrico. Caudal desalojado por el sistema

Como se puede observar las dos tendencias de las Figuras A.3.2 y A.3.3 son opuestas, razón por lo cual se plantea una tercera gráfica (Figura A.3.4), donde se considera la inversa del

tiempo y se representan las líneas de tendencia, observándose un caudal de bombeo de 18,50 l/s.

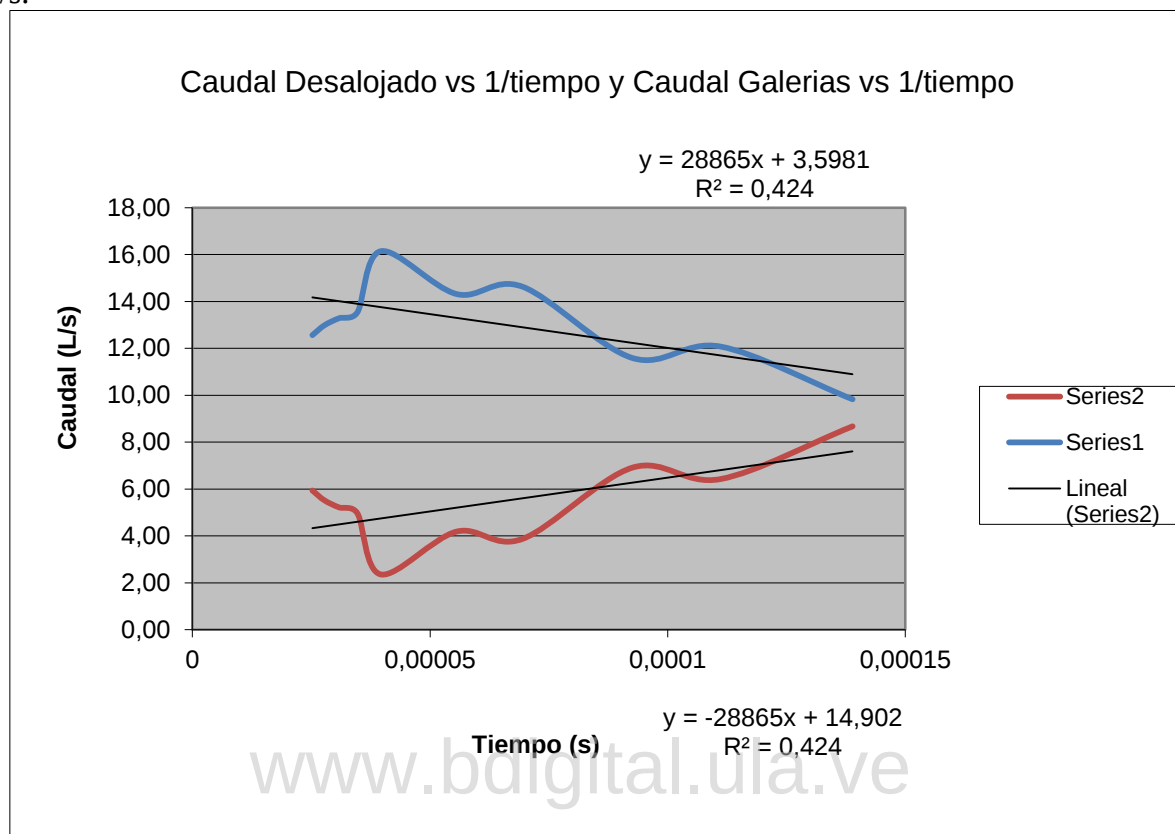


Figura A.3.4 Balance hídrico. Caudal desalojado vs caudal galerías

B.1 ANÁLISIS DE PRUEBA DE BOMBEO EFECTUADA EL 19/04/2010

Siguiendo el mismo procedimiento de la prueba del 10/04/2010 y tomando los mismos valores geométricos de la galería filtrante se deduce:

Tabla B.1.1 Prueba de bombeo 19-04-2010 sin recuperación y caudal de bombeo 17,60 l/s

		NE= 4,32			
		T (min)	Profundidad, m	Tiempo, días	Abatimiento, m
2 min	2	2	4,321	0,0013889	0,001
3 min	1	3	4,324	0,0020833	0,004
4 min	1	4	4,328	0,0027778	0,008
5 min	1	5	4,340	0,0034722	0,020
6 min	1	6	4,343	0,0041667	0,023
8 min	2	8	4,347	0,0055556	0,027
10 min	2	10	4,351	0,0069444	0,031
12 min	2	12	4,358	0,0083333	0,038
15 min	3	15	4,366	0,0104167	0,046
20 min	5	20	4,391	0,0138889	0,071
25 min	5	25	4,406	0,0173611	0,086
30 min	5	30	4,424	0,0208333	0,104
40 min	10	40	4,462	0,0277778	0,142
50 min	10	50	4,498	0,0347222	0,178
1 h	10	60	4,536	0,0416667	0,216
1:20 h	20	80	4,600	0,0555556	0,280
1:40 h	20	100	4,670	0,0694444	0,350
2 h	20	120	4,728	0,0833333	0,408
2:30 h	30	150	4,842	0,1041667	0,522
3 h	30	180	4,923	0,1250000	0,603
4 h	60	240	5,228	0,1666667	0,908
4.15 h	15	255	5,278	0,1770833	0,958
4.30 h	15	270	5,278	0,1875000	0,958
4.50 h	20	290	5,278	0,2013889	0,958

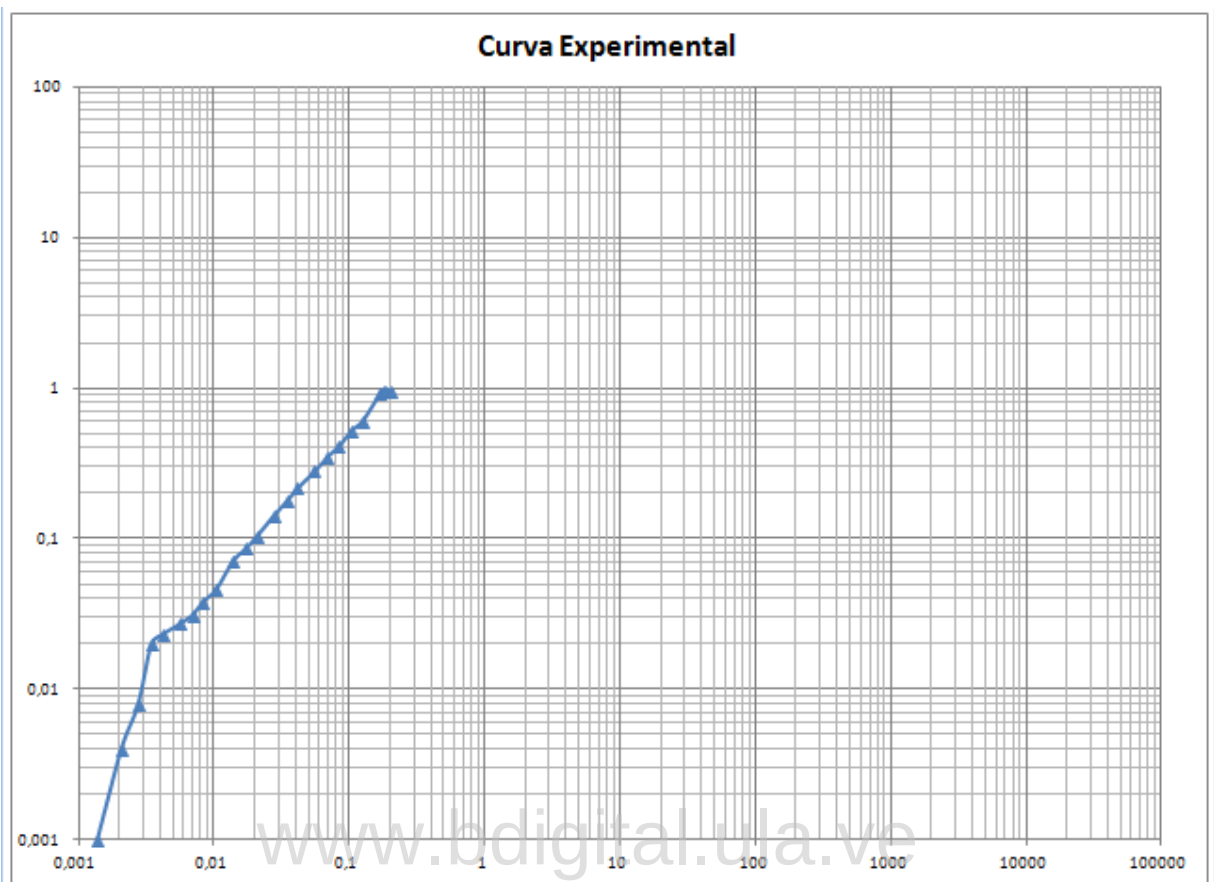


Figura B.1.1 Curva experimental 19/04/2010

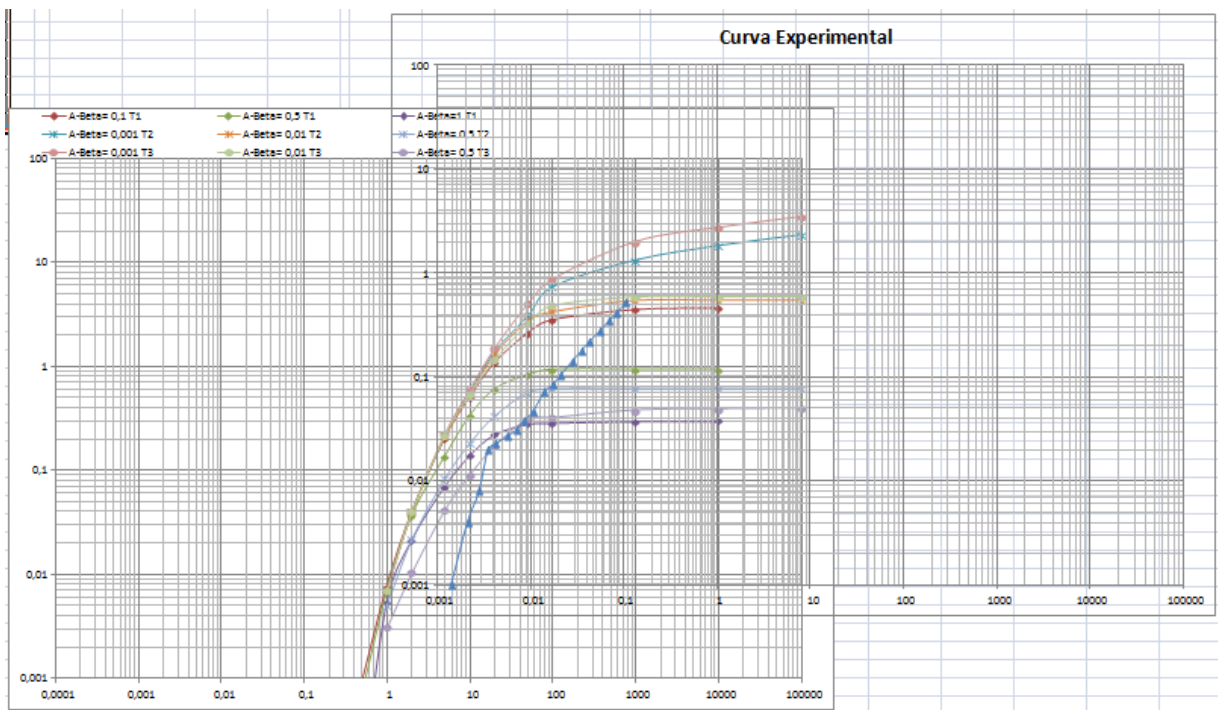


Figura B.1.2 Ajuste de la curva experimental a la curva A con $r/r_{ew} = 20$

Seleccionando un punto arbitrario A de la parte superpuesta de las dos hojas se tiene:

$$s = 0,023 \text{ m}$$

$$t = 0,0041667d$$

$$W = 0,1725$$

$$1/U_A = 20$$

$$\beta^{1/2} = 0,5$$

$$\beta = 0,7071$$

$$Q = 17,6 \text{ L/s} = 1520,64 \text{ m}^3/d$$

Por lo tanto:

$$T = Q \times W / (4 \times \pi \times s)$$

$$T = 907,56 \text{ m}^2/d$$

Por otra parte:

$$\text{Con } S_A = 10^{-3}$$

$$Kh = r^2 \times S_A / (4 \times D \times U_A \times t)$$

$$Kh = 113,53 \text{ m/d}$$

Además:

$$K_v = \beta \times (D / r)^2 \times K_h$$

$$K_v = 16,97 \text{ m/d}$$

Seleccionando un punto arbitrario B de la parte superpuesta de las dos hojas se tiene:

$$s = 0,023 \text{ m}$$

$$t = 0,0041667 \text{ d}$$

$$W = 0,40$$

$$1/U_A = 23$$

$$\beta^{1/2} = 0,5$$

$$\beta = 0,7071$$

$$b1/D = 0,413$$

$$T = Q \times W / (4 \times \pi \times b1/D \times s) = 5095,63 \text{ m}^2/\text{d}$$

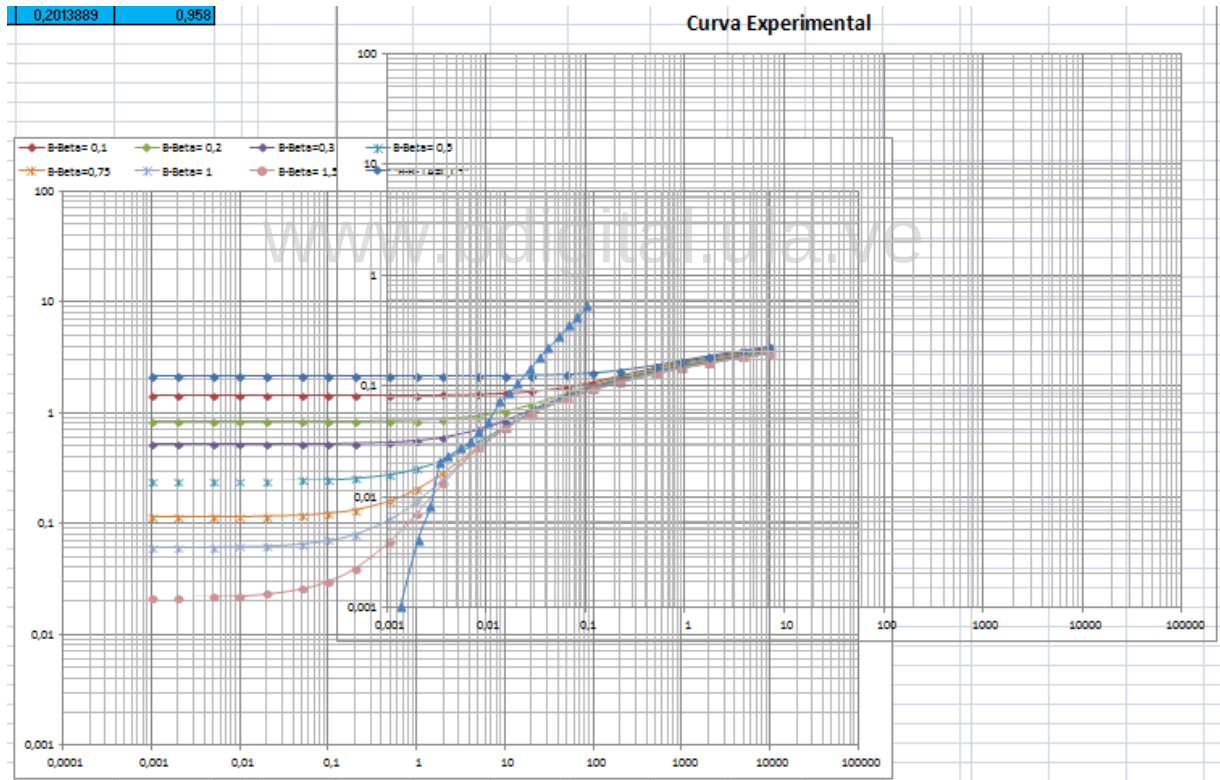


Figura B.1.3 Ajuste de la curva experimental a la curva B con $\beta^{1/2} = 0,5$

C.1 ANÁLISIS DE PRUEBA BOMBEO EFECTUADA EL 22/10/2010

Aplicando a los datos tomados en la prueba de bombeo del 22/10/2010 el Método de Gunther Schosinsky se obtuvieron los siguientes resultados mostrados en la Tabla C.1.1 y Figura C.1.1:

Tabla C.1.1 Prueba de bombeo del 22/10/2010. Método de Gunther Schosinsky

Tiempo	Tiempo en s	desensos	Abatimiento en m	Volumen almacenado	Volumen Bombeado	Volumen Almacenado / Volumen Bombeado
20 minutos	1200	0,428	0,428	4078,92	5550,00	$7,3494 * 10^{-1}$
25 minutos	300	0,48625	0,486	4640,38	1387,50	$33,4442 * 10^{-2}$
30 minutos	300	0,53825	0,538	5134,22	1387,50	$37,0034 * 10^{-3}$
40 minutos	600	0,6445	0,645	6133,10	2775,00	$22,1013 * 10^{-4}$
50 minutos	600	0,72475	0,725	6895,33	2775,00	$24,8480 * 10^{-5}$
1 hora	600	0,79025	0,790	7538,52	2775,00	$27,1658 * 10^{-6}$
1:20 horas	1200	0,9185	0,919	8755,28	5550,00	$15,7753 * 10^{-7}$
1:40 horas	1200	1,01875	1,019	9707,19	5550,00	$17,4904 * 10^{-8}$
2 horas	1200	1,09025	1,090	10407,62	5550,00	$18,7525 * 10^{-9}$
2:30 horas	1800	1,211	1,211	11563,10	8325,00	$13,8896 * 10^{-10}$
3 horas	1800	1,3045	1,305	12443,76	8325,00	$14,9475 * 10^{-11}$
4 horas	3600	1,466	1,466	13930,97	16650,00	$8,3669 * 10^{-12}$
5 horas	3600	1,58025	1,580	15056,39	16650,00	$9,0429 * 10^{-13}$
7 horas	7200	1,77775	1,778	16952,12	33300,00	$5,0907 * 10^{-14}$
8 horas	3600	1,87325	1,873	17864,41	16650,00	$10,7294 * 10^{-15}$
9 horas	3600	1,9675	1,968	18772,77	16650,00	$11,2749 * 10^{-16}$
10 horas	3600	2,08775	2,088	19862,99	16650,00	$11,9297 * 10^{-17}$
11 horas	3600	2,252	2,252	21371,88	16650,00	$12,8360 * 10^{-18}$

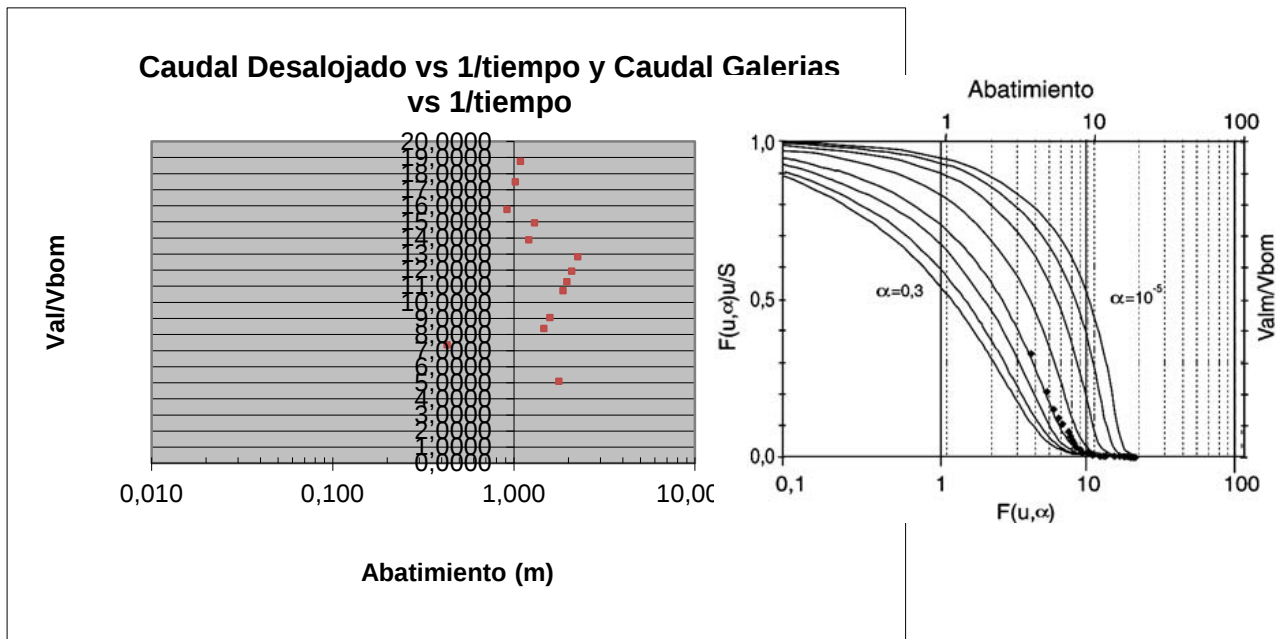
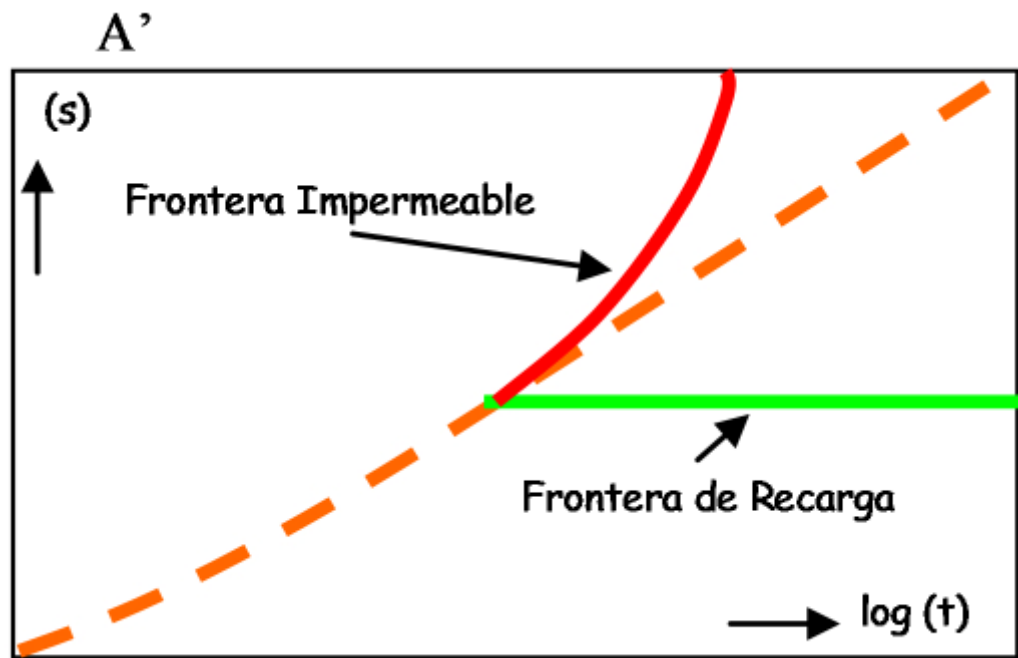


Figura C.1.1 Grafica Gunther Schosinsky. Relación de Volumen vs Abatimiento. Familia de curvas para analizar pruebas de bombeo en pozos con almacenamiento de agua en la perforación.

Como se puede observar la curva calculada no se ajusta a ninguna curva de referencia de Gunther Schosinsky.

D. Figura 2.23 tomada de Mora (2007)



www.bdigital.ula.ve