

## 8.0 ESTIMACION DE LOS PARAMETROS DE ENTRADA AL MODELO

En este capítulo se presenta la estimación de los parámetros de entrada (INPUT) al modelo a partir del diseño de la malla de diferencias finitas.

Los coeficientes hidráulicos del acuífero (Transmisibilidad y Almacenamiento) fueron obtenidos mediante la realización de pruebas de bombeo y estimados con técnicas analíticas tradicionales (v.gr. curvas tipo, etc.). Estos parámetros calculados en la zonas de bombeo fueron promediados en otras zonas alejadas del mismo acuífero considerando los materiales de la formación, los espesores y permeabilidades de los mismos. Con ellos (T y S) se alimentó a cada uno de los nodos de la malla para los casos de simulaciones de acuífero con fronteras y condiciones iniciales reales.

Se describe también en detalle la estimación de: el factor de almacenaje adecuado al modelo (a partir del coeficiente de almacenamiento), factores de recarga inducida por el río, y factores de recarga por infiltración directa.

Las cargas hidráulicas que sirven como condiciones iniciales para simular tanto el decaimiento por efectos de bombeo, como la recarga inducida por el río; se presentan en forma gráfica sobre la malla para intervalos de tiempo conocidos.

Finalmente, en este capítulo se hace un resumen de las tasas de bombeo variable que serán utilizadas en las simulaciones puras para analizar el efecto del bombeo sobre varias condiciones del acuífero.

### **8.1 DISEÑO DE LA MALLA DE DIFERENCIAS FINITAS**

La evaluación de los datos presentados en otros capítulos (3 y 4) involucró reducir la información de reportes geológicos a una forma "usable" en el modelo, esto es, condiciones de frontera, espesor del acuífero, etc.

Partiendo de la figura 3.8 que presenta la zona baja del valle de aluvión, se analizaron las fronteras físicas (impermeables) que limitan el sistema acuífero, y sus propiedades se discretizaron sobreponiendo una malla rectangular de diferencias finitas sobre el mapa, como se muestra en la

figura 8.1.

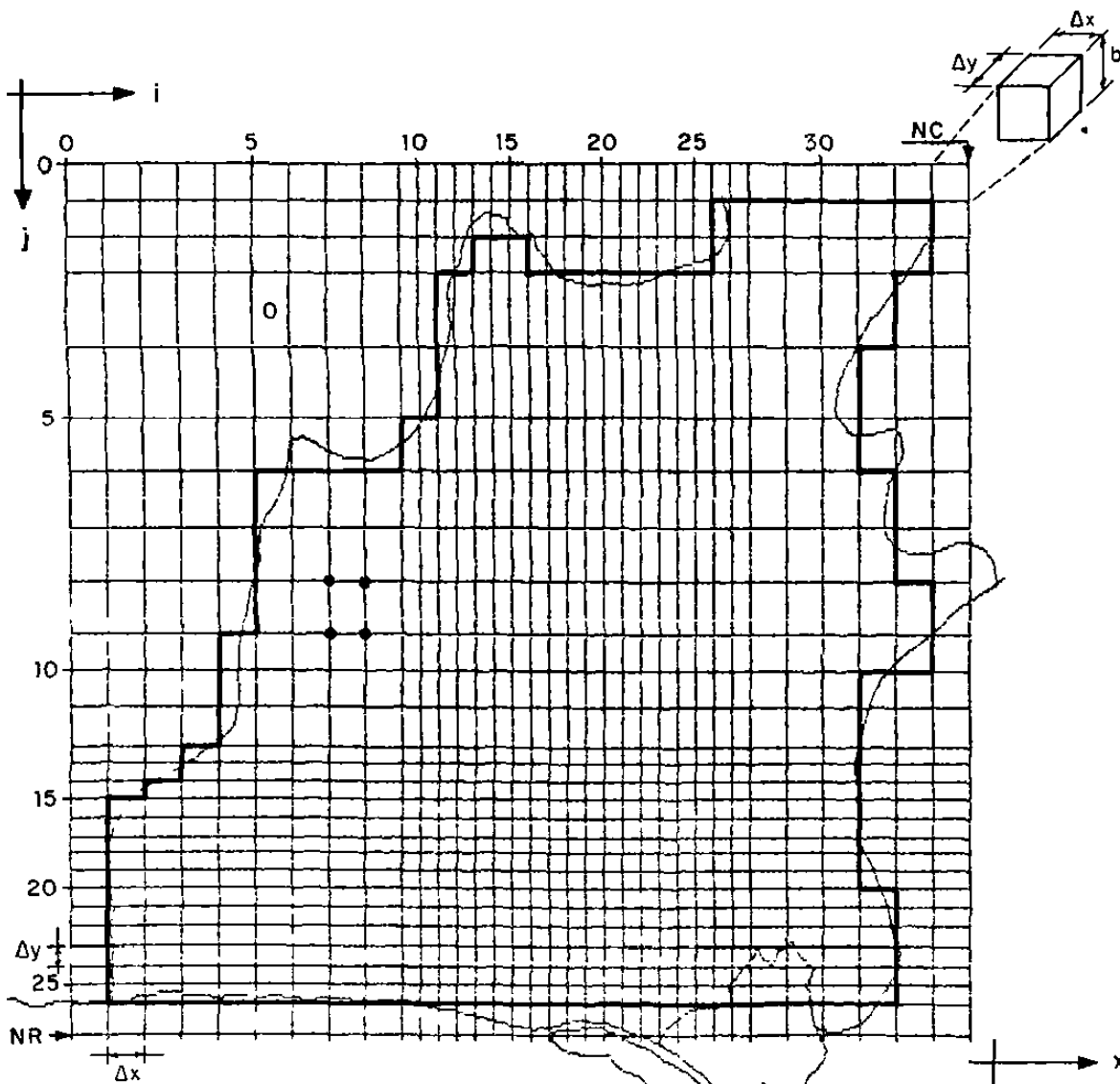
Las dimensiones totales de la malla están definidas por  $NC=34$ , el número de columnas del modelo; y por  $NR=26$ , el número de renglones del modelo.

Uno de los pasos críticos al aplicar un modelo de agua subterránea es el diseño de la red. Intuitivamente, se esperaría que al hacer más fina la malla se obtendrían resultados más precisos. El análisis numérico ha confirmado esa intuición, Trescott *et al* (1976).

El espaciamiento variable que seleccioné para la malla como se muestra en la figura 8.1, responde a la necesidad de conocer con más detalle y de una manera más exacta, el comportamiento hidráulico del acuífero en la zona de bombeo y en las zonas cercanas a cuerpos de agua superficial (línea costera, Laguna Salada y río El Viejón). Mientras que para zonas más alejadas, de menor interés, diseñé nodos con un espaciamiento más amplio, en forma progresiva.

En general, al diseñar la malla, seguí las consideraciones siguientes:

- 1.- Los nodos que representaran a los pozos de bombeo y a los de observación deberían de estar cerca a sus respectivas posiciones. En el caso de existir varios pozos de observación o de bombeo muy cercanos entre si, se seleccionaría un solo nodo para ellos, tomando en cuenta que la descarga está distribuida









-  Frontera del acuífero (impermeable)
-  Frontera Matemática
-  Nodo de flujo constante  $\frac{\partial h}{\partial x} = 0$
-  Nodo de carga constante
-  Nodo fuera del acuífero con transmisibilidad = 0
-  Puntos del nodo
- NC    Numero de columnas
- NR    Numero de renglones

FIGURA 8.1

MALLA DE DIFERENCIAS-FINITAS CON NODOS CENTRADOS EN LA RED Y CON ESPACIAMIENTO VARIABLE PARA MODELAR EL ACUIFERO "EL VIEJON".

sobre el área de la celda o nodo.

Sin embargo para el caso de los pozos A, B y C, que están separados tan solo 100 mts entre sí, se seleccionó una celda para cada uno de ellos dada la importancia que reviste la superposición de sus conos de abatimiento (Rivera, 1984); y a que precisamente uno de los objetivos del estudio es analizar los abatimientos para tasas de extracción variables en esa zona.

Por lo tanto los nodos en esa zona, se diseñaron en cuadrados de 100 x 100 mts.

2.- Las fronteras (impermeables) dentro del área proyectada deberían ser localizadas de una forma bastante precisa, para evitar errores de truncamiento y problemas de convergencia. Las fronteras distantes podrían estar localizadas de manera aproximada con menos nodos, al expandir la malla.

En este caso, se trató de mantener la tasa de  $\Delta X_j / \Delta X_{j-1} < 1.5$  que de acuerdo a Trescott et al (1976), en la expansión de una malla de diferencias finitas en la dirección positiva de las X, evita grandes errores de truncamiento y posibles problemas de convergencia.

3.- Los nodos deberían estar localizados cercanos entre sí en zonas donde existan grandes cambios espaciales en la Transmisibilidad o la carga hidráulica.

En el caso del acuífero El Viejón las heterogeneidades son mínimas -en general se trata de materiales de aluvión- y las Transmisibilidades varían solo en función del espesor saturado del acuífero. Por otro lado las cargas hidráulicas tienen una caída de su potencial bastante uniforme. En los sitios donde se conoce este dato, y a partir del análisis en la elaboración de varias superficies equipotenciales (figs. 3.8, 4.11 y 4.16) se diseñaron nodos cercanos entre sí ( $i=10$  a  $i=27$  y  $j=3$  a  $j=26$ ; ver figura 8.1).

4.- La malla debería ser orientada para que un mínimo de nodos estuviera fuera del acuífero. Sin importar que la orientación fuese con respecto a la latitud y longitud ó algún otro sistema geográfico. Sin embargo para casos de anisotropía, se debería orientar con los ejes paralelos a las direcciones principales del tensor de Transmisibilidad.

La tendencia de la dirección de flujo del acuífero El Viejón está bien definida (figura 3.8); se aprovechó este conocimiento para orientar la malla en el eje de las Y paralela a aquella.

5.- Los requerimientos medulares del sistema de cómputo (capacidad de memoria, etc) y el tiempo de computación son proporcionales al número de nodos que representan al acuífero.

El modelo de Prickett y Lonquist (1971) originalmente sugiere una malla no mayor a 50 columnas por 50 renglones; aún y cuando la malla diseñada es menor (34x26), ésta podría ser expandida sin importar aquella limitante pues gracias al sistema de cómputo utilizado; la minicomputadora VAX 11/780 cuenta con memoria virtual que le permite manejar fácilmente mallas más grandes.

6.- Por último, una consideración importante, aunque no aplicada en este estudio es aquella relacionada con la orientación de la malla cuando se utilizan periféricos de cómputo como graficadores X-Y. En estos graficadores la dirección X es vertical (en el papel) y, para propósitos prácticos, ésta dimensión es ilimitada. Mientras que la dirección-Y cruza la página lo cual limita a ésta dimensión a la anchura máxima de la página .

Para estos casos en que se utilizan esos periféricos se debería entonces tener cuidado con la orientación de la malla.

La malla sugerida por Prickett y Lonquist (1971) es del tipo de nodos centrados en la red, es decir, los puntos del nodo están localizados en las intersecciones de los ejes (ver figura 8.1).

Para este estudio solo se tomó, por conveniencia, la parte más amplia del valle, para lo cual en la parte donde se estrecha, se consideraron nodos de carga constante, al igual que

en la línea de costa. Los nodos de flujo constante  $\partial h / \partial x = 0$  se localizaron lo más apegado al contacto morfológico entre los materiales de aluvión (permeables) y los basaltos, tobas e ignimbritas (impermeables) adyacentes, del plioceno-pleistoceno (figs. 3.8 y 8.1). El espesor  $b$  de la celda representa al espesor saturado del aluvión que en promedio es de 30 m y que sobreyace a la formación de andesita del mioceno (ver sección geológica D-D en la figura 3.3).

## 8.2 ESTIMACION DE LOS COEFICIENTES DE TRANSMISIBILIDAD (T) Y ALMACENAMIENTO (S)

En Abril de 1984 se efectuaron pruebas de bombeo en 4 etapas en los pozos A, B y C; teniendo como objetivos los siguientes (Rivera, 1984): (1) Analizar los abatimientos provocados por un bombeo simultaneo en los 3 pozos, para observar la interposición de los "conos de abatimiento", (2) obtener los valores del Coeficiente de Transmisibilidad (T) y Almacenamiento (S) del acuífero en la zona; y (3) obtener la Capacidad específica y eficiencia de cada pozo.

Las pruebas se realizaron por el método de la descarga libre, efectuando la descarga con un tubo de 6" de diámetro con reducción a 4" de diámetro, con orificio calibrado.



La prueba se realizó en 4 etapas. En la primera por bombeo simultáneo en los 3 pozos a donde se midieron los niveles dinámicos; para cumplir con el primer objetivo. En las otras 3 etapas se utilizaron 2 pozos como pozos de observación y otro como pozo de bombeo para cada etapa, de la manera siguiente:

- Segunda etapa, se bombeó el pozo A
- Tercer etapa, se bombeó el pozo B
- Cuarta etapa, se bombeó el pozo C

En estas tres etapas se cumplió con los objetivos 2 y 3.

En los apartados siguientes se detallan los métodos analíticos utilizados para, a partir de los datos de campo, obtener los parámetros hidráulicos del acuífero T y S.

#### **8.2.1 Metodo Gráfico de Theis**

El método gráfico de Theis (1935) exige que se deben satisfacer las siguientes condiciones limitantes:

- 1.- Acuífero de extensión lateral infinita
- 2.- Acuífero homogéneo e isótropo
- 3.- El espesor saturado del acuífero es constante
- 4.- El caudal bombeado procede del almacenamiento del acuífero
- 5.- El pozo es totalmente penetrante
- 6.- El acuífero libera el agua instantaneamente al abatirse la superficie piezométrica
- 7.- Se bombea el acuífero a caudal constante

El método gráfico de Theis consiste en representar en papel doble logarítmico los valores de abatimiento (a) en mts y del tiempo de bombeo (t) en minutos, obtenidos en la prueba; envolviendo los puntos en una curva a la cual se le sobrepone la "curva tipo" de Theis que tiene los valores de la "función de pozo" W(u) en función de u. Para buscar la coincidencia de ambas curvas se deslizan la curva de campo y la curva tipo tratando de mantener los ejes de ambas curvas, paralelos, hasta lograr que coincidan las curvas; luego, se marca en ambas un punto homólogo con el cual se obtienen los valores siguientes: a, t, W(u), u; los cuales se introducen en la fórmula de Theis:

$$a = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad (8.1)$$

$$u = \frac{S r^2}{4 T t} \quad (8.2)$$

Donde:

a= Abatimiento en el pozo de observación, producido por el bombeo a caudal constante, en mts

Q= Caudal del pozo de bombeo, en M3

r= Distancia entre el pozo de bombeo y el pozo de observación (m)

S= Coeficiente de almacenamiento (adimensional)

T= Transmisibilidad en mts<sup>2</sup>/seg

t= Tiempo de bombeo, en seg

W(u)= Función de pozo

La ecuación (8.1), también conocida como la ecuación del movimiento en régimen variable, para analizar el movimiento radial hacia un pozo ubicado en un acuífero confinado extenso; es una solución a la ecuación diferencial parcial (7.2) que gobierna a un flujo transitorio subsuperficial, en un acuífero artesiano, no homogéneo e isotrópico. Fue resuelta por Theis quien reemplazó el pozo por un sumidero matemático de intensidad constante, resolviendo así la ecuación (7.2)

Theis imaginó su método gráfico de superposición, representando, en una "curva tipo", los valores de  $W(u)$  en función de  $u$  (figura 8.2). Estos valores pueden ser encontrados tabulados en varias referencias (DeWiest, 1966; Custodio y Llamas, 1976; Bear, 1979; etc.).

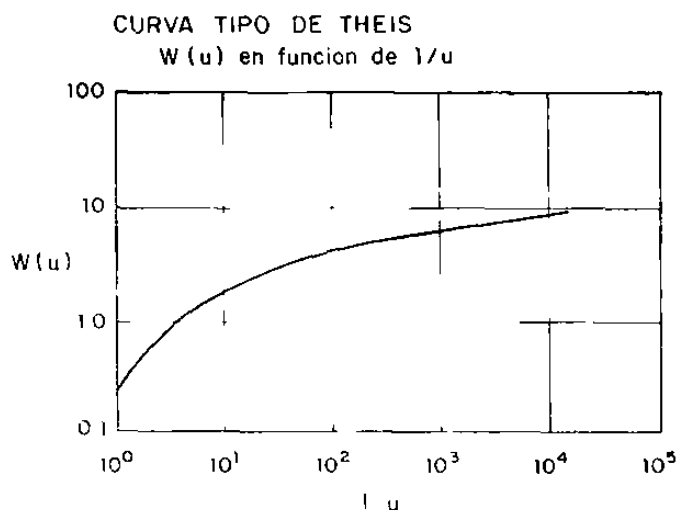


FIGURA 8.2

De la fórmula (8.1), conociendo  $a$  y  $W(u)$  se despeja  $T$ , con el valor de  $T, t$  y  $u$  de la fórmula (8.2) se despeja  $S$ , y se calculan así:

$$T = \frac{Q}{4\pi a^*} W(u)^* \quad (8.3)$$

$a^*$  y  $W(u)^*$  se obtienen del punto homólogo de la coincidencia de las curvas de campo y tipo. Y:

$$S = \frac{u^* 4Tt^*}{r^2} \quad (8.4)$$

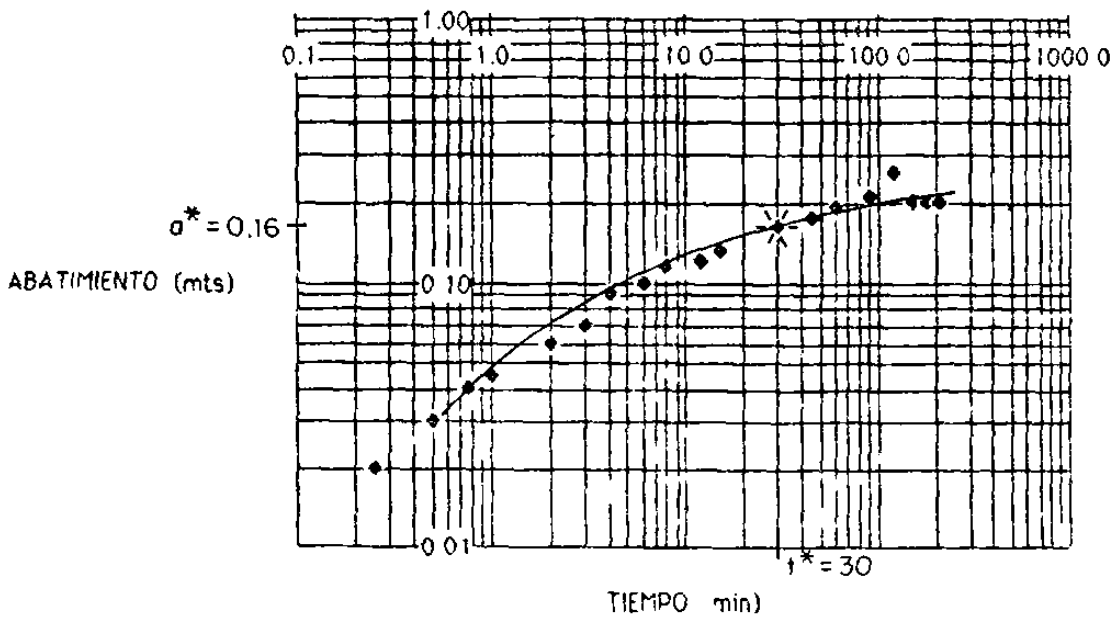
La  $u^*$  y la  $t^*$  se obtienen de igual manera.

Los valores calculados en las etapas II, III y IV de las pruebas de bombeo se presentan en forma gráfica en las figuras 8.3 a 8.6, y en forma tabulada, junto con los obtenidos por los otros métodos, en la tabla 8.1.

La aplicación de la metodología de Theis a este caso de acuífero libre se limita al cálculo del coeficiente de Transmisibilidad ya que en él no se incluye el tiempo, y si se cumple con la condición  $\Delta h < 0.4H$  (Kruseman-Ridder, 1975) en donde  $\Delta h$  es el abatimiento y  $H$  el espesor saturado del acuífero.

El cálculo del coeficiente de almacenamiento ( $S$ ) incluye al tiempo y dado que las características hidráulicas de los acuíferos libres no son constantes en el tiempo, no fue posible estimar este parámetro con esta metodología pues el tiempo de la prueba no fue mayor a 200 min (3.3 hs) en ningún caso. Para las

Pozo de Observacion B



Pozo de Bombeo A  
 \* Punto homólogo con la curva tipo

$$T = \frac{Q}{4\pi a^*} W(u)^* \Rightarrow$$

$$T = 4.05 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \text{ seg}^{-1}$$

$$r_{B-A} = 100 \text{ m}$$

$$Q_A = 20.41 \text{ l.p.s.}$$

$$a^* = 0.16 \text{ m}$$

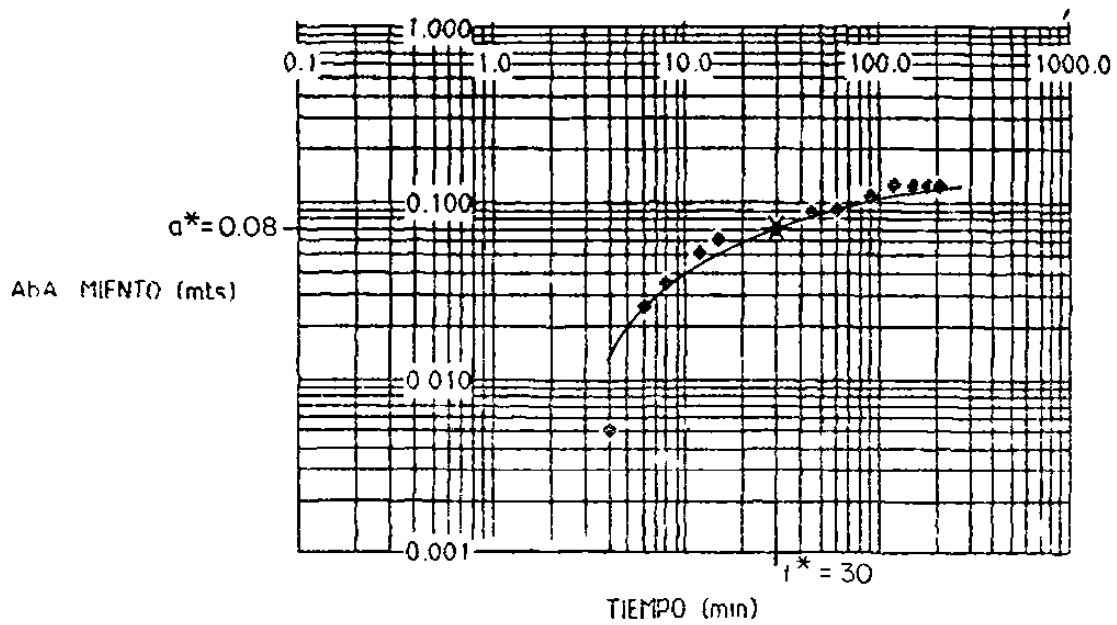
$$t^* = 30 \text{ min.}$$

$$W(u)^* = 4$$

$$u^* = 0.01$$

FIGURA 8.3

Pozo de Observacion C



Pozo de Bombeo A  
 \* Punto homólogo con la curva tipo

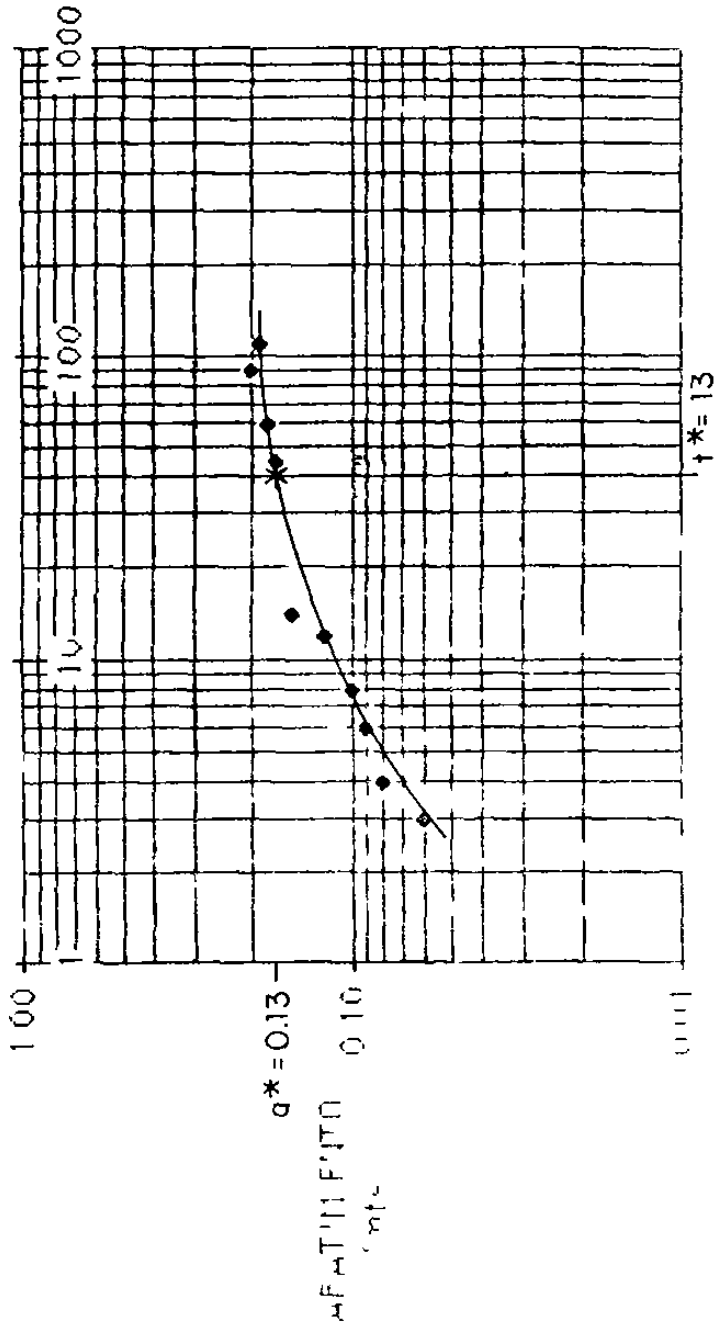
$r_{A-C} = 204\text{m}$   
 $Q_A = 20.41 \text{ l.p.s.}$   
 $a^* = 0.08\text{m}$   
 $t^* = 30\text{min.}$   
 $W(u)^* = 2.5$   
 $u^* = 0.05$

$$T = \frac{Q}{4\pi a^*} W(u)^* \Rightarrow$$

$$T = 5.07 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{seg}^{-1}$$

FIGURA 8.4

Pozo de Observación A



$$a^* = 0.135 \text{ m}$$

$$t^* = 13 \text{ min.}$$

$$W(u)^* = 2.5$$

$$u^* = 0.05$$

TIEMPO (min)

Pozo de Bombeo B

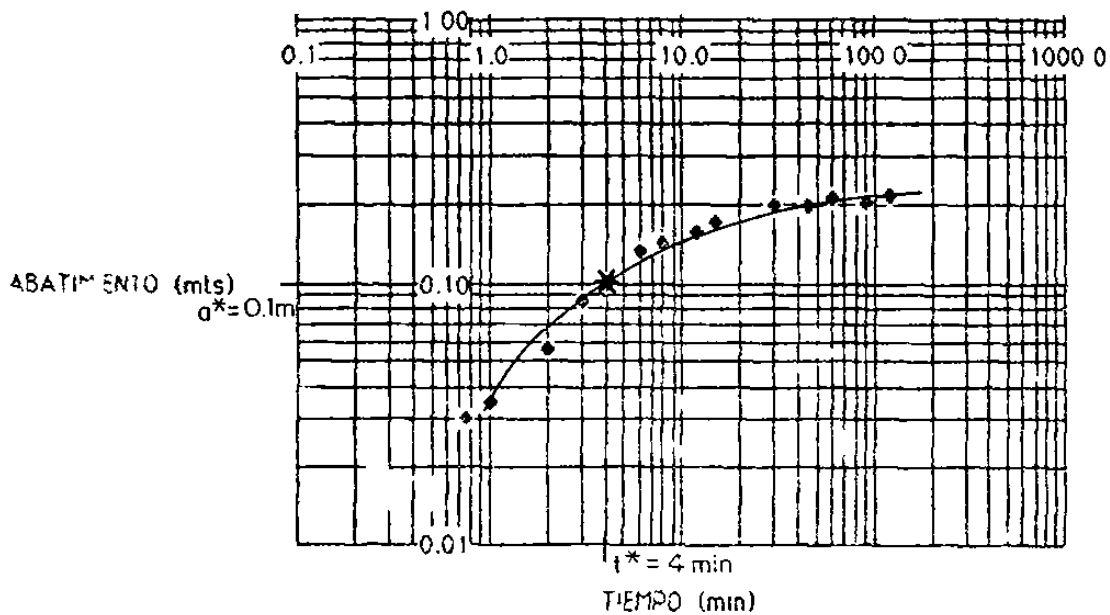
\* Punto homólogo con la curva tipo

$$r_{A-B} = 100 \text{ m}$$

$$Q_B = 21.23 \text{ l.p.s.}$$

$$T = \frac{Q}{4\pi d^*} W(u)^* = 1.25 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{seg}^{-1}$$

FIGURA 8.5



Pozo de Bombeo B  
 Pozo de observación C  
 \* Punto homólogo con la curva tipo

$$T = \frac{Q}{4\pi s^*} W(u)^* \Rightarrow$$

$$T = 3.04 \text{ m}^2 \cdot \text{seg}^{-1}$$

$r_{B-C} = 104 \text{ m}$   
 $Q_B = 2123 \text{ l.p.s.}$   
 $s^* = 0.1 \text{ m}$   
 $t^* = 4 \text{ min.}$   
 $W(u)^* = 1.8$   
 $u^* = 0.1$

FIGURA 8.6



condiciones de acuífero libre pueden necesitarse 12 ó más horas de bombeo (Krusemann y Ridder, 1975).

### 8.2.2 Método gráfico modificado de Jacob

El método de Jacob (Cooper y Jacob, 1946) está también basado en la fórmula de Theis; sin embargo, las condiciones exigidas para su aplicación son algo más restringidas.

Además de las condiciones que exige el método de Theis, el de Jacob debe satisfacer también la condición de que la  $u$  represente valores pequeños ( $u < 0.01$ ), es decir,  $r$  es pequeño y  $t$  es grande.

La condición de que  $u$  sea pequeña para acuíferos confinados y moderadas distancias desde el pozo de bombeo, puede satisfacerse en una hora o menos de bombeo; sin embargo, para las condiciones de acuífero libre pueden necesitarse 12 ó más horas de bombeo. Por esa razón, y al igual que para Theis, con el método de Jacob solo se calcularon las Transmisibilidades.

El método de Jacob consiste en representar en papel semilogarítmico los valores observados en la prueba, de abatimiento ( $a$ ) y tiempo ( $t$ ). A partir de cierto valor del tiempo puede observarse que los puntos se aproximan a una recta. Esta es la zona en donde la aproximación de Jacob es válida. Trazando la recta que mejor se adapte a los puntos observados, se toman dos puntos ( $t_1, a_1$ ) y ( $t_2, a_2$ ) con los cuales se obtiene la pendiente ( $m$ ) de la recta. Se extrapola la recta hasta  $a=0$

sobre el eje de las  $t$  y se obtiene  $t_0$ .

Con esos datos ( $m$  y  $t_0$ ) además de: la distancia del pozo de bombeo al pozo de observación ( $r$ ) y el gasto ( $Q$ ) en el pozo de bombeo, se calculan  $T$  y  $S$  con las ecuaciones de Jacob

$$T = \frac{2.3 Q}{4 \pi m} \quad (8.5)$$

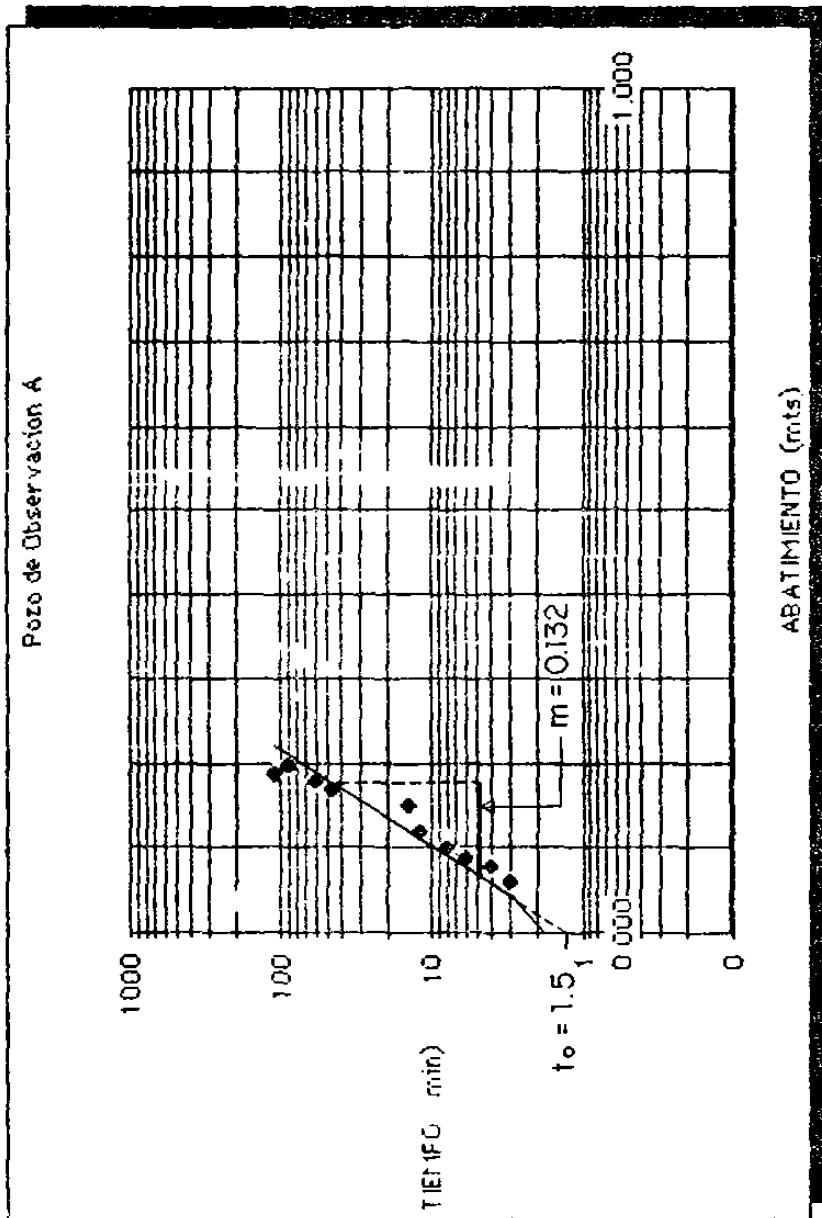
$$S = \frac{2.25 T t_0}{r^2} \quad (8.6)$$

Las gráficas y los cálculos para cada pozo de observación se muestran en las figuras 8.7 a 8.9. Los valores de  $T$  estimados se presentan en forma tabular, junto con los obtenidos por otros métodos, en la tabla 8.1.

Antes de continuar con las estimaciones, considero que es importante discutir más al detalle el flujo en régimen variable en acuíferos libres con rendimiento retardado.

El agua extraída de un acuífero libre por un pozo de bombeo proviene del almacenamiento en el acuífero a través de

- a) drenaje por gravedad
- b) compactación del acuífero y
- c) la expansión del agua ya que se reduce la presión del agua en el suelo



Pozo de Bombeo B

Distancia  $r_{A-B} = 100\text{m}$

Gasto  $Q_B = 21.23 \text{ l.p.s.}$

$t_0 = 1.5 \text{ min.}$

Pendiente  $m = 0.132$

$$T = \frac{2.3 Q}{4 \pi m} = 2.95 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{seg}^{-1}$$

$$T = 2.95 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{seg}^{-1}$$

Fig. 8.7

Pozo de Bombeo C  
 Distancia  $r_{B-C} = 104\text{ m}$   
 Gasto  $Q_C = 18.33\text{ l.p.s.}$   
 $t_0 = 0.25\text{ min.}$   
 Pendiente  $m = 0.077$   
 $T = \frac{2.3Q}{4\pi m} =$   
 $T = 4.35 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{seg}^{-1}$

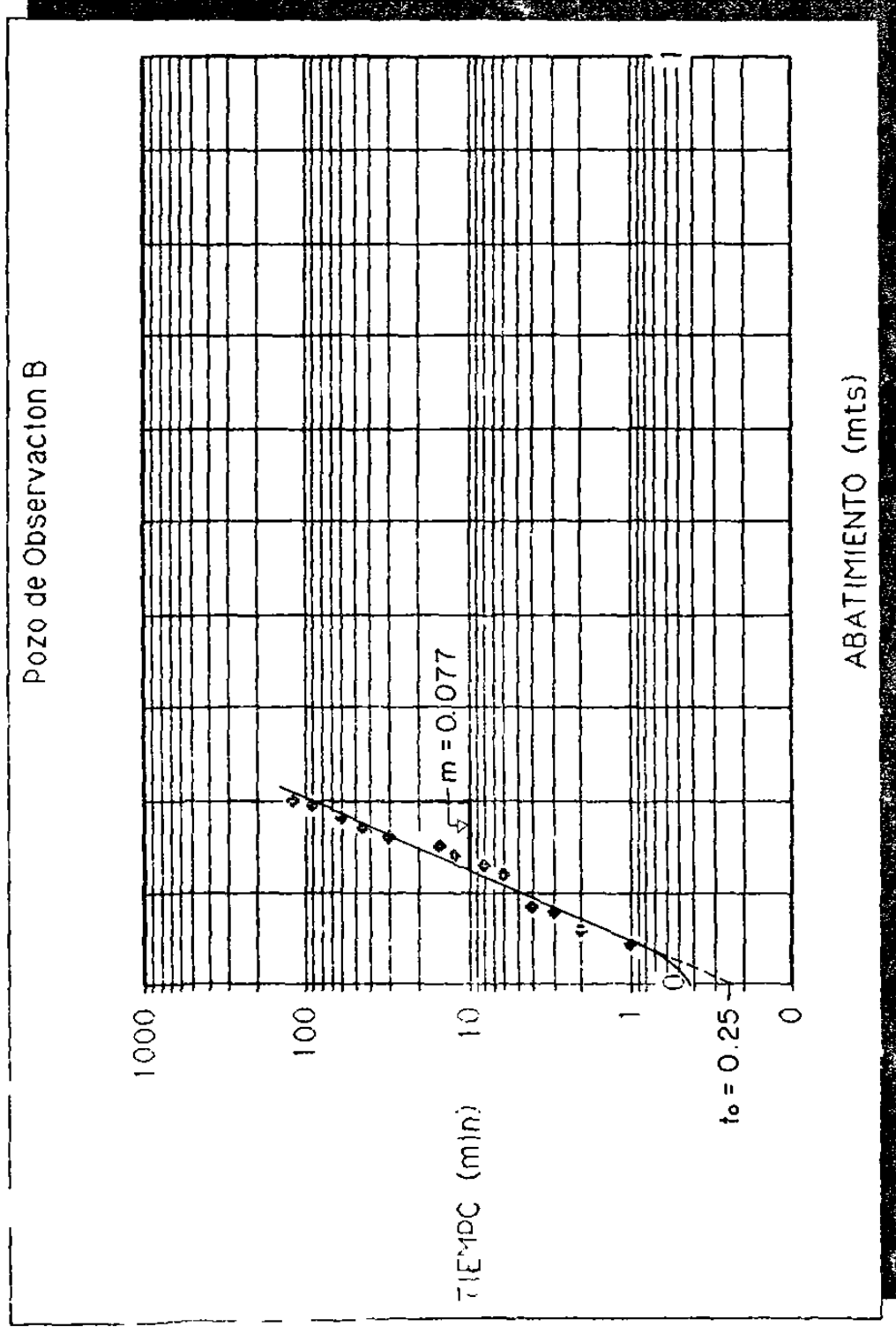
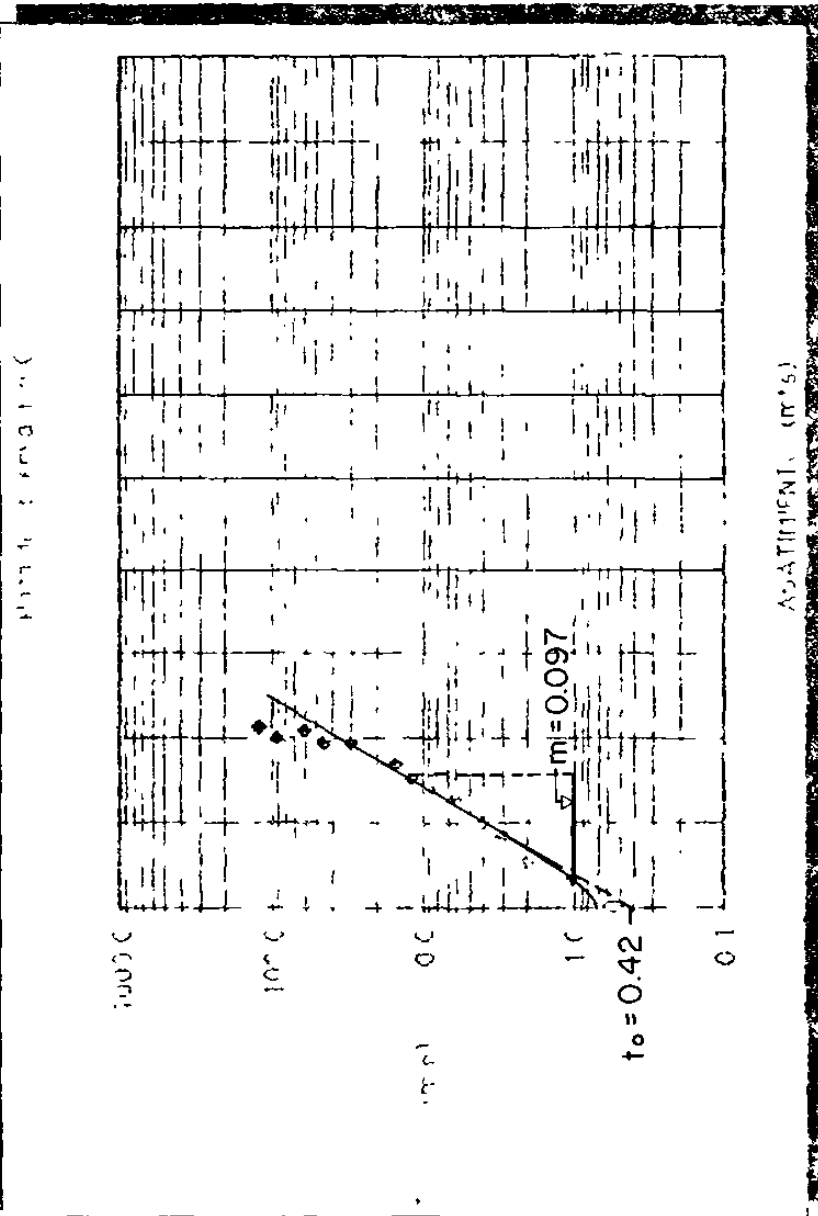


Fig. 8.8



Pozo de Bombeo B

Distancia  $r_{c-B} = 104$  m

Gasto  $Q_B = 21.23$  l.p.s.

$t_0 = 0.42$  min.

Pendiente  $m = 0.097$

$$T = \frac{2.3Q}{4\pi m} = 3.977 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{seg}^{-1}$$

$$T = 3.977 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{seg}^{-1}$$

Fig. 8.9

TABLA 8.1

TRANSMISIBILIDADES OBTENIDAS POR VARIOS METODOS

ETAPA	POZO DE BOMBEO	POZO DE OBSERVACION	GASTO Q (LPS) EN EL POZO DE BOMBEO	VALORES DE T* OBTENIDOS POR VARIOS METODOS		
				THLIS	JACOB	CALTS
II	B		4.05	—	5.56	
	C	20.412	5.07	—	7.28	
III	A		1.25	2.95	4.21	
	C	21.231	3.04	3.97	4.43	
IV	A		—	—	8.61	
	B	18.333	—	4.35	4.28	

\*T = Transmisibilidad x  $10^{-2}$  m<sup>2</sup> . seg.<sup>-1</sup>

Sin embargo, a menudo el drenaje por gravedad no es inmediato; especialmente éste es el caso en sedimentos finos. En tales circunstancias no se cumple la condición limitante que, en las fórmulas para flujo en régimen variable se había expuesto; me refiero a que la salida de agua del almacenamiento y el descenso de la superficie piezométrica en el acuífero se producan instantáneamente. Sin embargo, en este caso el acuífero presenta el fenómeno de rendimiento retardado.

Se observa que este fenómeno no solo se presenta en los acuíferos libres, homogéneos de material fino sino también en los que siendo libres, son estratificados.

Boulton (1963) (ver también a Prickett, 1965) introdujo un método para analizar los datos de pruebas de bombeo sobre acuíferos libres, en el que se tiene en cuenta el rendimiento retardado debido a un lento drenaje por gravedad.

Este método se puede utilizar si se satisfacen las siguientes condiciones:

- las condiciones supuestas en el apartado 8.2.1
- acuífero libre o "semi-libre" presentando rendimiento retardado
- el flujo de agua hacia el pozo es en régimen variable
- el diámetro del pozo es pequeño es decir, se puede despreciar el almacenamiento en el pozo

En una curva tiempo-abatimiento típica de un acuífero libre con rendimiento retardado, se pueden distinguir tres segmentos (ver curva ejemplificativa en la figura 8.10).

El primer segmento, indica que durante un periodo corto posterior al comienzo del bombeo, el acuífero libre reacciona inicialmente de la misma forma que un acuífero confinado.

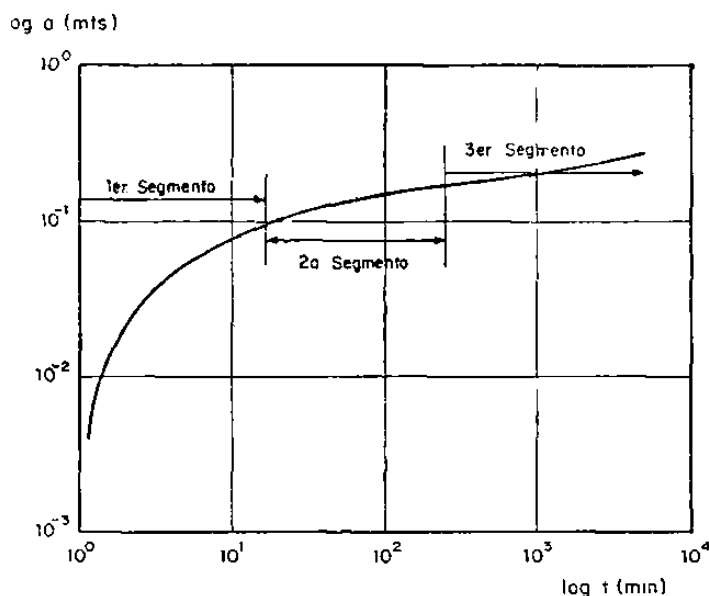


Figura 8.10 Curva ejemplificativa típica de un acuífero libre con rendimiento retardado.

Debido a la compactación del acuífero y la expansión del agua misma, ésta es liberada del almacenamiento instantáneamente (sin retardo). Todavía no ha comenzado el drenaje por gravedad. En condiciones favorables se puede calcular la transmisibilidad del acuífero aplicando el método de Theis a éste primer tramo de la curva tiempo-abatimiento; corresponde a poco más que los primeros minutos de datos; en este caso solo se pueden utilizar los descensos en los puntos de observación más cercanos, ya que



en los distantes el abatimiento durante los primeros minutos es demasiado pequeño para medirlo. Además no se puede emplear el coeficiente de almacenamiento obtenido de esta forma para predecir los descensos del nivel de agua a largo plazo.

El segundo segmento de la curva tiempo-abatimiento, presenta una disminución en la pendiente, ya que a través de intersticios existentes por encima del cono de abatimiento, se produce rellenado del acuífero debido al drenaje por gravedad. Durante este tiempo se produce una marcada discrepancia entre la curva obtenida con los datos reales y la curva tipo de Theis para flujo en régimen variable.

Durante el tercer segmento, que puede comenzar después de unos minutos o a los varios días de haber empezado a bombear, de nuevo la curva se ajusta estrechamente a la curva tipo de Theis.

En este tercer segmento existe un equilibrio entre el drenaje por gravedad y la velocidad con que la capa freática desciende. Por ello, el error entre los datos reales y los teóricos obtenidos con la ecuación de Theis, se va haciendo cada vez más pequeño.

Como se puede ver, un aspecto muy importante al realizar pruebas de bombeo en acuíferos libres con rendimiento retardado, es el tiempo de duración de la prueba. Para poder calcular el coeficiente efectivo de almacenamiento de una prueba de bombeo, será necesario observar tiempos largos y analizar los tres

segmentos de la curva para lo cual se puede aplicar el método de Boulton (1963).

Desafortunadamente, las pruebas de bombeo en los pozos A, B y C fueron de corta duración y no fue posible calcular con ellas el coeficiente efectivo de almacenamiento, por lo que fue necesario recurrir a otro tipo de análisis para su obtención, el cual se presenta en el apartado 8.2.4.

### **8.2.3 Programa CALTS de calculadora manual TI-59**

Ha sido demostrado que la aplicación de la modificación de Jacob reduce la fórmula de Theis a la ecuación de una curva logarítmica. Los coeficientes de esta curva pueden ser determinados por el método de mínimos cuadrados. Estos coeficientes, a su vez, son usados para calcular la Transmisibilidad y el Coeficiente de Almacenamiento.

La ventaja del método de los mínimos cuadrados es la objetividad automática de la que se carece en la sobreposición de curvas-tipo ú otros métodos gráficos. El método de los mínimos cuadrados puede resultar muy tedioso si la muestra es muy larga. Es aquí donde los programas de cómputo son útiles; o más aún el uso de las calculadoras de mano programables como la TI-59, HP41-C, etc; que pueden ser utilizadas en el campo mismo, de una manera rápida y efectiva.

En este apartado, se presenta un análisis del cálculo de T y S de los datos de las pruebas de campo, por el método de los mínimos cuadrados utilizando para ello la calculadora manual TI-59 por medio de un programa de cálculo.

El programa de cálculo parte de la ecuación modificada de Jacob:

$$A = \frac{Q}{4\pi T} (-0.5772 - \text{Lnu}) \quad (8.7)$$

σ también

$$A = \frac{Q}{4\pi T} \text{Ln} \left( \frac{2.25T}{r^2 S} \right) + \frac{Q}{4\pi T} \text{Lnt} \quad (8.8)$$

Dado que T, S y Q son constantes, y si r también es constante, la ecuación (8.8) describe una curva logarítmica y puede ser reescrita como:

$$A = a + b\text{Lnt} \quad (8.9)$$

donde:

$$a = \frac{Q}{4\pi T} \text{Ln} \left( \frac{2.25T}{r^2 S} \right) \quad (8.10)$$

y

$$b = \frac{Q}{4\pi T} \quad (8.11)$$

Los coeficientes a y b anteriores pueden ser obtenidos por medio de un análisis de mínimos cuadrados, usando la siguiente formulación:

$$a = \frac{1}{n} (\Sigma Y - b \Sigma X) \quad (8.12)$$

$$b = \frac{\sum XY - \bar{X}\sum Y}{\sum X^2 - \bar{X}\sum X} \quad (8.13)$$

Donde:

X= Lnt= Tiempo de bombeo

Y= A= Abatimiento

Para poder saber que tan bien se ajustan los datos de campo a la curva de la ecuación (8.9), se debe calcular también el coeficiente de correlación cc. Esta función estadística puede ser llamada directamente del módulo de la calculadora TI-59.

Para realizar el análisis y calcular T y S, se creó el programa CALTS para la TI-59 cuyo listado se presenta en la tabla 8.2.

Los datos de entrada al programa son:

Q= Gasto en el pozo de bombeo en, m<sup>3</sup>/seg

r= Distancia del pozo de bombeo al pozo de observación, en mts

A= Abatimiento en el pozo de observación, en mts

t= Tiempo de bombeo asociado a cada abatimiento, en seg.

Con el programa CALTS se obtienen los valores a, b, y cc, y se calculan T y S, mismos que son despejados de las ecuaciones (8.11) y (8.10), respectivamente.

TABLA 8.2

PROGRAMA << CALTS >> DE CALCULADORA MANUAL T1-59 PARA EL  
 CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE TRANSMISIBILIDAD (T) Y  
 DE ALMACENAMIENTO (S)

No. de Paso	Código de Clave	Código de Función	No. de Paso	Código de Clave	Código de Función
000	76	LBL			
001	11	A	030	69	OP
002	42	STO	031	06	06
003	24	24	032	98	ADV
004	91	R/S	033	91	R/S
005	76	LBL	034	32	X <sub>→</sub> T
006	12	B	035	42	STO
007	42	STO	036	27	27
008	25	25	037	25	CLR
009	43	RCL	038	69	OP
010	24	24	039	00	00
011	23	LN <sub>X</sub>	040	01	1
012	32	X <sub>→</sub> T	041	04	4
013	43	RCL	042	69	OP
014	25	25	043	04	04
015	78	Σ+	044	43	RCL
016	91	R/S	045	27	27
017	69	OP	046	69	OP
018	12	12	047	06	06
019	42	STO	048	98	ADV
020	26	26	049	91	R/S
021	25	CLR	050	69	OP
022	69	OP	051	13	13
023	00	00	052	42	STO
024	01	1	053	32	32
025	03	3	054	25	CLR
026	69	OP	055	69	OP
027	04	04	056	00	00
028	43	RCL	057	01	1
029	26	26	058	05	5

TABLA 8.2

( CONTINUACION )

No. de Paso	Código de Clave	Código de Función	No. de Paso	Código de Clave	Código de Función
059	01	1	088	69	OP
060	05	5	089	04	04
061	69	OP	090	43	RCL
062	04	04	091	29	29
063	43	RCL	092	69	OP
064	32	32	093	06	06
065	69	OP	094	98	ADV
066	06	06	095	91	R/S
067	98	ADV	096	43	RCL
068	91	R/S	097	29	29
069	43	RCL	098	65	X
070	27	27	099	43	RCL
071	65	X	100	26	26
072	04	4	101	65	X
073	65	X	102	04	4
074	89	$\pi$	103	65	X
075	95	=	104	89	$\pi$
076	35	1/x	105	55	$\div$
077	65	X	106	43	RCL
078	43	RCL	107	28	28
079	28	28	108	95	=
080	95	=	109	94	+/-
081	42	STO	110	22	INV
082	29	29	111	23	LNx
083	25	CLR	112	65	X
084	69	OP	113	43	RCL
085	00	00	114	29	29
086	03	3	115	65	X
087	07	7	116	02	2

TABLA 8.2

No. de Paso	Código de Clave	Código de Función	No. de Paso	Código de Clave	Código de Función
117	93	.	130	03	3
118	02	2	131	06	6
119	05	5	132	69	OP
120	55	÷	133	04	04
121	43	RCL	134	43	RCL
122	30	30	135	31	31
123	33	$x^2$	136	69	OP
124	95	=	137	06	06
125	42	STO	138	98	ADV
126	31	31	139	91	R/S
127	25	CLR	140	81	RST
128	69	OP	141	00	0
129	00	00	142	00	0

En este caso los valores calculados de  $S$  fueron omitidos por las razones expuestas en el apartado anterior, y solo se presentan los valores de  $T$  calculados con el programa CALTS, en la tabla 8.1.

La distribución de Transmisibilidades en los nodos de la malla, utilizadas en el modelo con las unidades requeridas por el mismo; se muestran en la figura 8.11.

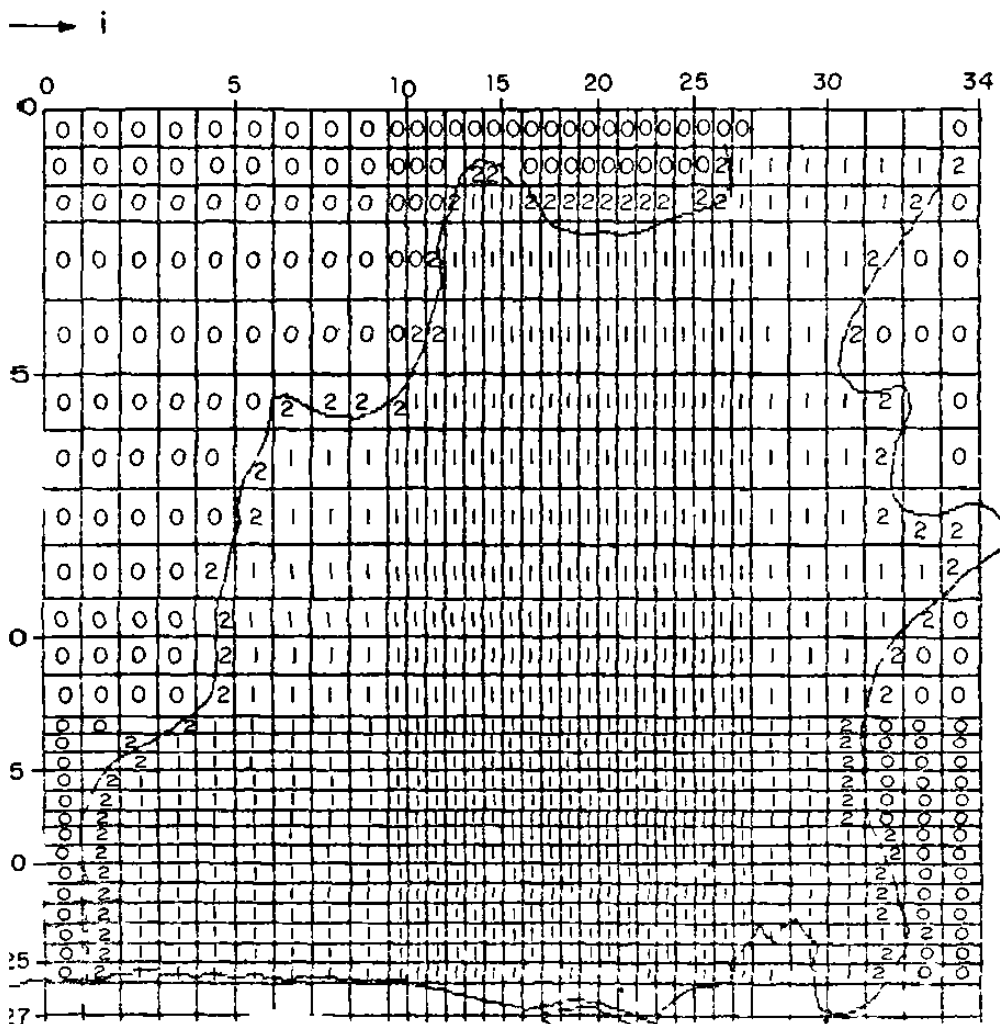
#### **8.2.4 Método analítico para la determinación del Coeficiente de Almacenamiento**

Con la determinación de las Transmisibilidades obtenidas por los diferentes métodos presentados en los apartados anteriores, y con el conocimiento de la distribución piezométrica del acuífero en zonas de interés; se pueden determinar los coeficientes de almacenamiento siguiendo el método propuesto por Sahni y Seth (1979).

El método está basado en la ecuación simplificada de flujo transitorio subsuperficial, (ver ec. 7.2), usando ciertas hipótesis y reduciéndola a una forma de diferencias finitas.

En problemas de campo generalmente tanto  $S$  como  $T$  (ec. 7.2) pueden ser funciones de coordenadas espaciales. Esto es debido a que ya sea el material del acuífero o el espesor del mismo, o ambos, pueden variar. Sin embargo, para secciones más pequeñas del acuífero, se puede decir que los valores tanto de  $T$  como de  $S$ , son invariables. Más aún, el flujo general de agua





Simbolo	Transmisibilidad Gal/día/ft
0	0
1	313,000 ( $4.5 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{seg}$ )
2	150,000

FIGURA 8.11

DISTRIBUCION DE LAS TRANSMISIBIDADES USADAS EN EL MODELO

subterránea puede ser considerado como unidireccional para tales secciones, excepto, por ejemplo, en puntos cercanos a pozos de bombeo. El flujo sería en la dirección (L) de máximo gradiente hidráulico que puede ser fácilmente determinado de un plano de superficies equipotenciales para el área bajo estudio. El espesor  $b$  del acuífero puede ser también considerado constante sobre esa pequeña sección. Bajo estas hipótesis, y sin considerar a  $Q$ , la ecuación (7.2) se reduce a

$$\frac{\partial^2 h}{\partial L^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (8.14)$$

La ecuación (8.14) puede ser analizada por diferencias finitas de la siguiente manera:

-Consideremos un tiempo finito de paso  $\Delta t$  sobre el cual la tasa del tiempo de cambio de la carga piezométrica podría ser una constante, digamos:

$$\frac{\partial h}{\partial t} \approx \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (8.15)$$

-Consideremos también una distancia finita  $\Delta L = L_2 - L_1$  entre dos puntos a lo largo de la línea normal a la equipotencial, la cual es suficientemente menor para asegurar que  $\Delta h$ , el incremento de la caída de la carga piezométrica sobre un intervalo de tiempo  $\Delta t$  referido antes, permanezca constante con respecto a la distancia  $L$ .

$$\text{Haciendo } \partial h / \partial L = I \text{ (gradiente hidráulico)} \quad (8.16)$$

Reemplazando (8.16) por  $\Delta I / \Delta L$  (8.17)

Substituyendo (8.15), (8.16) y (8.17) en (8.14) y despejando S, se tiene:

$$S = T \left\{ \frac{\Delta I}{\Delta L} / \frac{\Delta h}{\Delta t} \right\} \quad (8.18)$$

Donde  $I=I_2-I_1$  que son los gradientes hidráulicos en los puntos  $L=L_2$  y  $L_1$  respectivamente y no varían con el tiempo por sobre el intervalo de tiempo finito  $\Delta t$ .

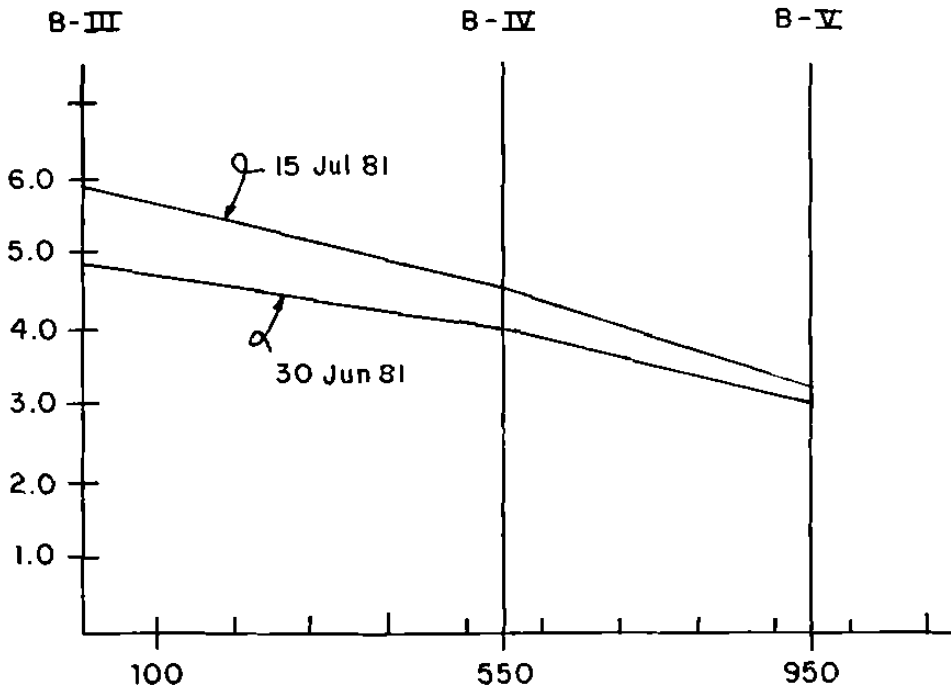
Soliman (1972) llegó también al mismo resultado de la ecuación (8.18) utilizando una aproximación diferente.

Aplicando la ecuación (8.18) en diferentes partes del acuífero, se seleccionaron secciones (perfiles) de las cargas piezométricas a diversos intervalos de tiempo  $\Delta t$ , que de acuerdo a Sahni y Seth (1979), deberían ser de 15 a 30 días.

Los resultados obtenidos junto con los datos y las gráficas de los perfiles seleccionados, se presentan en las figuras 8.12 a 8.14.

Los valores de S calculados fueron:

<u>SECCION</u>	<u>FECHA CONSIDERADA</u>	<u>T*</u>	<u>S</u>
BIII-BIV-BV	30 Jun 81 a 15 Jul 81	$4.5 \times 10^{-2}$	0.0385
BIII-BIV-B18	12 Jul 83 a 15 Ago 83	$4.5 \times 10^{-2}$	0.0418



	Elev. NE 30 Jun 81	Elev. NE 15 Jul 81	$\bar{\Delta h}$	$\Delta h$	
B-III	4.84	5.96	5.40	1.12	$\bar{\Delta L} = 475 \text{ m.}$ $\Delta t = 1296 \times 10^3 \text{ seg} \Rightarrow 15 \text{ días}$
B-IV	4.08	4.60	4.34	0.52	
B-V	3.04	3.22	3.13	0.18	

$$L_1 = 450 \text{ mts.}$$

$$L_2 = 400 \text{ mts}$$

$$I_1 = \frac{1.12 - 0.52}{550} = 0.001$$

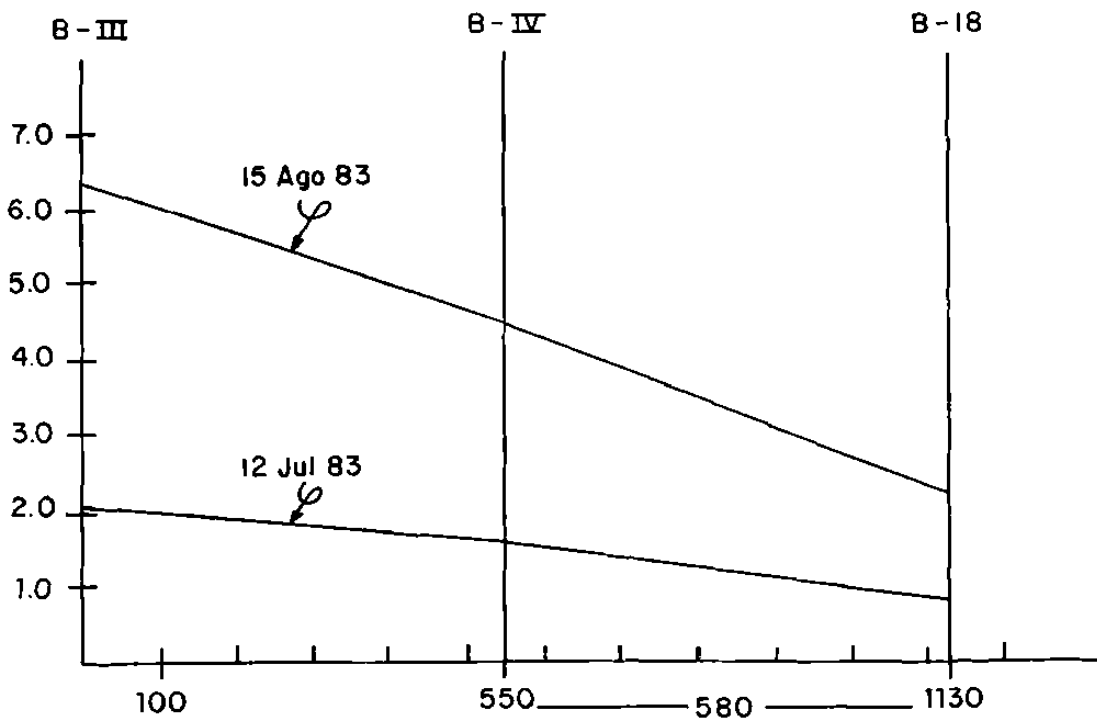
$$I_2 = \frac{0.52 - 0.18}{400} = 0.0008$$

$$S = T \left( \frac{0.001 - 0.0008}{475} \right) / \frac{0.606}{1296 \times 10^3} \Rightarrow T \left( \frac{4 \times 10^{-7}}{4.67 \times 10^{-7}} \right) \Rightarrow 8.5 \times 10^{-1} T$$

$$S = 4.5 \times 10^{-2} \cdot 8.5 \times 10^{-1}$$

$$\underline{\underline{S = 3.85 \times 10^{-2}}}$$

FIGURA 8.12



	Elev. NE 12 Jul 83	Elev. NE 15 Ago 83	$\bar{\Delta h}$	$\Delta h$	
B-III	2.06	6.32	4.19	4.26	$\bar{\Delta L} = 565 \text{ m.}$ $\Delta t = 2.9376 \times 10^6 \Rightarrow 34 \text{ días}$
B-IV	1.52	4.49	3.00	2.97	
B-18	0.91	2.20	1.55	1.29	

$$L_1 = 550$$

$$L_2 = 580$$

$$I_1 = \frac{4.26 - 2.97}{550} = 2.3 \times 10^{-3}$$

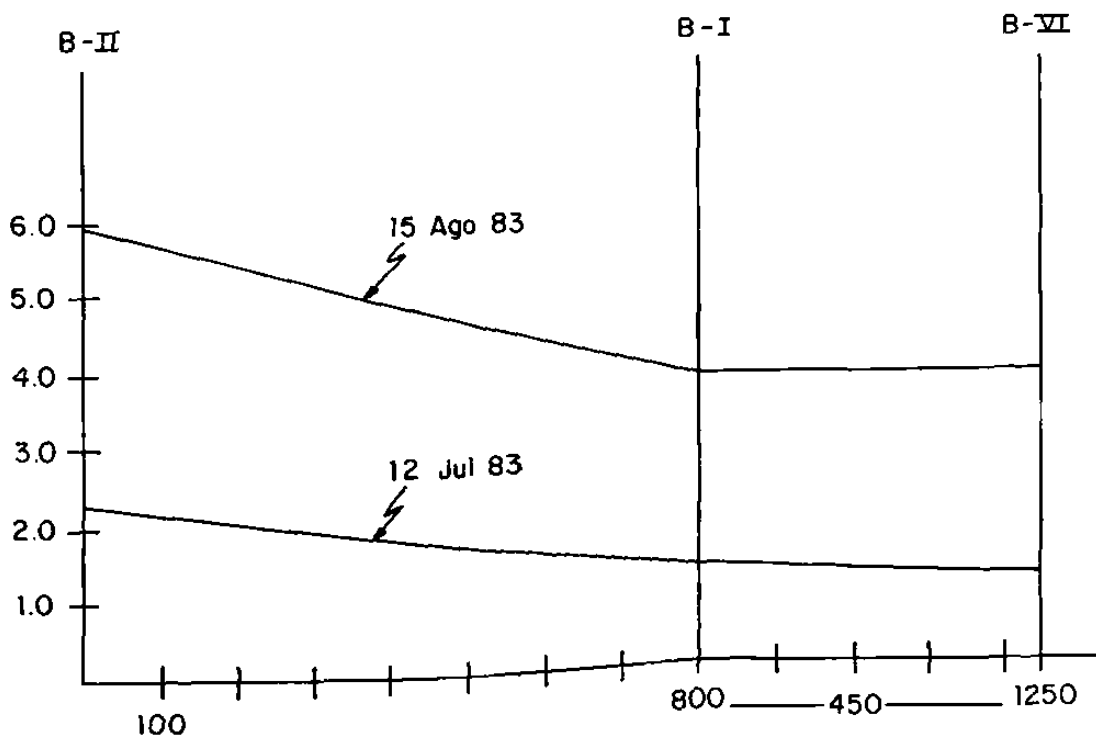
$$I_2 = \frac{2.97 - 1.29}{580} = 2.8 \times 10^{-3}$$

$$S = T \left( \frac{2.8 \times 10^{-3} - 2.3 \times 10^{-3}}{565} \right) / \frac{2.84}{2.9376 \times 10^6} = T \left( \frac{9.0 \times 10^{-7}}{9.66 \times 10^{-7}} \right)$$

$$\Rightarrow 9.309 \times 10^{-1} T (4.5 \times 10^{-2})$$

$$\underline{\underline{S = 4.18 \times 10^{-2}}}$$

FIGURA 8.13



	Elev. NE 12 Jul 83	Elev. NE 15 Ago 83	$\bar{\Delta h}$	$\Delta h$	
B-II	2.30	5.96	4.13	3.66	$\bar{\Delta L} = 625$
B-I	1.34	3.71	2.52	2.37	
B-VI	1.14	3.79	2.46	2.65	
	$L_1 = 800$				$\Delta t = 2937.6 \times 10^3 \Rightarrow 34 \text{ días}$
	$L_2 = 450$				

$$I_1 = \frac{3.66 - 2.37}{800} = 0.001$$

$$I_2 = \frac{2.65 - 2.37}{450} = 0.0006$$

$$S = T \left( \frac{0.001 - 0.0006}{625} \right) / \frac{2.89}{2937.6 \times 10^3} = \left( \frac{6 \times 10^{-7}}{9.8 \times 10^{-7}} \right) T \Rightarrow T (6.09 \times 10^{-1})$$

$$4.5 \times 10^{-2} (6.09 \times 10^{-1}) \Rightarrow$$

$$\underline{\underline{S = 2.74 \times 10^{-2}}}$$

FIGURA 8.14

\*El valor de T usado en el cálculo, es el promedio de los valores de T obtenidos de las pruebas de bombeo en los pozos A, B y C y analizados con los métodos expuestos en los apartados 8.2.1, 8.2.2 y 8.2.3.

El promedio de esos valores de S calculados es 0.035. Este valor de S (aceptable para este tipo de acuíferos) es el que se utilizó como dato de entrada al modelo para el cálculo del factor de almacenaje, como se describe en el apartado 8.3.

### 8.3 ESTIMACION DEL FACTOR DE ALMACENAJE ADECUADO AL MODELO

Como se discutió en el capítulo 7.0, el modelo de Prickett y Lonquist requiere que el coeficiente de almacenamiento del acuífero sea manejado como "factor de almacenaje" en el modelo, y según como se vió en la ecuación (7.10), aquél está en las unidades de galón/pié; y varía según el tamaño del nodo.

El volúmen vectorial del factor de almacenaje es el mismo a como se definió en la figura 7.3.

Para el caso donde se utilicen mallas uniformes, el factor de almacenaje podrá ser dado como entrada una sola vez (Input) y el programa lo tomará por "default" para todos los nodos de la red. En este trabajo debido a que el diseño de la malla requirió de una red de espaciamiento variable, fué necesario, asimismo distribuir el factor de almacenaje ajustandolo a cada

uno de los nodos.

Tomando el valor del coeficiente de almacenamiento  $S$ , estimado en el apartado anterior; se calcularon los valores de los factores de almacenaje para cada uno de los nodos de la malla según la figura 8.1.

Como ejemplo citaré el caso de un nodo de  $100 \times 100$  mts. Partiendo de la ecuación (7.10)  $\{SF_{li,j} = 7.48S \Delta X \Delta Y\}$

Para  $i=15$ ,  $j=20$  (figura 8.1);  $\Delta X = 328.1$  ft y  $\Delta Y = 328.1$  ft; y  $S=0.035$  (adimensional) se tiene  $SF_{l(15,20)} = 28000$  gal/ft.

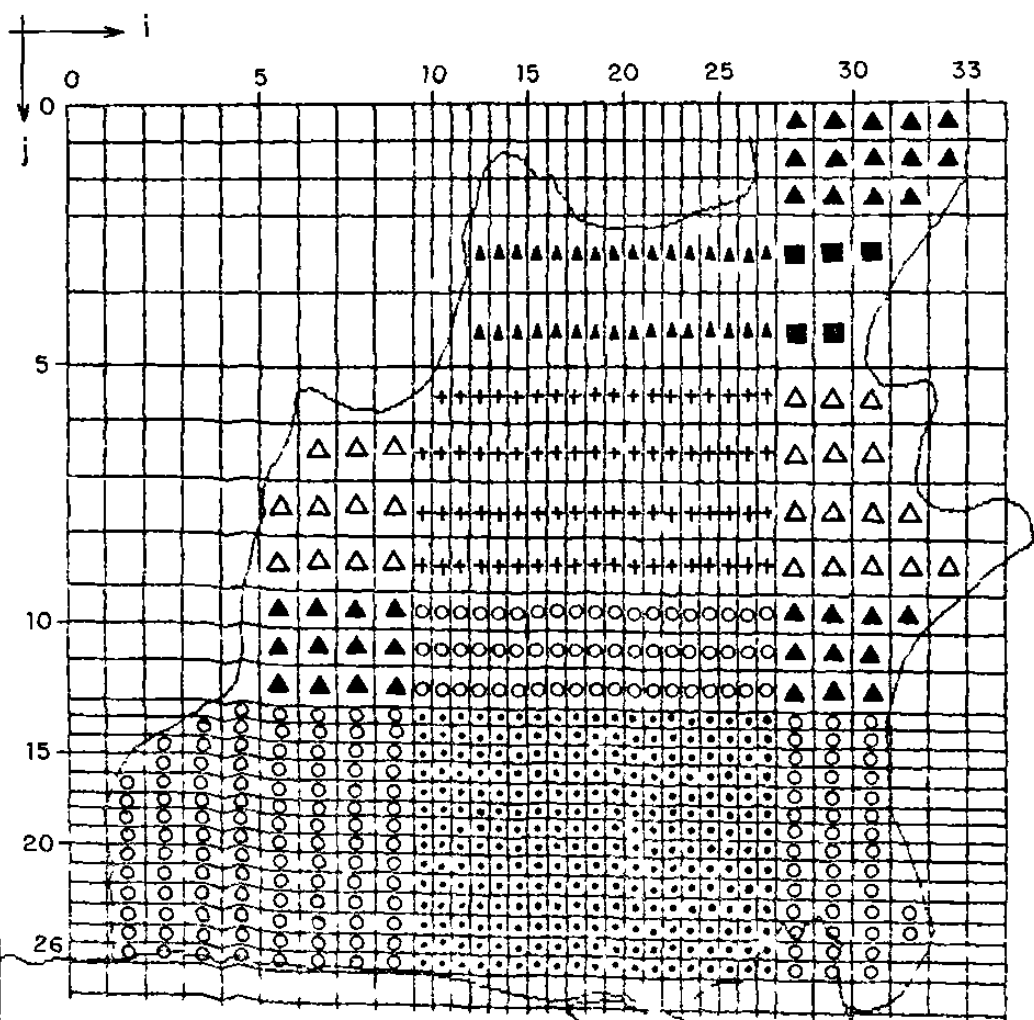
La distribución de los factores de almacenaje para cada uno de los nodos de la malla que se usan como entrada (input) al modelo, se muestra en la figura 8.15.

#### 8.4 ESTIMACION DE LAS CARGAS HIDRAULICAS

Una vez que han sido determinadas las propiedades del sistema acuífero (espesor del acuífero, fronteras impermeables, y los coeficientes  $T$  y  $SF_{li,j}$ ) y con el diseño seleccionado de la malla de diferencias finitas; es posible alimentar al modelo con cargas hidráulicas  $h$ , reales (es decir, medidas en el sitio) como condiciones iniciales.

El proceso para establecer las condiciones iniciales del modelo, en términos de cargas ( $h$ ) para simular alguna condición de interés particular fué el siguiente.





$SF_{ij}$  (Gal/ft)

- $0.10 \times 10^3$
- $0.22 \times 10^5$
- $0.43 \times 10^5$
- +
- ▲  $0.85 \times 10^5$
- △  $0.13 \times 10^6$
- $0.17 \times 10^7$

FIGURA 8.15

DISTRIBUCION DE LOS FACTORES DE ALMACENAJE USADOS EN EL MODELO

1.- Se define la condición que habrá de ser simulada.

En este caso y con el propósito de validar el modelo mediante la comparación de datos reales -vs- datos generados (simulados); se seleccionó un intervalo de tiempo  $t=30$  días donde se tuviera conocimiento de las diferentes variables involucradas en el proceso de recarga inducida por el río El Viejón. Para ello, se determinaron las variables:  $hp$ = altura de precipitación en el área,  $Q_r$ = gasto del flujo del río en dos estaciones de aforo, una aguas arriba y otra aguas abajo, y  $h$ = carga hidráulica ó elevación del nivel estático (N.E.) en c/u de los piezómetros; para el intervalo de tiempo comprendido entre el 15 de Junio y el 15 de Julio de 1981 (30 días).

De una manera gráfica, la figura 8.16 muestra la relación entre las variables  $hp$  medida en la ECLV,  $Q_r$  medido en las estaciones "El Limón" y "El Viejón", y la profundidad del N.E. medida en 5 piezómetros seleccionados.

En la figura 8.16 se observa claramente la respuesta de los niveles estáticos de los piezómetros y de los gastos de escurrimiento del río, a la precipitación pluvial en la zona. Asimismo, es evidente la recarga del acuífero manifestada por los hidrogramas de las estaciones "El Limón" que se localiza aguas arriba y de "El Viejón" localizada aguas abajo. El área achurada representa la recarga del acuífero en forma absoluta. La recarga del acuífero ahí manifestada es igual a la recarga por infiltración directa sobre la superficie del terreno más la

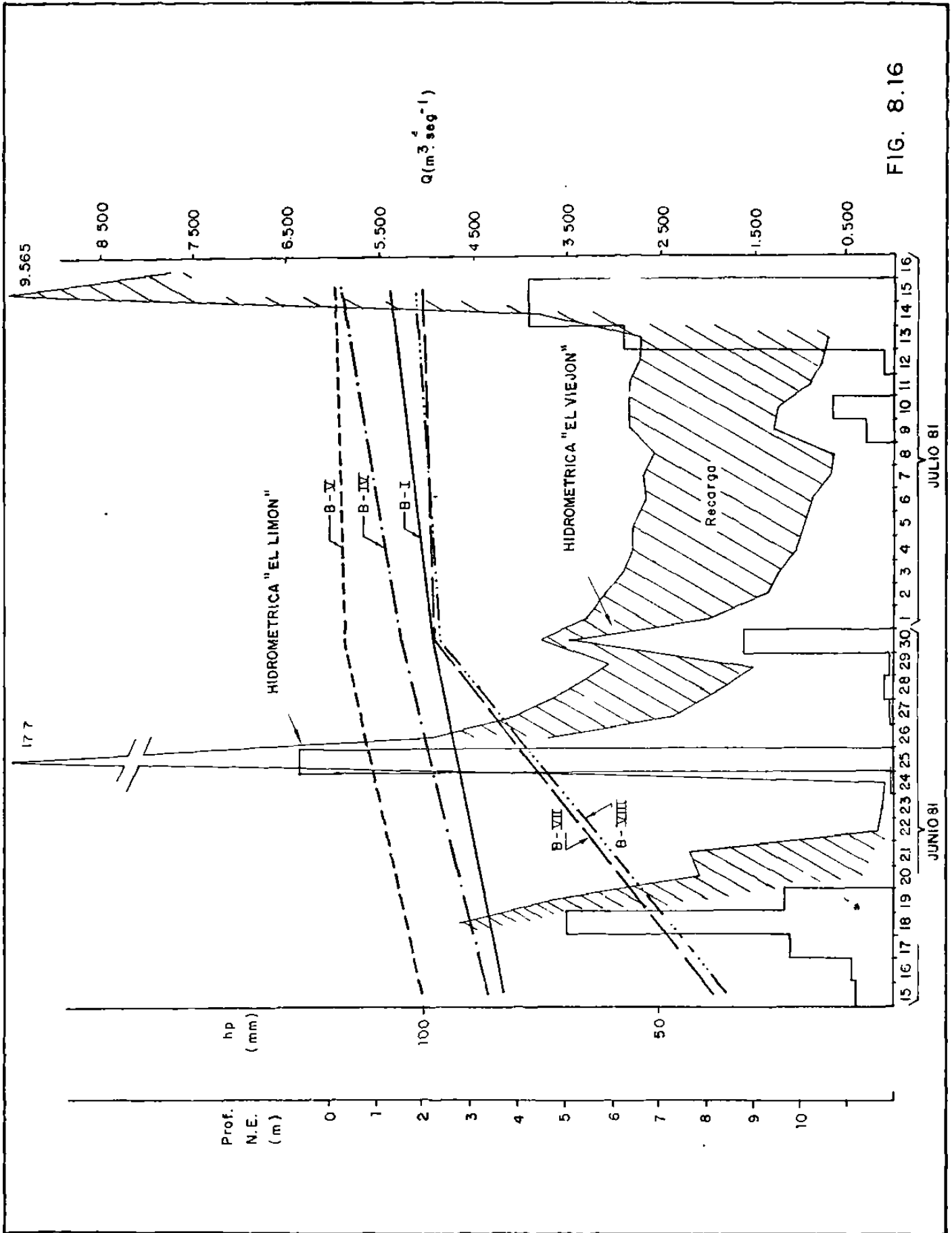


FIG. 8.16

recarga inducida por el río menos la evapotranspiración.

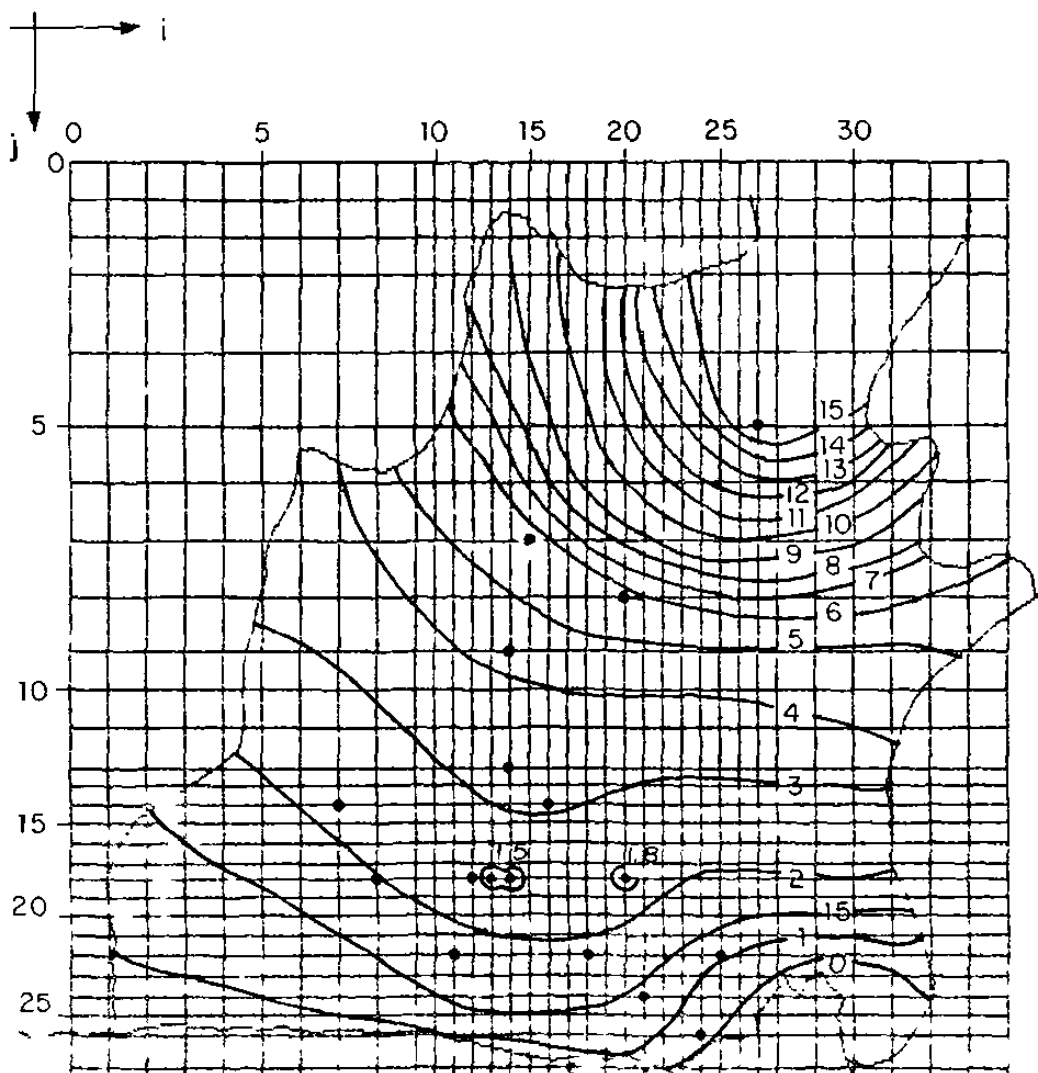
2.- Se alimenta al modelo en cada uno de sus nodos con las condiciones iniciales en forma de cargas hidráulicas ( $h$ ) como elevación del nivel estático.

A partir del modelo conceptual propuesto en el punto anterior (figura 8.16) de manera analítica; y el cual será comparado con el simulado numéricamente con el modelo, se procede a alimentar a este último con los valores de  $h$ .

Se elaboró un plano de cargas hidráulicas con los valores de  $h$  medidos el 15 de Junio de 1981 en los 16 piezómetros distribuidos en el área. Se sobrepuso el plano de  $h$ s a la malla de diferencias finitas de la figura 8.1 y se formó el plano que se presenta en la figura 8.17.

#### 8.5 CALCULO DE LA RECARGA DEL ACUIFERO

Para poder simular la recarga del acuífero con el modelo numérico de Prickett, es necesario incluir en los datos de entrada (INPUT) un factor de recarga ( $R_{i,j}$ ) que podrá ser uno solo y tomado por "default" por el modelo para todos los nodos; o bien dependiendo de las condiciones de recarga y del espaciamiento de los nodos en la malla, aquel deberá ser estimado para c/u de éstos.



$h$  = carga hidráulica medida  
el 15 de junio de 1981

— 5 — Línea de igual carga  
hidráulica  $h$ , en mts.

• Piezómetro

Figura 8.17

CARGAS HIDRAULICAS ( $h$ ) COMO CONDICIONES INICIALES  
PARA SIMULAR LA RECARGA INDUCIDA POR EL RIO

En el apartado 8.5.1 se presenta la estimación de los factores de recarga, para condiciones de infiltración inducida por el río.

#### 8.5.1 RECARGA INDUCIDA POR EL RIO

La infiltración inducida puede llevarse a cabo cuando los pozos son bombeados en acuíferos que estén cerca y en conexión hidráulica con arroyos, ríos u otros cuerpos de agua superficial. Pero también esa infiltración puede ser inducida por largos periodos de sequía en donde la evapotranspiración "descarga" al acuífero forzando a éste a obtener el agua de masas superficiales cercanas. En el curso del bombeo, los niveles de agua en el acuífero pueden caer por debajo de los niveles del agua superficial y el acuífero es recargado por una percolación influente del cuerpo de agua superficial. Existen varias publicaciones (Boulton, 1942; Hantush, 1965; Bower, 1980, etc.) que describen el fenómeno de interconexión de flujo entre los cuerpos de agua superficial y los acuíferos.

Las condiciones para las que se debe implementar el programa de cómputo para la infiltración inducida, se presentan en la figura 8.18. Se presume que los pozos son totalmente penetrantes, que el abatimiento en el campo de flujo es pequeño comparado con el espesor saturado del acuífero, y que el pozo está lo suficientemente separado del río como para que el efecto de la penetración parcial del río pueda ser importante. También, se presume que la carga en el cuerpo de agua

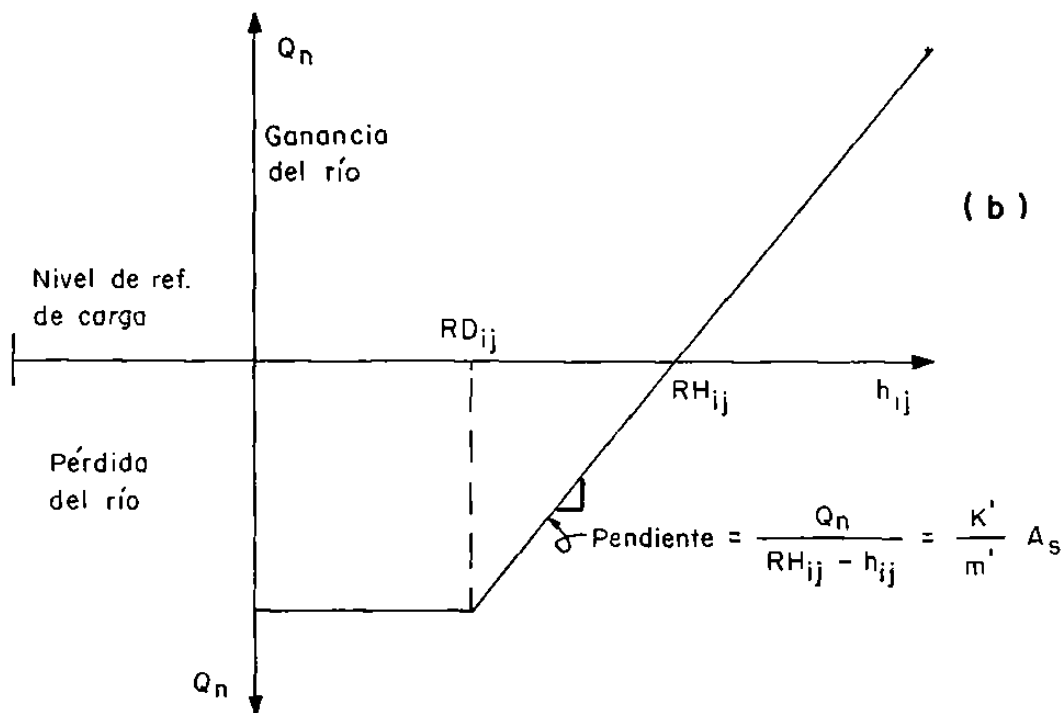
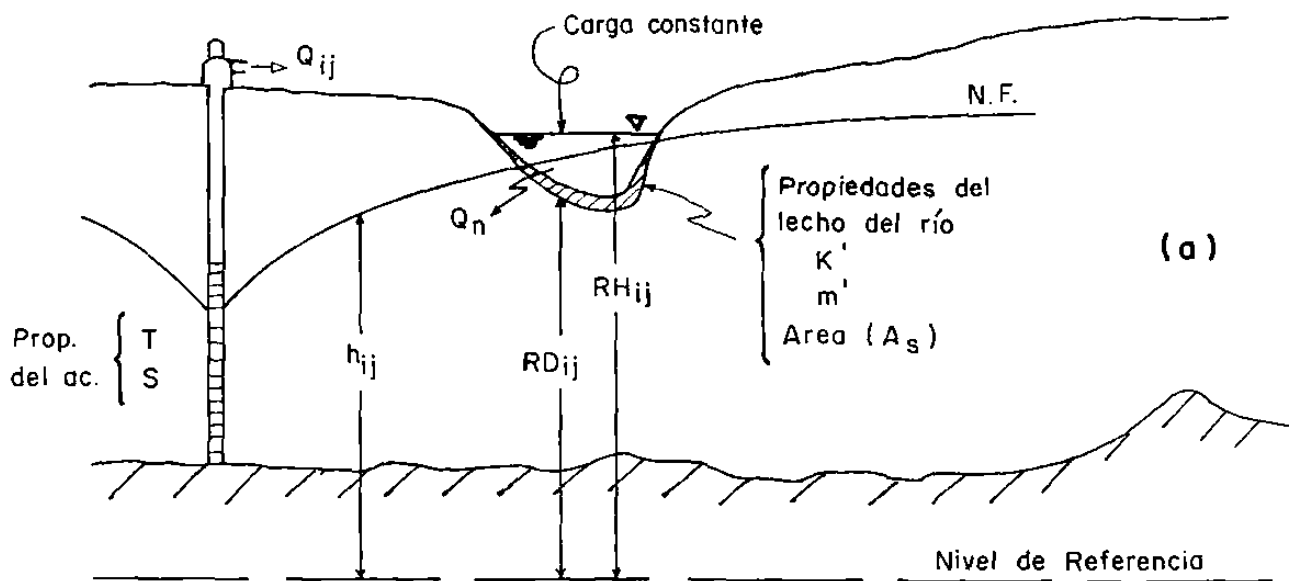


Fig. 8.18 Parámetros del programa básico de simulación con infiltración inducida (a) y curva de tasa carga-infiltración. (b).

superficial permanece constante.

Como se observa en la figura 8.18(a), a medida que la carga  $h_{i,j}$  en el acuífero cae por debajo de la carga  $R_{H_{i,j}}$  en el río, el agua es inducida a fluir desde el río  $Q_n$ , através de su lecho y hacia el acuífero. De acuerdo a Walton y Ackroyd (1966) la tasa de flujo es directamente proporcional a el área del lecho del río, a su permeabilidad, y a la diferencia de carga entre la del acuífero y la del río; y es inversamente proporcional al espesor del lecho. En forma de ecuación la tasa de flujo através del lecho puede ser expresada mediante la siguiente forma modificada de la ley de Darcy:

$$Q_n = (K'/m') \Delta h A_s \quad (8.19)$$

Donde:

$Q_n$  = La tasa de infiltración através del lecho del río en  
GPD (lps)

$K'$  = Conductividad Hidráulica del lecho, GPD/Ft<sup>2</sup> (L/t)

$m'$  = Espesor del lecho, en Ft (m)

$A_s$  = Area del lecho asignada al nodo  $i,j$ , FT<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>)

$\Delta h$  = Diferencia de carga entre el nivel del agua en el río y  
el nivel freático en el acuífero por debajo del río, en  
Ft (m)

Sin embargo, la tasa de flujo através del lecho alcanza un límite (figura 8.18b) a medida que se generan los máximos



gradientes hidráulicos, cuando la carga  $h_{i,j}$  en el acuífero por debajo del río cae por abajo del fondo del lecho,  $R_{D_{i,j}}$ . En términos de notación de cargas de la figura 8.18 tenemos:

$$\Delta h = R_{H_{i,j}} - h_{i,j} \quad (8.20)$$

Los máximos gradientes hidráulicos ocurren cuando  $h_{i,j} = R_{D_{i,j}}$ . Por lo tanto la pérdida de carga máxima está dada por  $\Delta h_{max} = R_{H_{i,j}} - R_{D_{i,j}}$ .

Los vectores volumétricos de las porciones individuales del lecho del río que representan a cada nodo del modelo digital fueron considerados como se ilustra en la figura 8.19. Estos vectores volumétricos extienden la profundidad total de la capa de lecho del río  $m$ , y tienen áreas horizontales denotadas por  $A_s$ .

Substituyendo (8.20) en (8.19) resulta

$$Q_n = (K'/m') A_s (R_{H_{i,j}} - h_{i,j}) \quad (8.21)$$

Se define un factor de recarga  $R_{i,j}$  en todos los nodos asignados al río en GPD/Ft como:

$$R_{i,j} = (K'/m') A_s \quad (8.22)$$

En donde, valores promediados de la conductividad hidráulica del lecho ( $K'$ ) y su espesor ( $m'$ ) son utilizados junto con sus áreas ( $A_s$ ) dentro de los vectores volumétricos, como se ilustra en la

figura 8.19.

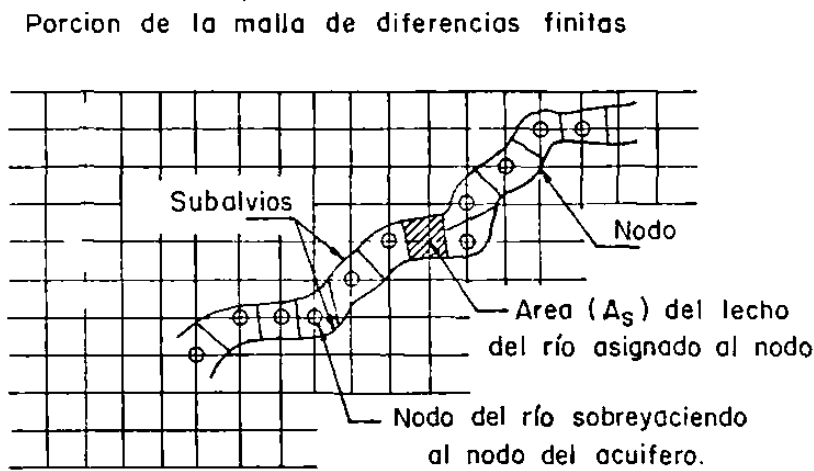


Fig. 8.19 Ejemplo de los vectores volumétricos del lecho del río.

Dado que el diseño de la malla de diferencias finitas en el modelo es de nodos con espaciamiento variable se tuvo que estimar un factor de recarga  $R_{i,j}$  para cada nodo asignado a la trayectoria del río. Como ejemplo presentaré el cálculo de  $R_{i,j}$  para un nodo de 200x100 mts.

Partiendo de la ecuación (8.22), para una  $K' = 1.5 \times 10^{-6}$  m/seg; una  $m' = 1.0$  m; y un área de un segmento del río  $A_s = 50$  m (ancho) x 100 m (largo), se obtiene:  $R_{i,j} = (1.5 \times 10^{-6} / 1.0)(5000) = 7.5 \times 10^{-3}$  m<sup>3</sup>/seg-m ó bien 7.5 lps/m. Y en el sistema inglés como lo requiere el modelo de Prickett;  $R_{i,j} = 52160$  gpd/ft.

Los valores estimados de  $R_{i,j}$  variaron, dependiendo del área del nodo asignado, desde 7.5 lps/m como mínimo hasta 30 lps/m como máximo para un nodo de 400x200 m.

Con los valores así estimados de  $R_{i,j}$ , y con las cargas hidráulicas  $h$  del 15 de Junio de 1981 (apartado 8.4) como condiciones iniciales; se realizaron las corridas de simulación cuyos resultados se presentan en la sección 9.2.

#### **8.6 GASTOS DE EXTRACCION EN BOMBEO VARIABLE**

Con el propósito de analizar el efecto del bombeo sobre varias condiciones del acuífero así como para varias condiciones de bombeo, se realizaron simulaciones puras cuyos resultados se presentan en la sección 9.3.

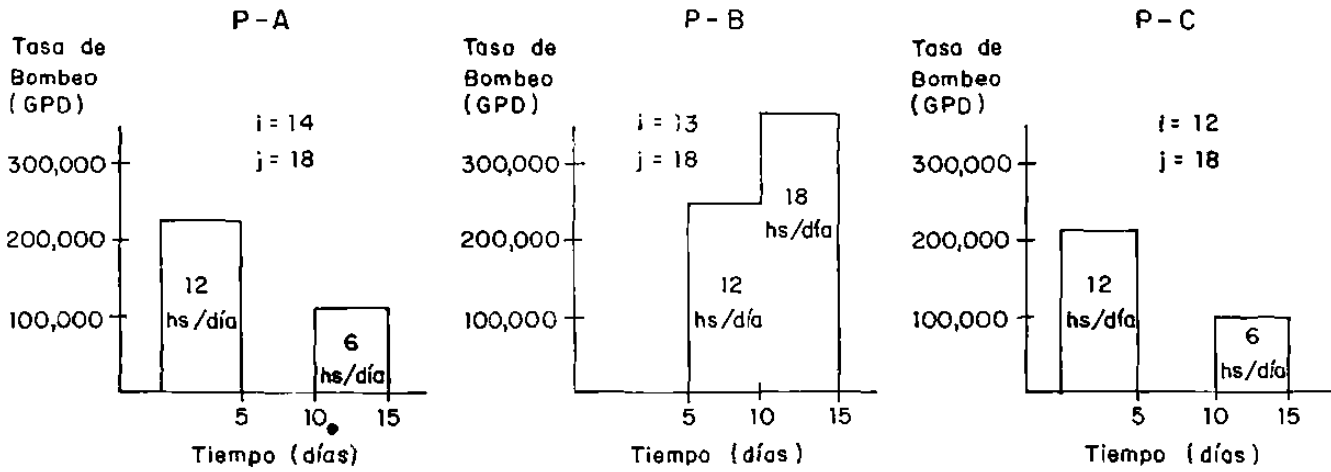
Para ello fué necesario recopilar información relacionada con la operación de los pozos A,B,C,D y E propiedad de CFE en cuanto a sus tasas de bombeo, tiempo de operación, operación individual, y operación conjunta y simultanea. Como ya se dijo antes (apartado 4.3) hasta ahora no ha sido necesario bombear los 5 pozos ni en forma conjunta ni ininterrumpidamente ya que el sistema de abastecimiento con que se cuenta (2 tanques de almacenamiento para  $1.8 \times 10^6$  lts de capacidad) es suficiente para el gasto de demanda de la etapa actual de construcción.

La preparación de los datos de entrada al modelo para observar el decaimiento de la carga hidráulica producido por el bombeo, partió del arreglo de las tasas de extracción con que operan c/u de los pozos, tanto de las observadas (reales) como de las planeadas. Las tasas de extracción neta se programaron para cambiar de una manera escalonada como una función del tiempo.

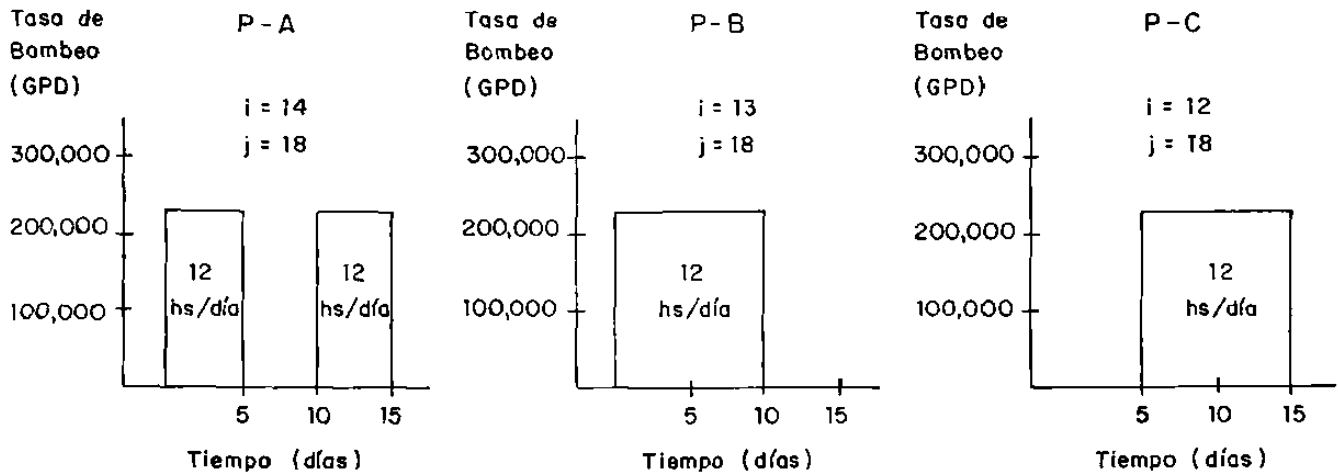
Los arreglos para las simulaciones comprendieron tres etapas. La primera etapa consideró a un acuífero infinito, sin condiciones de frontera y sin condiciones iniciales ( $h=0$ ); para lo cual se arreglaron las tasas de bombeo variable de los gastos observados en los pozos A, B y C, según algunos periodos de inventario de campo. Los gastos promedios observados para c/u de estos pozos fueron:  $Q_A = 20$  lps,  $Q_B = 22$  lps y  $Q_C = 18$  lps. El tiempo de bombeo de c/u de ellos es muy variable, durante un inventario directo de campo junto con información verbal proporcionada por personal de CFE (no existe documentación a este respecto) se llegó al arreglo del programa de tasas de bombeo variable que se presenta en la figura 8.20(a).

En la figura 8.20(a) se observa que para un periodo de 15 días, los primeros 5 se bombean los pozos A y C por 12 hrs al día sin bombear el B; del día 5 al 10 solo se bombéó el pozo B por 12 hrs al día; y del 10 al 15, los pozos A y C se bombean 6 hrs por día y el B 18 hrs por día.

(a)



(b)



$i$  y  $j$  son las coordenadas de la localización de los pozos en el modelo

Fig. 8.20 Arreglos de tasas de bombeo variable.

La segunda etapa de simulación consistió en el arreglo siguiente. Se consideró al acuífero con sus condiciones de frontera reales, pero sin condiciones iniciales de carga ( $h=0$ ); para este caso el arreglo programado de las tasas de bombeo variable se presentan en la figura 8.20(b).

Considerando igualmente, un periodo de 15 días, durante los primeros 5 se bombean los pozos A y B por 12 hrs al día y sin bombear el C. Del 5 al 10 se bombean el B y el C, por 12 hrs al día con el A parado; y del día 10 al 15 se para el B y se bombean el A y C 12 hrs al día. Los gastos individuales de cada pozo son los mismos que para la primera etapa.

Con las tasas de bombeo expuestas en este arreglo, se llenan los tanques de almacenamiento de la CNLV (etapa de construcción).

Finalmente la tercera etapa de simulación consistió en el mismo arreglo anterior, pero considerando al acuífero con condiciones de frontera reales, y con un arreglo en el programa para que éste simulara condiciones freáticas.

Con los programas de bombeo establecidos, las tasas y las coordenadas (en la malla) de los pozos, se alimentó al modelo para sus respectivas corridas cuyos resultados se presentan en el apartado 9.3.

## 9.0 CORRIDAS DE SIMULACION

En este capítulo se presentan las corridas de simulación con el modelo numérico. En el apartado 9.1 se tratan condiciones infinitas (acuifero sin fronteras) como un esfuerzo para comparar soluciones numéricas con analíticas, tratando así de calibrar el modelo. En el apartado 9.2 se simula la recarga del acuifero inducida por el río, comparando los resultados obtenidos con observaciones reales en un intervalo de tiempo conocido, con el propósito de validar así al modelo. Finalmente, en el apartado 9.3 se procede a simular el decaimiento de la carga hidráulica en el acuifero causada por el bombeo, para varios arreglos de tasas de extracción; como una predicción pura.

### 9.1 CONDICIONES INFINITAS-ACUIFERO SIN FRONTERAS

Los resultados generados por un modelo numérico deben ser verificados para asegurar que sean significativos, es decir que arrojen una salida (OUTPUT) compatible con la realidad. La adaptación del modelo de Prickett y Lonquist se verificó,

comparando la solución numérica arrojada por el modelo con soluciones analíticas conocidas.

### 9.1.1 Comparación de solución numérica con solución analítica

Se consideró primeramente al acuífero como infinito, sin fronteras y con un pozo bombeando a caudal constante, centrado en una malla cuadrada con nodos de espaciamento uniforme. La tabla 9.1 presenta los parámetros de entrada (INPUT) al modelo para esta condición.

Las soluciones analíticas fueron calculadas con la ecuación modificada de Jacob (con sus respectivas hipótesis limitantes, ver sección 8.2.2)

$$a = \frac{2.30}{4\pi T} \text{Log} \frac{2.25Tt}{r^2 S} \quad (9.1)$$

Los parámetros son los mismos que los descritos en los apartados 8.2.1 y 8.2.2; y en este caso la  $r$  representa el radio de influencia del bombeo o cono de abatimiento; es decir la distancia en mts desde el pozo de bombeo hasta el límite de su cono de abatimiento en un tiempo ( $t$ ) dado.



TABLA 9.1

PARAMETRO DE ENTRADA (INPUT) AL MODELO PARA  
CORRIDAS DE VALIDACION.

---

DESCRIPCION DEL MODELO

Número de pasos de tiempo	40
Delta t	0.5 días
Número de columnas	33
Número de renglones	33
Error	0.5 pies

PARAMETROS "DEFAULT"

Transmisibilidad	0.313 E+06 Gal/Día/píe
Factor de Almacenaje	0.216 E+05 Gal/píe
Carga hidráulica inicial	0.0 píe
Factor de recarga	0.0 Gal/día/píe
Descarga	0.0 Gal/día

PARAMETROS DE BOMEEO

Número de pozos	1
Localización (i,j)	(17,17)
Tasa de bombeo	0.50 E+06 Gal/día

PARAMETROS DE LA MALLA

Espaciamiento en X	328.1 pies
Espaciamiento en y	328.1 pies

---

Los abatimientos como una función del tiempo, provocados a partir del inicio del bombeo para las distancias  $r = 100$  mts y  $r = 500$  mts, se presentan en las figuras 9.1 y 9.2. En ellas se pueden observar los abatimientos generados por el modelo numérico comparados con aquellos generados por la solución analítica.

De igual forma, las figuras 9.3, 9.4 y 9.5 muestran la comparación de los abatimientos en función de las distancias generadas por el modelo numérico para 1, 5 y 10 días, respectivamente; contra los abatimientos generados por la solución analítica.

La comparación de los abatimientos generados por los métodos de solución numérica y analítica, tanto para tiempo como para distancia (ver tablas 9.2 a 9.6) muestra una concordancia razonable.

Las figuras 9.2 y 9.5 son las que muestran una menor concordancia entre los abatimientos generados por ambos métodos. Es importante resaltar sin embargo, que la ecuación 9.1 es aplicable a un intervalo limitado de tiempos y distancias. A una distancia dada desde el pozo de bombeo, existe un tiempo mínimo que debe pasar antes de que las hipótesis inherentes a la ecuación (9.1) sean válidas.

ABATIMIENTOS  
(mts)

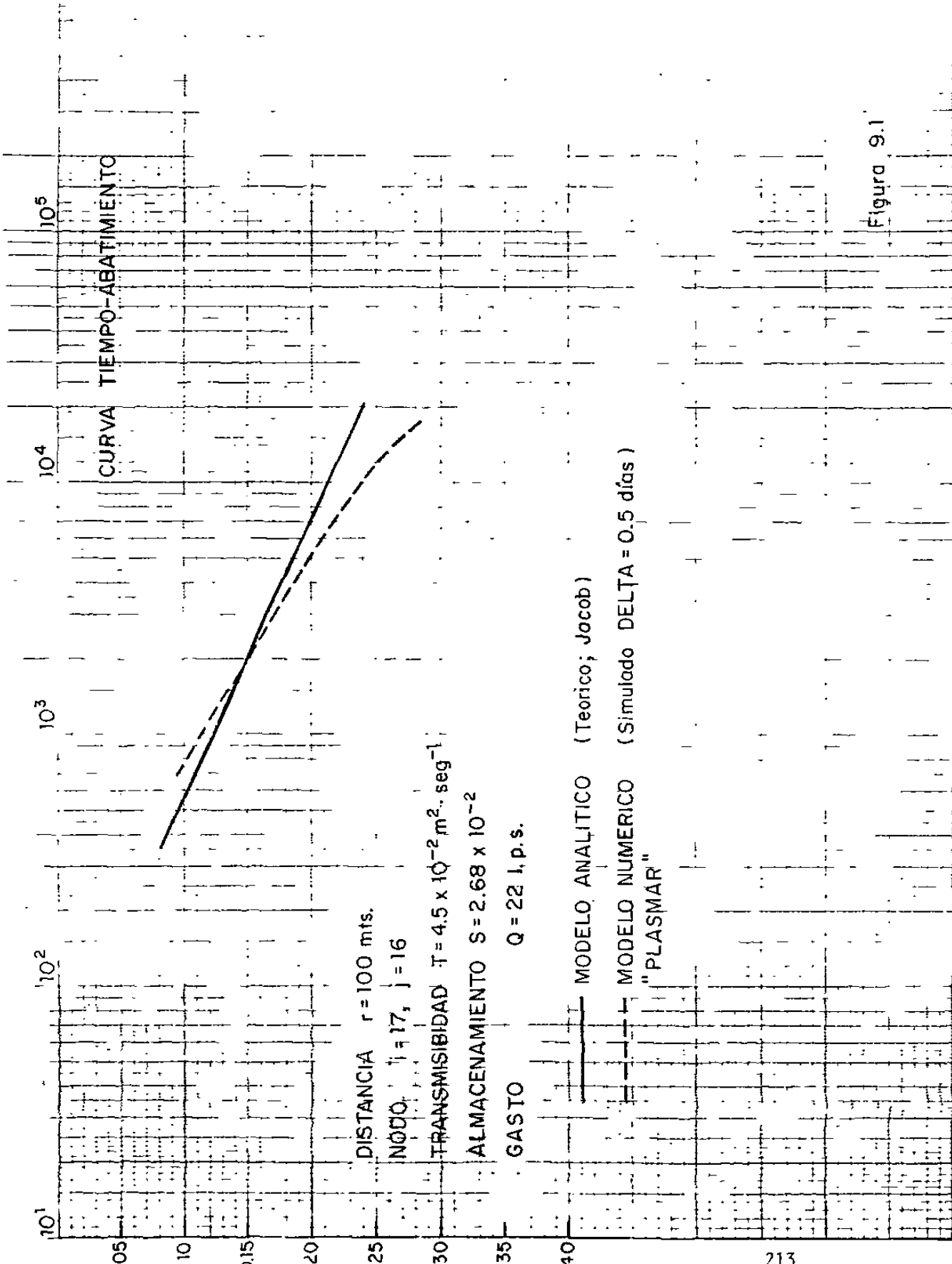


Figura 9.1

ABATIMIENTOS (mts)

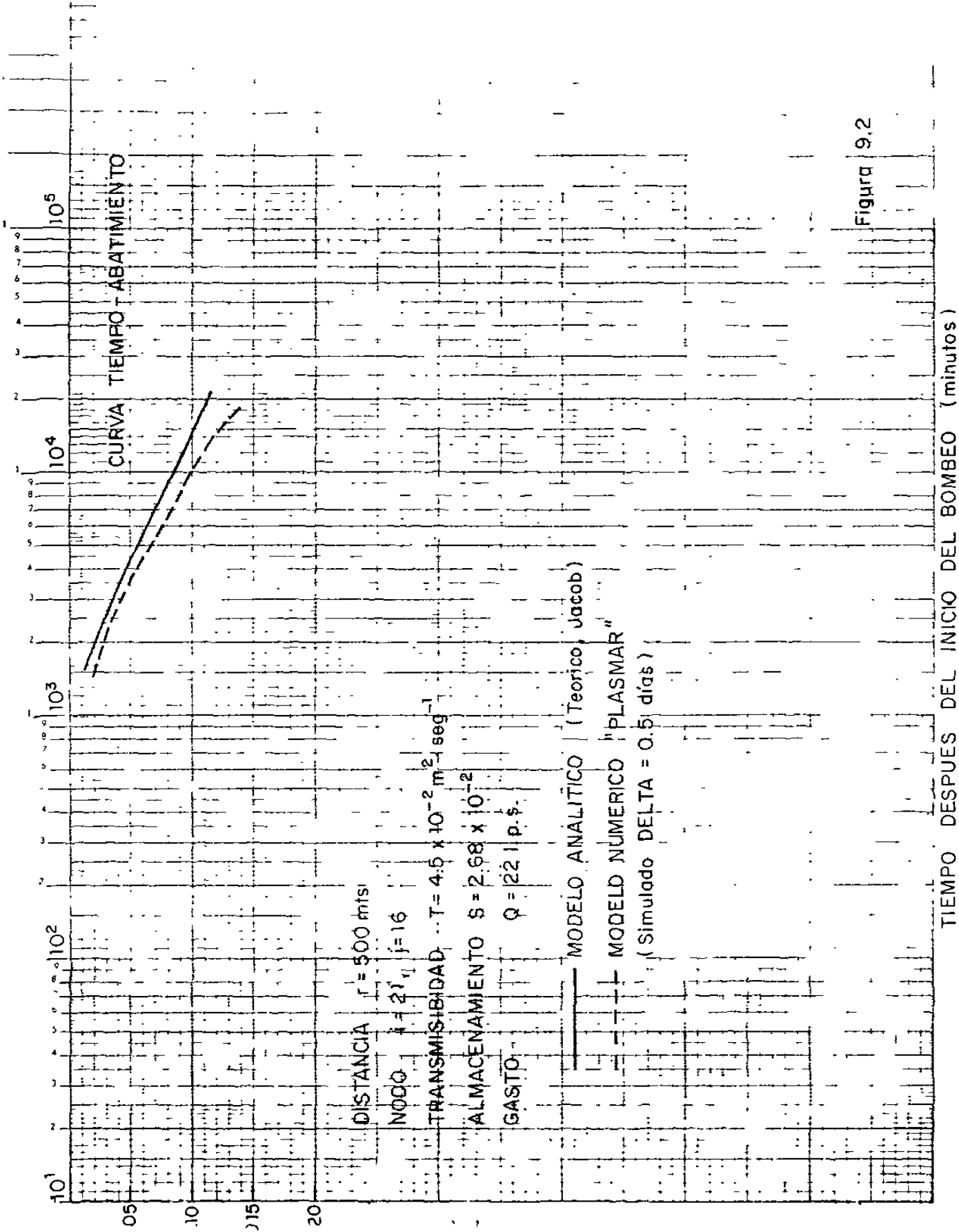


Figura 9.2

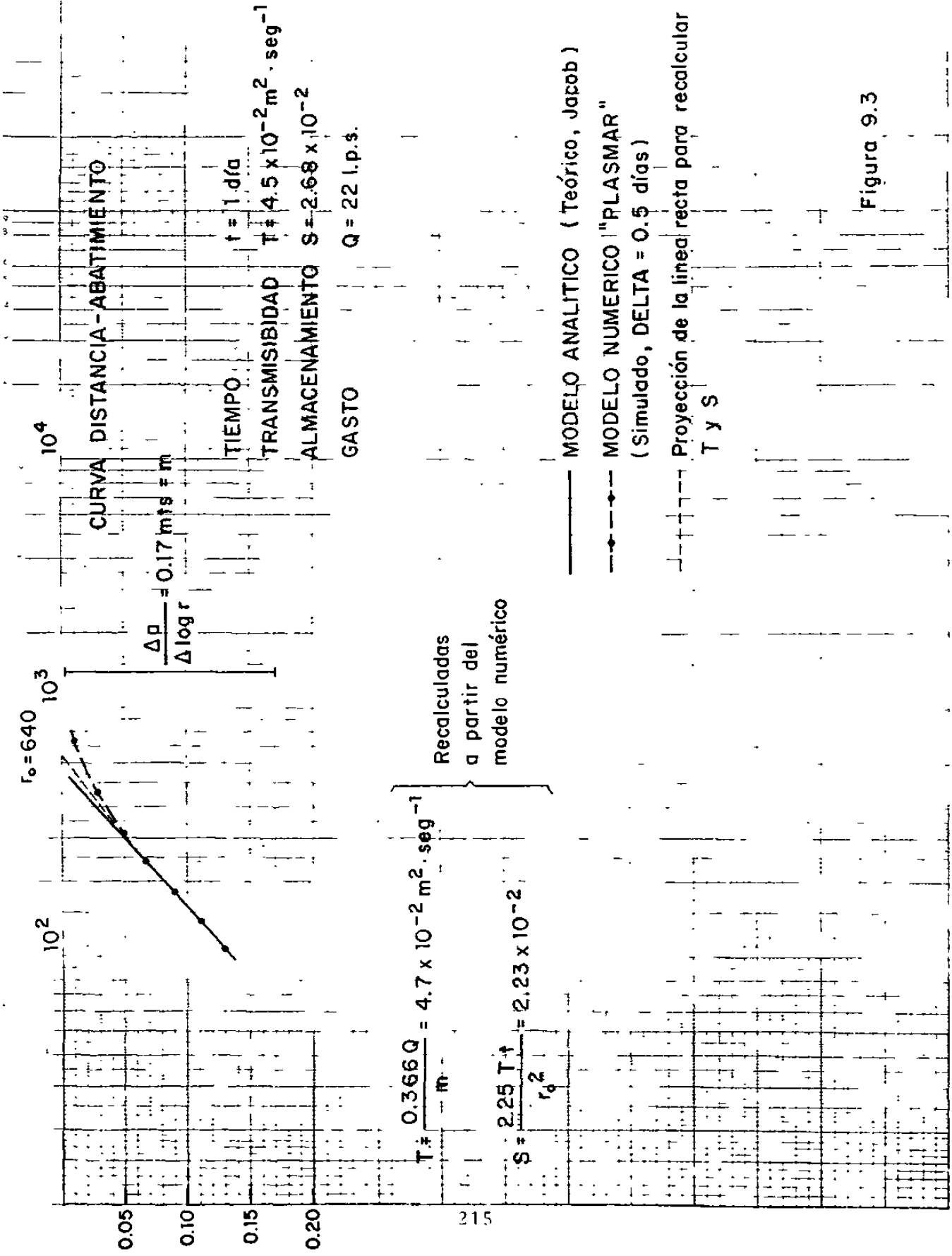
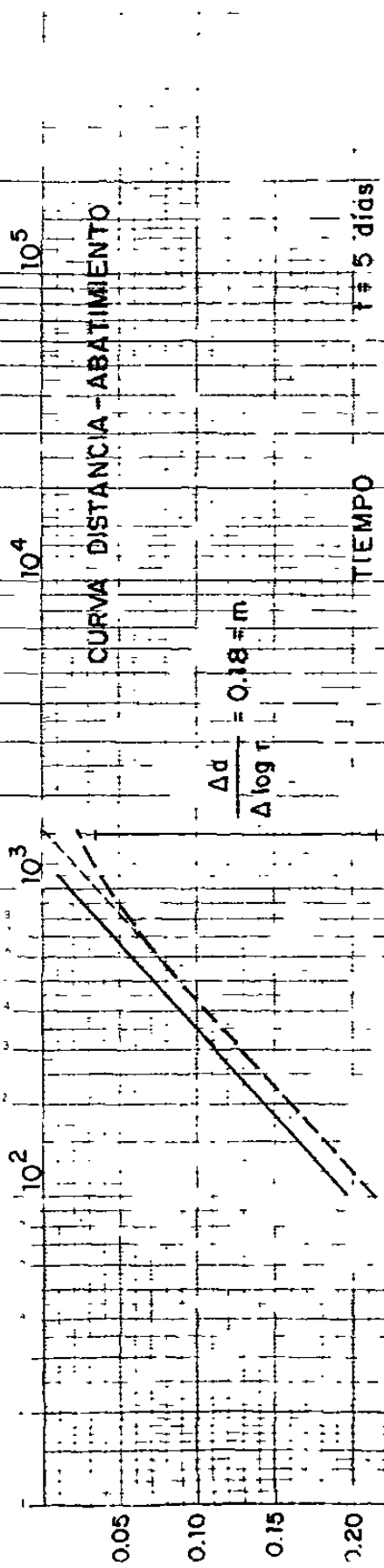


Figura 9.3

DISTANCIA DESDE EL POZO DE BOMBEO,  $r$  ( mts )



TIEMPO  $t = 5$  días

TRANSMISIBILIDAD  $T = 4.5 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{seg}^{-1}$

ALMACENAMIENTO  $S = 2.68 \times 10^{-2}$

GASTO  $Q = 22 \text{ l.p.s.}$

$$T = \frac{0.366 Q}{m} = 4.4 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{seg}^{-1}$$

$$S = \frac{2.25 T t}{r_o^2} = 1.85 \times 10^{-2}$$

Recalculadas  
a partir del  
modelo numérico

MODELO ANALITICO (Teórico, Jacob)

MODELO NUMERICO "PLASMAR"  
(Simulado, DELTA = 0.5 días)

Proyección de la línea recta para  
recalcular T y S

Figura 9.4

DISTANCIA DESDE EL POZO DE BOMBEO, r (mts)

A B T A I E N T O S (mts)

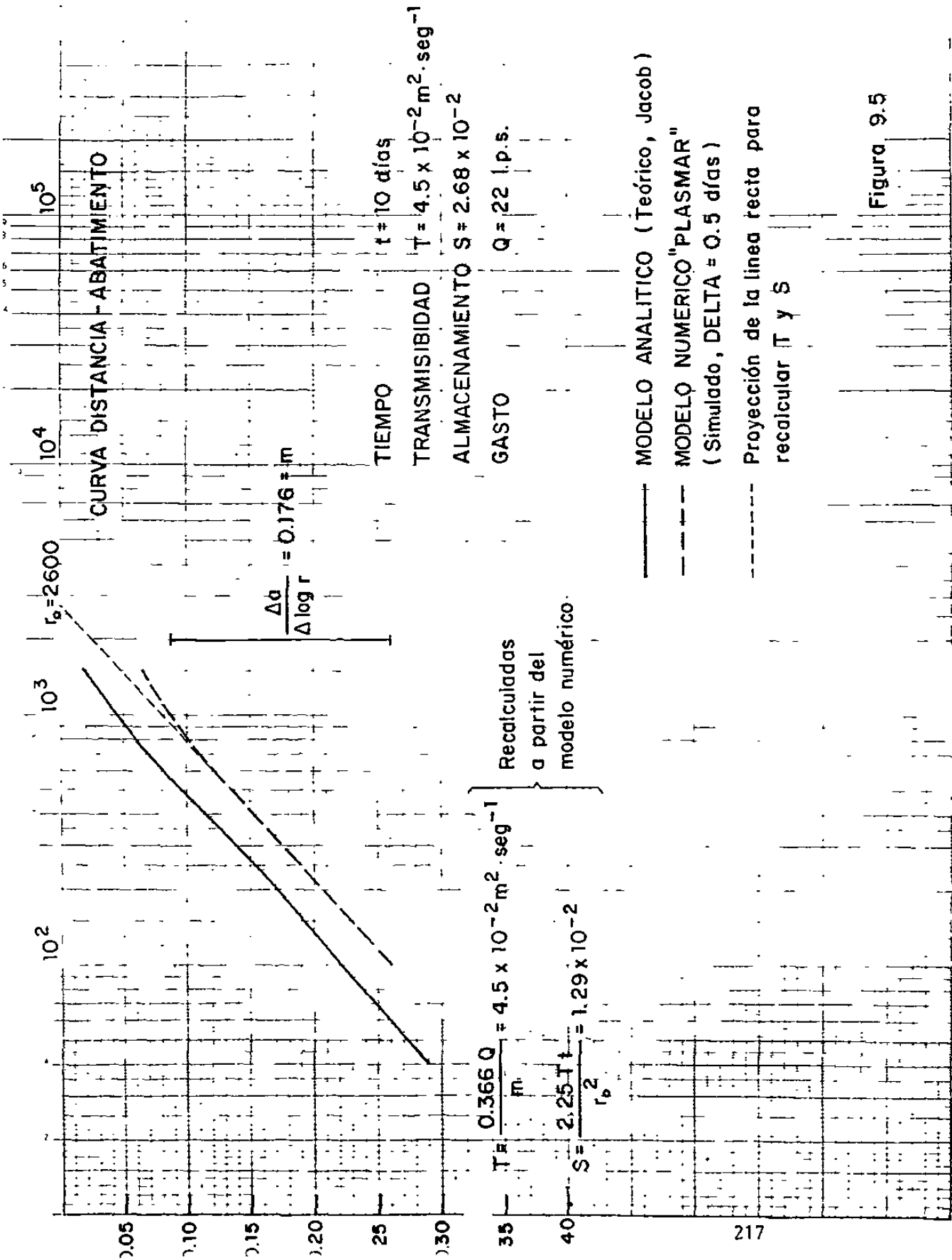


Figura 9.5

DISTANCIA DESDE EL POZO DE BOMBEO, r (mts)

TABLA 9.2

COMPARACION DE VALORES NUMERICOS Y ANALITICOS PARA TIEMPO-  
 ABATIMIENTO, A UNA DISTANCIA DE 100 mts.

Tiempo (d)	Abatimiento (m)		Diferencia (%) (2)
	Analfítico	Númeroico	
0.5	-0.10	-0.09	10.0
1.0	-0.13	-0.13	0.0
1.5	-0.16	-0.15	0.0
2.0	-0.17	-0.16	-5.5
2.5	-0.18	-0.17	-11.1
3.0	-0.19	-0.18	-10.5
3.5	-0.20	-0.19	-10.0
4.0	-0.21	-0.20	-9.5
4.5	-0.21	-0.21	-14.3
5.0	-0.22	-0.21	-13.6
5.5	-0.22	-0.22	-18.1
6.0	-0.23	-0.22	-22.7
6.5	-0.23	-0.23	-21.7
7.0	-0.24	-0.23	
7.5	-0.24	-0.24	
8.0	-0.25	-0.24	
8.5	-0.25	-0.25	
9.0	-0.25	-0.25	
9.5	-0.26	-0.25	
10.0	-0.26	-0.26	
10.5	-0.27	-0.26	
11.0	-0.27	-0.27	
11.5	-0.27	-0.27	
12.0	-0.28	-0.28	
12.5	-0.28	-0.28	

(1) para un DELTA = 0.5 días en el modelo númeroico

(2) Diferencia en porcentaje definida como:  

$$\frac{\text{Analítico} - \text{Númeroico}}{\text{Analítico}} \cdot 100$$



TABLA 9.3

COMPARACION DE VALORES NUMERICOS Y ANALITICOS PARA TIEMPO-  
 ABATIMIENTO A UNA DISTANCIA DE 500 mts.

Tiempo <u>d</u>	Abatimiento (mts.)		Diferencia <u><math>\Delta a</math></u>
	Analfítico	Númeroico	
0.5		-0.01	0.01
1.0	-0.01	-0.02	0.01
1.5	-0.03	-0.04	0.01
2.0	-0.05	-0.06	0.01
2.5	-0.06	-0.07	0.01
3.0	-0.06	-0.08	0.01
3.5	-0.07	-0.08	0.01
4.0	-0.07	-0.09	0.01
4.5	-0.08	-0.10	0.02
5.0	-0.08	-0.11	0.02
5.5	-0.09	-0.12	0.03
6.0	-0.09	-0.12	-0.03
6.5	-0.10	-0.13	-0.04
7.0	-0.10	-0.14	-0.04
7.5	-0.11	-0.15	
8.0	-0.11		
8.5	-0.12		
9.0	-0.12		
9.5	-0.13		
10.0	-0.13		
10.5	-0.14		
11.0	-0.14		
11.5	-0.14		
12.0	-0.15		
12.5			

(1) para un DELTA = 0.5 días  
 en el modelo numérico

TABLA 9.4

COMPARACION DE VALORES NUMERICOS Y ANALITICOS PARA  
 DISTANCIA-ABATIMIENTO; PARA UN TIEMPO DE  $t = 1$  día

<u>Distancia</u> (mts)	<u>Abatimiento (mts.)</u>		<u>Diferencia</u> $\Delta a$
	<u>Analítico</u>	<u>Númeroico</u>	
100	-0.13	-0.13	0.00
200	-0.08	-0.08	0.00
300	-0.05	-0.05	0.00
400	-0.02	-0.03	0.01
500	-0.01	-0.02	0.01
600		-0.01	
700		-0.01	

TABLA 9.5

COMPARACION DE VALORES NUMERICOS Y ANALITICOS PARA DISTANCIA-ABATIMIENTO; PARA UN TIEMPO DE  $t = 5$  dias.

<u>Distancia</u> (mts)	<u>Abatimiento (mts.)</u>		<u>Diferencia</u> $\frac{\Delta a}{\Delta b}$
	<u>Analítico</u>	<u>Númeroico</u>	
100	-0.19	-0.21	0.02
200	-0.14	-0.15	0.02
300	-0.11	-0.12	0.01
400	-0.09	-0.10	0.01
500	-0.07	-0.08	0.01
600	-0.06	-0.07	0.01
700	-0.04	-0.06	0.02
800	-0.03	-0.05	0.02
900	-0.02	-0.04	0.02
1000	-0.02	-0.04	0.02
1100	-0.01	-0.03	0.02
1200		-0.03	
1300		-0.02	
1400		-0.02	
1500		-0.02	

TABLA 9.6

COMPARACION DE VALORES NUMERICOS Y ANALITICOS PARA  
 DISTANCIA-ABATIMIENTO, PARA UN TIEMPO DE  $t = 10$  días

<u>Distancia</u> (mts)	<u>Abatimiento (mts.)</u>		<u>Diferencia</u> $\Delta a$
	<u>Analítico</u>	<u>Númeroico</u>	
100	-0.22	-0.26	0.04
200	-0.17	-0.20	0.03
300	-0.14	-0.17	0.03
400	-0.11	-0.15	0.04
500	-0.10	-0.13	0.03
600	-0.08	-0.11	0.03
700	-0.07	-0.10	0.03
800	-0.06	-0.09	0.03
900	-0.05	-0.09	0.04
1000	-0.04	-0.08	0.04
1100	-0.03	-0.07	0.04
1200	-0.03	-0.07	0.04
1300	-0.02	-0.07	0.05
1400	-0.02	-0.06	0.04
1500	-0.01	-0.06	0.05

Utilizando la técnica de la extrapolación de la recta de Jacob, se recalcularon T y S a partir de los datos arrojados por el modelo numérico como se muestra en las figuras 9.3, 9.4 y 9.5.

Los valores de Transmisibilidad (T) y Almacenamiento (S) utilizados como entrada (INPUT) al modelo se presentan junto con los estimados a partir de datos calculados por el modelo, en la tabla 9.7. Los parámetros calculados con las soluciones numéricas muestran una muy buena concordancia con los coeficientes T y S inicialmente dados al modelo.

Las corridas de simulación producen distribuciones razonablemente exactas. Hay tres factores que probablemente contribuyen a las discrepancias observadas, uno es el relacionado con los coeficientes de escalamiento del acuífero (v.gr.  $S_{Fli,j}$ ); el aproximar numéricamente la solución a ecuaciones analíticas; y el hecho de que el modelo de Prickett y Lonquist incluye técnicas de volúmenes vectoriales que requieren que las líneas de flujo de cada volumen vectorial sean paralelas entre sí (ver figura 7.2) siendo esta última circunstancia válida a excepción de los nodos cercanos al pozo de bombeo donde las líneas de flujo convergen una sobre la otra y la sección transversal de flujo decrece continuamente hacia el pozo.

TABLA 9.7

COMPARACION DE PARAMETROS HIDROLOGICOS (1)

	Parámetro de Entrada al modelo (2)	Solución Numérica (3)		
		t1	t5	t10
T (m <sup>2</sup> .Seg <sup>-1</sup> )	4.5 x 10 <sup>-2</sup>	4.7 x 10 <sup>-2</sup>	4.4 x 10 <sup>-2</sup>	4.5 x 10 <sup>-2</sup>
S (Adimensional)	2.68 x 10 <sup>-2</sup>	2.23 x 10 <sup>-2</sup>	1.85 x 10 <sup>-2</sup>	1.29 x 10 <sup>-2</sup>

- (1) Análisis para condiciones confinadas con sus respectivas hipótesis limitantes.
- (2) Valores promedios para pruebas de bombeo, realizadas en los pozos A, B y C del Acuífero "EL VIEJON", en Abril de 1984; y alimentados al modelo numérico PLASMAR como datos de entrada.
- (3) Valores obtenidos por el método de la línea recta de Jacob modificado a partir de datos calculados por el modelo "PLASMAR" para tiempos iguales a 1 día, 5 días y 10 días, respectivamente.

Los datos y resultados completos de estas corridas de simulación se presentan en los anexos con el título de PWBI.RES.

## 9.2 SIMULACION DE LA RECARGA INDUCIDA POR EL RIO

Con el propósito de validar el modelo mediante la comparación de datos reales contra datos generados (simulados), se simuló la recarga inducida por el Río "El Viejón" para un intervalo de tiempo a donde se conocieran los parámetros involucrados. Además de la validación, se trató de simular esa recarga para conocer, durante el régimen influente (del río), la importancia que representa para el balance total de recarga-descarga del acuífero, dados los planes de la SARH de detener ese escurrimiento superficial mediante la construcción de una presa aguas arriba de la cuenca (ver apartados 1.1 y 5.1.2).

Para ello, se seleccionó el intervalo del 15 de Junio al 15 de Julio de 1981 en donde se tenían datos de precipitación, escurrimiento superficial en dos estaciones y profundidades de niveles estáticos al inicio y al final del intervalo. Se formó el modelo conceptual que se presentó en el apartado 8.4 (fig. 8.16). Se alimentó al modelo con las cargas hidráulicas medidas en el acuífero el 15 de Junio de 1981 como condiciones iniciales (fig. 8.17); y de acuerdo a la formulación y modificaciones al modelo presentadas en el apartado 8.5.1 (figuras 8.18 y 8.19), se procedió a realizar las corridas de simulación.

### 9.2.1 Validación del modelo, comparando la recarga real medida, con la simulada

La figura 9.6 presenta la discretización del río El Viejón sobre la malla de diferencias finitas. La asignación de los parámetros que alimentan al modelo para esta condición fue solamente para los nodos adyacentes al río de acuerdo al criterio de vectores volumétricos presentado en el apartado 8.5.1.

La figura 9.7 presenta los resultados obtenidos de las corridas de simulación después de 30 días, en forma de contornos de elevación del nivel freático en el acuífero; comparándolos con los contornos de elevación del nivel freático medidos el 15 de Julio de 1981.

Es interesante observar como el modelo logra simular la recarga inducida por el río de manera muy aproximada, y la importancia que este hecho reviste. Observese como en la zona baja del acuífero, cerca del área de los pozos y hacia la Laguna Salada y el mar; el acuífero es recargado por el río haciendo que el nivel freático se eleve hasta por cerca de 3 mts (comparece la figura 9.7 con la 8.17).

Igualmente los pequeños conos de abatimientos formados en la zona de pozos, como se ve en la figura 8.17; desaparecen. También se observa que la recarga por el río se manifiesta (con el modelo) solamente en la parte NE del acuífero, mientras que



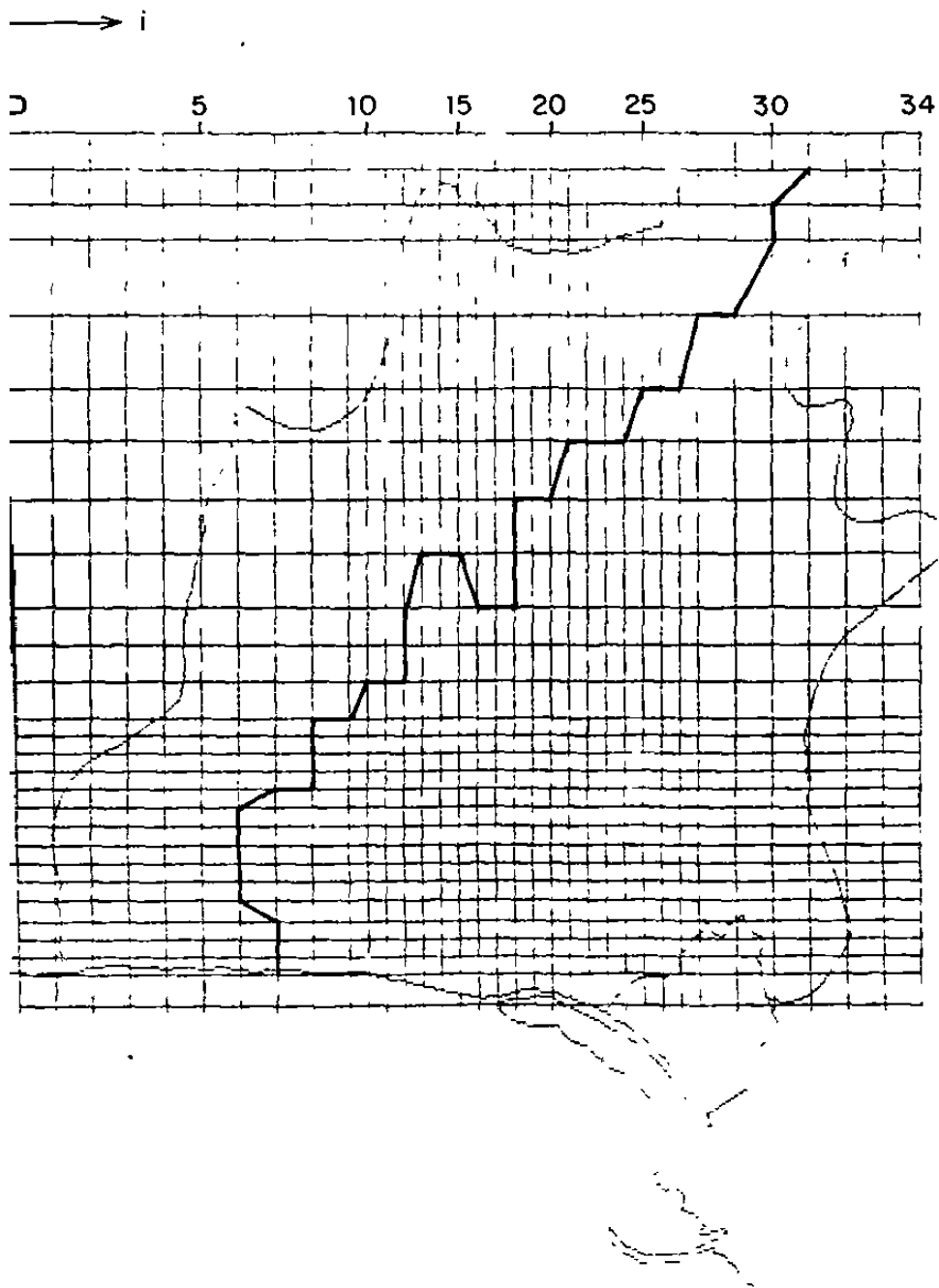
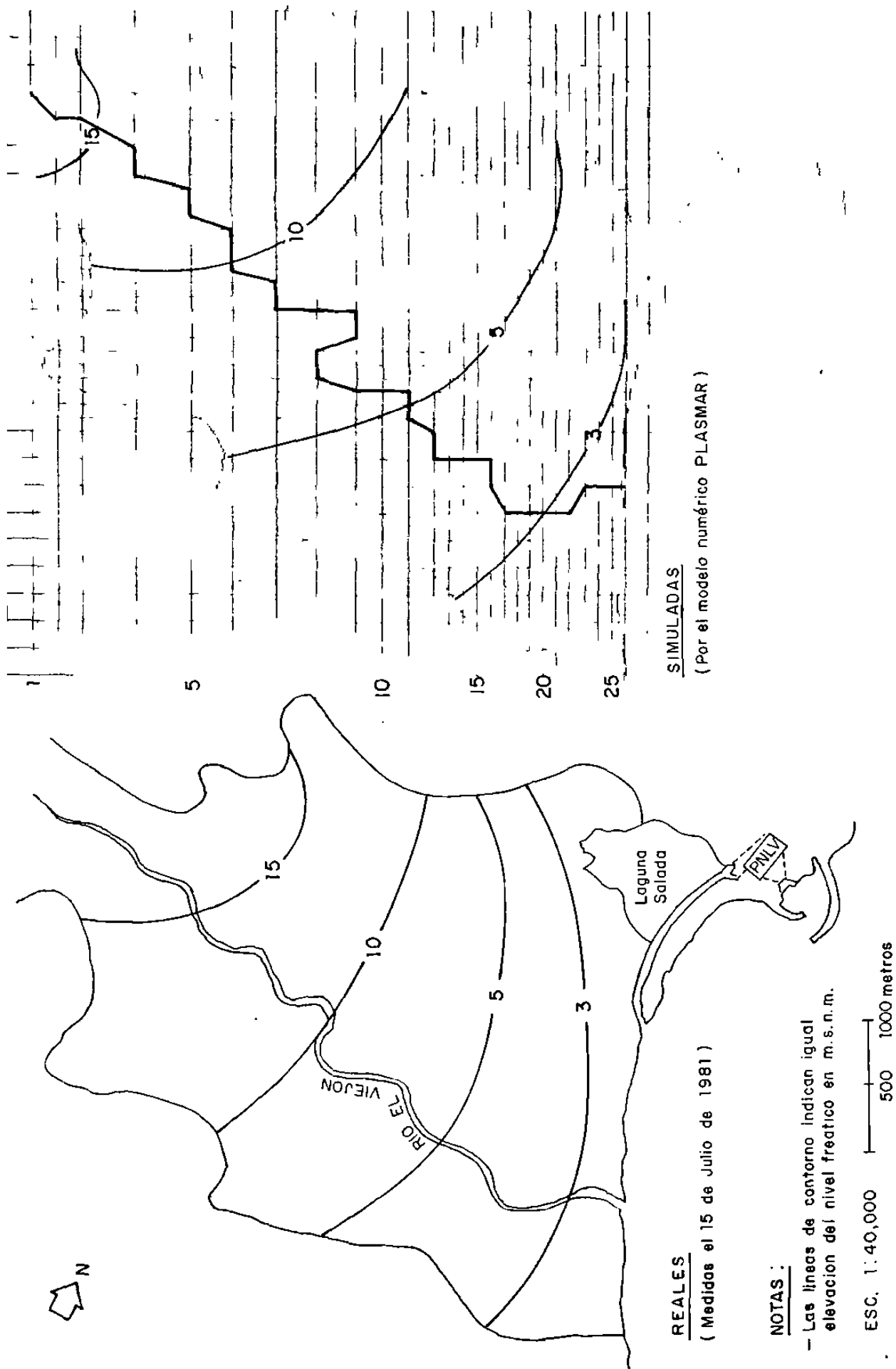


FIGURA 9.6

DISCRETIZACION DEL RIO "EL VIEJON"



**REALES**

( Medidas el 15 de Julio de 1981 )

**NOTAS :**

- Las líneas de contorno indican igual elevación del nivel freático en m.s.n.m.

ESC. 1:40,000      500      1000 metros

**SIMULADAS**

( Por el modelo numérico PLASMAR )

FIG. 9.7 COMPARACION DE LAS CARGAS PIEZOMETRICAS DEL ACUIFERO "EL VIEJON" RECARGADO POR EL RIO, MEDIDAS Y SIMULADAS POR EL MODELO, PARA EL PERIODO JUNIO 15 - JULIO 15 DE 1981.

la recarga en la parte Sur del acuífero no logra ser simulada por el modelo. Lo anterior es comprensible, pues los factores de recarga por el río, distribuidos a lo largo de éste, son volúmenes vectoriales con dirección igual a la del escurrimiento superficial del río, y si se observa la figura 3.8 el flujo subsuperficial en esa zona es también en el mismo sentido.

Por otro lado, se debe tomar en cuenta, que esta simulación no consideró a la recarga por infiltración directa de la precipitación sobre la superficie del terreno.

La documentación completa de las corridas, con el listado de los factores de recarga a lo largo del río, las cargas hidráulicas como condiciones iniciales en cada nodo y los resultados puntuales (i,j) obtenidos, se presentan en los anexos con el título de HEADF.RES.

### 9.3 SIMULACION DEL DECAIMIENTO DE LA CARGA HIDRAULICA CON BOMBEO VARIABLE-ACUIFERO CON FRONTERAS

La predicción del decaimiento de la carga hidráulica como un esfuerzo para simular diversas condiciones de bombeo y así poder optimizar las tasas de extracción y administrar al recurso de una manera más racional, resultó poco adecuada con el programa original de Prickett y Lonquist. Después de realizar 15 diferentes corridas con el modelo, con condiciones iniciales de cargas hidráulicas; se observó que aquel predecía un comportamiento artesiano (acuífero confinado), estabilizando al

acuifero aproximadamente en un promedio de 60 días de bombeo con lo cual calculaba la misma carga hidráulica en todos y cada uno de los nodos de la malla distribuidos en el acuifero. Despues de haber alcanzado una distribución uniforme de cargas, las mantenía hasta por más de 360 días de bombeo continuo.

Estas corridas fueron variadas en sus parámetros "default" (v.gr. DELTA-tiempo, NSTEPS ó pasos de iteración y ERROR para pruebas de convergencia) pero siempre, de una manera muy aproximada, reajustaba las cargas inicialmente dadas como condiciones de entrada hasta estabilizarlas en una misma para todos los nodos, con un balance de agua del 100% y las mantenía así durante el tiempo que duraba la simulación preestablecida.

Estas circunstancias, desde luego, no se pueden presentar en el acuifero "El Viejón" por tratarse de un acuifero de condiciones freáticas. Al no incluir a la permeabilidad por separado, ni al espesor saturado del acuifero como variable ("El Viejón"), el modelo no podía simular la transmisión de agua hacia las zonas de bombeo según el almacenamiento específico variable del acuifero con condiciones freáticas.

Las condiciones de un acuifero no confinado por arriba tienen que ver con el agua liberada del almacenamiento, por gravedad drenada por los intersticios en la porción del acuifero que está siendo explotada. El drenaje por gravedad através de los intersticios decrece el espesor saturado del acuifero, y por lo tanto la transmisibilidad del mismo.

Teniendo esto presente, se recalibró el modelo original de Prickett y Lonquist modificando el programa básico de simulación. Para ello se incluyeron las variables PERM y BOT (ver listado del programa PLASMAR.FOR en los anexos) asignandolos a cada nodo de la malla como valores de conductividad hidráulica y de elevación del fondo del acuífero, respectivamente.

De igual forma se incluyeron secciones de control de la Transmisibilidad de manera que ésta fuera ajustada según fuese la elevación de la carga hidráulica y el espesor saturado del acuífero.

El arreglo del programa para condiciones freáticas fué similar al programa básico de simulación; adicionandole valores de conductividad hidráulica, elevaciones del fondo del acuífero y factores de almacenamiento; discretizadas y asignadas a cada nodo de la malla como se muestra en los archivos PWABC.RES, PBDE.RES y PABCDE3.RES (ver anexos). Se incluyó también la condición NFREAT, que es útil para simular cualquiera de las dos condiciones: freática o. artesiana; y las tasas de extracción para bombeo variable que son asignadas en una tarjeta por separado.

Otra observación importante es la relacionada con los valores "default". Cuando se maneja una malla con nodos de espaciamiento uniforme y se sabe, asimismo, de la homogeneidad del acuífero, resulta muy sencillo alimentar al modelo con todos

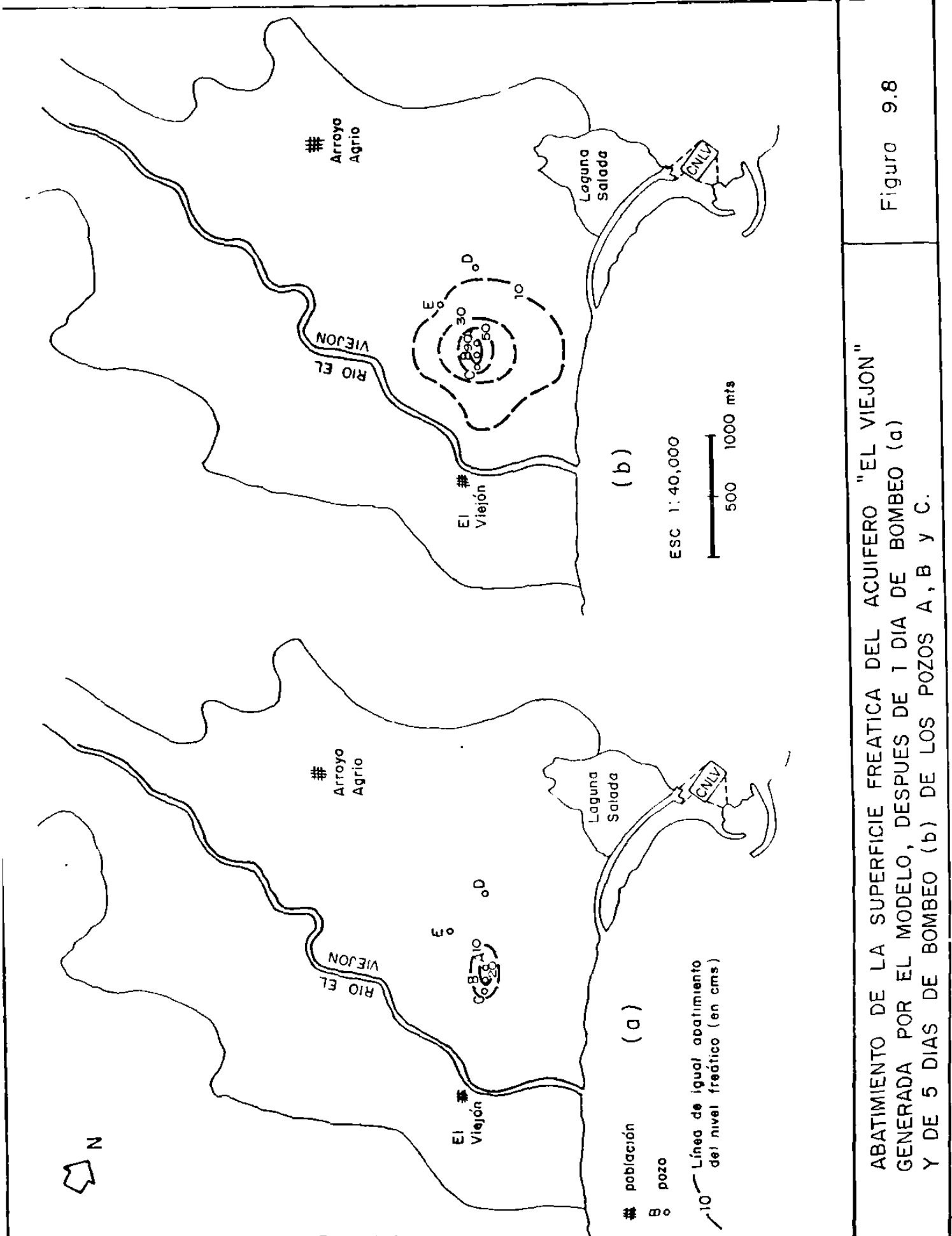
sus valores de T, S, etc., dados en una sola tarjeta y el modelo los tomará por "default" y los asignará a cada uno de los nodos de la malla de diferencias finitas.

En el caso de la malla utilizada para el acuífero El Viejón, realicé el esfuerzo de asignar valores a cada uno de los nodos, en la medida de lo posible, con el propósito de acercar al modelo lo más posible a la realidad.

### **9.3.1 Resultados obtenidos para tasas de bombeo variable**

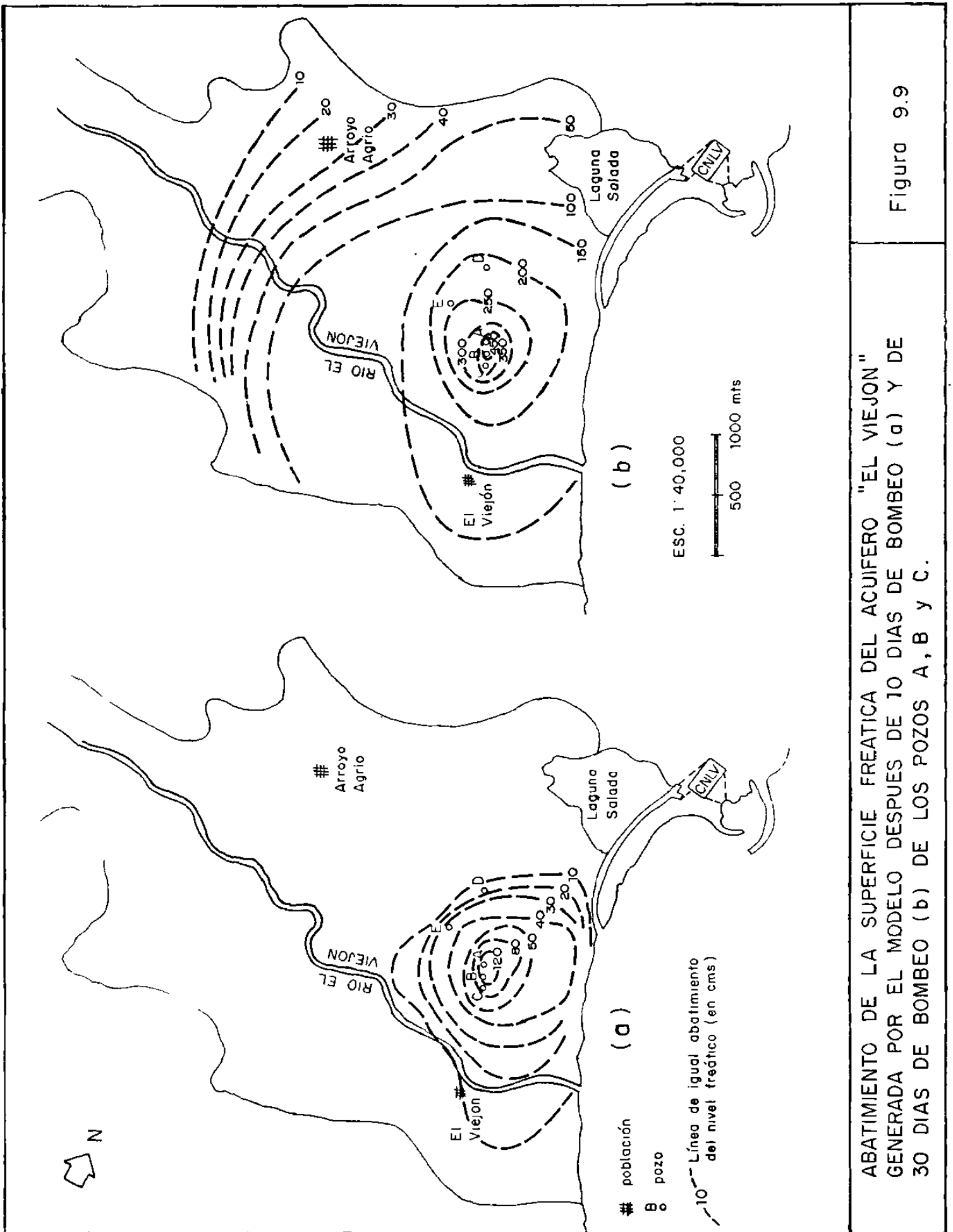
Tomando primeramente a los pozos más cercanos entre si A, B y C con gastos de bombeo de 20, 22 y 18 l.p.s., respectivamente, se corrió el modelo ya ajustado para condiciones freáticas. Esta corrida se realizó con tasas de bombeo variable según se indicó en el apartado 8.6; la asignación de las tasas se hizo de acuerdo a lo observado en el sitio para las condiciones actuales de construcción, es decir, los pozos se bombean intermitentemente.

Las figuras 9.8 y 9.9 muestran el abatimiento de la superficie freática del acuífero "El Viejón", generada por el modelo digital para 4 tiempos seleccionados, 1, 5, 10 y 30 días, de bombeo intermitente. Se observa que a los 30 días de haberse iniciado el bombeo se forma un cono de abatimiento alrededor de los pozos A,B y C de hasta 4.5 mts, y la curva envolvente correspondiente a los 2.0 mts se extiende hasta 250 mts antes de la línea de costa; mientras que la de 1.0 m llega a los límites



ABATIMIENTO DE LA SUPERFICIE FREATICA DEL ACUIFERO "EL VIEJON" GENERADA POR EL MODELO, DESPUES DE 1 DIA DE BOMBEO (a) Y DE 5 DIAS DE BOMBEO (b) DE LOS POZOS A, B Y C.

Figura 9.8



ABATIMIENTO DE LA SUPERFICIE FREÁTICA DEL ACUÍFERO "EL VIEJÓN" GENERADA POR EL MODELO DESPUÉS DE 10 DÍAS DE BOMBEO (a) Y DE 30 DÍAS DE BOMBEO (b) DE LOS POZOS A, B Y C.

Figura 9.9



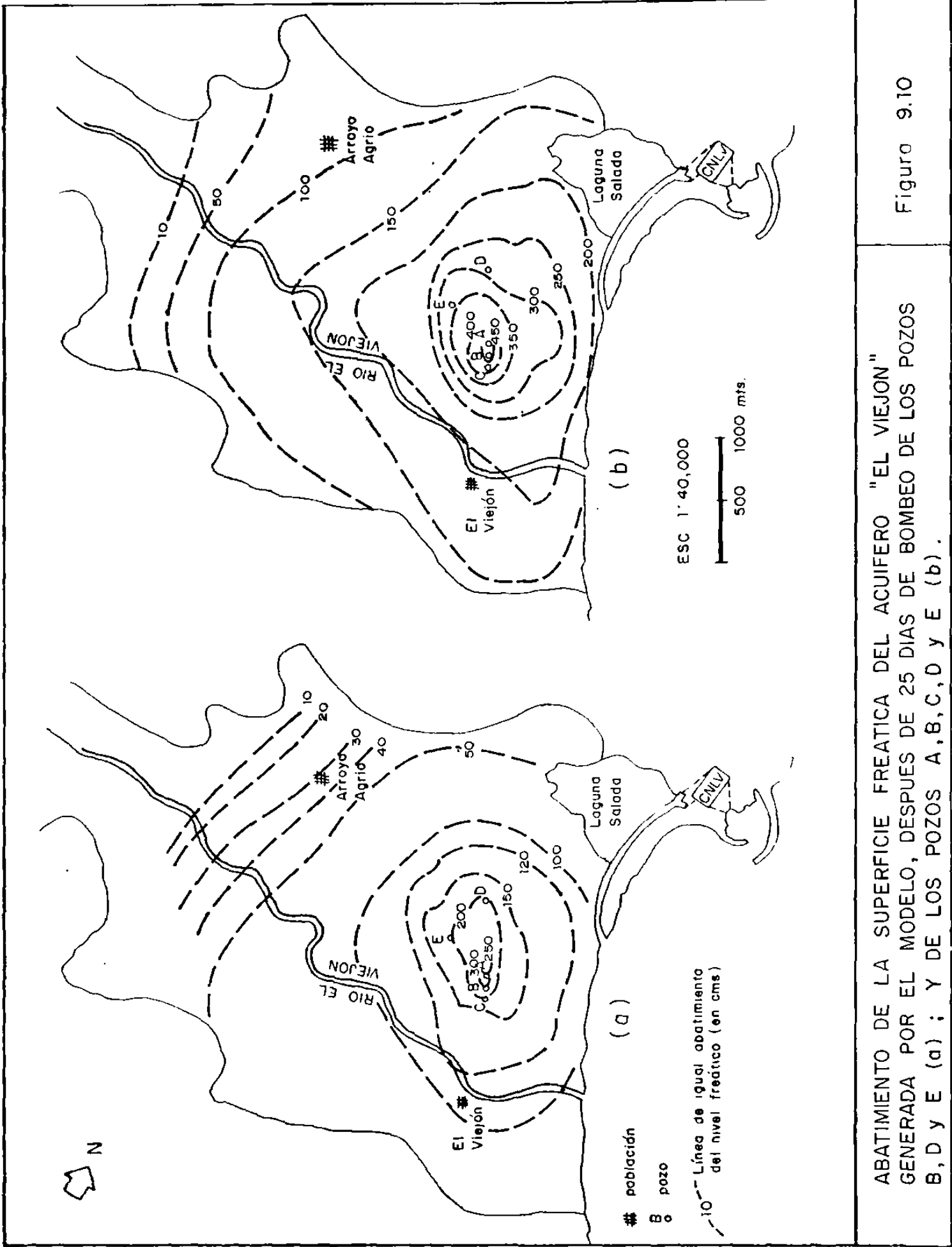
de la Laguna Salada.

Tomando en cuenta que el bombeo intermitente fué arreglado aproximadamente a 12 hrs de bombeo por pozo, es decir, mientras el pozo B bombeaba por 12 hrs los otros dos descansaban, etc. (ver apartado 8.6); se podría decir que de los 60 l.p.s. de la suma de los gastos de los tres pozos, aproximadamente 30, corresponderían a una tasa de extracción constante.

De manera similar se arreglaron las tasas de extracción de los pozos B, D y E y se corrió el modelo para observar el comportamiento de los abatimientos generados por los mismos. La extracción intermitente de estos pozos, sumando sus gastos individuales corresponde también a 30 l.p.s. de extracción constante, aproximadamente.

Para comparar la influencia del bombeo para varias condiciones, se corrió el modelo tomando a los 5 pozos (A,B,C,D y E) con tasas de extracción variable. En total, bombeando a cada pozo a 20 l.p.s., serían 100 l.p.s. y con la extracción intermitente, la tasa constante sería de 50 l.p.s. aproximadamente.

La figura 9.10 muestra los abatimientos de la superficie freática del acuífero "El Viejón" generada por el modelo después de 25 días de bombeo. En ella se puede comparar la influencia del bombeo de los pozos B, D y E (9.10-a) con la de los pozos A, B, C, D, y E (9.10-b).



ABATIMIENTO DE LA SUPERFICIE FREÁTICA DEL ACUÍFERO "EL VIEJON" GENERADA POR EL MODELO, DESPUES DE 25 DIAS DE BOMBEO DE LOS POZOS B, D y E (a) ; Y DE LOS POZOS A, B, C, D y E (b) .

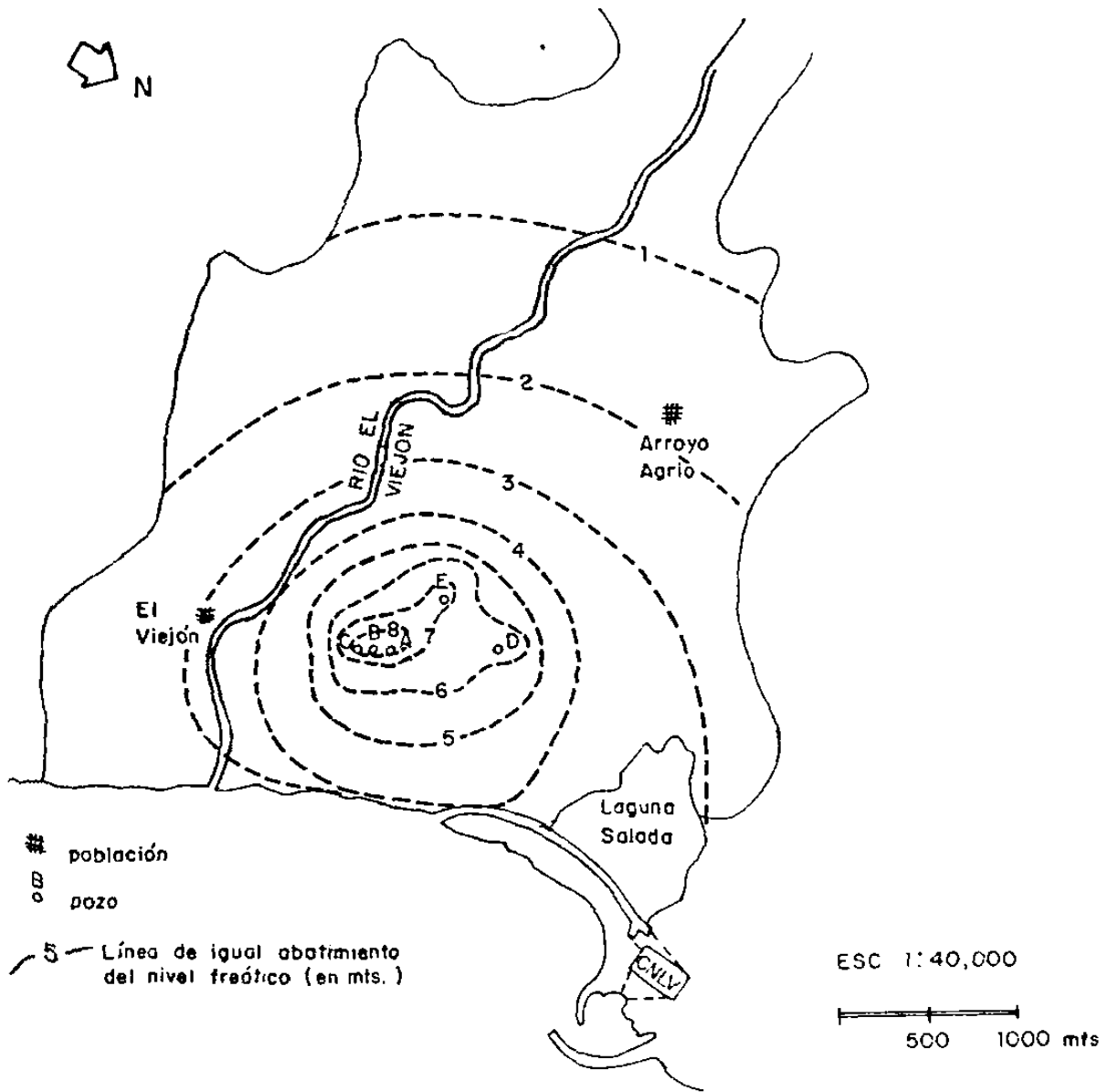
Figura 9.10

Se observa en la figura 9.10, que el máximo cono de abatimiento generado en el área es de 2.5 mts, y que a 300 mts antes de la línea de costa el abatimiento se extiende a 1.2 mts, mientras que en en la Laguna Salada la influencia del bombeo llega a ser de 0.5 mts.

Por otro lado, al bombear los 5 pozos (intermitentemente), el abatimiento se extiende justamente hasta la altura de la línea de costa hasta en 2.0 mts, después de los 25 días de bombeo (fig. 9.10-b); y la línea de igual abatimiento igual a 1.5 mts llega a abarcar a la Laguna Salada.

Para poder observar la influencia del bombeo en una condición drástica, se corrió el modelo tomando a los 5 pozos con un bombeo constante y continuo durante 30 días para un gasto total de 100 l.p.s. La figura 9.11 muestra para la zona baja del acuífero (área de interés), los abatimientos generados con esa condición. Se observan ahí zonas de abatimiento de hasta 6.0 mts; y la línea de isoabatimiento igual a 3.0 mts llega a estar a solo 200 mts de la línea de costa, abarcando buena parte de la Laguna Salada y llegando a estar a solo 50 mts del canal de descarga de la CNLV.

Es importante mencionar que todas estas corridas se realizaron tomando en cuenta a la extracción proveniente exclusivamente del almacenamiento del acuífero. Si se considera a una condición extrema anual como la presentada en la figura 4.6 y si se mantuviese un bombeo simultáneo y constante de los 5



ABATIMIENTO DE LA SUPERFICIE FREÁTICA DEL ACUIFERO "EL VIEJON" GENERADA POR EL MODELO, DESPUES DE 30 DIAS DE BOMBEO ININTERRUMPIDO DE LOS POZOS A, B, C, D y E

FIGURA 9.11

pozos (100 l.p.s.) se induciría la instrusión salina hasta en 300 mts costa adentro.

Por ahora, la extracción no es mayor a los 30 l.p.s. para satisfacer las necesidades de la CNLV, sin embargo se puede observar que aún así, sería preferible bombear a uno de los pozos A, B ó C junto con el D y el E; y de esa forma evitar problemas en los pozos mismos; pues como se observa (figura 9.9-b), se genera la sobreposición de sus conos de abatimiento y puede traer como consecuencia problemas de reducción de gastos, problemas electromecánicos en sus equipos, etc. (Rivera, 1983).

Por otro lado, la recarga del río "El Viejón" representa un aspecto sumamente importante pues ayuda a balancear las recargas-descargas (naturales e inducidas) del acuífero, evitando así la generación permanente de conos de abatimiento (ver apartado 9.2).

Los resultados completos de las corridas del modelo descritas aquí, se presentan en el anexo II, archivos: PWABCF.RES, PBDE.RES, PABCDE3.RES y PABCDETO.RES.

## 10.0 CONCLUSIONES

Las conclusiones más importantes derivadas de esta tesis son las siguientes:

-El modelo de Prickett y Lonquist es bastante versátil y es factible de manejar diversas condiciones de acuífero entre las que destacan las condiciones artesianas y las freáticas; puede manejar flujo tridimensional en algunos casos; permite el uso interactivo de varios periféricos de cómputo con la adición de algunos comandos simples que llamen a paquetes de software del propio sistema de cómputo; y permite con bastante eficiencia simular el bombeo tanto simultáneo como intermitente de hasta 12 diferentes tasas de extracción variable.

-Las corridas con este modelo son bastante rápidas y eficientes, y el tiempo de CPU se minimiza bastante al utilizar mallas de espaciamiento uniforme.

-Las corridas de simulación para condiciones artesianas nunca emiten truncamiento por problemas de convergencia, aún y cuando se utilicen mallas con espaciamiento variable.

-Para ciertas condiciones resulta práctico simular comportamiento artesiano; es más rápido, consume menos tiempo de CPU y es menos compleja la implementación de datos de entrada (INPUT), aunque tiene la desventaja de no predecir con certidumbre las pérdidas de cargas hidráulicas como consecuencia de flujo intersticial por gravedad.

-Se debe realizar el esfuerzo de simular las condiciones fráticas principalmente para predecir caídas de potencial hidráulico como consecuencia del bombeo; aunque en este caso la implementación del modelo en sus datos de entrada (INPUT) resulta más difícil dado el cambio areal del espesor saturado del acuífero y por lo tanto su transmisibilidad.

-La importancia que tiene el río como fuente de recarga del acuífero es relevante y de ninguna manera deberá ser detenido su escurrimiento por la construcción de una presa aguas arriba.

-El valle de "El Viejón" que forma al acuífero del mismo nombre se beneficia ciclicamente con la captación del escurrimiento superficial que se genera arriba de de la cuenca en la zona montañosa, en donde la precipitación excede a los 1500 mm anuales, y que baña al valle por medio del río el Viejón.

-Al detener el flujo superficial que llega al valle y aumentar el bombeo de acuerdo a los planes futuros, podría reducir la extracción del gasto de demanda de la CNLV e inducir irreversiblemente la intrusión salina.

-No es recomendable tampoco, el asentamiento en el valle, de poblaciones mayores a las actuales en lo futuro, pues al ampliar la Central y aumentar su gasto de demanda, se estaría en el límite del balance natural del acuífero, pues aunque existen excedentes anuales de agua, la formación de aluvión no tiene la capacidad de almacenamiento suficiente dada su geometría.

-Se observó que el mejor arreglo de bombeo para las condiciones actuales, es el de utilizar a los pozos B, D y E.

-Es posible manejar un gasto constante en el intervalo de 50 a 60 l.p.s. aunque de ninguna manera es recomendable que éste sea extraído simultáneamente de los pozos A, B y C.

-Las simulaciones para predecir el decaimiento de cargas hidráulicas fueron de alguna manera predicciones puras ya que afortunadamente el acuífero mantiene su balance natural de recarga-descarga y por lo tanto las predicciones no pueden aún compararse con el comportamiento real. Sin embargo, debido a que el acuífero no ha sido sujeto todavía a bombeo exhaustivo (continuo), el uso del modelo para predecir decaimientos futuros de la carga hidráulica es desde luego, de alguna manera cuestionable y deberá ser validado en el futuro a medida que se



incremente la extracción de agua en el acuífero.

-Es conveniente continuar como hasta ahora con las mediciones piezométricas, pues el conocimiento de éstas resulta sumamente valioso tanto para mejorar el entendimiento del acuífero como para validar y utilizar al modelo como herramienta predictiva.