

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE - UFCG

CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS - CTRN

CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**Modelagem de Fluxo Subterrâneo com Vistas à Depleção do Rio
como Efeito do Bombeamento Extremo em uma Área de Estudo
Situada no Oeste Baiano**

JOSÉ LEONARDO FERREIRA DA CRUZ

CAMPINA GRANDE - PB

Agosto de 2006

JOSÉ LEONARDO FERREIRA DA CRUZ

**Modelagem de Fluxo Subterrâneo com Vistas à Depleção do Rio
como Efeito do Bombeamento Extremo em uma Área de Estudo
Situada no Oeste Baiano**

**Dissertação apresentada ao curso de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, na área de Engenharia de Recursos Hídricos,
em cumprimento às exigências para obtenção do Grau de Mestre.**

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Recursos Hídricos

ORIENTADOR: Hans Dieter Max Schuster

CAMPINA GRANDE - PB

AGOSTO DE 2006

C957m Cruz, Jose Leonardo Ferreira da
Modelagem de fluxo subterraneo com vistas a deplecao do
rio como efeito do bombeamento extremo em uma area de
estudo situada no oeste baiano / Jose Leonardo Ferreira da
Cruz. - Campina Grande, 2006.
126 f. : il.

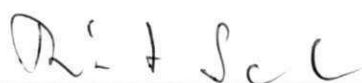
Dissertacao (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) -
Universidade Federal de Campina Grande - Centro de
Tecnologia e Recursos Naturais.

1. Aguas Subterraneas 2. Rios 3. Bombeamento 4.
Dissertacao I. Schuster, Hans Dieter Max, Dr. II.
Universidade Federal de Campina Grande - Campina Grande
(PB) III. Titulo

CDU 628.112.3(043)

**Modelagem de Fluxo Subterrâneo com Vistas à Depleção do Rio
como Efeito do Bombeamento Extremo em uma Área de Estudo
Situada no Oeste Baiano**

Dissertação Aprovada em 15 de Setembro de 2006



Prof. Hans Dieter Max Schuster - Dr.

Orientador



Prof. Marco Aurélio Holanda de Castro Ph.D. – UFC

Examinador



Prof. Ricardo de Aragão Ph.D. – UFS

Examinador

CAMPINA GRANDE - PB

Agosto de 2006

AGRADECIMENTOS

Agradeço a realização deste trabalho aos meus pais Geraldo Ferreira da Cruz e Rita Nobre da Cruz pelos incentivos, minha esposa Gilmara de Carvalho Cruz pelo seu apoio e companheirismo e em especial ao meu grande e inesquecível mestre e eterno amigo o Professor Hans Dieter Max Schuster pela sua notável contribuição neste estudo.

Aos professores da Área de Recursos Hídricos do Departamento de Engenharia Civil, da UFCG, pelos importantes conhecimentos adquiridos com os mesmos, em especial ao Professor Hans Dieter Max Schuster, ao qual ministrou formidavelmente suas disciplinas, fazendo-me despertar o interesse na área de Água Subterrânea.

Aos meus colegas de pós-graduação pelo companheirismo e amizade, em especial a meu grande amigo Alcidney Batista Celeste.

Agradeço especialmente ao CT-Hidro pela concessão da bolsa de estudo durante o período de 2005 a 2006 e à Área de Recursos Hídricos pelo apoio dado durante a pesquisa.

DEDICATÓRIAS

Dedico este trabalho a minha filha Lorena de Carvalho Cruz e minha esposa Gilmara de Carvalho Cruz, as quais são fontes inspiradoras de meu trabalho e razão de minha vida.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	iv
DEDICATÓRIAS	v
SUMÁRIO	vi
LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE TABELAS.....	xvi
LISTA DE ANEXOS	xviii
LISTA DE SÍMBOLOS	xx
RESUMO.....	xxii
ABSTRACT.....	xxiii
1. INTRODUÇÃO.....	1
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	2
3. OBJETIVOS	3
4. PRINCÍPIOS DE HIDRÁULICA DOS POÇOS.....	5
5. DEPLEÇÃO DO RIO.....	16
5.1 Depleção de Rio Totalmente Penetrante em Aquífero (Modelo Theis-Glover)	18
5.2 Depleção de Rio Parcialmente Penetrante em Aquífero (Modelo Hunt)	24
5.3 Experimentos de Campo de Depleção do Rio.....	27
5.3.1 Exemplo da Análise de um Experimento de Campo	27
5.4 Depleção de Rio em Aquífero com Fluxo de Base (Modelo Chen).....	32
6. MODELAGEM MATEMÁTICA.....	35
6.1 Solução Analítica.....	35
6.2 Solução Numérica.....	36
6.2.1 O Pacote Rio do <i>MODFLOW</i>	36

6.2.2 A Malha de Diferenças Finitas do Sistema Rio-Aqüífero.....	39
6.2.3 Equação de Diferenças Finitas para Fluxo (<i>MODFLOW</i>)	45
7. SIMULAÇÕES E RESULTADOS	49
7.1 Efeitos da Variação da Condutância Unitária do Leito do Rio.....	53
7.2 Efeitos da Penetração Parcial do Leito do Rio.....	59
7.3 Efeitos da Variação do Nível do Rio	64
7.4 Efeitos da Declividade do Nível Freático	66
7.5 Efeitos da Variação da Distância Poço-Rio	68
7.6 Efeitos da Variação dos Parâmetros Hidrogeológicos do Aqüífero.....	70
7.7 Efeitos do Bombeamento de Longa Duração.....	75
7.8 Efeitos do Bombeamento Intermitente	77
7.9 Efeitos da Recarga Superficial	79
7.10 Efeitos da Heterogeneidade Vertical	81
8. ESTUDO DA DEPLEÇÃO EM UM CASO REAL.....	83
9. OBJETIVOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DO CASO REAL.....	84
9.1 Objetivo Específico da Dissertação.....	85
10. TRABALHOS DE CAMPO ANTERIORES	87
10.1 Dados Hidrodinâmicos da Área de Estudo	87
11. MODELAGEM DAS TAXAS DE DEPLEÇÃO DOS RIOS	89
11.1 Descrição do Modelo e a Simulação	90
11.2 Resultados	92
11.3 Discussão	95
12. BOMBEAMENTO DE LONGA DURAÇÃO NO AQUÍFERO DE MULTI-CAMADAS	104
12.1 Teoria e Observação	104
12.2 Simulações Realizadas e Discussão.....	108
13. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	112
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	116
ANEXOS	120

LISTA DE FIGURAS

Figura 4. 1 – Poço bombeado num aquífero (a) confinado, (b) semi-confinado ou drenante ou <i>leaky</i> e (c) não-confinado, livre ou freático, mostrando os parâmetros hidráulicos envolvidos (Fonte: Feitosa, 1997).....	6
Figura 4. 2 – Curvas-padrão para diferentes valores de r/B para o aquífero semi-confinado (drenante). As curvas são plotadas usando a equação (4.19) de Hantush (1956). O valor $r/B = 0$ representa a curva-padrão de Theis (1935) para o aquífero confinado (Fonte: Kresic, 1997).	11
Figura 4. 3 – Curvas-padrão para diferentes valores de r/D para o aquífero não-confinado (Fonte: Kresic, 1997).....	12
Figura 4. 4 – Curvas de rebaixamento individuais e compostos para três poços alinhados (Fonte: Todd 1959).....	15
Figura 5. 1 – Sistema Rio-Aquífero-Poço (Fonte: Heath, 1983).	17
Figura 5. 2 – Representação esquemática do sistema rio-aquífero real (a) com poço de bombeamento instalado vizinho ao rio e sua equivalência hidráulica (b) em plano vertical e (c) em plano horizontal (Fonte: Heath, 1983).....	18
Figura 5. 3 – Nomograma de análise de depleção do fluxo do rio provocada pelo poço, baseado no modelo Theis-Glover (<i>U.S. Department of the Interior</i> , 1981).	22
Figura 5. 4 – Geologias e geometrias do aquífero para as soluções obtidas por (a) Theis (1941), (b) Hantush (1965), e (c) Hunt (1999); (Fonte: Hunt, 1999).....	24
Figura 5. 5 – Vista plana do local do teste de bombeamento - sem escala (Fonte modificada Hunt et al., 2001).	28
Figura 5. 6 – Taxas de fluxo do dreno durante o teste medidas nos vertedores a montante e a jusante (Fonte Hunt et al., 2001).....	28
Figura 5. 7 – Rebaixamentos medidos nos poços de observação (Fonte Hunt et al., 2001).	29

Figura 5. 8 – Curva-padrão (adimensional) de rebaixamento calculado com base na equação (5.21) para a análise do poço 2 (Fonte: Hunt et al., 2001).	30
Figura 5. 9 – O melhor ajuste entre rebaixamentos observados e calculados do poço 2 (Fonte: Hunt et al., 2001).	30
Figura 5. 10 – Gráfico semi-log adimensional dos fluxos relativos de depleção do dreno calculada e medida (Fonte: Hunt et al., 2001).	31
Figura 5. 11 – Representação esquemática do sistema rio-aquífero com diferença hidráulica entre aquífero e rio (Fonte modificada: Chen 2003).	32
Figura 5. 12 – Representação esquemática mostrando os pontos de estagnação (y' e $-y'$). A infiltração induzida do rio ocorre no trecho entre y' e $-y'$ (Fonte: Chen e Yin, 2004).	33
Figura 6. 1 – Interface do software <i>GWFLOW</i> , mostrando a entrada de dados e sua saída de resultados.	35
Figura 6. 2 – Representação real do sistema rio-aquífero (Fonte: Anderson e Woessner, 1992). 37	
Figura 6. 3 – Representação conceitual do sistema rio-aquífero como é definida no pacote <i>RIVER</i> do <i>MODFLOW</i> (Fonte: Anderson e Woessner, 1992).	37
Figura 6. 4 – Representação conceitual da drenança vertical (<i>leakage</i>) no sistema rio-aquífero (Fonte modificada: Anderson e Woessner, 1992).	37
Figura 6. 5 – Idealização da condutância do leito do rio de uma célula individual como é definida no pacote <i>RIVER</i> do <i>MODFLOW</i> (Fonte: Kresic, 1997).	38
Figura 6. 6 – Gráfico que mostra o fluxo vertical, <i>QRIV</i> , do rio à célula do aquífero em função da carga hidráulica, <i>h</i> , onde <i>RBOT</i> é a elevação da base do leito do rio e <i>HRIV</i> é o nível do rio (Fonte: Kresic, 1997).	38
Figura 6. 7 – Malha do sistema rio-aquífero com poço de bombeamento.	40
Figura 6. 8 – Saída da Calculadora do Balanço Hídrico (<i>PMWIN-PRO</i>) para o período de tensão de 90 dias mostrando as taxas volumétricas [L^3/T] para: (a) período de não-bombeamento, e (b) período de bombeamento.	43

Figura 6. 9 – Sistema de um aquífero hipotético discretizado (Fonte: McDonald e Harbaugh, 1986)..... 45

Figura 6. 10 – Fluxo da célula i,j,k para a célula $i,j-1,k$ (Fonte: McDonald e Harbaugh, 1986). . 47

Figura 7. 9 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função da penetração parcial do rio, com condutância unitária do leito do rio $C^* = 0,5$ [m/d]. ..	61
Figura 7. 10 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função da penetração parcial do rio, com condutância unitária do leito do rio $C^* = 5$ [m/d].	62
Figura 7. 11 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função da penetração parcial do rio, com condutância unitária do leito do rio $C^* = 50$ [m/d]. ...	63
Figura 7. 12 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função da diferença de carga hidráulica entre rio e aquífero.	64
Figura 7. 13 – Gráficos mostrando: (a) depleção total relativa, e (b) variação do volume percentual da depleção total em função da diferença de carga hidráulica entre rio e aquífero, para o cenário de rio influente.	65
Figura 7. 14 – Representação esquemática do sistema rio-aquífero com diferença hidráulica entre rio e aquífero ($\Delta h \neq 0$) e superfície freática inclinada (Fonte modificada: Chen 2003).	66
Figura 7. 15 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função do gradiente hidráulico.	67
Figura 7. 16 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função da distância poço-rio.	69
Figura 7. 17 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função da condutividade hidráulica horizontal, K_h	70
Figura 7. 18 – Gráficos: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função da condutividade hidráulica vertical, K_v	72

Figura 7. 19 – Gráficos: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentua

Figura 8. 1 – Mapa do Estado da Bahia com destaque à região oeste e os domínios hidrogeológicos.....	83
Figura 9. 1 – Área de estudo incluindo a Fazenda Campo Aberto e seus oito (08) poços produtores (Fonte: Schuster, 2003).	86
Figura 10. 1 – Curvas de rebaixamento (s [m] vs. t [s]) observadas (linha pontilhada) nos dois poços de observação (O1a e O1c) do poço P1 medidas em setembro de 2003 e as respectivas curvas de calibração dos parâmetros hidrodinâmicos (linhas contínuas) obtidas através da otimização automática <i>PEST</i> do programa <i>PMWIN-MODFLOW</i> (Fonte: Schuster, 2003). A taxa de bombeamento foi $Q = 542\text{m}^3/\text{h}$ e a duração do teste de bombeamento foi cerca de $t = 64.800$ segundos ou 18 horas.....	88
Figura 11. 1 – Representação esquemática mostrando o sistema de 3 camadas da formação Urucuia no local da Fazenda. Campo Aberto.	90
Figura 11. 2 – Área selecionada da simulação com <i>PMWIN</i> e a sua discretização incluindo os dois rios de interesse e os locais dos oito poços instalados na fazenda de Campo Aberto.	91
Figura 11. 3 – Curvas de depleções em função do gradiente hidráulico natural (vide modelo 1 – 6) para o período de 365 dias, no qual os 04 poços foram bombeados 180 dias seguidos por 185 dias de não-bombeamento.	93
Figura 11. 4 – Curvas montadas a partir das Figs. 11.1(a,b,c,d,e,f) mostrando a) a depleção do fluxo de base e b) a infiltração induzida do rio em função do gradiente hidráulico natural.	95
Figura 11. 5 – Rede de fluxo horizontal e vertical da área para o gradiente hidráulico natural $i = 0$ e $\Delta h = 0$ m (modelo 1) após 180 dias de bombeamento.....	98
Figura 11. 6 – Balanço hídrico dos fluxos parciais (m^3/dia) do caso apresentado na Fig. 11.5 (modelo 1) após 180 dias de bombeamento para cada camada hidrológica e para o sistema global. Os números de cor verde representam os fluxos em bombeamento; Os números de cor vermelha representam os fluxos sem bombeamento.....	98

Figura 11. 7 – Rede de fluxo horizontal e vertical da área para o gradiente hidráulico natural $i = 0$ e $\Delta h = 0,3$ m (modelo 2) após 180 dias de bombeamento.....	99
Figura 11. 8 – Balanço hídrico dos fluxos parciais (m^3 /dia) do caso apresentado na Fig. 11.7 (modelo 2) após 180 dias de bombeamento para cada camada hidrológica e para o sistema global. Os números de cor verde representam os fluxos em bombeamento; Os números de cor vermelha representam os fluxos sem bombeamento.....	99
Figura 11. 9 – Rede de fluxo horizontal e vertical da área para o gradiente hidráulico natural $i = 1e-4$ (modelo 4) após 180 dias de bombeamento.....	100
Figura 11. 10 – Balanço hídrico dos fluxos parciais (m^3 /dia) do caso apresentado na Fig. 11.9 (modelo 4) após 180 dias de bombeamento para cada camada hidrológica e para o sistema global. Os números de cor verde representam os fluxos em bombeamento; Os números de cor vermelha representam os fluxos sem bombeamento.....	100
Figura 11. 11 – Rede de fluxo horizontal e vertical da área para o gradiente hidráulico natural $i = 2,5e-4$ (modelo 5) após 180 dias de bombeamento.....	101
Figura 11. 12 – Balanço hídrico dos fluxos parciais (m^3 /dia) do caso apresentado na Fig. 11.11 (modelo 5) após 180 dias de bombeamento para cada camada hidrológica e para o sistema global. Os números de cor verde representam os fluxos em bombeamento; Os números de cor vermelha representam os fluxos sem bombeamento.....	101
Figura 11. 13 – Rede de fluxo horizontal e vertical da área para o gradiente hidráulico natural $i = 1e-3$ (modelo 6) após 180 dias de bombeamento.....	102
Figura 11. 14 – Balanço hídrico dos fluxos parciais (m^3 /dia) do caso apresentado na Fig. 11.13 (modelo 6) após 180 dias de bombeamento para cada camada hidrológica e para o sistema global. Os números de cor verde representam os fluxos em bombeamento; Os números de cor vermelha representam os fluxos sem bombeamento.....	102
Figura 11. 15 – Curvas de taxas de infiltração do rio (vide Tab. 11.2) para bombeamento de 1 ano de duração para um conjunto de um poço, dois poços, quatro poços e oito poços na fazenda Campo Aberto baseado no modelo 2 ($\Delta h = 0,3$ m e $i = 0$).	104

Figura 12. 1 – Curvas de rebaixamento adimensionais versus tempo adimensional para dois aquíferos confinados e um aquífero para os parâmetros $\beta_{11} = \beta_{21} = r/B_{11} = r/B_{21} = 0,1$ (Fonte: Neuman e Witherspoon, 1969, apud Freeze e Cherry, 1979).....	105
Figura 12. 2 – Geologia do aquífero de multi-camadas para visualizar a solução de Boulton (1963) (Fonte:Hunt e Scott 2003d).	107
Figura 12. 3 – Gráfico mostrando as soluções de Theis, Hantush e Boulton junto com os seus respectivos limites de validade indicados pelas equações (12.4) e (12.5). A curva η é o rebaixamento no aquífero superior com o coeficiente de armazenamento S_y (Fonte: Hunt e Scott, 2003d).....	108
Figura 12. 4 – Comparação dos rebaixamentos simulados até 10.000 dias no poço P ₁ instalado na Faz. Campo Aberto levando em consideração o efeito da infiltração de um rio (Gráficos a e b) e sem interferência do rio (Gráficos c e d).	110
Figura 12. 5 – Comparação dos rebaixamentos simulados até 10.000 dias no poço P ₁ instalado na Faz. Campo Aberto em conjunto com os demais 07 poços em bombeamento levando em consideração o efeito da infiltração de um rio (Gráficos a e b) e sem interferência do rio (Gráficos c e d).....	111

LISTA DE TABELAS

Tabela 6. 1 – Valores dos principais parâmetros do modelo (Fonte: Chen e Yin, 2004).....	40
Tabela 7. 1 – Volumes de depleção percentual para o caso de domínio do modelo semi-infinito com rio e aquífero em equilíbrio ($\Delta h = 0$ m) – Modelo Hantush (1965).	50
Tabela 7. 2 – Volumes de depleção percentual para o caso de domínio do modelo infinito com rio e aquífero em equilíbrio ($\Delta h = 0$ m) – Modelo Hunt, (1999).	50
Tabela 7. 3 – Volumes de depleção percentual para o caso de domínio do modelo semi-infinito com rio efluente ($\Delta h = 0,3$ m) – Modelo Chen e Yin (2004).	52
Tabela 7. 4 – Volumes de depleção percentual para o caso de domínio do modelo infinito com rio efluente ($\Delta h = 0,3$ m) – Modelo Chen e Yin (2004).	52
Tabela 7. 5 – Resumo dos volumes de depleção para dez diferentes condutâncias unitárias do leito do rio C^* variando de 0,5 até 50 [m/d].	56
Tabela 7. 6 – Volumes de depleção percentual para o bombeamento contínuo.	78
Tabela 7. 7 – Volumes de depleção percentual para o bombeamento intermitente.	78
Tabela 10. 1 – Poços tubulares profundos (Formação Posse) da Fazenda Campo Aberto (Fonte: Schuster, 2003).....	87
Tabela 10. 2 – Distâncias em metros entre os poços na Fazenda Campo Aberto (Fonte: Schuster, 2003).....	88
Tabela 10. 3 – Parâmetros hidrodinâmicos ajustados ao redor do poço P1 através do modelo de duas camadas com o pacote de estimação de parâmetros <i>PEST</i> (Fator de convergência: $\phi = 2,04 \times 10^{-2}$) (Fonte: Schuster, 2003).....	89

Tabela 11. 1 – Volumes totais e percentuais das taxas de depleções com duração de 365 dias (180 dias de bombeamento e 185 de não-bombeamento) para os 6 modelos simulados e apresentados na mesma ordem das Figs. 11.3. 94

Tabela 11. 2 – Taxa de infiltração mensal do rio (m^3/d) baseada no modelo 2 de simulação (rio efluente e gradiente hidráulico nulo) durante o período de 1 ano de bombeamento contínuo em função de poços em bombeamento com taxa de $500 m^3/h$ cada um. As últimas 3 colunas desta tabela apresentam o volume total e percentual d'água bombeado durante o ano de bombeamento. 103

Tabela 11. 3 – Valores médios da Tab. 11.2 relativos aos 8 poços individuais, aos 3 conjuntos de dois poços, aos 2 conjuntos de quatro poços e à um conjunto de oito poços em bombeamento.104

LISTA DE ANEXOS

TABELAS

Tabela A. 1 – Taxas de depleção e seus respectivos valores relativos para o caso de domínio do modelo semi-infinito com rio e aquífero em equilíbrio ($\Delta h = 0$ m) – Modelo Hantush (1965). A penúltima coluna representa a taxa de infiltração induzida do rio calculada pelo programa analítico GWFLOW.	120
Tabela A. 2 – Taxas de depleção e seus respectivos valores relativos para o caso de domínio do modelo infinito com rio e aquífero em equilíbrio ($\Delta h = 0$ m) – Modelo Hunt, (1999).....	120
Tabela A. 3 – Taxas de depleção e seus respectivos valores relativos para o caso de domínio do modelo semi-infinito com rio efluente ($\Delta h = 0,3$ m) – Modelo Chen e Yin (2004).	121
Tabela A. 4 – Taxas de depleção e seus respectivos valores relativos para o caso de domínio do modelo infinito com rio efluente ($\Delta h = 0,3$ m) – Modelo Chen e Yin (2004).....	121
Tabela A. 5 – Taxas de depleção absolutas e relativas para o modelo 1 ($\Delta h = 0$ m e $i = 0$) da Faz. Campo Aberto.	122
Tabela A. 6 – Taxas de depleção absolutas e relativas para o modelo 2 ($\Delta h = 0,3$ m e $i = 0$) da Faz. Campo Aberto.....	122
Tabela A. 7 – Taxas de depleção absolutas e relativas para o modelo 3 ($i = 1e-4$) da Faz. Campo Aberto.	123
Tabela A. 8 – Taxas de depleção absolutas e relativas para o modelo 3 ($i = 2,5e-4$) da Faz. Campo Aberto.	123
Tabela A. 9 – Taxas de depleção absolutas e relativas para o modelo 5 ($i = 5e-4$) da Faz. Campo Aberto.	124
Tabela A. 10 – Taxas de depleção absolutas e relativas para o modelo 6 ($i = 1e-3$) da Faz. Campo Aberto.	124

FIGURAS

Figura A. 1 – Mapa de rebaixamento do modelo 2 ($\Delta h = 0,3$ m e $i = 0$) com um poço bombeando por um ano.	125
Figura A. 2 – Mapa de rebaixamento do modelo 2 ($\Delta h = 0,3$ m e $i = 0$) com 2 poços bombeando por um ano.	125
Figura A. 3 – Mapa de rebaixamento do modelo 2 ($\Delta h = 0,3$ m e $i = 0$) com 4 poços bombeando por um ano.	126
Figura A. 4 – Mapa de rebaixamento do modelo 2 ($\Delta h = 0,3$ m e $i = 0$) com 8 poços bombeando por um ano.	126

LISTA DE SÍMBOLOS

- b' = espessura saturada do aquífero [L]
 B = fator de drenança [L]
 B = drenança do leito do rio [L]
 c = resistividade hidráulica [T]
 C = condutância do leito do rio (definida no *MODFLOW*) [L^2/T]
 C^* = condutância unitária do leito do rio [L/T]
 D = fator de drenagem [L]
 D_i = infiltração induzida relativa
 D_b = redução do fluxo de base relativa
 D_t = depleção total relativa
 D_s = depleção do armazenamento do aquífero relativa
 E_1 = integral exponencial
erfc = função erro complementar
 h = carga hidráulica [L]
 h_0 = carga hidráulica inicial [L]
 H = elevação da superfície livre do rio [L]
 K = condutividade hidráulica do aquífero [L/T]
 K_h = condutividade hidráulica horizontal [L/T]
 K_v = condutividade hidráulica vertical [L/T]
 K' = condutividade hidráulica do aquífero [L/T]
 K'' = condutividade hidráulica do material do leito do rio [L/T]
 K_0 = função Bessel do segundo tipo de ordem zero
 L' = fator de drenança [T^{-1}]
 L = menor distância entre o poço e a margem do rio [L]
 L'' = trecho do rio (definido no *MODFLOW*) [L]
 ℓ = perímetro molhado [L]
 m' = espessura do leito do rio [L]
 M = espessura do leito do rio (definido no *MODFLOW*) [L]
 n_{ef} = porosidade efetiva
 q = componente vertical da vazão específica [L/T]
 ΔQ = depleção total do fluxo do rio [L^3/T]
 Q_i = infiltração induzida do rio [L^3/T]

Q_b = redução do fluxo de base [L^3/T]
 Q_s = depleção do armazenamento do aquífero [L^3/T]
 Q_w = taxa de fluxo do poço ou taxa de bombeamento [L^3/T]
 r = coordenada radial [L]
 r_w = raio do poço [L]
 R' = raio de influência do poço [L]
 R = recarga [L/T]
 s = rebaixamento do aquífero bombeado [L]
 s_R = rebaixamento no limite do cone de rebaixamento [L]
 S = coeficiente de armazenamento
 S_s = armazenamento específico [L^{-1}]
 S_y = rendimento específico
 t = tempo [T]
 T = transmissividade [L^2/T]
 V = volume [L^3]
 W = largura do rio (definido no *MODFLOW*) [L]
 $W(u)$ = função do poço (Theis) para aquífero confinado
 $W(u, r/B)$ = função do poço (Hantush) para aquífero semi-confinado
 $W(u_A, u_B, r/D)$ = função do poço (Boulton) para aquífero não-confinado
 u = variável de integração
 u_R = variável definida no limite do cone de rebaixamento
 x = coordenada horizontal [L]
 y = coordenada horizontal [L]
 z = coordenada vertical [L]
 α = índice de retardação de Boulton [T^{-1}]
 α' = difusividade hidráulica do aquífero [L^2/T]
 δ = função delta de Dirac
 θ = variável de integração
 λ = coeficiente de resistência do leito do rio [L/T]

Modelagem de Fluxo Subterrâneo com Vistas à Depleção do Rio como Efeito do Bombeamento Extremo em uma Área de Estudo Situada no Oeste Baiano

José Leonardo Ferreira da Cruz

RESUMO

O presente trabalho apresenta simulações numéricas de modelos de depleção do sistema rio-aquífero para administração e concessão de outorgas das águas subterrâneas. Para alcançar estes objetivos técnicas de modelagem numérica são aplicadas para analisar a depleção de fluxo de rio a qual é causada por um poço instalado numa distância de um rio.

A primeira parte deste estudo utiliza um modelo hipotético e simples e calcula as respectivas taxas de infiltração induzida do rio e de fluxo de base sob a variação dos diversos parâmetros geométricos e hidrogeológicos do sistema rio-aquífero em que ambos contribuem para a depleção total do fluxo de rio. Os resultados das simulações realizadas sugerem que o impacto da infiltração induzida do rio é mais curto que daquele do fluxo de base. Os efeitos residuais que ocorrem depois do desligamento da bomba e que são também analisados neste modelo podem continuar a serem efetivos ainda por bastante tempo.

Na segunda parte são aplicados os conhecimentos adquiridos nas simulações hipotéticas em um caso real (aquífero arenito de Urucuia localizado no oeste do estado da Bahia). Este estudo posterior calcula tanto a componente de infiltração induzida como o fluxo de base para o aquífero Urucuia com rios pertencentes ao mesmo.

Com base nos dados hidrogeológicos determinados por alguns testes de poço e de aquífero realizados no ano de 2003 pela Superintendência de Recursos Hídricos da Bahia (SRH-Bahia), a área de estudo é simulada (Fazenda Campo Aberto) sob diferentes gradientes hidráulicos e diversos esquemas de bombeamento e longa duração.

O presente trabalho ajuda entender melhor a complexa interação hidrológica do sistema rio-aquífero em áreas onde qualidade e quantidade da água subterrânea é em questão e providencia informações importantes para o plano de gerenciamento e gestão dos recursos hídricos.

Ground Water Modeling in View of River Depletion as an Extreme Pumping Effect in a Study Area located in Western Bahia State

José Leonardo Ferreira da Cruz

ABSTRACT

This present work presents numerical simulations of stream-aquifer depletion models for groundwater rights administration and decisions. To achieve these objectives numerical modeling techniques are used to analyze streamflow depletion which are generated by a pumping well located at a given distance from the river.

The first part of the study uses a simple hypothetical stream-aquifer model under varying geometrical and hydrogeological parameters of the stream-aquifer system and calculates the induced stream infiltration and reduced baseflow rates, respectively, which both contribute to total streamflow depletion. The simulation results suggest that the induced infiltration has a shorter term impact on streamflow while the reduced baseflow shows a longer term effect.

The residual effects in the postpumping period which can last very long are also studied in this model.

Based on the knowledges of the hypothetical model the second part of the study calculates the both depletion flow components for a real sandstone aquifer (Urucuia aquifer located in the western part of Bahia state) with its hydraulically connected streams. Known the hydraulic parameters determined from well and aquifer tests done by the water agency of Bahia state in 2003, the selected study area (Fazenda Campo Aberto) is simulated for different hydraulic gradients under varying well pumping scheme and long term pumping periods.

The present work helps in understanding the hydrologic interactions between stream and aquifer for areas where groundwater quantity and quality are a concern and provides useful information to the development of water resource management plan.

1. INTRODUÇÃO

A água subterrânea é um dos principais recursos de água do planeta. Ela tem sido a principal fonte de água doce para muitos municípios, indústrias, e para a irrigação. Em virtude das águas superficiais serem visíveis, muitos acreditam que fontes de água como rios, barragens e lagos são a maior fonte de atendimento das necessidades hídricas da humanidade. Na verdade, aproximadamente 97% da água doce disponível no planeta estão localizados no subsolo, deste modo, apenas cerca de 3% da água potável disponível na Terra provém das reservas de água superficial.

Em regiões áridas e semi-áridas do mundo, a água subterrânea tem sido usada extensivamente para a irrigação. Investigações indicam que as retiradas de água subterrânea para a irrigação aumentaram tremendamente nas duas últimas décadas e continuarão crescendo no futuro. Quando as retiradas ocorrem a partir de um aquífero que é hidráulicamente conectado as características da água superficial, a água removida a partir do aquífero para irrigar as plantações reduz o fluxo disponível para manter os espaços vitais em rios, lagos, e terrenos alagados.

Vazões a partir de um poço de bombeamento em um aquífero que é hidráulicamente conectado a um rio consistem da água removida a partir do armazenamento do aquífero, como também da água infiltrada a partir da parcial penetração do rio no aquífero. A parcela da vazão do poço derivada a partir do rio reduz o fluxo do mesmo. Isto pode ocorrer tanto como uma redução do fluxo de água subterrânea para o rio (redução do fluxo de base do rio) como um aumento do fluxo a partir do rio para o aquífero (infiltração induzida do rio). A soma destas duas parcelas, redução do fluxo de base e infiltração induzida é comumente chamada de depleção total de um rio, sendo bastante importante principalmente para pequenos rios. Esta taxa de depleção é também chamada de retirada e frequentemente afeta adversamente a quantidade e a qualidade da água em rios durante os períodos de estiagem.

Conflitos têm ocorrido entre grupos de usuários de água subterrânea e água superficial; conseqüentemente o desenvolvimento de um projeto de uso conjunto da água se torna importante. Deste modo, é essencial determinar esta retirada através da outorga dos recursos hídricos para que haja um adequado gerenciamento sobre os direitos de uso da água dos sistemas rio-aquífero. Para a determinação desta taxa de depleção pode-se usar tanto modelos analíticos como numéricos, sendo estes os mais usados em sistemas rio-aquífero, em virtude destes sistemas apresentarem grande complexidade hidrogeológica.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Várias soluções analíticas que descrevem as taxas de depleção do rio e volume d'água retirado durante um período de bombeamento têm sido desenvolvidas. Theis (1941) usou o *método das imagens* para obter a solução para um poço ao lado de um rio longo, retilíneo, completamente penetrante com uma conexão hidráulica perfeita para um aquífero semi-infinito. Glover e Balmer (1954) reescreveram a solução integral obtida por Theis por uma função de erro complementar, e a solução de Theis é agora comumente chamada como a *solução de Glover-Balmer*. Hantush (1965) obteve uma solução para o mesmo aquífero semi-infinito quando o leito do rio estava forrado com material semipermeável. Jenkins (1968) usou superposição e translação de tempo com a solução de Glover-Balmer para obter soluções para horários de bombeamento intermitentes. Além disso, ele descreveu os impactos residuais depois da parada do bombeamento e brevemente discutiu o bombeamento não-uniforme. Wallace et al. (1990) desenvolveram uma solução analítica para a taxa de depleção do rio e volume d'água retirado causados por bombeamento cíclico de poços próximos a rio completamente penetrante com leito permeável.

Spalding e Khaleel (1991) e Sophocleous et al. (1995) usaram modelos numéricos para avaliar o resultado de suposições simplificadas que foram usadas para obter as soluções de Glover-Balmer e de Hantush.

Representação mais realística do sistema rio-aquífero incorporou a parcial penetração do rio e pequena largura (até zero) desenvolvida por Hunt (1999) e com uma finita largura do rio por Zlotnik & Huang (1999); Zlotnik et al. (1999); Butler et al., (2001). Em contraste com Hantush (1965), estes autores também consideraram os efeitos da parcial penetração do rio. Darama (2001) desenvolveu uma solução analítica para depleção do rio através de bombeamento cíclico não-uniforme de poços perto de um rio parcialmente penetrante com leito semipermeável.

Como as estimativas de depleção do rio são dependentes do modelo, vários estudos numéricos avaliaram a sensibilidade dos parâmetros e o impacto de várias suposições, as quais são muito provavelmente violadas sob condições reais, incluindo estudos numéricos feitos por Spalding & Khaleel (1991); Sophocleous et al. (1995); Conrad & Beljin (1996); Christensen (2000) e Butler et al. (2001). Estes fatores são listados em ordem decrescente de importância como segue: (1) condutância do leito do rio; (2) grau de penetração do aquífero pelo rio; (3) horizontal fluxo de água subterrânea (suposição de Dupuit); (4) uniformidade do aquífero; (5) grau de penetração do aquífero pelo poço de bombeamento.

Todos estes estudos assumiram que não havia nenhum gradiente hidráulico entre o rio e aquífero antes do bombeamento da água subterrânea e, assim, toda a depleção é a partir do rio. Para um *rio efluente* (rio “alimentado” por aquífero subterrâneo, $\Delta h > 0$) parcialmente penetrante, o bombeamento de água subterrânea perto do mesmo, pode reduzir o fluxo de base que descarregaria para o rio, e o bombeamento induziria a infiltração do rio para o aquífero quando um suficientemente longo bombeamento gerasse uma reversão de gradiente hidráulico a partir do rio para o aquífero. Wilson (1993) demonstrou que uma análise separada das duas componentes da depleção é particularmente importante para áreas onde a qualidade da água é assunto preocupante. A solução de Wilson (1993), porém, é somente boa para regime de fluxo estacionário.

Chen (2003) desenvolveu uma solução analítica do sistema rio-aquífero mais realístico baseada na solução de Theis (1941), e Chen e Yin (2004) uma solução semi-analítica baseada na solução de Hunt (1999) para calcular a depleção do rio e a redução do fluxo de base separadamente.

Infelizmente, experimentos de campo que poderiam ser utilizados na avaliação de vários modelos são raros. Sophocleous et al. (1988) estudaram um sistema bi-aquífero onde uma camada de argila relativamente contínua separava dois aquíferos interconectados. O poço de bombeamento estava localizado no aquífero mais baixo, e o rio com penetração rasa estava no aquífero superior. Recentemente, Hunt et al., (2001) executaram um teste de bombeamento ao longo de um rio pequeno do tipo dreno com uma baixa taxa de fluxo. Nyholm et al. (2002) apresentaram resultados de um estudo de campo de uma bacia completada com análise numérica. Embora, somente poucos resultados são mostrados a partir da aplicação de modelos analíticos, Nyholm et al. (2002) observam que estes modelos tendem a superestimar a depleção do rio.

3. OBJETIVOS

O objetivo deste estudo é investigar através de simulações numéricas a viabilidade da identificação de parâmetros hidrogeológicos do aquífero e dos rios, e a predição da depleção do rio sob condições de bombeamento de longa duração na época de irrigação. Neste estudo, dá-se ênfase nos seguintes aspectos:

1. Simulações numéricas para um sistema rio-aquífero-poço de complexidade hidrogeológica crescente e comparar os resultados com a solução analítica de modelos simplificados de Theis-Glover e de Hantush comumente usada na gestão dos recursos hídricos

2. Análises detalhadas das taxas de redução do fluxo de base e infiltração induzida do rio para o sistema rio-aquífero onde o nível d'água, gradiente hidráulico no aquífero, condutância do leito rio, distâncias entre o poço de bombeamento e rio, declividade do nível do lençol freático, parâmetros hidrogeológicos do aquífero, taxa de recarga superficial do aquífero, e efeitos residuais causados através da programação de bombeamento intermitente são variáveis nos modelos numéricos aplicados;
3. Aplicação dos estudos de simulação realizados nos itens 1 e 2 em um caso real no oeste do estado da Bahia. Será tentado numa análise compreensiva avaliar quantitativamente o efeito do super-bombeamento numa área agrícola localizada no aquífero Urucua na porção oeste do estado da Bahia, que é cercada por rios e fortemente irrigada por numerosos poços de alta retirada, através do modelo numérico com base nos dados hidrodinâmicos obtidos pelos vários testes de bombeamento executados entre os anos de 2001 e 2003.
4. Recomendações à Superintendência de Recursos Hídricos da Bahia em Salvador (SRH) no sentido de avaliar o caráter integrado dos recursos hídricos e seus efeitos como a retirada de água subterrânea sobre a disponibilidade de água superficial na outorga adequada na região oeste da Bahia.

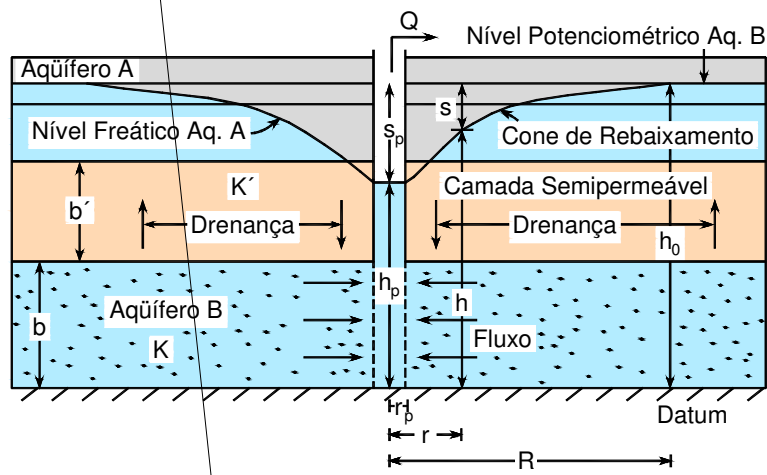
Este presente estudo genérico de modelagem numérica dos modelos rio-aquífero é utilizado para analisar a depleção total do rio em forma de taxas de depleção e volumes de depleção. O foco das análises está nas soluções numéricas que podem ser usadas para avaliar a infiltração induzida do rio e a redução do fluxo de base geradas através do bombeamento da água subterrânea para o caso de rios efluentes. As características transientes das duas componentes da depleção total do rio, redução do fluxo de base e infiltração induzida do rio, são avaliadas separadamente através do uso do programa de diferenças finitas para modelagem do fluxo de água subterrânea *MODFLOW* (McDonald & Harbaugh, 1988) junto com sua acompanhante a calculadora do balanço hídrico a qual calcula principalmente termos de fluxo de armazenamento do aquífero e drenança do rio.

As simulações realizadas foram feitas para 90 até 180 dias de bombeamento que correspondem ao período da irrigação. Posteriormente as componentes da depleção total do rio devem ser avaliadas para um período de pós-bombeamento de 275 até 185 dias e, deste modo, os efeitos residuais devem ser estudados após o término do bombeamento contínuo.

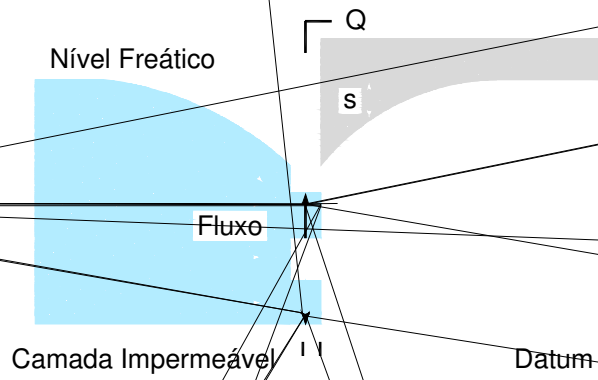
OS DE HID

capítulo é un
tudo os livr
e Tild, 195
s outros não
dro eologia
nti des sig

clificação
á a subter
ifi n-se en
er *confinada*
e qual a
at sférica
-c nante.
r *emi-con*
er uma de
ío le água
no e (*Lea*
r *ão-con*
e é uma
o pressão



b)



Uma situação semelhante é o fluxo radial para um único poço totalmente penetrante em um aquífero homogêneo, isotrópico e de extensão horizontal infinita com base horizontal e nível piezométrico também horizontal. O *fluxo radial* para um poço perfeito é descrito pela seguinte equação parcial:

$$\frac{T}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial h}{\partial r} \right) = T \left(\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} \right) = S \frac{\partial h}{\partial t}; \text{ com } r = \sqrt{x^2 + y^2}, h = h(t, r) \text{ e } r > 0 \quad (4.2)$$

A equação (4.2) é usualmente reescrita para o *rebaixamento* $s(r, t)$ com respeito a uma *carga hidráulica inicial* h_0 , de forma que $s(t, r) = h_0 - h(t, r)$.

$$T \left(\frac{\partial^2 s}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial s}{\partial r} \right) = S \frac{\partial s}{\partial t} \quad \text{para } (0 < r < \infty, \quad 0 < t < \infty) \quad (4.3)$$

Para uma taxa de retirada constante Q_w começando no tempo $t = 0$, as condições de contorno e iniciais são determinadas por:

$$s(t, r = \infty) = 0 \quad \text{para } (0 < r < \infty) \quad (4.4a)$$

$$s(t, r) = 0 \quad \text{para } (0 < t < \infty) \quad (4.4b)$$

$$\left(2\pi T \frac{\partial s}{\partial r} \right) \Big|_{r=0} = 0 \quad \text{para } (0 < t < \infty) \quad (4.4c)$$

A equação (4.4a) requer que o rebaixamento no aquífero bombeado desapareça para uma distância infinita medida a partir do poço de bombeamento. A equação (4.4b) requer que o rebaixamento no aquífero bombeado desapareça em um infinito tempo de bombeamento. A equação (4.4c) requer que o fluxo infiltrado para dentro do poço seja igual à abstração ao longo de todo o tempo de bombeamento. A solução é a conhecida *fórmula de Theis* (1935), que possui a seguinte forma:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^\infty \exp(-u) \frac{du}{u} = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad (4.5)$$

onde:

$$W(u) = E_1 = \int_u^\infty \exp(-u) \frac{du}{u} \text{ é a função de Theis com o parâmetro } u = \frac{Sr^2}{4Tt} \quad (4.6)$$

o qual é adimensional e recíproco ao tempo t .

A função do poço $W(u)$ pode ser desenvolvida em uma série, a partir da qual pode ser calculada para todos os propósitos práticos a partir da seguinte série:

$$W(u) = -\ln(u) - 0.57721 - \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^n u^n}{(n)(n!)} \approx -0.5772 - \ln(u) - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \frac{u^4}{4 \cdot 4!} + \dots \quad (4.7)$$

No regime de fluxo estacionário não existe solução para o aquífero infinito, situação descrita anteriormente. Como, porém, para elevados tempos t o cone de depressão formado ao redor do poço sofrerá mudanças lentamente, um aproximado estado estacionário pode ser derivado a partir da equação (4.5). Para um tempo t elevado em uma distância fixa r a variável u torna-se um baixo valor. Se $u < 0,01 - 0,05$, então é suficiente usar apenas os primeiros dois termos da equação (4.7). A partir destes dois termos chegasse à equação (Cooper e Jacob, 1946):

$$s(t, r) = \frac{Q}{4\pi T} (-0.5772 - \ln(u)) = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{0,561468}{\frac{r^2 S}{4Tt}} = \frac{Q}{2\pi T} \ln \left(\frac{R'}{r} \right) \quad (4.8)$$

com $R' = \sqrt{2.25(Tt/S)}$

onde R' é o *raio de influência* além do qual o rebaixamento, s , é zero. Tornando-se R' constante, obtém-se uma solução para um regime de fluxo praticamente estacionário.

Se há uma recarga uniformemente distribuída $q > 0$, uma solução para um verdadeiro regime de fluxo estacionário existe:

$$s(t, r) = \frac{Q}{2\pi T} \ln \left(\frac{R'}{r} \right) + \frac{(R'^2 - r^2)q}{4T} \quad \text{com } R' = \sqrt{Q/(\pi q)} \quad (4.9)$$

A equação (4.8) pode também ser usada no aquífero freático contanto que o rebaixamento permaneça pequeno em relação à espessura do aquífero. Uma melhor aproximação é possível se o rebaixamento observado, s , é corrigido de forma que (Jacob, 1944):

$$s' = s - \frac{s^2}{2h_0} \quad (4.10)$$

Para aproveitar esta transformação (Eq. 4.10), deve-se usar a equação de fluxo para o poço em *coordenadas radiais* para o aquífero freático.

$$K \left(\frac{\partial^2 h^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h^2}{\partial r} \right) = 2S_y \frac{\partial h}{\partial t} \quad (4.11)$$

A equação (4.11) é não-linear. É assumido que a base horizontal do aquífero está na elevação zero. Deste modo, a superfície da água subterrânea indica ao mesmo tempo a espessura do fluxo saturado. O coeficiente de *rendimento específico*, S_y , substitui o coeficiente de armazenamento, S . Substituindo $h = h_0 - s$ na equação (4.11) e usando as seguintes relações, temos:

$$T' = K \cdot h_0 \quad (4.12a)$$

$$S' = \frac{S_y h_0}{h_0 - s} \quad (4.12b)$$

$$s' = s - \frac{s^2}{2h_0} = \frac{h_0^2 - h^2}{2h_0} \quad (4.12c)$$

pode-se então reescrever a equação (4.11), como:

$$T' \left(\frac{\partial^2 s'}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial s'}{\partial r} \right) = S' \frac{\partial s'}{\partial t} \quad (4.13)$$

Esta equação é análoga à equação (4.3) quando se assume que o armazenamento aparente, S' , é aproximadamente constante (ou seja $s \ll h_0$). A solução passa a ser então:

$$s' = \frac{Q}{4\pi T} W \left(\frac{S' r^2}{4Tt} \right) \quad (4.14)$$

multiplicando por $2h_0$ e aproximando a função do poço através dos dois primeiros termos da sua série expansão (Eq. 4.7), obtém-se finalmente:

$$s'2h_0 = h_0^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi K} \ln\left(\frac{R'}{r}\right) \quad \text{com } R' = \sqrt{2.25(Kh_0t/S_y)} \quad (4.15)$$

Um regime de fluxo praticamente estacionário é obtido através da escolha de um valor constante para R' em um elevado tempo t .

O caso de um único poço em um aquífero homogêneo, semi-confinado de extensão infinita também pode ser resolvido analiticamente.

$$T\left(\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r}\right) = S \frac{\partial h}{\partial t} + L(h_0 - h) \quad (4.16)$$

O segundo termo do lado direito da equação (4.16) representa a taxa da infiltração vertical para o aquífero através de uma ou ambas as camadas limitantes semipermeáveis definidas pelo *fator de drenança*, L' , que é dado pelo quociente da *condutividade hidráulica vertical*, K' e a *espessura*, b' , da camada semipermeável.

$$L = \frac{1}{c} = \frac{K'}{b'} \quad (4.17a)$$

onde c é o chamado *coeficiente de resistência hidráulica* da camada confinante:

$$c = \frac{b'}{K'} \quad (4.17b)$$

H é agora a carga hidráulica num aquífero sobreposto e/ou sotoposto e, ao mesmo tempo, a carga inicial num aquífero principal.

A solução da equação (4.16) de um aquífero semi-confinado sob condições de contorno (Eqs. 4.4a – 4.4c) foi determinada por Hantush (1956) assumindo duas suposições adicionais bem restritivas que (1) a carga hidráulica do aquífero sobreposto e não-bombeado fica constante durante o bombeamento (condição de contorno de potencial fixo), e (2) a taxa de drenança vertical ao aquífero bombeado é proporcional ao gradiente hidráulico através do aquífero drenante, que significa que o coeficiente de armazenamento do aquífero é igual a zero durante o bombeamento em regime transitório.

$$s(t, r) = h_0 - h(t, r) = \frac{Q}{4\pi T} W\left(u, \frac{r}{B}\right) \quad (4.18)$$

sendo

$$W\left(u, \frac{r}{B}\right) = \int_u^\infty \frac{1}{u} \exp\left(-u - \frac{r^2}{4B^2u}\right) du \quad (4.19)$$

a função do aquífero drenante ou, também conhecida como a função de Hantush dos dois parâmetros adimensionais $u = \frac{r^2 S}{4Tt}$ e $\frac{r}{B} = r \sqrt{\frac{K'}{Tb'}}$.

A Fig. 4.2 apresenta a plotagem da função de Hantush versus $1/u$ para diversos valores de r/B . Se o aquífero é impermeável, isto é, se $K' = 0$, então $r/B = 0$, e a solução de Hantush torna-se a solução de Theis.

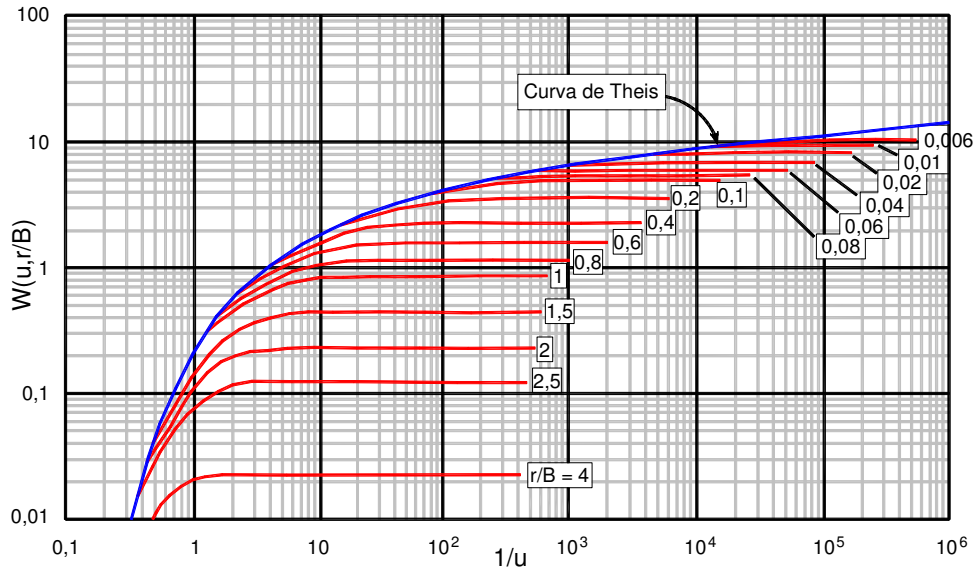


Figura 4. 2 – Curvas-padrão para diferentes valores de r/B para o aquífero semi-confinado (drenante). As curvas são plotadas usando a equação (4.19) de Hantush (1956). O valor $r/B = 0$ representa a curva-padrão de Theis (1935) para o aquífero confinado (Fonte: Kresic, 1997).

Uma solução para um regime de fluxo verdadeiramente estacionário existe, e ela é obtida a partir da equação (4.18), tomando o limite $t \rightarrow \infty$.

$$s = \frac{Q}{2\pi T} K_0\left(\frac{r}{B}\right) \quad (4.20)$$

onde K_0 é a função de Bessel do segundo tipo de ordem zero.

A resposta do aquífero não-confinado ou freático ao poço de bombeamento é normalmente considerada diferente da resposta do aquífero confinado. Uma suposição de Theis na derivação da equação do poço é que a água é retirada a partir do armazenamento instantaneamente com uma diminuição na carga hidráulica. Esta suposição não é aceita para a maioria dos aquíferos não-confinados devido a um atraso na liberação de água a partir do armazenamento. Este retardamento é causado através da lenta drenagem gravitacional através dos poros do aquífero dentro do cone de depressão e acima da superfície de carga hidráulica, especialmente no início do bombeamento. Como resultado, o coeficiente de armazenamento determinado a partir de dados do início do rebaixamento e usando a (inalterada) equação será subestimado. Um valor do rendimento específico mais realístico é obtido a partir dos dados do rebaixamento mais tardios quando o cone de depressão propaga-se e a drenagem gravitacional entra em equilíbrio com a influência do bombeamento. Quando os poros médios possuem uma alta porosidade efetiva, a resposta do aquífero irá ser menos atrasada e pode tornar-se similar à do aquífero confinado. Um gráfico log-log do rebaixamento em função do tempo indica três distintos segmentos como o resultado de uma resposta atrasada do aquífero (Fig. 4.3).

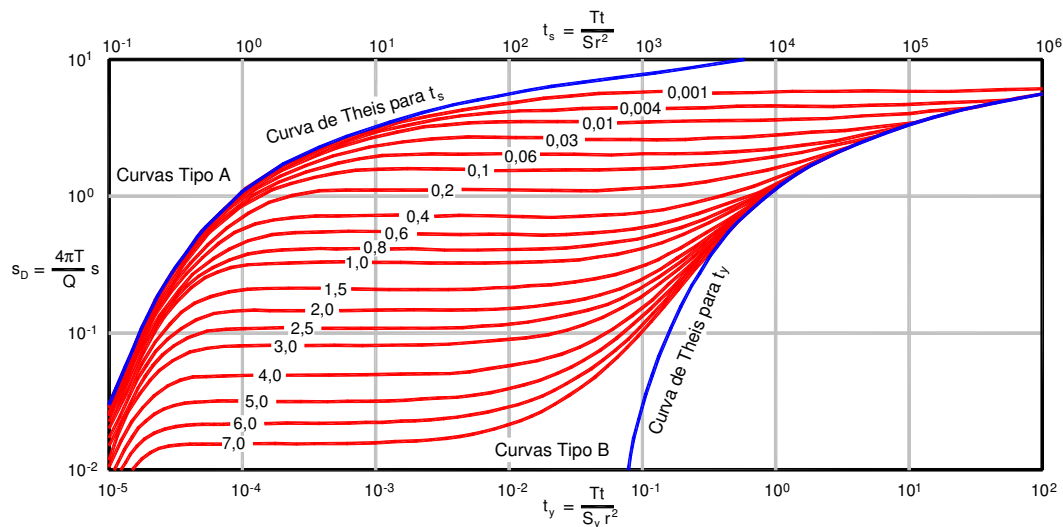


Figura 4. 3 – Curvas-padrão para diferentes valores de r/D para o aquífero não-confinado (Fonte: Kresic, 1997).

Boulton (1963) deduziu uma equação *integrodiferencial* que considera os três diferentes segmentos da curva de rebaixamento no aquífero não-confinado:

$$T \left(\frac{\partial^2 s}{\partial^2 r} + \frac{1}{r} \frac{\partial s}{\partial r} \right) = S \frac{\partial s}{\partial t} + \alpha S_y \int_0^t \frac{\partial s}{\partial t} \exp[-\alpha(t-\tau)] d\tau \quad (4.21)$$

onde o último termo do lado direito expressa a taxa da *drenança retardada* por área unitária no tempo t .

Na equação (4.21), $\alpha [T^{-1}]$ é a *constante empírica* e τ é o *incremento de tempo* ($\tau < t$). A solução qualitativa da complexa equação de Boulton é a seguinte:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W\left(u_A, u_B, \frac{r}{D}\right) \quad \text{com } u_A = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad \text{e} \quad u_B = \frac{r^2 S_y}{4Tt} \quad (4.22)$$

onde $W\left(u_A, u_B, \frac{r}{D}\right)$ é a *função de Boulton*.

1. Para tempos curtos (1º trecho da curva de rebaixamento mostrada na Fig. 4.3), o segmento logo no início mostra um rápido rebaixamento similar ao aquífero confinado. Quase todo o fornecimento de água para o poço vem a partir do armazenamento do aquífero na zona saturada. Não há água gravitacional acima da carga hidráulica dentro do cone de depressão, contudo o mesmo alcançou a zona saturada. O coeficiente de armazenamento, S , é próximo para um aquífero confinado.

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W\left(u_A, \frac{r}{D}\right) \quad \text{com } u_A = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (4.23)$$

O *fator de drenagem*, D , é dado pela seguinte expressão:

$$D = \sqrt{\frac{1}{\alpha} \frac{T}{S_y}} \quad (4.24)$$

onde $1/\alpha$ é o *índice de retardo de Boulton* [T] e S_y o *rendimento específico*.

2. Para tempos intermediários (2º trecho da curva de rebaixamento da Fig. 4.3), o segmento intermediário é uma curva plana a qual indica que a água gravitacional é alcançada na zona saturada.

$$s = \frac{Q}{2\pi T} K_0\left(\frac{r}{D}\right) \quad (4.25)$$

3. Para tempos longos de bombeamento (3º trecho da curva de rebaixamento da Fig. 4.3), o terceiro e último segmento representa um equilíbrio entre a drenagem da gravidade e o

$$s(t, x, y) = \sum_{i=1}^M s_i(t - t_i, r_i) \quad \text{com } r_i = \sqrt{(x - x_i)^2 + (y - y_i)^2} \quad (4.28)$$

onde s_i é o rebaixamento do único poço, (x_i, y_i) é o local do i -th poço e t_i o tempo de início da operação do poço com uma taxa de bombeamento constante Q_i . Para $t < t_i$ o rebaixamento do respectivo poço torna-se igual à zero.

Pode-se também superpor no tempo em um poço único. Dado um período de bombeamento em um poço, iniciando em t_i de intervalos de bombeamento e taxas de bombeamento Q_i , então o rebaixamento em um tempo t e local (x, y) para um aquífero confinado é determinado por:

$$s(t, r) = \frac{1}{4\pi T} \sum_{i=1}^L (Q_i - Q_{i-1}) \cdot W\left(\frac{Sr^2}{4T(t - t_i)}\right) \quad \text{com } Q_0 = 0 \text{ e } t_1 = 0 \quad (4.29)$$

O índice L indica o intervalo de início, $[t_L, t_{L+1}]$, em que o tempo t cai (Fig. 4.2).

Como a equação governante do aquífero freático é não-linear, superposições de rebaixamentos não são possíveis, a menos que se use uma aproximação linearizada. Com a equação (4.15) pode-se conseguir superpor com os respectivos quadrados da carga hidráulica h .

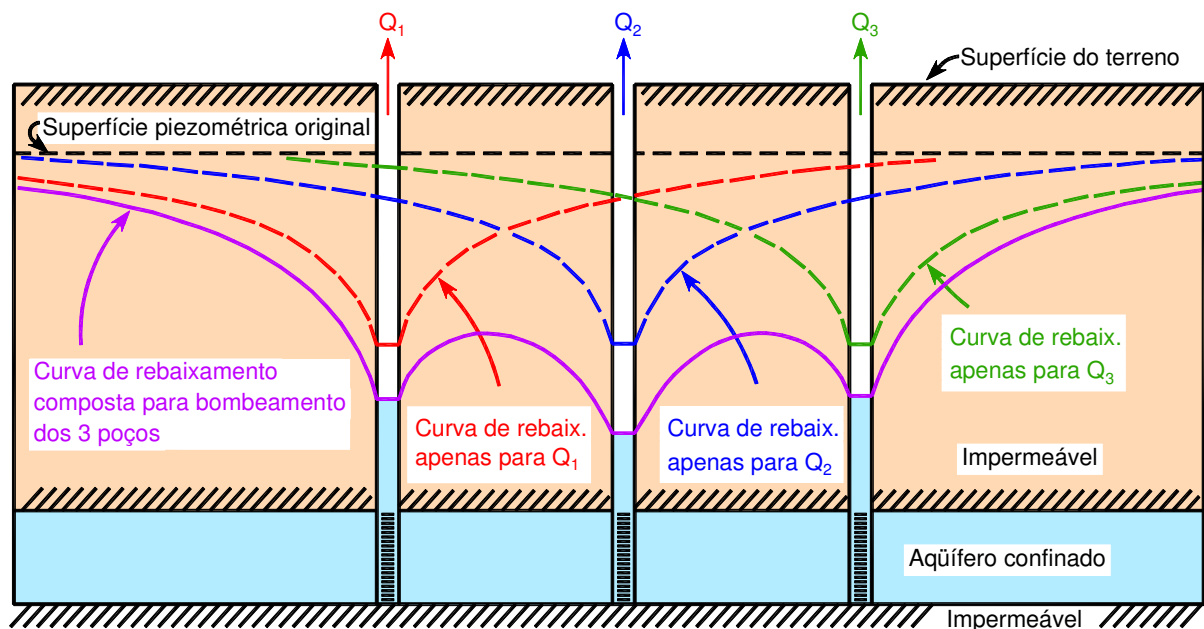


Figura 4. 4 – Curvas de rebaixamento individuais e compostas para três poços alinhados (Fonte: Todd 1959).

5. DEPLEÇÃO DO RIO

A água abstraída a partir de um poço localizado ao lado de um rio também remove o fluxo a partir deste em um processo conhecido como *depleção do rio* (*stream depletion*), seus efeitos são particularmente importantes em pequenos rios, onde engenheiros e hidrólogos podem necessitar destas informações para avaliar e controlar as conseqüências ambientais da depleção do rio. Se o bombeamento é executado por um longo período de tempo para que seja alcançado o regime de fluxo estacionário, então a depleção do rio e a abstração do poço tornam-se idênticas. Porém, a abstração do poço sempre excede a depleção do rio antes das condições de regime de fluxo estacionário serem alcançadas. Deste modo, soluções não estacionárias para este problema permitem aos gestores de recursos hídricos criarem programações de bombeamento de poços que possam reduzir os efeitos prejudiciais da depleção do rio a níveis aceitáveis.

Acima de um período de tempo suficientemente longo sob condições naturais, ou seja, antes do início do bombeamento, a *descarga*, D , de todo o aquífero iguala-se a *recarga*, R , em outras palavras $D = R$ (Fig. 5.1a – regime de fluxo estacionário, poço desligado).

Quando se inicia o bombeamento através do poço, a água é removida a partir do armazenamento na vizinhança enquanto o *cone de depressão* desenvolve-se (Fig. 5.1b – regime de fluxo transiente inicial, poço ligado). Deste modo, a taxa de bombeamento Q , é balanceada através da redução no armazenamento da água subterrânea, ou seja, $Q = \Delta S$.

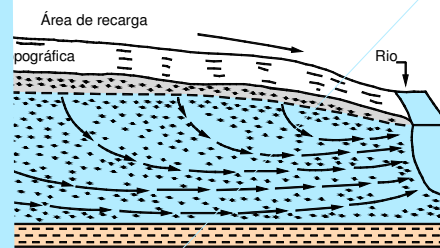
Theis (1941) apontou que a resposta de um aquífero para retiradas de água a partir de um poço depende dos seguintes fatores:

1. Da velocidade de expansão do cone de depressão causado pela taxa de bombeamento, a qual por sua vez depende da transmissividade e do coeficiente de armazenamento do aquífero;
2. Da distância à áreas em que a taxa de descarga de água do aquífero pode ser reduzida;
3. Da distância à áreas de recarga em que a taxa de recarga pode ser aumentada.

À medida que o cone de depressão expande-se a partir do poço de bombeamento, ele pode alcançar uma área onde a água está descarregando de um aquífero. O gradiente hidráulico será reduzido em direção à área de descarga, e a velocidade da descarga natural, ΔD , diminuirá e causará uma redução do fluxo de base do rio: $Q = \Delta S + \Delta D$ (Fig. 5.1c – regime de fluxo transiente avançado, poço ligado).

Se o poço em bombeamento está próximo ao rio ou se as retiradas de água são continuadas o suficiente por um longo período de tempo, a descarga da água subterrânea ao rio pode ser interrompida inteiramente na vizinhança do poço, e a água pode ser induzida a mover-se a partir

o uma infiltração induzida do rio. Ou seja, a tendência
ensivo bombeamento haja uma mudança das áreas de
e se o cone de depressão cessa sua expansão, a taxa de
a por uma redução na taxa de descarga natural, então
 ΔD , e (ou) por um aumento na taxa de recarga natural,
rio ΔR , de modo que $Q = \Delta D + \Delta R$ (Fig. 5.1d – regime



5.1 Depleção de Rio Totalmente Penetrante em Aquífero (Modelo Theis-Glover)

Considere um poço de bombeamento completamente penetrante próximo a um rio também totalmente penetrante o qual cruza o aquífero não-confinado ao longo de uma linha reta como mostrado na Fig. 5.2.

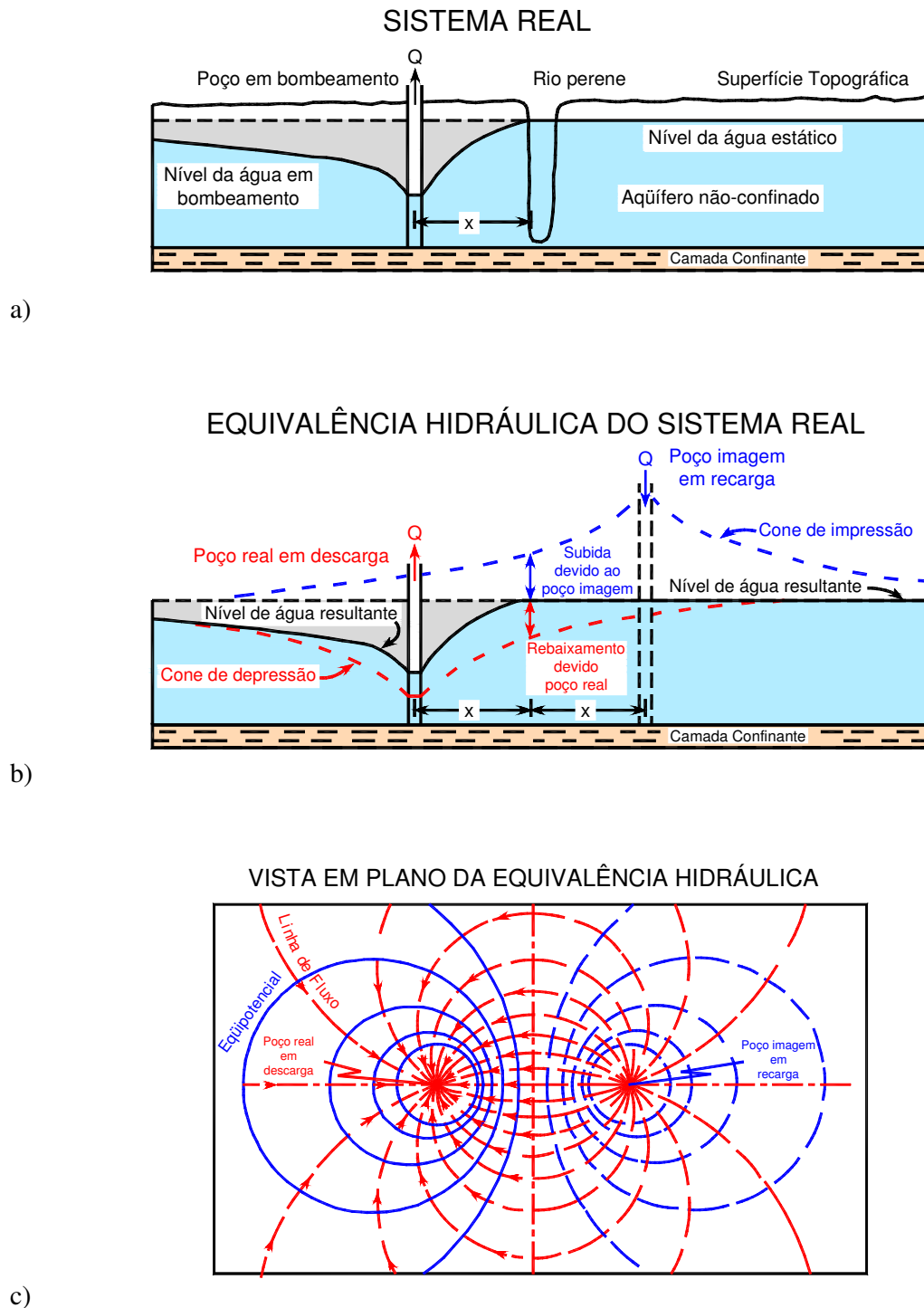


Figura 5. 2 – Representação esquemática do sistema rio-aquífero real (a) com poço de bombeamento instalado vizinho ao rio e sua equivalência hidráulica (b) em plano vertical e (c) em plano horizontal (Fonte: Heath, 1983).

O nível da água no rio é assumido constante. O fluxo para o poço não é radialmente simétrico devido ao fato de que a fonte da água bombeada é o rio no qual a carga hidráulica é constante. A solução é obtida substituindo o aquífero semi-infinito com o poço e a carga hidráulica constante do rio como fronteira do sistema por um sistema matematicamente equivalente composto de um aquífero infinito com um poço bombeado real (taxa de descarga $-Q_w$) localizado em $x = L$ e $y = 0$ com uma recarga imagem do poço (taxa de recarga $+Q_w$) localizado em $x = -L$ e $y = 0$. O rebaixamento em qualquer local no plano semi-infinito ($x \geq 0$) é calculado adicionando-se o rebaixamento devido ao poço bombeado real a subida devido ao poço imagem aplicando-se o princípio da superposição (Eqs. 4.25 e 4.26), sendo o resultado:

$$s(r) = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{r_I}{r_R} = \frac{Q}{2\pi T} \ln \left(\frac{(L+x)^2 + y^2}{(L-x)^2 + y^2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (5.1)$$

onde r_R e r_I são as distâncias a partir do *poço real de bombeamento* bombeado e o *poço imaginário de recarga* respectivamente em relação ao ponto $r(x,y)$ no qual o rebaixamento s é calculado.

Note que a equação (5.1) fornece $s = 0$ em todos os pontos dispostos sobre o contorno retilíneo do rio $x = 0$, e, conseqüentemente, simula apropriadamente o contorno de carga hidráulica constante ($h = h_0$) formado pelo rio. O rebaixamento no poço bombeado com um raio r_w é obtido fazendo $r = r_w$ e $r_I = 2L - r_w$ na equação (5.1) para se obter:

$$s = \frac{Q}{2\pi T} \ln \left(\frac{2L - r_w}{r_w} \right) = \frac{Q}{2\pi T} \ln \left(\frac{2L}{r_w} \right) \quad (5.2)$$

O procedimento acima é um exemplo do *método das imagens*. A expressão matemática para o fluxo não-estacionário causado pelo poço de bombeamento próximo a uma carga hidráulica constante (ou seja, um rio) ou contorno impermeável (ou seja, uma borda cristalina) pode ser obtida, da mesma maneira que para o caso do regime de fluxo estacionário.

O rebaixamento em qualquer distância r de um poço bombeado em um aquífero semi-infinito cortado por um longo e retilíneo rio, no qual o rebaixamento é zero, é determinado por:

$$s(r) = \frac{Q}{4\pi T} \left[W \left(\frac{r_R^2}{4\alpha t} \right) - W \left(\frac{r_I^2}{4\alpha t} \right) \right] \quad (5.3)$$

onde W é a *função do poço*, e $\alpha = T/S$ é denominada *difusividade hidráulica* do aquífero.

Claramente, o rebaixamento é $s(r) = 0$ no contorno do rio.

Um poço bombeando em um aquífero que é cortado por um rio deriva uma porção de sua descarga a partir do armazenamento do aquífero e outra parte a partir do fluxo induzido do rio. Para um pequeno tempo, praticamente toda a água bombeada é derivada a partir do armazenamento devido ao raio de influência efetivo ser menor do que a distância ao rio. Já para um grande tempo de bombeamento, o rebaixamento causado pelo bombeamento induz crescentemente um influxo maior a partir do rio, à medida que o raio de influência se expande. O rebaixamento após o regime de fluxo estacionário ter se estabilizado é determinado pela equação (5.1).

A descarga do rio para o aquífero, induzida pelo poço bombeado é determinada por:

$$\Delta Q = T \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\partial s}{\partial x} \Big|_{x=0} dy \quad (5.4)$$

no qual $\partial s / \partial x$ é calculado a partir da equação (5.3) e é determinado por:

$$\frac{\partial s}{\partial x} = \frac{Q}{4\pi T} \left[\frac{(L-x)}{r_R^2} \exp\left(-\frac{r_R^2}{4\alpha t}\right) + \frac{(L+x)}{r_I^2} \exp\left(-\frac{r_I^2}{4\alpha t}\right) \right] \quad (5.5)$$

Glover e Balmer (1954) deram a solução para a depleção do fluxo do rio ΔQ resultante a partir do bombeamento do poço com uma taxa constante, Q_w , e localizado em distância L perpendicular ao rio retilíneo ($x = 0$ e $y = L$) com $\alpha = T/S$.

$$\frac{\Delta Q}{Q_w} = \operatorname{erfc}\left(\frac{L}{\sqrt{4Tt/S}}\right) \quad (5.6)$$

onde $\operatorname{erfc}(x)$ representa a *função erro complementar* ($\operatorname{erfc}(x) = 1 - \operatorname{erf}(x)$) definida por:

$$= -\frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_0^x -y \, dy$$

Note-se que como o argumento para a *função de erro* $\text{erf}(x)$ (ou a função erro complementar $\text{erfc}(x)$) se torna pequeno (ou torna-se 1) para um grande tempo t a equação (5.6) prediz que a descarga, ΔQ , do rio para o aquífero aproxima-se da descarga do poço, Q_w .

A equação (5.6) também pode ser expressa através da função do poço $W(u)$ para um rio finito que se estende de $+y$ até $-y$ (Glover (1974)):

$$\frac{\Delta Q}{Q_w} = \frac{2L}{\pi} \int_0^y \frac{\exp(-u)}{y^2 + L^2} dy \quad (5.8)$$

onde $r = \sqrt{L^2 + y^2}$, $u = r^2 S / (4Tt)$ e $T = Kh_0$, sendo h_0 a carga hidráulica no local do rio ($x = 0$) e h_0 é assumido ser constante durante todo o período de bombeamento.

Para um regime de fluxo estacionário a condição é: ($t \rightarrow \infty$), $x = 0$ e assim $\exp(-x^2) = 1$. Deste modo, a equação (5.8) para a condição de regime de fluxo estacionário para um trecho finito do rio entre $+y$ até $-y$ se reduz a:

$$\frac{\Delta Q}{Q_w} = \frac{2}{\pi} \arctan\left(\frac{y}{L}\right) \quad (5.9)$$

enquanto a solução da equação (5.6) para um rio de trecho infinito aproxima-se ao valor 1.

Completa-se este capítulo ao destacar que a taxa de depleção do rio para um tempo t' após a parada do bombeamento é chamada de *depleção residual* e foi dada por Jenkins (1968) pela seguinte expressão:

$$\frac{\Delta Q}{Q_w} = \text{erfc}\left(\frac{L}{\sqrt{4T(t+t')/S}}\right) - \text{erfc}\left(\frac{L}{\sqrt{4Tt'/S}}\right) \quad (5.10)$$

As principais suposições assumidas na teoria da depleção total do fluxo do rio, provocada pelo bombeamento de um poço são as seguintes:

1. A transmissividade do aquífero é constante tanto no espaço como no tempo.
2. O nível do rio permanece constante no espaço e no tempo.
3. O rio e o aquífero estão inicialmente em equilíbrio hidráulico (ou seja, $\Delta h = 0$ antes do início do bombeamento).

4. O rio possui um contorno retilíneo e penetra totalmente o aquífero.
5. O leito do rio possui uma conexão hidráulica perfeita com o aquífero.
6. O aquífero é homogêneo, isotrópico e semi-infinito em extensão superficial, e está assente sobre uma base horizontal e impermeável.
7. A água é liberada instantaneamente a partir do armazenamento do aquífero.
8. Não há recarga superficial para o aquífero, de modo que a superfície d'água é inicialmente horizontal.
9. O poço penetra o aquífero completamente, é perfeitamente eficiente, e bombeia com uma taxa constante.
10. A temperatura da água do rio é constante e seu valor é o mesmo da temperatura da água do aquífero.

Na Fig. 5.3 é mostrado um gráfico obtido a partir das suposições feitas no modelo de Theis-Glover (Eq. 5.6 e Fig. 5.4a) para que seja possível uma análise da depleção de um rio provocada pelo bombeamento de um poço.

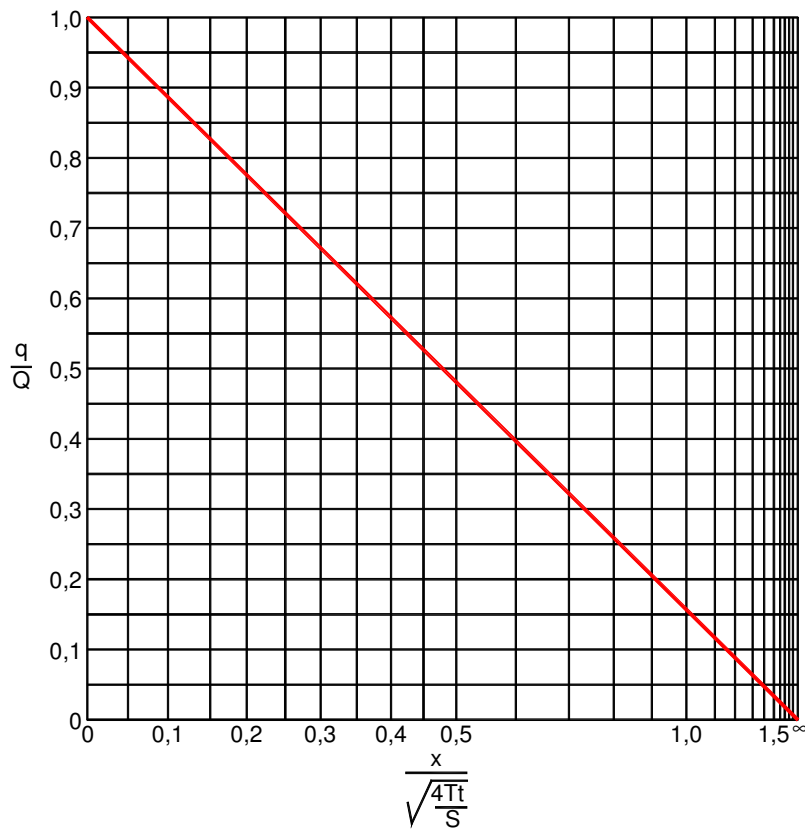


Figura 5. 3 – Nomograma de análise de depleção do fluxo do rio provocada pelo poço, baseado no modelo Theis-Glover (U.S. Department of the Interior, 1981).

Se o *modelo de Theis-Glover* for modificado de modo que o leito do rio seja semipermeável (Fig. 5.4b), e impeça assim o movimento da água, então a taxa de depleção durante o período de bombeamento pode então ser obtida por Hantush (1965):

$$\frac{\Delta Q}{Q_w} = \operatorname{erfc}\left(\sqrt{\frac{SL^2}{4Tt}}\right) - \exp\left(\frac{Tt}{SB^2} + \frac{L}{B}\right) \operatorname{erfc}\left(\sqrt{\frac{Tt}{SB^2}} + \sqrt{\frac{SL^2}{4Tt}}\right) \quad (5.11)$$

onde B é o *coeficiente de drenança do rio* ou coeficiente de restrição de fluxo através do leito do rio ou também conhecido como *coeficiente de retardação de Hantush*, que tem como dimensão o comprimento [L] e é definido como uma combinação da permeabilidade do aquífero, K , a permeabilidade do leito do rio, K'' , e a espessura do leito do rio, b' .

$$B = \frac{K}{K''} b' \quad (5.12)$$

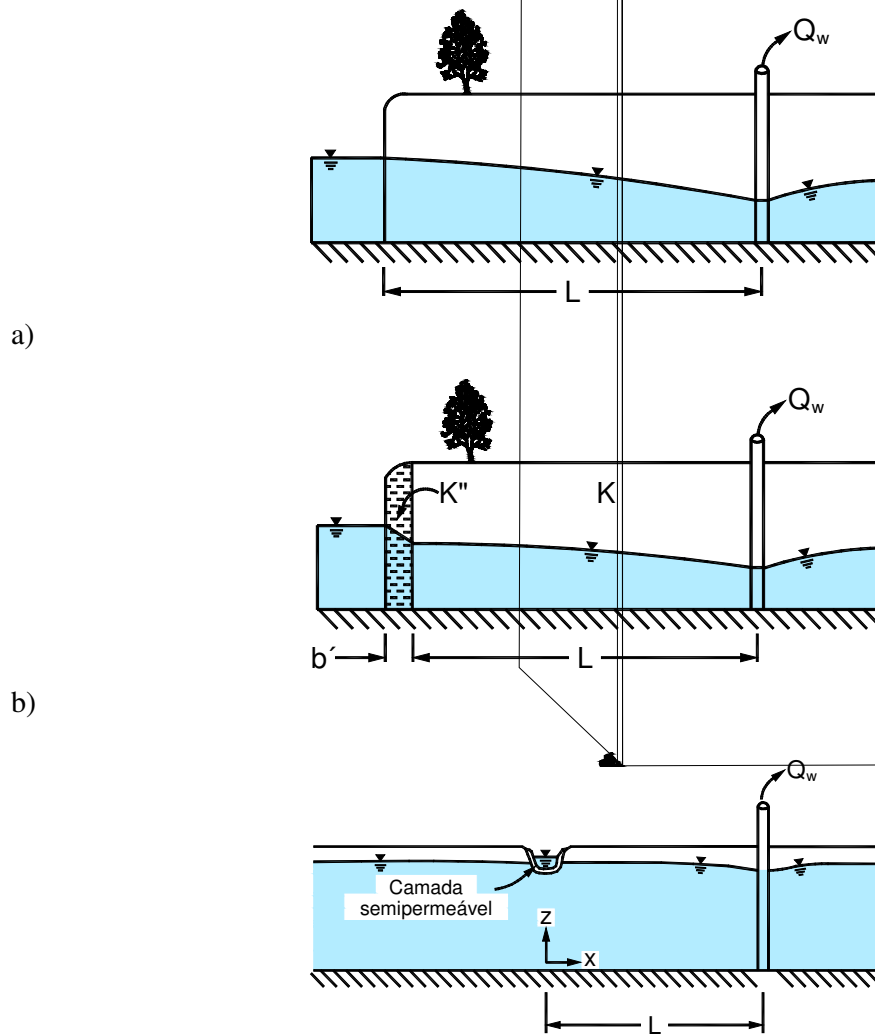
A suposição de transmissividade do aquífero constante (suposição 1) implica que o rebaixamento é desprezível comparado com a espessura saturada do aquífero. A suposição 4 de penetração total do rio no aquífero implica que o fluxo de drenança ao rio é horizontal, e deste modo não ocorre fluxo vertical. A suposição 5 de conexão hidráulica perfeita entre o rio e o aquífero, implica que não há resistência de fluxo adicional causado pela deposição de sedimentos finos no leito do rio. Tal “entupimento” da camada, porém, diminuiria a condutividade hidráulica do leito do rio em relação ao material constituinte do aquífero. Como será mostrado mais adiante neste estudo (capítulo 7.1 – Efeitos da Variação da Condutância Unitária do Leito do Rio), o impacto desta aproximação pode ser significativo tanto em relação à determinação da depleção total do rio como em relação a suas componentes, a redução do fluxo de base e a infiltração induzida do rio.

Estas idealizações do sistema rio-aquífero são necessárias para obter soluções analíticas, porém, um sistema rio-aquífero típico real consiste de um rio largo, de largura e penetração variável, transportando a água através de depósitos geológicos de natureza heterogênea.

Para poder representar razoavelmente as condições reais de um aquífero neste estudo empregou-se o bem estabelecido modelo de fluxo de água subterrânea (*MODFLOW* – McDonald e Harbaugh, 1988) do *U.S. Geological Survey* para lidar com as complexas condições hidrogeológicas apresentadas pelo aquífero heterogêneo tridimensionalmente e de natureza anisotrópica.

5.2 Depleção de Rio Parcialmente Penetrante em Aquífero (Modelo Hunt)

Hunt (1999) obteve uma solução analítica para a depleção do rio, no caso de um poço de bombeamento localizado ao lado de um rio inserido em um aquífero de extensão infinita em todas as direções. O leito do rio penetra parcialmente o aquífero, e a distância entre o poço e o rio era o suficiente para permitir que o rio pudesse ser considerado matematicamente como um rio da largura zero (Fig. 5.4c).



$$T\left(\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2}\right) = S \frac{\partial h s}{\partial t} - q \quad (5.13)$$

onde q = descarga específica na superfície e é determinada por:

$$q = Q_w \delta(x-L)\delta(y) + \lambda \cdot (H - h)\delta(x) - R \quad (5.14)$$

onde δ é a *função delta de Dirac* (o primeiro termo por causa do poço pontual e o segundo termo por causa do rio se aproximando à largura de valor zero), Q_w a constante taxa de fluxo do poço, H a elevação da superfície livre do curso d'água, h a elevação do nível da água no aquífero, R a recarga específica a partir da chuva e/ou irrigação, e λ , chamado *coeficiente de resistência do leito*, é uma constante de proporcionalidade entre a taxa de fluxo de percolação por unidade de distância (na direção y) através do leito e a diferença entre rio e os níveis da água subterrânea em uma margem do rio, $x = 0$. Hunt (1999) definiu o parâmetro da drenança do leito do rio como:

$$\lambda = \lim_{\substack{W \rightarrow 0 \\ K''/b' \rightarrow \infty}} \frac{W}{b'} K'' \quad (5.15)$$

onde WK''/b' é a *condutância unitária* do leito do rio e W é a largura do rio.

Deste modo, a percolação total através do leito do rio é:

$$\Delta Q = \lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\varepsilon}^{\varepsilon} q dx dy = -\lambda \int_{-\infty}^{+\infty} [H - h(0, y, t)] dy \quad (5.16)$$

As equações (5.13 - 5.16) podem ser expressas mais adequadamente pelo rebaixamento, s , como nova variável dependente:

$$T\left(\frac{\partial^2 s}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 s}{\partial y^2}\right) = S \frac{\partial s}{\partial t} - Q_w \delta(x-L)\delta(y) + \lambda s \delta(x) \quad (5.17)$$

$$\Delta Q = \lambda \int_{-\infty}^{+\infty} s(0, y, t) dy \quad (5.18)$$

com o seguinte valor inicial e condição de contorno:

$$s(0, x, y) = 0 \tag{5.19a}$$

0

5.3 Experimentos de Campo de Depleção do Rio

Experimentos de campo que poderiam ser utilizados na avaliação de vários modelos, infelizmente são escassos.

Sophocleous et al. (1988) lidaram com um sistema de dois aquíferos, onde uma camada de argila relativamente contínua separava dois aquíferos interconectados. O poço de bombeamento estava localizado no aquífero inferior, e o rio penetrava superficialmente o aquífero superior. Porém, o caso especial do sistema dos dois aquíferos deve ser tratado separadamente.

Hunt et al. (2001) executaram na Nova Zelândia um teste de bombeamento ao longo de um rio criado (dreno) com uma taxa de fluxo menor que $0,05 \text{ m}^3/\text{s}$ para determinar o parâmetro da drenança do leito do dreno.

Nyholm et al. (2002) apresentaram resultados a partir de um estudo de campo em uma bacia localizada na Dinamarca, complementado com análises numéricas, para poder prever a depleção do fluxo do rio.

Kollet e Zlotnik (2003) utilizaram dados de testes de bombeamento coletados próximo a um riacho naturalmente serpenteado localizado em Nebraska, USA para estimarem os parâmetros hidráulicos necessários para poderem prever as taxas de depleção do fluxo do rio.

Neste trabalho serão discutidos em maiores detalhes os experimentos de campo e as subsequentes análises das medidas de Hunt et al. (2001).

5.3.1 Exemplo da Análise de um Experimento de Campo

Um teste de bombeamento foi realizado próximo ao Dreno Doylestone, situado aproximadamente 40 km ao sul de Christchurch, Nova Zelândia. O dreno foi escavado em 1860 para drenar circundantemente áreas pantanosas para propósitos de agricultura. O poço bombeado estava localizado 55 m a partir da borda mais próxima de uma longa e retilínea porção do dreno. O dreno possuía 2,5 m de largura com um leito sendo formado por silte e pedregulho aproximadamente 1 m abaixo do nível do terreno. O aquífero era composto de areia não consolidada e pedregulho, possuindo cerca de 20 m de espessura e era formado no topo com uma camada de material de menor permeabilidade de 2,8 m de espessura. Um teste *Slug* (tipo Hvorslev) foi executado para estimar a permeabilidade que foi de $2,26 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ para esta camada superior, a qual contrasta com uma estimativa para a permeabilidade média do aquífero de $1,20 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ obtida a partir do teste de bombeamento. O diâmetro do poço bombeado era de 200 mm e os cinco poços de observação perfurados especialmente para este teste possuíam 60 mm de diâmetro. As localizações destes poços e as distâncias entre eles são mostradas na Fig. 5.5.

02

É importante notar que a depleção total do fluxo no dreno em todo o instante foi estimada usando o fato de que a solução analítica para a depleção do rio é simétrica a montante e a jusante a partir do poço bombeado. Deste modo, a depleção determinada é a soma da diferença entre o fluxo medido na saída e na entrada pelos dois vertedores e duas vezes o fluxo medido no vertedor a montante.

$$\Delta Q(t) = |Q(t)_{down} - Q(t)_{up}| + 2Q(t)_{up} \quad (5.23)$$

A água era abstraída a partir do poço de bombeamento em uma taxa constante Q_w , de $0,0175 \text{ m}^3/\text{s}$ ou $63 \text{ m}^3/\text{h}$ para um período de tempo t de 10 horas ou 600 minutos. Durante este intervalo de tempo os níveis de água foram medidos em todos os poços de observação e imediatamente, a montante dos dois vertedores. Os rebaixamentos dos poços de observação são plotados no gráfico da Fig. 5.7.

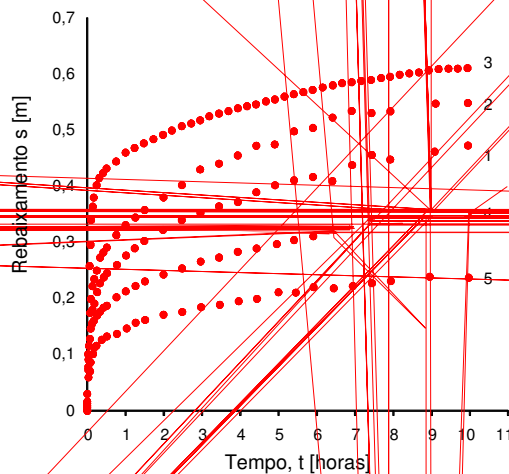


Figura 5. 7 – Rebaixamentos medidos nos poços de observação (Fonte Hunt et al., 2001).

Deve-se notar que os rebaixamentos medidos próximos ao dreno nos poços de observação 4 e 5 são relativamente pequenos, sugerindo desta forma que os rebaixamentos no poço bombeado induzem significativamente a recarga do aquífero a partir do dreno, tornando, portanto os rebaixamentos nos poços de observação situados entre o poço de bombeamento e o dreno inferiores em comparação aos poços de observação dispostos simetricamente em relação ao poço de bombeamento.

Análises completas de dados foram realizadas por Hunt et al. (2001) apenas para o poço de observação 2. Análises similares foram realizadas para os poços 1, 4 e 5 para obter valores para os três parâmetros hidráulicos estimados, T , S e λ . Uma curva-padrão adimensional foi

calculada com base na equação (5.21) para vários valores de λ e mostrada na Fig. 5.8 para possibilitar as análises dos rebaixamentos versus tempo.

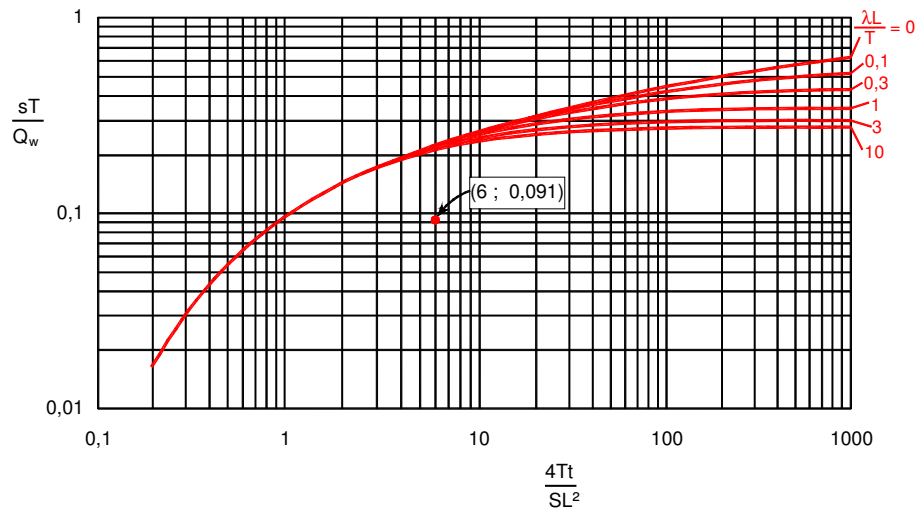


Figura 5. 8 – Curva-padrão (adimensional) de rebaixamento calculado com base na equação (5.21) para a análise do poço 2 (Fonte: Hunt et al., 2001).

A melhor justaposição para o rebaixamento no poço de observação 2 ($L = 55$ m) é mostrada na Fig. 5.9, a mesma foi obtida com a ajuda da curva mestre vista na Fig. 5.8, selecionando-se o ponto de superposição com coordenadas $(4 Tt/SL^2, sT/Q_w) = (6 ; 0,091)$.

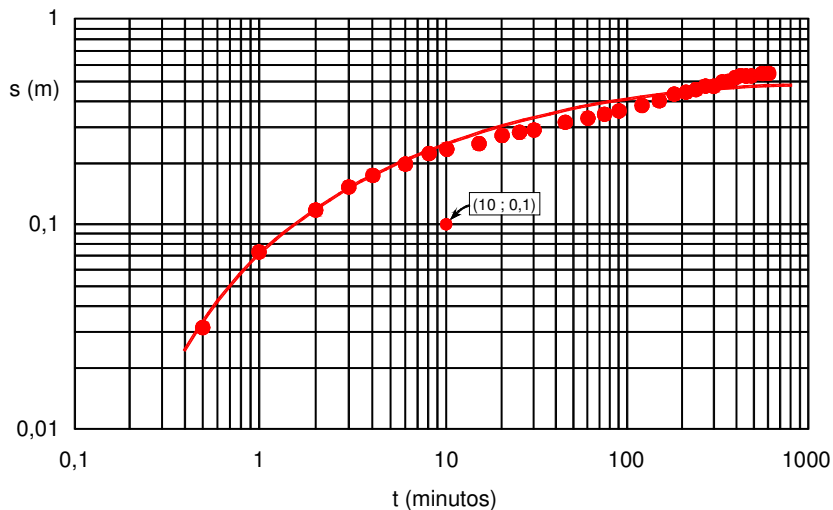


Figura 5. 9 – O melhor ajuste entre rebaixamentos observados e calculados do poço 2 (Fonte: Hunt et al., 2001).

A partir daí obteve-se os seguintes valores para T e S :

$$T = 0,091 \cdot \frac{Q_w}{s} = 0,091 \cdot \frac{0,0175 \text{ m}^3/\text{s}}{0,1 \text{ m}} = 0,0159 \text{ m}^2/\text{s} \quad (5.24)$$

$$S = \frac{4Tt}{6L^2} = \frac{4(0,0159 \text{ m}^2/\text{s})(600 \text{ s})}{6 \cdot (55 \text{ m})^2} = 0,00211 \quad (5.25)$$

Com o conhecimento dos valores para T e S é possível estimar diretamente λ por comparação da depleção do fluxo do dreno medida com a ajuda da depleção do fluxo do dreno da *curva-padrão* construída através do uso da equação (5.20) e mostrada na Fig. 5.10, onde foi visto que um valor de $\lambda L/T = 0,26$ forneceu um ajuste razoável para as medidas. Deste modo, λ é determinado por:

$$\lambda = 0,26 \frac{T}{L} = 0,26 \cdot \frac{0,0159 \text{ m}^2/\text{s}}{55 \text{ m}} = 7,52 \cdot 10^{-5} \text{ m/s} \quad (5.26)$$

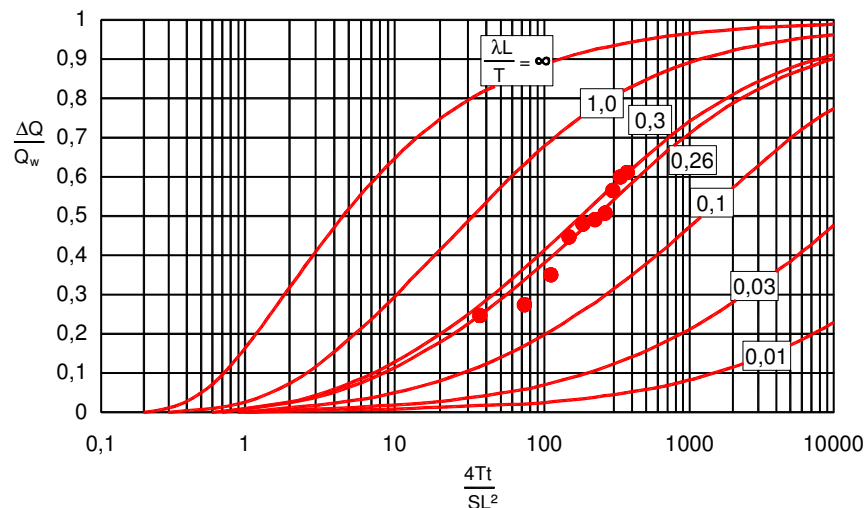


Figura 5. 10 – Gráfico semi-log adimensional dos fluxos relativos de depleção do dreno calculada e medida (Fonte: Hunt et al., 2001).

É bastante difícil a determinação de λ através de uma análise de justaposição. Isto ocorre em grande parte devido ao fato de que os rebaixamentos calculados serem relativamente insensíveis para os valores escolhidos para $\lambda L/T$ até que a assíntota horizontal seja aproximada perto das condições de regime de fluxo estacionário. Este teste de bombeamento foi realizado acima de um período de tempo de 10 horas, e a Fig. 5.10 sugere que a drenança a partir do dreno foi somente cerca de 62% do valor para o estado estacionário, e que cerca de 12 dias seriam necessários para ser alcançado 90% da depleção do fluxo do dreno para o regime de fluxo estacionário. Como as influências externas foram causando mudanças de carga piezométrica significantes no aquífero até mesmo durante as 10 horas em que durou o teste de bombeamento, teria sido virtualmente impossível realizar este teste acima de um longo e suficiente período de tempo para alcançar, ou até mesmo aproximar-se das condições de regime de fluxo estacionário.

5.4 Depleção de Rio em Aquífero com Fluxo de Base (Modelo Chen)

Um rio efluente (Fig. 5.11) pode receber uma descarga da água subterrânea (então chamada de fluxo de base) do aquífero quando a carga hidráulica neste é maior do que o nível da superfície livre do rio. Quando é realizado um bombeamento intenso de duração de tempo suficientemente longa de um poço localizado próximo a um rio, gera-se uma reversão do gradiente hidráulico entre rio e aquífero, tornando o nível da água no rio maior que a carga hidráulica do aquífero, deste modo, o sentido do fluxo inverte-se, sendo agora, portanto do rio para o aquífero. Neste momento ocorre o fenômeno conhecido como depleção total do rio, sendo esta formada por duas componentes, a redução do fluxo de base e a infiltração induzida do rio. A redução do fluxo de base frequentemente ocorre antes da infiltração induzida do rio e tem um efeito de longa duração sobre o fluxo do rio (Chen e Yin, 2001).

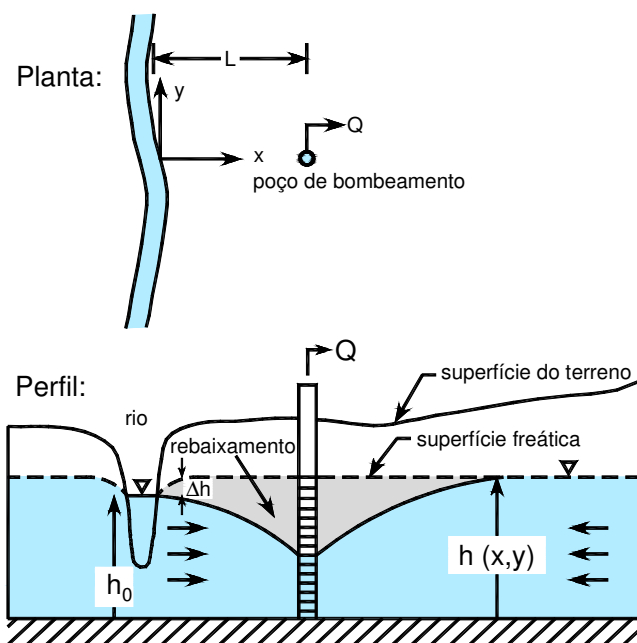


Figura 5. 11 – Representação esquemática do sistema rio-aquífero com diferença hidráulica entre aquífero e rio (Fonte modificada: Chen 2003).

Para um dado Δh (diferença de carga hidráulica inicial entre a superfície piezométrica do aquífero e o nível da superfície livre do rio), o bombeamento do poço conduz a um rebaixamento s no aquífero abaixo do rio. Para um segmento do rio onde $s > \Delta h$, a infiltração do rio é induzida (Fig. 5.12). Este segmento de infiltração induzida do rio se inicia próximo do local $x = y = 0$, e este segmento expande-se igualmente a montante e a jusante com o aumento do tempo de bombeamento. Externamente a este segmento, o rebaixamento é $s < \Delta h$, e o rio continua a receber água subterrânea (*fluxo de base do rio*), mas a uma baixa taxa comparada com a taxa antes do início bombeamento (*redução do fluxo de base do rio*). Os dois extremos do trecho

de infiltração induzida (y' e $-y'$) são chamados de *pontos de estagnação* ou pontos de divisão, onde não há movimento vertical de água subterrânea (Fig. 5.12). As localizações de y' e $-y'$ variam de acordo com o tempo de bombeamento, mas podem ser calculadas para um dado tempo t , usando-se a seguinte equação:

$$s(0, y, t) - \Delta h = 0 \quad (5.27)$$

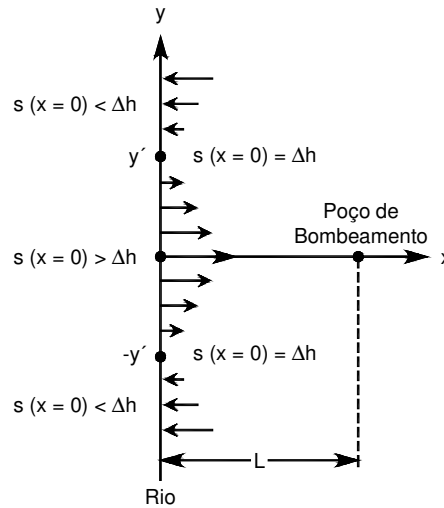


Figura 5. 12 – Representação esquemática mostrando os pontos de estagnação (y' e $-y'$). A infiltração induzida do rio ocorre no trecho entre y' e $-y'$ (Fonte: Chen e Yin, 2004).

Os pontos de estagnação podem ser determinados numericamente por interação usando-se o *método de Newton*. A taxa de infiltração induzida do rio Q_i , é calculada através da integração entre y' e $-y'$, tal que:

$$Q_i = \lambda \int_{-y'}^{y'} (s(0, y, t) - \Delta h) dy \quad (5.28)$$

A infiltração induzida relativa do rio D_i , é determinada por:

$$D_i = Q_i / Q_w \quad (5.29)$$

onde Q_w é a taxa de bombeamento do poço.

Semelhantemente a taxa de depleção total do rio, Q_t e a depleção total relativa, D_t podem então ser determinadas através do uso das seguintes equações:

$$Q_t = \lambda \int_{-\infty}^{\infty} s(0, y, t) dy \quad (5.30)$$

$$D_i = Q_i / Q_w \quad (5.31)$$

Como a taxa de depleção total do rio, Q_t é a soma das taxas de infiltração induzida do rio, Q_i , e de redução do fluxo de base, Q_b , temos que:

$$Q_b = Q_t - Q_i \quad (5.32)$$

Similarmente, a redução do fluxo de base relativa, D_b , pode então ser determinada por:

$$D_b = Q_b / Q_w \quad (5.33)$$

O volume total de água infiltrada induzida a partir do bombeamento do poço, para dentro do aquífero, V_i , é o somatório do produto Q_i pelo intervalo de tempo.

$$V_i = \sum Q_i \Delta t \quad (5.34)$$

O volume total da redução do fluxo de base, V_b , e o volume de depleção total V_t , analogamente são determinados através das seguintes equações:

$$V_b = \sum Q_b \Delta t \quad (5.35)$$

$$V_t = \sum Q_t \Delta t \quad (5.36)$$

Para assuntos de qualidade de água subterrânea, o trecho entre $y'e - y'$ e o volume V_i fornecem informações críticas sobre uma possível zona de contaminação e o volume de água escoado para dentro do aquífero. Para um dado período de bombeamento, t , o volume total de água subterrânea bombeada, V_w , é:

$$V_w = V_b + V_i + V_s = V_t + V_s \quad (5.37)$$

onde V_s é o volume de depleção do armazenamento do aquífero.

6. MODELAGEM MATEMÁTICA

6.1 Solução Analítica

A *Heath Hydrology Inc.* oferece o pacote do software *GWFLOW* para *Windows* o qual apresenta um número de modelos analíticos para a simulação de regimes de fluxo estacionário e transiente unidimensionais e com fluxos de água subterrânea simétricos radialmente. O software é dividido em quatro grupos. O quarto grupo trata da interação poço-rio (efeitos de bombeamento de água subterrânea próximo a um rio) e calcula a depleção do rio devido ao bombeamento de um poço totalmente penetrante em um aquífero freático. O rio é admitido possuir geometria retilínea. O usuário pode escolher entre duas possibilidades para simular a interação poço-rio: (1) modelo Theis-Glover, onde o rio está em contato hidráulico direto com o aquífero; (2) modelo Hantush, onde o rio está em contato hidráulico indireto (leito semi-permeável) com o aquífero. O programa calcula ambas as taxas de depleção e volumes de depleção para um período de bombeamento como também para o período de pós-bombeamento (Fig. 6.1). O programa *GWFLOW* pode apenas ser aplicado em um aquífero de extensão semi-infinita onde o rio está em uma fronteira lateral do domínio do modelo. Também não se pode calcular a redução do fluxo de base, pois o programa pode somente considerar a condição de equilíbrio entre o rio e o aquífero ($\Delta h = 0$). Além disso, o software não inclui a possibilidade de tratar a condutividade hidráulica vertical do aquífero (efeito de anisotropia), o grau de penetração do rio e a recarga. Devido a estas restrições, o software *GWFLOW* não foi usado mais adiante neste estudo. As soluções analíticas para o caso semi-infinito, $\Delta h = 0$, as quais resultam somente a infiltração induzida do rio, são muito próximas às simulações numéricas feitas através do *MODFLOW* como pode ser visto no anexo da Tab. A.1.

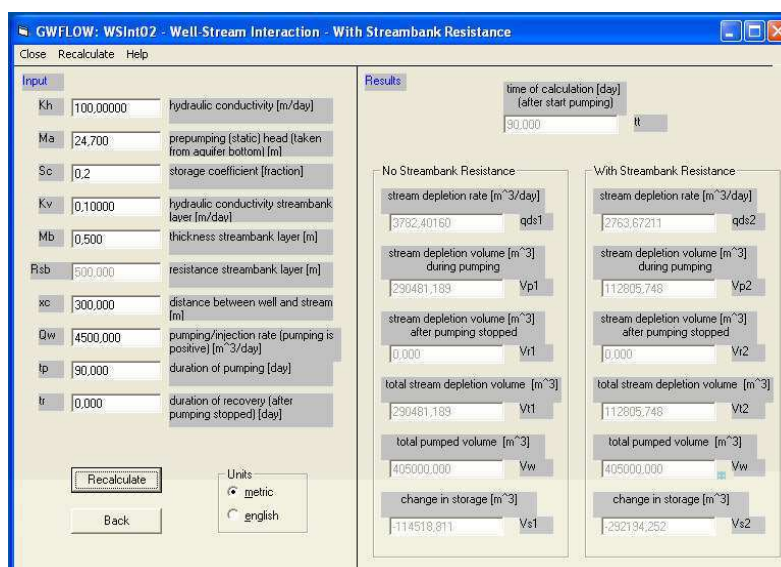


Figura 6.1 – Interface do software *GWFLOW*, mostrando a entrada de dados e sua saída de resultados.

6.2 Solução Numérica

Neste estudo, modelos rio-aquífero foram construídos usando a mais nova versão (*Processing Modflow PRO*; Versão 7) do pacote do software *PMWIN* (*Processing Modflow for Windows* sob autoria de Chiang e Kinzelbach, 2001) baseado no *U.S. Geological Survey's MODFLOW* (McDonald e Harbaugh, 1988). Foi escolhido um só ciclo de irrigação devido ao fato de que o interesse principal deste estudo é a avaliação das duas componentes da depleção (infiltração induzida do rio e redução do fluxo de base) e a depleção total no período de bombeamento e pós-bombeamento. Para áreas onde o nível da água subterrânea retornava aos níveis originais antes do início da próxima estação de irrigação, a simulação para um único ano (um ciclo de irrigação) fornece as informações necessárias para o entendimento da interação hidráulica entre o rio e o aquífero, por outro lado, uma simulação de vários anos ou simulação cíclica (Wallace et al., 1990; Darama, 2001) é necessária devido ao déficit de água no aquífero afetar as componentes da depleção nas subseqüentes estações (Chen e Yin, 2001). O pacote *RIVER* do *PMWIN* foi usado para simular o fluxo entre o rio e o aquífero onde a água subterrânea é bombeada por 90 dias seguidos de um período de pós-bombeamento de 275 dias.

6.2.1 O Pacote Rio do *MODFLOW*

O pacote rio do *MODFLOW* simula os efeitos do fluxo entre a água superficial e a água subterrânea. A secção transversal da Fig. 6.2 mostra uma situação na qual a água do rio é separada do sistema água subterrânea através de uma camada do leito formado por material de baixa permeabilidade. Nas Figs. 6.3 e 6.4 encontram-se duas representações conceituais deste sistema destacando-se na primeira a impermeabilidade das paredes do rio e na segunda a elevação deste em relação às células do aquífero, sendo que ambas possuem a finalidade de mostrar que não há troca de fluxo horizontal entre o curso d'água e aquífero, mas apenas uma possível drenança vertical do rio para a célula do aquífero ou vice-versa dependendo da diferença entre nível de rio e a carga hidráulica do aquífero. A Fig. 6.5 mostra a idealização do conceito da condutância do leito do rio de uma célula individual como é definido no *MODFLOW*. O comprimento do paralelepípedo representativo do leito é tomado como o comprimento do rio (*stream reach*), L , a largura é tomada como a largura do rio, W , a espessura é tomada como a espessura da camada do leito do rio, M , e a condutividade hidráulica do material do leito do rio é designada K . A condutância hidráulica da conexão rio-aquífero (leito do rio) é então determinada por:

$$C = \frac{K \cdot L \cdot W}{M} \quad (6.1)$$

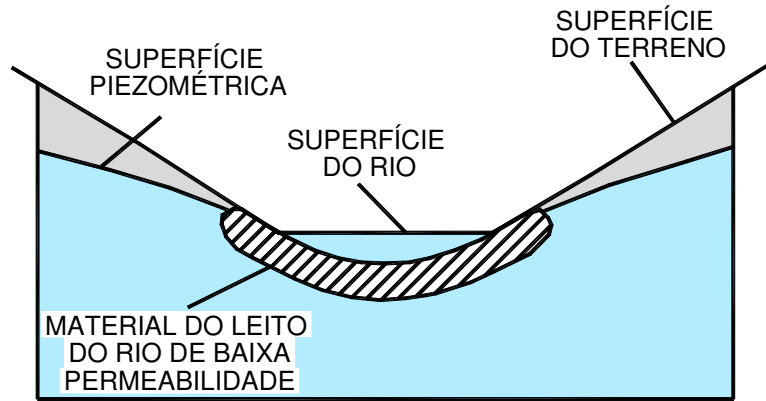


Figura 6. 2 – Representação real do sistema rio-aquífero (Fonte: Anderson e Woessner, 1992).

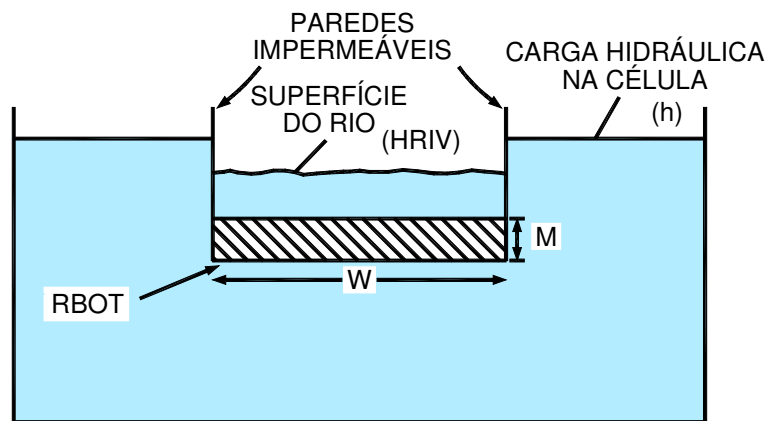


Figura 6. 3 – Representação conceitual do sistema rio-aquífero como é definida no pacote RIVER do MODFLOW (Fonte: Anderson e Woessner, 1992).

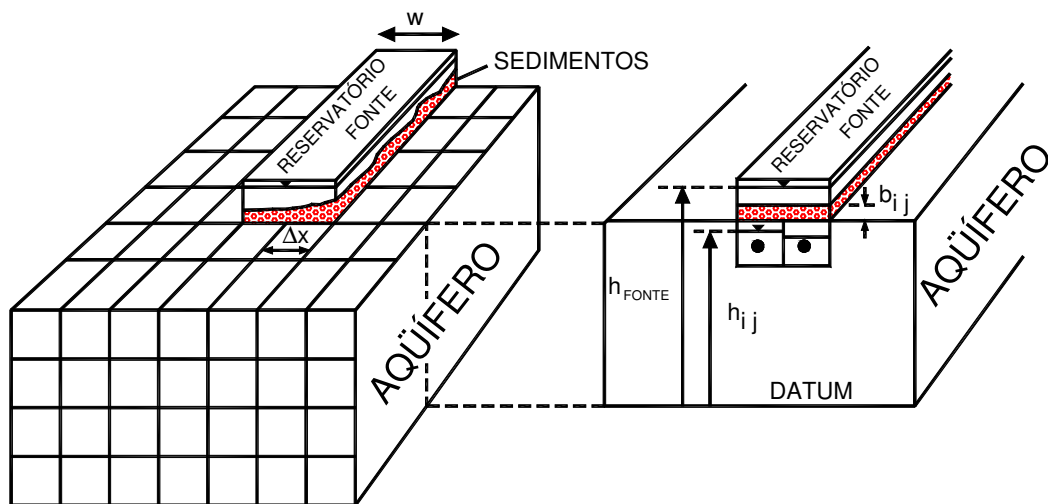


Figura 6. 4 – Representação conceitual da drenança vertical (leakage) no sistema rio-aquífero (Fonte modificada: Anderson e Woessner, 1992).

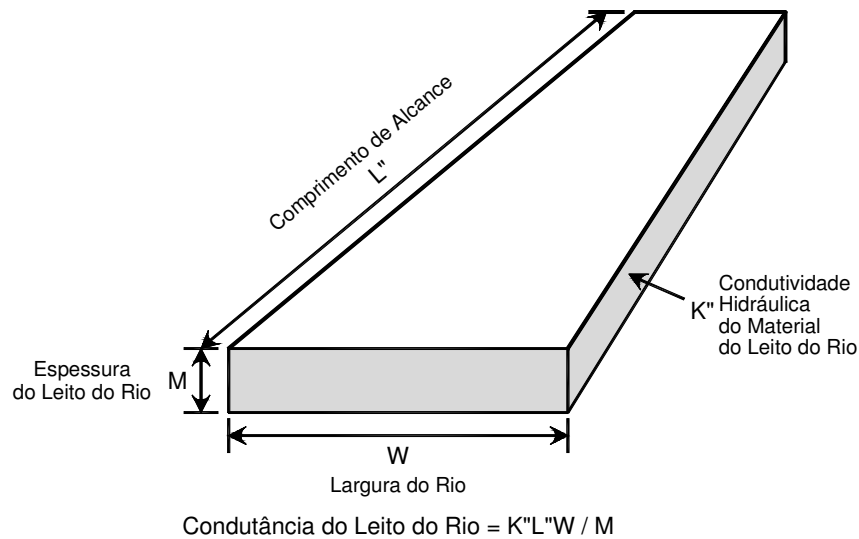


Figura 6. 5 – Idealização da condutância do leito do rio de uma célula individual como é definida no pacote *RIVER* do *MODFLOW* (Fonte: Kresic, 1997).

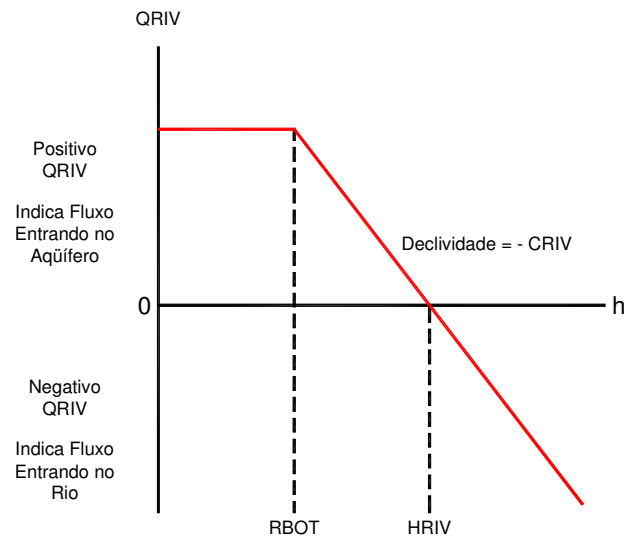


Figura 6. 6 – Gráfico que mostra o fluxo vertical, $QRIV$, do rio à célula do aquífero em função da carga hidráulica, h , onde $RBOT$ é a elevação da base do leito do rio e $HRIV$ é o nível do rio (Fonte: Kresic, 1997).

O fluxo vertical, Q_{Riv} (ou seja $QRIV$ na Fig. 6.6), entre o rio e o aquífero é proporcional á condutância do leito do rio, $CRIV$, e a diferença de carga hidráulica entre o rio e o aquífero, logo (usando-se as definições da Fig. 6.6):

$$QRIV = C \cdot (HRIV - RBOT) \quad (6.2a)$$

ou

$$Q_{Riv} = C \cdot (h_{Riv} - h_{i,j,k}) \quad (6.2b)$$

onde h_{Riv} é a carga hidráulica no rio e $h_{i,j,k}$ é a carga hidráulica da célula abaixo do rio.

Se a carga hidráulica no aquífero cair abaixo da elevação do fundo do leito do rio, r_{Bot} , o fluxo vertical entre o rio e o sistema água subterrânea passa a ser constante (Fig. 6.6) e é determinado por:

$$Q_{Riv} = C \cdot (h_{Riv} - r_{Bot}) \quad (6.3)$$

6.2.2 A Malha de Diferenças Finitas do Sistema Rio-Aquífero

O domínio do modelo fictício utilizado nas simulações deste estudo é 20.025 m ao longo da direção x (leste-oeste) e 20.025 m ao longo da direção y (norte-sul). O mesmo domínio foi discretizado em 145 linhas por 135 colunas, ambas as linhas e colunas com dimensões máximas e mínimas de 200 e 25 m respectivamente (sendo 25 m ao redor do poço de bombeamento) e 3 camadas de mesma altura (Fig. 6.7).

O aquífero freático de 25 m de espessura (direção z) foi dividido em três camadas na direção vertical, de igual espessura 8,33 m, onde a primeira camada foi considerada não-confinada (tipo 1) e as camadas 2 e 3 foram consideradas como confinadas/não-confinadas (tipo 3). Os contornos do domínio do modelo possuem carga hidráulica constante de 25 m ao longo dos contornos norte e sul, e são impermeáveis os contornos leste e oeste.

Um rio raso flui a partir do leste para o oeste dividindo o domínio do modelo exatamente no meio. No modelo, a profundidade de penetração do rio é 1,5 m, o qual, portanto, penetra somente uma pequena parte do topo da primeira camada (camada superior). O nível da superfície livre do rio é de 24,7 m e está 0,3 m (no início das simulações) abaixo da superfície freática (carga hidráulica inicial de 25 m) do aquífero circundante, de forma que a diferença de carga hidráulica entre o rio e o aquífero é $\Delta h = 0,3$ m e deste modo o rio ganha água (rio efluente) a partir do aquífero.

A existência de um leito de rio formado por material de baixa permeabilidade é assumida, e esta permeabilidade está diretamente ligada à condutância do leito do rio, que é um dos parâmetros a serem variados no esquema de simulações.

Além disso, um poço de bombeamento está localizado a 300 m da margem do rio e o mesmo foi bombeado a uma taxa constante de 4500 m³/dia para os primeiros 90 dias de cada simulação. O poço foi considerado estar bombeando apenas a camada inferior, ou seja, no fundo do aquífero.

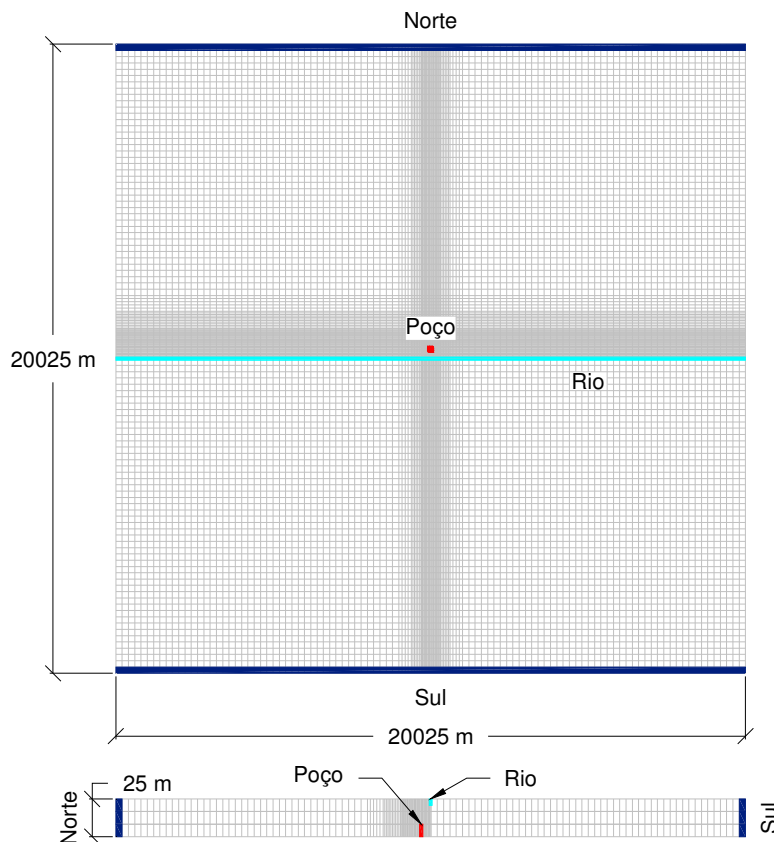


Figura 6. 7 – Malha do sistema rio-aquífero com poço de bombeamento.

A Tab. 6.1 a seguir resume os valores dos principais parâmetros utilizados nas simulações para o aquífero, poço de bombeamento e rio.

Tabela 6. 1 – Valores dos principais parâmetros do modelo (Fonte: Chen e Yin, 2004).

Aquífero	Condutividade Hidráulica Horizontal - K_h [m/d]	100
	Condutividade Hidráulica Vertical - K_v [m/d]	10
	Rendimento Específico - S_y []	0,2
	Coeficiente de Armazenamento - S []	0,000001
	Espessura do Aquífero - b [m]	25
Poço	Taxa de Bombeamento - Q_w [m ³ /d]	4500
	Duração de Bombeamento [dias/ano]	90
	Duração de Não-bombeamento [dias/ano]	275
	Comprimento do Filtro [m]	8,33
Rio	Elevação do Nível da Água [m]	24,7
	Profundidade [m]	1,5
	Distância entre Poço e Rio - L [m]	300
	Condutância Unitária do Leito do Rio - C^* [m/d]	5
	Diferença de Carga Hidráulica - Δh [m]	0,3

O pacote de balanço hídrico chamado *WATER BUDGET CALCULATOR* do *PMWIN* foi utilizado para determinar as diversas taxas de depleção para cada intervalo de tempo na simulação transiente, uma vez para a primeira simulação transiente com poço desligado para 365 dias, a outra vez a segunda simulação transiente com a bomba ligada para 90 dias e depois desligada para 275 dias. A saída do pacote do balanço hídrico mostra todos os termos de fluxo realizados para cada intervalo de tempo tanto para a simulação com bomba desligada (Fig. 6.8a) quanto com a bomba ligada/desligada (Fig. 6.8b). A taxa relativa da redução do fluxo de base do rio é calculada por:

$$D_b(t) = [q_{b0}(t) - q_b(t)] / Q_w \quad (6.4)$$

onde q_{b0} é fluxo de base quando o poço não está bombeando, q_b é fluxo de base quando o poço está bombeando e Q_w é a taxa de bombeamento do respectivo poço. A taxa da infiltração induzida relativa do rio, D_i , é calculada de forma similar por:

$$D_i(t) = [q_i(t) - q_{i0}(t)] / Q_w \quad (6.5)$$

onde q_{i0} é a infiltração induzida pelo rio antes do bombeamento, e q_i é a infiltração induzida pelo rio quando o poço é bombeado. A taxa relativa de depleção total, D_t , é a soma dos dois termos D_b e D_i , ou seja:

$$D_t(t) = D_b(t) + D_i(t) \quad (6.6)$$

Todos os três termos, D_b , D_i e D_t são adimensionais e dependem do tempo. Curvas de D_b , D_i e D_t versus t podem ser plotadas para apresentar as taxas relativas de depleção para cada modelo em simulação transiente.

Durante o bombeamento o armazenamento do aquífero é também reduzido. A taxa relativa da redução do armazenamento é:

$$D_s(t) = [q_s(t) - q_{s0}(t)] / Q_w \quad (6.7)$$

onde q_{s0} é a redução do armazenamento antes do bombeamento e, q_s é a redução do armazenamento quando o poço está bombeando.

Um bom teste para conferir a consistência dos resultados de uma simulação é verificar-se se as seguintes condições são satisfeitas para cada passo de tempo da simulação:

(1) para o período de bombeamento:

$$D_t + D_s = 1 \text{ ou } 100 \% \quad (6.8)$$

(2) para o período de pós-bombeamento:

$$D_t + D_s = 0 \quad (6.9)$$

Muito frequentemente pode-se desejar conhecer não somente as taxas de depleção, mas também os volumes de depleção para cada período de tempo. Para obter o volume para qualquer taxa de depleção, deve-se calcular a área abaixo das respectivas curvas de variação de redução do fluxo de base, infiltração induzida, depleção total e depleção do armazenamento do aquífero em função do tempo, usando para isso alguma técnica numérica ou programa computacional (por exemplo, os programas *CurveExpert* ou *AutoCAD*).

Os volumes dos termos de depleção para um dado período de tempo podem ser facilmente calculados, usando-se as seguintes equações:

Para o volume da redução do fluxo de base, têm-se:

$$V_b = Q_w \sum D_b \Delta t \quad (6.10)$$

Para o volume de infiltração induzida do rio, têm-se:

$$V_i = Q_w \sum D_i \Delta t \quad (6.11)$$

Para o volume de depleção total do rio, têm-se:

$$V_t = Q_w \sum D_t \Delta t \quad (6.12)$$

Analogamente, o volume da depleção do armazenamento do aquífero é calculado a partir da seguinte equação:

$$V_s = Q_w \sum D_s \Delta t \quad (6.13)$$

Para qualquer intervalo de tempo, a soma dos três volumes, V_b , V_i , e V_s , é o volume total bombeado, V_w :

$$V_w = V_b + V_i + V_s \quad (6.14)$$

Nas Figs. 6.8a e 6.8b abaixo, têm-se dois exemplos das saídas dos resultados *WATER BUDGET CALCULATOR* do *PMWIN* que são usados nos cálculos dos termos da depleção e seus respectivos valores relativos fornecidos pelo modelo, para os casos de períodos de não-bombeamento (*well off*) e bombeamento (*well on*), respectivamente.

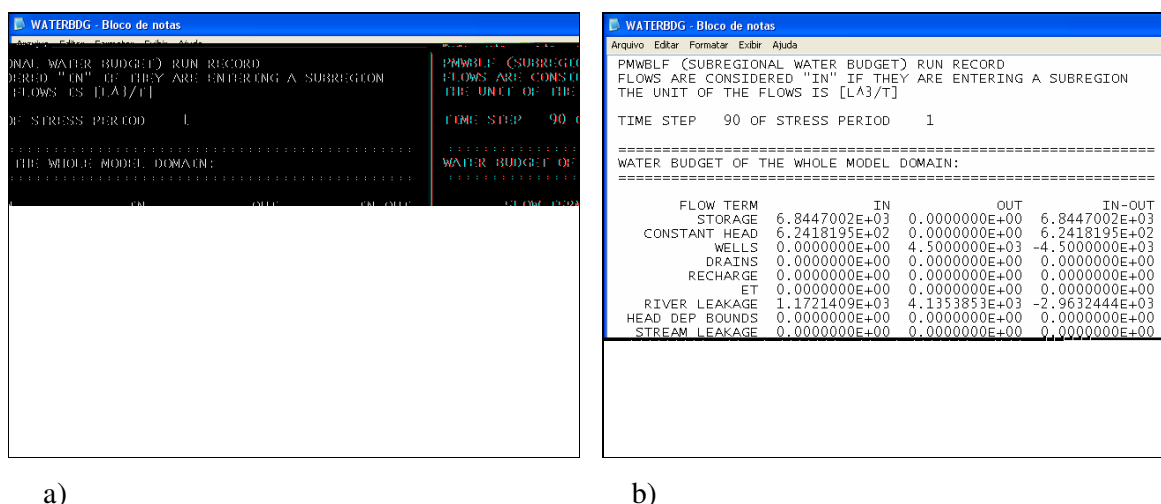


Figura 6.8 – Saída da Calculadora do Balanço Hídrico (*PMWIN-PRO*) para o período de tensão de 90 dias mostrando as taxas volumétricas [L^3/T] para: (a) período de não-bombeamento, e (b) período de bombeamento.

Tomando como exemplo os dados da figura acima pode-se determinar os termos das depleções e seus correspondentes valores relativos, sendo os mesmos calculados da seguinte maneira:

Taxas de depleções determinadas a partir da Fig. 6.8:

(1) taxa de redução do fluxo de base, Q_b (Análoga à Eq. 6.4):

$$Q_b = RIVER LEAKAGE (OUT)_{Well\ off} - RIVER LEAKAGE (OUT)_{Well\ on}$$

$$Q_b = b_0 - b = 5031 - 4135 = 896 \text{ m}^3 / d$$

(2) taxa de infiltração induzida do rio, Q_i (Análoga à Eq. 6.5):

$$Q_i = RIVER\ LEAKAGE\ (IN)_{Well\ on} - RIVER\ LEAKAGE\ (IN)_{Well\ off}$$

$$Q_i = i - i_0 = 1172 - 0 = 1172\ m^3 / d$$

(3) taxa de depleção total do rio, Q_t (Análoga à Eq. 6.6):

$$Q_t = Q_b + Q_i = 896 + 1172 = 2068\ m^3 / d$$

(4) taxa de depleção do armazenamento, Q_s (Análoga à Eq. 6.7):

$$Q_s = STORAGE\ (IN - OUT)_{Well\ on} - STORAGE\ (IN - OUT)_{Well\ off}$$

$$Q_s = s - s_0 = 6844 - 4408 = 2436\ m^3 / d$$

Depleções relativas:

(5) redução do fluxo de base relativa, D_b : $D_b = Q_b / Q_w = 896 / 4500 = 0,199$

(6) infiltração induzida relativa, D_i : $D_i = Q_i / Q_w = 1172 / 4500 = 0,260$

(7) depleção total relativa, D_t : $D_t = Q_t / Q_w = 2068 / 4500 = 0,460$

(8) depleção do armazenamento relativa, D_s : $D_s = Q_s / Q_w = 2436 / 4500 = 0,541$

Consistência da Simulação:

(9) verificação da consistência da simulação (Análoga à Eq. 6.8):

$$D_t + D_s = 0,460 + 0,541 = 1,001 \cong 1$$

Obs.: o índice zero (0) refere-se ao período de poço desligado (*well off*), como mostrado no anexo nas Tabs. A3 e A4. O último passo da seqüência de cálculos, isto é o passo 9, é a primeira condição a ser satisfeita na verificação da consistência dos resultados da simulação (Eq. 6.8).

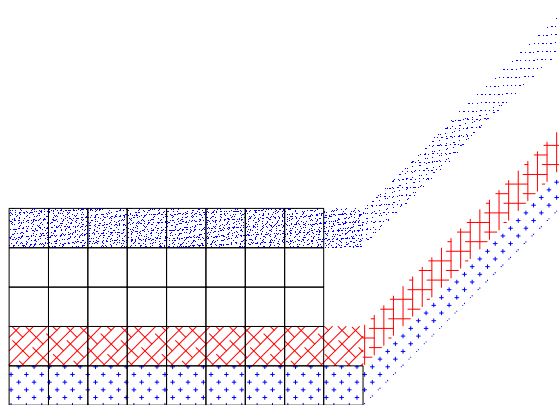
6.2.3 Equação de Diferenças Finitas para Fluxo (*MODFLOW*)

No método de diferenças finitas, a equação diferencial governante para fluxo de água subterrânea é substituída por uma equação de diferenças finitas que incorpora princípios de conservação da equação diferencial original. O fluxo tridimensional é descrito pela equação:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) - W = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (6.15)$$

Onde K_{xx}, K_{yy}, K_{zz} são valores de condutividade hidráulica ao longo dos eixos de coordenadas x, y e z , h é a carga hidráulica; W é um termo de fluxo que responde pelo bombeamento, recarga, ou outras fontes e sumidouros, S_s é o armazenamento específico; x, y e z são direções de coordenada; e t é tempo. A forma da equação implica que as direções principais do tensor de condutividade hidráulica coincidem com os eixos de coordenadas.

A solução do método de diferenças finitas requer que o domínio seja discretizado por uma malha. Com o “*Modular Three-Dimensional Ground Water Flow Model*” - brevemente chamado *MODFLOW* e publicado em 1988 por Michael G. McDonald e Arlen W. Harbaugh do *United States Geological Survey (USGS)* - as células são paralelepípedos.



A Fig. 6.9 mostra uma discretização espacial de um aquífero com uma malha de blocos chamados células, os locais são descritos em termos de linhas, colunas, e camadas. Um sistema de indexação i,j,k é usado, i é o índice da linha, $i = 1,2,\dots,nrow$; j é o índice da coluna, $j = 1,2,\dots,ncol$, e k é o índice da camada, $k = 1,2, \dots,nlay$. Por exemplo, a Fig. 6.9 mostra um sistema com $nrow = 5$, $ncol = 9$, e $nlay = 5$. Na formulação de bloco-centrado, os nós onde as cargas hidráulicas serão determinadas estão no centro das células. As dimensões das células podem ser reduzidas ao redor dos locais de maior interesse e ampliadas em áreas de menor interesse. As camadas representam unidades hidrogeológicas.

A equação de fluxo do método de diferenças finitas está baseada no princípio da continuidade. Isso significa que a soma dos fluxos que entram e saem de todas as células é igual ao volume de água removido do armazenamento durante um dado intervalo de tempo com mudança na carga hidráulica e mais ou menos fluxos de água de fontes ou sumidouros. Essa equação é escrita matematicamente como:

$$\sum Q_i = \sum \frac{\Delta V}{\Delta t} = S_s \frac{\Delta h}{\Delta t} \Delta V = S \frac{\Delta h}{\Delta t} \Delta A \quad [L^3/T] \quad (6.16)$$

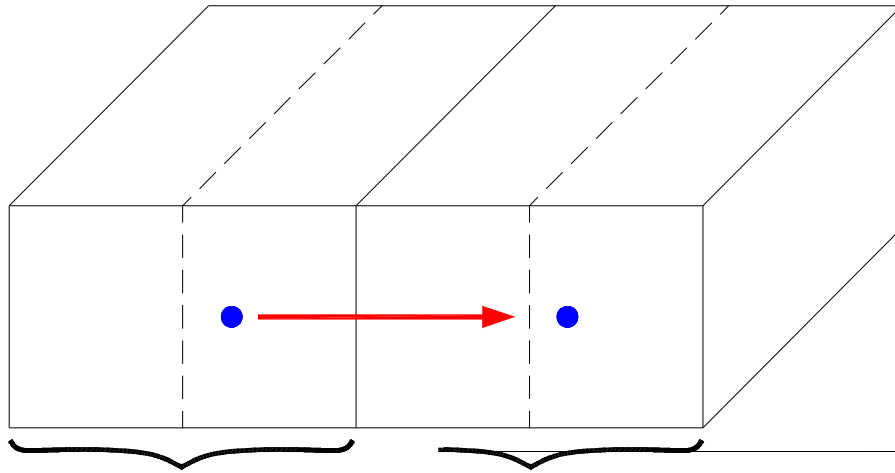
onde Q_i representa o fluxo de célula para célula a partir de células adjacentes através de seis faces e para água adicionada (recarga) ou retirada (bombeamento) a partir do topo, $S_s [L^{-1}]$ é o armazenamento específico, S o coeficiente de armazenamento, Δh é a mudança de carga hidráulica acima de um intervalo de tempo Δt , e ΔA é a área de cada face. A equação (6.16) pode ser expandida para uma célula i,j,k como:

$$Q_{i,j-1/2,k} + Q_{i,j+1/2,k} + Q_{i,j-1/2,k} + Q_{i,j+1/2,k} + Q_{i,j-1/2,k} + Q_{i,j+1/2,k} + QS_{i,j,k} = S_s \frac{\Delta h}{\Delta t} \Delta r_j \Delta c_j \Delta v_j \quad (6.17)$$

onde $Q_{i,j-1/2,k}$ é o fluxo volumétrico através da face entre as células i, j, k ; e $i, j-1, k$; $QS_{i,j,k}$ é a soma de todos os outros influxos e defluxos a partir da célula, e $\Delta r_j \Delta c_j \Delta v_j$ é o volume da célula i,j,k . Influxos através das faces da célula (Fig. 6.10) podem ser expandidos com a equação de Darcy como:

$$Q_{i,j-1/2,k} = KR_{i,j-1/2,k} \Delta c_i \Delta v_k \frac{(h_{i,j-1,k} - h_{i,j,k})}{\Delta r_{j-1/2}} \quad (6.18)$$

onde $h_{i,j,k}$ é a carga hidráulica no nó i,j,k ; $h_{i,j-1,k}$ é a carga hidráulica no nó $i,j-1,k$; $KR_{i,j-1/2,k}$ é a condutividade hidráulica ao longo da linha entre os nós i,j,k e $i,j-1,k$; $\Delta c_i \Delta v_k$ é a área da face da célula; e $\Delta r_{j-1/2}$ é a distância entre os nós i,j,k e $i,j-1,k$ (McDonald & Harbaugh, 1988).



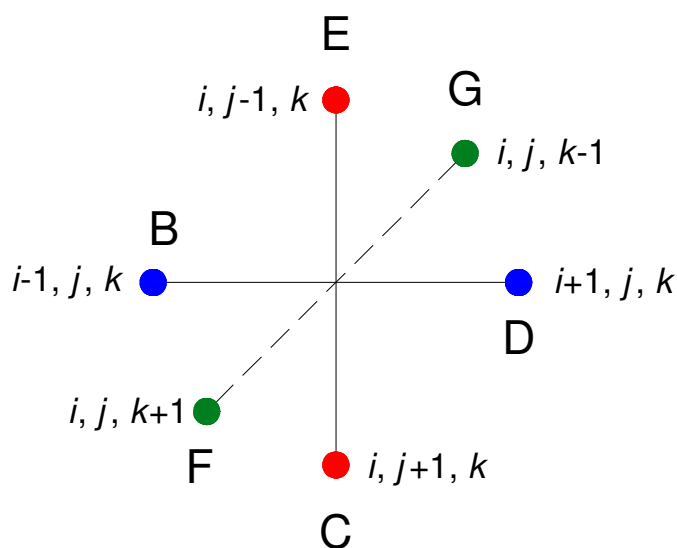


Figura 6. 11 – Molécula computacional para diferenças finitas tri-dimensionais (Fonte: Anderson e Woessner, 1992).

A equação para a carga hidráulica no nó i,j,k ($h_{i,j,k}$) envolve a carga hidráulica no próprio nó como também as cargas hidráulicas nos seis nós circunvizinhos. Cada carga hidráulica é multiplicada por um coeficiente (B , C , D , E , F , G ou H) que é uma função da condutividade hidráulica entre os nós. O coeficiente H também é uma função do termo do armazenamento. O termo $RHS_{i,j,k}$ inclui armazenamento e termos de recarga no lado direito da equação. A forma da equação (6.20) é usada no programa *MODFLOW*, o qual utiliza métodos iterativos para obter a solução da carga hidráulica em cada célula ($h_{i,j,k}^m$) para cada passo de tempo m .

O *MODFLOW* se tornou o programa padrão para simulação de aquíferos. A popularidade deste programa pode ser atribuída a quatro fatores. Primeiro, o código do programa tem provado ser um produto poderoso, robusto, e bem feito. Segundo, o guia de usuários é extremamente detalhado e fornece descrições claras de como várias opções são usadas. Em terceiro lugar, o programa foi apoiado fortemente pelo *USGS* e está prontamente disponível. Finalmente, o sucesso do programa original produziu muitos cursos de treinamento e um número grande de produtos relacionados baseado em *MODFLOW* código de programa original, como *PMWIN* (Chiang, 2005; usado neste estudo), *Visual MODFLOW*, *Groundwater Vistas* e *Groundwater Modeling System*).

7. SIMULAÇÕES E RESULTADOS

O fluxograma mostrado na Fig. 7.1 representa o caminho geral das simulações numéricas realizadas neste estudo, mostrando os parâmetros que afetam as taxas de depleção, tais como: diferença de carga hidráulica entre o rio e o aquífero (Δh), grau de penetração do rio, parâmetros hidrogeológicos (K e S), anisotropia (K_h/K_v), localização do poço L , condutância hidráulica do leito (C), a qual inclui a largura do rio, condutividade hidráulica e espessura do leito do rio, como também o papel da recarga superficial e os esquemas de bombeamento intermitente (a Tab. 6.1 mostra os valores dos principais parâmetros usados nas diversas simulações feitas neste estudo).

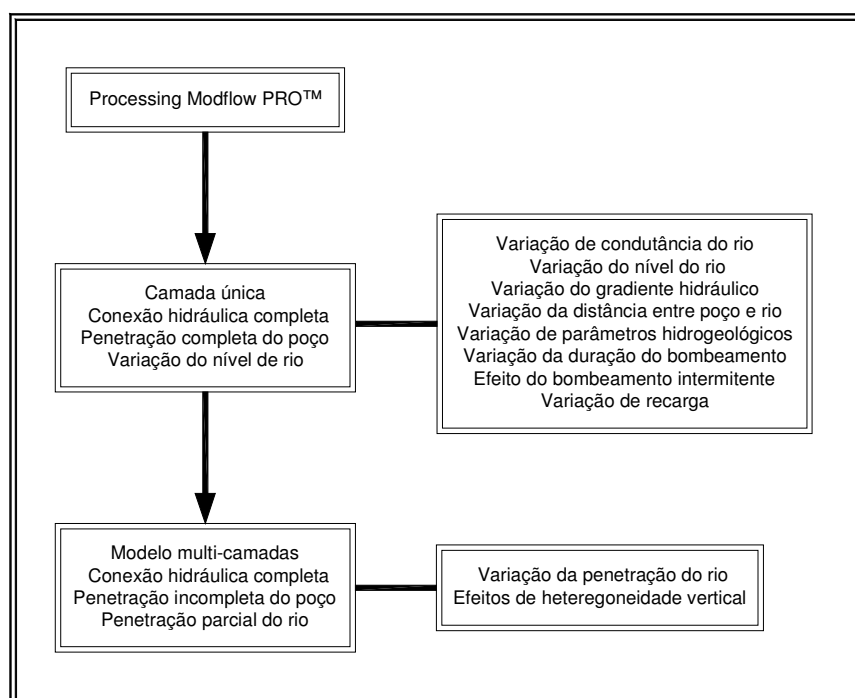


Figura 7.1 – Fluxograma das simulações realizadas.

Antes de dar início nas várias simulações indicadas no fluxograma (Fig. 7.1), foram simulados com o *MODFLOW* juntamente com o programa *GWFLOW* (usado em apenas uma simulação) quatro (4) modelos básicos utilizando os parâmetros da Tab. 6.1 para comparação com os modelos de literatura (Butler et al., 2001; Chen e Yin, 2004) como também para estudo das duas principais diferenças entre eles:

Modelo (1): Área semi-infinita e, aquífero e rio estão em equilíbrio ($\Delta h = 0$). Os resultados desta simulação do caso (1) são apresentados nas Tabs. A.1 e 7.1 e na Fig. 7.2a.

Modelo (2): Área infinita e, aquífero e rio estão em equilíbrio ($\Delta h = 0$). Os resultados desta simulação do caso (2) são apresentados nas Tabs. A.2 e 7.2 e na Fig. 7.2b

De acordo com os gráficos das Figs. 7.2a e 7.2b e as Tabs. 7.1 e 7.2, nota-se que:

- 1) A curva de depleção total relativa para o primeiro caso apresenta valores razoavelmente maiores do que em relação ao segundo para os 90 dias de bombeamento.
- 2) Os efeitos residuais da depleção total, no tocante aos seus volumes percentuais, são muito próximos para o primeiro (34,6%) e segundo caso (35,2%).
- 3) O volume de depleção total percentual para o primeiro caso (77,5%) é um pouco maior (cerca de 18%) em relação ao segundo (65,9%).

Deste modo, conclui-se que a depleção total do rio obtida a partir de modelos de domínio semi-infinito, tende a ser superestimada em relação aos modelos de domínio infinito, estando ambos na condição de equilíbrio hidráulico entre rio e aquífero.

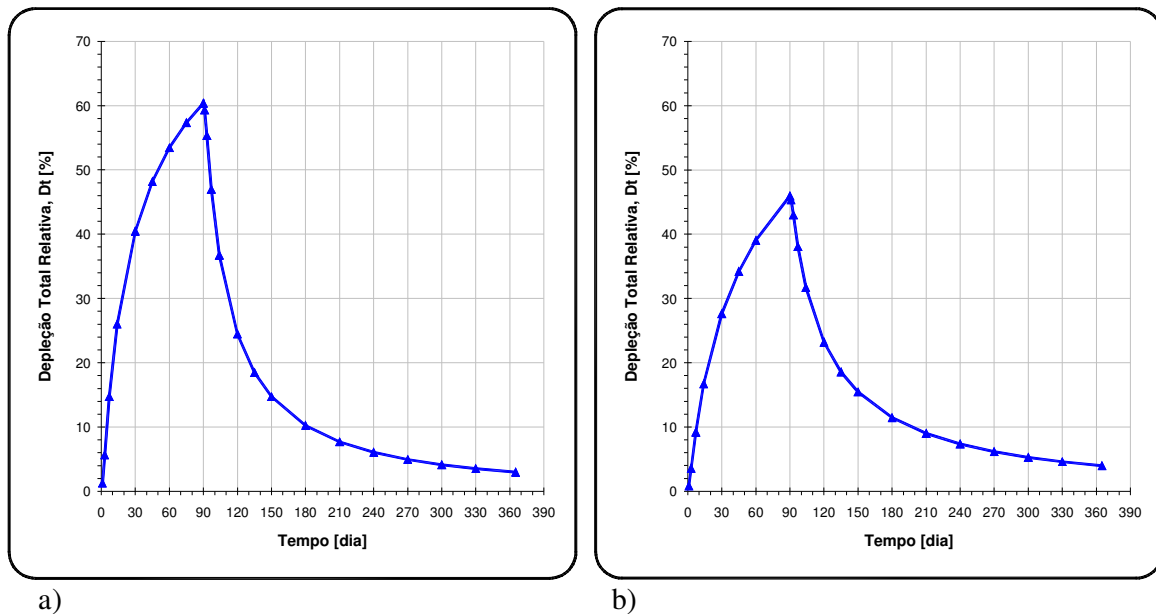


Figura 7. 2 – Curvas de depleção relativa para: (a) caso de domínio do modelo semi-infinito com rio e aquífero em equilíbrio ($\Delta h = 0$ m) – Modelo Hantush (1965), e (b) caso de domínio do modelo infinito com rio e aquífero em equilíbrio ($\Delta h = 0$ m) – Modelo Hunt, (1999).

Tabela 7. 1 – Volumes de depleção percentual para o caso de domínio do modelo semi-infinito com rio e aquífero em equilíbrio ($\Delta h = 0$ m) – Modelo Hantush (1965).

Volumes	on	off	total
Vt [%]	42,9	34,6	77,5

Tabela 7. 2 – Volumes de depleção percentual para o caso de domínio do modelo infinito com rio e aquífero em equilíbrio ($\Delta h = 0$ m) – Modelo Hunt, (1999).

Volumes	on	off	total
Vt [%]	30,7	35,2	65,9

Modelo (3): Área semi-infinita com rio efluente ($\Delta h > 0$). Os resultados desta simulação do caso (3) são apresentados nas Tabs. A.3 e 7.3 e na Fig. 7.3a.

Modelo (4): Área infinita com rio efluente ($\Delta h > 0$). Os resultados desta simulação do caso (3) são apresentados nas Tabs. A.4 e 7.4 e na Fig. 7.3b.

O procedimento para a modelagem do caso rio efluente, onde a diferença hidráulica entre rio e aquífero é considerada $\Delta h > 0$, teve que ser modificado de forma que antes de iniciar o bombeamento, uma simulação de 730 dias de duração sem bombeamento foi precedida para estabelecer um gradiente hidráulico quase constante entre o aquífero e o rio para os períodos de bombeamento, outra vez encontra-se um gradiente hidráulico variável durante o período de bombeamento que decresce com tempo, pois mesmo sem este o modelo procura um equilíbrio hidráulico entre aquífero e rio. A diferença na carga hidráulica depois da simulação transiente precedente de 730 dias sem bombeamento foi $\Delta h = 0,053\text{m}$. Todas as simulações realizadas seguiram os seguintes 03 (três) passos propostos por Chen e Yin (2004):

Passo 1: Simulação transiente para 1095 dias sem bombeamento (*well off*).

Passo 2: Simulação para 730 dias sem bombeamento (*well off*) + 90 dias com bombeamento (*well on*) + 275 dias sem bombeamento (*well off*) para estudar os efeitos residuais.

Passo 3: Determinar as diferenças hidráulicas entre passo 1 e passo 2 para o cálculo dos termos de depleção.

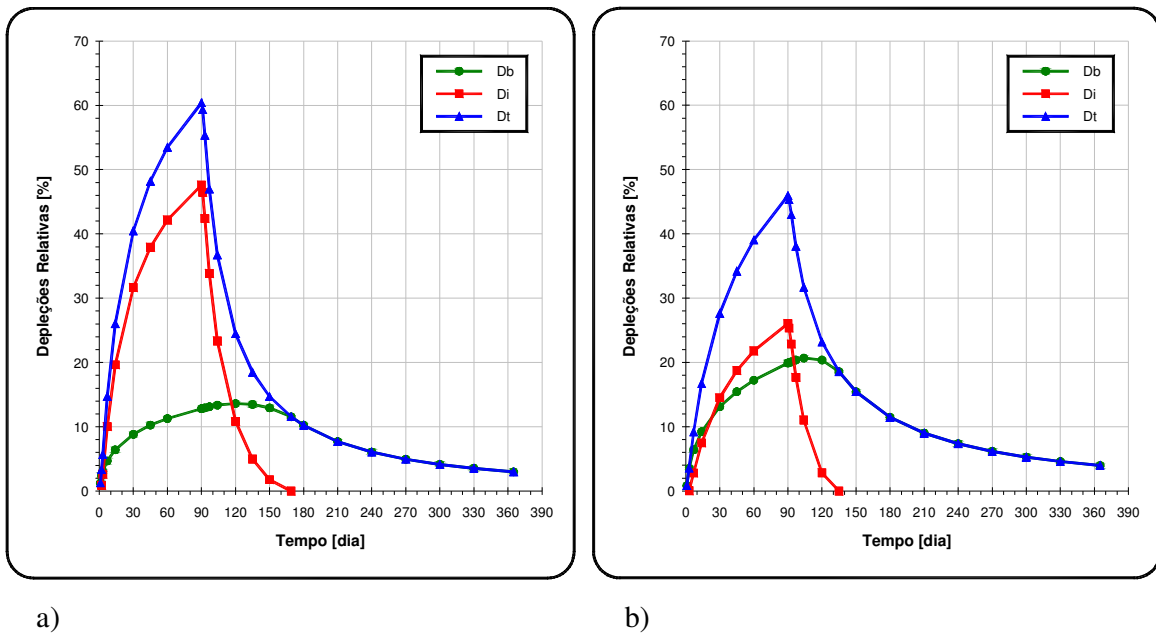


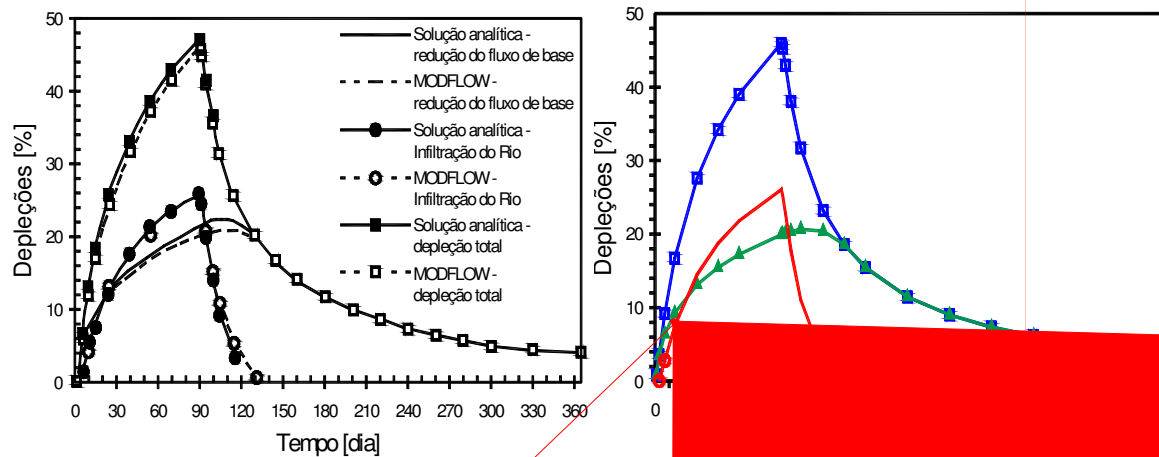
Figura 7.3 – Curvas de depleção relativa para: (a) caso de domínio do modelo semi-infinito com rio efluente ($\Delta h = 0,3 \text{ m}$) – Modelo Chen e Yin (2004), e (b) caso de domínio do modelo infinito com rio efluente ($\Delta h = 0,3 \text{ m}$) – Modelo Chen e Yin (2004).

Tabela 7.3 – Volumes de depleção percentual para o caso de domínio do modelo semi-infinito com rio efluente ($\Delta h = 0,3$ m) – Modelo Chen e Yin (2004).

tos, enquanto o volume total da infiltração induzida percentual é maior para o primeiro caso em relação ao segundo, o volume total da redução do fluxo de base passa a ser menor.

De acordo com os resultados apresentados dos quatro últimos modelos, conclui-se também que para a condição de equilíbrio hidráulico entre rio e aquífero ($\Delta h = 0$ m) ou para a condição de rio efluente ($\Delta h = 0,3$ m), a depleção total permanece idêntica em ambos (fato a ser verificado mais adiante no estudo, e que não se aplica às componentes da depleção total do rio). No caso do domínio do modelo semi-infinito obteve-se para a condição de equilíbrio entre rio e aquífero uma depleção total percentual de 77,5% e para a condição de rio efluente 77,4%. Já para o caso de domínio do modelo infinito obteve-se, 65,9% e 66,0% para a condição de equilíbrio entre rio e aquífero e rio efluente respectivamente.

As Figs. 7.4a e 7.4b servem como demonstração da equivalência entre o modelo da literatura (Chen e Yin, 2004) e o modelo do presente trabalho que foi utilizado para as demais simulações em seguida.



onde K'' é a condutividade hidráulica vertical do leito do rio (*streambed*), W é a largura do rio, L'' é o comprimento do trecho (*reach*) do rio, e M é a espessura do leito (Fig. 6.5). Um rio mais largo e com um material do leito do rio mais permeável conduz a um maior valor para C . Neste estudo, a *condutância unitária*, C^* (condutância do leito do rio para um comprimento unitário de trecho do rio) é usada para representar as conectividades hidráulicas entre o rio e o aquífero. Este parâmetro é expresso pela seguinte equação:

$$C^* = \frac{C}{L''} = \frac{K'' \cdot W}{M} \quad (7.2)$$

É óbvio que uma mudança em um ou mais dos três parâmetros, W , M , e K'' , resultará em uma mudança da interconexão entre o rio e o aquífero e, assim, na depleção do rio. Se a permeabilidade do leito de rio for pequena, o cone de depressão se estende significativamente ao outro lado do rio. (Fig.7.5a), caso contrário, se a permeabilidade for alta, o cone de depressão não se estende ou se estende apenas pouco ao outro lado do rio (Figs. 7.5.b e 7.5.c).

Dez (10) simulações com diferentes valores de condutâncias unitárias do leito do rio C^* (0,5; 1,25; 2,5; 5; 10; 15; 20; 30; 40 e 50 m/dia) foram realizadas para determinar seu papel na depleção total do rio e os respectivos volumes durante e após o bombeamento. As dez (10) distintas condutâncias unitárias foram obtidas variando tanto a condutividade hidráulica vertical do leito de rio, como a largura do rio e a espessura do leito.

Para obter o volume total das depleções, foi necessário calcular as áreas abaixo das respectivas curvas de variação de redução do fluxo de base, infiltração induzida do rio, e depleção total em função do tempo. Esta tarefa de determinar essas áreas foi realizada com sucesso utilizando-se o programa *AutoCAD*.

O volume total bombeado para 90 dias foi de $V_w = 405.000 \text{ m}^3$ (90 dias \times 4500 m^3/d). Este valor é necessário para o cálculo das depleções percentuais, que são a razão entre os volumes de depleções e o volume total bombeado. Por exemplo, tomando os dados da Tab. 7.5, tem-se que o volume de depleção total percentual para a condutância unitária de 0,5 [m/d] é a razão entre $V_{total} / V_w = (58.973 / 405.000) \times 100$, cujo resultado é 14,56%.

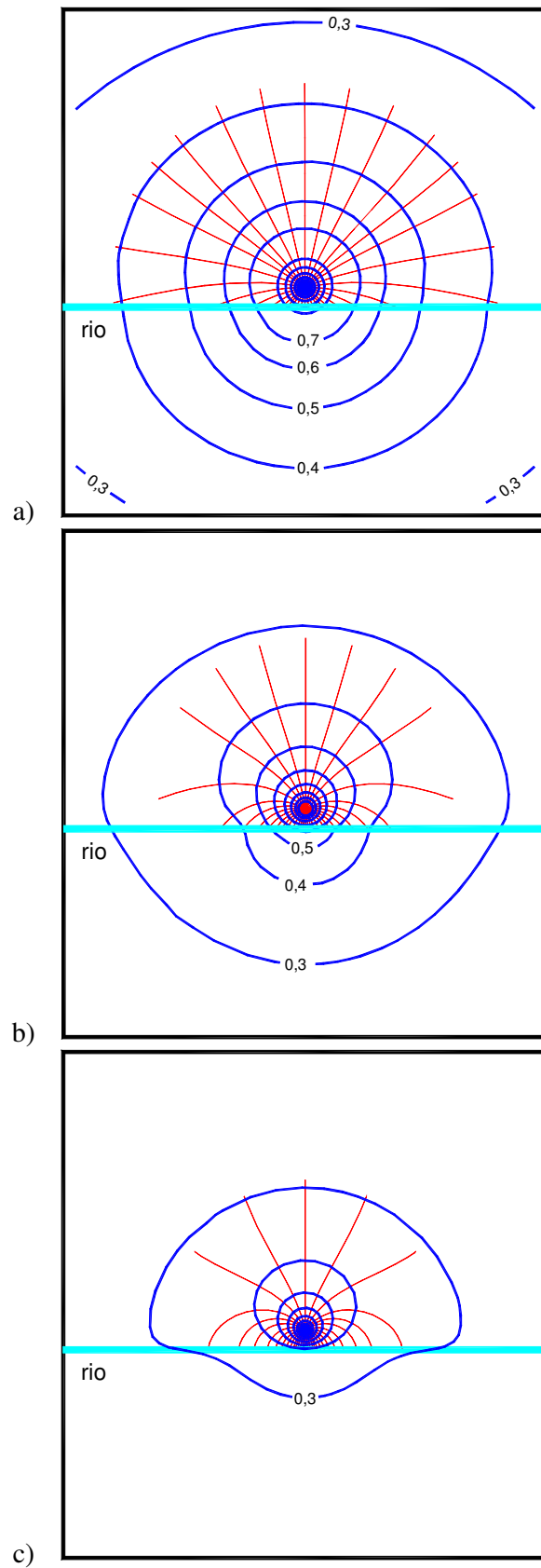


Figura 7.5 – Gráficos de Rede de Fluxo para $Q = 4500 \text{ m}^3/\text{d}$, $L = 300 \text{ m}$, $\Delta h = 0,3 \text{ m}$ e condutância do rio: (a) $C^* = 0,5 \text{ m/d}$, (b) $C^* = 5 \text{ m/d}$ e (c) $C^* = 50 \text{ m/d}$, mostrando os rebaixamentos em m. Os gráficos foram confeccionados com o emprego do programa *PMPATH*, subprograma do *Modflow Processing PRO* (Chiang e Kinzelbach, 2001).

Tabela 7.5 – Resumo dos volumes de depleção para dez diferentes condutâncias unitárias do leito do rio C^* variando de 0,5 até 50 [m/d].

C^* [m/d]	W [m]	K' [m/d]	M [m]	Volumes	V on [%]	V off [%]	V total [%]	V total [m ³]
0,5	25	0,010	0,5	Vb	3,36	11,20	14,56	58.969
				Vi	0,00	0,00	0,00	3
				Vt	3,36	11,20	14,56	58.973
1,25	25	0,100	2	Vb	7,63	21,92	29,55	119.689
				Vi	0,02	0,01	0,03	110
				Vt	7,65	21,93	29,58	119.799
2,5	25	0,100	1	Vb	13,13	31,16	44,29	179.357
				Vi	0,13	0,07	0,20	795
				Vt	13,26	31,22	44,48	180.152
5	25	0,100	0,5	Vb	20,32	37,70	58,02	234.986
				Vi	0,58	0,28	0,85	3.449
				Vt	20,90	37,98	58,87	238.436
10	50	0,100	0,5	Vb	27,26	39,31	66,57	269.610
				Vi	1,78	0,71	2,49	10.078
				Vt	29,04	40,02	69,06	279.688
15	25	0,300	0,5	Vb	30,56	38,69	69,25	280.451
				Vi	2,81	0,99	3,80	15.384
				Vt	33,37	39,68	73,05	295.844
20	100	0,100	0,5	Vb	32,39	37,94	70,33	284.833
				Vi	3,61	1,18	4,79	19.411
				Vt	36,00	39,12	75,12	304.245
30	50	0,300	0,5	Vb	34,29	36,81	71,10	287.962
				Vi	4,74	1,41	6,14	24.883
				Vt	39,03	38,22	77,25	312.845
40	25	0,800	0,5	Vb	35,23	36,09	71,32	288.841
				Vi	5,48	1,53	7,01	28.374
				Vt	40,71	37,61	78,32	317.215
50	25	1,000	0,5	Vb	35,80	35,59	71,39	289.115
				Vi	5,98	1,60	7,58	30.718
				Vt	41,79	37,19	78,97	319.833

Obs.: Na tabela acima, V_{on} é o volume percentual d'água de 90 dias de bombeamento. V_{off} é o volume de 275 dias após o bombeamento. V_{total} é a soma dos dois termos, uma vez expressa em porcentagem [%], outra vez expressa em valor absoluto [m³]. Os três termos verticais para cada valor de C^* , V_b , V_i e V_t , são os volumes relativos do fluxo de base (b), do fluxo da infiltração induzida (i) e o fluxo total (t). O objetivo de realizar as simulações com dez diferentes condutâncias unitárias do leito do rio foi fazer com que as curvas de variação de depleções em função da condutância (mostradas no gráfico da Fig. 7.6d) se tornassem mais detalhadas. As curvas de redução do fluxo de base, infiltração induzida e depleção total do rio para as condutâncias unitárias de 15, 30 e 40 [m/d] não foram mostradas nos respectivos gráficos das Figs. 7.6a, 7.6b e 7.6c, devido ao fato de que as mesmas não acrescentariam grandes contribuições, e, além disso, “poluiriam” visualmente os gráficos.

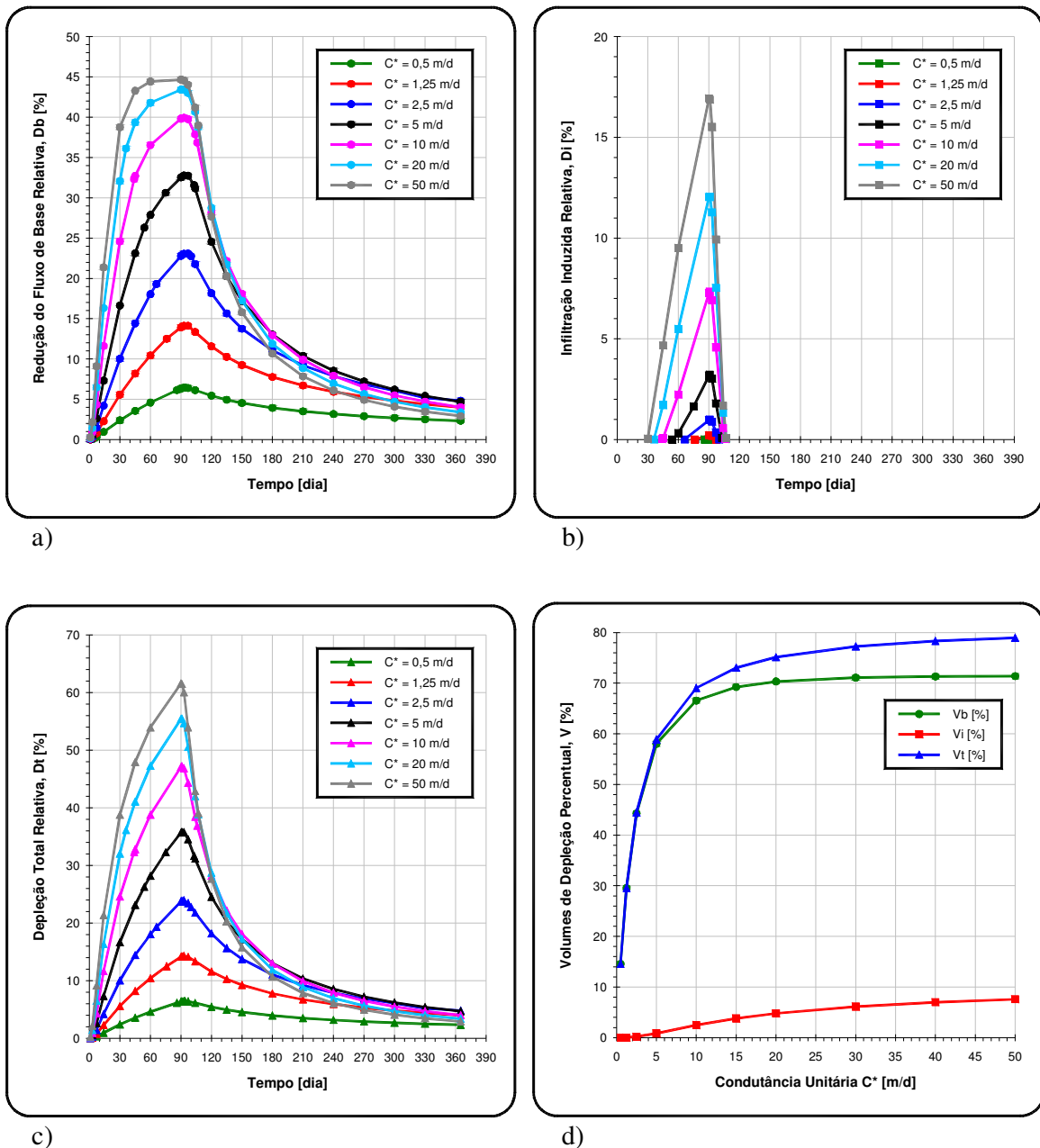


Figura 7.6 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função da condutância unitária do leito do rio.

Como indicado no gráfico da Fig. 7.6a, a taxa de redução do fluxo de base aumenta rapidamente logo no início do período de bombeamento para $C^* = 50$ m/d, tornando-se constante entre 60 e 90 dias de bombeamento. Por outro lado quando $C^* = 0,5$ m/d, a taxa de redução do fluxo de base do rio é extremamente menor. Após a parada do bombeamento, estas taxas decrescem muito rapidamente para altos valores de condutância unitária, porém a redução do fluxo de base ainda continua mesmo no período de pós-bombeamento (275 dias), ou seja, *os efeitos residuais* da redução do fluxo de base permanecem após o desligamento da bomba do poço. Para

todos os dez casos estudados, as taxas de redução do fluxo de base permanecem sempre maiores do que zero até o final dos 365 dias da simulação, isto indica que os efeitos residuais da redução do fluxo de base do rio irão atuar já no início da próxima estação de bombeamento.

Em contraste, as taxas de infiltração induzida do rio são muito menores, como mostrado no gráfico da Fig. 7.6b. A retirada de água subterrânea não induz a infiltração do rio logo no início do período de bombeamento. Por exemplo, a infiltração induzida para a condutância unitária $C^* = 50$ m/d só ocorre após 30 dias do início do período de bombeamento. Ao contrário da redução do fluxo de base, os efeitos residuais da infiltração induzida não são tão fortes, os mesmos se tornam zero rapidamente logo após cessar o bombeamento.

A infiltração induzida tende a iniciar cada vez mais cedo, conforme cresce a condutância unitária do leito do rio, e desaparecer por completo cada vez mais tarde (sempre após o desligamento da bomba), com o aumento desse parâmetro, porém, o início cresce mais rapidamente em relação ao término. Para as condutâncias unitárias do leito do rio de 0,5; 1,25; 2,5; 5; 10; 20 e 50 [m/d], a infiltração induzida começa em 86; 76; 66; 54; 44; 36; e 30 dias respectivamente após o início do bombeamento, e seus termos nessa mesma ordem são: 4; 7; 10; 13; 16; 17 e 17 dias após o desligamento da bomba.

A máxima taxa de depleção total relativa é de aproximadamente 62% para $C^* = 50$ m/d, e 6% para a $C^* = 0,5$ m/d, como mostrado no gráfico da Fig. 7.6c. Estes resultados estão em contraste com os obtidos a partir de modelos rio-aquífero (Theis, 1941; Glover e Balmer, 1954) onde o rio penetra totalmente o aquífero e há uma ausência do fluxo de base devido ao fato de que o rio e o aquífero estarem em equilíbrio hidráulico ($\Delta h = 0$). Nesses modelos, todas as deple-

Após o início do bombeamento, o armazenamento do aquífero supre o poço em bombeamento, e mais tarde, a redução do fluxo de base e a infiltração induzida do rio contribuem para o poço. A Fig. 7.7 mostra a curva de depleção total e a depleção do armazenamento para $C^* = 5$ m/d. A curva de depleção do armazenamento indica a quantidade d'água fornecida pelo armazenamento por tempo unitário. Após um bombeamento de 90 dias, a bomba é desligada, a depleção de armazenamento torna-se negativa, ou seja, o nível d'água rebaixado recupera-se e o aquífero recebe água principalmente do fluxo de base e um pouco da infiltração induzida do rio.

Observa-se que para os 90 dias de bombeamento a condição (Eq. 6.8) e para os 275 dias de não-bombeamento a condição (Eq. 6.9) são completamente satisfeitas.

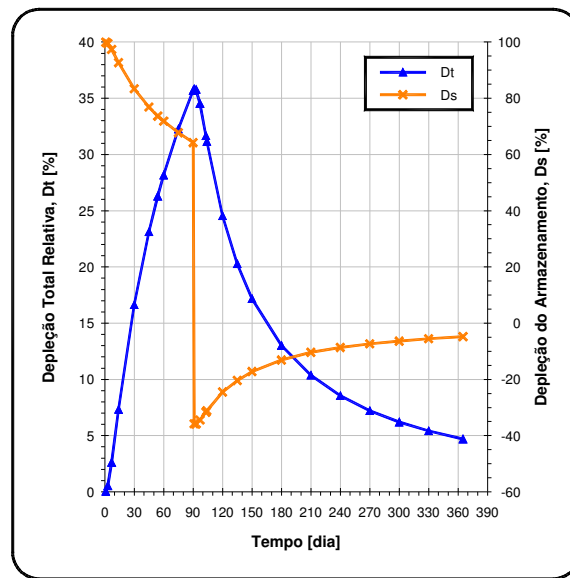


Figura 7.7 – Gráfico mostrando a depleção total e depleção do armazenamento para $C^* = 5$ m/d.

7.2 Efeitos da Penetração Parcial do Leito do Rio

O modelo constituído por uma camada é baseado na suposição de que a profundidade de penetração do leito de rio é pequena em relação à espessura do aquífero. Porém, o efeito hidráulico do grau de penetração para as taxas de depleção não é desprezível, pois com o aumento do perímetro molhado do leito de rio cresce também a drenança do leito para o aquífero (Eq. 5.12).

$$B = \frac{\lambda \ell}{T} = W \frac{K'}{b'} \cdot \frac{\ell}{T} \quad (7.3)$$

Um modelo do *MODFLOW* constituído por cinco camadas foi estabelecido (Fig. 7.8) para avaliar através de cinco modelagens numéricas com os parâmetros padrões ($Q = 4500$ m³/d, $\Delta h = 0,3$ m e $L = 300$ m) o efeito da penetração parcial do leito do rio no respectivo aquífero em

relação às taxas e volumes de depleção de modo que, 20 % da penetração do rio são associados à primeira camada, 40% a primeira e segunda camadas, 60% a primeira, segunda e terceira camadas, 80 % a primeira, segunda, terceira e quarta camadas e 100% a todas as camadas.

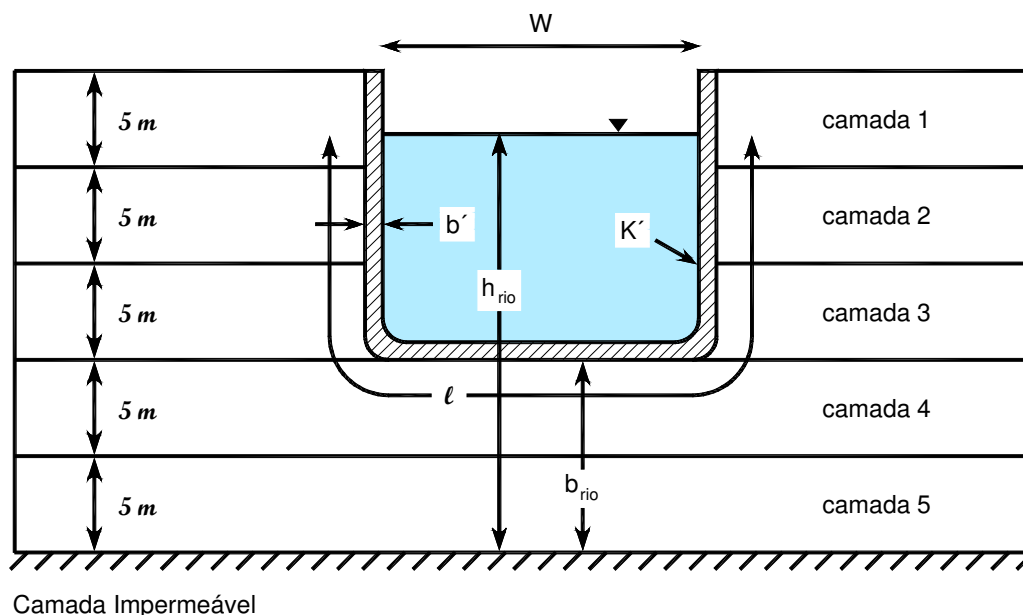


Figura 7. 8 – Secção transversal de uma configuração do rio parcialmente penetrante simulado pelo *PMWIN-MODFLOW* com um modelo de 5 camadas de 5 m de espessura cada.

Nos gráficos das Figs. 7.9, 7.10 e 7.11 são mostrados os resultados das simulações feitas no estudo da variação do grau de penetração do rio no aquífero para os casos no qual se atribuiu para a condutância unitária do leito C^* os valores 0,5; 5 e 50 [m/d] respectivamente.

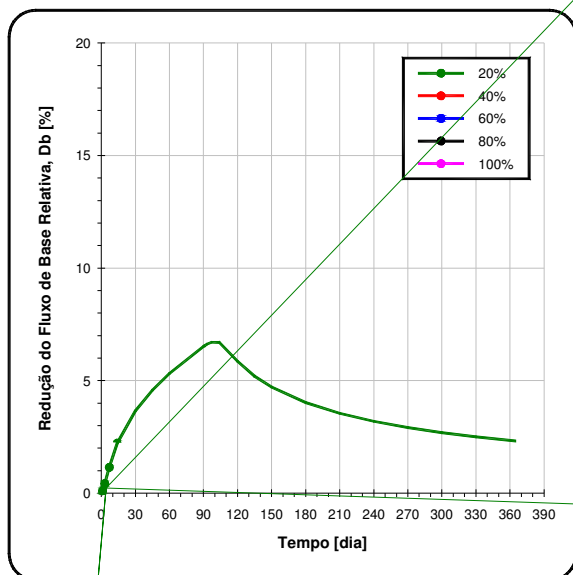
De acordo com o gráfico da Fig. 7.9a, constata-se que a redução do fluxo de base é bastante sensível à variação do grau de penetração do rio, crescendo significativamente com o aumento deste parâmetro, sendo seu valor máximo alcançado para o caso de 100% de penetração do aquífero pelo rio, o que em geral se verifica tanto durante o período de bombeamento como no período de pós-bombeamento. Os efeitos residuais da redução do fluxo de base se apresentam durante todo o período de pós-bombeamento.

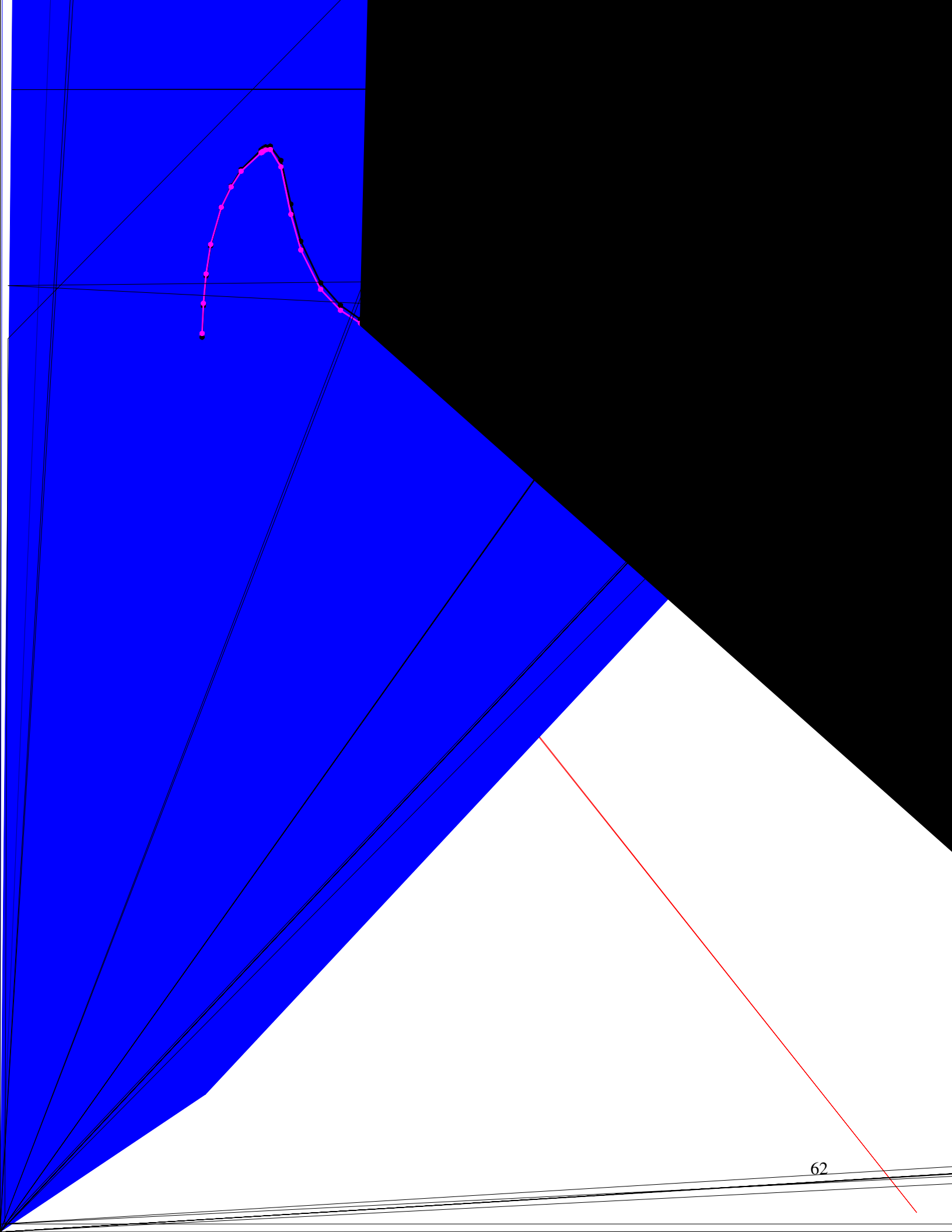
A infiltração induzida do rio (Fig. 7.9b) apresenta um comportamento semelhante em relação à redução do fluxo de base, pois à medida que se aumenta o grau de penetração do aquífero pelo rio ocorre um aumento da infiltração induzida, sendo que a diferença de comportamento destas duas componentes da depleção está no fato de que os efeitos residuais da infiltração induzida do rio desaparecem em torno de 30 dias do desligamento da bomba. A partir da Fig. 7.9b, verifica-se também que para altos graus de penetração do aquífero pelo rio, a infiltração induzida se inicia mais rápido, e desaparece mais tarde, quando comparada com o cenário de

baixos graus de penetração do aquífero pelo rio que tendem a provocar um retardamento do início da infiltração e uma precocidade no seu término.

Em virtude da depleção total (Fig. 7.9c) ser composta pela redução do fluxo de base e infiltração induzida, seu comportamento se mostra bastante semelhante aos apresentados pelas suas componentes, sendo seus efeitos residuais mais similares aos da redução do fluxo de base.

A partir do gráfico da Fig. 7.9d, constata-se que tanto a depleção total do rio como suas componentes crescem com o aumento do grau de penetração do aquífero pelo rio.





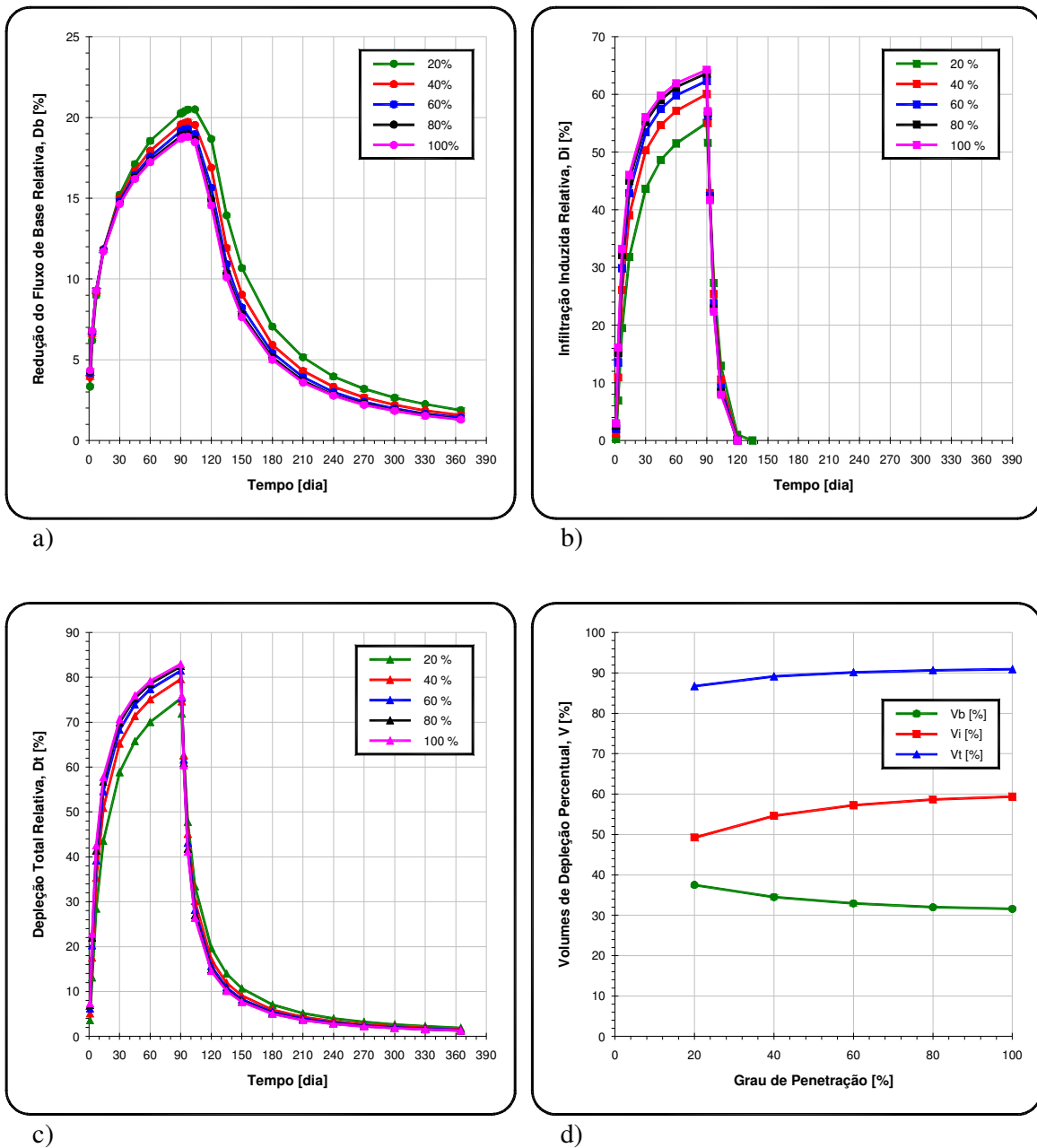


Figura 7. 11 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função da penetração parcial do rio, com condutância unitária do leito do rio $C^* = 50$ [m/d].

A partir dos gráficos da Fig. 7.11 nota-se que os comportamentos da depleção total do rio e suas componentes são similares aos verificados anteriormente para o caso de $C^* = 5$ [m/d], sendo que agora seus efeitos mudam pouco em função da variação do grau de penetração.

Nota-se que com o aumento da condutância unitária e penetração parcial do leito do rio a taxa de depleção total e o volume de depleção percentual crescem e a taxa de redução do fluxo de base diminui. Além disso, observa-se nas Figs. 7.9d - 7.11d, que o efeito da penetração do leito do rio é menos significativo com a condutância crescente.

7.3 Efeitos da Variação do Nível do Rio

O grau da depleção do fluxo de um rio varia em virtude da conectividade hidráulica entre rio e aquífero. Variações nos níveis da água do rio ou nos níveis do lençol freático da água subterrânea alteram a diferença de carga hidráulica, Δh , entre o rio e o aquífero. Sete (07) distintos cenários são simulados no presente trabalho: com $\Delta h = 0; 0,15; 0,30; 0,45; 0,60; 0,80$ e $1,00$ m (ou seja, desde a condição de equilíbrio entre rio e aquífero até o cenário de rio extremamente *efluente*).

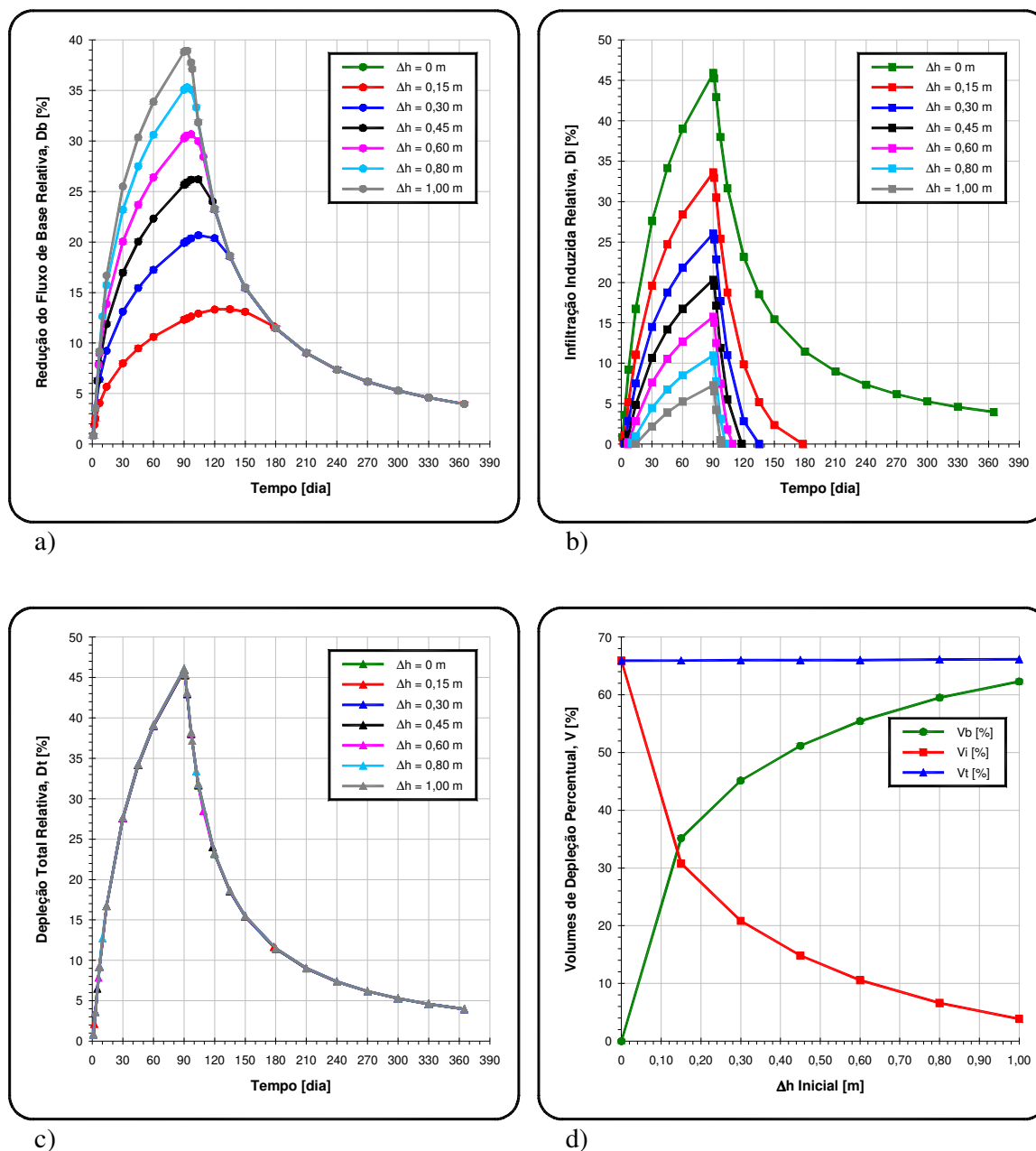


Figura 7. 12 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função da diferença de carga hidráulica entre rio e aquífero.

De acordo com o gráfico da Fig. 7.12a, verifica-se que não existe a curva de redução do fluxo de base para o cenário $\Delta h = 0$, o que já era esperado, pois em nenhum momento da simulação gera-se um gradiente hidráulico descendente no sentido aquífero rio, ocorrendo, porém durante o período de bombeamento e pós-bombeamento um gradiente hidráulico no sentido oposto, causando, portanto, infiltração induzida. Nota-se também que a redução do fluxo de base cresce com o aumento da diferença de carga hidráulica ente rio e aquífero, porém a mesma se torna idêntica para os seis cenários a partir de 90 dias do desligamento da bomba.

Com relação à infiltração induzida do rio, percebe-se que a mesma apresenta um comportamento inverso quando comparada à redução do fluxo de base (claramente mostrado no gráfico da Fig. 7.12b), pois ela diminui com o aumento da diferença de carga hidráulica entre rio e aquífero. Observa-se também que os tempos de início e término da taxa de depleção da infiltração induzida do rio variam de acordo com o cenário, pois para $\Delta h = 0; 0,15; 0,30; 0,45; 0,60; 0,80$ e $1,00$ m os respectivos tempos de surgimento da infiltração induzida são 1; 2; 3; 5; 6; 10 e 14 dias do início do bombeamento, não cessando os seus efeitos residuais para o cenário de equilíbrio entre rio e aquífero ($\Delta h = 0$), e desaparecendo com 88; 45; 28; 19; 12 e 8 dias do término do bombeamento para os demais respectivos cenários.

Ao contrário de suas componentes, a taxa de depleção total é independente da diferença de carga hidráulica entre rio e aquífero.

Os resultados para um cenário especial (3 simulações) de *rio influente* (rio que “alimenta” aquífero subterrâneo, $\Delta h < 0$), que pode ocorrer em um trecho a montante do rio, são os mesmos já encontrados para o cenário de equilíbrio do rio ($\Delta h = 0$), como mostrado na Fig. 7.13.

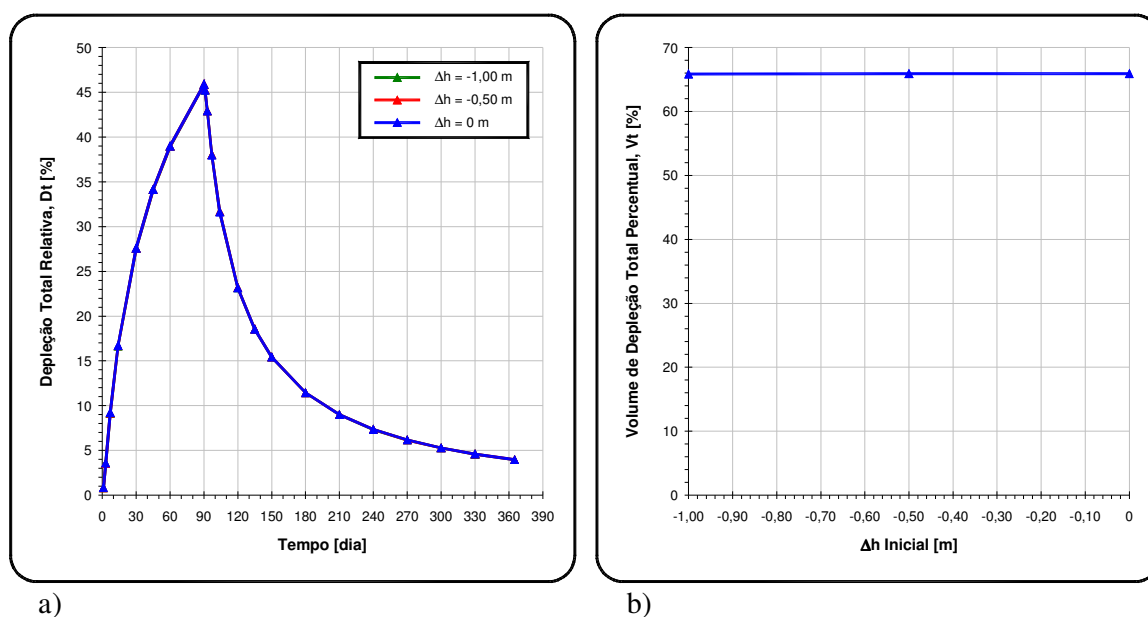


Figura 7.13 – Gráficos mostrando: (a) depleção total relativa, e (b) variação do volume percentual da depleção total em função da diferença de carga hidráulica entre rio e aquífero, para o cenário de rio influente.

7.4 Efeitos da Declividade do Nível Freático

Nestas sete (07) simulações, o gradiente natural do fluxo de base, i , foi tomado levando em conta junto com a diferença de carga hidráulica entre rio e aquífero, $\Delta h = 0,3$ m (Fig. 7.14). Sete diferentes gradientes do fluxo de base foram simulados: $i = 0$; 5×10^{-5} ; $7,5 \times 10^{-5}$; 1×10^{-4} ; $1,5 \times 10^{-4}$; $2,5 \times 10^{-4}$ e 5×10^{-4} , permanecendo constantes os demais parâmetros do modelo ($Q = 4500$ m³/d, $\Delta h = 0,3$ m e $L = 300$ m) para as diversas simulações.

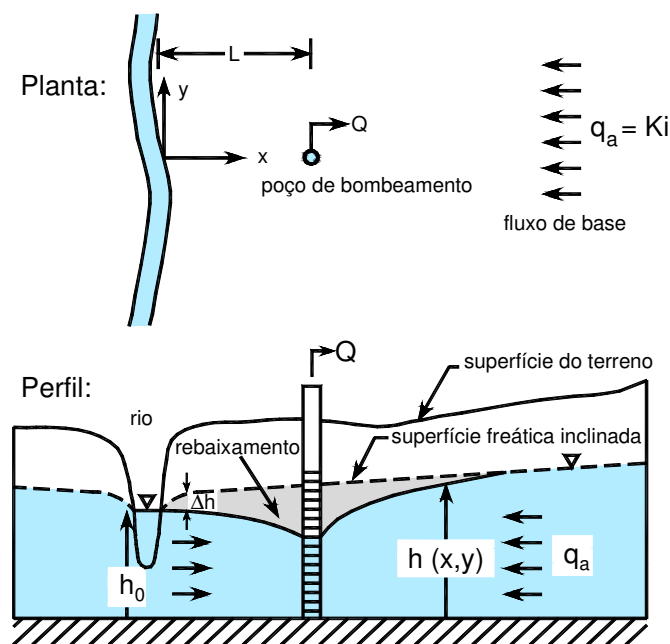


Figura 7. 14 – Representação esquemática do sistema rio-aquífero com diferença hidráulica entre rio e aquífero ($\Delta h \neq 0$) e superfície freática inclinada (Fonte modificada: Chen 2003).

De acordo com o gráfico da Fig. 7.15a, constata-se que a redução do fluxo de base é pouco sensível à variação do gradiente hidráulico, crescendo lentamente com o aumento deste parâmetro até um valor limite a partir do qual permanece constante. A partir de 14 dias do término do bombeamento, os efeitos residuais da redução do fluxo de base do rio se tornam idênticos para os sete cenários, indicando que esses efeitos residuais são praticamente os mesmos, independente do gradiente hidráulico.

A infiltração induzida do rio apresenta um comportamento inverso em relação à redução do fluxo de base, pois à medida que se aumenta o gradiente hidráulico ocorre uma diminuição da infiltração induzida, até um valor limite desse parâmetro ($i = 5 \times 10^{-4}$) no qual esta componente da depleção total desaparece por completo. A partir da Fig. 7.15b, verifica-se também que para pequenas declividades do nível do lençol freático, a infiltração induzida se inicia mais rápido, e desaparece mais tarde, quando comparada com o cenário de altas declividades que tendem a provocar um retardamento do início da infiltração e uma precocidade no seu término.

A Fig. 7.15c mostra que a depleção total do rio é insensível à variação da declividade do nível do lençol freático, mantendo-se idêntica para todos os sete cenários considerados.

Pelo gráfico da Fig. 7.15d, percebe-se claramente que para pequenas declividades a redução do fluxo de base e a infiltração induzida do rio possuem comportamentos opostos, pois à medida que redução do fluxo de base cresce com o aumento do gradiente hidráulico, a infiltração induzida diminui, e que para altas declividades, a primeira se torna praticamente constante, enquanto a segunda desaparece, fazendo com que a depleção total do rio seja formada apenas pela redução do fluxo de base.

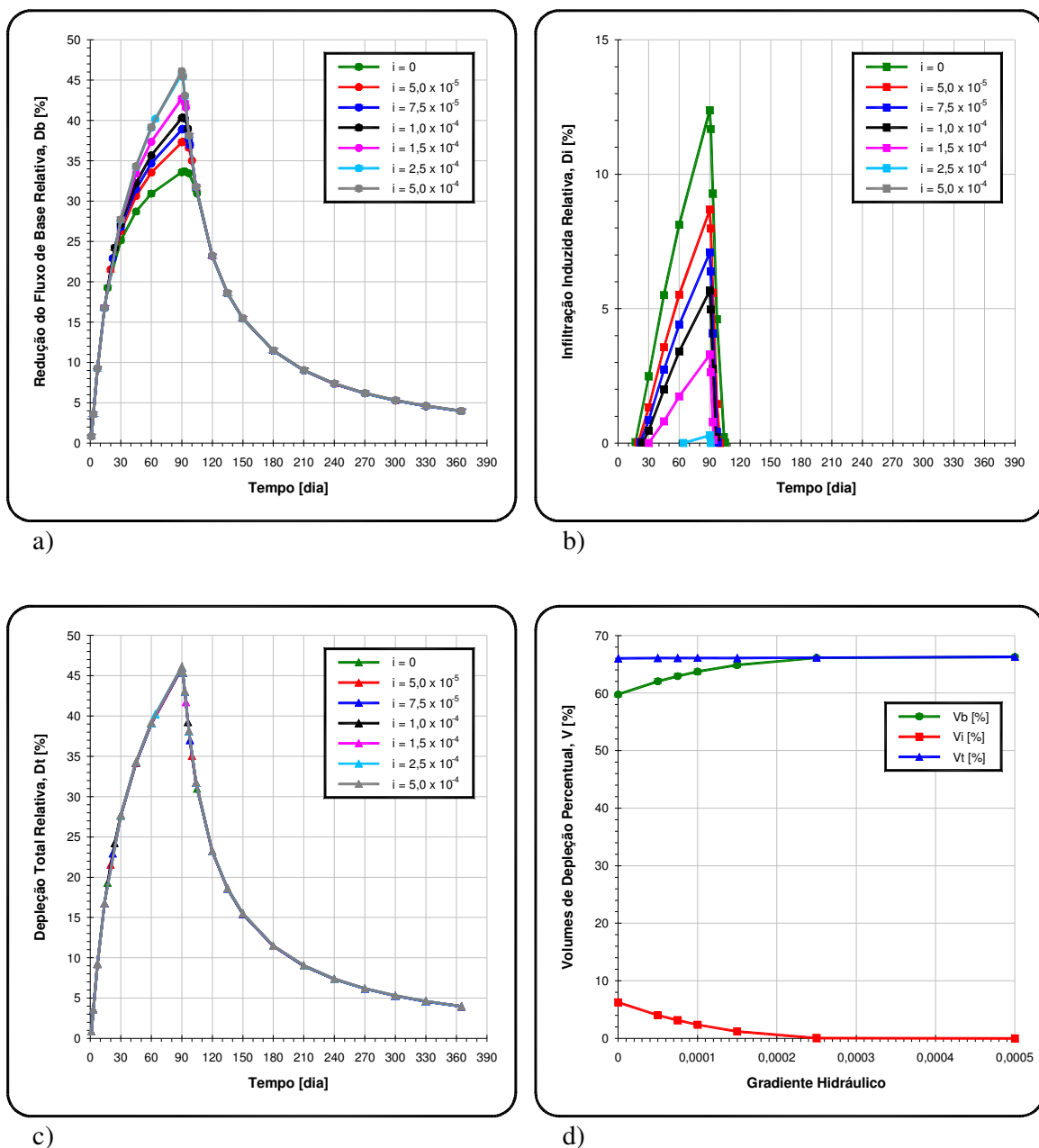


Figura 7. 15 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função do gradiente hidráulico.

7.5 Efeitos da Variação da Distância Poço-Rio

Simulações distintas foram realizadas para sete (07) diferentes distâncias entre o poço e o rio ($L = 75; 150; 300; 600; 800; 1000$ e 1200 m), deslocando-se o poço em relação ao rio.

De acordo com o gráfico da Fig. 7.16a, nota-se que para pequenas distâncias ($L = 75; 150; 300$; e 600 m) entre o poço e o rio, a redução do fluxo de base, ocorre imediatamente após o início do bombeamento, enquanto que para maiores distâncias ($L = 800; 1000$ e 1200 m), a redução do fluxo de base começa mais tarde, no caso com 3, 7 e 7 dias respectivamente.

Durante os 90 dias do período de bombeamento, a redução do fluxo de base do rio apresenta-se maior para pequenas distâncias entre o poço e o rio, comparadas com grandes distâncias. Esse comportamento, porém, se inverte no período de pós-bombeamento, passando a redução do fluxo de base ser maior agora para altas distâncias entre poço e rio.

Para distâncias muito pequenas ($L < 300$ m), o pico da taxa de redução do fluxo de base do rio ocorre aproximadamente 14 dias após o término do bombeamento, enquanto que para distâncias maiores ($L > 300$ m), esse pico ocorre agora cerca de 30 dias após o desligamento da bomba do poço.

Em contraste com a redução do fluxo de base, a infiltração induzida do rio não ocorre imediatamente com o início do bombeamento, para a maioria dos sete cenários estudados. Como mostrado no gráfico da Fig. 7.16b, o rio descarrega água para o aquífero a partir de 0, 0, 3, 13, 24, 38 e 57 dias do início do bombeamento para $L = 75, 150, 300, 600, 800, 1000$ e 1200 m respectivamente, deste modo, quanto maior a distância entre o poço e o rio mais tarde começa a infiltração induzida.

Por outro lado quanto maior a distância entre o poço e o rio maior será o tempo para cessar completamente o efeito da infiltração induzida do rio. Este tempo em que ocorre o término da infiltração induzida marca o fim da reversão do gradiente hidráulico, inicialmente provocada pelo bombeamento.

Conforme mostra o gráfico da Fig. 7.16c, a depleção total do rio apresenta um comportamento semelhante em relação à redução do fluxo de base, porém agora bem mais evidenciado durante o período de bombeamento, ou seja, durante este período quanto maior o valor da distância entre poço e rio menor será a depleção total, e para o período de pós-bombeamento quanto maior a distância maior será a depleção.

Para distâncias muito pequenas ($L < 300$ m), o pico da taxa de depleção total do rio ocorre exatamente no fim do bombeamento, enquanto que para distâncias maiores ($L > 300$ m), esse pico acontece após alguns dias do desligamento da bomba do poço, sendo que no caso extremo de $L = 1200$ m, o pico ocorre após 14 dias do término do bombeamento.

A partir da Fig. 7.16d, constata-se que o volume de depleção da redução do fluxo de base é pouco sensível à variação da distância entre poço e rio, sendo que para distâncias inferiores a 700 m, a mesma cresce com o aumento desta distância, e a partir daí começa a diminuir com o aumento do afastamento entre poço e rio. O volume da infiltração induzida do rio é bastante sensível à variação da distância poço-rio, de modo que a mesma diminui com aumento dessa distância. O volume da depleção total do rio, assim como a infiltração induzida, é também bastante afetado pela variação da separação entre poço e rio, sendo que agora a mesma é indiretamente proporcional a este parâmetro.

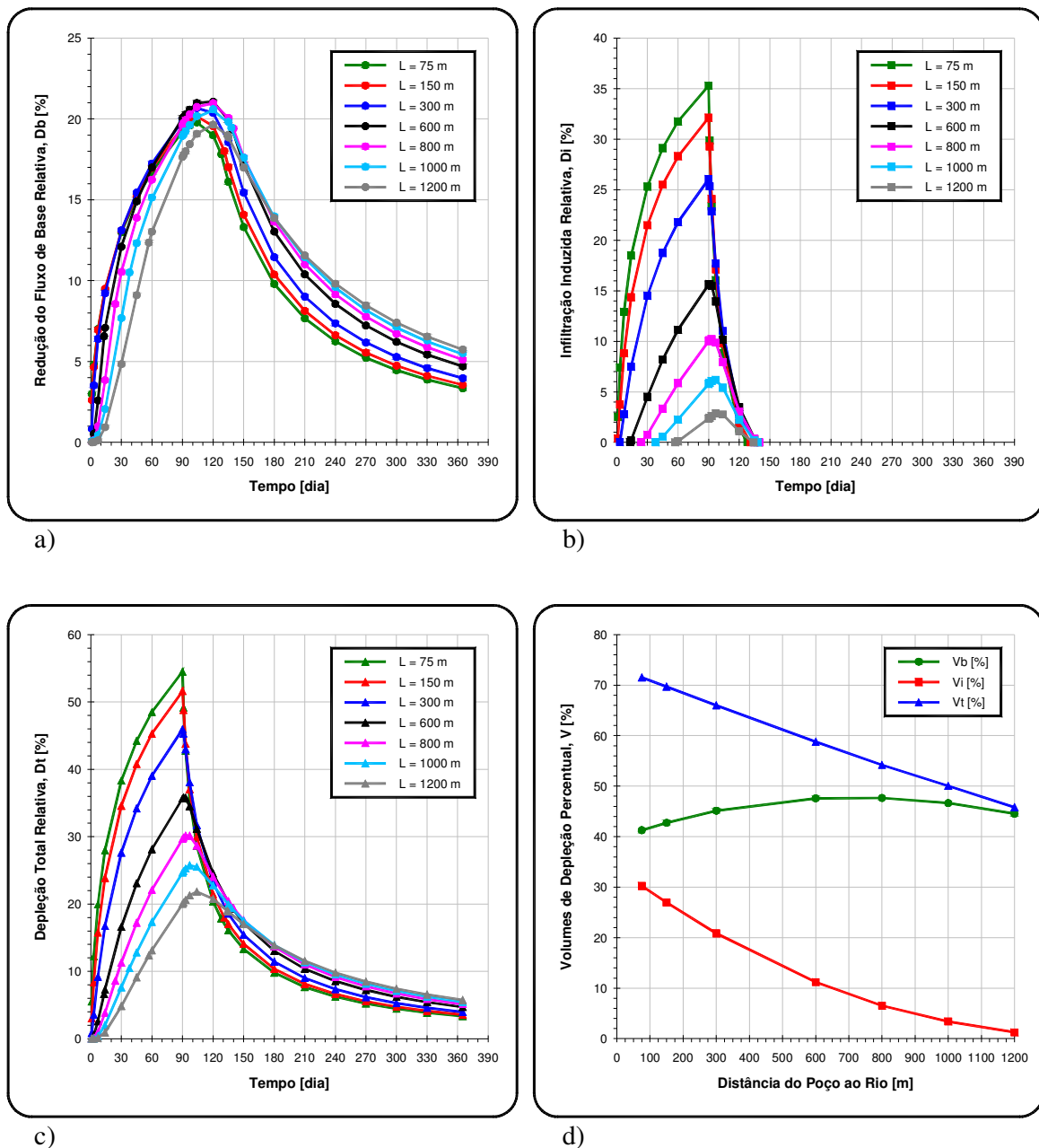
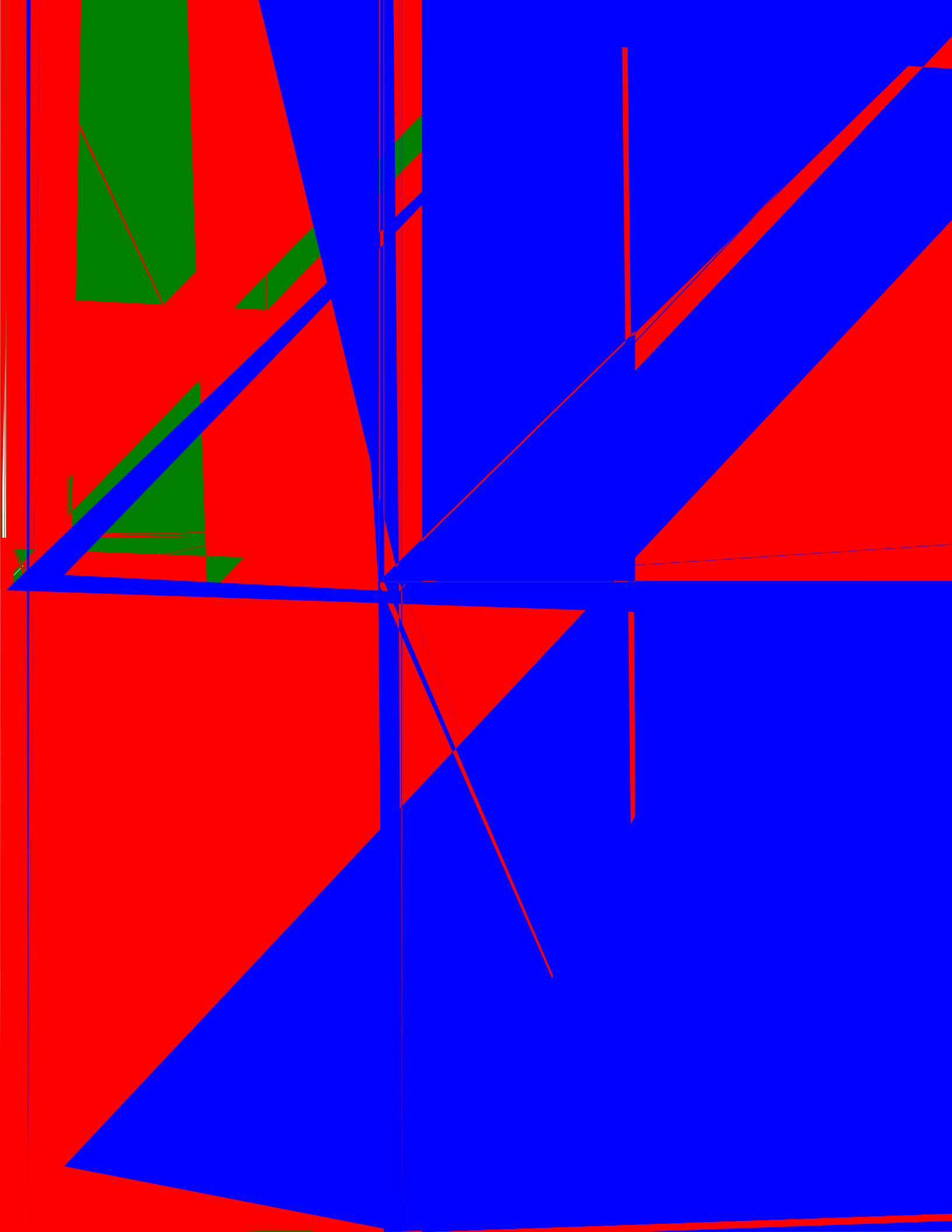


Figura 7. 16 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função da distância poço-rio.



De acordo com o gráfico da Fig. 7.17a, verifica-se que a redução do fluxo de base é fortemente afetada pela variação da condutividade hidráulica horizontal do aquífero, de modo que a mesma cresce com o aumento deste parâmetro. O pico da redução do fluxo de base coincide com o término do bombeamento para altos valores de K_h , sendo que diminuição deste provoca um aumento do tempo de retardamento desse pico. Os efeitos residuais desta componente da depleção total somente tornam-se idênticos após 150 dias do desligamento da bomba.

A infiltração induzida do rio assim como a redução do fluxo de base também é profundamente afetada pela variação da condutividade hidráulica horizontal, porém de forma oposta, ou seja, à medida que este parâmetro aumenta os efeitos da infiltração diminuem (Fig. 7.17b). O início da infiltração, o qual ocorre logo no começo do bombeamento, é insensível à variação da condutividade hidráulica horizontal, permanecendo invariável para os sete cenários. Porém o seu término varia bastante de acordo com o valor da condutividade hidráulica horizontal, para $K_h = 25, 50, 100, 150, 200, 300$ e 400 m/d, a infiltração induzida desaparece após 192, 99, 45, 24, 14, 5 e 2 dias do desligamento da bomba respectivamente, ou seja, quanto maior o valor de K_h , mais cedo cessa o efeito da infiltração.

A depleção total do rio é suavemente afetada pela variação de K_h , sendo que a mesma diminui com o aumento desse parâmetro (Fig. 7.17c).

A partir da Fig. 7.17d, consta-se que os volumes percentuais da redução do fluxo de base e a infiltração induzida possuem comportamentos inversos, em relação à variação da condutividade hidráulica horizontal. O volume da redução do fluxo de base cresce bastante com o aumento de K_h , até um limite a partir do qual permanece constante. O volume da infiltração induzida diminui consideravelmente com o aumento de K_h .

Variando a condutividade hidráulica vertical, K_v , deixando a condutividade hidráulica horizontal constante, K_h , ou seja variando assim o grau da *anisotropia vertical* (K_h/K_v) do aquífero utilizando os parâmetros padrões ($Q = 4500$ m³/d, $\Delta h = 0,3$ m e $L = 300$ m) chega-se aos resultados das sete (07) simulações apresentados no gráfico da Fig. 7.18a, onde se nota que a redução do fluxo de base do rio é levemente afetada pela variação da condutividade hidráulica vertical do aquífero, sendo que a mesma cresce suavemente com o aumento desse parâmetro.

A infiltração induzida do rio é razoavelmente perturbada pela mudança da condutividade hidráulica vertical, de modo que a mesma cresce progressivamente com o aumento desse parâmetro (Fig. 7.18b). Os tempos de início (3 dias após o começo do bombeamento) e término (45 dias após o fim do bombeamento) da infiltração induzida praticamente são constantes para os cenários estudados, sendo a exceção o caso para $K_v = 0,01$ m/d, no qual, a infiltração induzida começa bem mais tarde (50 dias após o início do bombeamento) e termina bem mais cedo (15 dias após o desligamento da bomba), quando comparada com os demais cenários.

A depleção total do rio apresenta praticamente o mesmo comportamento da infiltração induzida, com a diferença de que seus efeitos não desaparecem em nenhum momento da simulação (Fig. 7.18c). Para os sete cenários o desenvolvimento da depleção total é o mesmo, mudando apenas a sua intensidade de um cenário para o outro, de modo que o pico da depleção coincide com o término do bombeamento (90 dias).

A partir da Fig. 7.18d, observa-se que as curvas dos volumes percentuais de depleção total e infiltração induzida, apresentam um desenvolvimento em função da variação da condutividade hidráulica vertical, bastante semelhante. Nota-se também que o volume da redução do fluxo de base se mantém praticamente constante em função da variação desse mesmo parâmetro.

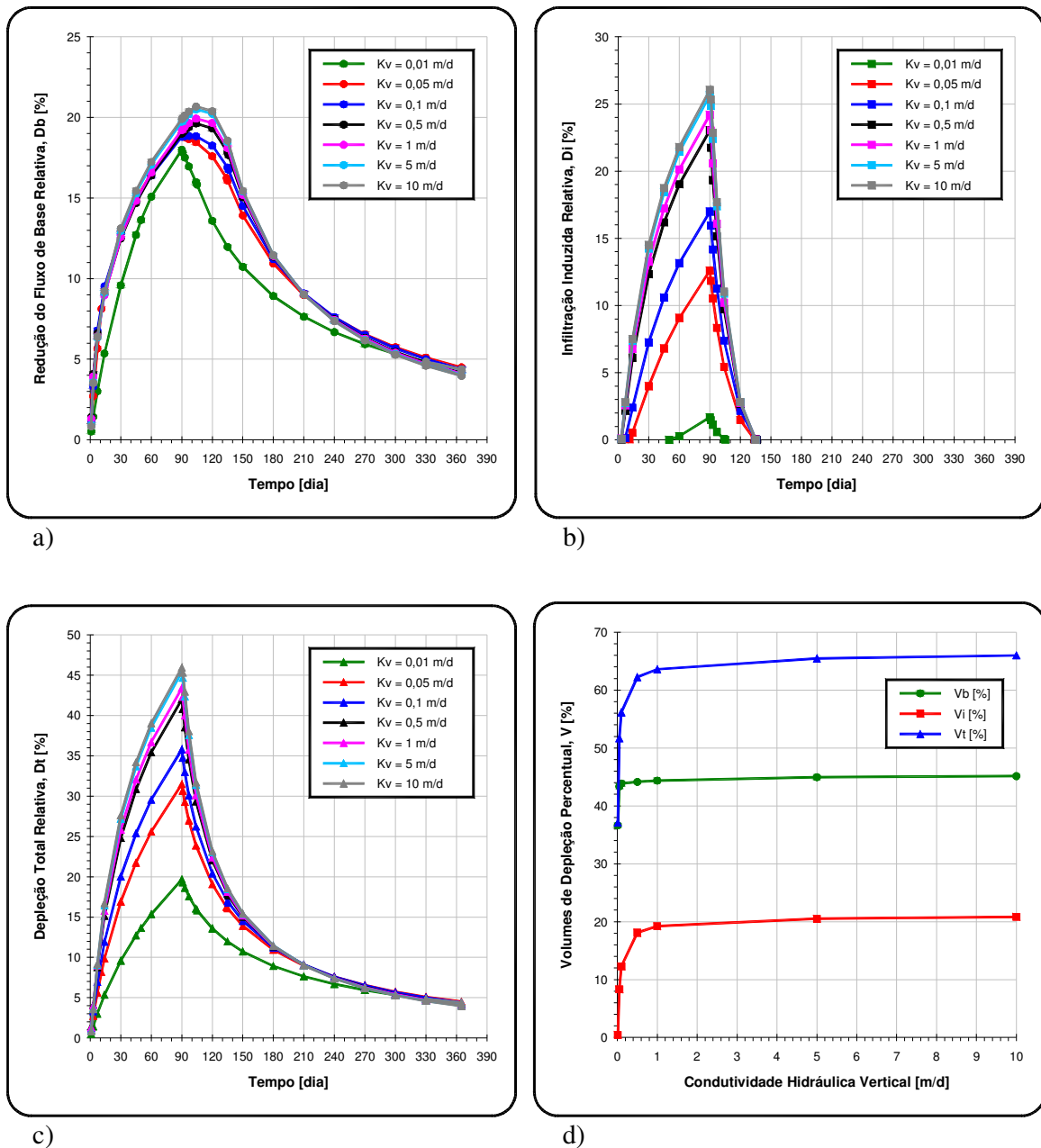
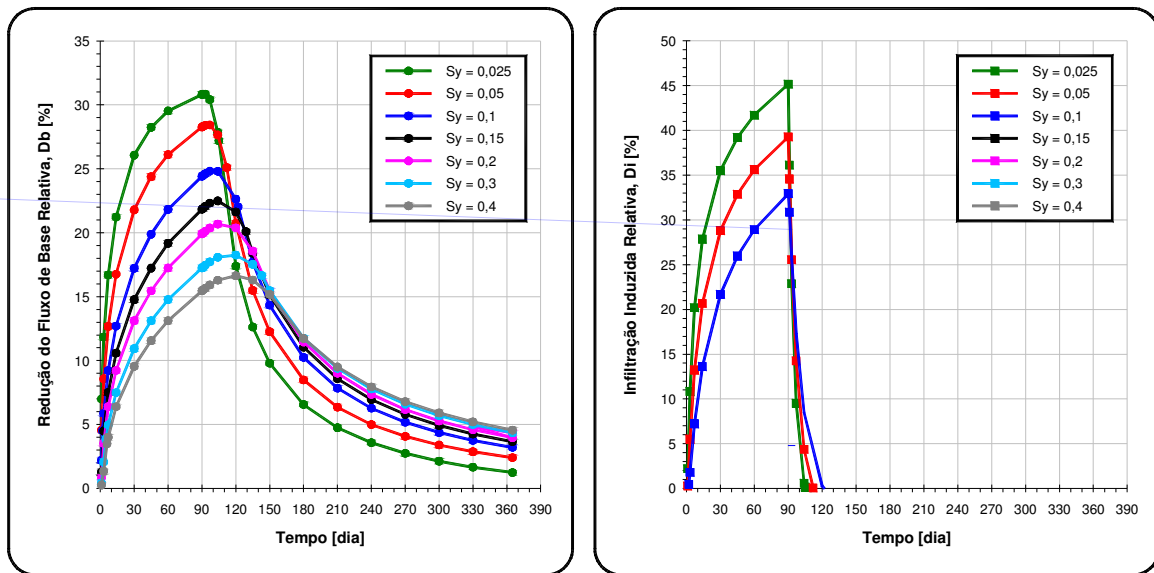


Figura 7. 18 – Gráficos: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função da condutividade hidráulica vertical, K_v .

Os resultados das sete (07) simulações utilizando os parâmetros padrões e variando o coeficiente de rendimento específico, S_y , são apresentados nas Figs. 7.19a, 7.19b e 7.19c, onde se constata que a depleção total e suas componentes, possuem praticamente o mesmo comportamento em função da variação de S_y , ou seja, decrescem com o aumento desse parâmetro para o período de bombeamento, passando a crescerem no período de pós-bombeamento.

O volume percentual da depleção total e da infiltração induzida apresentam um desenvolvimento em função da variação do rendimento específico muito semelhante, no qual diminuem continuamente com o aumento desse parâmetro (Fig. 7.19d). Já o volume percentual da redução do fluxo de base do rio também decresce com o aumento de S_y , porém mais suavemente.



Os resultados das sete (07) simulações utilizando os parâmetros padrões e variando o coeficiente de armazenamento, S , são apresentados nos gráficos das Figs. 7.20a, 7.20b e 7.20c, onde se verifica que redução do fluxo de base, infiltração induzida e depleção total do rio, apresentam praticamente o mesmo comportamento em função da variação do coeficiente de armazenamento, ou seja, em geral decrescem com o aumento desse parâmetro.

Com base na Fig. 7.20d, nota-se que o volume percentual da redução do fluxo de base e a infiltração induzida comportam-se similarmente em função da variação do coeficiente de armazenamento, onde diminuem progressivamente com o aumento desse parâmetro. Já o volume percentual da depleção total também decresce com o aumento de S , porém mais intensamente.

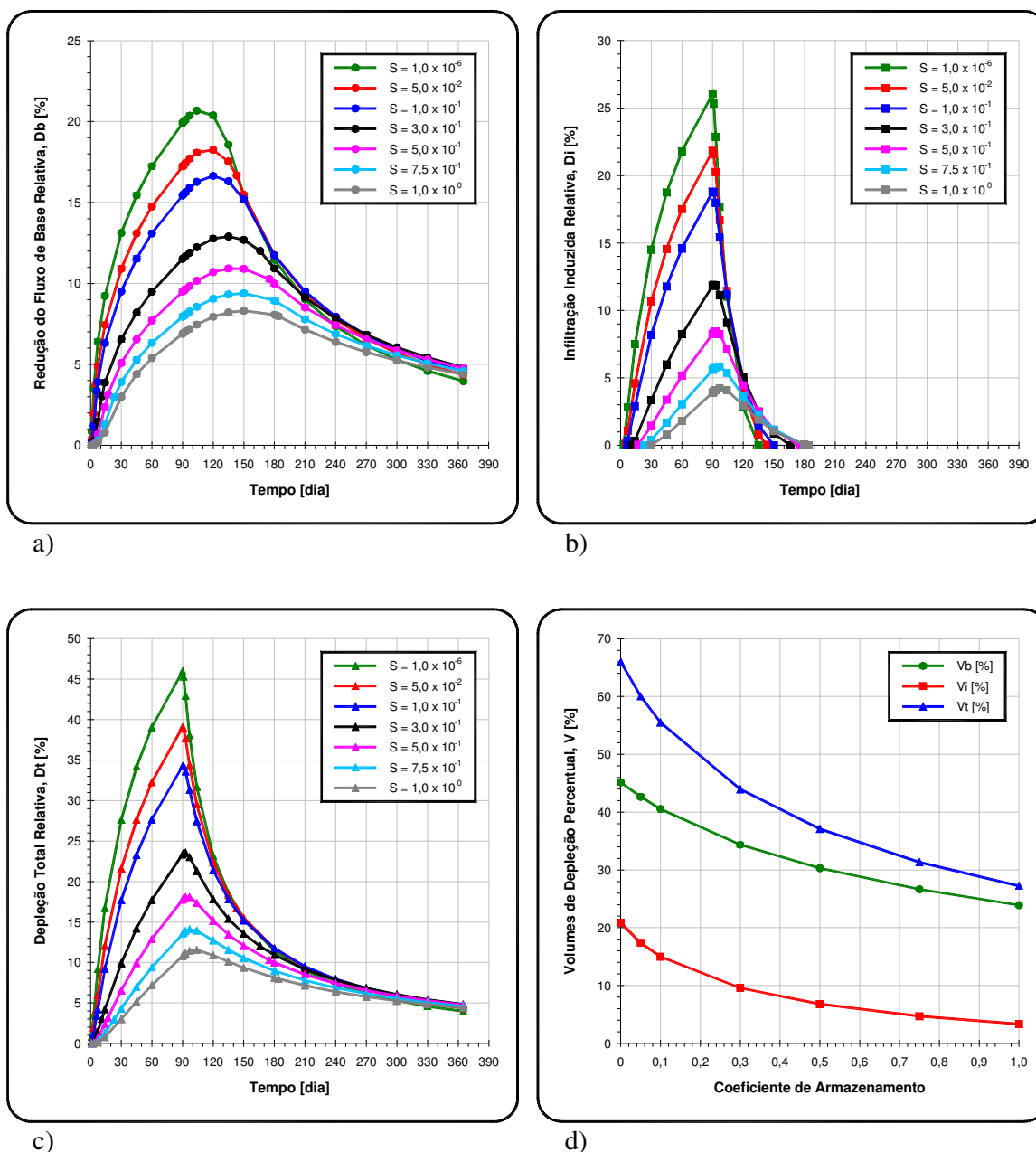


Figura 7. 20 – Gráficos: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função do coeficiente de armazenamento, S .

7.7 Efeitos do Bombeamento de Longa Duração

Os gráficos das Figs. 7.21a, 7.21b, 7.21c e 7.21d mostram respectivamente as curvas da redução do fluxo de base relativa, infiltração induzida relativa, depleção total relativa e os respectivos volumes percentuais das diversas taxas de depleção para um bombeamento cíclico intermitente com uma duração de tempo total de 10 anos, obtidas através de simulações realizadas com uma vazão de bombeamento do poço $Q_w = 4500 \text{ m}^3/\text{d}$, distância entre o poço e o rio, $L = 300\text{m}$ e diferença de carga hidráulica entre rio e aquífero $\Delta h = 0,3 \text{ m}$.

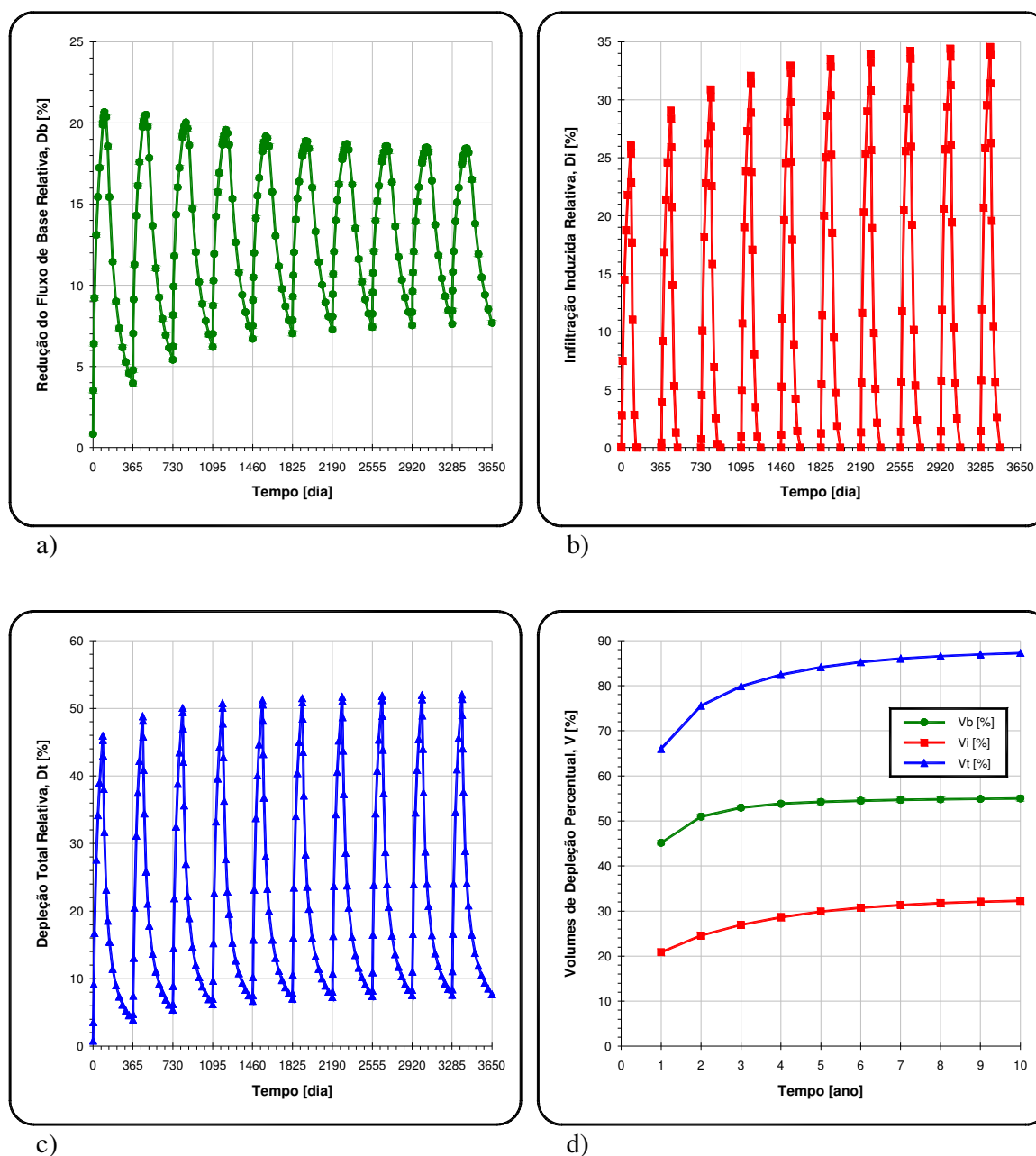


Figura 7. 21 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função do tempo.

Com base nos gráficos das Figs. 7.21a, 7.21b, 7.21c e 7.21d, conclui-se que:

- 1) Os picos da redução do fluxo de base ocorrem 14, 30 e 45 dias após o término do bombeamento para o primeiro ano, segundo ao sexto ano, e sétimo ao décimo ano respectivamente, ou seja, há um retardamento da redução do fluxo de base máxima ao longo dos anos.
- 2) O caimento do ápice da redução do fluxo de base é mais significativo nos primeiros cinco anos de simulação, continuando a decrescer nos últimos cinco, porém mais suavemente.
- 3) A taxa de redução do fluxo de base inicial cresce continuamente ao longo de cada ano, sendo mais ascendente nos cinco primeiros.
- 4) Os cumes da infiltração induzida do rio coincidem com o fim de cada período de bombeamento (90 dias), ou seja, o tempo que leva para ser alcançada a taxa de infiltração induzida máxima permanece constante ao longo dos anos.
- 5) O aclave do ápice da infiltração induzida é mais significativo nos primeiros cinco anos de simulação, continuando a crescer nos últimos cinco, porém mais levemente.
- 6) O início da infiltração induzida ocorre sempre 3 dias após o começo de cada período de bombeamento, ou seja, o tempo que leva para o rio começar a fornecer água para o aquífero permanece constante ao longo dos anos.
- 7) O término da infiltração induzida ocorre 45 dias após o fim de cada período bombeamento para os dois primeiros anos, e 60 dias para os demais.
- 8) Os auges das taxas de depleção total coincidem com o fim de cada período de bombeamento.
- 9) A ascendência do pico da depleção total do rio é mais significativa nos primeiros cinco anos de simulação, continuando a crescer nos últimos cinco, porém mais brandamente.
- 10) A taxa de depleção total inicial cresce continuamente ao longo de cada ano, sendo mais ascendente nos cinco primeiros.
- 11) A redução do fluxo de base sofre um considerável acréscimo para os primeiros três anos, passando a ser praticamente constante a partir daí.
- 12) A infiltração induzida do rio apresenta um aumento progressivo ao longo dos anos de bombeamento.
- 13) A depleção total do rio assim como a infiltração induzida também cresce ao longo dos anos de bombeamento, porém de forma mais acentuada.
- 14) Os volumes percentuais crescem significativamente nos primeiros anos e atingem um certo grau de saturação a partir do quinto ano de bombeamento.

Sendo assim conclui-se resumidamente que os efeitos da depleção total e suas componentes, são acumulativos ao longo do tempo.

7.8 Efeitos do Bombeamento Intermitente

Poços de provisão de água podem continuar seus bombeamentos durante vários meses do ano, mas a irrigação através do uso desses poços freqüentemente se faz por meio de esquemas de *bombeamento intermitente*.

Uma simulação foi realizada baseada em uma programação de 5 períodos de 10 dias de bombeamento intercalados com 4 períodos de 10 dias com a bomba desligada, totalizando 50 dias de bomba ligada e 40 desligada, prosseguindo o restante (275 dias) do ano sem bombeamento (Fig. 7.22b). Os principais parâmetros utilizados nessa simulação são: condutância unitária do leito do rio, $C^* = 5$ m/d, distância entre poço e rio, $L = 300$ m, e diferença de carga hidráulica entre rio e aquífero, $\Delta h = 0,3$ m.

A taxa de bombeamento utilizada nessa simulação foi de $8.100 \text{ m}^3/\text{d}$, de modo que o total do volume bombeado para os 50 dias de funcionamento da bomba permanecesse 405.000 m^3 ($50 \text{ dias} \times 8.100 \text{ m}^3/\text{dia} = 405.000 \text{ m}^3$), para que fosse possível a comparação dos resultados da simulação com bombeamento intermitente com os resultados obtidos através do bombeamento contínuo (Fig.7.22a), que também apresenta o mesmo volume total de bombeamento ($90 \text{ dias} \times 4.500 \text{ m}^3/\text{dia} = 405.000 \text{ m}^3$).

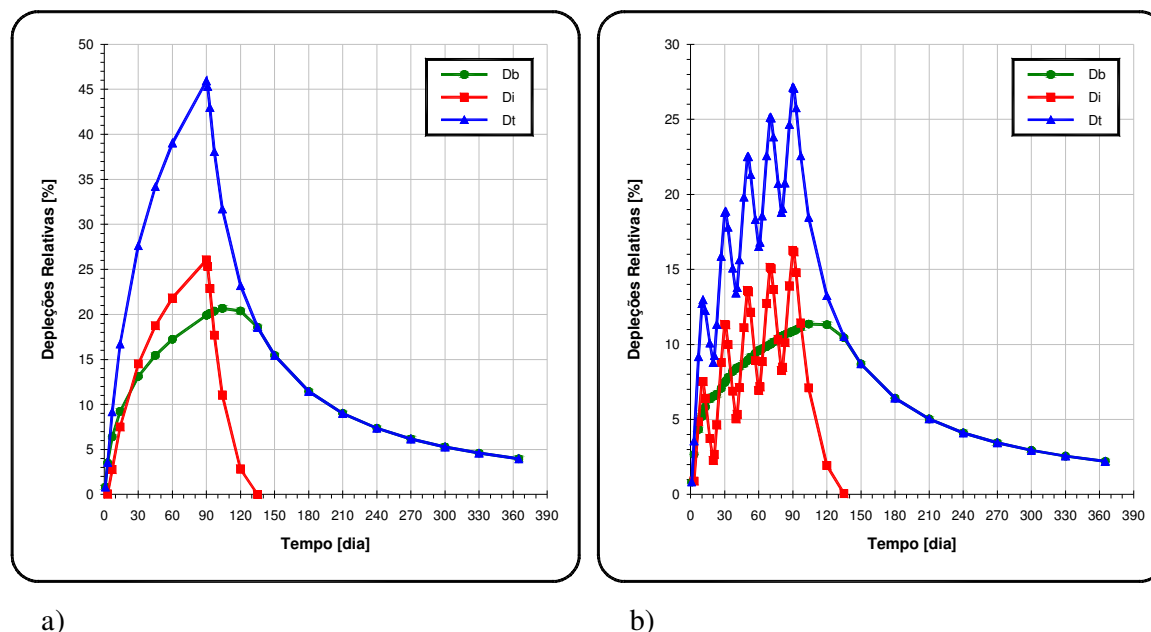


Figura 7. 22 – Gráficos mostrando a redução do fluxo de base relativa, a infiltração induzida relativa, e a depleção total relativa, para: (a) um intervalo de bombeamento contínuo de 90 dias de duração sem desligamento da bomba, seguidos de 275 de não-bombeamento, e (b) 5 intervalos de bombeamento intermitentes de 10 dias de duração intercalados por 4 intervalos de desligamento de bomba de também 10 dias de duração, seguidos de 275 de não-bombeamento. A Fig. 7.22a é idêntica à Fig. 7.4b.

Obs.: Observando os gráficos das figuras 744(r)0.7310-3.28537(s)-7.16666(-)-18.3.28537(s)744(r)0.7310-3.2-18.3.28537(s)iri

Tabela 7. 6 – Volumes de depleção percentual para o bombeamento contínuo.

Volumes	on	off	total
Vb [%]	14,2	31,0	45,1
Vi [%]	16,5	4,3	20,8
Vt [%]	30,7	35,3	66,0

Tabela 7. 7 – Volumes de depleção percentual para o bombeamento intermitente.

Volumes	on	off	total
Vb [%]	14,6	31,1	45,6
Vi [%]	15,5	5,0	20,6
Vt [%]	30,1	36,1	66,2

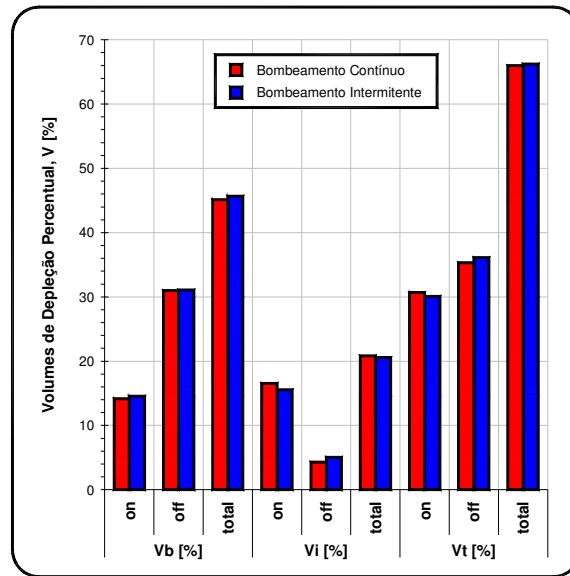


Figura 7. 23 – Gráfico mostrando os volumes percentuais totais de redução do fluxo de base, infiltração induzida, e a depleção total, para os bombeamentos contínuo e intermitente.

Comparando-se os resultados dos gráficos das Figs. 7.22a e 7.22b verifica-se que os efeitos residuais da depleção continuam em todo o período de pós-bombeamento para ambos os esquemas de bombeamento.

Durante o período de bombeamento intermitente, as curvas de infiltração induzida do rio e depleção total apresentam cinco picos, estes correspondem ao término de cada um dos cinco intervalos de bombeamento (Fig. 7.22b), enquanto a curva da depleção do fluxo de base não mostra nenhum índice de interrupção de bombeamento. Observa-se também que as taxas de infiltração induzida do rio e depleção total iniciais de cada um dos cinco intervalos de bombeamento aumentam continuamente.

Com base nas informações das Tabs. 7.6 e 7.7 e o gráfico da Fig. 7.23, constata-se que os volumes de redução do fluxo de base, infiltração induzida e depleção total do rio, são praticamente idênticos para os regimes de bombeamento contínuo e intermitente, inclusive nos períodos de bombeamento (*well on*) e pós-bombeamento (*well off*).

7.9 Efeitos da Recarga Superficial

Em nenhuma das simulações realizadas até o momento foi aplicada recarga para repor a água do armazenamento extraída através do bombeamento e do próprio fluxo de base do rio.

Para analisar o impacto da recarga superficial do aquífero, acrescentou-se agora esta ao modelo, com os parâmetros padrões ($Q = 4500 \text{ m}^3/\text{d}$, $\Delta h = 0,3 \text{ m}$ e $L = 300 \text{ m}$). Para todas as simulações realizadas, a taxa de recarga foi assumida ser zero durante os 90 dias do período de bombeamento, sendo a mesma aplicada em variação, apenas no período de pós-bombeamento.

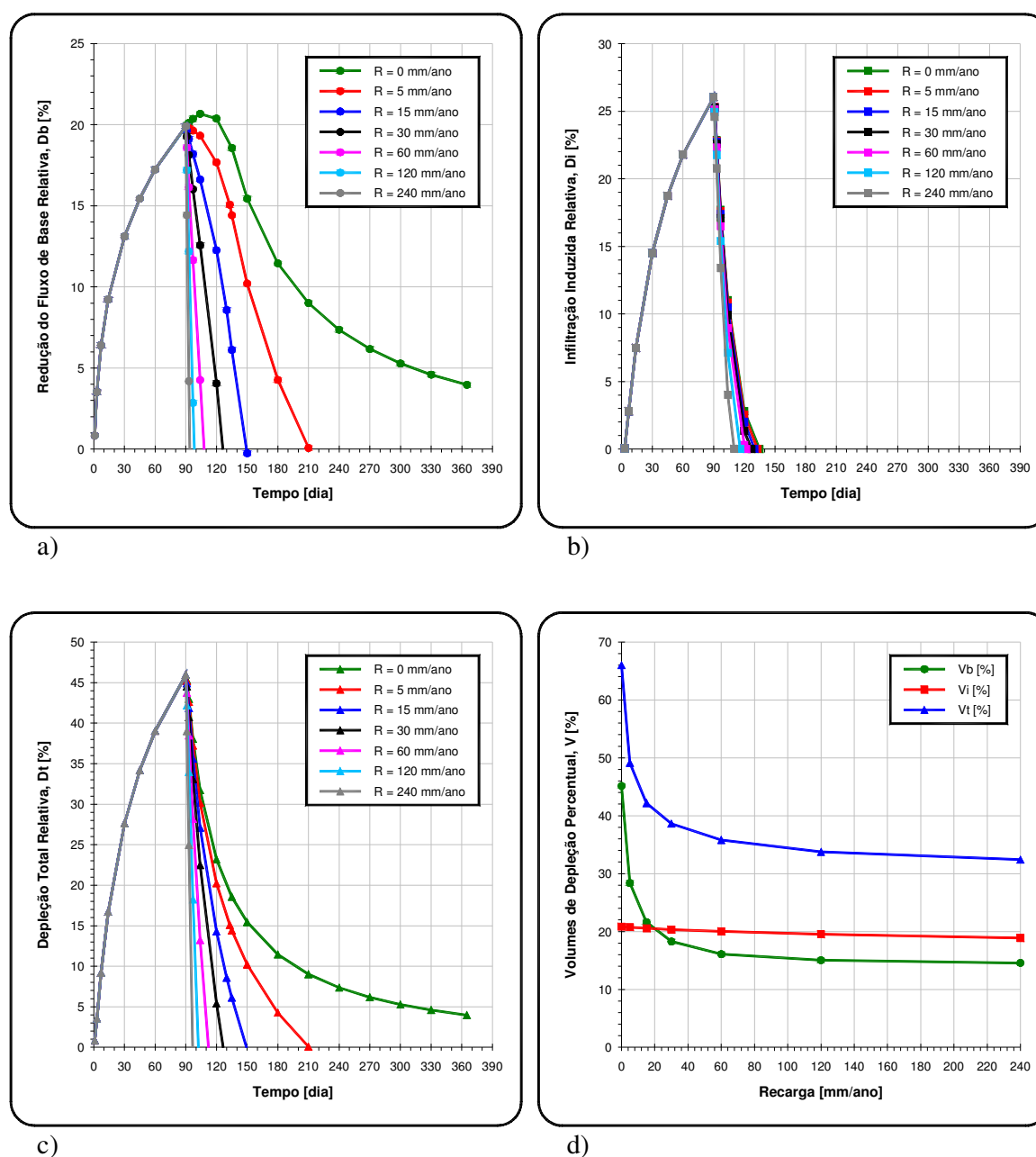


Figura 7. 24 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função da recarga superficial.

As taxas de recarga utilizadas nas sete (07) diferentes simulações foram, $R = 0; 5; 15; 30; 60; 120$ e 240 mm/ano, sendo as mesmas aplicadas apenas nos meses posteriores ao término do período de bombeamento, sendo que nos sete cenários estudados, os resultados foram obtidos através de simulações realizadas com uma vazão de bombeamento do poço $Q_w = 4500$ m³/d, distância entre o poço e o rio, $L = 300$ m e diferença de carga hidráulica entre rio e aquífero $\Delta h = 0,3$ m

O gráfico da Fig. 7.24a mostra que a redução do fluxo de base do rio no período de pós-bombeamento diminui rapidamente e se torna zero após 120; 45; 30; 14; 7 e 3 dias do término do bombeamento, para $R = 5; 15; 30; 60; 120$ e 240 mm/ano respectivamente, sendo assim conclui-se que quanto maior a taxa de recarga aplicada sobre um sistema rio-aquífero menor serão os efeitos residuais da redução do fluxo de base do rio. Para a recarga superficial nula ($R = 0$), os efeitos residuais da redução do fluxo de base não desaparecem durante os 365 dias da simulação.

Como a infiltração induzida do rio ocorre principalmente durante a estação de bombeamento (primeiros 90 dias da simulação), e a recarga superficial é aplicada apenas no período de pós-bombeamento, têm-se então que seus efeitos sobre a infiltração induzida se tornam insignificantes (Fig. 7.24b).

A depleção total apresenta um comportamento semelhante ao apresentado pela redução do fluxo de base, pois à medida que se aumenta a taxa de recarga superficial, diminuem-se os efeitos residuais da depleção. Para $R = 5; 15; 30; 60; 120$ e 240 mm/ano, a depleção total desaparece após 120; 45; 30; 14; 7 e 3 dias do término do bombeamento respectivamente, sendo assim, os efeitos residuais da redução do fluxo de base e depleção total do rio desaparecem simultaneamente. Para a recarga superficial nula ($R = 0$), os efeitos residuais da depleção total permanecem durante os 365 dias da simulação (Fig. 7.24c).

Para todos os sete cenários (recarga superficial variando de $R = 0$ a 240 mm/ano) estudados o pico da taxa de depleção total do rio ocorre sempre no término do período de bombeamento (90 dias).

A partir do gráfico da Fig. 7.24d, consta-se que o volume percentual da redução do fluxo de base e a depleção total do rio, apresentam um desenvolvimento muito semelhante, de modo que ambas têm seus efeitos diminuídos para um aumento na taxa de recarga superficial. Essa diminuição é mais acentuada para baixos valores de recarga superficial ($R < 60$ mm/ano), sendo a partir daí menos expressiva.

Já o volume percentual da infiltração induzida do rio praticamente não é afetado pela variação da recarga superficial, diminuindo muito suavemente com o aumento desta.

7.10 Efeitos da Heterogeneidade Vertical

Este caso é de um interesse especial, pois se comporta como uma simulação virtual sob condições controladas das simulações de um caso real que será apresentado em detalhes a partir do capítulo 8 no presente trabalho.

O gráfico da Fig. 7.25a mostra as curvas da redução do fluxo de base relativa, infiltração induzida relativa e depleção total relativa para o cenário de modelo constituído de três camadas com condutividades hidráulicas horizontais diferentes ($K_{1h} = 100$ m/d; $K_{2h} = 1$ m/d e $K_{3h} = 100$ m/d) e três condutividades hidráulicas verticais diferentes ($K_{1v} = 10$ m/d; $K_{2v} = 0,1$ m/d e $K_{3v} = 10$ m/d), e a Fig. 7.25b é o modelo homogêneo já conhecido das simulações anteriores (Fig. 7.4b) e que tem por objetivo fazer comparações. Sendo ambos os resultados obtidos através de simulações realizadas com uma vazão de bombeamento do poço $Q_w = 4500$ m³/d, distância entre o poço e o rio, $L = 300$ m e diferença de carga hidráulica entre rio e aquífero $\Delta h = 0,3$ m.

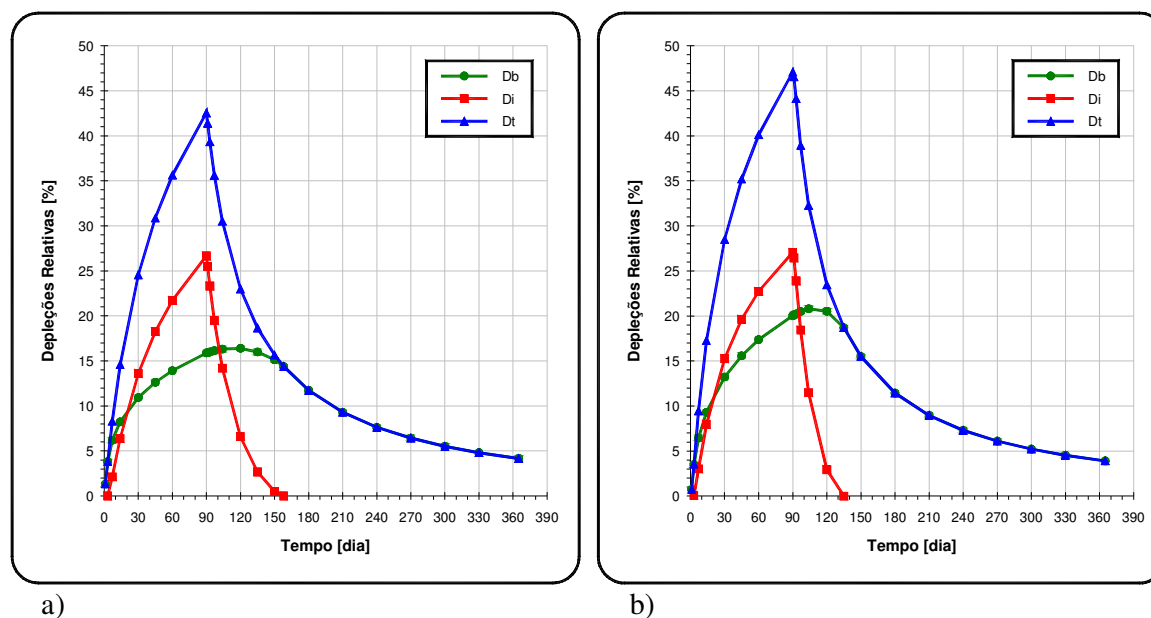


Figura 7.25 – Gráficos mostrando a redução do fluxo de base relativa, a infiltração induzida relativa, e a depleção total relativa, para: (a) modelo verticalmente heterogêneo de condutividades hidráulicas horizontais e verticais diferentes (aquífero livre no topo seguido por aquífero confinado na base), e (b) modelo homogêneo.

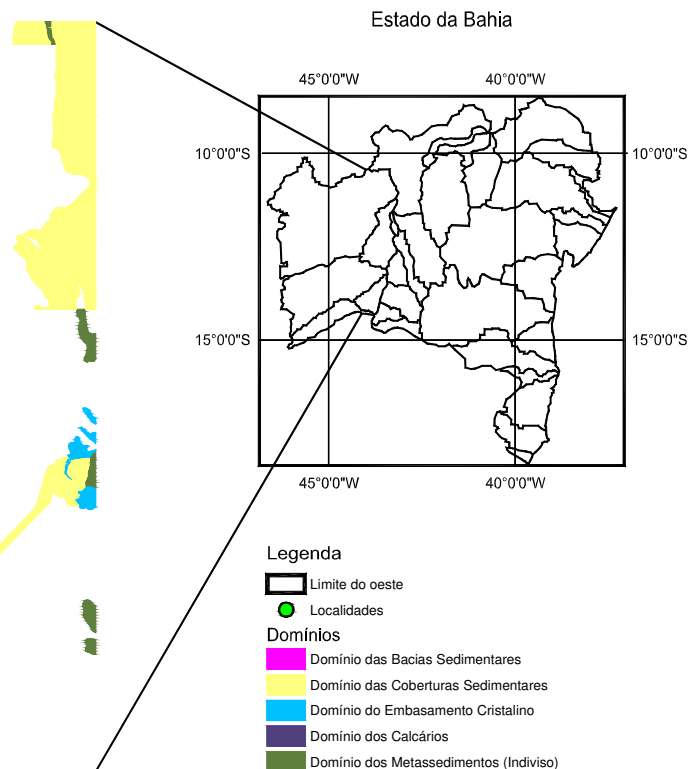
Os gráficos das Figs. 7.25a e 7.25b mostram que a redução do fluxo de base do rio para o modelo verticalmente heterogêneo é aproximadamente 10% menor comparada ao modelo homogêneo. A infiltração induzida do rio para ambos os cenários, é bem semelhante, sendo seus efeitos finais para o modelo verticalmente heterogêneo 2% maior em relação ao modelo homogêneo. Nos dois casos o início da infiltração induzida ocorre 3 dias após o começo do bombeamento, com a diferença de que seus terminos são de 68 e 45 dias após o fim do bombeamento, para o modelo verticalmente heterogêneo e homogêneo respectivamente. A depleção total do rio

para o modelo homogêneo é cerca 6% maior em relação ao modelo constituído verticalmente heterogêneo.

Com o objetivo de verificar as influências das condutividades hidráulicas horizontal e vertical do aquífero no comportamento da depleção total do rio e de suas componentes (redução do fluxo de base e

8. ESTUDO DA DEPLEÇÃO EM UM CASO REAL

A segunda parte do presente trabalho apresenta vários estudos numéricos baseados nos dados hidrogeológicos adquiridos no ano de 2003 por hidrólogos da *Superintendência de Recursos Hídricos da Bahia (SRH)* (Schuster, 2003) realizados na *Fazenda Campo Aberto* no oeste do Estado da Bahia situada na área do *Chapadão Urucuia*, que faz parte da *bacia Sanfranciscana*. A chapada do Urucuia é o principal divisor de águas superficiais e subterrâneas entre as bacias do São Francisco e Tocantins e é uma região de relevo aplainado com área de 80.000 km² aproximadamente com altitudes variando suavemente de 900 a 1000 metros no Estado de Goiás, até 600 a 650 metros no Estado da Bahia. Sua rede de drenagem, com rios perenes e afluentes da margem esquerda do São Francisco, tem um padrão retilíneo de cursos predominantemente paralelos, tectonicamente orientados em direção de WSW para ENE (Fig. 8.1).



A análise dos perfis dos poços (Schuster 2002a, 2002b) mostra que a porção superior de seqüência arenosa do Urucuia, denominada *Formação Serras das Araras*, é constituída por arenitos finos, fortemente cimentados e fraturados, com espessura variando entre 80 e 150 m, aproximadamente. Após esses arenitos superiores, encontra-se a *Formação Posse* constituída por arenitos finos, homogêneos, avermelhados e notadamente friáveis, com espessura de 250 a 400 m. Com base nessa caracterização litológica, pode-se supor, que na parte superior (*Formação Serras das Araras*) predomina a porosidade por fratura e, na parte inferior (*Formação Posse*) predominam os arenitos finos e friáveis com porosidade primária, tipicamente intergranular.

9. OBJETIVOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DO CASO REAL

A vegetação primária no Chapadão do Urucuia é a de campos cerrados, mas a área da bacia hidrográfica do rio Janeiro, todavia, está quase completamente substituída por plantações extensivas de soja, café e algodão de agricultura mecanizada com irrigação continuada por pivôs que irrigam cerca de 125 hectares e são abastecidos através de poços tubulares profundos instalados na camada espessa inferior da *Formação Posse*. Este desenvolvimento agropecuário nos últimos 18 anos parece ser responsável por alterações visíveis do meio ambiente, provocando a redução dos trechos do curso perene dos rios e uma redução sensível em suas vazões. Constatase também pela observação recente, um rebaixamento em torno de 2 metros nos últimos cinco anos de observação nas bacias hidrográficas do Chapadão do Urucuia.

O principal objetivo desse estudo foi a modelagem numérica do fluxo subterrâneo na Fazenda Campo Aberto situada na bacia do Rio Janeiro ao oeste da Bahia com a finalidade de definir o distanciamento mínimo que deve ser mantido entre os poços e mananciais superficiais de modo a não por em risco o balanço da demanda versus disponibilidade.

Na área da Fazenda Campo Aberto (Fig. 9.1) foram simulados no ano de 2003 os seguintes itens (Schuster, 2003):

- Os raios de influência e sua evolução espacial e temporal;
- Os efeitos do bombeamento de longa duração em todo o aquífero e a interação deste com os rios existentes;
- Estimativa da taxa de exploração através dos poços produtores sem comprometer o sistema aquífero-rio baseado no estabelecimento do balanço hídrico da área de estudo;
- Delimitar as zonas de captura dos poços produtores individuais;

- Recomendações a respeito das futuras instalações hidráulicas no aquífero Urucuia no oeste baiano.

9.1 Objetivo Específico da Dissertação

À SRH carece ainda de respostas sobre questões fundamentais, tais como:

- Quais são os efeitos de super-bombeamento de águas subterrâneas sobre a vazão dos rios no aquífero Urucuia da região oeste da Bahia?
- Quais são as vazões máximas aceitáveis de bombeamento no aquífero Urucuia sobre o aspecto de critérios ambiental e ecológico?
- Qual é a duração de bombeamento contínuo até aparecer efeitos nas vazões dos rios?

Uma avaliação de um possível impacto dos poços em bombeamento da área da fazenda que é circundada pelos dois rios não foi feita no projeto de consultoria realizado em 2003.

Neste trabalho de dissertação de mestrado é tentado transferir as técnicas adquiridas nas simulações genéricas sobre a contribuição das diversas taxas de depleção aplicadas em diferentes modelos hidrogeológicos e apresentados nos capítulos anteriores.

O interesse principal é conhecer as taxas de infiltração dos rios circundantes do campo de 08 poços de produção com altas taxas de bombeamento (cada poço retira água em torno de 500 m³/h) que foram instalados recentemente e são outorgados pela Superintendência de Recursos Hídrico da Bahia (SRH). Existem certas preocupações a respeito de que a alta taxa da vazão e longa duração de bombeamento para fins agrícolas poderiam afetar os mananciais superficiais.

Por isso, é utilizado um modelo hidrogeológico mais realístico, considerando uma diferença na carga hidráulica entre os rios e o respectivo aquífero, isto é, são rios efluentes. Com base neste modelo são simuladas diversas situações, tais como o bombeamento dos poços individuais e em conjunto de dois, de quatro e até de todos os 08 poços para diferentes regimes de bombeamento e variação da condutividade hidráulica da camada dos rios interferidos.

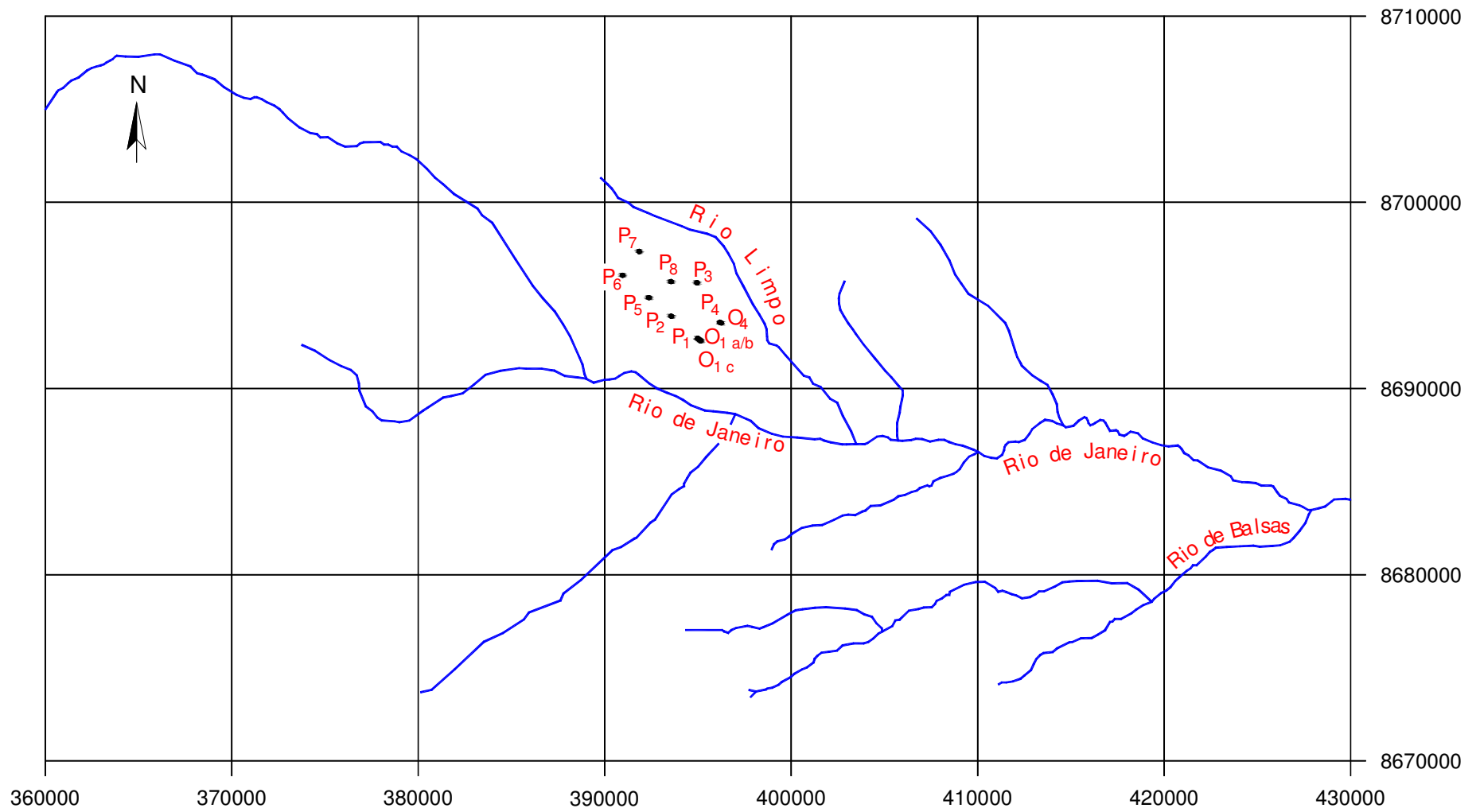


Figura 9. 1 – Área de estudo incluindo a Fazenda Campo Aberto e seus oito (08) poços produtores (Fonte: Schuster, 2003).

10. TRABALHOS DE CAMPO ANTERIORES

O presente capítulo apresenta os resultados dos trabalhos de campo realizados na Fazenda Campo Aberto no oeste do Estado da Bahia (Schuster, 2003) com o objetivo de determinar o distanciamento seguro entre os poços tubulares lá instalados para evitar interferência entre estes.

10.1 Dados Hidrodinâmicos da Área de Estudo

Na área da Fazenda Campo Aberto (Fig. 9.1) foram instalados oito (08) poços, no total, para suprir os seus pivôs centrais (Tab. 10.1 e Tab. 10.2). Cada pivô irriga uma área de cultivo de 124 hectares aproximadamente, durante três meses em regime contínuo de 20 horas de duração, mais três meses em regime descontínuo sendo desligados nos meses de chuva. A taxa de irrigação representa em média uma chuva artificial de 12 milímetros por dia. Para conseguir isso, a vazão de cada poço produtor é em média de 500 a 600 m³/hora. Nota-se que o poço P1 pode ser monitorado pelos 03 poços de observação de distâncias (Obs 1a , Obs 1b; $r = 80$ m) e (Obs 1c; $r = 200$ m) e o poço P4 por um poço de observação (Obs 4, $r = 100$ m).

Tabela 10. 1 – Poços tubulares profundos (Formação Posse) da Fazenda Campo Aberto (Fonte: Schuster, 2003).

Poços	Coordenadas (UTM)		Alt [m] (GPS)	Nível d'água relativo [m]	NE [m]	Boca do poço [m]	NE corrigido [m]	N D [m]	Q [m ³ /h]	C = Q/s [m ³ /h/m]
Poço 1	394.989	8.692.694	794	113,8	18,25	2,25	16,00	39,2	542	25,9
Obs 1a Prof.150 m	395.066	8.696.280	794		16,18	0,57	15,61			
Obs 1b Prof. 50 m	395.066	8.696.280	794		16,05	0,50	15,55			
Obs 1c Prof. 50 m	395.142	8.692.564	795		16,50	0,70	16,65			
Poço 2	393.571	8.693.886		116,2	16,72	2,25	14,47	30,7	550	39,3
Poço 3	394.953	8.695.680		118,8	14,13	2,25	11,88	32,22	550	30,4
Poço 4	396.176	8.693.558	794	116,3	16,00	2,30	13,70	39,07	480	20,8
Obs 4 Prof. 150 m	396.250	8.693.524	786		15,39	0,84	14,55			
Poço 5	392.398	8.694.898		118,8	16,55	2,25	14,30	32,46	540	33,9
Poço 6	390.962	8.696.079		122,4	16,60	2,25	14,35	32,91	555	34,0
Poço 7	390.982	8.696.090		124,8	14,38	2,25	12,13	30,78	550	33,5
Poço 8	391.886	8.697.382		121,1	15,16	2,25	12,91	30,4	550	36,1

Tabela 10. 2 – Distâncias em metros entre os poços na Fazenda Campo Aberto (Fonte: Schuster, 2003).

Poços	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆	P ₇	P ₈
P ₁	X	1845	2980	1468	3394	5245	5615	3365
P ₂	X	X	2355	2620	1550	3400	3880	1868
P ₃	X	X	X	2370	2827	4145	3653	1530
P ₄	X	X	X	X	4010	5775	5750	3400
P ₅	X	X	X	X	X	1850	2536	1470
P ₆	X	X	X	X	X	X	1587	2618
P ₇	X	X	X	X	X	X	X	2350
P ₈	X	X	X	X	X	X	X	X

Os parâmetros hidrodinâmicos na área da Faz. Campo Aberto apresentados na Tab. 10.3 foram obtidos através de 02 testes de bombeamento realizados no ano de 2003 no poço P1 e os respectivos rebaixamentos foram medidos nos poços de observação (Obs 1a, e Obs 1c). A análise destes testes de bombeamento foi feita através do programa *PEST* (*Parameter Estimation*) que faz parte do programa *PMWIN* com base em um modelo de 02 camadas (Schuster, 2003), sendo seus resultados apresentados na Fig. 10.1 e na Tab. 10.3.

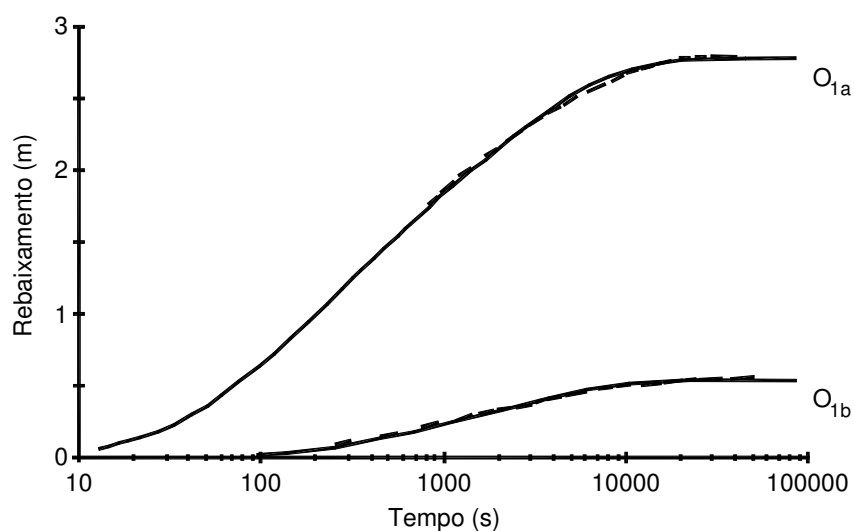


Figura 10. 1 – Curvas de rebaixamento (s [m] vs. t [s]) observadas (linha pontilhada) nos dois poços de observação (O1a e O1c) do poço P1 medidas em setembro de 2003 e as respectivas curvas de calibração dos parâmetros hidrodinâmicos (linhas contínuas) obtidas através da otimização automática *PEST* do programa *PMWIN-MODFLOW* (Fonte: Schuster, 2003). A taxa de bombeamento foi $Q = 542\text{m}^3/\text{h}$ e a duração do teste de bombeamento foi cerca de $t = 64.800$ segundos ou 18 horas.

Tabela 10.3 – Parâmetros hidrodinâmicos ajustados ao redor do poço P1 através do modelo de duas camadas com o pacote de estimação de parâmetros *PEST* (Fator de convergência: $\phi = 2,04 \times 10^{-2}$) (Fonte: Schuster, 2003).

Parâmetro	Segundos	Horas	Dias
Parâmetros hidrodinâmicos da Formação Serras das Araras			
T(2)	$9,886 \times 10^{-2}$ [m ² /s]	355,9 [m ² /h]	8546,5 [m ² /d]
S(2)		$7,592 \times 10^{-7}$	
L(2-3)	$1,160 \times 10^{-7}$ [1/s]	$4,176 \times 10^{-4}$ [1/h]	$1,002 \times 10^{-2}$ [1/d]
Parâmetros hidrodinâmicos da Formação Posse			
T(3)	$1,652 \times 10^{-2}$ [m ² /s]	59,5 [m ² /h]	1427,3 [m ² /d]
S(3)		$2,872 \times 10^{-4}$	
Q _{Poço - P1}	0,16 [m ³ /s]	576 [m ³ /h]	13456 [m ³ /d]

11. MODELAGEM DAS TAXAS DE DEPLEÇÃO DOS RIOS

A Fig. 11.1 mostra uma representação esquemática do sistema hidrogeológico rio-aquífero-poço da área de estudo na Fazenda Campo Aberto com suas três unidades hidrogeológicas com as suas respectivas espessuras encontradas e registradas nos perfis litológicos na perfuração dos oito poços de produção. A área de estudo é praticamente plana a olho nu, mas a partir de um levantamento topográfico realizado no passado e nos níveis estáticos medidos nos oito poços (vide Tab. 10.1) um gradiente natural, i , tem que ser assumido no modelo de simulação. Por isso, foram simuladas várias situações diferentes sendo seus resultados apresentados no próximo capítulo, tais como:

- 1.- Modelo com rio em equilíbrio com aquífero ($\Delta h = 0$ m) e gradiente hidráulico nulo
- 2.- Modelo com rio efluente ($\Delta h = 0,3$ m) e gradiente hidráulico nulo
- 3.- Modelo com rio efluente e gradiente hidráulico $i = 1e-4$
- 4.- Modelo com rio efluente e gradiente hidráulico $i = 2,5e-4$
- 5.- Modelo com rio efluente e gradiente hidráulico $i = 5e-4$
- 6.- Modelo com rio efluente e gradiente hidráulico $i = 1e-3$