

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA  
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

O PAPEL DA INFILTRAÇÃO INDUZIDA DE UM RIO SOBRE A ZONA DE  
CAPTURA DO POÇO NO ESTUDO DA POLUIÇÃO E DESCONTAMINAÇÃO DA  
MESMA - CASO DO RIO PIRANHAS EM SÃO BENTO - PB

88.00 66

ANTONIO DE ARAÚJO PEREIRA

DTA  
556.43(1-43)  
17436+

CAMPINA GRANDE - PARAÍBA

JUNHO DE 1996

**ANTÔNIO DE ARAÚJO PEREIRA**

**O PAPEL DA INFILTRAÇÃO INDUZIDA DE UM RIO SOBRE A ZONA DE  
CAPTURA DO POÇO NO ESTUDO DA POLUIÇÃO E DESCONTAMINAÇÃO DA  
MESMA - CASO DO RIO PIRANHAS EM SÃO BENTO - PB**

Dissertação apresentada ao Curso de  
Mestrado em Engenharia Civil da  
Universidade Federal da Paraíba, em  
cumprimento as exigências para  
obtenção do Grau de Mestre.

**Área de Concentração: Recursos Hídricos**

**Orientador: Dr. Seemanapalli V. K. Sarma - Ph.D**

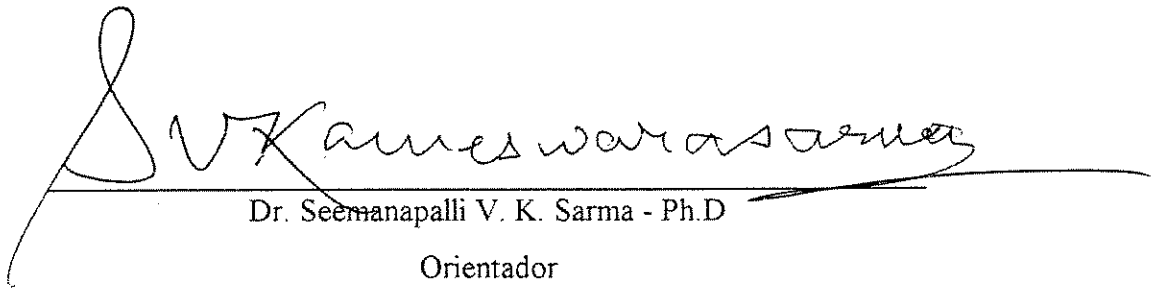


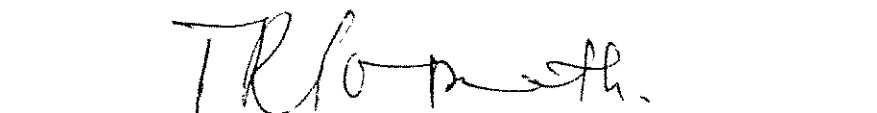
P436p      Pereira, Antônio de Araújo.  
O papel da infiltração induzida de um rio sobre a zona de captura do poço no estudo da poluição e descontaminação da mesma : caso do rio Piranhas em São Bento - PB / Antônio de Araújo Pereira. - Campina Grande, 1996.  
238 f.

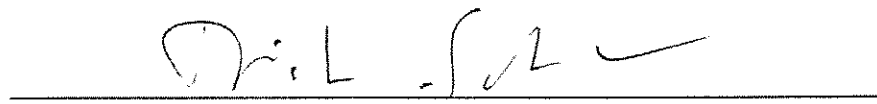
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia, 1996.  
Referências.  
"Orientação : Prof. Dr. Seemanapalli V. K. Sarma".

1. Aquíferos. 2. Companhia de Desenvolvimento dos Recursos Naturais da Paraíba. 3. Aquíferos - São Bento (PB). 4. Aquíferos - Rio Piranhas. 5. Dissertação - Engenharia Civil. I. Sarma, Seemanapalli V. K. II. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB). III. Título

CDU 556.33(043)

  
Dr. Seemanapalli V. K. Sarma - Ph.D  
Orientador

  
Dr. Tumkur R. Gopinath - Ph.D  
Componente da Banca

  
Dr. Hans Dieter Max Schuster  
Componente da Banca

Campina Grande - Paraíba



# DEDICATORIA

A meus pais, Francisco e Hilda

pele apoio e carinho

Aos meus irmãos

A minha esposa Josilda

## AGRADECIMENTOS

Para a obtenção dos trabalhos de pesquisa objeto da presente dissertação de Mestrado, tornou-se imprescindível o apoio das Instituições e profissionais da área. Dentre tantos, destacamos os seguintes:

Professor da Área de Recursos Hídricos da Universidade Federal da Paraíba, Dr. Seemanapalli V. K. Sarma, Ph.D. orientador da dissertação de mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos do Departamento de Engenharia Civil da UFPB, Campus II, Campina Grande - PB, que ao longo de todo o desenvolvimento da dissertação intitulada " O PAPEL DA INFILTRAÇÃO INDUZIDA DE UM RIO SOBRE A ZONA DE CAPTURA DO POÇO NO ESTUDO DA POLUIÇÃO E DESCONTAMINAÇÃO DA MESMA - CASO DO RIO PIRANHAS EM SÃO BENTO - PB", submetida a Área de Engenharia de Recursos Hídricos do Departamento de Engenharia Civil da UFPB, Campus II, Campina Grande - PB, que participou ativamente no desenvolver da mesma e muito contribuiu com sua larga experiência, conhecimento, objetividade, sem o qual o presente trabalho não seria realizado.

Agradeço, ainda, ao prof. Dr. Seemanapalli V. K. Sarma, por todos os programas que desenvolveu e modificou para o meu benefício na dissertação de mestrado e pelas sugestões dadas em cada etapa, sem os quais não seria possível o término deste trabalho.

Agradeço aos professores da Área de Engenharia de Recursos Hídricos, especialmente a coordenadora da Área, Professora Gledsneli Maria de Lima Lins e ao coordenador de pós graduação em Engenharia Civil Prof. Vajapeyam V. Srinivasan, pelo apoio dado durante o curso e pelo incentivo na fase final desta dissertação.

Ao CNPQ pelo incentivo dado durante todo desenvolvimento do curso. Aos funcionários da Área de Engenharia de Recursos Hídricos pelo apoio dado durante o período do curso.

Aos alunos da turma de mestrado em Recursos Hídricos Cristiana Vidal Accioli e Kilme Bezerra Silveira.

Meus agradecimentos a CDRM, principalmente ao Sr. José Pires Ribeiro, que forneceu os dados necessários para pesquisar sobre este assunto.

## RESUMO

Foram estudados e analisados os dois aquíferos no que diz respeito a parte hidráulica e hidrodinâmica do meio poroso envolvido, a partir de dados fornecidos pela CDRM (Companhia de Desenvolvimento dos Recursos Minerais da Paraíba), situada na cidade de Campina Grande - PB. Os dois aquíferos rasos localizados em São Bento - PB, situados ao longo do rio Piranhas. Estes aquíferos possuem características hidrogeológicas semelhantes e hidráulicas distintas. Porém os raios de influência, as permeabilidades e profundidades das espessuras saturadas dos mesmos, e as taxas de produção (vazões bombeadas) são diferentes de um aquífero para o outro, mesmo estando situados em locais próximos.

As razões principais para a escolha destas duas áreas no mesmo trecho do rio se deu devido ao fato de que as direções do fluxo diferiram uma da outra, sendo que a angulação do fluxo com o rio mostrou um ângulo de  $45^\circ$  para o caso da área 4, enquanto que mostrou uma angulação de  $60^\circ$  para a área 3.

Foram tratadas as vazões de 20.90, 40.00 e 80.80  $m^3/h$  e determinadas as componentes espaciais das velocidades através do artifício de PINDER e CÉLIA (1987), considerando as quadriculas discretizadas. O método das diferenças finitas foi utilizado para solucionar a equação de BOUSSINESQ no tratamento do fluxo em aquíferos livres.

No tratamento da contribuição do fluxo induzido da infiltração do rio em dois poços de produção localizados próximo ao rio, utilizou-se o modelo de WILSON e

NEWSOM (1988) e WILSON e ANNETTI (1991). A área 4 foi a que mais se apropriou à aplicação das teorias dos autores acima mencionados, uma vez que o fenômeno da vazão crítica ( $Q_c$ ) ocorreu somente para esta área.

O conceito de taxa adimensional de bombeamento ( $\beta$ ) foi introduzido, a qual se limita em uma faixa de 6.36 a 52.5 para o caso de São Bento - PB. As diferenças ocorridas entre o caso de São Bento e de Albuquerque, Novo México - U.S.A, foram destacadas.

A influência da área de contribuição do fluxo induzido da infiltração do rio sobre a zona de captura, foi explicado detalhadamente. Apesar das complexidades existentes entre as duas áreas estudadas, o modelo forneceu quantitativamente e qualitativamente os processos envolvidos e os parâmetros que influenciam as zonas especificadas.

As aplicações deste estudo é importante na descontaminação de aquíferos poluídos por agrotóxicos e organoclorados, e na limpeza dos mesmos através de métodos convencionais (uso de baterias de poços). Auxilia também na investigação sobre o modo de como agir em casos em que sejam necessário a diluição dos contaminantes através do fluxo induzido do rio, no qual contém água relativamente pura. Assim, para o fim de planejamento de projetos de recursos hídricos, o modelo funciona como um guia na avaliação do impacto ambiental da contaminação de um poço localizado próximo ao rio. Com o auxílio do modelo, pode-se determinar a localização ótima do poço e taxa de bombeamento correspondente para o abastecimento público, para o fim de evitar a entrada do fluxo de água poluída do aquífero para o poço.

## ABSTRACT

From the data furnished by the CDRM (Mineral Resources Development Company of the Paraíba State) on the two aquifers in the city of São Bento, Paraíba situated along the Piranhas River, analysis is made on the same to understand the hydraulics and hydrodynamics of the porous media involved in both. The two aquifers possess similarities in their hydraulic and hydrogeological characteristics; however their radius of influence, saturated depths and their pumping rates were differing from each other.

The principal reasons for selecting these two areas for the present study are due to the fact that their directions of flow with reference to the axis of the river were different. While area 4 has shown an angle of  $45^\circ$  with the axis of the river, area 3 has an angle of  $60^\circ$  with the direction of flow of the river.

Discharges of 20.90, 40.00 and  $80.80 \text{ m}^3/\text{hours}$  were considered for analysis and the spatial velocity components were determined using Pinder and Celia's artifice of 1987, considering the discretized quadrilaterals. The Finite Difference Method was used for obtaining the solution of Boussinesq equation for flow in two-dimensions.

While treating the contribution of induced infiltrated flow from the aquifer to the pump in both the production wells localized in the aquifer, situated near the wells in question, the model of Wilson e Newson(1988) and Wilson e Annetti(1991) was used. Area 4 displayed nearness to the theory proposed by the above authors, in the sense that it demonstrated the existence of critical flow( $Q_c$ ). A double-point inflexion was evidenced for the case where  $Q_w > Q_c$ , which fact was verified at the adapted discharge of  $80.80 \text{ m}^3/\text{hours}$ , four times the value of  $Q$  as given by CDRM.

The concept of dimensionless discharge,  $\beta$  was introduced, the values of which, were observed to lie between 6.36 and 52.5 for the case of São Bento, PB. The differences that existed between the two cases(São Bento, Paraíba and Albuquerque, New Mexico) were explained in detail.

The influence of the contribution area of induced infiltrated flow over the capture zone was explained in detail. In spite of the inherent differences that existed between the two areas under study, the model served very well as a tool for analysing

quantitatively, as also qualitatively the processes involved and threw insight into the parameters that influence the specified zones.

Important applications of this study in the determination of aquifers polluted by way of the use of agro-toxics and organochlorides and organochlorides and in cleaning the same by conventional methods such as the battery of wells were pointed out. This study would help as well in the investigation of the manner in which one should utilize the techniques in diluting aquifers by way of utilization of water from the induced flow from from the river, where the river relatively flows with fresh (pure) water. The study heldy one in planning technical projects of utilization of water resources, where in the present model functions as a guide in deterrmining the environmental impact of the production well situated near a river. With the help of this model, it is possible to determine the ideal location of a well and ist optimum rate of pumping that corresponds to the demand as needed by the giver Water Supply Project, thus avoiding the entry of polluted waters the public water supply schemes.

## INTRODUÇÃO GERAL

Na maioria dos aquíferos, os poços são perfurados em depósitos sedimentares que se encontram em áreas de baixo nível, os quais existem próximos aos corpos ganhadores da água como rios, riachos, lagos, tal corpo ganhador é denominado de rio. O bombeamento do rio adjacente muitas vezes se induz de uma maneira que a água seja extraída do fundo do rio, e assim flui e entra no poço em questão. Este desvio da água do rio para o poço é denominado de “infiltração induzida”. Além disso, o poço coletaria também o fluxo regional (natural) do aquífero. Tradicionalmente os planejadores dos recursos hídricos preocupam-se com o fluxo induzido da infiltração. Investigações recentes infocam o efeito desta contribuição sobre a qualidade da água para o abastecimento público. A água do poço é uma mistura da água do rio com a água do aquífero. A qualidade da água do poço depende da quantidade de água que está contribuindo das diferentes unidades hidrológicas e as zonas particulares dentro destas unidades. O contaminante derramado dentro da zona de captura do aquífero, eventualmente entrará no poço. A parte afetada fora da zona de captura poderá poluir o poço pela infiltração induzida através do rio, que agiria como agente transportador do contaminante.

A finalidade fundamental desta pesquisa é a de ajudar no planejamento e manejo dos recursos hídricos, para se ter uma melhor idéia e um maior entendimento sobre o mecanismo do sistema do rio-aquífero e as zonas de captura do aquífero estudado em São Bento - PB, quando a preocupação é a qualidade da água fornecida à comunidade.

Para este estudo tomou-se as vazões de 20.90, 40.00 e 80.80 m<sup>3</sup>/h para a área 4, e 8.79, 14.00 e 33.00 m<sup>3</sup>/h para a área 3, e determinou-se as componentes espaciais das



Para este estudo tomou-se as vazões de 20.90, 40.00 e 80.80 m<sup>3</sup>/h para a área 4, e 8.79, 14.00 e 33.00 m<sup>3</sup>/h para a área 3, e determinou-se as componentes espaciais das velocidades para a área 4, através do artifício de PINDER e CÉLIA (1987), considerando as quadrículas discretizadas. O método das diferenças finitas foi usado para solucionar a equação de BOUSSINESQ no tratamento do fluxo em aquíferos livres.

No tratamento da contribuição da infiltração induzida do rio em dois poços de produção localizados próximos ao rio, utilizou-se o modelo de WILSON e NEWSOM (1988) e WILSON e ANETTI (1991). Tal modelo foi utilizado por NEWSOM e WILSON (1988) em um aquífero localizado em Albuquerque - Novo México - U. S. A, permitindo assim um estudo comparativo entre tal aquífero e o aquífero estudado em São Bento - PB. O estudo demonstrou que este modelo é de aplicação específica para cada área estudada, pois a quantidade do fluxo induzido da infiltração é uma função dos muitos fatores e parâmetros, incluindo a transmissividade do aquífero, geometria do mesmo, taxas de bombeamento, a forte conexão hidráulica entre o aquífero e o rio e a presença das outras fontes de água próximas ao rio.

Nesta pesquisa abordou-se a conceitualização bi-dimensional do fluxo do aquífero. O fluxo ao poço é intrinsecamente espacial uma vez que o mesmo se aproxima do poço radialmente. Tais modelos pressupõem que o o fluxo é essencialmente horizontal, e as linhas equipotenciais essencialmente verticais ( BEAR, 1979). Tal conceitualização é empregada na hidrologia subterrânea, e é a origem dos conceitos de transmissividade e do armazenamento, e a maioria dos modelos seguem a teoria de THEIS. Usando estes conceitos, a questão da infiltração induzida aplica-se a rios e poços completamente penetrantes. Vários casos de geometrias diferentes foram tratadas. As áreas de captura do

penetrantes. Vários casos de geometrias diferentes foram tratadas. As áreas de captura do poço do poço, do rio e da infiltração induzida foram planimetradas em função da taxa de bombeamento, tamanho e geometria do aquífero. Discutiu-se sobre as zonas de captura, enfatizando especialmente a influência da fonte para o aquífero e para o poço, efeitos das altas taxas de bombeamento, gradiente espacial ao longo do rio e transversal ao rio, as espessuras dos aquíferos, ondulações da base e outras fontes de recarga. A quantificação da infiltração induzida em termos destes parâmetros é um fator importante no uso consutivo da água, pois a medida que a demanda aumenta, a confiabilidade do suprimento de água superficial é ameaçada. Tal problema foi tratado bem profundo por autores como THEIS, 1941; KAZMA, 1948; GLOVER e BALMER, 1954, RORABAUGH, 1956; HANTUSH, 1959-1965; WALTON, 1970. Devido ao fato de que a poluição e seu potencial variam de fonte para fonte, a quantificação da infiltração induzida se torna importante na avaliação da confiabilidade da qualidade do poço de produção.

## LISTA DE FIGURAS

| Figura   | Página |
|--|--------|
| 2.1 Tipos de aquíferos.....  | 7      |
| 2.2 Cone de depressão em aquífero livre.....   | 19     |
| 3.1 Movimento da água subsuperficial do alto para o baixo potencial.....   | 21     |
| 3.2 As suposições de Dupuit.....   | 30     |
| 3.3 Fluxo permanente não confinado entre dois reservatórios.....   | 33     |
| 3.4 Condições de saída das linhas de fluxo.....  | 35     |
| 4.1 Localização do município de São Bento, Paraíba .....   | 43     |
| 4.2 Mapa do Estado da Paraíba mostrando a área de estudo em São Bento<br>na micro região hidrológica de Catolé do Rocha..... | 44     |
| 4.3 Croqui das locações dos poços.....   | 47     |
| 4.4 Configuração do bombeamento em um poço pontual para uma rede de<br>13x13 com 12x12 espaços ( $D_x=D_y$ ).....            | 55     |
| 4.5 Tipos de contornos do sistema aquífero-Rio Piranhas.....   | 63     |
| 5.1 Representação do fluxo uni, bi e tri-dimensional em condutos<br>retangulares (a) e (b) e cilíndricos (c).....            | 70     |
| 5.2 Discretização triangular para o cálculo de velocidade.....   | 76     |
| 5.3 Discretização triangular I com os poços locados e numerados de 1 a 3.....  | 77     |
| 5.4 Configurações das locações dos poços e formação do tetraedro.....  | 83     |
| 5.5 Configuração adotada para a área 4 no cálculo da velocidade,<br>(sem bombeamento).....                                   | 89     |
| 5.6 Configuração adotada para a área 4 no cálculo da velocidade para<br>uma vazão de 20.90 m <sup>3</sup> /h (1.Q).....      | 90     |

|      |   |     |
|------|---|-----|
| 5.7  | Configuração adotada para a área 4 no cálculo da velocidade para uma vazão de 20.90 m <sup>3</sup> /h (2.Q).....            | 91  |
| 5.8  | Configuração adotada para a área 4 no cálculo da velocidade para uma vazão de 20.90 m <sup>3</sup> /h (3.Q).....            | 92  |
| 5.9  | Configuração adotada para a área 4 no cálculo da velocidade para uma vazão de 20.90 m <sup>3</sup> /h (4.Q).....            | 93  |
| 5.10 | Configuração adotada para a área 4 no cálculo da velocidade para uma vazão de 40.00 m <sup>3</sup> /h (1.Q).....            | 94  |
| 5.11 | Configuração adotada para a área 4 no cálculo da velocidade para uma vazão de 40.00 m <sup>3</sup> /h (2.Q).....            | 95  |
| 5.12 | Configuração adotada para a área 4 no cálculo da velocidade para uma vazão de 40.00 m <sup>3</sup> /h (3.Q).....            | 96  |
| 5.13 | Configuração adotada para a área 4 no cálculo da velocidade para uma vazão de 40.00 m <sup>3</sup> /h (4.Q).....            | 97  |
| 5.14 | Configuração adotada para a área 4 no cálculo da velocidade para uma vazão de 80.80 m <sup>3</sup> /h (1.Q).....            | 98  |
| 5.15 | Configuração adotada para a área 4 no cálculo da velocidade para uma vazão de 80.80 m <sup>3</sup> /h (2.Q).....            | 99  |
| 5.16 | Configuração adotada para a área 4 no cálculo da velocidade para uma vazão de 80.80 m <sup>3</sup> /h (3.Q).....            | 100 |
| 5.17 | Configuração adotada para a área 4 no cálculo da velocidade para uma vazão de 80.80 m <sup>3</sup> /h (4.Q).....            | 101 |
| 5.18 | Gráfico da velocidade na direção Y versus taxa de bombeamento para as vazões de 20.90, 40.00 e 80.80 m <sup>3</sup> /h..... | 114 |
| 5.19 | Gráfico da velocidade na direção Y versus razão de vazões .....   | 115 |

|  |     |
|--|-----|
| 6.1 Fluxo bidimensional na direção do rio com $Q=20.90\text{m}^3/\text{h}$ submetida à taxa de bombeamento variando de 1.Q a 4.Q.....              | 137 |
| 6.2 Fluxo bidimensional na direção do rio com $Q=40.00\text{m}^3/\text{h}$ submetida à taxa de bombeamento variando de 1.Q a 4.Q.....              | 138 |
| 6.3 Fluxo bidimensional na direção do rio com $Q=80.80\text{m}^3/\text{h}$ submetida à taxa de bombeamento variando de 1.Q a 4.Q1.....             | 139 |
| 6.4 Fluxo bidimensional na direção transversal ao rio com $Q=20.90\text{m}^3/\text{h}$ submetida à taxa de bombeamento variando de 1.Q a 4.Q.....  | 140 |
| 6.5 Fluxo bidimensional na direção transversal ao rio com $Q=40.00\text{m}^3/\text{h}$ submetida à taxa de bombeamento variando de 1.Q a 4.Q.....  | 141 |
| 6.6 Fluxo bidimensional na direção transversal ao rio com $Q=80.80\text{m}^3/\text{h}$ submetida à taxa de bombeamento variando de 1.Q a 4.Q.....  | 142 |
| 6.7 Fluxo bidimensional na direção do rio com $Q=8.79\text{m}^3/\text{h}$ submetida à taxa de bombeamento variando de 1.Q a 4.Q.....               | 143 |
| 6.8 Fluxo bidimensional na direção do rio com $Q=14.40\text{m}^3/\text{h}$ submetida à taxa de bombeamento variando de 1.Q a 4.Q.....              | 144 |
| 6.9 Fluxo bidimensional na direção do rio com $Q=33.00\text{m}^3/\text{h}$ submetida à taxa de bombeamento variando de 1.Q a 4.Q.....              | 145 |
| 6.10 Fluxo bidimensional na direção transversal ao rio com $Q=8.79\text{ m}^3/\text{h}$ submetida à taxa de bombeamento variando de 1.Q a 4.Q..... | 146 |
| 6.11 Fluxo bidimensional na direção transversal ao rio com $Q=14.40\text{m}^3/\text{h}$ submetida à taxa de bombeamento variando de 1.Q a 4.Q..... | 147 |
| 6.12 Fluxo bidimensional na direção transversal ao rio com $Q=33.00\text{m}^3/\text{h}$ submetida à taxa de bombeamento variando de 1.Q a 4.Q..... | 148 |
| 6.13 Critérios de tempo de trânsito e as zonas de contribuição, influência e transporte (U.S - EPA 1988).....                                      | 150 |

|      |   |     |
|------|---|-----|
| 6.14 | Representação gráfica mostrando o tempo de transito e as zonas de contribuição, influência e transporte na proteção do poço (U.S - EPA 1988)..... | 151 |
| 6.15 | Visão tridimensional da superfície freática para a área 4.....  | 154 |
| 6.16 | Visão tridimensional da base para a área 4.....   | 155 |
| 6.17 | Visão tridimensional da superfície freática para a área 3.....  | 156 |
| 6.18 | Visão tridimensional da base para a área 3.....   | 157 |
| 6.19 | Visão tridimensional das cargas bidimensionais para uma vazão de 8.79 m <sup>3</sup> /h submetida à taxa de bombeamento de 1.Q- área 3.....       | 158 |
| 6.20 | Visão tridimensional das cargas bidimensionais para uma vazão de 8.79 m <sup>3</sup> /h submetida à taxa de bombeamento de 2.Q- área 3.....       | 159 |
| 6.21 | Visão tridimensional das cargas bidimensionais para uma vazão de 8.79 m <sup>3</sup> /h submetida à taxa de bombeamento de 3.Q- área 3.....       | 160 |
| 6.22 | Visão tridimensional das cargas bidimensionais para uma vazão de 8.79 m <sup>3</sup> /h submetida à taxa de bombeamento de 4.Q- área 4.....       | 161 |
| 6.23 | Visão tridimensional das cargas bidimensionais para uma vazão de 20.90 m <sup>3</sup> /h submetida à taxa de bombeamento de 1.Q- área 4.....      | 162 |
| 6.24 | Visão tridimensional das cargas bidimensionais para uma vazão de 20.90 m <sup>3</sup> /h submetida à taxa de bombeamento de 2.Q- área 4.....      | 163 |
| 6.25 | Visão tridimensional das cargas bidimensionais para uma vazão de 20.90 m <sup>3</sup> /h submetida à taxa de bombeamento de 3.Q- área 4.....      | 164 |
| 6.26 | Visão tridimensional das cargas bidimensionais para uma vazão de 20.90 m <sup>3</sup> /h submetida à taxa de bombeamento de 4.Q- área 4.....      | 165 |
| 6.27 | Rede de fluxo próximo ao poço em fluxo bidimensional uniforme (Jacob- Kashef, ).....  | 168 |

|   |     |
|---|-----|
| 6.28 Esquema de um bombeamento de um poço próximo ao rio em um aquífero semi-infinito.....                                | 173 |
| 6.29 Vista do plano do poço de bombeamento próximo ao rio ganhador.....   | 173 |
| 6.30 Comportamento do fluxo num aquífero semi-infinito na vizinhança de um sistema rio-aquífero.....                      | 174 |
| 6.31 Taxa crítica de bombeamento em função do ângulo do fluxo regional.....   | 175 |
| 6.32 As redes de fluxo para diferentes ângulos do fluxo ambiente.....   | 176 |
| 6.33 As redes do fluxo para diferentes taxas adimensionais de bombeamento .....   | 177 |
| 6.34 Áreas de captura para a vazão de $8.79\text{m}^3/\text{h}$ submetida a uma taxa de bombeamento de 1.Q - área 3.....  | 178 |
| 6.35 Áreas de captura para a vazão de $8.79\text{m}^3/\text{h}$ submetida a uma taxa de bombeamento de 2.Q - área 3.....  | 179 |
| 6.36 Áreas de captura para a vazão de $8.79\text{m}^3/\text{h}$ submetida a uma taxa de bombeamento de 3.Q - área 3.....  | 180 |
| 6.37 Áreas de captura para a vazão de $8.79\text{m}^3/\text{h}$ submetida a uma taxa de bombeamento de 4.Q - área 3.....  | 181 |
| 6.38 Áreas de captura para a vazão de $14.40\text{m}^3/\text{h}$ submetida a uma taxa de bombeamento de 1.Q - área 3..... | 182 |
| 6.39 Áreas de captura para a vazão de $14.40\text{m}^3/\text{h}$ submetida a uma taxa de bombeamento de 2.Q - área 3..... | 183 |
| 6.40 Áreas de captura para a vazão de $14.40\text{m}^3/\text{h}$ submetida a uma taxa de bombeamento de 3.Q - área 3..... | 184 |
| 6.41 Áreas de captura para a vazão de $14.40\text{m}^3/\text{h}$ submetida a uma taxa de bombeamento de 4.Q - área 3..... | 185 |

|   |     |
|---|-----|
| 6.42 Áreas de captura para a vazão de 33.00m <sup>3</sup> /h submetida a uma taxa de bombeamento de 1.Q - área 3..... | 186 |
| 6.43 Áreas de captura para a vazão de 33.00m <sup>3</sup> /h submetida a uma taxa de bombeamento de 2.Q - área 3..... | 187 |
| 6.44 Áreas de captura para a vazão de 33.00m <sup>3</sup> /h submetida a uma taxa de bombeamento de 3.Q - área 3..... | 188 |
| 6.45 Áreas de captura para a vazão de 33.00m <sup>3</sup> /h submetida a uma taxa de bombeamento de 4.Q - área 3..... | 189 |
| 6.46 Áreas de captura para a vazão de 20.90m <sup>3</sup> /h submetida a uma taxa de bombeamento de 1.Q - área 4..... | 190 |
| 6.47 Áreas de captura para a vazão de 20.90m <sup>3</sup> /h submetida a uma taxa de bombeamento de 2.Q - área 4..... | 191 |
| 6.48 Áreas de captura para a vazão de 20.90m <sup>3</sup> /h submetida a uma taxa de bombeamento de 3.Q - área 4..... | 192 |
| 6.49 Áreas de captura para a vazão de 20.90m <sup>3</sup> /h submetida a uma taxa de bombeamento de 4.Q - área 4..... | 193 |
| 6.50 Áreas de captura para a vazão de 40.00m <sup>3</sup> /h submetida a uma taxa de bombeamento de 1.Q - área 4..... | 194 |
| 6.51 Áreas de captura para a vazão de 40.00m <sup>3</sup> /h submetida a uma taxa de bombeamento de 2.Q - área 4..... | 195 |
| 6.52 Áreas de captura para a vazão de 40.00m <sup>3</sup> /h submetida a uma taxa de bombeamento de 3.Q - área 4..... | 196 |
| 6.53 Áreas de captura para a vazão de 40.00m <sup>3</sup> /h submetida a uma taxa de bombeamento de 4.Q - área 4..... | 197 |
| 6.54 Áreas de captura para a vazão de 80.80m <sup>3</sup> /h submetida a uma taxa de bombeamento de 1.Q - área 4..... | 198 |



|   |     |
|---|-----|
| 6.55 Áreas de captura para a vazão de $80.80\text{m}^3/\text{h}$ submetida a uma taxa de bombeamento de 2.Q - área 4..... | 199 |
| 6.56 Áreas de captura para a vazão de $80.80\text{m}^3/\text{h}$ submetida a uma taxa de bombeamento de 3.Q - área 4..... | 200 |
| 6.57 Áreas de captura para a vazão de $80.80\text{m}^3/\text{h}$ submetida a uma taxa de bombeamento de 4.Q - área 4..... | 201 |
| 6.58 Infiltração direta em função da taxa de bombeamento para o caso estudado em São Bento.....                           | 210 |
| 6.59 Contribuição do fluxo regional e da infiltração induzida do rio para o caso de São Bento.....                        | 211 |
| 6.60 Infiltração induzida em função da taxa de bombeamento adimensional para o caso de Albuquerque.....                   | 211 |
| 6.61 Contribuição do fluxo regional e da infiltração induzida do rio para o caso de Albuquerque.....                      | 212 |
| 6.62 Soma das contribuições do fluxo e infiltração induzida pelo rio para o caso de São Bento.....                        | 212 |

## LISTA DE TABELAS

| Tabela  | página |
|---|--------|
| 4.1 Sondagens para reconhecimento e detalhamento - área 3.....  | 41     |
| 4.2 Sondagens para reconhecimento e detalhamento - área 4.....  | 42     |
| 4.3 Teste de produção/aquífero poço 1 - área 3.....   | 50     |
| 4.4 Teste de produção - poço 3-área 4.....  | 50     |
| 4.5 Parâmetros hidrodinâmicos do aquífero em estudo.....  | 51     |
| 4.6 Superfície da área 3 sem bombeamento.....   | 54     |
| 4.7 Superfície da área 4 sem bombeamento.....   | 54     |
| 5.1 Expressões algébricas para $b_j$ , $c_j$ e $d_j$ .....  | 105    |
| 5.2 Coordenadas, cargas hidráulicas, velocidades, ângulos e resultantes<br>para uma vazão de 20.90 m <sup>3</sup> /h..... | 106    |
| 5.3 Coordenadas, cargas hidráulicas, velocidades, ângulos e resultantes<br>para uma vazão de 40.00 m <sup>3</sup> /h..... | 107    |
| 5.4 Coordenadas, cargas hidráulicas, velocidades, ângulos e resultantes<br>para uma vazão de 80.80 m <sup>3</sup> /h..... | 108    |
| 5.4 Velocidade na direção X.....  | 109    |
| 5.5 Velocidade na direção Y.....  | 109    |
| 5.6 Velocidade na direção Z.....  | 109    |
| 6.1 Cargas centrais e extremas da rede na área 4, em metros.....  | 119    |
| 6.2 Cargas centrais obtidas através da regressão linear para<br>vazão de 20.90 m <sup>3</sup> /h.....                     | 119    |
| 6.3 Cargas centrais obtidas através da regressão linear para<br>vazão de 40.00 m <sup>3</sup> /h.....                     | 120    |

|   |     |
|---|-----|
| 6.4 Cargas centrais obtidas através da regressão linear para<br>vazão de 80.80 m <sup>3</sup> /h.....                                 | 121 |
| 6.5 Cargas hidráulicas realizadas sem bombeamento para a base da<br>área 4 (bidimensional), em metros.....                            | 122 |
| 6.6 Cargas hidráulicas realizadas sem bombeamento para a<br>superfície da área 4 (bidimensional), em metros.....                      | 122 |
| 6.7 Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento Q=Q<br>(caso bidimensional), em metros, vazão de 20.90 m <sup>3</sup> /h.....    | 123 |
| 6.8 Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento Q=2.Q<br>(caso bidimensional), em metros, vazão de 20.90 m <sup>3</sup> /h.....  | 123 |
| 6.9 Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento Q=3.Q<br>(caso bidimensional), em metros, vazão de 20.90 m <sup>3</sup> /h.....  | 124 |
| 6.10 Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento Q=4.Q<br>(caso bidimensional), em metros, vazão de 20.90 m <sup>3</sup> /h..... | 124 |
| 6.11 Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento Q=Q<br>(caso bidimensional), em metros, vazão de 40.00 m <sup>3</sup> /h.....   | 125 |
| 6.12 Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento Q=2.Q<br>(caso bidimensional), em metros, vazão de 40.00 m <sup>3</sup> /h..... | 125 |
| 6.13 Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento Q=3.Q<br>(caso bidimensional), em metros, vazão de 40.00 m <sup>3</sup> /h..... | 126 |
| 6.14 Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento Q=4.Q<br>(caso bidimensional), em metros, vazão de 40.00 m <sup>3</sup> /h..... | 126 |
| 6.15 Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento Q=Q<br>(caso bidimensional), em metros, vazão de 80.80 m <sup>3</sup> /h.....   | 127 |
| 6.16 Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento Q=2.Q<br>(caso bidimensional), em metros, vazão de 80.80 m <sup>3</sup> /h..... | 127 |

|  |     |
|--|-----|
| 6.17 Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento $Q=3.Q$<br>(caso bidimensional), em metros, vazão de $80.80 \text{ m}^3/\text{h}$ .....  | 128 |
| 6.18 Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento $Q=4.Q$<br>(caso bidimensional), em metros, vazão de $80.80 \text{ m}^3/\text{h}$ .....  | 128 |
| 6.19 Cargas hidráulicas realizadas sem bombeamento para a base<br>da área 3 (bidimensional), em metros.....                                    | 129 |
| 6.20 Cargas hidráulicas realizadas sem bombeamento para a superfície<br>da área3 (caso bidimensional), em metros.....                          | 129 |
| 6.21 Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento $Q=Q$<br>(caso bidimensional), em metros, vazão de $8.79 \text{ m}^3/\text{h}$ .....     | 130 |
| 6.22 Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento $Q=2.Q$<br>(caso bidimensional), em metros, vazão de $8.79 \text{ m}^3/\text{h}$ .....   | 130 |
| 6.23 Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento $Q=3Q$<br>(caso bidimensional), em metros, vazão de $8.79 \text{ m}^3/\text{h}$ .....    | 131 |
| 6.24 Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento $Q=4.Q$<br>(caso bidimensional), em metros, vazão de $8.79 \text{ m}^3/\text{h}$ .....   | 131 |
| 6.25 Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento $Q=.Q$<br>(caso bidimensional), em metros, vazão de $14.40 \text{ m}^3/\text{h}$ .....   | 132 |
| 6.26 Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento $Q=2.Q$<br>(caso bidimensional), em metros, vazão de $14.40 \text{ m}^3/\text{h}$ . .... | 132 |
| 6.27 Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento $Q=3.Q$<br>(caso bidimensional), em metros, vazão de $14.40 \text{ m}^3/\text{h}$ .....  | 133 |
| 6.28 Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento $Q=4.Q$<br>(caso bidimensional), em metros, vazão de $14.40 \text{ m}^3/\text{h}$ .....  | 133 |
| 6.29 Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento $Q=Q$<br>(caso bidimensional), em metros, vazão de $33.00 \text{ m}^3/\text{h}$ .....    | 134 |

|   |     |
|---|-----|
| 6.30 Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento $Q=2.Q$<br>(caso bidimensional), em metros, vazão de $33.00 \text{ m}^3/\text{h}$ ..... | 134 |
| 6.31 Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento $Q=3.Q$<br>(caso bidimensional), em metros, vazão de $33.00 \text{ m}^3/\text{h}$ ..... | 135 |
| 6.32 Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento $Q=4.Q$<br>(caso bidimensional), em metros, vazão de $33.00 \text{ m}^3/\text{h}$ ..... | 135 |
| 6.33 Áreas de captura e elementos geométricos da área 4.....  | 203 |
| 6.34 Tabela confeccionada para caso específico de São Bento para a vazão<br>de $80.80 \text{ m}^3/\text{h}$ .....                             | 205 |

## NOMENCLATURA

- a, b, c, d - coeficientes na equação polinômial de n termos, (A, B, C, D)
- A - Área do aquífero,  $m^2$
- A3 - Área três
- A4 - Área quatro
- b - Espessura saturada no aquífero livre/confinado, m (B)
- C - Constantes da formação,  $C_f$  e do poço  $C_w$ , adimensionais
- $C_s$  - Fator de forma que depende do molde do sistema do tubo capilar no solo e da tortuosidade do caminho do fluxo
- $C_h$  - Fator aproximadamente igual a 100,  $s^{-1}m^{-1}$
- $C_u$  - Coeficiente de uniformidade,  $D_{60}/D_{10}$
- d - Distância entre o poço e a margem do rio
- D - Afastamento entre poços ou afastamento entre nós da malha usada para representação do aquífero,  $D_x, D_y$ , m
- $D_e$  - Diâmetro do meio ideal do fluxo que contém grãos esféricos de igual tamanho os quais comportam-se coletivamente, a respeito das características hidráulicas, tais como perdas de cargas
- $D_{10}$  - Tamanho médio do solo natural, cm
- e - Exponente usado nos cálculos matemáticos, 2.71828
- e - Índice de Vazios do solo,  $cm^3/cm^3$
- g - Aceleração da gravidade,  $cm/s^2$
- H - Cargas hidráulicas do nível dinâmico no cone de rebaixamento/ ou potencial hidráulico, m ( $h_1, h_2, h_3$ )
- P - Profundidade do nível estático da água no aquífero, m
- $h_0$  - Espessura saturada, m
- i - Gradiente hidráulico na Equação de Darcy,  $V=K.i$ , adimensional, (I)
- $i, j$  - As duas direções tratadas na malha do computador para representar um determinado aquífero

|             |  |
|-------------|--|
| K           | - Permeabilidade do meio poroso do aquífero, m/s<br>- Permeabilidade nas direções x, y e z, m/s ( $K_{xx}$ , $K_{yy}$ e $K_{zz}$ )<br>- Permeabilidade com divisão do meio, m/s ( $K_{x1}$ , $K_{x2}$ ) ou ( $K_{y1}$ , $K_{y2}$ )<br>- Permeabilidade intrínseca ou física, $K_p$ , m <sup>3</sup> /s<br>- Permeabilidade na direção Vertical, $K_v$ , m/s<br>- Permeabilidade na direção horizontal, $K_H$ , m/s |
| n           | - Porosidade do meio, m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> , adimensional  |
| $n_e$       | - Porosidade efetiva, m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> , adimensional  |
| $n_{ef}$    | - Porosidade efetiva através do solo, m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> , adimensional  |
| P1          | - Poço nº 1  |
| P2          | - Poço nº 2  |
| Pz          | - Piezometro ou poço de observação (Pz1, Pz2...)   |
| $P_{ESTAG}$ | - Ponto de Estagnação  |
| Q           | - Vazão do poço, m <sup>3</sup> /h<br>- Vazão no determinado ponto (i,j) na rede considerada, $Q(i,j)$ , m <sup>3</sup> /h   |
| $q_s$       | - fluxo ambiente, m/s  |
| $Q_A$       | - Contribuição total do fluxo ambiente, m <sup>3</sup> /h  |
| $Q_C$       | - Vazão crítica, m <sup>3</sup> /h   |
| $Q_S$       | - Contribuição da infiltração induzida do rio, m <sup>3</sup> /h   |
| $Q_w$       | - Fluxo ambiente total m <sup>3</sup> /h   |
| $r_i$       | - Raio de influência do poço, m  |
| $r_w$       | - Raio do poço, m  |
| S           | - Rebaixamento no cone desenvolvido, m   |
| $s_r/s_i$   | - Rebaixamento no poço real/imagem, m  |
| $S_w$       | - Rebaixamento no poço, $s_w$ , m  |
| $S_c$       | - Rebaixamento no centro da malha no caso de bombeamento, m  |
| $S_s$       | - Coeficiente de armazenamento específico, adimensional  |
| T           | - Transmissividade do aquífero, m <sup>2</sup> /h  |
| t           | - Tempo do rebaixamento no poço real/imagem, $t_r/t_i$ , h   |

|            |   |
|------------|---|
| V          | - Volume do cone do rebaixamento, $m^3$                       |
|            | - Velocidade, m/h   |
|            | - Velocidade na direção X, $V_x$ m/h                          |
|            | - Velocidade na direção Y, $V_y$ m/h                          |
|            | - Velocidade na direção Z, $V_z$ m/h                          |
| $V_v$      | - Volume de vazios, $cm^3/cm^3$                               |
| $V_s$      | - Volume dos sólidos $cm^3/cm^3$                              |
| X, Y       | - Direções consideradas para tratamento do problema           |
| $Y_s$      | - Posição da linha de fluxo mais afastada do eixo do fluxo, m |
| $X_s$      | - Distância entre o poço e a margem do rio, m                 |
| $X'$       | - Metade da distância entre os pontos de estagnação           |
| $Z_c$      | - Zona de contribuição  |
| $Z_T$      | - Zona de transporte  |
| $\gamma$   | - Peso unitário da água, $g/cm^3$                             |
| $\rho$     | - Massa específica, $g/cm^3$                                  |
| $\mu$      | -Viscosidade dinâmica, $g \cdot s/cm^2$                       |
| $\alpha$   | - Direção do fluxo, graus                                     |
| $\beta$    | - Taxa adimensional de bombeamento                            |
| $\Delta s$ | - Diferença de rebaixamentos, m                               |



## SUMÁRIO

|   |    |
|---|----|
| 1.0 INTRODUÇÃO.....   | 1  |
| 1.1 Águas Subterrânea em Geral.....   | 1  |
| 1.2 Água Subterrânea no Brasil e no Continente em Geral.....                                | 2  |
| 1.3 Confiabilidade dos Dados Utilizados em Pesquisas de Água Subterrânea.....               | 3  |
| 1.4 Características das Águas Subterrâneas.....   | 4  |
| 2.0 CARACTERÍSTICAS E CLASSIFICAÇÃO DOS AQUÍFEROS.....                                      | 5  |
| 2.1 Caracterização dos Aquíferos.....   | 5  |
| 2.2 Classificação dos Aquíferos.....  | 6  |
| 2.3 Característica da Zona Saturada.....  | 8  |
| 2.4 Parâmetros Envolvidos no Estudo da Zona Saturada.....                                   | 9  |
| 2.4.1 Coeficiente de Permeabilidade e Condutividade Hidráulica.....                         | 9  |
| 2.4.1.1 Condutividade Hidráulica.....   | 9  |
| 2.4.1.2 Fatores que afetam a Condutividade Hidráulica.....                                  | 11 |
| 2.4.1.3 Coeficiente de Permeabilidade.....  | 13 |
| 2.4.1.4 Dependência da Permeabilidade sobre as propriedades do Meio e do Fluido.....        | 14 |
| 2.4.2 Transmissividade.....   | 15 |
| 2.4.3 Porosidade.....   | 15 |
| 2.4.4 Coeficiente de Armazenamento.....   | 18 |
| 2.4.5 Rebaixamento.....   | 18 |
| 3.0 ASPECTOS DO FLUXO SUBTERRÂNEO.....  | 20 |
| 3.1 Introdução.....   | 20 |
| 3.2 Relação entre Velocidade Subterrânea e Gradiente Hidráulico.....                        | 21 |
| 3.3 A validação da Lei de Darcy.....  | 22 |
| 3.4 O papel da Isotropia, Anisotropia, Homogeneidade, Heterogeneidade e estratificação..... | 25 |
| 3.5 Extensão da Lei de Darcy.....   | 26 |
| 3.6 Equação de Dupuit - Aplicação Prática da Lei de Darcy.....                              | 29 |
| 3.7 Fluxo Permanente em um aquífero Livre.....  | 33 |
| 4.0 AQUÍFERO ALUVIAL DO RIO PIRANHAS.....   | 36 |
| 4.1 Dados Pertencentes ao Aquífero em Estudo.....   | 36 |
| 4.1.1.1 Formação Geológica da Bacia do Rio Piranhas.....                                    | 37 |
| 4.1.1.2 Aspectos Hidrológicos e Climáticos da Bacia do do Rio Piranhas.....                 | 38 |
| 4.2 Potencial Hidrogeológico da Bacia do Rio Piranhas, Paraíba.....                         | 39 |
| 4.3 Estudos da CDRM em São Bento, Paraíba.....  | 39 |
| 4.3.1 Poços de Pesquisa e Piezômetros Instalados.....                                       | 45 |

|         |  |     |
|---------|--|-----|
| 4.3.2   | Teste de Aquífero e Parâmetros Hidrodinâmicos das Áreas de estudo.....   | 48  |
| 4.3.3   | Qualidade das Águas.....   | 49  |
| 4.4     | Delimitação das Áreas de Estudo em São Bento - PB .....  | 51  |
| 4.4.1   | Seleção das Áreas.....   | 51  |
| 4.4.2   | Configuração Quadrilátera das Áreas em Estudo.....   | 52  |
| 4.5     | Calibragem feita a fim de fazer verificar a Veracidade do Modelo.....  | 56  |
| 4.6     | Análise Matemática do Problema.....  | 56  |
| 4.6.1   | Método de Teste de Bombeamento para Determinação de T e S em Aquífero Freático.....  | 57  |
| 4.7     | Uso de Modelos Matemáticos na Determinação dos Parâmetros.....   | 58  |
| 4.8     | Equação Transiente Geral de Fluxo Subterrâneo em Espaço Tridimensional.....  | 59  |
| 4.8.1   | Condições Iniciais e Condições de Contorno.....  | 61  |
| 4.8.2   | Equações Bidimensionais de Fluxo de Água Subterrânea.....  | 64  |
| 4.9     | Uso de Computadores nos Modelos Matemáticos.....   | 66  |
| 4.9.1   | Aplicação de Modelos Matemáticos.....  | 61  |
| 5.0     | VELOCIDADES ESPACIAIS EM AQUÍFERO LIVRE ( Artificio de PINDER, 1982).....  | 68  |
| 5.1     | Introdução.....  | 68  |
| 5.2     | Conceitos dos Fluxos Uni, Bi e Tridimensionais.....  | 69  |
| 5.2.1   | Crêterios para Ocorrência do Uni, Bi e Tridimensional.....   | 71  |
| 5.3     | Aspectos Hidráulicos do Fluxo Subsuperficial Bidimensional.....  | 73  |
| 5.4     | Determinação de Componentes de Velocidades: (Aproximação de Pinder e Abriola).....   | 74  |
| 5.5     | Cálculo de Gradiente de Velocidade em Fluxo Bidimensional.....   | 74  |
| 5.5.1   | Descrição do Procedimento Teórico.....   | 76  |
| 5.5.2   | Cálculo de Velocidades em Espaço Tridimensional a partir de Mediças das Alturas Piezométrica.....  | 80  |
| 5.5.2.1 | Crêterios para Ocorrência de Fluxo Uni, Bi e Tridimensionais.....  | 81  |
| 5.6     | Aplicação da Teoria de Pinder para o Caso de São Bento-PB.....   | 88  |
| 5.6.1   | Configuração Adotada.....  | 88  |
| 5.7     | Discussão a Respeito das Velocidades Bi-Dimensionais Obtidas na Área 4.....  | 102 |
| 6.0     | INFLUÊNCIA DAS ALTAS TAXAS DE BOMBEAMENTO SOBRE OS REBAIXAMENTOS BI-D NA<br>ÁREA DE CAPTURA E A INFILTRAÇÃO INDUZIDA DO RIO PARA O AQUÍFERO..... | 116 |
| 6.1     | Introdução.....  | 116 |
| 6.2     | Cargas Bidimensionais Desenvolvidas nos Aquíferos Livres nas Áreas de Estudo.....  | 117 |
| 6.3     | Discussão dos Resultados Sobre as Cargas Desenvolvidas.....  | 136 |
| 6.4     | Fluxo Bi-D Subterrâneo Aplicado à Proteção de Poços.....   | 149 |
| 6.5     | Estabelecimento da Zona de Proteção (Áreas de Captura).....  | 166 |
| 6.6     | Infiltração Induzida do Rio para o Aquífero.....   | 169 |
| 6.6.1   | Infiltração Introduzida.....   | 169 |
| 6.6.2   | As suposições do Modelo Conceitual de Newsom e Wilson (1991).....  | 172 |
| 6.7     | Discusão dos Resultados das Áreas Envolvidas no Estudo.....  | 202 |

|                                     |     |
|-------------------------------------|-----|
| 7.0 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES..... | 213 |
| 7.1 Conclusões.....                 | 213 |
| 7.2 Recomendações.....              | 216 |
| <br>                                |     |
| 8.0 ANEXOS.....                     | 218 |
| 8.1 Anexo I.....                    | 218 |
| 8.1 Anexo II.....                   | 224 |
| <br>                                |     |
| 9.0 REFERÊNCIAS.....                | 233 |

## 1.0-INTRODUÇÃO

### 1.1 Águas Subterrânea em Geral

De um modo geral, a água subterrânea tem origem na superfície, e está intimamente ligada à água superficial, embora haja diferenças óbvias entre os ambientes superficiais e subterrâneo. Embora o uso da água subterrânea date de muitos milhares de anos atrás, foi somente no século XVII que o homem conseguiu ter um entendimento mais claro da interação hidrológica e da dependência que a água subterrânea tem da precipitação.

A captação da água subterrânea tem suas vantagens econômicas sobre a captação de águas superficiais, pelo fato de que a construção de poços se tornam bem mais baratos, se comparados a construções de qualquer sistema de captação de águas superficiais. Além disso, na maioria dos casos, sua utilização é adequada ao consumo humano, sem a necessidade de tratamento prévio (salvo em casos de contaminação natural e/ou superficial).

Estima-se que até a virada do século, a demanda de água crescerá em quatro vezes a existente hoje, em consequência do aumento esperado da população da Terra, exigindo assim mais água para as residências, indústrias e agro-pecuária (SARMA & EGITO, 1989). Apenas 30% da população da Terra tem o acesso garantido à água, sendo que os 70% restantes dependem de poços, lagos e fontes, com incertezas crescentes que a qualquer momento possam ser contaminados.

Infelizmente, há muitas estimativas discordantes no que diz respeito as reservas mundiais de águas subterrâneas. BOUWER ( 1978 ), utilizando dados de NACE ( 1960 ) e FETH ( 1973 ), estimou a quantidade total em  $8.4 \times 10^6 \text{ Km}^3$ , sendo que, deste total, metade se encontra a uma profundidade superior a 800 m. FREEZE e CHERRY (1979), utilizando dados mais recentes de NACE (1971), fizeram uma estimativa em cerca de  $4 \times 10^6 \text{ Km}^3$ , baseados no trabalho de LVOVITCH (1970). Sabe-se que três-quartos da superfície da Terra é coberta pela água e que 97% desta água encontra-se nos oceanos. Os rios e lagos contêm menos de 1% do total da água da Terra (0.017%), enquanto que 2.14% estão nas capas polares e na forma glacial.

## **1.2 Água Subterrânea no Brasil e no Continente em Geral**

No Brasil, assim como no mundo inteiro, a água subterrânea é uma fonte imprescindível de abastecimento de água. Foi só no século passado que começou o efetivo interesse pelo aproveitamento de água subterrânea em nossa região, quando estudiosos perceberam a necessidade da construção de poços como uma medida de atenuar os efeitos das secas. A intensificação do programa de perfuração de poços tubulares veio com a criação do extinto IFOCS (atual DNOCS), no ano de 1919 priorizando as regiões mais carentes em reservas hídricas superficiais. Com a criação da SUDENE (1959), implementou-se bases mais sólidas no que diz respeito ao aproveitamento sistemático das reservas hídricas profundas, dando assim um novo ânimo e nova perspectiva à captação das mesmas. Outros órgãos foram solicitados através de convênios, ou então capacitando os bancos oficiais e privados a

repassarem recursos, mediante contratos de financiamentos para a construções de poços particulares.

Na América Latina, verifica-se uma grande despreocupação em relação a proteção das águas subterrâneas, apesar da importância que ela possui, já que cidades inteiras são abastecidas por água subterrânea e que começam a experimentar problemas com super exploração de aquíferos e contaminação das águas subterrâneas. Em termos de água potável, JAY LEH, do National Water Well Association, estima que nos Estados Unidos mais de 50% da água potável seja oriunda da água subterrânea. No Brasil, são desconhecidos os números precisos de quantas pessoas dependem de água subterrânea para beber.

### ***1.3 Confiabilidade dos Dados Utilizados em Pesquisas de Água Subterrânea***

O estudo das águas subterrâneas é limitado em dados confiáveis, tanto quantitativamente (disponibilidade) quanto qualitativamente (distribuição geográfica dos recursos das águas superficiais, taxa de fluxo, etc), obtidos por meios de perfurações. Um outro problema que dificulta as pesquisas refere-se à geologia, pois encontra-se dificuldades quando se depara com situações em que se dispõe de uma geologia peculiar, ou quando a área horizontal da mesma é muito limitada em sua extensão, o que torna temeroso a utilização desse banco de dados em estudos.

#### **1.4 Características das Águas Subterrâneas**

A água subterrânea move-se muito lentamente em comparação com a água superficial. Uma alta velocidade de água subterrânea estaria na faixa de 1 metro/dia, enquanto um rio rápido pode mover-se a uma velocidade de 1 metro/segundo. O fluxo de água subterrânea é evidentemente um processo laminar, o fluxo de água superficial é turbulento. Sabemos que o tempo médio de residência da água subterrânea no subsolo é estimado em 280 anos (LVOVITCH, 1970), com alguma água residindo em aquíferos profundos por um tempo tão longo quanto 30.000 anos ou mais (PEARSON & WHITE, 1967). Os rios usualmente possuem tempos de residência de menos do que algumas semanas. Esses altos tempos de residência para a água subterrânea significam que as taxas de recarga anual são muito pequenas. Esse fato, juntamente com o enorme volume dos poros nos aquíferos, torna a água subterrânea uma reserva confiável a longo prazo, efetivamente imune às flutuações anuais de precipitação. Significa também que um aquífero, uma vez poluído, pode levar séculos ou mais tempo, até que consiga promover uma autodescontaminação, através de mecanismos de fluxo natural.

## 2.0 - CARACTERÍSTICAS E CLASSIFICAÇÃO DOS AQÜÍFEROS

### 2.1 Caracterização dos Aqüíferos

Um aqüífero é uma formação geológica com suficiente permeabilidade e porosidade interconectada para armazenar e transmitir quantidades significativas de água, sob gradientes hidráulicos naturais. Enquanto aqüíferos fornecem quantidades significativas de água, aquitardes são formações de baixa permeabilidade, que armazenam água mas não podem suprir poços de bombeamento. Eles podem, contudo, transmitir água suficiente através de enormes áreas, tornando-se importantes em estudos regionais de suprimento de água. As camadas de argila e de folhelhos que separam muitos aqüíferos confinados são bons exemplos de aquitardes transmitindo água através de drenança vertical. Em estudos de aqüíferos, aquitardes são também conhecidos como camadas confinantes drenantes. Um exemplo extremo de aquitarde é um aquiclude, sendo usado para descrever materiais geológicos que são impermeáveis à água.

No passado, os hidrólogos estavam principalmente preocupados com a obtenção de suprimentos de alta vazão de água em formações permeáveis. Camadas confinantes de argila ou aquitardes eram considerados formações "impermeáveis" capazes de fornecerem somente taxas de fluxo muito baixas (em  $m^3/m^2/dia$ ). Do ponto de vista do suprimento de água, estas baixas taxas de fluxo são desprezíveis em áreas pequenas, e curtos períodos de tempo.



A facilidade com que a água flui através de um aquífero ou de uma camada confinante medida por um parâmetro chamado condutividade hidráulica (K). Areias e cascalhos apresentam altos valores de K (por exemplo,  $10^{-2}$  a  $10$  cm/s), enquanto folhelhos e argilas possuem valores relativamente baixos (por exemplo,  $10^{-10}$  a  $10^{-7}$  cm/s). A maior parte dos valores publicados de condutividade hidráulica está baseada no fluxo de água não contaminada através de material geológico.

Os aquíferos com as maiores capacidades de descargas são aqueles constituídos por areia e cascalho inconsolidados, encontrados em planícies costeiras, valas aluviais e depósitos glaciais. Em nosso país, além de dispormos desses tipos de aquíferos, temos também os aquíferos arenitos, basaltos fraturados e os calcários com canais formados por dissolução e com fraturas. Em algumas áreas tem-se perfurado rochas cristalinas fraturadas, tal como granito, para o suprimento de água, porém, com baixas vazões.

## **2.2 Classificação dos Aquíferos**

Os aquíferos são classificados como confinados ou não confinados, dependendo da presença ou ausência de um lençol freático. Um lençol freático, também conhecido como uma superfície freática, é superfície superior da zona de saturação que está em contato direto com a atmosfera. A profundidade até essa água pode ser de menos de 10 metros em regiões úmidas a até mais de 100 metros em climas secos.

A figura 2.1 ilustra um exemplo de um aquífero não confinado, também denominado freático ou livre, na qual observa-se que a superfície freática não se encontra confinada podendo se locomover verticalmente. Podemos então dizer que, sob condições de

fluxo horizontal, os níveis da água em poços penetrando num aquífero livre representam a posição da superfície do lençol freático em redor desse poço. Aquíferos não confinados são usualmente os primeiros materiais saturados encontrados em um programa de perfuração. Se esta água tem extensão horizontal limitada, trata-se de um tipo especial de aquífero não confinado, conhecido como aquífero suspenso. As localizações 3 e 4 na figura 2.1 são exemplos de aquíferos suspensos. Dependendo da extensão e da espessura saturadas os aquíferos suspensos podem ser fontes adequadas para poços residenciais individuais. Eles são inadequados como fontes para poços municipais bombeando por longos períodos. No campo, deve-se ter muito cuidado para não tomar esta água não confinada como sendo o aquífero principal.

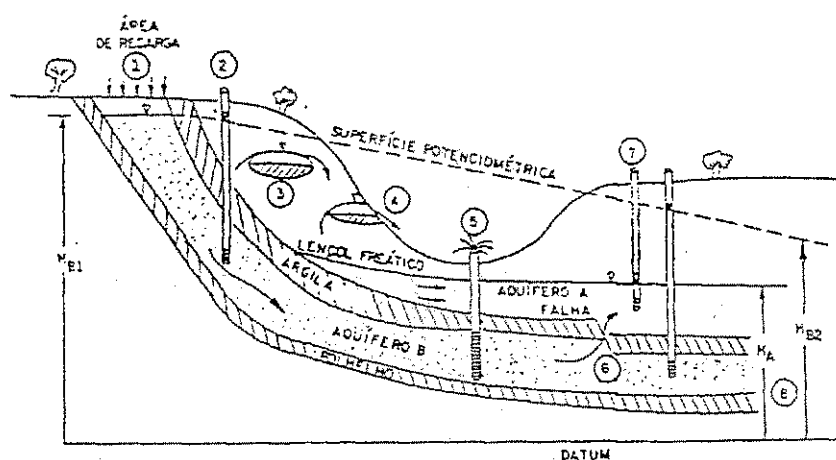


Fig. 2.1 - Tipos de aquíferos ( ABRH)

Em muitos casos, através de perfuração prévia ou de programas de monitoramento, pode-se ter uma ideia aproximada da profundidade da água. Nestes casos, zonas saturadas encontradas a muitos metros acima da profundidade esperada usualmente significam pertencerem a aquíferos suspensos. O aquífero B (figura 2.1) ilustra um exemplo de aquífero não confinado, no qual se enquadra o aquífero estudado neste trabalho. A área de afloramento do aquífero na localização 1 é a principal área de recarga. Note que, enquanto B é um aquífero confinado, ele é não confinado na localização 1.

Quando dados de campo são limitados, os padrões de fluxo complexos em aquíferos não homogêneos, anisotrópicos e de multi camadas só podem ser estimados através de modelos de fluxo multi dimensionais. FREEZE & WHITERSPOON (1966,1967,1968) estão entre os primeiros pesquisadores a usarem modelos numéricos de fluxo bi-dimensionais, para estudarem padrões de fluxo regional de água subterrânea sob condições geológicas não homogêneas. Os artigos desses autores representam contribuições clássicas para o campo da hidrologia de água subterrânea e contribuições pioneiras na área de modelação matemática.

### **2.3 Característica da Zona Saturada**

A zona saturada se refere àquela com vazios 100% preenchidos, nas quais são instalados poços de bombeamento, visando ao suprimento de água. A infra-estrutura na zona saturada pode ser classificada em termos de suas propriedades de fluxo e características de armazenamento. Os espaços porosos do solo na zona saturada estão totalmente preenchidos por água. No caso dos aquíferos freáticos, os primeiros metros abaixo da superfície freática

podem ter também ar dissolvido ou preso, se a atividade biológica aeróbica for desprezível. De outro modo, o conteúdo de oxigênio pode aproximar-se de zero.

As principais propriedades de fluxo são a permeabilidade e a transmissividade, ao passo que as características de armazenamento incluem a porosidade, o coeficiente de armazenamento específico, o coeficiente de armazenamento e a vazão específica. Neste capítulo, serão apresentadas definições dos parâmetros envolvidos em estudo subterrâneo.

## ***2.4 Parâmetros Envolvidos no Estudo da Zona Saturada***

### **2.4.1 Coeficiente de Permeabilidade e Condutividade Hidráulica**

#### ***2.4.1.1 Condutividade Hidráulica***

As palavras coeficiente de permeabilidade e condutividade hidráulica são sinônimas, mas, a respeito de engenharia civil, a primeira é mais adequada, enquanto na física dos solos a segunda é mais usada. Assim, a permeabilidade se refere mais para meios saturados e condutividade hidráulica para solos não saturados. O coeficiente de permeabilidade é a facilidade do aquífero de conduzir água sob a influência do gradiente de uma superfície freática ou livre. Esta, porém, é uma propriedade tanto do meio poroso como do fluido que o atravessa. Quanto maior a condutividade, melhor o aquífero conduz a água. Embora muitos pesquisadores tenham tentado, ainda não conseguiram estabelecer uma relação entre o

coeficiente de permeabilidade, a porosidade e a distribuição dos grãos. Poder-se-ia imaginar que um material com uma alta porosidade tivesse um alto coeficiente de permeabilidade. As argilas têm porosidade mais alta do que as areias, mas suas condutividades hidráulicas são bem mais baixas que as das areias. Pode-se razoavelmente argumentar que as areias possuem mais porosidade interconectada que as argilas e, por essa razão, suas condutividades hidráulicas são maiores. Contudo, isso não explica os dados de laboratório de KELLY & FROHLICH (1985) para as areias aluvionais do rio Mississipi, que mostraram coeficiente de permeabilidade diminuindo à medida em que a porosidade natural vai aumentando. Isso é exatamente o oposto do que se poderia intuitivamente adivinhar. KELLY & FROHLICH (1985) explicam que aparentemente em alguns solos altamente porosos como as areias e matérias menos permeáveis como os siltes, tendem a preencher os poros do meio. Com os poros assim preenchidos, o coeficiente de permeabilidade do composto sofre uma redução em seu valor. A tendência é de que, quanto mais poroso o solo, tanto mais preenchido com material de baixa condutividade e menor o coeficiente de permeabilidade total do conjunto.

Um dos efeitos resultantes da orientação de sedimentos é produzir condutividades hidráulicas na direção horizontal, que são quase sempre maiores do que as condutividades hidráulicas na direção vertical. Para materiais arenosos, pode-se esperar  $K_h/K_v$  variando de 2 a 20. Para outras litologias, essa relação pode estar na casa das centenas ou ser tão alta quanto 1000 (WINTER, 1976).

### 2.4.1.2 Fatores que Afetam a Condutividade Hidráulica

Embora a lei de DARCY tenha sido desenvolvida experimentalmente, várias tentativas têm sido feitas para derivá-las analiticamente (TAYLOR, 1948). Derivações iguais eram usadas para uma compreensão completa dos fatores que dependem de  $k$ .

Numa outra aproximação, POISSEUILLE (1840) trabalhou sobre o fluxo de fluidos entre tubos capilares. Esta lei foi modificada subsequente para uso em solos pela introdução de certa equivalência dos parâmetros do solo (TAYLOR, 1948).

As equações derivadas são as seguintes:

$$K (cm / s) = C_s \frac{\gamma_w}{\mu} \cdot \frac{e^3}{1+e} D_s^2 \quad (2.1a)$$

$$K (cm / s) = C_s \frac{\gamma_w}{\mu} \cdot \frac{n^3}{1-n} D_s^2 \quad (2.1b)$$

onde:

$\gamma$  = peso unitário da água,  $g/cm^3$

$\mu$  = viscosidade dinâmica ou absoluta,  $g.s/cm^2$

$e$  = índice de vazios do solo =  $V_v$  (volume de vazios)/ $V_s$ (volume dos sólidos)  
 $cm^3/cm^3$

$n$  = porosidade do solo =  $e/(1+e)$ , ( $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ )

$C_s$  = fator de forma que depende do molde do sistema do tubo capilar no solo e da tortuosidade do caminho do fluxo.

$D_s$  = diâmetro do meio ideal do fluxo que contém grãos esféricos de igual tamanho, os quais comportam-se coletivamente, a respeito das características hidráulicas, tais como perda de carga.

Às vezes  $D_s$  é assumido como tamanho médio de um solo real é aproximadamente igual a  $D_{10}$  do solo natural. As Eqs. 2.1a e 2.1b não podem ser usadas como tal para calcular  $K$  por causa da complexidade envolvida na obtenção dos valores razoáveis e aceitáveis para  $C_s$  e  $D_s$ . Porém, essas equações esclarecem os fatores que afetam o valor de  $K$ . É evidente, dessas equações, que  $K$  é proporcional ao quadrado do tamanho dos grãos. Para as áreas usadas como material do filtro, HAZEN (1911) desenvolveu a seguinte fórmula para  $K$  em  $\text{cm/s}$ , termos do tamanho efetivo dos grãos,  $D_{10}$ , em  $\text{cm}$ .

$$K = C_h \cdot D_{10}^2 \quad (2.2)$$

O fator  $C_h$  é aproximadamente igual a 100. Tendo dimensão de  $\text{s}^{-1}\text{m}^{-1}$ , as unidades de  $K$  e  $D_{10}$   $\text{cm/s}$  e  $\text{cm}$  respectivamente. HAZEN (1911) restringiu o valor de  $D_{10}$  entre 0.1 e 3 mm e a equação citada acima deve ser usada sempre que o coeficiente de uniformidade,  $C_u = D_{60}/D_{10}$ , exceder a 5.

Comparando as equações (2.1a) e (2.2), podemos concluir que  $C_h$  depende das porosidades do fluido e da estrutura do solo.

$$C_h = C_s \frac{\gamma_w}{\mu} \cdot \frac{e^3}{1+e} D_s^2 \quad (2.3)$$

a Eq. 2.1 a pode ser escrita como:

$$K = K_p \cdot \frac{\gamma_w}{\mu} \quad (2.4)$$

onde  $K_p = C_s \cdot D_s^2 \cdot \frac{e^3}{1+e}$ , sendo  $K_p$  a permeabilidade intrínseca ou física. A unidade darcy é definida como a taxa do fluxo em  $\text{cm}^3/\text{s}$ , que atravessa uma área seccional unitária de  $1\text{cm}^2$  gradiente unitário de pressão de 1 atmosfera/cm quando a viscosidade do fluido envolvido é 1 CP (centipoise). É comumente adotado na indústria petroquímica, onde vários fluidos no mesmo meio poroso são encontrados.

#### 2.4.1.3 Coeficiente de Permeabilidade

O coeficiente de permeabilidade é matematicamente descrito como um tensor simétrico de segunda ordem, com nove componentes (BEAR, 1979; FRANCIS, 1980). Para entender o conceito de um tensor, é útil discutir os dois termos: escalar e vetor. Um escalar possui somente magnitude, como é o caso de carga hidráulica, enquanto um vetor possui magnitude e direção, como o gradiente na lei de DARCY (1911).



Um tensor é um valor cuja magnitude muda ao longo de uma dada direção, como é o caso dos solos anisotrópicos, nos quais o coeficiente de permeabilidade varia com as coordenadas, contudo, numa determinada direção o valor da permeabilidade varia de acordo com o tipo de solo. O conceito de tensor ajudará a descrever os fenômenos matematicamente com as coordenadas. BEAR (1979), FRANCIS (1980) e de MARSILY (1986) exemplificaram as simplificações práticas do coeficiente de permeabilidade como um tensor. Os nove componentes do tensores do coeficiente de permeabilidade,  $k$ , se reduzem eventualmente a apenas três:  $k_x$ ,  $k_y$  e  $k_z$ .

#### ***2.4.1.4 Dependência da Permeabilidade Sobre as Propriedades do Meio e do Fluido***

A permeabilidade é a taxa volumétrica de fluxo no meio poroso por unidade de área por gradiente unitário. Quanto maior for a permeabilidade do meio, maior será o valor da permeabilidade. A variação da permeabilidade pode chegar a mais de doze ordens de grandeza de  $10^{-9}$  até a  $10^2$ . Os valores típicos de  $k$  são:  $10^{-2}$  cm/s para as areias médias;  $10^{-7}$  cm/s para as argilas não fraturadas e  $10^{-10}$  cm/s para a betonita.

A permeabilidade  $K$ (cm/s) é uma função das propriedades do meio poroso e das características do fluido. Portanto:

$$K = \frac{k_r}{\mu}$$

onde:

$k$  = permeabilidade intrínseca (função dos diâmetros dos grãos), g/cm

$\mu$  = viscosidade dinâmica do fluido, g.s/cm<sup>2</sup>

$\gamma$  = peso específico ( $\gamma = \rho.g$ , onde  $\rho$  é a massa específica em g/cm<sup>3</sup> e  $g$  é a aceleração da gravidade em cm/s<sup>2</sup>).

Estes parâmetros são propriedades do fluido. Embora  $K$  seja chamada de permeabilidade, muitos engenheiros hidrólogos usam condutividade hidráulica para não confundir com “permeabilidade intrínseca”.

#### 2.4.2 Transmissividade

A transmissividade está diretamente relacionada à condutividade hidráulica e é principalmente usada quando a abordagem bidimensional é válida. Para um aquífero confinado de espessura  $b$ , a transmissividade é definida como:

$$T = K.b$$

A transmissividade é a taxa volumétrica de fluxo através de uma seção de largura unitária e altura igual à espessura  $b$  do aquífero, quando o gradiente hidráulico é 1, com unidade em m<sup>2</sup>/dia no SI (Sistema Internacional). Nos aquíferos freáticos, em que a espessura muda com o tempo e a distância,  $T$ , pode variar com a carga hidráulica, tornando não linear a descrição matemática do problema.

### 2.4.3 Porosidade

A porosidade total de um material geológico é definida como sendo seu volume de vazios dividido por seu volume total. Uma vez que o volume total de vazios é incluído nessa definição, a porosidade total representa a quantidade máxima de água que um dado volume de solo pode conter. No caso da zona não saturada, a porosidade total é igual ao valor máximo

para o conteúdo de umidade (em  $\text{cm}^3$  de água/ $\text{cm}^3$  de solo, por exemplo). A porosidade, algumas vezes, é dividida em :

- porosidade primária refere-se aos vazios que se formaram ao mesmo tempo que a rocha. Em geologia, o termo rocha refere-se a um aglomerado de um ou mais minerais.

- porosidade secundária se refere às aberturas que se formaram após a formação da rocha. Os poros nas areias e cascalhos são exemplos de porosidade primária, enquanto as fraturas nos gnaisses e os canais de dissolução nos calcários são exemplos de porosidade secundária. Algumas litologias, tais como arenitos fraturados e folhelos, apresentam os dois tipos de porosidade. Muitos hidrogeólogos juntam os dois tipos de aberturas em uma única porosidade total, ao passo que alguns moderadores matemáticos usam a abordagem de "porosidade dupla", quando modelam arenitos fraturados, calcários, granitos e basalto.

O volume de água representado pela porosidade total é composto pela água que drenará livremente por gravidade e pela água que ficará retida nas superfícies geológicas, através da tensão superficial. A água que irá drenar por gravidade é chamada de vazão específica e, é também, às vezes, chamada de porosidade efetiva ( $n_e$ ) ou porosidade drenável. A água que não for drenada por gravidade é chamada de retenção específica. Os cientistas do solo usam um termo, chamado de capacidade de campo, e é definido similarmente à retenção

específica similarmente à retenção específica. A porosidade total é a soma desses dois componentes:

$$n = S_v + S_r$$

A retenção específica é baixa para litologias com poros altamente interconectados, tais como areia, cascalho e calcário (tipicamente menos de 4%); é alta para materiais com um baixo grau de espaços porosos interconectados, tais como argilas (mais de 40%). Em geral, quanto menor for o tamanho dos grãos, maior será a retenção específica.

BEAR e VERRUIJT (1987) chamaram essa porosidade interconectada como sendo porosidade efetiva para fluxo através do meio,  $n_{ef}$ , ao invés de referir-se somente como porosidade efetiva,  $n_e$  portanto foi-se estabelecido assim a conexão com fluxo. A velocidade verdadeira de um contaminante depende do valor da porosidade efetiva para o fluxo  $n_{ef}$ .

Muitos problemas de água subterrânea envolvem aquíferos de areia e cascalho ou outro material geológico sem quantidade apreciável de água imóvel. Para esses casos, uma suposição razoável é ignorar os baixos valores de retenção específica e assumir:

$$n = n_e = S_v = n_{ef}$$

Para materiais que possuem um alto grau de agregados do solo, contudo, essa é uma suposição pobre. Infelizmente, existem poucos dados publicados sobre a porosidade efetiva para fluxo. A  $n_{ef}$  somente pode ser determinada confiavelmente através de experimento que utilize amostras de solo e um traçador numa coluna de laboratório.

#### 2.4.4 Coeficiente de Armazenamento

O coeficiente de armazenamento  $S$  é definido como sendo o volume de água que um aquífero libera ou armazena, por unidade de área superficial do aquífero, por unidade de variação no componente da carga normal àquela superfície (TODD, 1980):

$$S = \frac{\text{Volume de água liberada / Armazenada}}{(\text{Área Superficial}) (\text{Diferenças em cargas})}$$

Esse coeficiente é uma quantidade adimensional relacionada ao coeficiente de armazenamento através da espessura saturada:

$$S = S_s \cdot b$$

O coeficiente de armazenamento é principalmente usado nas análises bidimensionais de aquíferos de fluxo horizontal, em que as variações verticais de carga são desprezíveis.

#### 2.4.5 Rebaixamento

O rebaixamento é uma medida de quanto a carga ou potencial da água está fora de equilíbrio. No equilíbrio, a água encontra-se no nível potenciométrico, estático,  $H_0$ . Essa

superfície é idealizada como uma linha horizontal. No campo ela pode estar inclinada. O rebaixamento num dado local de raio  $r$ , é definido como sendo a diferença entre o nível potenciométrico estático,  $H_0$ , e a carga,  $H$ , no local de mesmo raio:

$$S = H_0 - H$$

Num local fixo, sob condições de bombeamento, ocorre com o tempo o aumento do rebaixamento e a diminuição da carga hidráulica (Fig 2.2).

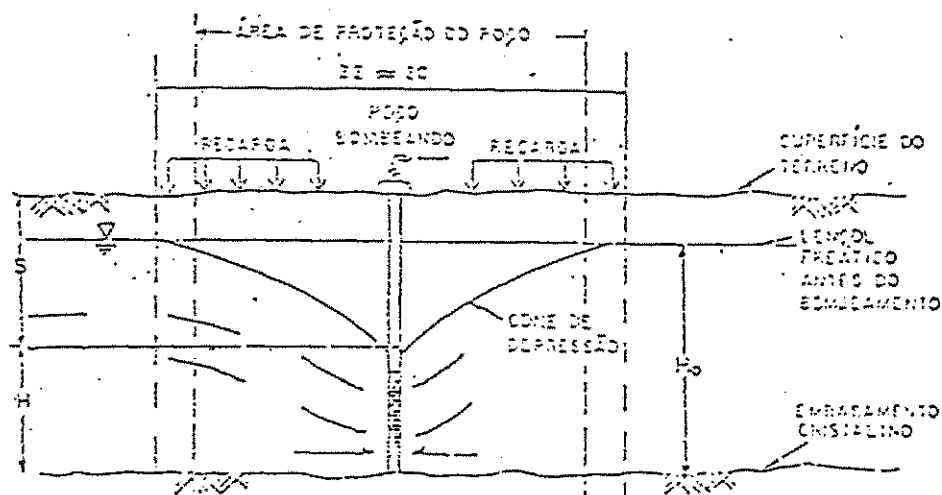


Fig. 2.2 - Cone de depressão em aquífero Livre (ABRH, 1979)

Com estes conceitos sobre parâmetros envolvidos nos aquíferos, que incluem os do meio poroso e da água, e discutidos no capítulo seguinte os aspectos teóricos da hidráulica e hidrodinâmica do fluxo subterrâneo, com o objetivo de analisar o aquífero adjacente ao rio Piranhas, no município de São Bento - PB.

Com estes conceitos sobre parâmetros nos aquíferos, que incluem os do meio poroso e da água e discutidos no capítulo seguinte os aspectos teóricos da Hidráulica e hidrodinâmica do fluxo subterrâneo, com o objetivo de analisar o aquífero adjacente ao rio piranhas, no município de São Bento- PB.

## 3.0 - ASPECTOS DO FLUXO SUBTERRÂNEO

### 3.1 Introdução

A água subterrânea está sempre se movimentando de um potencial maior para um potencial menor de recarga natural ou artificial, em direção a uma área de descarga natural ou artificial. Isso é verdade quando a direção do fluxo é tanto horizontal como vertical. Embora o conceito de potencial envolva pressão, gravidade e energia cinética, na prática, mede-se simplesmente a altura da água (acima de um datum ou nível de referência) nos poços construídos como piezômetros (filtros curto e espaço anelar selado), para determinar o potencial do aquífero no exato local do filtro. Se o aquífero está sob fluxo horizontal naquele local, a posição vertical e o comprimento do filtro não afetam o nível da água no poço. Por outro lado se nos encontrarmos numa área de gradientes verticais, o nível da água indica o potencial médio de toda a altura do filtro como ilustrado na figura 3.1.

Se a água movimenta-se do ponto A para o ponto B, pode-se ter certeza de que a altura da água no piezômetro B é mais baixa do que a altura da água no piezômetro A (para um mesmo datum). A figura 3.1 ilustra dois casos. O ponto B pode estar localizado horizontalmente à jusante (piezômetro 3), no mesmo aquífero que o ponto A (piezômetro 1), ou pode estar em um outro aquífero recebendo drenagem à vertical (piezômetro 2).

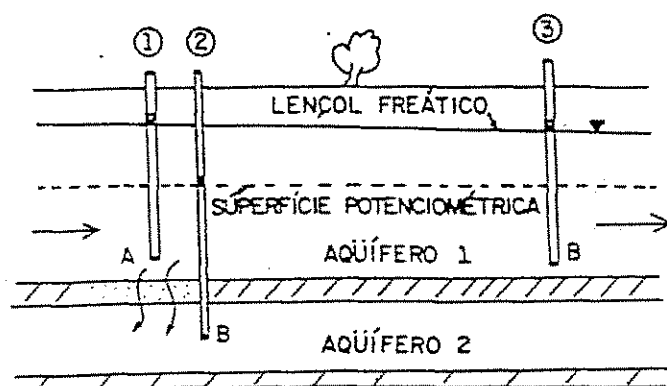


Fig. 3.1 - Movimento da água subterrânea do alto para o baixo potencial

Conquanto a direção geral do fluxo da água subterrânea em aquíferos isotrópicos seja determinada simplesmente através da comparação entre os níveis de água em piezômetros apropriadamente localizados. Essa informação não nos diz nada sobre a velocidade do fluxo. Para determiná-la, aplicamos a relação fundamental, na água subterrânea, conhecida como a lei de DARCY.

### 3.2 Relação Entre Velocidade Subterrânea e Gradiente Hidráulico

HENRY DARCY foi um engenheiro hidráulico francês interessado no fluxo de água através de camadas de areia, usadas para filtrar água que, posteriormente, seria utilizada para o consumo humano. Ele não estava interessado diretamente no fluxo de água subterrânea, porém seus resultados, baseados em experimentos de colunas de areia, mostraram uma relação experimental que ficou conhecida como a lei de DARCY para fluxo de água subterrânea. Ele conseguiu mostrar que a taxa volumétrica de água através de uma coluna de areia é diretamente proporcional ao potencial perdido através da coluna e inversamente proporcional à altura da



coluna. Ele expressou seus resultados na forma de uma relação de fluxo, baseada no gradiente do potencial através da altura da coluna. Suas descobertas são comumente expressas matematicamente através da seguinte equação :

$$V_D = q = \frac{Q}{A} = -K \frac{\Delta h}{\Delta x} \quad (3.1)$$

onde  $V_D$  é definida como a "velocidade" de DARCY [L/T];  $q$  é chamada de descarga específica [ $L^3/T/L^2$ ];  $Q$  é a taxa volumétrica de fluxo [ $L^3/T$ ];  $A$  é a área total da seção transversal perpendicular à direção do fluxo [ $L^2$ ];  $K$  é a condutividade hidráulica [L/T] e  $\Delta h$  é a perda de carga hidráulica através da distância  $\Delta x$  [L]. Esta equação presta-se tanto para fluxo saturado como para não saturado. Para o fluxo saturado,  $K$  é uma constante, enquanto que no fluxo não saturado,  $K$  é uma função do conteúdo de umidade.

### 3.3 A Validação da Lei de Darcy

A lei de Darcy é válida quando o fluxo de Darcy  $q$  (L/T) aumenta com o gradiente hidráulico (L/L). A equação funciona para a maioria das velocidades e geologias encontradas nos estudos de água subterrânea. Ela desvia-se desse comportamento de linha reta em velocidades muito altas, tais como as encontradas em rocha cristalina fraturada. Na última situação, relações não lineares da seguinte forma são muito comuns:

$$V_D = -K \left( \frac{\Delta H}{\Delta X} \right)^n \quad (3.2)$$

onde  $n$  é um expoente que varia de  $1/2$  a  $2/3$ .

Embora  $V_D$  possua unidades de velocidade, não é, na verdade, uma velocidade. Na realidade, é uma taxa volumétrica de fluxo por unidade total de área ( $L^3/T/L^2$ ). Como DARCY não estava diretamente interessado no fluxo da água subterrânea, ele usou a área total da seção transversal da sua coluna de areia. Obviamente a área ocupada pelos grãos de areia não está disponível para fluxo e sua "velocidade" baseada na área total, deve ser modificada quando se deseja a velocidade verdadeira através do meio poroso. A velocidade real, também conhecida como velocidade verdadeira, é dada pela seguinte expressão:

$$V_R = - \frac{K}{n_{ef}} \frac{\Delta H}{\Delta X} \quad (3.3)$$

Essa expressão é simplesmente a velocidade de DARCY dividida por  $n_{ef}$ , a porosidade efetiva para fluxo. Isso leva em conta a porção da porosidade total que se encontra de fato disponível para fluxo (BEAR, 1979).

A permeabilidade  $K$  é a porosidade efetiva,  $n_{ef}$ , serão raramente constantes ao longo de uma dada linha vertical, embora o gradiente na equação 3.3 possa ser constante. A aplicação destes conceitos será mostrado no capítulo subsequente.

É devido à estratificação de velocidades que ocorre o fenômeno da dispersão dinâmica, que acontece na poluição subterrânea, resultando assim, em tempos de chegada, menores do que os previstos pela lei de DARCY. Sem os efeitos da estratificação, o contaminante espalhar-se-ia somente devido à difusão molecular. Essa técnica foi empregada pela primeira vez por LEE e CHERRY (1979), sendo utilizadas para o estudo da hidrodinâmica dos rios, nos quais pesquisadores utilizam dois equipamentos de níveis de água, instalados em uma área onde os gradientes verticais são significantes no estudo dos fluxos lentos verticais que atravessam o seu leito.

Em problemas que envolvam contaminação de água subterrânea, o que interessa é estudar o tempo no qual o poluente levará para se deslocar de um ponto para outro. Foram feitos cálculos para determinar se as taxas de contaminação poderiam ter-se movido até um determinado ponto, em um certo intervalo de tempo, para que a lei de DARCY associada à porosidade efetiva do fluxo seja utilizada. O cálculo da velocidade leva em conta os efeitos de fluxo como se as partículas se movessem com a mesma velocidade da água. A velocidade real calculada (Eq. 3.3) representa o valor médio, linear, do centro de massa de um pulso de contaminante, devido aos caminhos tortuosos percorridos pela água subterrânea através de um determinado solo, uma parte da água irá mover-se relativamente mais rápido do que a velocidade média, enquanto se comparado com outra parte que se move mais lentamente. A estratificação de velocidade presente em todos os solos, associada à difusão molecular, causada pelas diferenças de concentração, resulta no espalhamento de contaminantes através do processo de macrodispersão (BEAR & VERRUIJT, 1987).

### **3.4 O Papel da Isotropia, Anisotropia, Homogeneidade, Heterogeneidade e Estratificação**

Se as componentes de permeabilidade do solo ( $K_x$ ,  $K_y$ ,  $K_z$ ) são iguais num certo local, o solo se caracteriza como um solo isotrópico. Em contrapartida, o solo será anisotrópico se a permeabilidade depender da direção em um determinado ponto do aquífero. Numa formação homogênea, a permeabilidade pode ser isotrópica ou anisotrópica, mas essa característica é invariável de um local para o outro em um aquífero, enquanto nas formações heterogêneas, a permeabilidade varia de um local para outro.

Na maioria dos casos, os aquíferos são anisotrópicos; isto acontece quando os sedimentos que formam o aquífero são, por exemplo, partículas de mica, na forma de folha inconsolidada, quando depositada, o meio poroso resultante, tendo uma permeabilidade mais alta numa direção (geralmente horizontal, a menos que tenha uma inversão durante a ocorrência da formação) do que noutras; ambos os fatores de sedimentação e pressão do material sobreposto causam orientação das partículas folheadas (com placas), com dimensões mais compridas paralelas ao plano onde elas permanecem. A rocha se torna anisotrópica com a permeabilidade mais alta na direção geral dos canais que se forma paralela aos planos de formação (placas). Em alguns solos, as fissuras estruturais se desenvolvem mais claramente numa direção que na outra, assim o solo exibirá anisotropia.

O material heterogêneo, compacto das camadas com texturas diferentes, é equivalente no comportamento com meio homogêneo e anisotrópico (BEAR, 1972); porém, para uma formação desse tipo ser tratada como um aquífero homogêneo e anisotrópico, a espessura das camadas individuais devem ser tão pequenas comparativamente com seus comprimentos. Assim, não tem sentido a determinação da permeabilidade equivalente de uma formação, cujo comprimento é menor do que a espessura de qualquer camada. Por

consequente, a distinção entre anisotropia e estratificação é relativa; em nosso caso, a anisotropia é definida para uma matriz com espessura e comprimento suficientemente grandes, onde  $K_{xx} \neq K_{yy}$ , enquanto na estratificação foi tratado o caso onde verticalmente o aquífero se divide em duas partes com  $K_{x1}$  diferente de  $K_{x2}$  (ou  $K_{y1} \neq K_{y2}$ , dependendo da orientação da divisa de permeabilidade com referência dos eixos XX ou YY).

### 3.5 Extensão da Lei de Darcy

Podemos estender a lei de Darcy para três dimensões:

$$V_x = -K_x \frac{\delta H}{\delta X} ; V_y = -K_y \frac{\delta H}{\delta Y} \text{ e } V_z = -K_z \frac{\delta H}{\delta Z} \quad (3.4)$$

As relações na equação acima são necessárias para derivar a equação tridimensional de estado não estacionário de fluxo de água subterrânea.

A lei de DARCY é algumas vezes expressa em termos da densidade do fluido e da permeabilidade intrínseca, quando os efeitos de densidade são importantes:

$$V_x = -K_x \frac{\delta H}{\delta X} = -\frac{k_x}{\mu} \frac{\delta}{\delta X} [P / \gamma + Z] = -\frac{k}{\mu} \frac{\delta}{\delta X} [P + \rho g Z] \quad (3.5)$$

A lei de DARCY (Eq.3.2) pode ser escrita para o meio homogêneo e isotrópico, quando o meio se torna na forma (BEAR 1972):

$$\begin{aligned} q_x &= K_{xx} J_x + K_{xy} J_y + K_{xz} J_z \\ q_y &= K_{yx} J_x + K_{yy} J_y + K_{yz} J_z \\ q_z &= K_{zx} J_x + K_{zy} J_y + K_{zz} J_z \end{aligned} \quad (3.6)$$

onde:

$q_x, q_y$  e  $q_z$  = são componentes nas direções x, y e z respectivamente,

$q$  = vazão específica, m/h

$J_x, J_y, J_z$  = componentes do gradiente hidráulico,

$K_x, K_y, K_z$  = coeficientes constantes.

Os coeficientes que aparecem na Equação 3.6 são componentes de tensoriais de permeabilidade no meio anisotrópico (BEAR, 1972).

Simbolicamente escrito por:

$$[K] = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{xz} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{yz} \\ K_{zx} & K_{zy} & K_{zz} \end{bmatrix}; \quad [K] = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} \\ K_{yx} & K_{yy} \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

envolvendo 9 e 4 componentes nos fluxos tri e bidimensionais, respectivamente. Na realidade, existem somente seis componentes distintos no fluxo tridimensional, enquanto que no fluxo bidimensional tem-se três componentes, com os quais se definem a permeabilidade.

O tensor da permeabilidade é simétrico, assim,  $K_{xy} = K_{yx}$ ,  $K_{xz} = K_{zx}$ ,  $K_{yz} = K_{zy}$ .

Portanto, existem 3 componentes úteis para fluxo tridimensional e 2 componentes úteis para o fluxo bidimensional.

Quando a permeabilidade da matriz expressa por  $K$  é independente do sistema das coordenadas, a grandeza dos componentes  $K_{ij}$  dependem do sistema escolhido das coordenadas. Em três direções ortogonalmente relacionadas, chamado de direções principais do meio anisotrópico, os componentes serão  $K_{ij} = 0$  para  $i \neq j$  e  $K_{ij} \neq 0$  para  $i = j$ .

A equação:

$$[K] = \begin{bmatrix} K_{xx} & 0 & 0 \\ 0 & K_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & K_{zz} \end{bmatrix} ; \quad [K] = \begin{bmatrix} K_{xx} & 0 \\ 0 & K_{yy} \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

reduz-se para:

$$q_x = K_x J_x ; \quad q_y = K_y J_y \quad \text{e} \quad q_z = K_z J_z \quad (3.9)$$

onde  $K_{xx} = K_x$  ;  $K_{yy} = K_y$  e  $K_{zz} = K_z$  são coeficientes constantes.

### 3.6 Equação de Dupuit - Aplicação Prática da Lei de Darcy

Um aquífero composto por camadas horizontais exibe anisotropia quando a permeabilidade na direção normal às camadas é menor que o valor da permeabilidade na direção paralela (BEAR, 1972).

A equação de DUPUIT (1963) é um artifício poderoso e uma ferramenta simples para ser usada pelos engenheiros em soluções de problemas ligados a aquíferos não confinados. A equação pressupõe declividades suaves da superfície freática. A vazão que atravessa uma área unitária está dada pela lei de DARCY:

$$q_w = -k \frac{\Delta\phi}{\Delta s} = -k \frac{\Delta z}{\Delta s} = -k \cdot \text{sen } \theta \quad (3.10)$$

Um  $\theta$  pequeno pode ser substituído por  $\text{tg}\theta$ , assim pela declividade  $\Delta h/\Delta x$ . A suposição que  $\theta$  é pequeno significa que as linhas de fluxo são quase horizontais (Fig. 3.2a), assim  $\phi = \phi(x)$  em vez de  $\phi = \phi(X, Z)$ . Então a equação não é aplicável.



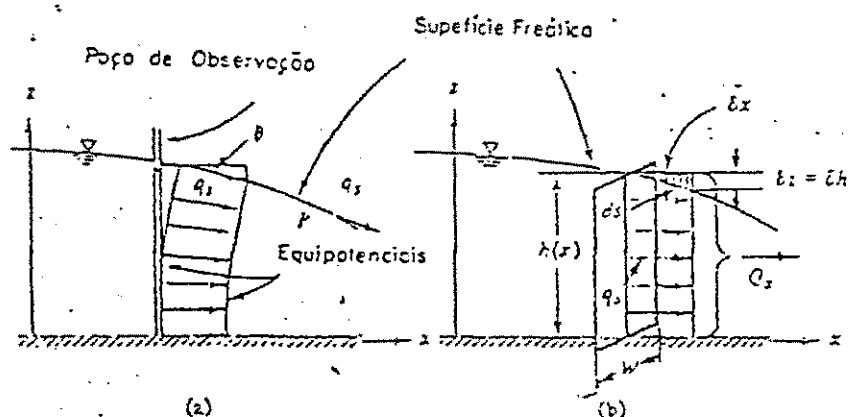


Fig 3.2 - As suposições de Dupuit (1863)

Em geral, a altura piezométrica  $h = h(x,y)$ , onde:

$$q_x = -K \frac{\delta h}{\delta x} \quad ; \quad q_y = -K \frac{\delta h}{\delta y} \quad ; \quad h = h(x,y) \quad (3.11)$$

$$q = -K \nabla' h \quad ; \quad \nabla' ( ) \equiv \left\{ \frac{\partial ( )}{\partial x} \right\} + \left\{ \frac{\partial ( )}{\partial y} \right\} \quad (3.12)$$

A medida que "Q" é independente da elevação, a descarga total correspondente que atravessa uma seção vertical de largura W, normal à direção do fluxo (Fig. 3.2b) é:

$$Q_x = -KWb \frac{\delta h}{\delta x} \quad ; \quad Q_y = -KWb \frac{\delta h}{\delta y} \quad ; \quad h = h(x,y) \quad (3.13)$$

Ou na forma vetorial compacta, podemos expressar Q como:

$$Q = -KWh \nabla h = -KW \nabla \left( \frac{h^2}{2} \right) \quad (3.14)$$

Por largura unitária teremos:

$$Q' \equiv \frac{Q}{W} = -Kh \nabla h = -K \nabla \left( \frac{h^2}{2} \right) \quad (3.15)$$

Nas equações 3.13, 3.14 e 3.15, o fundo do aquífero é supostamente horizontal. Na maioria dos casos, as suposições de DUPUIT podem ser tratadas como aproximações razoáveis em algumas regiões, onde o valor de  $\theta$  é realmente pequeno e/ou o fluxo é essencialmente horizontal.

Uma vantagem importante, empregada pelas suposições de DUPUIT é que  $\phi = \phi(x,y,z)$ , tendo sido substituído pela expressão  $h = h(x,y)$ , em que  $z$  não aparece como uma variável independente. Além disso, a medida em que em um ponto da superfície freática,  $p = 0$  ou  $p =$  pressão atmosférica e  $\phi = h$ , a linha vertical através deste ponto também é uma linha equipotencial em que  $\phi = h =$  constante. Em geral,  $h$  varia também com o tempo à medida em que  $h = h(x,y,t)$ .

Para melhor entender-se as suposições de DUPUIT, integra-se à expressão exata do fluxo num aquífero freático onde  $\phi = \phi(x,y,t)$  ao longo da seção vertical a partir do fundo do aquífero, daria  $\eta = \eta(x,y)$ , o que não é necessariamente horizontal à superfície freática a uma elevação  $h = h(x,y,t)$ . Para o fluxo na direção  $x$  positivo, supondo-se  $K =$  constante ou  $K = k(x,y)$  teremos:

$$Q'_x = \int_{\eta(x,y)}^{h(x,y)} q_x dz = -K \int_{\eta(x,y)}^{h(x,y)} (\partial\phi / \partial x) dz$$

$$Q'_x = -K \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \int_{\eta}^h \phi dz - \phi \Big|_{\eta} \frac{\partial h}{\partial x} + \phi \Big|_{\eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} \right\}$$

$$Q'_x = -K \left\{ \frac{\partial}{\partial x} [(h - \eta)\bar{\phi}] - \phi \Big|_{\eta} \frac{\partial h}{\partial x} + \phi \Big|_{\eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} \right\} \quad (3.16)$$

onde a altura média é  $\bar{\phi} = \frac{1}{(h-\eta)} \int_{\eta}^h \phi dz$

que se reduz para:

$$Q'_x = -K (h - \eta) \frac{\partial \bar{\phi}}{\partial x} \quad \text{ou} \quad Q'_x = -K (h - \eta) \nabla \cdot \bar{\phi} \quad (3.17)$$

o que será o mesmo que a equação 3.15, escrita para um fundo não horizontal.

Para um fundo horizontal,  $\eta = 0$ , a Eq. (3.16) se torna:

$$Q'_x = -K \frac{\partial}{\partial x} (h\bar{\phi} - \frac{h^2}{2}), \quad \text{ou} \quad Q'_x = -K \nabla \cdot (h\bar{\phi} - \frac{h^2}{2}) \quad (3.18)$$

Comparando as Eqs. 3.18 e 3.15 observamos que a expressão  $(h\bar{\phi} - h^2/2)$  pode ser substituída por  $h^2/2$  da suposição de Dupuit. O erro reduz-se a zero com  $\bar{\phi}$  aproximando-se de  $h$  (BEAR, 1972).

### 3.7 Fluxo Permanente em um Aquífero Livre

A figura 3.3 a seguir mostra o caso do fluxo permanente no meio homogêneo de um aquífero livre. A descarga total na direção  $x$  por largura unitária através de uma seção vertical de altura  $h(x)$  dado pela Eq. (3.15) torna-se:

$$Q'_x \equiv Q' = qh(x) = -Kh(x) \frac{dh}{dx} = \text{const}; \quad Q'_x dx = -Kh(x) dh \quad (3.19)$$

Com as condições de contorno  $h = h_0$  a  $h = h(x)$  a uma distância  $x$  teremos:

$$Q' \int_{x=0}^x dx = -K \int_{h_0}^{h(x)} h(x) dh; \quad Q'_x = K \left( \frac{h_0^2 - h^2(x)}{2} \right) \quad (3.20)$$

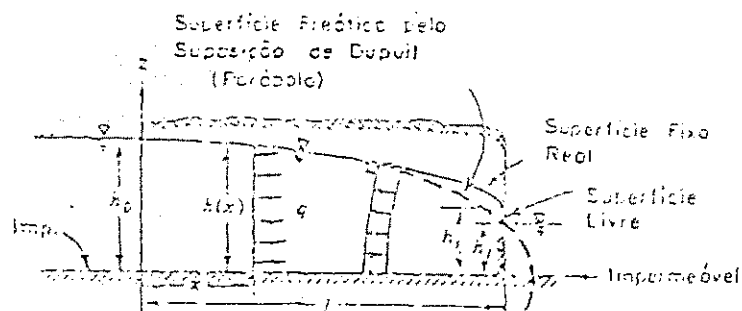


Fig 3.3 - Fluxo permanente não confinado entre dois reservatórios

A equação 3.20 define a superfície freática,  $h = h(x)$ , como uma curva parabólica que passa pelos pontos  $x=0$ ,  $h=h_0$ .

Quando  $h(x)$  está a uma distância  $x$ , pode-se usar a Eq.(3.2) para obter-se  $Q'$  (caso  $K$  seja conhecido).

A condição de contorno no outro lado será  $x = L$ , porém é mais complicada. Uma vez que a superfície freática aproxima-se da margem externa do lado à jusante do domínio do fluxo, a superfície terminará sempre a um ponto acima do nível da água (exposta), (Fig. 3.3). Os pontos A e B estão ilustrados na figura 3.4. O segmento AB da margem acima do nível da água do reservatório e abaixo da superfície freática é chamado de uma fonte exposta à pressão atmosférica, assim minando água. No caso do aquífero estudado neste trabalho (São Bento), não existe esta superfície livre em virtude de dispor de um pequeno gradiente hidráulico,  $dh/dx = i$ , sendo "i" o gradiente da linha freática com  $x$ .

As suposições de DUPUIT, não tratam da presença da superfície e assim a superfície freática passará pelo ponto  $x= L$  e  $h = h_L$ . Usando a condição à jusante da margem, teremos a equação governante de DUPUIT - FORCHEIMER (1863), para o cálculo da vazão:

$$Q' = K \left( \frac{h_0^2 - h_L^2}{2L} \right) \quad (3.21)$$

A superfície freática parabólica será, portanto, a linha cheia. Enquanto a superfície ou a linha freática deve ser tangencial à linha horizontal a  $x = 0$ , e a superfície vertical  $x = L$ . Existe uma anomalia no caso em que a linha freática parabólica terá um gradiente  $dh/dx |_{x=0} = -Q'/Kh_0$  e  $x=L$  a face exposta à atmosfera é desprezado. Na ausência da face livre, a teoria exata da margem freática e da aproximação de Dupuit serão coincidentes. Como

regra simples podemos dizer que para distâncias superiores a 1.5 e a 2 vezes a altura do domínio do fluxo, a equação de DUPUIT terá precisão suficiente pelo menos para o cálculo da vazão se não fosse as elevações freáticas (BEAR, 1972)

O limite superior da zona subterrânea pode ser fixo através dos níveis piezométricos registrados nos poços de observações, contudo exige uma investigação do fluxo subterrâneo na direção horizontal.

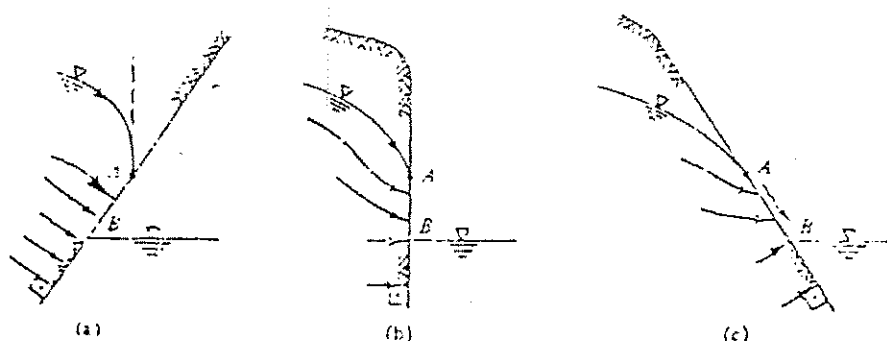


Fig. 3.4 - Condições de saída das linhas de fluxo  
- Superfície livre AB -

Para simplificação da análise hidráulica podem ser consideradas como condições iniciais:

1- a velocidade é proporcional linearmente ao gradiente hidráulico (Lei de DARCY);

2- o fluxo horizontal, e portanto a velocidade é constante ao longo de uma seção vertical. Assim o valor numérico da velocidade poderá ser calculada em função da declividade da superfície freática.

Estes conceitos, de fluxo subterrâneo sob condições permanentes, auxiliarão no estudo dos aquíferos pesquisados neste trabalho

## 4.0 - AQÜÍFERO ALUVIAL DO RIO PIRANHAS

### 4.1 Dados Pertencentes ao Aqüífero em Estudo

O aqüífero estudado pertence à bacia do rio Piranhas, sendo este um aqüífero dos mais comuns, denominado "Aqüífero Livre", cujas características foram descritas no capítulo 2. A bacia hidrográfica do rio Piranhas ocupa uma posição centro-oriental, nos estados da Paraíba e Rio Grande do Norte. Os seus alto e médio cursos formam uma figura aproximadamente retangular, com lados que medem 810 x 120 Km (RADAMBRASIL, 1981) o lado maior na direção Nordeste, enquanto que o baixo curso se assemelha a um triângulo.

A bacia do rio Piranhas abrange uma área de 38.400 Km<sup>2</sup>, apresentando vários tipos de configuração e drenagem, destacando-se entre elas a dentritica, a mais comum; a paralela, principalmente no baixo curso; a angulada, no alto curso; além de outros como a colinear. O rio Piranhas está posicionado de forma simétrica na sua bacia, sendo a área de sua margem direita até o limite com o divisor de água bem maior que a área de sua margem esquerda. Como seus tributários principais destacam-se os rios Pindoba, Garganta, Seriado, Sabugo, Espinharas e Painço como os maiores afluentes da margem direita, enquanto que o rio do Peixe, riacho dos Cavalos, rio Pariu e o riacho Umbuzeiro contituem-se em alguns dos afluentes principais da margem esquerda. São rios de caráter transitório, ocorrendo unicamente na época de chuvas, enquanto o próprio rio Piranhas torna-se perene próximo ao litoral sofrendo inclusive influência das marés.

A bacia hidrográfica contribui com um volume médio de  $66.452 \text{ m}^3 / \text{Km}^2 / \text{ano}$ , totalizando  $2.551.275.000 \text{ m}^3 / \text{ano}$ , o que representa 10% da água que escoar em superfície ou infiltra para aquíferos subterrâneos (RADAMBRASIL, 1981).

#### 4.1.1 Formação Geológica da Bacia do Rio Piranhas

A vertente do Alto Piranhas se compõe principalmente de granito gnaisse e xisto micáceo Pré-cambrianos. Graças a falhas, erosão, formaram-se durante o período cretáceo, grandes áreas de depósito aluvial ao longo dos rios Piranhas e Peixe. Estes formam as atuais camadas de argila sobre terraços de arenito e folhelhos que se estendem das proximidades de Antenor Navarro e Sousa até Acauã, onde o rio volta a penetrar num vale profundo ou “canyon” cortando a rocha mais dura.

As formações de terras podem ser agrupadas em três divisões gerais: (1) velhos solos de terraço formados durante o cretáceo; (2) formações de rochas cristalinas mais antigas de granito gnaisse; (3) aluviões jovens ou recentes depositados em virtude de recentes intrusões (post-cretáceas) e formação de terra. O aquífero estudado neste trabalho, localiza-se no município de São Bento-PB (Fig.4.1).



#### 4.1.2 Aspectos Hidrológicos e Climáticos da Bacia do Rio Piranhas

Originalmente o curso do Piranhas para o Atlântico era intermitente e extremamente irregular, em virtude de grandes variações das chuvas, que constituem a única fonte de suas águas. A fim de combater as secas que ocorriam com uma frequência aproximada de 2 para cada 5 anos, foram construídos numerosos açudes e barragens em toda a bacia de drenagem do rio.

O clima só pode ser classificado de tropical no que diz respeito à adaptabilidade e crescimento estacional das plantas, mas suas condições de vida são deliciosas. A influência desértica seca e as brisas criam uma umidade relativa entre 53 e 72%, com uma média de temperatura que varia de 18° a 35° (70° a 90° F); os máximos de temperatura são inferiores a 38° e os mínimos excedem 13° C. As variações mensais não vão além de 5°. Isto permite uma estação contínua de plantio e prática de cultura duplo, nos locais onde existe água de irrigação. A precipitação na bacia do rio Piranhas costumam ocorrer no período de 3 meses, de fevereiro a abril.

## **4.2 Potencial Hidrogeológico da Bacia do Rio Piranhas**

### **ALUVIÃO**

Os depósitos aluvionares na bacia do rio Piranhas ocupam 1.100 km<sup>2</sup>, distribuídos com maior extensão de área no baixo curso, sendo que a área menor está localizada no alto curso e pequena faixa no médio curso. Litologicamente, os aluviões se constituem de areias finas a grosseiras, ocasionalmente conglomeráticas, argilas, siltes e matéria orgânica. Sua espessura é muito variável, mostrando no baixo curso valores mais expressivos, da ordem de 15 a 20 cm.

A análise matricial de determinação numérica avaliou como médio potencial hidrogeológico para esta formação.

## **4.3 Estudos da CDRM em São Bento-PB**

O município de São Bento localiza-se na micro região de Catolé do Rocha, fronteira do estado da Paraíba e Rio Grande do Norte (Fig. 4.2). A primeira fase de construção do sistema de captura da água subterrânea implantada na cidade de São Bento, visando ao atendimento da demanda de 150 m<sup>3</sup>/h, 16 horas por dia requerida pela cidade, ficou concluída com a perfuração de três poços. As pesquisas preliminares, com base na qual foi projetada e construídos os poços, foram desenvolvidas através de sondagens em 2", executadas em depósitos aluvionares existentes nas margens do Rio Piranhas, próximo à cidade (Fig. 4.3).

No início da construção dos poços (outubro de 1985), a demanda de água do projeto, calculado pela CAGEPA, era de  $70 \text{ m}^3/\text{h}$ , 16 horas por dia, passando posteriormente para 180 ou  $250 \text{ m}^3/\text{h}$ .

Em princípio, a nível de projeto e em caráter de pesquisa, ficou definido que apenas três ou quatro poços seriam suficientes para atender os  $70 \text{ m}^3/\text{h}$  inicialmente definidos. Redefinida a demanda para  $150 \text{ m}^3/\text{h}$  e estando o primeiro poço em construção, projetado e com produção prevista para  $20 \text{ m}^3/\text{h}$ , na área selecionada, pelas características e disposição do aquífero, não comportaria a colocação de um número muito grande de poços, inviabilizando até mesmo o sistema de operação. Desta forma, excetuando o primeiro poço, a locação das captações seguintes teve que ser redefinida, implicando em novas pesquisas através de sondagens em 2", em áreas aluvionares com espessura saturada superior a 2,0 m e próximas as fontes de recarga do Rio Piranhas, uma vez que para o atendimento da nova demanda os poços foram projetados para vazões de exploração da ordem de  $40 \text{ m}^3/\text{h}$ . Assim sendo, o primeiro poço foi definido na ilha, área de captação da CAGEPA, e os outros dois ficaram localizados a 1,4 Km a montante do primeiro, na margem direita do rio (Fig.4.3).

Com o aumento da demanda, a locação dos dois poços subsequentes teve que ser refeita, razão pela qual foram executadas mais 14 sondagens na área nº 3, próximo à fonte de recarga, sendo 6 de reconhecimento e 8 de detalhamento (tabela 4.1)

| ÁREA   | SONDAGENS      |              | METROS DE<br>PERFURAÇÃO | ESPESSURA DO<br>AQUÍFERO (m) |
|--------|----------------|--------------|-------------------------|------------------------------|
|        | RECONHECIMENTO | DETALHAMENTO |                         |                              |
| III    | 31             | —            | 5,65                    | 2,35                         |
|        | 32             | —            | 5,26                    | 1,35                         |
|        | 33             | —            | 5,20                    | 1,90                         |
|        | 34             | —            | 4,90                    | 1,90                         |
|        | 35             | —            | 5,20                    | 1,30                         |
|        | 36             | —            | 5,90                    | 1,35                         |
|        | —              | 31 - A       | 6,00                    | 1,65                         |
|        | —              | 31 - B       | 6,30                    | 1,95                         |
|        | —              | 31 - C       | 6,80                    | 2,50                         |
|        | —              | 31 - D       | 2,00                    | 1,90                         |
|        | —              | 31 - E       | 5,60                    | 1,65                         |
|        | —              | 31 - F       | 5,67                    | 1,55                         |
|        | —              | 31 - G       | 6,70                    | 2,50                         |
|        | —              | 31 - H       | 6,00                    | 1,70                         |
| TOTAIS | 6              | 8            | 77,18                   | —                            |

Tab. 4.1 - Sondagens para reconhecimento e detalhamento - Área nº 3

Analisando a tabela 4.1 e as descrições e perfis litológicos em anexo ( anexo 1.0), constata-se que somente na sondagem de reconhecimento nº 31 se encontrou uma espessura saturada superior a 2,0 metros. Feito o detalhamento, ficou provado que o substrato impermeável local é irregular, inviabilizando a locação dos poços restantes naquela área.

Reestudados os elementos preliminares da área nº 4 (Fig.4.3), que fica a 1,4 Km e a montante do primeiro poço, margem direita do Rio Piranhas, constatou-se que a sondagem nº 3 possui 2,50 m de espessura aquífera. Paralelamente à margem do rio e nas imediações desta, foram executadas 6 sondagens de reconhecimento e 26 de detalhamento, obtendo-se os seguintes resultados (Tab 4.2).

Analisando a tabela 4.2, bem como as descrições e perfis litológicos, (anexo 1.0), constata-se que os resultados obtidos nas sondagens de reconhecimento n.º 6, 7, 8, 10 e 11 são satisfatórias para localização das captações previstas. No entanto, pelas características dos poços a serem construídos, foram executadas sondagens de detalhamento, obtendo-se resultados finais positivos nos pontos 6, 10 e 11.

| ÁREA   | SONDAGENS      |              | METROS DE PERFURAÇÃO | ESPESSURA DO AQUIFERO (m) | POÇO |
|--------|----------------|--------------|----------------------|---------------------------|------|
|        | RECONHECIMENTO | DETALHAMENTO |                      |                           |      |
| IV     | 6              | —            | 6,10                 | 3,00                      | I    |
|        | 7              | —            | 5,85                 | 2,95                      |      |
|        | 8              | —            | 6,40                 | 2,75                      |      |
|        | 9              | —            | 4,95                 | 1,25                      |      |
|        | 10             | —            | 6,00                 | 2,55                      |      |
|        | 11             | —            | 5,22                 | 2,00                      |      |
|        | —              | 6 - A        | 5,05                 | 2,90                      | II   |
|        | —              | 6 - B        | 5,30                 | 3,03                      |      |
|        | —              | 6 - C        | 5,65                 | 2,98                      |      |
|        | —              | 6 - D        | 5,20                 | 3,00                      |      |
|        | —              | 6 - E        | 5,60                 | 2,90                      |      |
|        | —              | 6 - F        | 5,60                 | 3,00                      |      |
|        | —              | 8 - A        | 6,30                 | 2,00                      | III  |
|        | —              | 8 - B        | 6,13                 | 2,35                      |      |
|        | —              | 8 - C        | 6,65                 | 2,00                      |      |
|        | —              | 8 - D        | 5,70                 | 1,60                      |      |
|        | —              | 8 - E        | 5,90                 | 1,35                      |      |
|        | —              | 8 - F        | 6,00                 | 2,10                      |      |
|        | —              | 10 - A       | 5,80                 | 2,57                      |      |
|        | —              | 10 - B       | 6,10                 | 2,70                      |      |
|        | —              | 10 - C       | 3,60                 | 2,55                      |      |
|        | —              | 10 - D       | 3,40                 | 2,45                      |      |
|        | —              | 10 - E       | 6,30                 | 2,00                      | IV   |
|        | —              | 10 - F       | 5,30                 | 1,40                      |      |
|        | —              | 11 - A       | 6,25                 | 2,20                      |      |
|        | —              | 11 - B       | 5,50                 | 2,30                      |      |
| —      | 11 - C         | 5,55         | 2,00                 |                           |      |
| —      | 11 - D         | 5,35         | 2,55                 |                           |      |
| —      | 11 - E         | 5,70         | 2,60                 |                           |      |
| —      | 11 - F         | 5,45         | 2,50                 |                           |      |
| —      | 11 - G         | 4,35         | 1,60                 |                           |      |
| —      | 11 - H         | 3,40         | 1,70                 |                           |      |
| TOTAIS | 6              | 26           | 172,26               | —                         | —    |

Tab. 4.2 - Sondagens para reconhecimento e detalhamento - Área n.º 4



Fig. 4.1 - Localização do município de São Bento

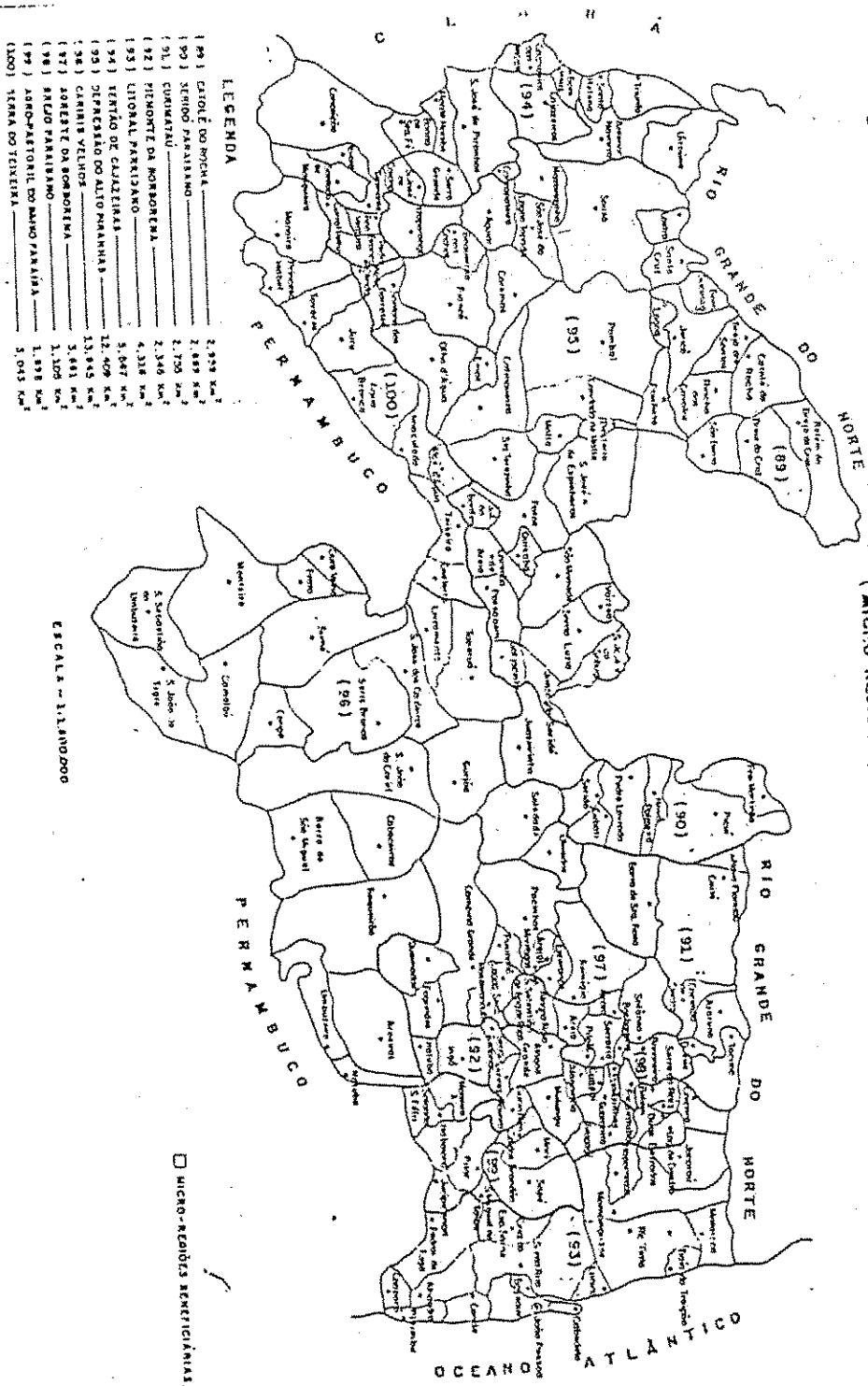


Fig. 4-2 - Mapa do Estado da Paraíba mostrando área de estudo em São Bento na micro região hidrográfica de Catolé do Rocha - MRH 89

### 4.3.1 Poços de Pesquisas e Piezômetros Instalados

De acordo com o estabelecido nas pesquisas, os poços construídos apresentam as características construtivas das unidades estudadas definidas da seguinte forma:

#### Poço n° 1

Ficou localizado na ilha, no setor da captação ao da CAGEPA, em coincidência com a sondagem n° 20 da área n° 3. As características finais são:

|                 |                        |
|-----------------|------------------------|
| -Profundidade   | 10,50 m                |
| -Vazão          | 3,50 m <sup>3</sup> /h |
| -Nível Estático | 8,15 m                 |
| -Nível Dinâmico | 9.15 m                 |

Para avaliação dos parâmetros hidrodinâmicos locais do aquífero, e objetivando serem utilizados quando da operação do poço, foram constituídos três piezômetros, equidistantes do poço n° 3. 6 e 57 metros respectivamente. Possuem características construtivas simples, ou seja, perfuração ao em 3", revestidos com tubo de PVC de 1".



## Poço nº 3

Construído no local da sondagem nº 10, área nº 4 e a 40,0 m à montante do poço nº 2. Ficou com as seguintes características básicas:

|                 |                         |
|-----------------|-------------------------|
| -Profundidade   | 9,55 m                  |
| -Vazão          | 36.00 m <sup>3</sup> /h |
| -Nível Estático | 67.00 m                 |
| -Nível Dinâmico | 8.00 m                  |

Foram instalados nesta unidade 38,5 m de filtro espiralados e galvanizados, sendo 34,9 m em 4" e 3,50 m em 3".

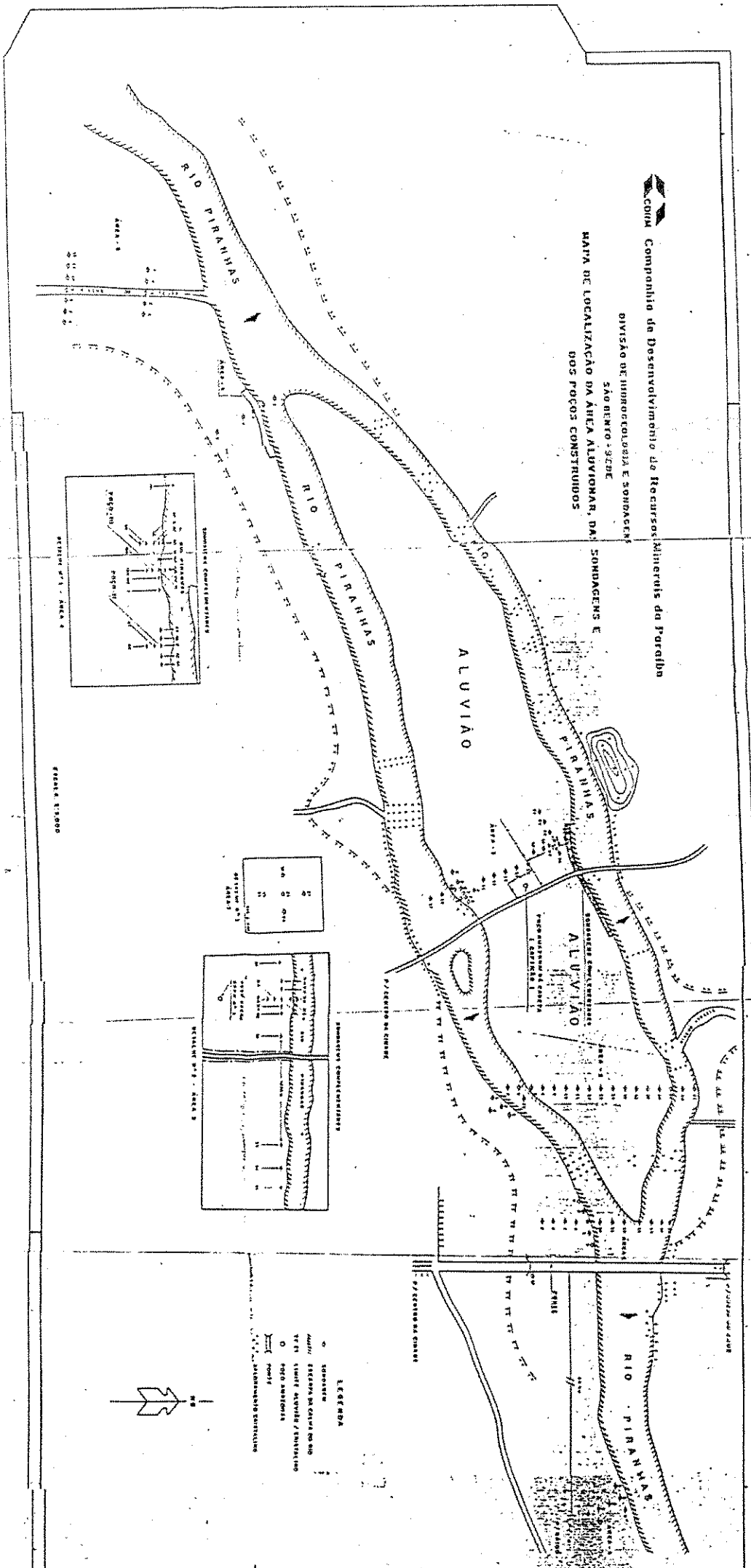


Fig. 4.3 - Croqui das localções dos poços - São Bento - PB

### 4.3.2 Teste de Aquífero e Parâmetros Hidrodinâmicos das Áreas de Estudo

Para avaliação da capacidade de produção dos poços e dos aquíferos foram realizados bombeamentos retirando-se vazões diferentes em etapas distintas. Observaram-se os rebaixamentos do lençol freático nos piezômetros previamente construídos nas proximidades dos poços definidos, em ambas as áreas e nas duas condições específicas dos aquíferos. As vazões foram extraídas e os volumes foram em recipientes de 220 litros, e os rebaixamentos identificados com medidores elétricos (Tab. 4.3).

Conforme mostra a tabela 4.3, foram realizados apenas três etapas de testes. Somente estes elementos são satisfatórios para avaliação da capacidade de produção dos poço. Os rebaixamentos registrados nos piezômetros mais próximos estão em consonância com os valores obtidos no próprio poço bombeado, com pequenas diferenças, muito embora estes resultados estejam influenciados pela pequena distância destes para a unidade bombeada. Estes valores refletem a eficiência hidráulica do sistema, com perda de carga reduzida.

As medidas dos níveis d'água em cada etapa de teste são relativos à boca do poço, nas respectivas fases de realização (tabela 4.4).

No projeto inicial, para o dimensionamento hidráulico dos poços foram utilizados os valores estimativos de:  $T=0,003 \text{ m}^2/\text{s}$  e  $K=0,0015 \text{ m/s}$ , para um aquífero com espessura saturada média de 2,0 metros, fornecidos pelas pesquisas com sondagens em 2". Na obtenção dos parâmetros hidrodinâmicos definitivos dos aquíferos livres a serem captados, foi levado em conta os efeitos provocados pela drenagem gravitacional, onde segundo PRICKETT e outros, a transmissividade varia com a redução da espessura do aquífero.

Os resultados médios da transmissividade encontrada para a área 4 está elevado pela duplicação da espessura do aquífero em função da elevação do nível do rio. Os valores reais certamente se reduzirão na mesma proporção com a redução da espessura saturada do aquífero, nos períodos de estiagens, permanecendo entretanto imutável os valores da permeabilidade ( $K$ ) que não dependem da espessura do aquífero como mostra a tabela 4.5. Os valores dos parâmetros hidrodinâmicos foram calculados para os poços nº3 e nº4, usando os valores mostrados nas tabelas 4.3 e 4.4.

#### 4.3.3 Qualidade das Águas

Durante os ensaios de bombeamento, em cada unidade construída, foi coletado amostra d'água para análise físico-químico. As determinações foram realizadas pelo laboratório do DNOCS, regional de Campina Grande, segundo os valores definidos pela ABNT, as águas analisadas se enquadram nos padrões de potabilidade admitidos para o consumo humano.

| POÇO BOMBEADO  |      |      |                     |      |                       |     | POÇO OBSERVADO |       |       |       |                |      |
|----------------|------|------|---------------------|------|-----------------------|-----|----------------|-------|-------|-------|----------------|------|
| ETAPAS         | NE   | ND   | Q                   | SW   | Q/S <sub>w</sub>      | t   | PIEZOMETROS    | DIST. | NE    | ND    | S <sub>w</sub> | B    |
|                | (m)  | (m)  | (m <sup>3</sup> /h) | (m)  | (m <sup>3</sup> /h/m) | (h) |                | (m)   | (m)   | (m)   | (m)            | (m)  |
| 1 <sup>a</sup> | 5.04 | 6.39 | 33.00               | 1.35 | 24.40                 | 24  | 1              | 3     | 4.125 | 5.29  | 1.169          | 2.9  |
|                |      |      |                     |      |                       |     | 2              | 6     | 4.075 | 5.25  | 1.165          | 2.85 |
|                |      |      |                     |      |                       |     | 3              | 64    | 4.51  | 4.56  | 0.05           | 2.36 |
| 2 <sup>a</sup> | 5.07 | 5.29 | 8.79                | 0.22 | 39.00                 | 8   | 1              | 3     | 4.035 | 4.255 | 0.22           | 1.9  |
|                |      |      |                     |      |                       |     | 2              | 6     | 4.095 | 4.275 | 0.18           | 2.63 |
|                |      |      |                     |      |                       |     | 3              | 64    | 4.52  | 4.52  | 0.00           | 2.36 |
| 3 <sup>a</sup> | 5.08 | 5.44 | 14.40               | 0.30 | 40.00                 | 8   | 1              | 3     | 4.055 | 4.385 | 0.33           | 2.9  |
|                |      |      |                     |      |                       |     | 2              | 6     | 4.10  | 3.395 | 0.20           | 2.85 |
|                |      |      |                     |      |                       |     | 3              | 64    | ---   | ---   | ---            | ---  |

Tab. 4.3 - Teste de produção/aquífero - Poço nº 1 (área 3)

| ETAPAS         | NE    | ND    | Q                   | S <sub>w</sub> | Q/S <sub>w</sub>      | T <sub>b</sub> | REBAIXAMENTO DO POÇO 2 - 40 m |
|----------------|-------|-------|---------------------|----------------|-----------------------|----------------|-------------------------------|
|                | (m)   | (m)   | (m <sup>3</sup> /h) | (m)            | (m <sup>3</sup> /h/m) | (hs)           |                               |
| 1 <sup>a</sup> | 3.0   | 3.41  | 80.8                | 0.41           | 197.7                 | 4              | 0.12                          |
| 2 <sup>a</sup> | 3.015 | 3.239 | 40.0                | 0.224          | 178.5                 | 22             | 0.08                          |
| 3 <sup>a</sup> | 2.88  | 3.016 | 20.9                | 0.139          | 153.67                | 4              | 0.045                         |

Tab. 4.4 - Teste de produção - poço nº 3 (área 4)

| POÇOS | ELEMENTOS DEFINIDOS                  |              |              |           |              |             |           |           |           |          |          |                                       | VAZÕES   |             |
|-------|--------------------------------------|--------------|--------------|-----------|--------------|-------------|-----------|-----------|-----------|----------|----------|---------------------------------------|----------|-------------|
|       | K<br>(m/seg)<br>( $\times 10^{-5}$ ) | $h_0$<br>(m) | $h_w$<br>(m) | Ri<br>(m) | $r_e$<br>(m) | $am$<br>(m) | n<br>(n') | ln<br>(-) | ad<br>(m) | a<br>(%) | l<br>(m) | $V_0$<br>(m/seg)<br>( $\times 10^3$ ) | POSSIVEL | PERMISSIVEL |
| I     | 2.00                                 | 2.0          | 1.00         | 114       | 1.60         | 4.0         | 4.0       | 4.26      | 0.31      | 53       | 16       | 1.6                                   | 15.92    | 15.11       |
| II    | 2.70                                 | 2.0          | 1.00         | 17        | 2.60         | 4.29        | 10.0      | 1.88      | 0.31      | 53       | 42.8     | 1.6                                   | 43.70    | 40.59       |
| III   | 2.70                                 | 2.0          | 1.00         | 12        | 2.71         | 4.8         | 8.0       | 1.48      | 0.31      | 53       | 38.4     | 1.6                                   | 61.86    | 36.34       |

Tab. 4.5 - Parâmetros hidrodinâmicos do aquífero em estudo

#### 4.4 Delimitação das Áreas de Estudo em São Bento-PB

##### 4.4.1 Seleção das Áreas

Os estudos para a avaliação dos recursos de água subterrânea dependem dos parâmetros hidrológicos T e S, os quais caracterizam a capacidade de fluxo e de armazenamento de aquíferos e camadas confinantes. Os estudos para estimar a contaminação e prevenção dependem enormemente das direções de fluxo e das velocidades.

As direções de fluxo e velocidades são obtidas através da equação de fluxo que usam T e S na determinação da distribuição de cargas. Para fim de caracterizar quantitativamente o rio e o aquífero a ser estudado, selecionou-se um aquífero dentro da área

As direções de fluxo e velocidades são obtidas através da equação de fluxo que usam T e S na determinação da distribuição de cargas. Para fim de caracterizar quantitativamente o rio e o aquífero a ser estudado, selecionou-se um aquífero dentro da área estudada pela CDRM (1986), próximo à cidade de São Bento-PB, que serve como fonte de abastecimento público para a cidade. As duas áreas escolhidas, área 3, na qual está localizado o poço nº 1 e a área 4 na qual contém o poço nº 3 (Fig. 4.3) possuem raios de influência de 18m e 120m, respectivamente. As perfurações realizadas pela CDRM encontram-se todas em seus limites, sendo estes dados utilizados para calibragem, modelação e aplicação de artificios utilizados nesta dissertação.

#### **4.4.2 Configuração Quadrilátera das Áreas em Estudo**

Como mencionado no item 4.4.1, foram selecionadas duas áreas para serem estudadas: área 3 e área 4. A área 4 forma um quadrado de 36 m x 36 m, com o poço nº 3 centrado. As cargas hidráulicas bi-dimensionais sem bombeamento com direção longitudinal possuem valores que vão de 92.84 m a 91.94 m ( próximo ao rio) e valores que vão de 93.20 m a 92.82 m ( afastado do rio). Devido às discrepâncias nas direções da superfície freática, os ajustamentos foram feitos através da utilização da lei de Dupuit. As cargas finais assim obtidas são mostradas na tabela 4.6 para a área 3 e tabela 4.7 para a área 4.

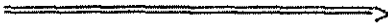
A carga central da área 3 é da ordem de 92.71 m, ocupando a posição (8,8) em uma rede de 15 x 15, sendo que devido à exclusão dos nós fictícios, a rede reduziu-se para

13 x 13, mostrando assim 13 cargas nas direções longitudinal e transversal, com 12 espaçamentos em cada direção. Portanto no ponto central (Fig. 4.4) onde se localiza o poço nº 3, existem 6 espaços (Dx ou Dy) para cada lado. Para a área 3, repetiu-se exatamente o mesmo procedimento feito para a área 4. As cargas de direção longitudinal mais próximas ao rio possuem valores que vão de 93.66 m a 90.65 m, sendo que as cargas afastadas possuem valores de 92.49 m a 91.13 m, registrando uma carga central de 91.99 m.

Para facilitar o trabalho tomaram-se 90 m como o nível de referência de valor mais baixo, para que todas as outras cargas fossem calculadas partindo deste referencial.


Como mostram as tabelas, a direção do rio Piranhas move-se da esquerda para a direita, e o mesmo se caracteriza como um rio ganhador, pois, de acordo com a disposição das cargas, a água sai do aquífero para o rio.





|       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 93.66 | 93.41 | 93.16 | 92.92 | 92.67 | 92.42 | 92.17 | 91.92 | 91.66 | 91.41 | 91.16 | 90.90 | 90.65 |
| 93.56 | 93.32 | 93.09 | 92.85 | 92.61 | 92.37 | 92.14 | 91.90 | 91.66 | 91.42 | 91.17 | 90.93 | 90.69 |
| 93.47 | 93.24 | 93.02 | 92.79 | 92.57 | 92.34 | 92.11 | 91.88 | 91.65 | 91.42 | 91.19 | 90.96 | 90.73 |
| 93.37 | 93.16 | 92.24 | 92.73 | 92.51 | 92.30 | 92.08 | 91.86 | 91.64 | 91.43 | 91.21 | 90.99 | 90.77 |
| 93.27 | 93.07 | 92.86 | 92.66 | 92.46 | 92.25 | 92.05 | 91.84 | 91.64 | 91.43 | 91.22 | 91.02 | 90.81 |
| 93.17 | 93.98 | 92.79 | 92.60 | 93.40 | 92.21 | 92.02 | 92.82 | 92.63 | 91.44 | 91.24 | 91.05 | 90.85 |
| 93.08 | 92.90 | 92.72 | 92.54 | 92.36 | 92.17 | 91.99 | 91.81 | 91.63 | 91.44 | 91.26 | 91.07 | 90.89 |
| 92.98 | 92.81 | 92.64 | 92.47 | 92.30 | 92.13 | 91.96 | 91.79 | 91.62 | 91.45 | 91.27 | 91.10 | 90.93 |
| 92.88 | 92.72 | 92.56 | 92.41 | 92.25 | 92.09 | 91.93 | 91.77 | 91.61 | 91.45 | 91.29 | 91.13 | 90.97 |
| 92.78 | 92.63 | 92.49 | 92.34 | 92.19 | 92.05 | 91.90 | 91.75 | 91.60 | 91.46 | 91.31 | 90.16 | 91.01 |
| 92.69 | 92.55 | 92.42 | 92.28 | 92.15 | 92.01 | 91.87 | 91.74 | 91.60 | 91.46 | 91.32 | 91.19 | 91.05 |
| 92.59 | 92.47 | 92.34 | 92.22 | 92.09 | 91.97 | 91.84 | 91.72 | 91.59 | 91.47 | 91.34 | 91.22 | 91.09 |
| 92.49 | 92.38 | 92.26 | 92.15 | 92.04 | 91.93 | 92.81 | 91.70 | 91.59 | 91.47 | 91.36 | 91.24 | 91.13 |

Tab. 4.6 - Superfície da área 3 sem bombeamento



|       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 92.84 | 92.76 | 92.69 | 92.62 | 92.54 | 92.47 | 92.39 | 92.32 | 92.24 | 92.17 | 92.09 | 92.01 | 91.94 |
| 92.87 | 92.80 | 92.73 | 92.66 | 92.58 | 92.51 | 92.44 | 92.37 | 92.30 | 92.23 | 92.15 | 92.08 | 92.01 |
| 92.91 | 92.84 | 92.77 | 92.71 | 92.64 | 92.57 | 92.50 | 92.43 | 92.36 | 92.30 | 92.23 | 92.16 | 92.09 |
| 92.93 | 92.87 | 92.80 | 92.74 | 92.67 | 92.61 | 92.55 | 92.48 | 92.42 | 92.35 | 92.29 | 92.22 | 92.16 |
| 92.97 | 92.91 | 92.85 | 92.79 | 92.72 | 92.66 | 92.60 | 92.54 | 92.48 | 92.42 | 92.35 | 92.29 | 92.23 |
| 92.99 | 92.93 | 92.88 | 92.82 | 92.76 | 92.71 | 92.65 | 92.59 | 92.54 | 92.48 | 92.42 | 92.37 | 92.31 |
| 93.03 | 92.98 | 92.92 | 92.87 | 92.82 | 92.76 | 92.71 | 92.66 | 92.60 | 92.55 | 92.50 | 92.44 | 92.39 |
| 93.05 | 93.00 | 92.95 | 92.90 | 92.85 | 92.80 | 92.75 | 92.70 | 92.65 | 92.60 | 92.55 | 92.50 | 92.45 |
| 93.09 | 93.04 | 92.99 | 92.95 | 92.90 | 92.85 | 92.80 | 92.76 | 92.71 | 92.66 | 92.61 | 92.57 | 92.52 |
| 93.11 | 93.07 | 93.02 | 92.98 | 92.94 | 92.90 | 92.85 | 92.81 | 92.77 | 92.73 | 92.68 | 92.64 | 92.60 |
| 93.15 | 93.11 | 93.07 | 93.03 | 92.99 | 92.95 | 92.91 | 92.87 | 92.83 | 92.79 | 92.75 | 92.71 | 92.67 |
| 93.17 | 93.13 | 93.10 | 93.06 | 93.03 | 92.99 | 92.96 | 92.92 | 92.89 | 92.85 | 92.82 | 92.78 | 92.75 |
| 93.20 | 93.17 | 93.14 | 93.10 | 93.07 | 93.04 | 93.01 | 92.98 | 92.95 | 92.91 | 92.88 | 92.85 | 92.82 |

Tab. 4.7 - Superfície da área 4 sem bombeamento

|   |   |   |   |   |   |   |   |   |   |   |   |   |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 |
| 4 | 4 | 4 | 4 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 4 | 4 | 4 | 4 |
| 4 | 4 | 4 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 4 | 4 | 4 |
| 4 | 4 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 4 | 4 |
| 4 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 4 |
| 4 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 4 |
| 4 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | P | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 4 |
| 4 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 4 |
| 4 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 4 |
| 4 | 4 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 4 | 4 |
| 4 | 4 | 4 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 4 | 4 | 4 |
| 4 | 4 | 4 | 4 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 4 | 4 | 4 | 4 |
| 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 |

Fig. 4.4 - Configuração do bombeamento em um poço pontual para rede de  $13 \times 13$  com  $12 \times 12$  espaços ( $Dx = Dy$ ), o número 4 representa o potencial constante enquanto o número 1 representa cargas variáveis dentro do aquífero com raio de influencia igual a  $6 \cdot \Delta x$

#### **4.5 Calibragem Feita a fim de Verificar a Veracidade do Modelo**

Sendo o aquífero do tipo freático, não é necessário incluir o coeficiente de armazenamento nos cálculos. Os valores de  $k_x$  e  $k_y$  serão considerados iguais, enquanto  $k_z$ , na direção será tratado como 1000 vezes menor (WINTER, 1976).

Os raios de influência dos poços foram determinados pela calibragem como sendo 18 m para o poço nº 3 e 120 m para o poço nº 1. Portanto para o método das diferenças finitas foram adotados como intervalos entre as linhas da rede  $dx = dy = 36/12 = 3.0$  m para o poço nº 3, e intervalos entre as linhas da rede  $dx = dy = 240/12 = 20.0$  m para o poço nº 1.

#### **4.6 Análise Matemática do Problema**

Nos parágrafos seguintes serão discutidas as equações diferenciais parciais que descrevem o movimento da água subterrânea nos aquíferos e serão usados no aquífero em estudo. Trataremos da determinação dos principais dados paramétricos necessários aos modelos. Nos problemas tridimensionais de estado não permanente nos aquíferos confinados, os parâmetros mais interessantes para nós são:  $K_x$ ,  $K_y$ ,  $K_z$  e  $S_w$ . Nos casos de drenança entre os aquíferos, pode-se também estar interessado nas permeabilidades das camadas confinantes e adjacentes. Em problemas bidimensionais, de estado não estacionário em aquíferos confinados,  $T_x$ ,  $T_y$  e  $S$  serão de interesse. Porém nos aquíferos livres, em adição às permeabilidades e

transmissividades mencionadas anteriormente, é necessário avaliar a vazão específica  $S_w$  (Q/s), rendimento específico  $E_y$  (USDI, 1981) e a porosidade efetiva,  $n_{ef}$ .

Estes parâmetros serão necessários para obtenção de uma solução analítica ou um modelo numérico de carga, que dependem dos valores desses parâmetros de fluxo e armazenamento para prever a distribuição das cargas sob certas condições impostas, incluindo-se as diferentes taxas de bombeamento e contornos diferentes que variam de caso para caso.

#### 4.6.1 Método de Teste de Bombeamento para Determinação de T e S em Aquíferos Freáticos

Os aquíferos freáticos possuem poucas soluções analíticas se comparados aos aquíferos confinados, sendo que nenhuma leva em conta a hidrodinâmica envolvida em um contorno móvel de água.

BOULTON (1954) apresentou a primeira solução analítica para a resposta retardada causada pela gravidade, uma característica de aquíferos livres com lençol freático em queda. Só depois, DAGAN (1967) apresentou uma solução analítica complicada para determinar a permeabilidade e a porosidade efetiva em aquíferos livres e anisotrópicos.

Em 1974, NEWMAN apresentou a solução mais completa até agora do problema de drenança dos poços em aquíferos livres. Sua solução é considerada por muitos como sendo o método de escolha quando se analisam aquíferos livres para  $S_x$ ,  $S_y$ ,  $K_H$  e  $K_v$ .

HANTUSH (1964) publicou a maioria das soluções analíticas em águas subterrâneas, e forneceu soluções analíticas para a determinação dos parâmetros do aquífero.

A equação diferencial parcial usada neste trabalho é a de BOUSSINESQ (1904) estendida para aquíferos livres, e envolve o parâmetro transmissividade  $T$ .

#### **4.7 Uso de Modelos Matemáticos na Determinação dos Parâmetros**

Para determinar a distribuição correta de  $T$  e  $S$ , deve-se começar pela seleção de um modelo analítico ou numérico (ABRH, 1989). O aquífero será modelado como homogêneo, isotrópico/anisotrópico, e uma solução analítica será usada. Neste caso, à medida que não são disponíveis informações contrárias, a geologia do aquífero será tratada como homogênea, e assim utilizou-se um modelo numérico que permite a entrada das distribuições de  $T$  e  $S$  obtidos pela calibragem, como um ponto inicial. A maioria das equações para o teste padrão de bombeamento feito pela CDRM (Tabelas 4.1 e 4.2) e interpretados pelo métodos de THEIS (1935), COOPER e JACOB (1946), HANTUSH e JACOB (1955), NEWMAN (1975) e outros, é baseada em soluções analíticas. Cada método resultou em valores diferentes. Utilizou-se a equação de BOUSSINESQ (1904) para fins de calibragem.

Os poços estudados mostraram valores considerados bons de conformidade com a espessura saturada.

A solução analítica expressa o rebaixamento em função de  $T$ ,  $S$ ,  $r$  (variáveis no espaço) e  $t$ :

$$s=f(Q, T, S, r, t) \quad (4.1)$$

Dispõe-se de dados de observação de campo de  $s$  versus  $t$  a uma distância  $r$  do poço, para uma taxa de bombeamento  $Q$ . As experiências de campo e dados assim fornecidos pela CDRM ajudaram na decisão de qual distribuição faria mais sentido hidrológico.

Disponha-se de dados conhecidos de uma distribuição de cargas em estimar  $T$  e  $S$ . Essa distribuição conhecida como carga será obtida através de medidas de nível de água no poço principal (poço nº 3 e poço nº 1). Os resultados de teste de bombeamento foram, portanto, de utilidade na determinação dos parâmetros do aquífero.

#### **4.8 Equação Transiente Geral de Fluxo Subterâneo em Espaço Tridimensional**

Aplicando-se o princípio da conservação de massa e a lei de Darcy a um volume elementar representativo de um aquífero, pode-se derivar a seguinte equação diferencial parcial tridimensional, heterogênea, anisotrópica e de estado não estacionário, para a distribuição de cargas.

$$\frac{\delta}{\delta X} \left[ k_{xx} \frac{\delta H}{\delta X} \right] + \frac{\delta}{\delta Y} \left[ k_{yy} \frac{\delta H}{\delta Y} \right] + \frac{\delta}{\delta Z} \left[ k_{zz} \frac{\delta H}{\delta Z} \right] + W(X, Y, Z, t) = S_S \frac{\delta H}{\delta t} \quad (4.2)$$

onde  $H$  é a carga total;  $k_{xx}$ ,  $k_{yy}$  e  $k_{zz}$  são componentes principais do tensor do coeficiente de permeabilidade;  $S_s$  é o coeficiente de armazenamento específico,  $W$  representa fontes ou sumidouros de água dentro do aquífero (usualmente poços ou drenos). Em três dimensões, os poços são fontes pontuais que são matematicamente descritas por três funções delta de Dirac.

Embora em problemas bidimensionais, no plano horizontal,  $W$  possa também levar em conta drenança saindo ou contribuindo para aquíferos sotoposto ou sobrepostos, nos problemas tridimensionais a drenança ao longo do contorno de um aquífero deve ser considerada matematicamente através de uma condição de contorno do terceiro tipo, a ser discutido a seguir no item 4.8.1.

A equação 4.2 é conhecida como a equação fundamental do fluxo de água subterrânea. Em teoria, ela serve tanto para aquíferos confinados como para freáticos, contudo a distribuição de cargas ao longo de uma superfície exposta de um aquífero freático também equivale ou define o contorno físico superior do aquífero. Isto é considerado o método de escolha de NEWMAN (1975) para análise de dados de teste de bombeamento em aquíferos freáticos.

A equação 4.2 assume que os eixos num sistema de coordenadas retangulares coincidem com os eixos principais do tensor simétrico de segunda ordem do coeficiente de permeabilidade. Nesse caso, somente permanecem as três componentes diagonais ( $k_{xx}$ ,  $k_{yy}$ ,  $k_{zz}$ ) do tensor de nove componentes. Isso pode sempre ser conseguido através da rotação dos eixos do sistema de coordenadas até que eles coincidam apropriadamente.

#### 4.8.1 Condições Iniciais e Condições de Contorno

Para que a equação 4.2 possa ser resolvida para a carga, devem-se definir uma condição inicial de contorno. Esta condição inicial será:

$$H = H(X, Y, Z, 0) \text{ em } t = 0 \quad (4.3)$$

Isso descreve a variação tridimensional da carga através do aquífero, quando o tempo for igual a zero na simulação. Como essa informação é frequentemente desconhecida, na prática muitos modeladores usam uma carga constante média ( $H_0$ ). Ou pode-se evitar o problema de condição inicial, trabalhando-se com rebaixamento ao invés de cargas ( $s = 0$  em qualquer ponto em  $t = 0$ ).

Sobre as condições de contorno, as três mais utilizadas nos problemas de fluxo de água subterrânea são as de:

a) DIRICHLET, em que a carga é especificada no contorno:

$$H = H(Y, Z, t) \text{ em } X = 0 \quad (4.4)$$



b) NEWMAN, que diz que a carga pode ser uma constante ou uma função do espaço e/ou do tempo. Os rios e lagos são exatamente casos comuns de condições de carga constante. O fluxo de água subterrânea é especificado no contorno:

$$-K_x \frac{\partial H}{\partial Y} = f(Y, Z, t) \quad (4.5)$$

c) Uma combinação dos tipos DIRICHLET e NEWMAN, que trata o fluxo  $f(Y, Z, t)$  como uma taxa volumétrica por unidade de área ( $m^3 / m^2 / dia$ ):

$$-K_z \frac{\partial H}{\partial Z} = \frac{K'}{b'} (H_0 - H) \quad (4.6)$$

Um caso especial da condição do segundo tipo é a condição da não existência de, fluxo que ocorre nos divisores de água subterrânea e contorno impermeáveis tais como embasamento cristalino não fraturado.

A Figura 4.4 mostra, em seção transversal e em vista em planta, um problema típico de campo, identificando-se exemplos dos três tipos de condições de contorno. Ao longo de AB, BC e CD estão os de segundo tipo, condições sem fluxo. AD é uma condição de contorno de carga constante, do primeiro tipo, para aquífero freático. O poço de bombeamento é um sumidouro matemático e é modelado utilizando-se funções delta de Dirac, como dito no item anterior, para casos tridimensionais.

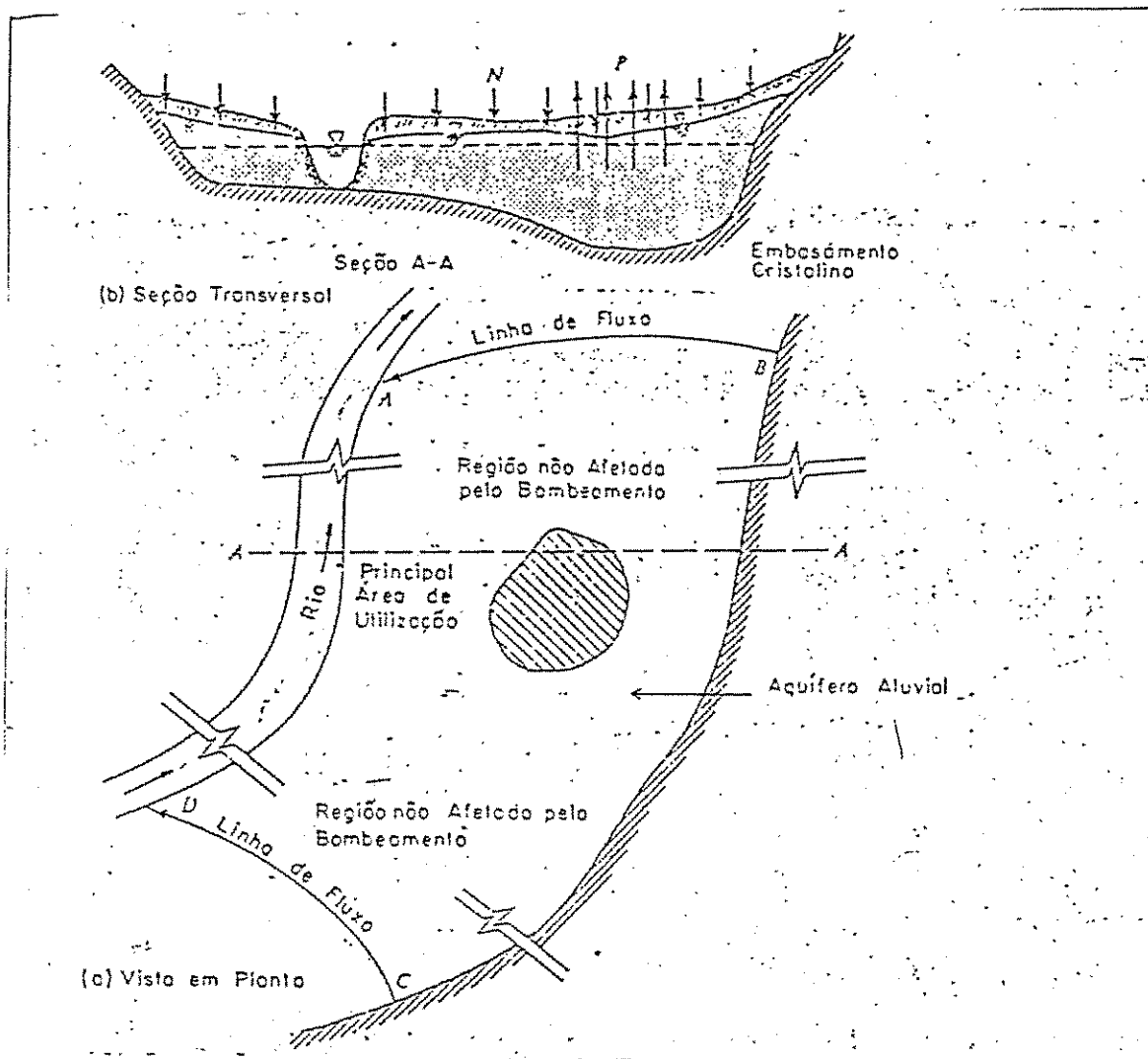


Fig. 4.5 - Tipo de contornos do sistema aquífero - Rio Piranhas

### 4.8.2 Equações Bidimensionais de Fluxo de Água Subterrânea

Embora a maioria dos aquíferos exibam fluxo horizontal através da maior parte de sua extensão, sob condições impostas, a carga deve ser modelada com uma equação bidimensional em X e Y.

A equação bidimensional de fluxo de água subterrânea é obtida através da integração da equação bidimensional sobre a dimensão vertical, Z. Isso matematicamente elimina as variações na dimensão Z e a carga resultante é chamada de carga hidráulica ao invés de carga total. A partir dessa integração, também obtemos as definições para a transmissividade e coeficiente de armazenamento. Antes de integrarmos, começaremos definindo uma carga média na direção vertical:

$$H = \frac{\int_0^b H dz}{\int_0^b dz} \quad \text{ou} \quad Hb = \int_0^b H dz \quad (4.7)$$

Integrando a equação (4.7) sobre a espessura (dimensão vertical) do aquífero, obtém-se:

$$\int_0^b \left[ \frac{\partial}{\partial X} \left[ K_{xx} \frac{\partial H}{\partial X} \right] + \frac{\partial}{\partial Y} \left[ K_{yy} \frac{\partial H}{\partial Y} \right] + \frac{\partial}{\partial Z} \left[ K_{zz} \frac{\partial H}{\partial Z} \right] + \sum_{i=1}^N Q_i \delta(X - X_i) \delta(Y - Y_i) \delta(Z - Z_i) \right] dz$$

$$= \int_0^b S_s \frac{\partial H}{\partial t} dz \quad (4.8)$$

para obtermos:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial X} \left[ K_{xx} b \frac{\partial H}{\partial X} \right] + \frac{\partial}{\partial Y} \left[ K_{yy} b \frac{\partial H}{\partial Y} \right] + K_{zz} \frac{\partial h}{\partial Z} \Big|_{z=b} - K_{zz} \frac{\partial h}{\partial Z} \Big|_{z=0} + \sum_{i=1}^N Q_i \delta(X - X_i) \delta(Y - Y_i) \\ & = S_s b \frac{\partial \bar{H}}{\partial t} \end{aligned} \quad (4.9)$$

Como X, Y e t são variáveis independentes, suas integrações em relação à Z, uma outra variável independente, são triviais e da equação (4.9) podemos definir três novos parâmetros:

$$T_{xx} = K_{xx} b \quad T_{yy} = K_{yy} b \quad S = S_s b \quad (4.10)$$

$T_{xx}$  e  $T_{yy}$  com dimensões [ $L^2/T$ ], são chamadas de transmissividades nas direções principais X e Y. S é chamado de coeficiente de armazenamento (note que  $S_s$  é o coeficiente de armazenamento específico) e é adimensional. Agora podemos ver que o conceito de transmissividade é um pouco natural da integração da equação tridimensional de fluxo sobre a dimensão vertical Z. Se não existe integração sobre a dimensão vertical, o conceito de transmissividade não pode existir. Por essa razão, não existe  $T_{zz}$ , a transmissividade na direção Z.

#### **4.9 O Uso de Computadores nos Modelos Matemáticos**

Utilizou-se neste trabalho uma combinação de computadores e pacotes gráficos interativos tais como: isonew, grafix, quattro pro, suffer.

O crescimento e a disponibilidade dos computadores, juntamente com uma ênfase geral na análise quantitativa nos programas tornaram a modelação matemática uma escolha natural como ferramenta ultra atual de avaliação. É praticamente impossível se encontrar nos dias de hoje um grande projeto de água subterrânea que não use modelação matemática de uma maneira ou de outra.

##### **4.9.1 Aplicação de Modelos Matemáticos**

Existem muitas razões (ABRH, 1989) para aplicar modelos matemáticos de água subterrânea, pode-se citar alguns:

1. investigar alternativas de localizações de poços de abastecimento de água.
2. avaliar alternativas de descontaminação de água subterrânea.
3. compreender e prever fenômenos de fluxo e de transporte em sistema de aquíferos heterogêneos, anisotrópicos e estratificados.
4. delinear áreas de proteção da zona de contribuição do poço sob condições geológicas de heterogeneidade e anisotropia.

5. prever o destino e o transporte de contaminantes na água subterrânea.
6. otimizar o gerenciamento dos recursos de água subterrânea.

Destes seis objetivos, pelo menos quatro foram utilizadas nesta análise, na bacia do rio Piranhas

Os modelos tentam simplificar um sistema complexo como uma versão simplificada. Assim, seus resultados serão relativamente imperfeitos. Contudo, quando usamos em conjunto com experiência e com dados de campo, eles são de relevante importância para a tomadas de decisões corretas, e particularmente muito úteis quando muitas alternativas são comparadas dentro de um mesmo tema. Enquanto os resultados numéricos de qualquer alternativa única podem não ser exatos, os resultados comparativos mostrando que uma alternativa será superior a várias outras que são usualmente válidos.

No capítulo subsequente será discutida a teoria de PINDER et ali (1981/1982) e aplicação da mesma para o aquífero em estudo, para selecionar as direções e grandezas das velocidades espaciais dos aquíferos não horizontais, e que tem declividade das cargas hidráulicas em duas direções.

## 5.0 - VELOCIDADES ESPACIAIS EM AQÜÍFERO LIVRE

(Artifício de PINDER, 1982)

### 5.1 INTRODUÇÃO

Os dados observados nos poços de observações são como variáveis independentes e podem estar relacionados com dados semelhantes descrevendo as mudanças temporais e espaciais.

As cargas hidráulicas, sejam uni ou bi-dimensionais, do rio podem influenciar as flutuações subterrâneas do aquífero. O fluxo, seja uni, bi ou tridimensional depende dos desníveis da base e da natureza das cargas. A precipitação e evapotranspiração do local podem ser fatores dominantes para influenciar o desenvolvimento do nível freático. Há casos em que os efeitos governantes são claramente reconhecidos, mas, com poços de observações, dá para caracterizar o regime de uma pequena ou até grande região, através de inter-relacionamento entre poços.

Serão tratados nos seguintes parágrafos os aspectos fundamentais de causas e efeitos dos fluxos uni, bi e tridimensionais. A teoria de PINDER (1982) trata com as velocidades espaciais para os aquíferos que tenham bases onduladas, e gradientes hidráulicos em três direções (x, y, z).

## 5.2 Conceitos dos Fluxos Uni, Bi e Tri-Dimensionais

Serão recapitulados em seguida os conceitos fundamentais sobre os três tipos de fluxo espacial.

No fluxo unidimensional, a velocidade tem em todos os pontos a mesma direção e a mesma grandeza (Fig. 5.1a), assim, os casos são raramente de interesse prático. Entretanto, o método unidimensional é aplicado em análises de fluxos entre contornos que são realmente tridimensionais, como um entendimento que o unidimensional pode ser tomado ao longo de uma linha central do mesmo (DAUGHERTY & FRANZINI, 1965). Valores médios de velocidades, pressões, e elevações através de uma seção normal para este tipo de fluxo são considerados tipos de fluxo como um todo, e  $du/dx+dv/dy+dw/dz = 0$ , onde  $u, v$  e  $w$  são velocidades nas direções  $x, y$  e  $z$ .

No fluxo bidimensional todas as linhas de fluxo são curvas planas e são identificadas em uma série de planos paralelos. Na figura 5.1b, a seção tem uma dimensão constante perpendicular ao plano da figura, como é o caso de uma barragem de terra. Desta forma a seção normal que cruza o fluxo será um retângulo desta largura constante.

Fluxo tridimensional é ilustrado na figura 5.1c em que as seções transversais não são retangulares, mas, neste caso particular, circular. A seção longitudinal é considerada através do diâmetro AB, e cada linha de fluxo, em tal seção, será uma curva plana, sem nenhum componente de velocidade perpendicular da figura. Obviamente, as linhas de fluxo que não estão na seção longitudinal terão suas componentes na parte cônica do conduto. Se o fluxo é dividido em partes iguais pelas superfícies do fluxo, as linhas do fluxo (que são projeções destas superfícies sob seções diametrais de MN) não serão espaçadas igualmente.



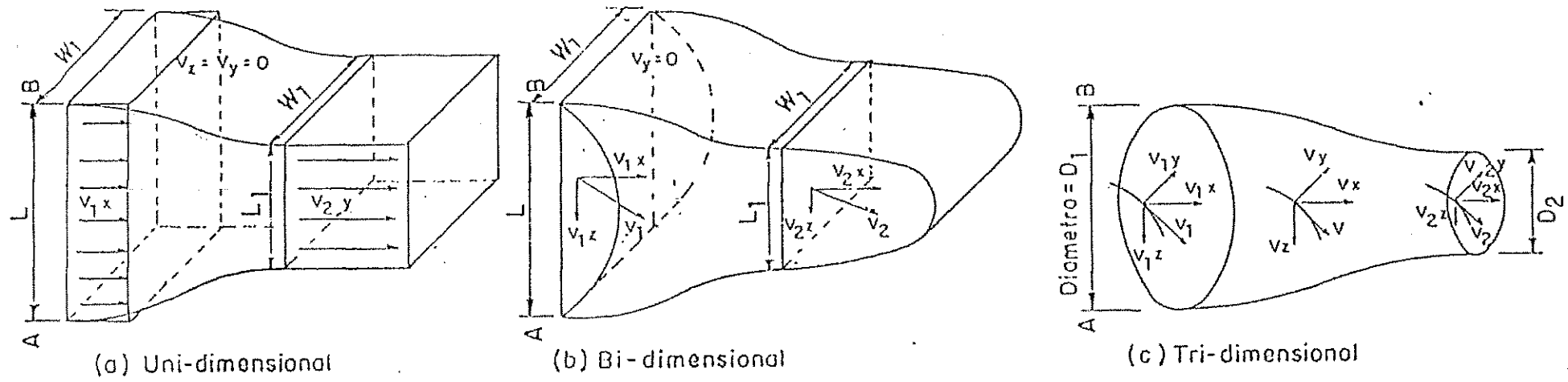


Fig 5.1 - Representação do Fluxo uni, bi e tri-dimensional em condutos retangulares (a) e (b) e Circulares (c).

(DOUGHERTH & FRANZINI, 1965)

### 5.2.1 Critérios Para Ocorrência de Fluxo Uni, Bi e tridimensional

Neste Trabalho levou-se em consideração o estudo do fluxo bidimensional, com relação ao fluxo nos aquíferos inseridos na área 3 (A3) e área 4 (A4).

O caso unidimensional ocorre quando as alturas piezométricas transversais à direção do rio são iguais, porém as alturas piezométricas diminuem proporcionalmente na direção do rio. Obviamente  $K_{zz}$  e  $K_{xx}$  serão nulos, só existindo  $K_{yy}$ . No caso bidimensional tem-se também  $K_{zz}=0$ , existindo portanto  $K_{xx}$  e  $K_{yy}$  (iguais ou diferentes) mas quatro alturas piezométricas em geral são diferentes, porém, os lados podem formar figuras regulares (quadrados, retângulos) ou irregulares (quadriláteros). Aqui também tem-se  $K_z=0$ , mas, existem  $K_x$  e  $K_y$  (sejam iguais ou desiguais) com  $K_{xx}=K_{yy}= 26.1446 \text{ m}^3/\text{dia}$ .

Quando é considerada a permeabilidade na direção vertical,  $K_{zz}$  ocorre o caso tridimensional, no caso em estudo tratado como 1/1000 (WINTER, 1976) valor de  $K_{xx}$  ou  $K_{yy}$  (26.1446 m/dia), sejam nas configurações quadriláteros ou retangulares, porém, com variações nas cargas, isto é, pelo menos uma carga diferente das outras. Esta última condição é igualmente válido para o caso bidimensional.

Vale salientar o fato que a não horizontalidade da base (desníveis) não influenciará a ocorrência do fluxo uni, bi ou tridimensional, sob condições impostas acima. Contudo, os desníveis influenciarão nos valores dos componentes de velocidade.

Foram plotada as figuras 6.15 e 6.16 tridimensionais da área em estudo, pelo programa SURFER FOR WINDOWS, cuja finalidade é a de se ter uma visão perspectiva da base e da superfície freática respectivamente, mostrando as áreas mais elevadas e mais baixas. Os pontos correspondentes na base e na superfície freática não são proporcionais, as

variações na base ocorrem de acordo com a formação da rocha cristalina, enquanto a superfície freática varia segundo as leis hidrodinâmica aplicadas, numa determinada direção, seja X-X ou Y-Y, seja no plano X-Y (bidimensional) e/ou no espaço (planos XZ ou YZ).

### 5.3 Aspectos Hidráulicos do Fluxo Subsuperficial Bidimensional

As dimensões horizontais expressas pelos símbolos  $X$  e  $Y$  na maioria dos aquíferos são medidas em dezenas ou centenas de metros, enquanto suas dimensões verticais são expressas pelo símbolo  $Z$  em frações destas. Assim, os potenciais na direção vertical terão equilíbrio relativamente rápido com relação ao potencial nas direções horizontais. O potencial torna-se, então, uma função de somente  $X$  e  $Y$ , e o aquífero é caracterizado por condições de fluxo horizontal. Sob estas circunstâncias, podem-se ignorar variações do potencial na direção  $Z$  e caracterizar o fluxo do aquífero como bidimensional. O potencial, conhecido como carga hidráulica, quando varia em três dimensões, deve-se incluir a direção  $Z$ . Em áreas de descarga (exemplo: rio influente), de recarga (exemplo: rio efluente, caso estudado neste dissertação) e nas proximidades de poços parcialmente penetrantes, condições de fluxo não horizontal estão presentes. As suposições de não ocorrerem mudanças no potencial com a profundidade torna-se menos realísticas. O potencial é então chamado de carga total, embora muitos engenheiros usem o termo carga hidráulica (BEAR, 1979).

#### **5.4 Determinação de Componentes de Velocidade: Aproximação de Pinder e Abriola (1982)**

Investigações em contaminantes transportados na subsuperfície freqüentemente requer o cálculo das componentes da velocidade. Estes cálculos foram usados na presente análise para pesquisar o comportamento do aquífero, em estudo sob estado permanente, para várias condições impostas em aquíferos inclinados na base e na superfície freática. Serão estudadas as aplicações do artifício de PINDER (1981/1982), para o caso de São Bento-PB, PINDER publicou (1981 e 1982), com outros autores, dois trabalhos abrangendo o cálculo das velocidades em duas e três dimensões, respectivamente, a partir das cargas hidráulicas medidas em poços (piezômetros) aleatoriamente localizados.

#### **5.5 Cálculo do Gradiente de Velocidade em Fluxo Bidimensional**

PINDER, CÉLIA e GRAY (1981) apresentaram um método sistemático de cálculo de gradientes de cargas hidráulicas com a finalidade de se descrever um modo prático para obter esse objetivo.

As locações dos poços para obtenção destas cargas são conectados por linhas retas para formar uma rede de triângulos. Acima de cada triângulo, uma superfície plana é usada para aproximar os valores das cargas. O gradiente deste plano é então tomado como gradiente hidráulico. Com valores dados de porosidade e coeficiente de permeabilidade, a velocidade do fluido pode ser calculada a partir da lei de DARCY.

Para fins de calcular velocidades no plano x-y a partir da lei de DARCY, cinco poços os foram colocados como mostra a figura 5.2 e a equação 5.1 a seguir:

$$v_x = -\frac{1}{\theta} \left( K_x \frac{\partial h}{\partial x} + K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right)$$

$$v_y = -\frac{1}{\theta} \left( K_x \frac{\partial h}{\partial x} + K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) \quad (5.1)$$

ou, em notação matricial

$$\begin{bmatrix} v_x \\ v_y \end{bmatrix} = -\frac{1}{\theta} \begin{bmatrix} K_x & K_y \\ K_x & K_y \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial h}{\partial x} \\ \frac{\partial h}{\partial y} \end{bmatrix} \quad (5.2)$$

onde  $V$  = velocidade,  $\theta$  = porosidade efetiva do meio poroso,  $K$  = coeficiente de permeabilidade e  $h$  = altura piezométrica. Em geral  $S$  e  $\theta$  são conhecidos e, a partir de então, o valor de  $h$  é avaliado no local. O problema é determinar o gradiente de  $h$ , isto é,  $dh/dx$  e  $dh/dy$ , desse modo podemos avaliar a equação 5.2.

Enquanto o gradiente de  $h$  é facilmente calculado pela configuração de poços selecionados, o problema torna-se difícil quando os poços em que os valores medidos de  $h$  são aleatoriamente localizados. Por exemplo, quando a altura é conhecida nas quatro esquinas de uma rede retangular, o método de diferenças finitas pode ser usado facilmente para obtenção de

valores aproximados das derivadas  $dh/dx$  e  $dh/dy$ . Por outro lado, quando a configuração dos poços é irregular, figura 5.2, temos que recorrer a outras aproximações.

Entre várias técnicas que estão disponíveis, o procedimento descrito pelos autores daria uma simples e viável conceituação para fácil implantação no computador.

### 5.5.1 Descrição do Procedimento Teórico

Para iniciar o procedimento proposto, os autores uniram vários poços os por linhas retas para formar triângulos (Fig. 5.4).

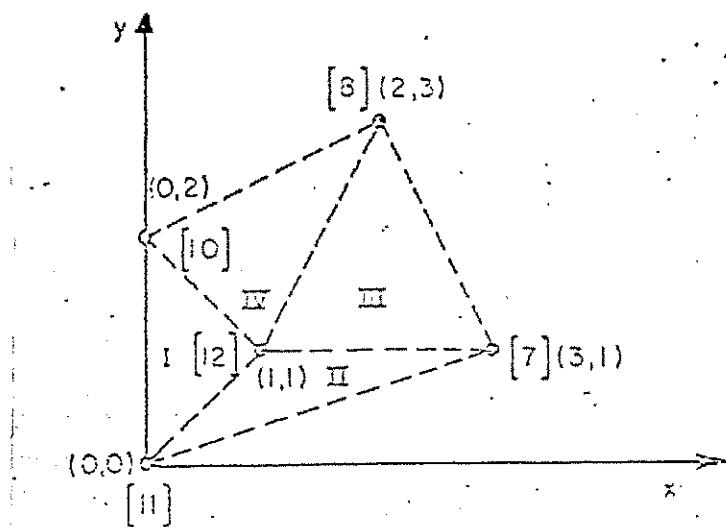


Fig. 5.2 - Discretização triangular para o cálculo de velocidades

NOTA: Os números entre parênteses representam as alturas medidas, enquanto os números em algarismo romano representam os triângulos. São dados também as coordenadas para cada poço.

Isto é vantajoso desde que o ângulo interno não seja muito pequeno para desenhar o triângulo. Acima de cada triângulo os autores definiram uma interpolação linear, isto é, ajustaram uma superfície plana entre os três valores de alturas definidas nas esquinas dos triângulos. O gradiente desta superfície também dá uma aproximação para o atual gradiente hidráulico dentro de cada triângulo (Fig. 5.5).

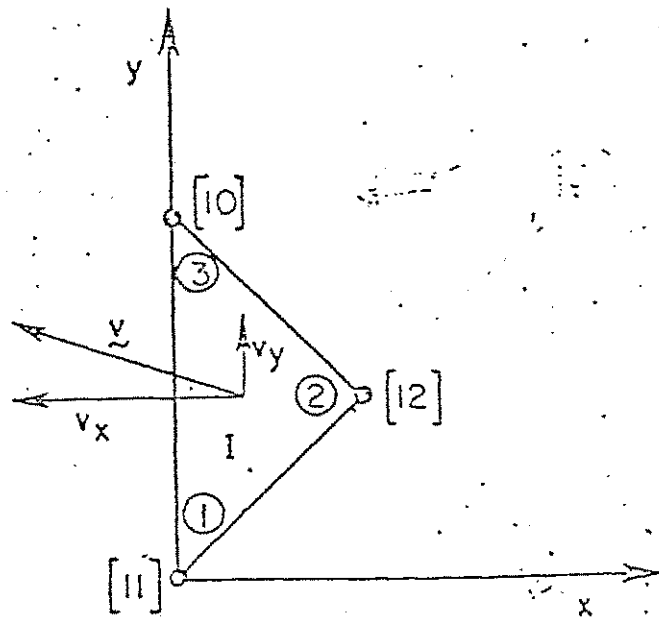


Fig. 5.3 - Discretização triangular I com os poços locados e numerados de 1 a 3

NOTA: Os vetores velocidades resultantes são obtidos no centro do triângulo.

Para cada triângulo, os três vértices são enumerados de um a três no sentido anti-horário em volta do triângulo. Uma interpolação linear acima do triângulo é então definida como:



$$h \cong \hat{h} = \sum_{j=1}^3 H_j \phi_j \quad (5.3)$$

onde  $H_j$  é o valor da altura medida no poço ( $j=1,2,3$ ) e  $\phi_j$  é função da interpolação correspondente. A forma linear geral para  $\phi_j$  é:

$$\phi_j = a_j + b_j x + c_j y \quad (5.4)$$

À medida que  $h$  torna-se igual a  $H_j$  no poço  $j$ , podemos resolver para coeficientes não conhecidos  $a_j$ ,  $b_j$ ,  $c_j$ .

Por exemplo, no poço 1,  $\phi_1=1$  enquanto  $\phi_2=\phi_3=0$ , isto é,  $h=HP_1$ . Assim podemos formular  $\phi_1$  como:

$$\begin{aligned} \phi_1 = 1 &= a_1 + b_1 x_1 + c_1 y_1 && \text{no poço 1} \\ \phi_1 = 0 &= a_1 + b_1 x_2 + c_1 y_2 && \text{no poço 2} \\ \phi_1 = 0 &= a_1 + b_1 x_3 + c_1 y_3 && \text{no poço 3} \end{aligned} \quad (5.5)$$

onde o poço  $j^{\text{th}}$  tem coordenadas  $(X_j, Y_j)$ . Em notação matricial, a equação 5.5 torna-se:

$$\begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_1 \\ b_1 \\ c_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (5.6)$$

A resolução por Cramer resultará na Eq. 5.7

$$(5.7) \quad \begin{bmatrix} a_1 \\ b_1 \\ c_1 \end{bmatrix} = \frac{1}{\Delta} \begin{bmatrix} x_2 y_3 - x_3 y_2 \\ x_3 y_1 - x_1 y_3 \\ x_1 y_2 - x_2 y_1 \end{bmatrix}$$

onde  $\Delta$  é a área do triângulo dada por:

$$(5.8) \quad \Delta = \frac{1}{2} \det \begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{bmatrix}$$

Com as Equações 5.7 e 5.4, vem:

$$(5.9a) \quad \phi_1 = \frac{1}{\Delta} [(x_2 y_3 - x_3 y_2) + (y_2 - y_3)x + (x_3 - x_2)y]$$

Da mesma maneira, obtemos:

$$(5.9b) \quad \phi_2 = \frac{1}{\Delta} [(x_3 y_1 - x_1 y_3) + (y_3 - y_1)x + (x_1 - x_3)y]$$

$$(5.9c) \quad \phi_3 = \frac{1}{\Delta} [(x_1 y_2 - x_2 y_1) + (y_1 - y_2)x + (x_2 - x_1)y]$$

Assim  $dh/dx$  e  $dh/dy$  serão calculados como segue:

$$\frac{\partial h}{\partial y} \approx \frac{\partial \hat{h}}{\partial x} = \sum_{j=1}^3 H_j \frac{\partial \hat{h}_j}{\partial x} = \frac{1}{2.4} [H_1(y_2 - y_3) + H_2(y_3 - y_1) + H_3(y_1 - y_2)] \quad (5.10a)$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} \approx \frac{\partial \hat{h}}{\partial x} = \frac{1}{2.4} [H_1(x_3 - x_2) + H_2(x_1 - x_3) + H_3(x_2 - x_1)] \quad (5.10b)$$

Portanto, podemos calcular a velocidade usando a Eq. 5.11

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial h}{\partial x} \\ \frac{\partial h}{\partial y} \end{bmatrix} = \frac{1}{2.4} \begin{bmatrix} (y_2 - y_3)(y_3 - y_1)(y_1 - y_2) \\ (x_3 - x_2)(x_1 - x_3)(x_2 - x_1) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} H_1 \\ H_2 \\ H_3 \end{bmatrix} \quad (5.11)$$

### 5.5.2 Cálculo de Velocidade em Espaço Tridimensional a partir das Medidas das Alturas Piezométricas

Quando um sistema aquífero mostra um significativo gradiente da carga vertical, como é o caso da área em estudo, é geralmente necessário considerar as componentes espaciais de velocidade (em três dimensões).

A metodologia adotada por PINDER et al (1981) para calcular componentes de velocidade em duas dimensões já foi apresentada no item anterior, usando triângulos lineares, adotados a partir da Teoria de Elementos Finitos. ABRIOLA e PINDER (1982) estenderam estes conceitos para considerar um campo de velocidade tridimensional calculada a partir de

### 5.5.2.1 Desenvolvimento Teórico das Componentes

As componentes de velocidades subterrâneas num aquífero anisotrópico são dados por:

$$V_x = \frac{1}{\theta} \left( K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} + K_{xy} \frac{\partial h}{\partial y} + K_{xz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) \quad (5.12a)$$

$$V_y = \frac{1}{\theta} \left( K_{yx} \frac{\partial h}{\partial x} + K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} + K_{yz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) \quad (5.12b)$$

$$V_z = \frac{1}{\theta} \left( K_{zx} \frac{\partial h}{\partial x} + K_{zy} \frac{\partial h}{\partial y} + K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) \quad (5.12c)$$

onde:

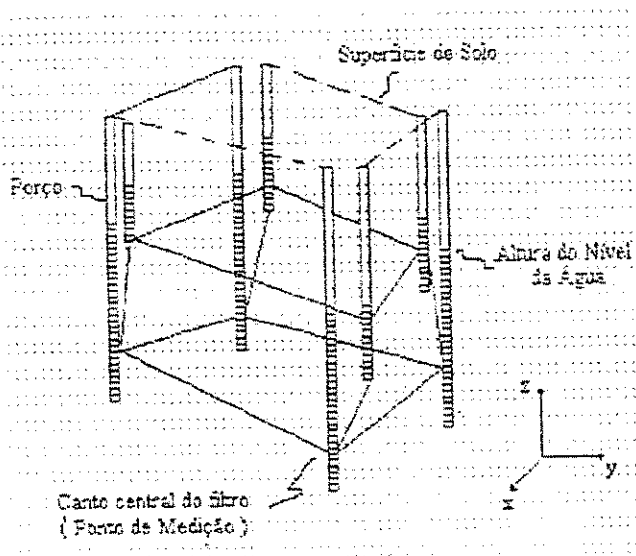
$h$  = altura hidráulica [L];

$K_{xx}$ ,  $K_{yy}$ ,  $K_{zz}$ , etc. = componentes do tensor da condutividade hidráulica,  $K$  [ $LT^{-1}$ ];

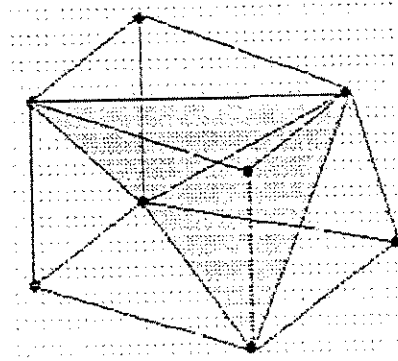
$V_x$ ,  $V_y$ ,  $V_z$  = componentes direcionais da velocidade linear média,  $V$  [ $LT^{-1}$ ];

$n_{ef} = \theta$  = porosidade efetiva do solo, adimensional.

Com  $K$  e  $\theta$  conhecidos, podem ser calculados componentes da velocidade partindo das equações acima, caso o gradiente hidráulico seja conhecido.

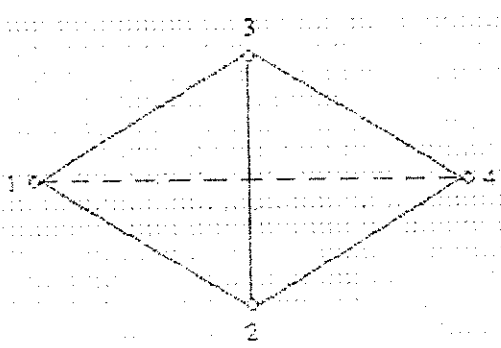


a) LOCAÇÃO DOS PONTOS

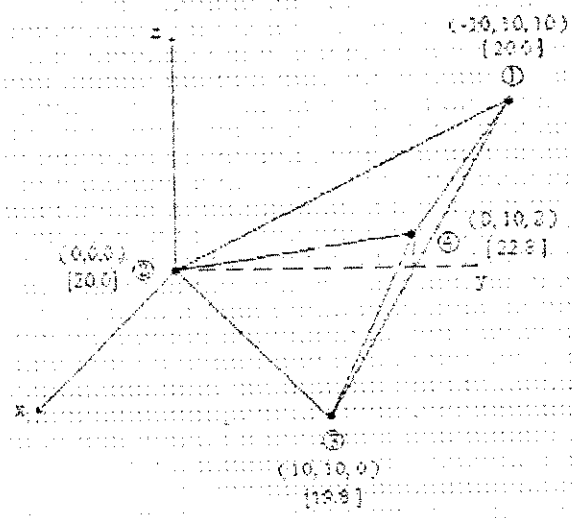


b) FORMAÇÃO DO TERAEDRO

[ ] = VALOR DA CARGA  
 ( ) = COORDENADAS  
 O = NÚMERO DO NÓ



c) NUMERAÇÃO DO NÓ



d) EXEMPLO DE COORDENADAS COM CARGA

Fig. 5.4 - Configuração das locações dos poços e formação do tetraedro

Para calcular o gradiente hidráulico, uma expressão para interpolação linear da carga hidráulica entre as quatro observações deve ser derivada. Esta expressão pode ser diferenciada para obter uma estimativa do gradiente hidráulico na região.

Enumerando devidamente os vértices de cada tetraedro (Fig. 5.4) e supondo que os valores das alturas hidráulicas sejam conhecidas para um grupo de poços regularmente ou aleatoriamente espaçadas, tem sido instalados poços a várias profundidades.

A interpolação linear dos valores das alturas acima do tetraedro pode ser dado como:

$$h \cong \hat{h} = \sum_{j=1}^4 H_j \phi_j \quad (5.13)$$

onde  $H_j$  é a medida da altura no poço  $j$ , e  $\phi_j$  é a função de interpolação linear correspondente.

Note que os vértices da base têm sido numerados em direções anti-horárias. Não existe um único caminho para o agrupamento dos nós dos tetraedros. O ponto inicial pode ser qualquer nó, porém, se este não for conveniente, o volume apresentará sinal negativo, sendo aconselhável tomar outro ponto de partida. Quanto mais ângulos iguais tiver o tetraedro, resultados mais precisos do gradiente estimado serão obtidos.

A forma geral originária é dada por:

$$\phi_j = a_j + b_j x + c_j y + d_j z \quad (5.14)$$

onde:  $a_j, b_j, c_j, d_j$  são coeficientes reais.

Podem ser resolvidos os valores dos coeficientes incógnitos  $a_j, b_j, c_j, d_j$ , lembrando que  $h$  é igual para os valores da altura medida,  $H_j$ , no poço o "j" ( $j= 1, 2, 3, 4$ ). Isto implica:

$$\begin{aligned}\phi_j &= 1 = a_j + b_j x_j + c_j y_j + d_j z_j \\ \phi_i &= 1 = a_i + b_i x_i + c_i y_i + d_i z_i, \quad i = j\end{aligned}\quad (5.15)$$

onde:  $(x_j, y_j, z_j)$  são coordenadas espaciais do filtro do poço o "j". Por exemplo, na notação de matrizes (Tabela 5.1) as equações para  $\phi_j$  são:

$$\begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 & z_1 \\ 1 & x_2 & y_2 & z_2 \\ 1 & x_3 & y_3 & z_3 \\ 1 & x_4 & y_4 & z_4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_1 \\ b_1 \\ c_1 \\ d_1 \end{bmatrix}\quad (5.16)$$

Resolvendo os coeficientes incógnitos pela regra de Cramer, obtemos:

$$a_1 = \frac{1}{\Delta V} \begin{bmatrix} x_2 & y_2 & z_2 \\ x_3 & y_3 & z_3 \\ x_4 & y_4 & z_4 \end{bmatrix}$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial H} = \frac{\partial \phi}{\partial H} = \frac{\partial \phi}{\partial H} = \frac{\partial \phi}{\partial H} = \frac{\partial \phi}{\partial H}$$

Os outros coeficientes,  $a_j$ ,  $b_j$ ,  $c_j$ ,  $d_j$ , ( $j = 2, 3, 4$ ) são calculados da mesma maneira. O gradiente hidráulico agora pode ser calculado a partir das Eqs. (5.13) e (5.14).

$$G = \begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 & z_1 \\ 1 & x_2 & y_2 & z_2 \\ 1 & x_3 & y_3 & z_3 \\ 1 & x_4 & y_4 & z_4 \end{bmatrix} \quad (5.17b)$$

onde:

$$d_1 = -\frac{\partial \phi}{\partial H} \begin{bmatrix} x_1 & y_1 & z_1 \\ x_2 & y_2 & z_2 \\ x_3 & y_3 & z_3 \\ x_4 & y_4 & z_4 \end{bmatrix}$$

$$c_1 = -\frac{\partial \phi}{\partial H} \begin{bmatrix} x_1 & y_1 & z_1 \\ x_2 & y_2 & z_2 \\ x_3 & y_3 & z_3 \\ x_4 & y_4 & z_4 \end{bmatrix}$$

$$b_1 = -\frac{\partial \phi}{\partial H} \begin{bmatrix} 1 & y_1 & z_1 \\ 1 & y_2 & z_2 \\ 1 & y_3 & z_3 \\ 1 & y_4 & z_4 \end{bmatrix} \quad (5.17a)$$



$$\frac{dh}{dy} \equiv \frac{d\bar{h}}{\bar{\alpha}} = \sum_{j=1}^4 H_j c_j$$

$$\frac{dh}{dz} \equiv \frac{d\bar{h}}{\bar{\alpha}} = \sum_{j=1}^4 H_j d_j$$

Expressões algébricas para os coeficientes  $b_j$ ,  $c_j$ ,  $d_j$ , estão apresentados na tabela 5.1. Note que  $6V$  deve ser sempre uma quantidade positiva. Como mencionado anteriormente, se um valor negativo for obtido, isto significa que o tetraedro foi numerado incorretamente.

Com exemplos relevantes foi comprovada a validade da teoria de PINDER et alii (1981) e PINDER e ABRIOLA (1982). A aplicação deste artifício foi desenvolvida a respeito da configuração adotada (Figs. 5.7 a 5.19).

## 5.6 Aplicação da Teoria de Pinder para o caso de São Bento-PB

### 5.6.1 Configuração Adotada

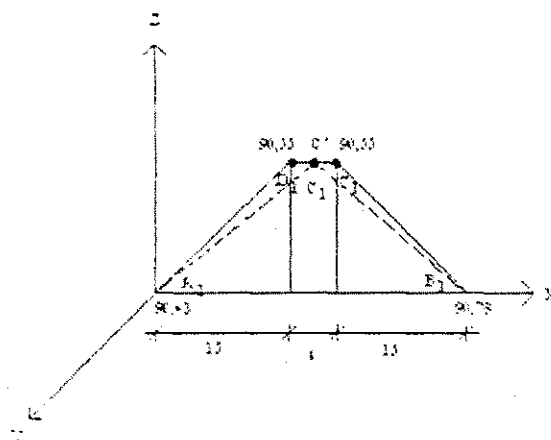
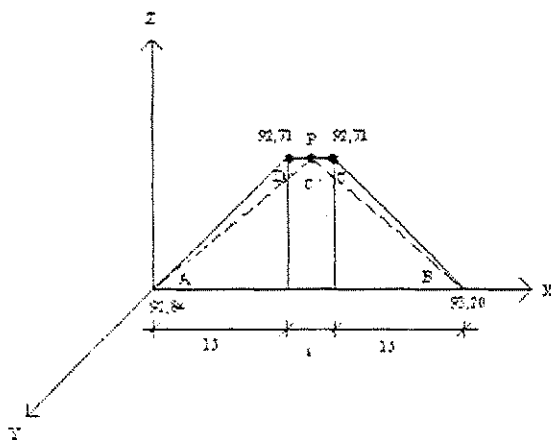
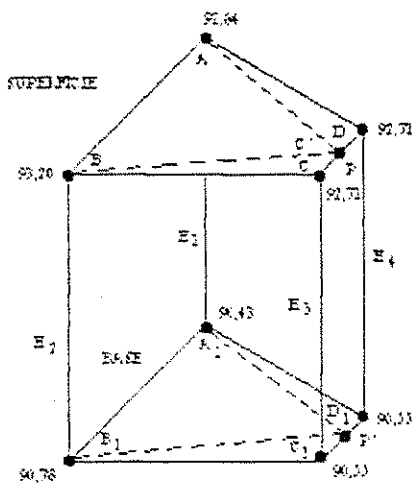
A configuração adotada trata-se de um tetraedro (ABCD) reduzido a um triângulo (A.B.C') no qual um dos vértice representa para fins acadêmicos os dois pontos mais próximos ao poço nº 3 (C e D) com cargas hidráulicas iguais (Fig.5.5 a 5.17). Esta configuração se fez em uma área limitada pelo raio de influência do poço nº 3 (18m) possibilitando assim uma configuração que permitisse o uso da teoria de PINDER para esta área (A4) para o cálculo das velocidades. As Figuras 5.7 a 5.19 mostram a configuração e os dados de entrada para o cálculo das velocidades  $V_x$ ,  $V_y$ ,  $V_z$ .

Seguindo as instruções de PINDER et ali (1982) a configuração da figura foi feita com eixos orientados nas três direções x, y e z, afastando um pouco das convenções normais. Portanto, o eixo y está orientado com sentido positivo na direção do rio. A área em estudo (área 4) localiza-se no lado positivo de X e Y, e sendo a direção de Z positiva para baixo, para o fim do estudo das componentes das velocidades e as direções das mesmas.

A lei de DUPUIT foi aplicada para fins de cálculo das velocidades  $V_x$ ,  $V_y$  e  $V_z$  (velocidade transversal, longitudinal e vertical respectivamente) à direção do fluxo.

As tabelas de 5.2 a 5.4 mostram as coordenadas, as alturas pizométricas e a componente da velocidade nas direções X,Y,Z, bem como os seus respectivos ângulos, para as vazões (20.90, 40.00 e 80.80 m<sup>3</sup>/h) a diferentes taxas de bombeamento simulado (1.Q, 2.Q, 3.Q, 4.Q). Nestas tabelas pode-se ver também os valores da permeabilidade na direção vertical ( $K_v$ ), para cada caso, onde se utilizou a razão  $K_h/K_v=1000$  (WINTER, 1976).

Caso sem bombeamento - Área 4



Cargas

$$H_1(m) = \frac{92.84 - 90.43}{2.41} \quad H_2(m) = \frac{93.20 - 90.78}{2.42} \quad H_3(m) = \frac{92.71 - 90.55}{2.16} \quad H_4(m) = \frac{92.71 - 90.55}{2.16}$$

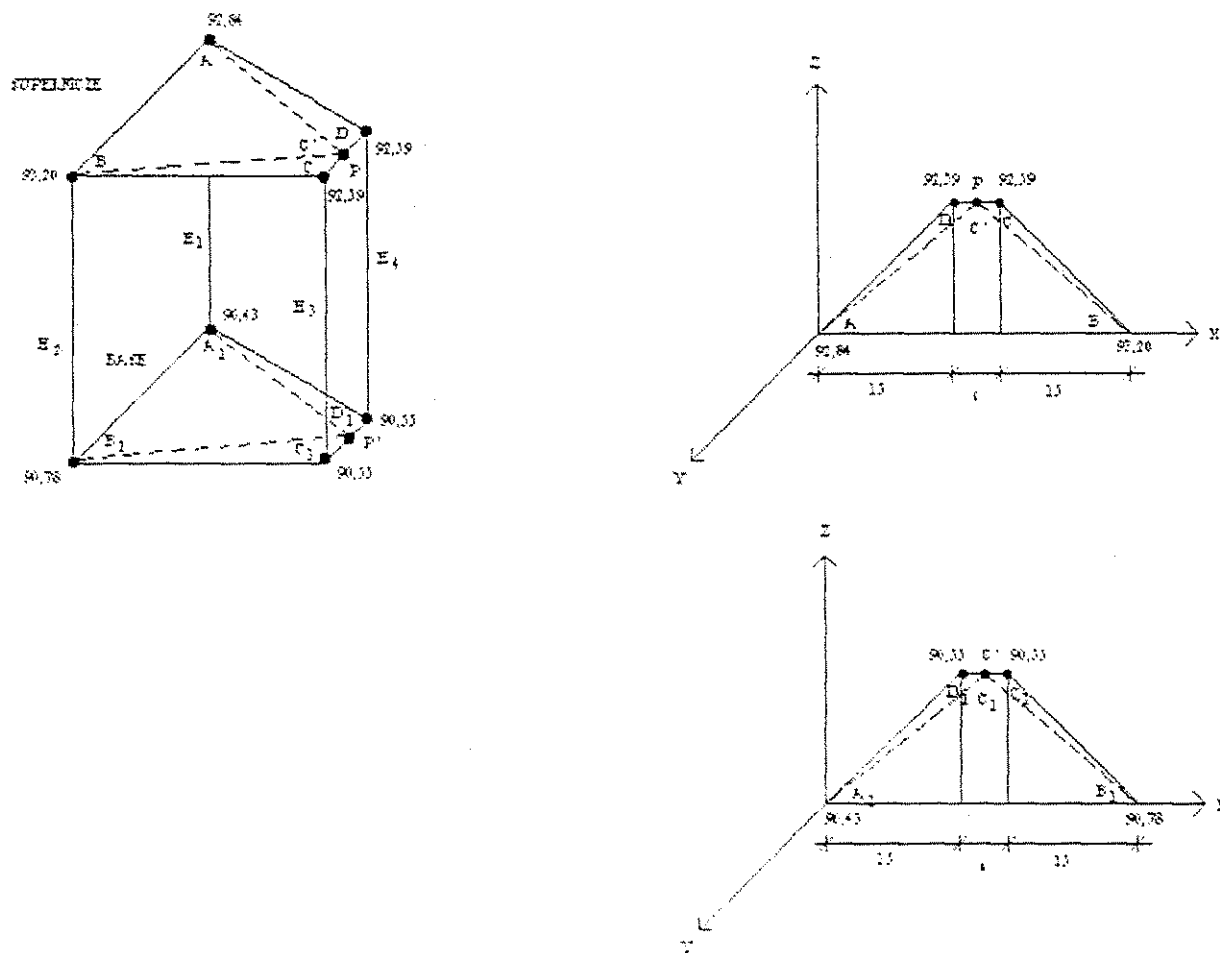
Coordenada dos pontos

| A (m)     | B (m)        | C (m)        | D (m)        |
|-----------|--------------|--------------|--------------|
| $X_1 = 0$ | $X_2 = 36$   | $X_3 = 21$   | $X_4 = 15$   |
| $Y_1 = 0$ | $Y_2 = 0$    | $Y_3 = 18$   | $Y_4 = 18$   |
| $Z_1 = 0$ | $Z_2 = 0.55$ | $Z_3 = 0.12$ | $Z_4 = 0.12$ |

Fig 5.5 - Configuração adotada para a área 4 no cálculo da velocidade (sem bombeamento)

Vazão 20.90 m<sup>3</sup>/h

Bombeamento 1.Q - Área 4



Cargas

$$\begin{aligned}
 H_1 (m) &= \frac{92.84 - 90.43}{2.41} & H_2 (m) &= \frac{93.20 - 90.78}{2.42} & H_3 (m) &= \frac{92.59 - 90.55}{2.04} & H_4 (m) &= \frac{92.59 - 90.55}{2.04}
 \end{aligned}$$

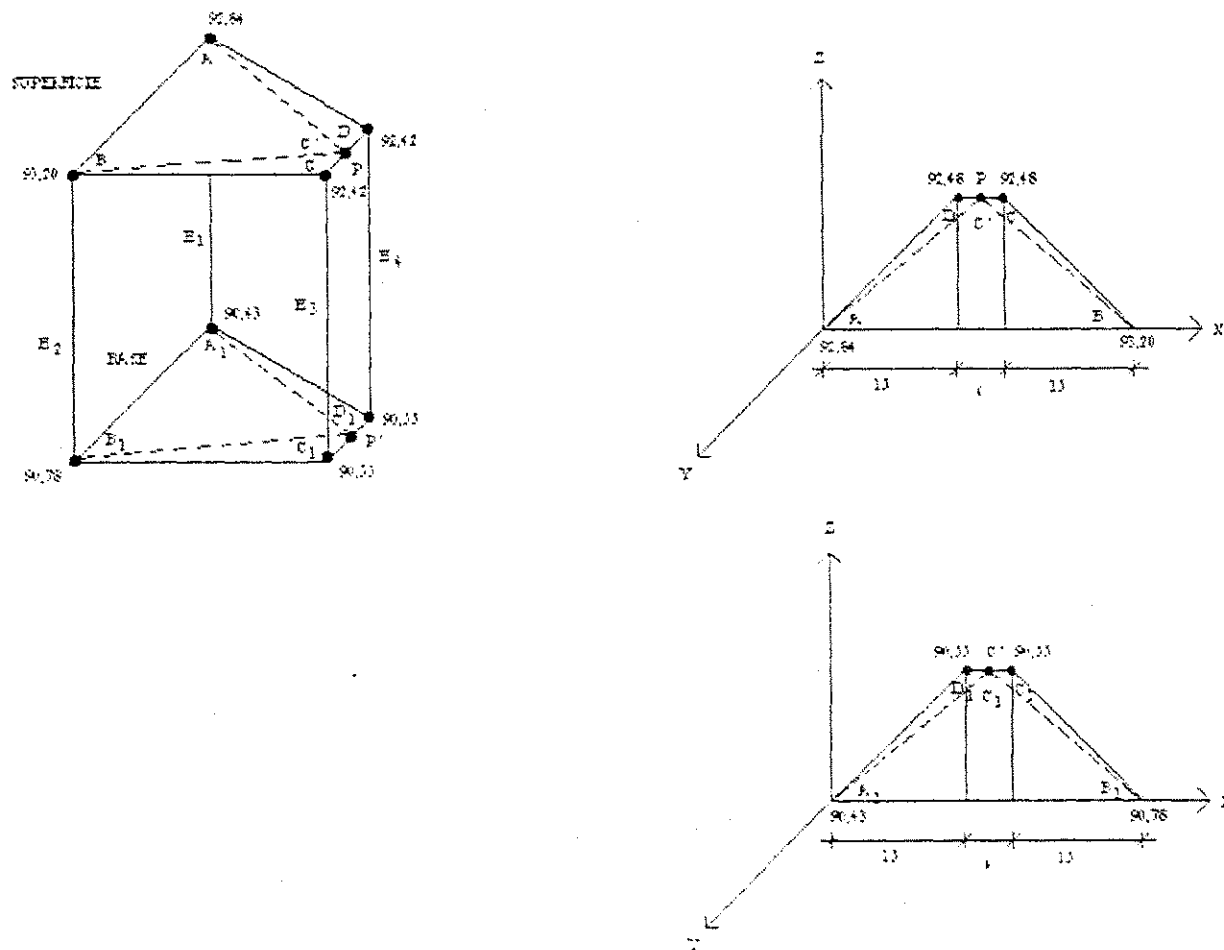
Coordenada dos pontos

| A (m)              | B (m)                 | C (m)                 | D (m)                 |
|--------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| X <sub>1</sub> = 0 | X <sub>2</sub> = 36   | X <sub>3</sub> = 21   | X <sub>4</sub> = 15   |
| Y <sub>1</sub> = 0 | Y <sub>2</sub> = 0    | Y <sub>3</sub> = 18   | Y <sub>4</sub> = 18   |
| Z <sub>1</sub> = 0 | Z <sub>2</sub> = 0,35 | Z <sub>3</sub> = 0,12 | Z <sub>4</sub> = 0,12 |

Fig 5.6 - Configuração adotada para a área 4 no cálculo da velocidade para uma vazão de 20.90 m<sup>3</sup>/h (1.Q)

Vazão 20.90 m<sup>3</sup>/h

Bombeamento 2-Q - Área 4



Cargas

$$H_1 (m) = \frac{92.84 - 90.43}{2.41} \quad H_2 (m) = \frac{93.20 - 90.78}{2.42} \quad H_3 (m) = \frac{92.48 - 90.55}{1.93} \quad H_4 (m) = \frac{92.48 - 90.55}{1.93}$$

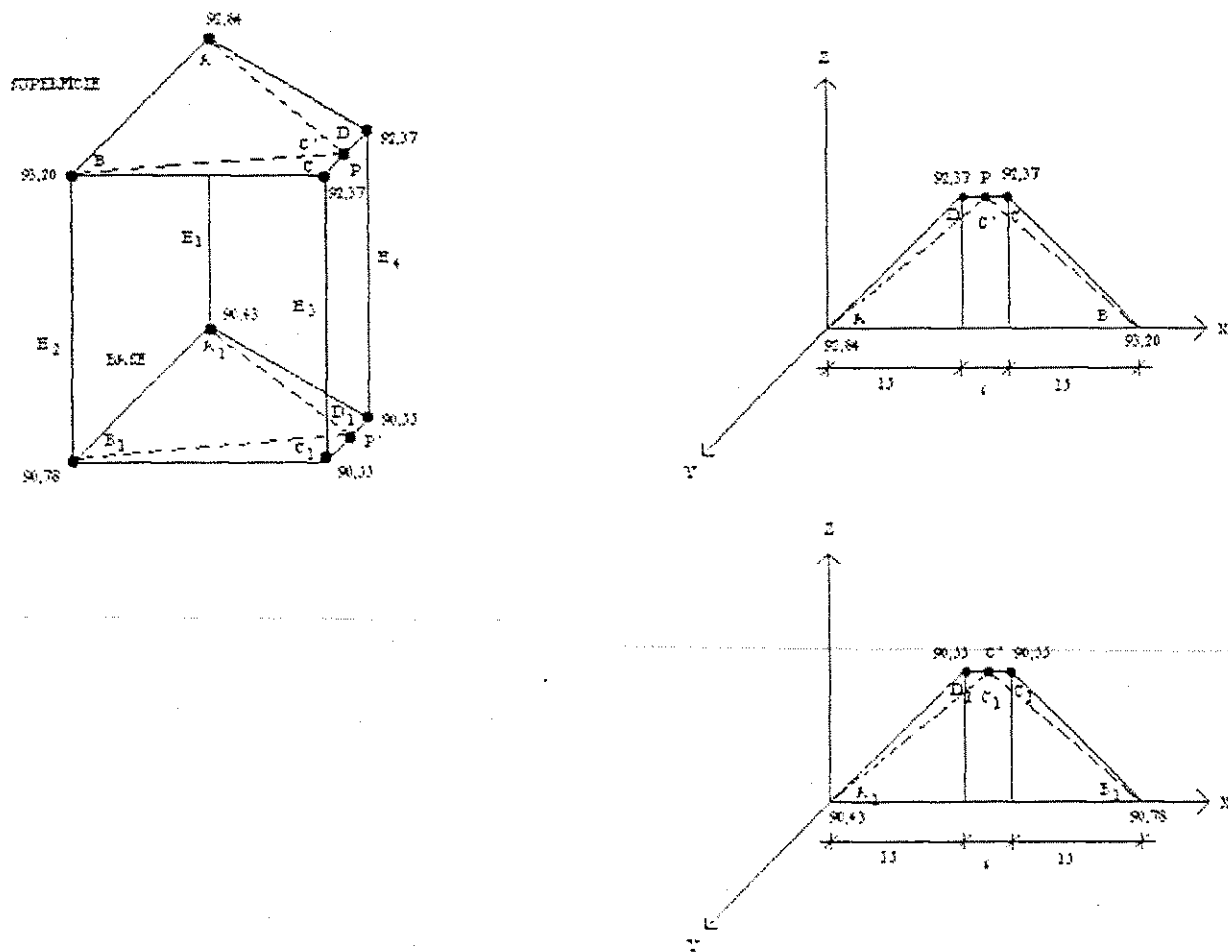
Coordenada dos pontos

| A (m)              | B (m)                 | C (m)                 | D (m)                 |
|--------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| X <sub>1</sub> = 0 | X <sub>2</sub> = 36   | X <sub>3</sub> = 21   | X <sub>4</sub> = 15   |
| Y <sub>1</sub> = 0 | Y <sub>2</sub> = 0    | Y <sub>3</sub> = 18   | Y <sub>4</sub> = 18   |
| Z <sub>1</sub> = 0 | Z <sub>2</sub> = 0.35 | Z <sub>3</sub> = 0.12 | Z <sub>4</sub> = 0.12 |

Fig 5.7 - Configuração adotada para a área 4 no cálculo da velocidade para uma vazão de 20.90 m<sup>3</sup>/h (1.Q)

Vazão 20.90 m<sup>3</sup>/h

Bombeamento 3.Q - Área 4



Cargas

$$H_1(m) = \frac{92.84 - 90.43}{2.41} \quad H_2(m) = \frac{93.20 - 90.78}{2.42} \quad H_3(m) = \frac{92.37 - 90.55}{1.82} \quad H_4(m) = \frac{92.37 - 90.55}{1.82}$$

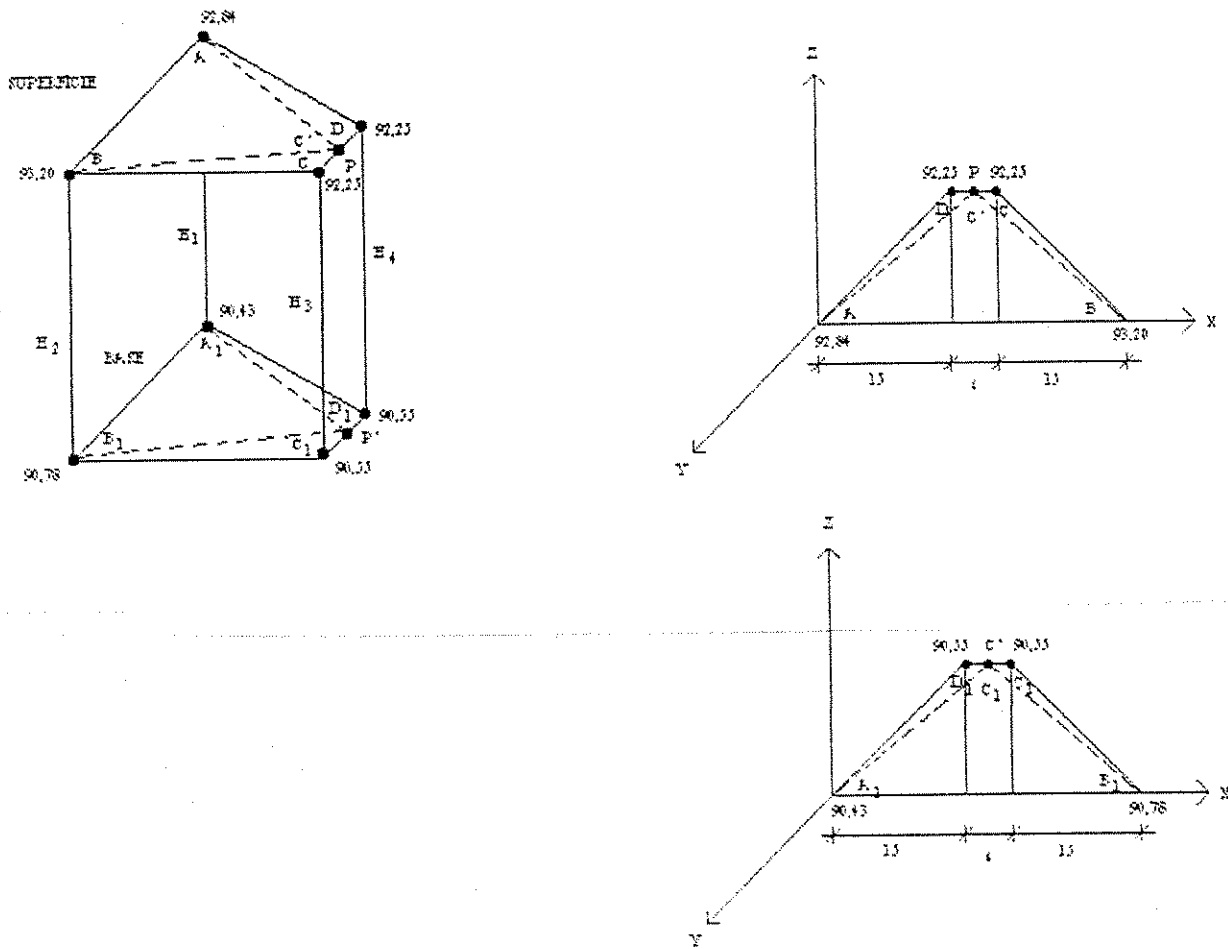
Coordenada dos pontos

| A (m)              | B (m)                 | C (m)                 | D (m)                 |
|--------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| X <sub>1</sub> = 0 | X <sub>2</sub> = 36   | X <sub>3</sub> = 21   | X <sub>4</sub> = 15   |
| Y <sub>1</sub> = 0 | Y <sub>2</sub> = 0    | Y <sub>3</sub> = 18   | Y <sub>4</sub> = 18   |
| Z <sub>1</sub> = 0 | Z <sub>2</sub> = 0.35 | Z <sub>3</sub> = 0.12 | Z <sub>4</sub> = 0.12 |

Fig 5.8 - Configuração adotada para a área 4 no cálculo da velocidade para uma vazão de 20.90 m<sup>3</sup>/h (3.Q)

Vazão 20.90 m<sup>3</sup>/h

Bombeamento 4.Q - Área 4



Cargas

$$H_1(m) = \frac{92.84 - 90.43}{2.41} \quad H_2(m) = \frac{93.20 - 90.78}{2.42} \quad H_3(m) = \frac{92.25 - 90.55}{1.70} \quad H_4(m) = \frac{92.25 - 90.55}{1.70}$$

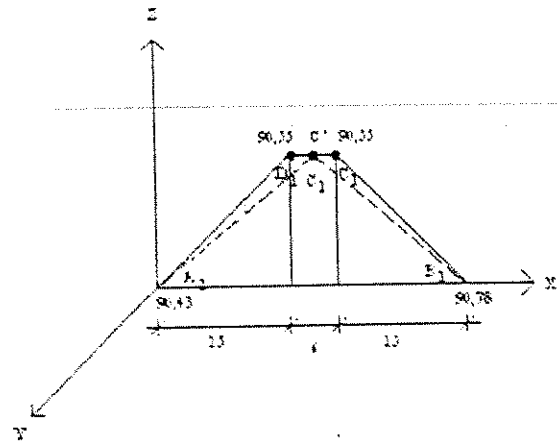
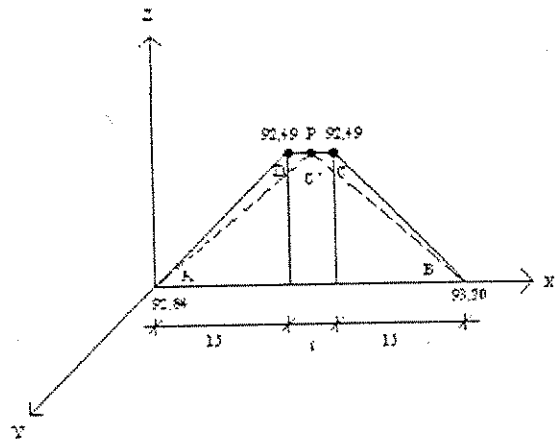
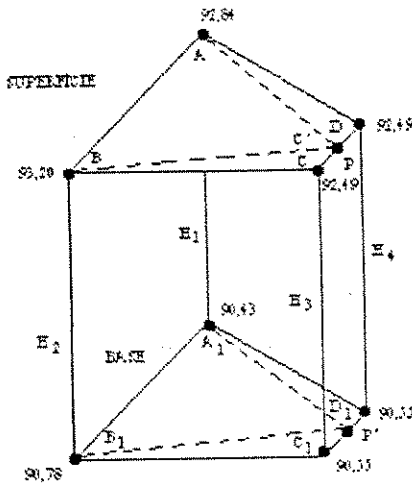
Coordenada dos pontos

| A (m)              | B (m)                 | C (m)                 | D (m)                 |
|--------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| X <sub>1</sub> = 0 | X <sub>2</sub> = 36   | X <sub>3</sub> = 21   | X <sub>4</sub> = 15   |
| Y <sub>1</sub> = 0 | Y <sub>2</sub> = 0    | Y <sub>3</sub> = 18   | Y <sub>4</sub> = 18   |
| Z <sub>1</sub> = 0 | Z <sub>2</sub> = 0.35 | Z <sub>3</sub> = 0.12 | Z <sub>4</sub> = 0.12 |

Fig 5.9 - Configuração adotada para a área 4 no cálculo da velocidade para uma vazão de 20.90 m<sup>3</sup>/h (4.Q)

Vazão 40.0 m<sup>3</sup>/h

Caso com bombeamento - Área 4



Cargas

$$H_1(m) = \frac{92.84 - 90.43}{2.41} \quad H_2(m) = \frac{93.20 - 90.78}{2.42} \quad H_3(m) = \frac{92.49 - 90.55}{1.94} \quad H_4(m) = \frac{92.49 - 90.55}{1.94}$$

Coordenada dos pontes

| A (m)              | B (m)                 | C (m)                 | D (m)                 |
|--------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| X <sub>1</sub> = 0 | X <sub>2</sub> = 36   | X <sub>3</sub> = 21   | X <sub>4</sub> = 15   |
| Y <sub>1</sub> = 0 | Y <sub>2</sub> = 0    | Y <sub>3</sub> = 18   | Y <sub>4</sub> = 18   |
| Z <sub>1</sub> = 0 | Z <sub>2</sub> = 0.35 | Z <sub>3</sub> = 0.12 | Z <sub>4</sub> = 0.12 |

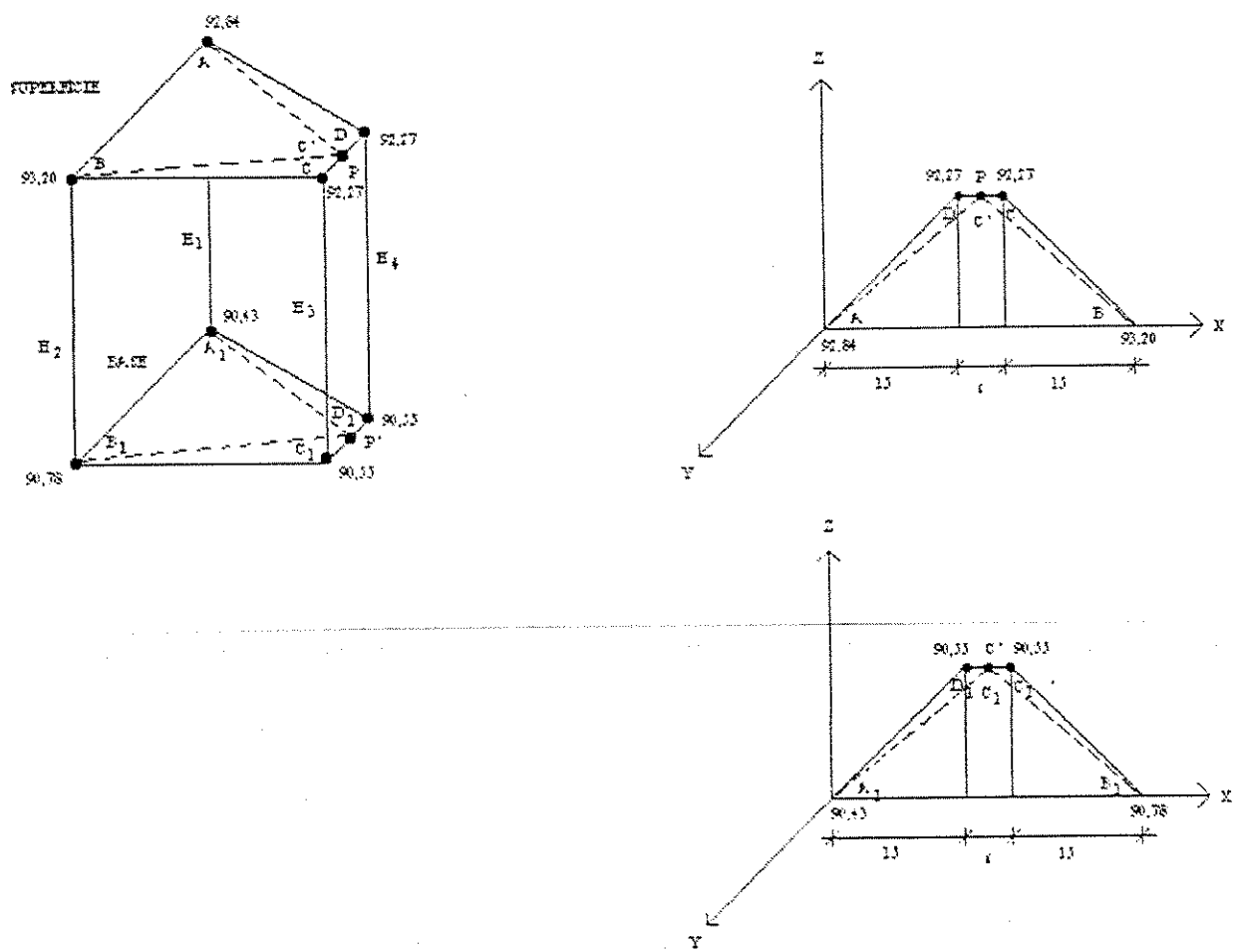
Fig 5.10 - Configuração adotada para a área 4 no cálculo da velocidade

para uma vazão de 40.00 m<sup>3</sup>/h (1.Q)



Vazão 40.0 m<sup>3</sup>/h

Bombeamento 2.Q - Área 4



Cargas

$$\begin{array}{cccc}
 92.84 & 93.20 & 92.27 & 92.27 \\
 -90.43 & -90.78 & -90.55 & -90.55 \\
 H_1(m) = \frac{\quad}{2.41} & H_2(m) = \frac{\quad}{2.42} & H_3(m) = \frac{\quad}{1.72} & H_4(m) = \frac{\quad}{1.72}
 \end{array}$$

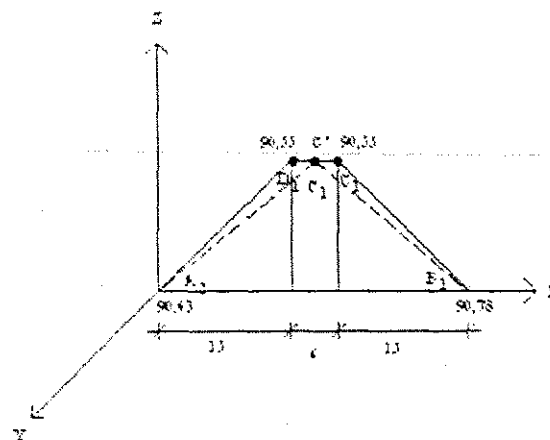
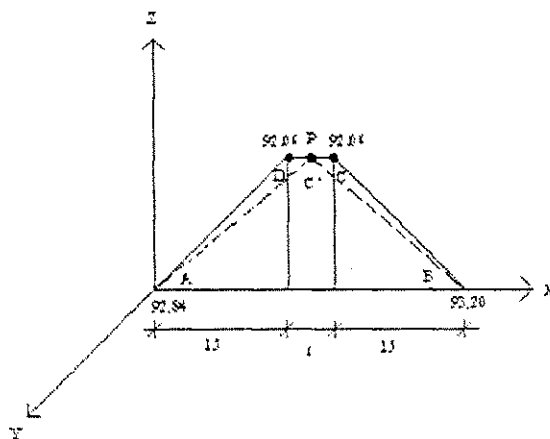
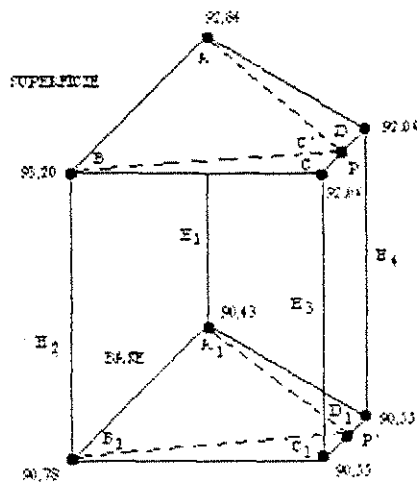
Coordenada dos pontos

| A (m)              | B (m)                 | C (m)                 | D (m)                 |
|--------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| X <sub>1</sub> = 0 | X <sub>2</sub> = 36   | X <sub>3</sub> = 21   | X <sub>4</sub> = 15   |
| Y <sub>1</sub> = 0 | Y <sub>2</sub> = 0    | Y <sub>3</sub> = 18   | Y <sub>4</sub> = 18   |
| Z <sub>1</sub> = 0 | Z <sub>2</sub> = 0.35 | Z <sub>3</sub> = 0.12 | Z <sub>4</sub> = 0.12 |

Fig 5 11- Configuração adotada para a área 4 no cálculo da velocidade para uma vazão de 40.00 m<sup>3</sup>/h (2.Q)

Vazão 40.0 m<sup>3</sup>/h

Bombeamento 3.Q - Área 4



Cargas

$$H_1(m) = \frac{92.84 - 90.43}{2.41} \quad H_2(m) = \frac{93.20 - 90.78}{2.42} \quad H_3(m) = \frac{92.06 - 90.55}{1.51} \quad H_4(m) = \frac{92.06 - 90.55}{1.51}$$

Coordenada dos pontos

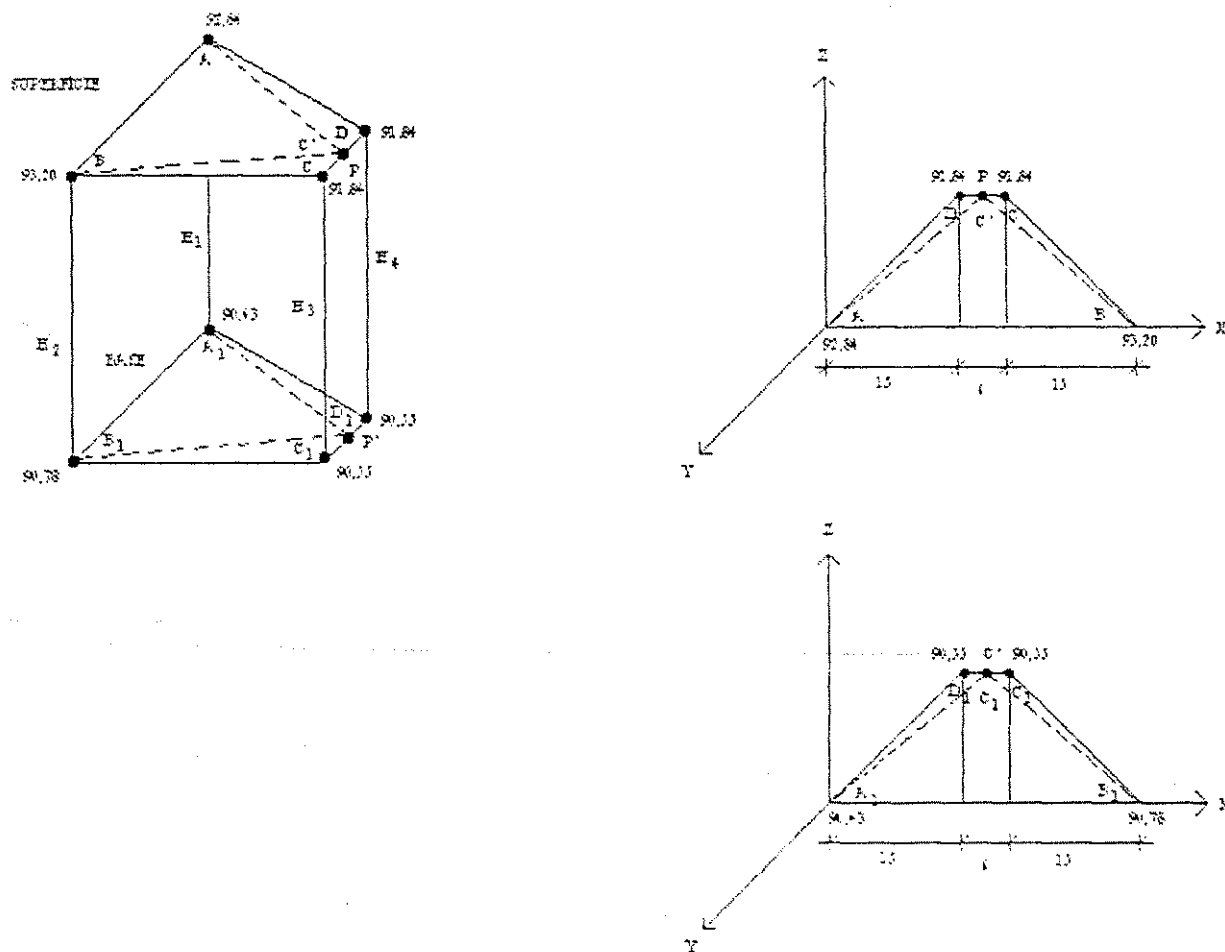
| A (m)              | B (m)                 | C (m)                 | D (m)                 |
|--------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| X <sub>1</sub> = 0 | X <sub>2</sub> = 36   | X <sub>3</sub> = 21   | X <sub>4</sub> = 15   |
| Y <sub>1</sub> = 0 | Y <sub>2</sub> = 0    | Y <sub>3</sub> = 18   | Y <sub>4</sub> = 18   |
| Z <sub>1</sub> = 0 | Z <sub>2</sub> = 0.35 | Z <sub>3</sub> = 0.12 | Z <sub>4</sub> = 0.12 |

Fig 5.12 - Configuração adotada para a área 4 no cálculo da velocidade

para uma vazão de 40.00 m<sup>3</sup>/h (3.Q)

Vazão 40.0 m<sup>3</sup>/h

Bombçamento 4.Q - Área 4



Cargas

$$\begin{aligned}
 H_1(m) &= \frac{92.84 - 90.43}{2.41} & H_2(m) &= \frac{93.20 - 90.78}{2.42} & H_3(m) &= \frac{91.84 - 90.55}{1.29} & H_4(m) &= \frac{91.84 - 90.55}{1.29}
 \end{aligned}$$

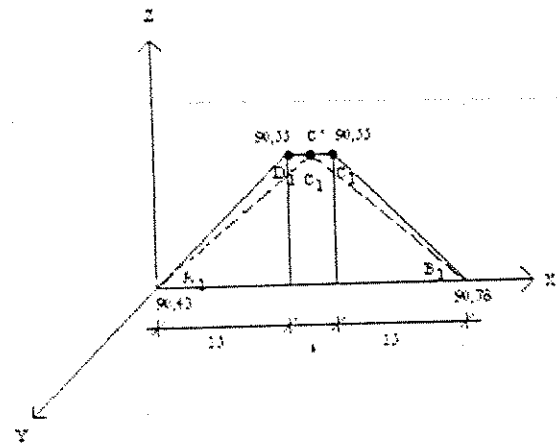
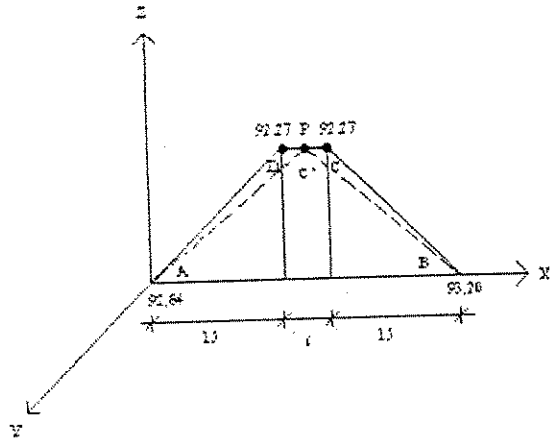
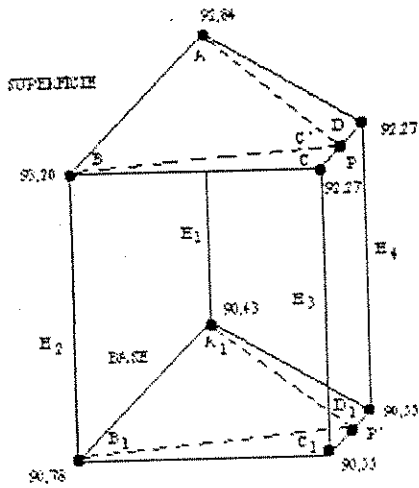
Coordenada dos pontos

| A (m)              | B (m)                 | C (m)                 | D (m)                 |
|--------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| X <sub>1</sub> = 0 | X <sub>2</sub> = 36   | X <sub>3</sub> = 21   | X <sub>4</sub> = 15   |
| Y <sub>1</sub> = 0 | Y <sub>2</sub> = 0    | Y <sub>3</sub> = 18   | Y <sub>4</sub> = 18   |
| Z <sub>1</sub> = 0 | Z <sub>2</sub> = 0,35 | Z <sub>3</sub> = 0,12 | Z <sub>4</sub> = 0,12 |

Fig 5.13 - Configuração adotada para a área 4 no cálculo da velocidade para uma vazão de 40.00 m<sup>3</sup>/h (4.Q)

Vazão 80.80 m<sup>3</sup>/h

Caso com bombeamento - Área 4



Cargas

$$H_1(m) = \frac{92.84 - 90.43}{2.41} \quad H_2(m) = \frac{93.20 - 90.78}{2.42} \quad H_3(m) = \frac{92.27 - 90.55}{1.72} \quad H_4(m) = \frac{92.27 - 90.55}{1.72}$$

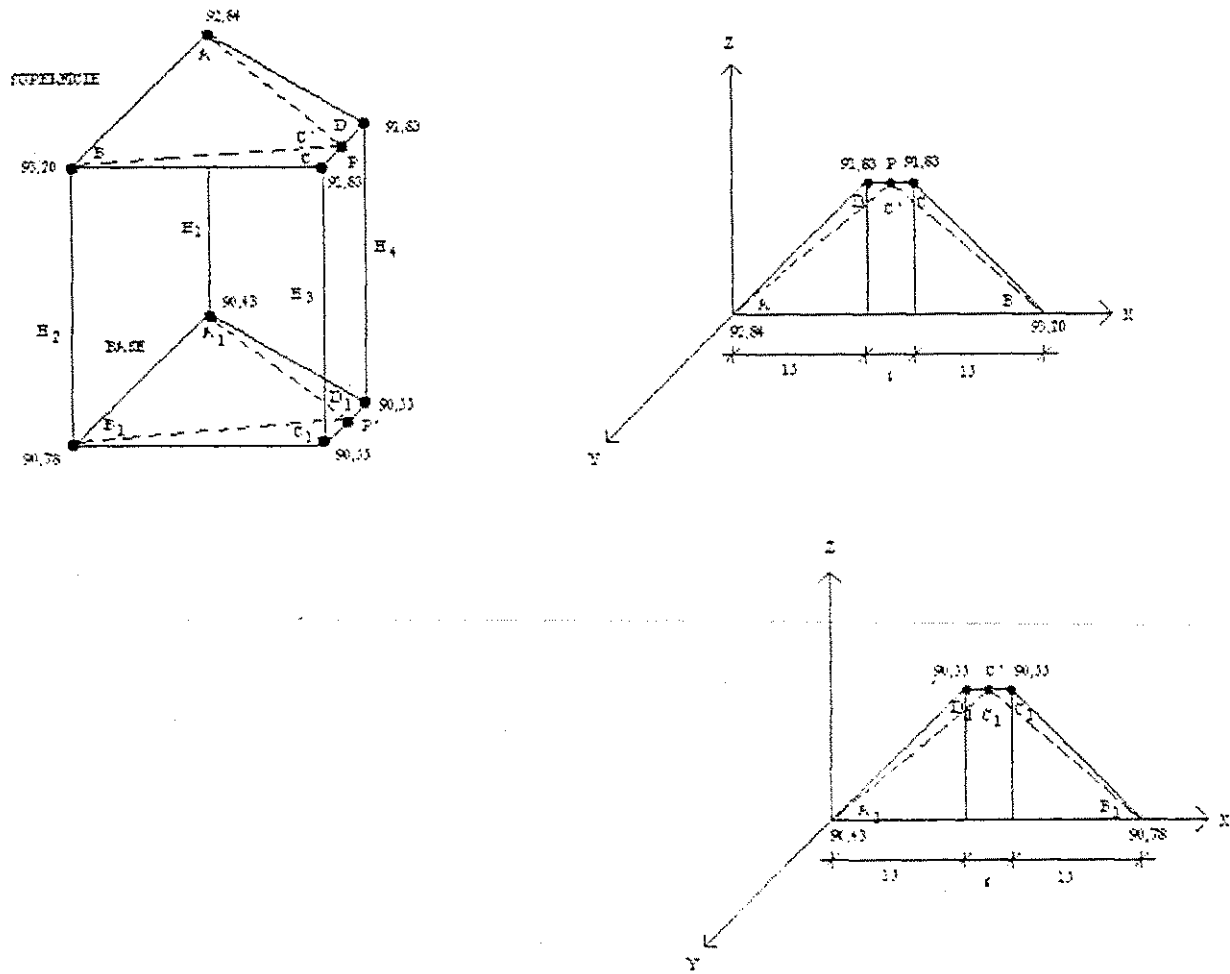
Coordenada dos pontos

| A (m)              | B (m)                 | C (m)                 | D (m)                 |
|--------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| X <sub>1</sub> = 0 | X <sub>2</sub> = 36   | X <sub>3</sub> = 21   | X <sub>4</sub> = 15   |
| Y <sub>1</sub> = 0 | Y <sub>2</sub> = 0    | Y <sub>3</sub> = 18   | Y <sub>4</sub> = 18   |
| Z <sub>1</sub> = 0 | Z <sub>2</sub> = 0.35 | Z <sub>3</sub> = 0.12 | Z <sub>4</sub> = 0.12 |

Fig 5.14 - Configuração adotada para a área 4 no cálculo da velocidade para uma vazão de 80.80 m<sup>3</sup>/h (1.Q)

Vazão 80.80 m<sup>3</sup>/h

Bombeamento 2.Q - Área 4



Cargas

$$\begin{aligned}
 H_1 (m) &= \frac{92.84 - 90.43}{2.41} & H_2 (m) &= \frac{93.20 - 90.78}{2.42} & H_3 (m) &= \frac{91.83 - 90.55}{1.28} & H_4 (m) &= \frac{91.83 - 90.55}{1.28}
 \end{aligned}$$

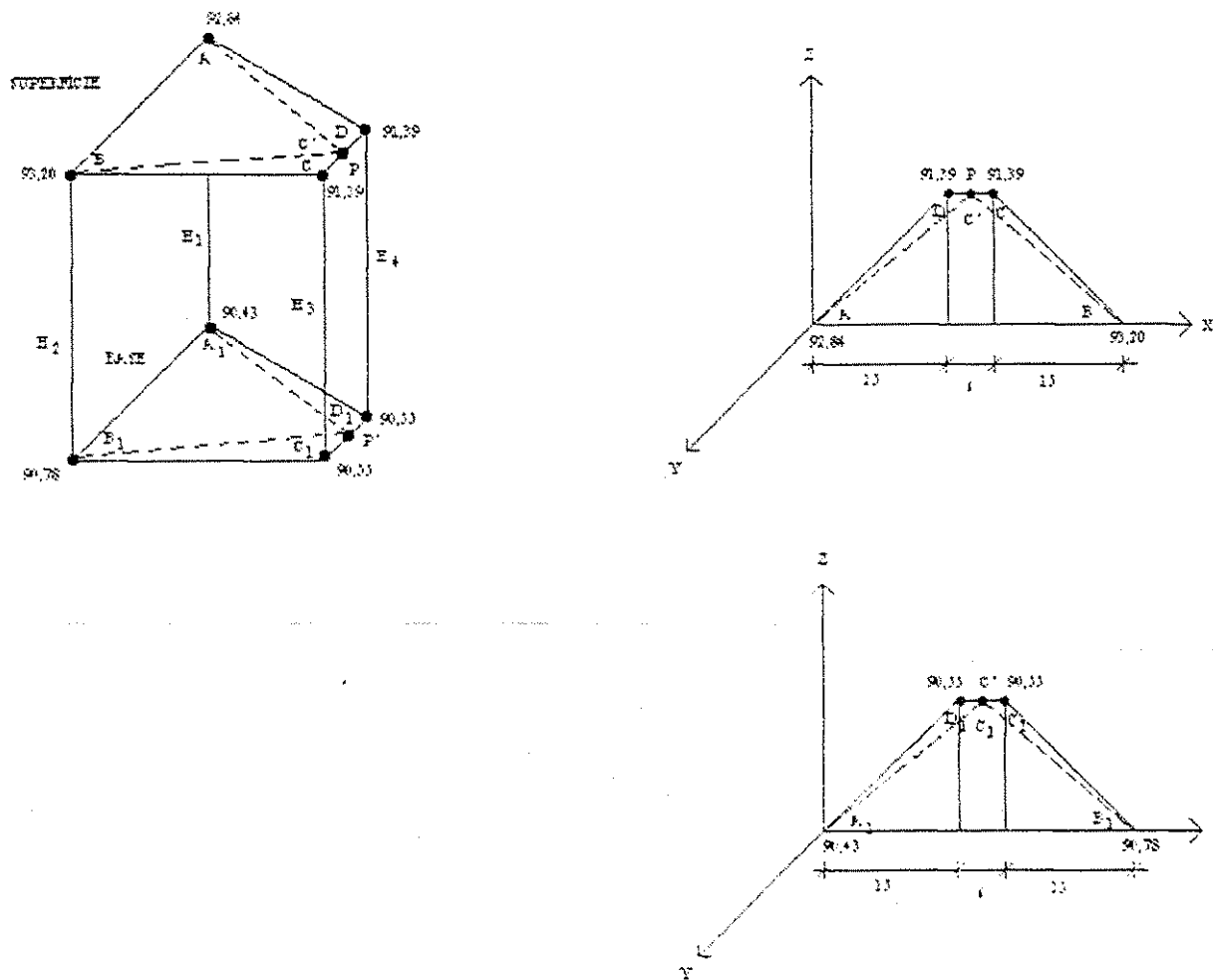
Coordenada dos pontos

| A (m)              | B (m)                 | C (m)                 | D (m)                 |
|--------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| X <sub>1</sub> = 0 | X <sub>2</sub> = 36   | X <sub>3</sub> = 21   | X <sub>4</sub> = 15   |
| Y <sub>1</sub> = 0 | Y <sub>2</sub> = 0    | Y <sub>3</sub> = 18   | Y <sub>4</sub> = 18   |
| Z <sub>1</sub> = 0 | Z <sub>2</sub> = 0.35 | Z <sub>3</sub> = 0.12 | Z <sub>4</sub> = 0.12 |

Fig 5.15 - Configuração adotada para a área 4 no cálculo da velocidade para uma vazão de 80.80 m<sup>3</sup>/h (2.Q)

Vazão 80.80 m<sup>3</sup>/h

Bombeamento 3. Q - Área 4



Cargas

$$H_1(m) = \frac{92.84 - 90.43}{2.41} \quad H_2(m) = \frac{93.20 - 90.78}{2.42} \quad H_3(m) = \frac{91.39 - 90.55}{0.84} \quad H_4(m) = \frac{91.39 - 90.55}{0.84}$$

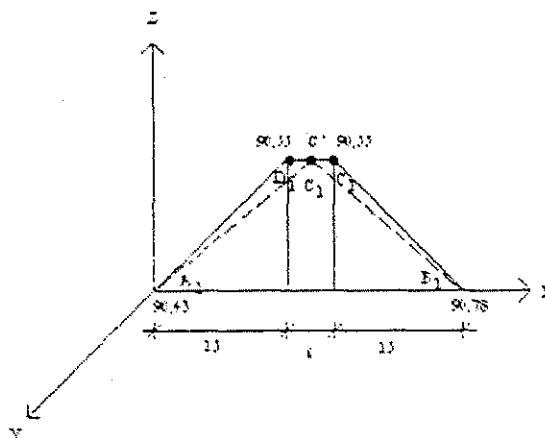
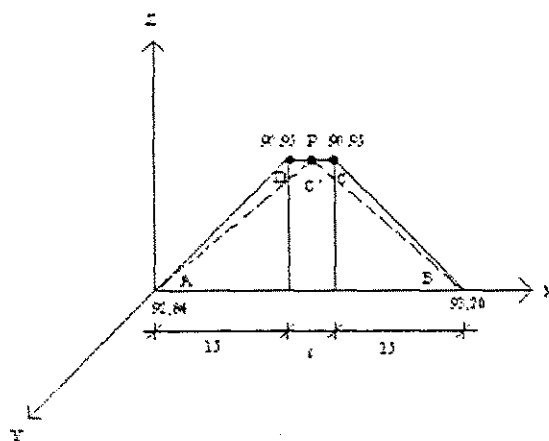
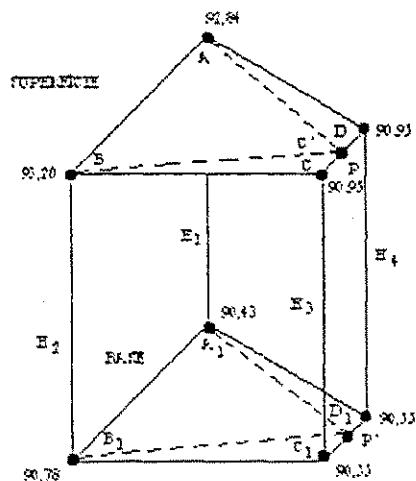
Coordenada dos pontos

| A (m)              | B (m)                 | C (m)                 | D (m)                 |
|--------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| X <sub>1</sub> = 0 | X <sub>2</sub> = 36   | X <sub>3</sub> = 21   | X <sub>4</sub> = 15   |
| Y <sub>1</sub> = 0 | Y <sub>2</sub> = 0    | Y <sub>3</sub> = 18   | Y <sub>4</sub> = 18   |
| Z <sub>1</sub> = 0 | Z <sub>2</sub> = 0.55 | Z <sub>3</sub> = 0.12 | Z <sub>4</sub> = 0.12 |

Fig 5.16 - Configuração adotada para a área 4 no cálculo da velocidade para uma vazão de 80.80 m<sup>3</sup>/h (3.Q)

Vazão 80.80 m<sup>3</sup>/h

Bombeamento 4. Q - Área 4



Cargas

$$H_1(m) = \frac{92.84 - 90.43}{2.41} \quad H_2(m) = \frac{93.20 - 90.78}{2.42} \quad H_3(m) = \frac{90.95 - 90.55}{0.40} \quad H_4(m) = \frac{90.95 - 90.55}{0.40}$$

Coordenada dos pontos

| A (m)              | B (m)                 | C (m)                 | D (m)                 |
|--------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| X <sub>1</sub> = 0 | X <sub>2</sub> = 36   | X <sub>3</sub> = 21   | X <sub>4</sub> = 15   |
| Y <sub>1</sub> = 0 | Y <sub>2</sub> = 0    | Y <sub>3</sub> = 18   | Y <sub>4</sub> = 18   |
| Z <sub>1</sub> = 0 | Z <sub>2</sub> = 0.35 | Z <sub>3</sub> = 0.12 | Z <sub>4</sub> = 0.12 |

Fig 5.17 - Configuração adotada para a área 4 no cálculo da velocidade para uma vazão de 80.80 m<sup>3</sup>/h (4.Q)

### 5.7 Discussão a Respeito das Velocidades Bi-Dimensionais Obtidas na Área de Estudo - ÁREA 4

A respeito das velocidades obtidas nas três deserções,  $V_x$  na direção x (transversal ao rio),  $V_y$  na direção do fluxo e  $V_z$  na direção vertical. Pode-se observar através das figuras 5.7 a 5.19 a configuração adotada para que fosse possível a aplicação do artifício de PINDER (1982) já discutida anteriormente. As tabelas 5.5, 5.6 e 5.7 mostram os valores das componentes da velocidade, o que permite uma avaliação dos comportamentos das mesmas, como também poderá ser feita observações através do comportamento das razões  $40.0 \text{ m}^3/20.9 \text{ m}^3/\text{h}$  e  $80.80 \text{ m}^3/20.90 \text{ m}^3/\text{h}$  e como mostra os gráficos 5.20 e 5.21.

Com a alimentação dos dados para as quatro coordenadas do tetraedro (reduzido a um triângulo), para as quatro cargas hidráulicas ( $H_1, H_2, H_3, H_4$ ), determinou-se não somente as componentes das velocidades ( $V_x, V_y, V_z$ ), como também a resultante  $V_R$  e o ângulo que a mesma faz com a direção do rio (direção Y), tabelas 5.2, 5.3 e 5.4. Os ângulos apresentaram valores pequenos, uma vez que  $V_x$  e  $V_y$  mostraram valores insignificantes comparado a valores de  $V_z$  em todos os casos da taxa de bombeamento adimensional (1.Q a 4.Q). Os baixos valores para  $V_x$  e  $V_z$ , deve-se ao fato de que os dois pontos considerados centrais (C e D) possuem as mesmas cargas hidráulicas.

Observando o caso para a vazão real de  $80.80 \text{ m}^3/\text{h}$  submetida a uma taxa de bombeamento simulado de 1.Q ( $1.80.80 \text{ m}^3/\text{h}$ ), com as cargas centrais  $H_3=H_4=1.72 \text{ m}$ , a velocidade na direção x ( $V_x$ ) foi de  $2.198716 \times 10^{-6} \text{ m/h}$  (quadro 5.1- caso 1), porém para fins acadêmicos, considerou-se as cargas centrais diferentes, ou seja,  $H_3=1.72 \text{ m}$  e  $H_4=1.715 \text{ m}$  (quadro 5.1-caso2);  $V_x$  mostrou um aumento para  $-7.262138 \times 10^{-2} \text{ m/h}$ , o que fica claro que os valores para  $V_x$  registram valores pequenos devido ao fato de que  $H_3=H_4$ . O mesmo



comportamento foi verificado para os valores de  $V_z$  (direção vertical), quando se variaram os valores 1.72m para 1.715m, registrando também mudanças consideráveis. Este comportamento comprova portanto que a teoria de PINDER (1982), para o cálculo das velocidades espaciais, vale igualmente para qualquer tetraedro com  $H_1 \neq H_2 \neq H_3 \neq H_4$ .

Um caso ideal seria do fluxo unidimensional em Y, em que  $H_1$  e  $H_2$  iguais, e  $H_3 = H_4$  iguais, porém diferentes de  $H_1$  e  $H_2$  (quadro 5.2-caso 1), existiria portanto apenas a velocidade na direção Y ( $V_y$ ), com  $V_x = V_z = 0$ . Porém, no caso em que tenhamos uma situação em que  $H_1 \neq H_2$  e  $H_3 \neq H_4$  (quadro 5.2-caso 2), existem todas as componentes da velocidade, sendo que  $V_y$  será predominante, e as outras componentes da velocidade ( $V_x$  e  $V_z$ ) terão valores consideráveis, neste caso, as velocidades se diferem, dependendo das diferenças entre  $H_1$ ,  $H_2$  e  $H_3$ ,  $H_4$ .

O Quadro 5.1 já mencionado, ilustra os comentários anteriores e, onde tem-se as cargas:  $H_1 = 2.41\text{m}$ ,  $H_2 = 2.42\text{m}$ ,  $H_3 = 1.72\text{m}$  e  $H_4 = 1.72\text{m}$  (caso 1) e  $H_1 = 2.41\text{m}$ ,  $H_2 = 2.42\text{m}$ ,  $H_3 = 1.72\text{m}$  e  $H_4 = 1.715\text{m}$  (caso 2). Note que quando  $H_3 = H_4 = 1.72\text{m}$  (caso 1) mostrado no quadro 5.1, embora  $V_x \neq V_y \neq V_z$ , predominou a velocidade na direção Y ( $V_y$ ) e a resultante ( $V_R = \sqrt{V_x^2 + V_y^2}$ ) mostrou o mesmo valor da velocidade na direção Y ( $V_y$ ). Para o caso 2, com  $H_1 \neq H_2 \neq H_3 \neq H_4$ , a resultante ( $V_R = \sqrt{V_x^2 + V_y^2}$ ) mostrou um valor diferente de  $V_y$ , com valores para  $V_x$  e  $V_z$  significantes. Os pequenos valores para  $V_x$  e  $V_z$  deve-se ao fato de que as diferenças entre  $H_1$  e  $H_2$  e entre  $H_3$  e  $H_4$  serem pequenas. O ângulo  $\theta_2$  é bem significante se comparado a  $\theta_1$ .

O quadro 5.2 foi mostrado apenas para fins acadêmicos, ilustrando que, quando há uma diferença considerável entre as cargas, as componentes da velocidade ( $V_x$ ,  $V_y$ ,  $V_z$ )

e o ângulo  $\theta$  apresentaram valores bem superiores que os do quadro 5.1, principalmente para valores de  $V_x$  e  $V_z$ .

No quadro 5.2, onde tem-se  $H_1=H_2=2.50\text{m}$ ,  $H_3=1.50\text{m}$  e  $H_4=1.0\text{m}$ , observa-se  $V_x=-7.26\text{ m/dia}$  (caso 1), indicando uma direção negativa para  $x$ ,  $V_y=8.33\text{ m/dia}$  e com  $V_z=7.47\text{ m/dia}$ . Para este caso o ângulo  $\theta$  foi da ordem de  $41^\circ$ . Para o quadro 5.2-caso 2 onde todas as cargas foram distintas ( $H_1=2.50\text{m}$ ,  $H_2=3.00\text{m}$ ,  $H_3=1.50\text{m}$  e  $H_4=1.00\text{m}$ ), as componentes da velocidade apresentara valores para  $V_x=-7.26\text{ m/dia}$  (mesmo valor do quadro 5.2- caso 1),  $V_y=9.16\text{ m/dia}$  (superior ao valor do quadro 5.2- caso 1) e  $V_z=6.22\text{ m/dia}$  (valor diferente do quadro 5.2 -caso 1). O ângulo  $\theta$  para este caso foi de  $38.38^\circ$ , sendo menor do que o ângulo para o caso 1 do quadro 5.2. Portanto as as componentes da velocidade ( $V_x$ ,  $V_y$  e  $V_z$ ) dependendo não somente das cargas mas também da permeabilidade.

A vista das tabelas 5.5 a 5.7, confeccionadas para as vazões reais de  $20.90\text{ m}^3/\text{h}$ ,  $40.00\text{ m}^3/\text{h}$  e  $80.80\text{ m}^3/\text{h}$  submetidas às taxas de bombeamento simulado variando de  $1.Q$  a  $4.Q$ , onde se evidencia um aumento nas velocidades com o aumento da taxa de bombeamento simulado, enquanto que para o caso em que não há bombeamento a velocidade ao longo do rio ( $V_y$ ) mostrou-se constante com valor de  $1.23\text{ m/d}$ , observando-se aumento à partir da taxa de bombeamento simulado de  $1.Q$  até  $4.Q$ . Os menores valores para as velocidades na direção do fluxo (Tab. 5.6) verificaram para a vazão real de  $20.90\text{ m}^3/\text{h}$  ( $1.81\text{ m/d}$  para  $1.Q$  e  $3.45\text{ m/d}$  para  $4.Q$ ) enquanto que os maiores valores foram verificados para a vazão real de  $80.80\text{ m}^3/\text{h}$  ( $3.36\text{ m/d}$  para  $1.Q$  e  $9.75\text{ m/d}$  para  $4.Q$ ).

A tabela 5.6 e o gráfico 5.1 mostram razões das velocidades calculadas através de  $40.00\text{ m}^3/\text{h}/20.90\text{ m}^3/\text{h}$  mostram também, como era de se esperar, a mesma tendência de menores aumentos para a razão de  $40.00\text{ m}^3/\text{h}/20.90\text{ m}^3/\text{h}$  e maiores para a razão de

80.80 m<sup>3</sup>/h, isto é explicado devido ao fato da existência de gradientes acentuados da superfície freática com altas taxas de bombeamento.

| Coefficiente<br>Nó | $b_j \times 6_v$                                  | $c_j \times 6_v$                                  | $d_j \times 6_v$                                  |
|--------------------|---|---|---|
| 01                 | $z_1y_3+z_3y_4+y_2z_4$<br>$-y_3z_4-y_2z_3-z_2y_4$ | $z_2x_4+x_2z_3+x_3z_4$<br>$-x_2z_4-z_3x_4-z_2x_3$ | $y_3x_4+y_2x_3+x_2y_4$<br>$-x_2y_3-x_3y_4-y_2x_4$ |
| 02                 | $y_3z_4+y_1z_3+z_1y_4$<br>$-z_1y_3-z_3y_4-y_1z_4$ | $x_1z_4+z_3x_4+z_1x_3$<br>$-z_1x_4-z_4x_3-x_1z_3$ | $x_1y_3+x_3y_4+y_1x_4$<br>$-y_3x_4-x_3y_1-x_1y_4$ |
| 03                 | $z_1y_2+z_2y_4+y_1z_4$<br>$-y_2z_4-y_1z_2-z_1y_4$ | $z_1x_4+x_1z_2+x_2z_4$<br>$-x_1z_4-z_2x_4-z_1x_2$ | $y_2x_4+y_1x_2+x_1y_4$<br>$-x_1y_2-x_2y_4-x_4y_1$ |
| 04                 | $y_2z_3+y_1z_2+z_1y_3$<br>$-z_1y_2-z_2y_3-y_1z_3$ | $x_1z_3+z_1x_2+z_2x_3$<br>$-z_1x_3-x_1z_2-x_2z_3$ | $x_1y_2+x_2y_3+x_3y_1$<br>$-y_2x_3-y_1x_2-y_3x_1$ |

NOTA:  $6v = b_1+b_2x_2+b_3x_3$

Tab. 5.1 - Expressões Algébricas para  $b_j$ ,  $c_j$ ,  $d_j$

Tab. 5.2 - Coordenadas, Cargas Hidráulicas, Velocidades, Ângulos e Resultantes

Vazão = 20,90 m<sup>3</sup>/h

| Grp | V <sub>x</sub><br>(m/s) | V <sub>y</sub><br>(m/s) | V <sub>z</sub><br>(m/s) | X0  | Y0  | Z0  | X1   | Y1   | Z1  | X2   | Y2  | Z2   | θ <sub>12</sub> | X3  | Y3    | Z3   | θ <sub>13</sub> | X4    | Y4    | Z4   | θ <sub>14</sub> | Ângulo                 | Resultado<br>V <sub>r</sub> |
|-----|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-----|-----|-----|------|------|-----|------|-----|------|-----------------|-----|-------|------|-----------------|-------|-------|------|-----------------|------------------------|-----------------------------|
| SQ  | 2,26                    | 1,22                    | -2,48                   | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 2,41 | 6,00 | 0,0 | 6,00 | 0,0 | 0,35 | 2,12            | 2,6 | 18,00 | 0,12 | 2,16            | 15,00 | 18,00 | 0,12 | 2,16            | -0,026x10 <sup>5</sup> | 1,24                        |
| LQ  | 2,20                    | 1,80                    | -2,49                   | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 2,41 | 8,00 | 0,0 | 8,00 | 0,0 | 0,35 | 2,42            | 2,0 | 18,00 | 0,12 | 2,04            | 15,00 | 18,00 | 0,12 | 2,04            | -6,97x10 <sup>5</sup>  | 1,86                        |
| 2Q  | 2,20                    | 2,34                    | -2,49                   | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 2,41 | 6,00 | 0,0 | 6,00 | 0,0 | 0,35 | 2,42            | 2,6 | 18,00 | 0,12 | 1,93            | 15,00 | 18,00 | 0,12 | 1,93            | -5,38x10 <sup>5</sup>  | 2,34                        |
| 3Q  | 2,20                    | 2,87                    | -2,48                   | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 2,41 | 8,00 | 0,0 | 8,00 | 0,0 | 0,35 | 2,42            | 2,6 | 18,00 | 0,12 | 1,82            | 15,00 | 18,00 | 0,12 | 1,82            | -4,38x10 <sup>5</sup>  | 2,87                        |
| 4Q  | 2,20                    | 3,15                    | -2,48                   | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 2,41 | 8,00 | 0,0 | 8,00 | 0,0 | 0,35 | 2,42            | 2,6 | 18,00 | 0,12 | 1,70            | 15,00 | 18,00 | 0,12 | 1,70            | -3,65x10 <sup>5</sup>  | 3,15                        |

V<sub>x</sub>, V<sub>y</sub>, V<sub>z</sub> e V<sub>r</sub> em m/s

X, Y, Z e H, em metros

Q em m<sup>3</sup>/h

Tab. 5.3 - Coordenadas, Cargas Hidráulicas, Velocidades, Ângulos e Resultantes

Vazão = 40,00 m<sup>3</sup>/h

| CASO | V <sub>x</sub><br>(x10 <sup>-4</sup> ) | V <sub>y</sub> | V <sub>z</sub><br>(x10 <sup>-3</sup> ) | X1  | Y1  | Z1  | H1   | X2    | Y2  | Z2   | H2   | X3    | Y3    | Z3   | H3   | X4    | Y4    | Z4   | H4   | Angulo                   | Resultante<br>V <sub>R</sub> |
|------|--|----------------|--|-----|-----|-----|------|-------|-----|------|------|-------|-------|------|------|-------|-------|------|------|--------------------------|------------------------------|
| 5Q   | 2,20                                   | 1,23           | -2,48                                  | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 2,41 | 36,00 | 0,0 | 0,35 | 2,42 | 21,00 | 18,00 | 0,12 | 2,16 | 15,00 | 18,00 | 0,12 | 2,16 | -1,02 x 10 <sup>-4</sup> | 1,23                         |
| 1Q   | 2,30                                   | 2,30           | -2,49                                  | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 2,41 | 36,00 | 0,0 | 0,35 | 2,42 | 21,00 | 18,00 | 0,12 | 2,04 | 15,00 | 18,00 | 0,12 | 2,04 | -5,50 x 10 <sup>-5</sup> | 2,30                         |
| 2Q   | 2,20                                   | 3,36           | -2,49                                  | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 2,41 | 36,00 | 0,0 | 0,35 | 2,42 | 21,0  | 18,00 | 0,12 | 1,93 | 15,00 | 18,00 | 0,12 | 1,93 | -3,75 x 10 <sup>-5</sup> | 3,36                         |
| 3Q   | 2,70                                   | 4,37           | -2,48                                  | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 2,41 | 36,00 | 0,0 | 0,35 | 2,42 | 21,00 | 18,00 | 0,12 | 1,82 | 15,00 | 18,00 | 0,12 | 1,82 | -2,33 x 10 <sup>-5</sup> | 4,37                         |
| 4Q   | 2,20                                   | 5,44           | -2,48                                  | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 2,41 | 36,00 | 0,0 | 0,35 | 2,42 | 21,00 | 18,00 | 0,12 | 1,70 | 15,00 | 18,00 | 0,12 | 1,70 | -2,32 x 10 <sup>-5</sup> | 5,44                         |

V<sub>x</sub>, V<sub>y</sub>, V<sub>z</sub> e V<sub>R</sub> em m/s

X, Y, Z e H em metros

Q em m<sup>3</sup>/h

Tab. 5.4 - Coordenadas, Cargas Hidraulicas, Velocidades, Ângulos e Resultantes

Vazão = 80,80 m<sup>3</sup>/h

| CASO | Vx<br>(x10 <sup>6</sup> ) | Vy   | Vz<br>(x10 <sup>3</sup> ) | X1  | Y1  | Z1  | H1   | X2    | Y2  | Z2   | H2   | X3    | Y3    | Z3   | H3   | X4    | Y4    | Z4   | H4   | Angulo                   | Resultante<br>V <sub>R</sub> |
|------|---------------------------|------|---------------------------|-----|-----|-----|------|-------|-----|------|------|-------|-------|------|------|-------|-------|------|------|--------------------------|------------------------------|
| 5Q   | 2,20                      | 1,23 | -2,48                     | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 2,41 | 36,00 | 0,0 | 0,35 | 2,42 | 21,00 | 18,00 | 0,12 | 2,16 | 15,00 | 18,00 | 0,12 | 2,16 | -1,02 x 10 <sup>-4</sup> | 1,23                         |
| 1Q   | 2,20                      | 3,36 | -2,49                     | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 2,41 | 36,00 | 0,0 | 0,35 | 2,42 | 21,00 | 18,00 | 0,12 | 2,04 | 15,00 | 18,00 | 0,12 | 2,04 | -3,75 x 10 <sup>-3</sup> | 3,36                         |
| 2Q   | 2,20                      | 5,49 | -2,49                     | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 2,41 | 36,00 | 0,0 | 0,35 | 2,42 | 21,0  | 18,00 | 0,12 | 1,93 | 15,00 | 18,00 | 0,12 | 1,93 | -2,29 x 10 <sup>-5</sup> | 5,49                         |
| 3Q   | 2,20                      | 7,61 | -2,48                     | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 2,41 | 36,00 | 0,0 | 0,35 | 2,42 | 21,00 | 18,00 | 0,12 | 1,82 | 15,00 | 18,00 | 0,12 | 1,82 | -1,65 x 10 <sup>-4</sup> | 7,62                         |
| 4Q   | 2,20                      | 9,75 | -2,48                     | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 2,41 | 36,00 | 0,0 | 0,35 | 2,42 | 21,00 | 18,00 | 0,12 | 1,70 | 15,00 | 18,00 | 0,12 | 1,70 | -1,61 x 10 <sup>-3</sup> | 9,75                         |

Vx, Vy, Vz e V<sub>R</sub> em m/s

X, Y, Z e H em metros

Q em m<sup>3</sup>/h

Tab. 5.5 - Velocidade na direção X

| CASO | Q = 20,90<br>m <sup>3</sup> /h | Q = 40,00<br>m <sup>3</sup> /h | Q = 80,80<br>m <sup>3</sup> /h | % AUMENTO     |               |
|------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------|---------------|
|      |                                |                                |                                | 40,00 / 20,90 | 80,80 / 20,90 |
| SQ   | 2,19872                        | 2,19872                        | 2,19872                        | 1,00          | 1,00          |
| 1 Q  | 2,19872                        | 2,19872                        | 2,19872                        | 1,27          | 1,86          |
| 2 Q  | 2,19872                        | 2,19872                        | 2,19872                        | 1,44          | 2,35          |
| 3 Q  | 2,19872                        | 2,19872                        | 2,19872                        | 1,52          | 2,66          |
| 4 Q  | 2,19872                        | 2,19872                        | 2,19872                        | 1,58          | 2,83          |

V em m/d

fator de escala para Vx - 10<sup>-6</sup>

Tab. 5.6 - Velocidade na direção Y

| CASO | Q = 20,90<br>m <sup>3</sup> /h | Q = 40,00<br>m <sup>3</sup> /h | Q = 80,80<br>m <sup>3</sup> /h | % AUMENTO     |               |
|------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------|---------------|
|      |                                |                                |                                | 40,00 / 20,90 | 80,80 / 20,90 |
| SQ   | 1,23                           | 1,23                           | 1,23                           | 1,00          | 1,00          |
| 1 Q  | 1,81                           | 2,29                           | 3,36                           | 1,27          | 1,86          |
| 2 Q  | 2,34                           | 3,36                           | 5,49                           | 1,44          | 2,35          |
| 3 Q  | 2,87                           | 4,37                           | 7,62                           | 1,52          | 2,66          |
| 4 Q  | 3,45                           | 5,44                           | 9,75                           | 1,58          | 2,83          |

V em m/d

Tab. 5.7 - Velocidade na direção Z

| CASO | Q = 20,90<br>m <sup>3</sup> /h | Q = 40,00<br>m <sup>3</sup> /h | Q = 80,80<br>m <sup>3</sup> /h | % AUMENTO     |               |
|------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------|---------------|
|      |                                |                                |                                | 40,00 / 20,90 | 80,80 / 20,90 |
| SQ   | - 2,4899                       | - 2,4899                       | - 2,4899                       | 1,00          | 1,00          |
| 1 Q  | - 2,4902                       | - 2,4902                       | - 2,4902                       | 1,27          | 1,86          |
| 2 Q  | - 2,4902                       | - 2,4902                       | - 2,4902                       | 1,44          | 2,35          |
| 3 Q  | - 2,4899                       | - 2,4902                       | - 2,4902                       | 1,52          | 2,66          |
| 4 Q  | - 2,4899                       | - 2,4902                       | - 2,4902                       | 1,58          | 2,83          |

V em m/d

fator de escala para Vz - 10<sup>-3</sup>

## Quadro 5.1 - Caso 1

$$H_1(m) = 2.41$$

$$H_2(m) = 2.42$$

$$H_3(m) = 1.72$$

$$H_4(m) = 1.72$$

Permeabilidades:

$$K_{xx} = 26.144 \text{ m/dia}$$

$$K_{yy} = 26.144 \text{ m/dia}$$

$$K_{zz} = 0.026144 \text{ m/dia}$$

$$V_x = \text{Velocidade na direção X} = 2.198716 \cdot 10^{-6} \text{ m/dia}$$

$$V_y = \text{Velocidade na direção Y} = 3.357221 \text{ m/dia}$$

$$V_z = \text{Velocidade na direção Z} = -2.490146 \cdot 10^{-6} \text{ m/dia}$$

$$\text{Resultante} = \sqrt{(1x)^2 + (1j)^2} = 3.357221$$

$$\theta \text{ em angulo} = -3.750914 \cdot 10^{-5}$$



Quadro 5.1 - Caso 2

$$H_1(m) = 2.41$$

$$H_2(m) = 2.42$$

$$H_3(m) = 1.72$$

$$H_4(m) = 1.715$$

$$K_{xx} = 26.144 \text{ m/dia}$$

$$K_{yy} = 26.144 \text{ m/dia}$$

$$K_{zz} = 0.026144 \text{ m/dia}$$

$$V_x = \text{Velocidade na direção X} = -7.262138 \cdot 10^{-2} \text{ m/dia}$$

$$V_y = \text{Velocidade na direção Y} = 3.392149 \text{ m/dia}$$

$$V_z = \text{Velocidade na direção Z} = 0.04979736 \cdot 10^{-6} \text{ m/dia}$$

$$\text{Resultante} = \sqrt{(I_x^2 + I_y^2)} = 3.392626$$

$$\theta \text{ em angulo} = 1.225945$$

## Quadro 5.2 - Caso 1

$$H_1 \text{ (m)} = 2.50$$

$$H_2 \text{ (m)} = 2.50$$

$$H_3 \text{ (m)} = 1.50$$

$$H_4 \text{ (m)} = 1.00$$

Permeabilidades:

$$K_{xx} = 26.144 \text{ m/dia}$$

$$K_{yy} = 26.144 \text{ m/dia}$$

$$K_{zz} = 0.026144 \text{ m/dia}$$

$$V_x = \text{Velocidade na direção X} = -7.262388 \text{ m/dia}$$

$$V_y = \text{Velocidade na direção Y} = 8.334264 \text{ m/dia}$$

$$V_z = \text{Velocidade na direção Z} = -7.469898 \text{ m/dia}$$

$$\text{Resultante} = \sqrt{(V_x^2 + V_y^2)} = 11.05451$$

$$\theta \text{ em angulo} = -41.05202$$

## Quadro 5.2 - Caso 2

|   |
|---|
| $H_1(m) = 2.50$   |
| $H_2(m) = 3.00$   |
| $H_3(m) = 1.50$   |
| $H_4(m) = 1.00$   |
| $K_{xx} = 26.144 \text{ m/dia}$                                       |
| $K_{yy} = 26.144 \text{ m/dia}$                                       |
| $K_{zz} = 0.026144 \text{ m/dia}$                                     |
| $V_x = \text{Velocidade na direção X} = -7.262388 \quad \text{m/dia}$ |
| $V_y = \text{Velocidade na direção Y} = 9.164232 \quad \text{m/dia}$  |
| $V_z = \text{Velocidade na direção Z} = 6.224915 \quad \text{m/dia}$  |
| Resultante = $\sqrt{(I\dot{x}^2 + I\dot{y}^2)} = 11.69296$            |
| $\theta \text{ em angulo} = 38.38035$                                 |

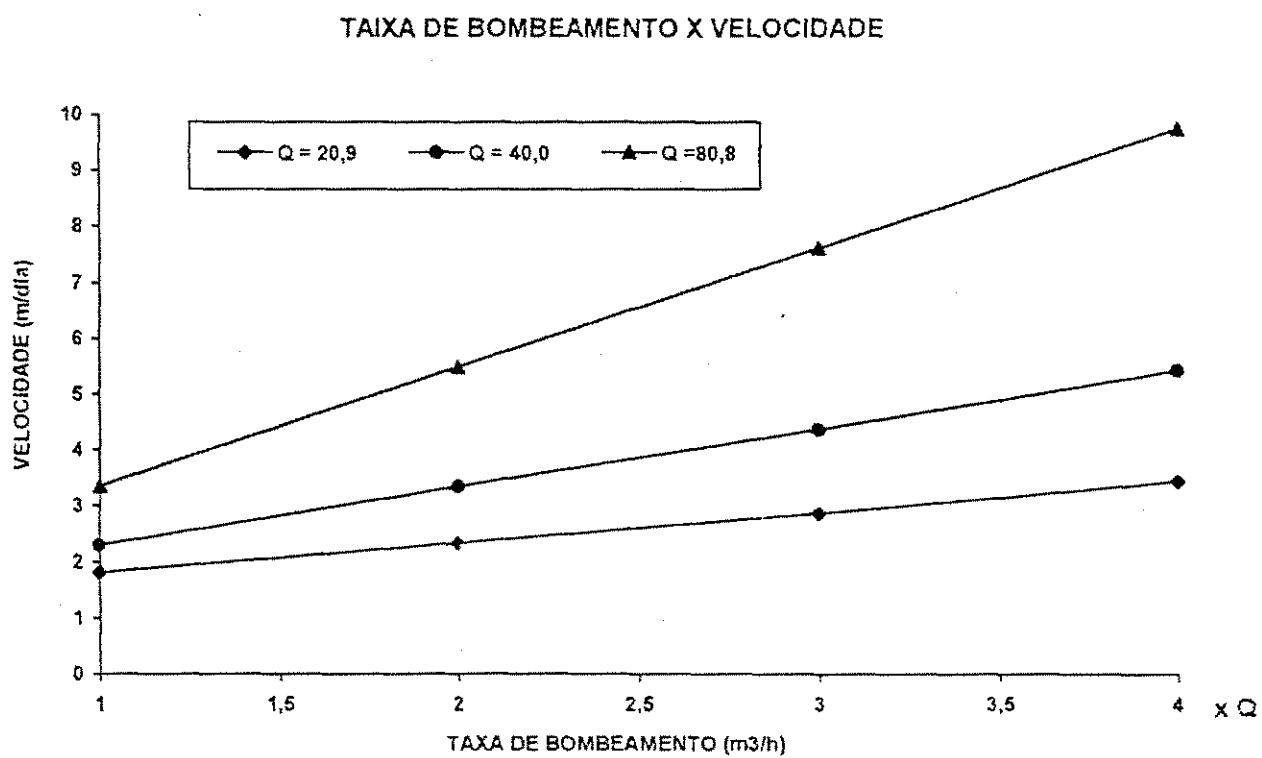


Fig. 5.18 - Gráfico da velocidade na direção Y versus taxa de bombeamento para as vazões de 20.90, 40.00 e 80.80 m<sup>3</sup>/h

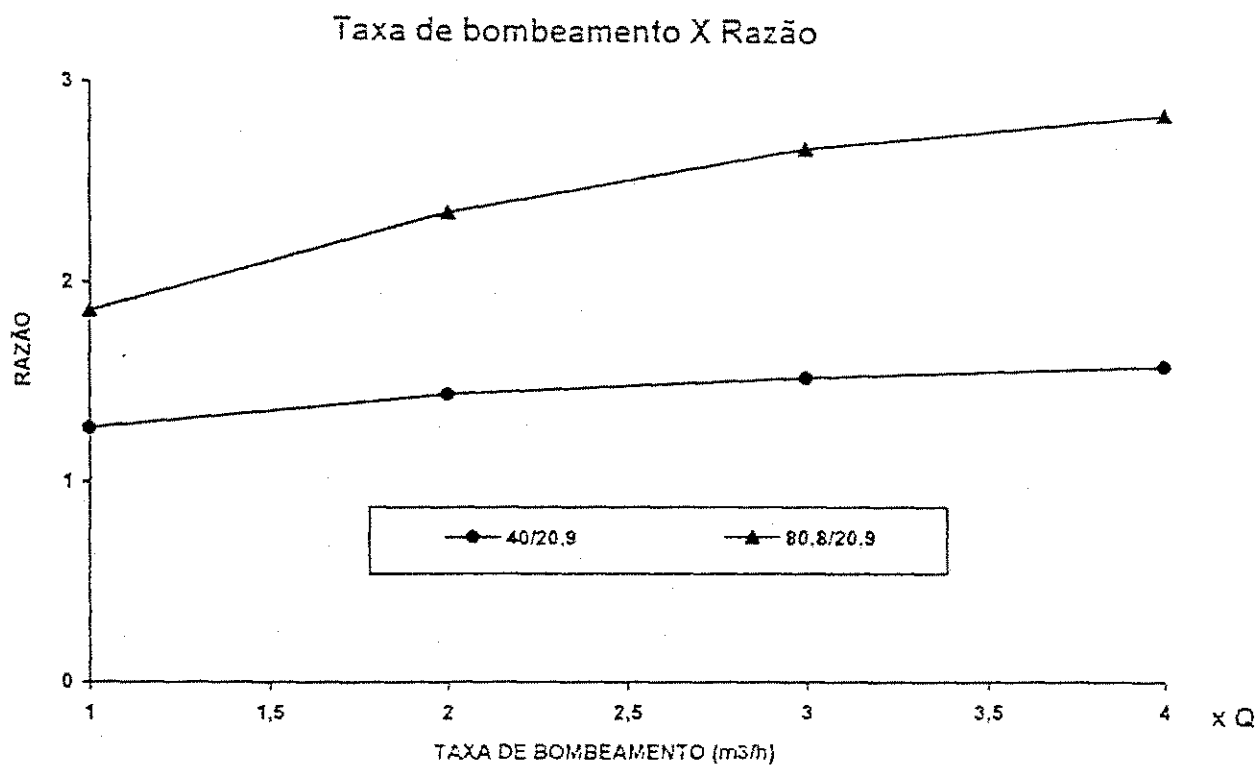


Fig. 5.19 - Gráfico da velocidade na direção Y versus razão das vazões

## **6.0 - INFLUÊNCIA DAS ALTAS TAXAS DE BOMBEAMENTO SOBRE OS REBAIXAMENTOS BI-DIMENSIONAL NA ÁREA DE CAPTURA E A INFILTRAÇÃO INDUZIDA DO RIO PARA O AQUÍFERO**

### **6.1 Introdução**

A quantificação do volume da água transportada exige um conhecimento profundo dos parâmetros do sistema. O fluxo subterrâneo na maioria dos casos é obtido através de relações derivadas usando os dados dos poços de observações. As declividades freáticas dos aquíferos, sob condições naturais parecem ser pequenas, porém, a respeito dos aquíferos adjacentes aos rios, com dimensões limitadas, as declividades longitudinais e transversais ao rio serão consideravelmente altas. Esta situação se complica ainda mais com a ondulação da base do aquífero. Assim, investigou-se o desenvolvimento das cargas bidimensionais e o efeito que as mesmas sofrem quando sujeitas às altas taxas de bombeamento.

O traçado das áreas das zonas de captura do poço, da zona de indução direta do rio é de grande importância no monitoramento do aquífero em caso de uma eventual contaminação do mesmo, como auxilia também na construção de obras hidráulicas. Neste trabalho planimetraram-se as áreas da zona de captura do poço e a zona de captura da infiltração induzida (para a área 3 e área 4), observando a influência que estas zonas sofrem quando sujeitas a diferentes taxas de bombeamento.

## 6.2 Cargas Bidimensionais Desenvolvidas nos Aquíferos Livres nas Áreas de Estudo

As áreas A3 e A4 escolhidas para este estudo localizam-se próximas, porém, foram consideradas como se pertencessem a aquíferos diferentes por possuírem características hidráulicas, geológicas e vazões diferentes como mostram os perfis litológicos de cada área (anexo 1). As cargas desenvolvidas para a área 3 (A3) e área 4 (A4), estão contidas dentro das áreas limitadas pelos raios de influência de 120.0m e 18.0m respectivamente. As cargas desenvolvidas tiveram como nível de referência +90.0 (para melhor manipulação de dados), e a partir do qual todos os outros níveis foram reduzidos. Estas cargas serão discutidas para diferentes taxas de bombeamento de 1.Q, 2.Q, 3.Q e 4.Q sendo Q, a vazão adotada pela CDRM (Tab. 4.3 para A3 e Tab. 4.4 para A4). As cargas longitudinais e transversais ao rio foram determinadas através do método de interpolação (e extrapolação onde se fez necessário) utilizando a equação de DUPUIT, tanto para a A3 como para a A4. Enquanto na maioria dos casos as cargas consideradas concordassem, pequenos ajustes foram necessários em alguns casos, a fim de encontrar uma curva suave que se ajustasse à equação de DUPUIT.

As tabelas 6.5 e 6.6 mostram as cargas bidimensionais desenvolvidas para a base e para a superfície do aquífero sem bombeamento para a área 4. Na área 4, o lado que mostra a variação da carga de 92.84m para 91.94m está próximo ao rio, enquanto que as cargas que variam de 93.20m para 92.82m está no lado mais afastado do rio. O poço nº 3 localiza-se no centro (Fig.4.4), com uma carga de 92.71m. A rede é de 13x13 (para ambas as áreas) representando 13 cargas transversais e 13 cargas longitudinais. Assim a rede representa uma

área retangular (redonda como consequência da simulação do aquífero, com um raio de influência igual a  $r_f$ ), com 12 espaçamentos de  $dx$  ( $dx-dy$ ) representando o diâmetro do aquífero circular.

As tabelas 6.7 a 6.18 mostram as cargas desenvolvidas com a aplicação de diferentes taxas de bombeamento (1.Q, 2.Q, 3.Q e 4.Q) como explicado anteriormente, aplicadas a três vazões fornecidas pela CDRM (Tabela 4.4) para a área 4.

As tabelas 6.19 e 6.20 mostram as cargas bidimensionais realizadas para a base e para a superfície sem bombeamento da área 3, respectivamente. As cargas bidimensionais realizadas pela aplicação das mesmas taxas de bombeamento da área 4 são mostradas nas tabelas 6.21 a 6.32 para vazões fornecidas pela CDRM, para a Área 3 Tab. 4.3.

Observando a tabela 6.20, para a área 3, verifica-se que as variações das cargas bidimensionais de 93.66m para 90.65m mostra o lado mais próximo ao nó, enquanto que a variação das cargas de 92.49m para 91.13m mostra o lado mais afastado do nó. O poço nº 1 localiza-se no centro da malha 13X13 com uma carga de 91.99m (Fig. 4.4).

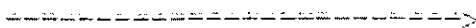
Além de regressão linear calcularam-se os rebaxamentos provocados pelas vazões de 20.Q, 40.Q e 80.8m<sup>3</sup>/h, os quais foram apresentados em forma de cargas a partir da superfície até o fundo do aquífero (tabelas 6.2, 6.3 e 6.4) somente para a área 4 (A4), pois se trata da área de maior interesse neste trabalho, para fins de verificação da coerência da metodologia apresentada (equação de DUPUIT).



Poço N° 3 - Área 4

Base 90.00 m

Direção do Rio Piranhas



Vazão referência= Q do teste de bombeamento realizados pela CDRM, m<sup>3</sup>/h

|       | Sem Q | 1.Q   | 2.Q   | 3.Q   | 4.Q   | cragas | extremas |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|----------|
| 20.90 | 92.71 | 92.59 | 92.48 | 92.37 | 92.25 | 93.03  | 92.39    |
| 40.00 | 92.71 | 92.49 | 92.27 | 92.06 | 91.84 | 93.03  | 92.39    |
| 80.80 | 92.71 | 92.27 | 91.83 | 92.39 | 90.95 | 93.03  | 92.39    |

Tabela 6.1- Cargas centrais e extremas da rede na área 4 em metros

Para a Vazão de 20.90 m<sup>3</sup>/h

| Q (m <sup>3</sup> /h) | Q= 20.90 | 2.Q   | 3.Q   | 4.Q   | 4.347.Q     |
|-----------------------|----------|-------|-------|-------|-------------|
| H (m)                 | 92.59    | 92.48 | 92.37 | 92.25 | 90.55(base) |

\* 90.55 é a carga de referência na base do aquífero

Tabela 6.2- Cargas centrais obtidas através da regressão linear

onde:

Q= Vazão adotada pela CDRM

H= Carga no centro do poço, em metros,

O coeficiente de Correlação e de Regressão foram na ordem de 0.9892175 e 0.97844734 respectivamente.

O erro padrão de Estimativa foi da ordem de  $3.708 \times 10^{-02}$

**Para a Vazão de 40.00 m<sup>3</sup>/h**

|                       |          |       |       |       |             |
|-----------------------|----------|-------|-------|-------|-------------|
| Q (m <sup>3</sup> /h) | Q= 40.00 | 2.Q   | 3.Q   | 4.Q   | 4.347.Q     |
| H (m)                 | 92.49    | 92.27 | 92.06 | 92.25 | 90.55(base) |

**Tabela 63-Cargas centrais obtidas através da regressão linear**

onde:

Q= Vazão adotada pela CDRM

H= Carga no centro do poço, em metros,

O coeficiente de Correlação e de Regressão foram na ordem de 0.98966972 e 0.9795278, respectivamente.

O erro padrão de Estimativa foi da ordem de  $6.917 \times 10^{-02}$

Para a Vazão de 80.80 m<sup>3</sup>/h

|                       |          |       |       |       |             |
|-----------------------|----------|-------|-------|-------|-------------|
| Q (m <sup>3</sup> /h) | Q= 80.80 | 2.Q   | 3.Q   | 4.Q   | 4.347.Q     |
| H (m)                 | 92.27    | 91.83 | 91.39 | 90.95 | 90.55(base) |

Tabela 6.4- Cargas centrais obtidas através da regressão linear

onde:

Q= Vazão adotada pela CDRM

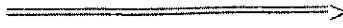
H= Carga no centro do poço, em metros;

O coeficiente de Correlação e de Regressão foram na ordem de 0.99984 e 0.996747, respectivamente.

O erro padrão de Estimativa foi da ordem de  $5.618 \times 10^{-02}$ .

Assim, as cargas extrapoladas atingiram uma alta precisão através do método utilizado.

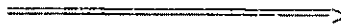
DIREÇÃO DO RIO



|       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 90.43 | 90.43 | 90.42 | 90.42 | 90.42 | 90.41 | 90.41 | 90.41 | 90.40 | 90.40 | 90.40 | 90.39 | 90.39 |
| 90.45 | 90.45 | 90.44 | 90.44 | 90.44 | 90.43 | 90.43 | 90.43 | 90.42 | 90.42 | 90.42 | 90.41 | 90.41 |
| 90.46 | 90.46 | 90.46 | 90.45 | 90.45 | 90.45 | 90.45 | 90.45 | 90.45 | 90.44 | 90.44 | 90.44 | 90.44 |
| 90.47 | 90.47 | 90.47 | 90.47 | 90.47 | 90.47 | 90.46 | 90.46 | 90.46 | 90.46 | 90.46 | 90.46 | 90.46 |
| 90.51 | 90.51 | 90.50 | 90.50 | 90.50 | 90.50 | 90.49 | 90.49 | 90.49 | 90.49 | 90.48 | 90.48 | 90.48 |
| 90.54 | 90.54 | 90.53 | 90.53 | 90.53 | 90.53 | 90.52 | 90.52 | 90.52 | 90.52 | 90.51 | 90.51 | 90.51 |
| 90.58 | 90.58 | 90.57 | 90.57 | 90.56 | 90.56 | 90.55 | 90.55 | 90.55 | 90.54 | 90.54 | 90.53 | 90.53 |
| 90.61 | 90.60 | 90.60 | 90.59 | 90.59 | 90.58 | 90.58 | 90.57 | 90.57 | 90.56 | 90.56 | 90.55 | 90.55 |
| 90.64 | 90.63 | 90.63 | 90.62 | 90.62 | 90.61 | 90.61 | 90.60 | 90.60 | 90.59 | 90.59 | 90.58 | 90.58 |
| 90.68 | 90.67 | 90.67 | 90.66 | 90.65 | 90.65 | 90.64 | 90.63 | 90.63 | 90.62 | 90.61 | 90.61 | 90.60 |
| 90.71 | 90.70 | 90.69 | 90.69 | 90.68 | 90.67 | 90.66 | 90.66 | 90.65 | 90.64 | 90.63 | 90.63 | 90.62 |
| 90.75 | 90.74 | 90.73 | 90.72 | 90.72 | 90.71 | 90.70 | 90.69 | 90.68 | 90.67 | 90.67 | 90.66 | 90.65 |
| 90.78 | 90.77 | 90.76 | 90.75 | 90.74 | 90.73 | 90.72 | 90.72 | 90.71 | 90.70 | 90.69 | 90.68 | 90.67 |

Tab. 6.5 - Cargas hidráulicas realizadas sem bombeamento para a base da área 4 (bi-dimensional), em metros

DIREÇÃO DO RIO



|       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 92.84 | 92.76 | 92.69 | 92.62 | 92.54 | 92.47 | 92.39 | 92.32 | 92.24 | 92.17 | 92.09 | 92.01 | 91.94 |
| 92.87 | 92.80 | 92.73 | 92.66 | 92.58 | 92.51 | 92.44 | 92.37 | 92.30 | 92.23 | 92.15 | 92.08 | 92.01 |
| 92.91 | 92.84 | 92.77 | 92.71 | 92.64 | 92.57 | 92.50 | 92.43 | 92.36 | 92.30 | 92.23 | 92.16 | 92.09 |
| 92.93 | 92.87 | 92.80 | 92.74 | 92.67 | 92.61 | 92.55 | 92.48 | 92.42 | 92.35 | 92.29 | 92.22 | 92.16 |
| 92.97 | 92.91 | 92.85 | 92.79 | 92.72 | 92.66 | 92.60 | 92.54 | 92.48 | 92.42 | 92.35 | 92.29 | 92.23 |
| 92.99 | 92.93 | 92.88 | 92.82 | 92.76 | 92.71 | 92.65 | 92.59 | 92.54 | 92.48 | 92.42 | 92.37 | 92.31 |
| 93.03 | 92.98 | 92.92 | 92.87 | 92.82 | 92.76 | 92.71 | 92.66 | 92.60 | 92.55 | 92.50 | 92.44 | 92.39 |
| 93.05 | 93.00 | 92.95 | 92.90 | 92.85 | 92.80 | 92.75 | 92.70 | 92.65 | 92.60 | 92.55 | 92.50 | 92.45 |
| 93.09 | 93.04 | 92.99 | 92.95 | 92.90 | 92.85 | 92.80 | 92.76 | 92.71 | 92.66 | 92.61 | 92.57 | 92.52 |
| 93.11 | 93.07 | 93.02 | 92.98 | 92.94 | 92.90 | 92.85 | 92.81 | 92.77 | 92.73 | 92.68 | 92.64 | 92.60 |
| 93.15 | 93.11 | 93.07 | 93.03 | 92.99 | 92.95 | 92.91 | 92.87 | 92.83 | 92.79 | 92.75 | 92.71 | 92.67 |
| 93.17 | 93.13 | 93.10 | 93.06 | 93.03 | 92.99 | 92.96 | 92.92 | 92.89 | 92.85 | 92.82 | 92.78 | 92.75 |
| 93.20 | 93.17 | 93.14 | 93.10 | 93.07 | 93.04 | 93.01 | 92.98 | 92.95 | 92.91 | 92.88 | 92.85 | 92.82 |

Tab. 6.6 - Cargas hidráulicas realizadas sem bombeamento para a superfície da Área 4 (bi-dimensional), em metros

92.84 92.76 92.69 92.62 92.54 92.47 92.39 92.32 92.24 92.17 92.09 92.01 91.94  
 92.87 92.80 92.73 92.66 92.58 92.51 92.44 92.37 92.30 92.23 92.15 92.08 92.01  
 92.91 92.84 92.77 92.70 92.62 92.55 92.48 92.41 92.35 92.29 92.23 92.16 92.09  
 92.93 92.87 92.80 92.73 92.66 92.59 92.52 92.46 92.40 92.34 92.29 92.22 92.16  
 92.97 92.90 92.83 92.77 92.70 92.63 92.56 92.51 92.45 92.40 92.35 92.29 92.23  
 92.99 92.93 92.87 92.80 92.73 92.66 92.59 92.55 92.50 92.46 92.41 92.36 92.31  
 93.03 92.97 92.90 92.84 92.77 92.70 92.59 92.59 92.56 92.52 92.48 92.43 92.39  
 93.05 93.00 92.94 92.88 92.82 92.76 92.69 92.66 92.62 92.58 92.54 92.50 92.45  
 93.09 93.03 92.98 92.93 92.87 92.82 92.77 92.73 92.69 92.65 92.61 92.57 92.52  
 93.11 93.07 93.02 92.98 92.93 92.88 92.83 92.79 92.75 92.72 92.68 92.64 92.60  
 93.15 93.11 93.07 93.02 92.98 92.93 92.89 92.86 92.82 92.79 92.75 92.71 92.67  
 93.17 93.13 93.10 93.06 93.03 92.99 92.95 92.92 92.88 92.85 92.82 92.78 92.75  
 93.20 93.17 93.14 93.10 93.07 93.04 93.01 92.98 92.95 92.91 92.88 92.85 92.82

Tab. 6.7 - Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento  $Q = Q$   
(caso bi-dimensional), em metros, para a vazão de 20.90 m<sup>3</sup>/h

## DIREÇÃO DO RIO

92.84 92.76 92.69 92.62 92.54 92.47 92.39 92.32 92.24 92.17 92.09 92.01 91.94  
 92.87 92.80 92.73 92.66 92.58 92.50 92.43 92.36 92.29 92.23 92.15 92.08 92.01  
 92.91 92.84 92.77 92.69 92.61 92.54 92.47 92.40 92.34 92.28 92.23 92.16 92.09  
 92.93 92.87 92.80 92.72 92.64 92.57 92.50 92.44 92.39 92.33 92.28 92.22 92.16  
 92.97 92.90 92.82 92.75 92.67 92.60 92.53 92.47 92.43 92.38 92.34 92.29 92.23  
 92.99 92.93 92.86 92.78 92.70 92.62 92.53 92.50 92.47 92.44 92.40 92.35 92.31  
 93.03 92.96 92.89 92.82 92.74 92.64 92.48 92.53 92.52 92.50 92.46 92.42 92.39  
 93.05 92.99 92.93 92.86 92.79 92.71 92.63 92.61 92.59 92.56 92.53 92.49 92.45  
 93.09 93.03 92.97 92.91 92.85 92.79 92.73 92.69 92.66 92.63 92.60 92.56 92.52  
 93.11 93.07 93.02 92.96 92.91 92.86 92.81 92.77 92.74 92.71 92.67 92.64 92.60  
 93.15 93.11 93.07 93.02 92.97 92.92 92.88 92.84 92.81 92.78 92.75 92.71 92.67  
 93.17 93.13 93.10 93.06 93.02 92.98 92.95 92.91 92.88 92.85 92.82 92.78 92.75  
 93.20 93.17 93.14 93.10 93.07 93.04 93.01 92.98 92.95 92.91 92.88 92.85 92.82

Tab. 6.8 - Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento  $Q = 2Q$   
(caso bi-dimensional), em metros, para a vazão de 20.90 m<sup>3</sup>/h

92.84 92.76 92.69 92.62 92.54 92.47 92.39 92.32 92.24 92.17 92.09 92.01 91.94  
 92.87 92.80 92.73 92.66 92.57 92.50 92.42 92.35 92.29 92.23 92.15 92.08 92.01  
 92.91 92.84 92.77 92.69 92.60 92.53 92.45 92.39 92.33 92.28 92.23 92.16 92.09  
 92.93 92.87 92.79 92.71 92.63 92.55 92.48 92.42 92.37 92.32 92.28 92.22 92.16  
 92.97 92.89 92.81 92.73 92.65 92.56 92.49 92.44 92.40 92.37 92.33 92.28 92.23  
 92.99 92.92 92.84 92.76 92.67 92.57 92.47 92.45 92.44 92.42 92.39 92.35 92.31  
 93.03 92.95 92.88 92.79 92.70 92.58 92.37 92.47 92.48 92.47 92.45 92.42 92.39  
 93.05 92.99 92.92 92.84 92.76 92.67 92.57 92.57 92.56 92.54 92.52 92.49 92.45  
 93.09 93.03 92.96 92.90 92.83 92.76 92.69 92.66 92.64 92.62 92.59 92.56 92.52  
 93.11 93.07 93.01 92.95 92.89 92.84 92.79 92.75 92.72 92.70 92.67 92.64 92.60  
 93.15 93.11 93.07 93.01 92.96 92.91 92.87 92.83 92.80 92.78 92.75 92.71 92.67  
 93.17 93.13 93.10 93.06 93.02 92.98 92.94 92.91 92.88 92.85 92.82 92.78 92.75  
 93.20 93.17 93.14 93.10 93.07 93.04 93.01 92.98 92.95 92.91 92.88 92.85 92.82

Tab. 6.9 - Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento  $Q = 3Q$   
 (caso bi-dimensional), em metros, para a vazão de  $20.90 \text{ m}^3/\text{h}$

## DIREÇÃO DO RIO

92.84 92.76 92.69 92.62 92.54 92.47 92.39 92.32 92.24 92.17 92.09 92.01 91.94  
 92.87 92.80 92.73 92.66 92.57 92.49 92.42 92.35 92.28 92.23 92.15 92.08 92.01  
 92.91 92.84 92.77 92.68 92.59 92.51 92.44 92.38 92.32 92.27 92.23 92.16 92.09  
 92.93 92.87 92.79 92.70 92.61 92.53 92.46 92.40 92.35 92.31 92.27 92.22 92.16  
 92.97 92.89 92.81 92.72 92.62 92.53 92.45 92.41 92.38 92.35 92.32 92.28 92.23  
 92.99 92.91 92.83 92.74 92.64 92.52 92.41 92.41 92.41 92.40 92.37 92.34 92.31  
 93.03 92.95 92.86 92.77 92.66 92.51 92.25 92.41 92.45 92.45 92.43 92.41 92.39  
 93.05 92.98 92.91 92.82 92.73 92.62 92.51 92.52 92.53 92.52 92.50 92.48 92.45  
 93.09 93.02 92.95 92.88 92.80 92.72 92.66 92.63 92.62 92.60 92.58 92.56 92.52  
 93.11 93.07 93.01 92.94 92.88 92.82 92.76 92.73 92.71 92.69 92.66 92.64 92.60  
 93.15 93.11 93.07 93.01 92.95 92.90 92.85 92.82 92.79 92.77 92.75 92.71 92.67  
 93.17 93.13 93.10 93.06 93.01 92.97 92.93 92.90 92.87 92.85 92.82 92.78 92.75  
 93.20 93.17 93.14 93.10 93.07 93.04 93.01 92.98 92.95 92.91 92.88 92.85 92.82

Tab. 6.10 - Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento  $Q = 4Q$   
 (caso bi-dimensional), em metros, para a vazão de  $20.90 \text{ m}^3/\text{h}$

=====>

92.84 92.76 92.69 92.62 92.54 92.47 92.39 92.32 92.24 92.17 92.09 92.01 91.94  
 92.87 92.80 92.73 92.66 92.58 92.50 92.43 92.36 92.29 92.23 92.15 92.08 92.01  
 92.91 92.84 92.77 92.69 92.61 92.54 92.47 92.40 92.34 92.28 92.23 92.16 92.09  
 92.93 92.87 92.80 92.72 92.65 92.57 92.50 92.44 92.39 92.33 92.28 92.22 92.16  
 92.97 92.90 92.82 92.75 92.67 92.60 92.53 92.48 92.43 92.39 92.34 92.29 92.23  
 92.99 92.93 92.86 92.78 92.70 92.62 92.54 92.51 92.48 92.44 92.40 92.35 92.31  
 93.03 92.96 92.89 92.82 92.74 92.64 92.49 92.53 92.52 92.50 92.46 92.42 92.39  
 93.05 92.99 92.93 92.86 92.79 92.72 92.64 92.62 92.59 92.56 92.53 92.49 92.45  
 93.09 93.03 92.97 92.91 92.85 92.79 92.73 92.70 92.67 92.63 92.60 92.56 92.52  
 93.11 93.07 93.02 92.97 92.91 92.86 92.81 92.77 92.74 92.71 92.68 92.64 92.60  
 93.15 93.11 93.07 93.02 92.97 92.92 92.88 92.85 92.81 92.78 92.75 92.71 92.67  
 93.17 93.13 93.10 93.06 93.03 92.98 92.95 92.91 92.88 92.85 92.82 92.78 92.75  
 93.20 93.17 93.14 93.10 93.07 93.04 93.01 92.98 92.95 92.91 92.88 92.85 92.82

Tab. 6.11 - Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento  $Q = Q$   
 (caso bi-dimensional), em metros, para a vazão de  $40.0 \text{ m}^3/\text{h}$

92.84 92.76 92.69 92.62 92.54 92.47 92.39 92.32 92.24 92.17 92.09 92.01 91.94  
 92.87 92.80 92.73 92.66 92.57 92.49 92.42 92.35 92.28 92.23 92.15 92.08 92.01  
 92.91 92.84 92.77 92.68 92.60 92.52 92.44 92.38 92.32 92.27 92.23 92.16 92.09  
 92.93 92.87 92.79 92.70 92.61 92.53 92.46 92.40 92.36 92.31 92.27 92.22 92.16  
 92.97 92.89 92.81 92.72 92.63 92.54 92.46 92.42 92.38 92.35 92.32 92.28 92.23  
 92.99 92.91 92.83 92.74 92.64 92.53 92.42 92.42 92.41 92.40 92.38 92.34 92.31  
 93.03 92.95 92.87 92.78 92.67 92.53 92.27 92.42 92.45 92.45 92.44 92.41 92.39  
 93.05 92.98 92.91 92.82 92.73 92.63 92.52 92.53 92.53 92.52 92.51 92.48 92.45  
 93.09 93.02 92.96 92.88 92.81 92.73 92.66 92.64 92.62 92.60 92.58 92.56 92.52  
 93.11 93.07 93.01 92.95 92.88 92.82 92.77 92.73 92.71 92.69 92.67 92.64 92.60  
 93.15 93.11 93.07 93.01 92.95 92.90 92.86 92.82 92.79 92.77 92.75 92.71 92.67  
 93.17 93.13 93.10 93.06 93.02 92.97 92.94 92.90 92.87 92.85 92.82 92.78 92.75  
 93.20 93.17 93.14 93.10 93.07 93.04 93.01 92.98 92.95 92.91 92.88 92.85 92.82

Tab. 6.12 - Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento  $Q = 2Q$   
 (caso bi-dimensional), em metros, para a vazão de  $40.0 \text{ m}^3/\text{h}$

92.84 92.76 92.69 92.62 92.54 92.47 92.39 92.32 92.24 92.17 92.09 92.01 91.94  
 92.87 92.80 92.73 92.66 92.56 92.48 92.41 92.34 92.28 92.23 92.15 92.08 92.01  
 92.91 92.84 92.77 92.67 92.58 92.49 92.42 92.36 92.31 92.26 92.23 92.16 92.09  
 92.93 92.87 92.78 92.68 92.58 92.49 92.41 92.36 92.32 92.29 92.26 92.22 92.16  
 92.97 92.88 92.79 92.69 92.58 92.48 92.39 92.35 92.34 92.32 92.30 92.27 92.23  
 92.99 92.90 92.81 92.70 92.58 92.44 92.30 92.33 92.35 92.36 92.35 92.33 92.31  
 93.03 92.94 92.84 92.73 92.60 92.41 92.06 92.30 92.38 92.41 92.41 92.40 92.39  
 93.05 92.97 92.88 92.78 92.67 92.54 92.41 92.44 92.47 92.48 92.48 92.47 92.45  
 93.09 93.02 92.94 92.85 92.76 92.67 92.59 92.58 92.57 92.57 92.57 92.55 92.52  
 93.11 93.07 93.00 92.93 92.85 92.78 92.72 92.69 92.68 92.67 92.66 92.64 92.60  
 93.15 93.11 93.07 93.00 92.93 92.88 92.83 92.80 92.78 92.76 92.75 92.71 92.67  
 93.17 93.13 93.10 93.06 93.01 92.96 92.92 92.89 92.87 92.85 92.82 92.78 92.75  
 93.20 93.17 93.14 93.10 93.07 93.04 93.01 92.98 92.95 92.91 92.88 92.85 92.82

Tab. 6.13 - Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento  $Q = 3Q$   
 (caso bi-dimensional), em metros, para a vazão de  $40.0 \text{ m}^3/\text{h}$

## DIREÇÃO DO RIO

92.84 92.76 92.69 92.62 92.54 92.47 92.39 92.32 92.24 92.17 92.09 92.01 91.94  
 92.87 92.80 92.73 92.66 92.56 92.47 92.40 92.33 92.27 92.23 92.15 92.08 92.01  
 92.91 92.84 92.77 92.66 92.56 92.47 92.39 92.33 92.29 92.25 92.23 92.16 92.09  
 92.93 92.87 92.77 92.66 92.55 92.45 92.37 92.32 92.29 92.27 92.25 92.22 92.16  
 92.97 92.88 92.77 92.66 92.54 92.41 92.32 92.29 92.29 92.29 92.28 92.27 92.23  
 92.99 92.89 92.78 92.66 92.52 92.35 92.19 92.24 92.29 92.32 92.33 92.32 92.31  
 93.03 92.92 92.81 92.69 92.53 92.29 **91.84** 92.19 92.31 92.37 92.39 92.39 92.39  
 93.05 92.96 92.86 92.74 92.61 92.45 92.29 92.35 92.41 92.44 92.46 92.46 92.45  
 93.09 93.01 92.99 92.82 92.71 92.61 92.52 92.51 92.53 92.54 92.55 92.54 92.52  
 93.11 93.07 93.01 92.90 92.82 92.74 92.68 92.65 92.65 92.65 92.65 92.64 92.60  
 93.15 93.11 93.07 92.99 92.92 92.85 92.81 92.78 92.76 92.75 92.75 92.71 92.67  
 93.17 93.13 93.10 93.06 93.00 92.95 92.91 92.88 92.86 92.85 92.82 92.78 92.75  
 93.20 93.17 93.14 93.10 93.07 93.04 93.01 92.98 92.95 92.91 92.88 92.85 92.82

Tab. 6.14 - Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento  $Q = 4Q$   
 (caso bidimensional), em metros, para a vazão de  $40.0 \text{ m}^3/\text{h}$



----->

92.84 92.76 92.69 92.62 92.54 92.47 92.39 92.32 92.24 92.17 92.09 92.01 91.94  
 92.87 92.80 92.73 92.66 92.57 92.49 92.42 92.35 92.28 92.23 92.15 92.08 92.01  
 92.91 92.84 92.77 92.68 92.60 92.52 92.44 92.38 92.32 92.27 92.23 92.16 92.09  
 92.93 92.87 92.79 92.70 92.61 92.53 92.46 92.40 92.36 92.31 92.27 92.22 92.16  
 92.97 92.89 92.81 92.72 92.63 92.54 92.46 92.41 92.38 92.35 92.32 92.28 92.23  
 92.99 92.91 92.83 92.74 92.64 92.53 92.42 92.41 92.41 92.40 92.37 92.34 92.31  
 93.03 92.95 92.87 92.77 92.67 92.52 92.27 92.42 92.45 92.45 92.44 92.41 92.39  
 93.05 92.98 92.91 92.82 92.73 92.63 92.52 92.53 92.53 92.52 92.51 92.48 92.45  
 93.09 93.02 92.96 92.88 92.81 92.73 92.66 92.64 92.62 92.60 92.58 92.56 92.52  
 93.11 93.07 93.01 92.94 92.88 92.82 92.77 92.73 92.71 92.69 92.67 92.64 92.60  
 93.15 93.11 93.07 93.01 92.95 92.90 92.86 92.82 92.79 92.77 92.75 92.71 92.67  
 93.17 93.13 93.10 93.06 93.02 92.97 92.94 92.92 92.87 92.58 92.82 92.78 92.75  
 93.20 93.17 93.14 93.10 93.07 93.04 93.01 92.98 92.95 92.91 92.88 92.85 92.82

Fig. 6.15 - Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento  $Q = Q$   
 (caso bi-dimensional), em metros, para a vazão de  $80.80 \text{ m}^3/\text{h}$

## DIREÇÃO DO RIO

----->

92.84 92.76 92.69 92.62 92.54 92.47 92.39 92.32 92.24 92.17 92.09 92.01 91.94  
 92.87 92.80 92.73 92.66 92.56 92.47 92.40 92.33 92.27 92.23 92.15 92.08 92.01  
 92.91 92.84 92.77 92.66 92.56 92.47 92.39 92.33 92.29 92.25 92.23 92.16 92.09  
 92.93 92.87 92.77 92.66 92.55 92.45 92.37 92.32 92.29 92.27 92.25 92.22 92.16  
 92.97 92.87 92.77 92.66 92.53 92.41 92.31 92.29 92.29 92.29 92.28 92.27 92.23  
 92.99 92.89 92.78 92.66 92.52 92.35 92.18 92.24 92.29 92.32 92.33 92.32 92.31  
 93.03 92.92 92.81 92.69 92.53 92.29 91.83 92.18 92.31 92.36 92.38 92.39 92.39  
 93.05 92.96 92.86 92.74 92.61 92.45 92.29 92.35 92.41 92.44 92.46 92.46 92.45  
 93.09 93.01 92.92 92.82 92.71 92.60 92.52 92.51 92.53 92.54 92.55 92.54 92.52  
 93.11 93.07 92.99 92.90 92.82 92.74 92.68 92.65 92.65 92.65 92.65 92.64 92.60  
 93.15 93.11 93.07 92.99 92.91 92.85 92.80 92.77 92.76 92.75 92.75 92.71 92.67  
 93.17 93.13 93.10 93.06 93.00 92.95 92.91 92.88 92.86 92.85 92.82 92.78 92.75  
 93.20 93.17 93.14 93.10 93.07 93.04 93.01 92.98 92.95 92.91 92.88 92.85 92.82

Tab. 6.16 - Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento  $Q = 2Q$   
 (caso bi-dimensional), em metros, para a vazão de  $80.8 \text{ m}^3/\text{h}$

|       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 92.84 | 92.76 | 92.69 | 92.62 | 92.54 | 92.47 | 92.39 | 92.32 | 92.24 | 92.17 | 92.09 | 92.01 | 91.94 |
| 92.87 | 92.80 | 92.73 | 92.66 | 92.54 | 92.45 | 92.37 | 92.31 | 92.26 | 92.23 | 92.15 | 92.08 | 92.01 |
| 92.91 | 92.84 | 92.77 | 92.64 | 92.52 | 92.42 | 92.34 | 92.28 | 92.25 | 92.23 | 92.23 | 92.16 | 92.09 |
| 92.93 | 92.87 | 92.75 | 92.62 | 92.49 | 92.37 | 92.28 | 92.24 | 92.23 | 92.23 | 92.23 | 92.22 | 92.16 |
| 92.97 | 92.86 | 92.74 | 92.59 | 92.44 | 92.29 | 92.17 | 92.17 | 92.20 | 92.23 | 92.25 | 92.25 | 92.23 |
| 92.99 | 92.87 | 92.74 | 92.58 | 92.39 | 92.17 | 91.95 | 92.06 | 92.16 | 92.24 | 92.28 | 92.30 | 92.31 |
| 93.03 | 92.90 | 92.76 | 92.60 | 92.38 | 92.06 | 91.39 | 91.95 | 92.17 | 92.27 | 92.33 | 92.37 | 92.39 |
| 93.05 | 92.94 | 92.81 | 92.66 | 92.48 | 92.27 | 92.05 | 92.17 | 92.28 | 92.36 | 92.41 | 92.44 | 92.45 |
| 93.09 | 93.00 | 92.88 | 92.76 | 92.62 | 92.48 | 92.38 | 92.39 | 92.43 | 92.48 | 92.51 | 92.53 | 92.52 |
| 93.11 | 93.07 | 92.97 | 92.86 | 92.76 | 92.66 | 92.59 | 92.57 | 92.58 | 92.61 | 92.63 | 92.64 | 92.60 |
| 93.15 | 93.11 | 93.07 | 92.97 | 92.88 | 92.81 | 92.75 | 92.73 | 92.72 | 92.73 | 92.75 | 92.71 | 92.67 |
| 93.17 | 93.13 | 93.10 | 93.06 | 92.99 | 92.93 | 92.89 | 92.86 | 92.85 | 92.85 | 92.82 | 92.78 | 92.75 |
| 93.20 | 93.17 | 93.14 | 93.10 | 93.07 | 93.04 | 93.01 | 92.98 | 92.95 | 92.91 | 92.88 | 92.85 | 92.82 |

Tab. 6.17 - Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento  $Q = 3Q$   
(caso bi-dimensional), em metros, para a vazão de  $80.8 \text{ m}^3/\text{h}$

## DIREÇÃO DO RIO

|       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 92.84 | 92.76 | 92.69 | 92.62 | 92.54 | 92.47 | 92.39 | 92.32 | 92.24 | 92.17 | 92.09 | 92.01 | 91.94 |
| 92.87 | 92.80 | 92.73 | 92.66 | 92.53 | 92.43 | 92.35 | 92.39 | 92.24 | 92.23 | 92.15 | 92.08 | 92.01 |
| 92.91 | 92.84 | 92.77 | 92.62 | 92.49 | 92.37 | 92.29 | 92.24 | 92.21 | 92.21 | 92.23 | 92.16 | 92.09 |
| 92.93 | 92.87 | 92.73 | 92.58 | 92.43 | 92.29 | 92.19 | 92.16 | 92.17 | 92.19 | 92.21 | 92.22 | 92.16 |
| 92.97 | 92.85 | 92.70 | 92.53 | 92.35 | 92.16 | 92.03 | 92.04 | 92.10 | 92.17 | 92.21 | 92.24 | 92.23 |
| 92.99 | 92.85 | 92.69 | 92.50 | 92.27 | 91.99 | 91.71 | 91.88 | 92.04 | 92.16 | 92.23 | 92.28 | 92.31 |
| 93.03 | 92.88 | 92.71 | 92.51 | 92.24 | 91.82 | 90.95 | 91.71 | 92.02 | 92.19 | 92.28 | 92.34 | 92.39 |
| 93.05 | 92.92 | 92.76 | 92.58 | 92.36 | 92.09 | 91.82 | 91.99 | 92.16 | 92.28 | 92.36 | 92.42 | 92.45 |
| 93.09 | 92.98 | 92.85 | 92.69 | 92.53 | 92.36 | 92.24 | 92.26 | 92.34 | 92.42 | 92.48 | 92.51 | 92.52 |
| 93.11 | 93.07 | 93.95 | 92.82 | 92.69 | 92.58 | 92.50 | 92.49 | 92.52 | 92.56 | 92.36 | 92.64 | 92.60 |
| 93.15 | 93.11 | 93.07 | 92.95 | 92.84 | 92.76 | 92.70 | 92.68 | 92.69 | 92.71 | 92.48 | 92.71 | 92.67 |
| 93.17 | 93.13 | 93.10 | 93.06 | 92.97 | 92.91 | 92.86 | 92.84 | 92.83 | 92.85 | 92.61 | 92.78 | 92.75 |
| 93.20 | 93.17 | 93.14 | 93.10 | 93.07 | 93.04 | 93.01 | 92.98 | 92.95 | 92.91 | 92.88 | 92.85 | 92.82 |

Tab. 6.18 - Cargas hidráulicas realizadas após o bombeamento  $Q = 4Q$   
(caso bi-dimensional), em metros, para a vazão de  $80.8 \text{ m}^3/\text{h}$

| DIREÇÃO DO RIO<br>=====→ |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|--------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 98.00                    | 97.47 | 96.45 | 96.42 | 95.88 | 95.35 | 94.81 | 94.26 | 93.72 | 93.17 | 93.61 | 92.06 | 91.50 |
| 98.17                    | 97.64 | 97.12 | 96.59 | 96.05 | 95.52 | 94.98 | 94.43 | 93.89 | 93.34 | 92.78 | 92.23 | 91.67 |
| 98.34                    | 97.81 | 97.28 | 96.75 | 96.22 | 95.68 | 95.14 | 94.60 | 94.05 | 93.50 | 92.95 | 92.39 | 91.83 |
| 98.51                    | 97.89 | 97.45 | 96.92 | 96.39 | 95.85 | 95.31 | 94.77 | 94.22 | 93.67 | 93.12 | 92.56 | 92.00 |
| 98.67                    | 98.15 | 97.62 | 97.09 | 96.55 | 96.01 | 95.47 | 94.93 | 94.38 | 93.83 | 93.28 | 92.72 | 92.16 |
| 98.85                    | 98.32 | 97.79 | 97.26 | 96.73 | 96.19 | 95.65 | 95.10 | 94.55 | 94.00 | 93.45 | 92.89 | 92.33 |
| 99.02                    | 98.49 | 97.96 | 97.43 | 96.89 | 96.36 | 95.82 | 95.27 | 94.72 | 94.17 | 93.62 | 93.06 | 92.50 |
| 99.19                    | 98.66 | 98.13 | 97.60 | 97.06 | 96.53 | 95.98 | 95.44 | 94.89 | 94.34 | 93.79 | 93.23 | 92.67 |
| 99.36                    | 98.83 | 98.30 | 97.77 | 97.23 | 96.69 | 96.15 | 95.60 | 95.06 | 94.50 | 93.95 | 93.39 | 92.83 |
| 99.53                    | 99.00 | 98.47 | 97.94 | 97.40 | 96.86 | 96.32 | 95.77 | 95.23 | 94.67 | 94.12 | 93.56 | 93.00 |
| 99.68                    | 99.15 | 98.62 | 98.09 | 97.55 | 97.02 | 96.47 | 95.93 | 95.38 | 94.83 | 94.28 | 93.72 | 93.16 |
| 99.86                    | 99.33 | 98.80 | 98.27 | 97.73 | 97.19 | 96.65 | 96.10 | 95.56 | 95.00 | 94.45 | 93.89 | 93.33 |
| 99.99                    | 99.46 | 98.94 | 98.40 | 97.87 | 97.33 | 96.79 | 96.25 | 95.71 | 95.16 | 94.60 | 94.05 | 93.49 |

Tab. 6.19 - Cargas hidráulicas realizadas sem bombeamento para a base da Área 3 (bi-dimensional), em metros

## DIREÇÃO DO RIO

| DIREÇÃO DO RIO<br>=====→ |       |       |       |       |       |              |       |       |       |       |       |       |
|--------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|--------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 93.66                    | 93.41 | 93.16 | 92.92 | 92.67 | 92.42 | 92.17        | 91.92 | 91.66 | 91.41 | 91.16 | 90.90 | 90.65 |
| 93.56                    | 93.32 | 93.09 | 92.85 | 92.61 | 92.37 | 92.14        | 91.90 | 91.66 | 91.42 | 91.17 | 90.93 | 90.69 |
| 93.47                    | 93.24 | 93.02 | 92.79 | 92.57 | 92.34 | 92.11        | 91.88 | 91.65 | 91.42 | 91.19 | 90.96 | 90.73 |
| 93.37                    | 93.16 | 92.24 | 92.73 | 92.51 | 92.30 | 92.08        | 91.86 | 91.64 | 91.43 | 91.21 | 90.99 | 90.77 |
| 93.27                    | 93.07 | 92.86 | 92.66 | 92.46 | 92.25 | 92.05        | 91.84 | 91.64 | 91.43 | 91.22 | 91.02 | 90.81 |
| 93.17                    | 93.98 | 92.79 | 92.60 | 93.40 | 92.21 | 92.02        | 92.82 | 92.63 | 91.44 | 91.24 | 91.05 | 90.85 |
| 93.08                    | 92.90 | 92.72 | 92.54 | 92.36 | 92.17 | <b>91.99</b> | 91.81 | 91.63 | 91.44 | 91.26 | 91.07 | 90.89 |
| 92.98                    | 92.81 | 92.64 | 92.47 | 92.30 | 92.13 | 91.96        | 91.79 | 91.62 | 91.45 | 91.27 | 91.10 | 90.93 |
| 92.88                    | 92.72 | 92.56 | 92.41 | 92.25 | 92.09 | 91.93        | 91.77 | 91.61 | 91.45 | 91.29 | 91.13 | 90.97 |
| 92.78                    | 92.63 | 92.49 | 92.34 | 92.19 | 92.05 | 91.90        | 91.75 | 91.60 | 91.46 | 91.31 | 90.16 | 91.01 |
| 92.69                    | 92.55 | 92.42 | 92.28 | 92.15 | 92.01 | 91.87        | 91.74 | 91.60 | 91.46 | 91.32 | 91.19 | 91.05 |
| 92.59                    | 92.47 | 92.34 | 92.22 | 92.09 | 91.97 | 91.84        | 91.72 | 91.59 | 91.47 | 91.34 | 91.22 | 91.09 |
| 92.49                    | 92.38 | 92.26 | 92.15 | 92.04 | 91.93 | 91.81        | 91.70 | 91.59 | 91.47 | 91.36 | 91.24 | 91.13 |

Tab. 6. 20 - Cargas hidráulicas realizadas sem bombeamento para a superfície da área 3, em metro (caso bi-dimensional)

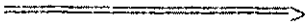
|       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 93.66 | 93.41 | 93.16 | 92.92 | 92.67 | 92.42 | 92.17 | 91.92 | 91.66 | 91.41 | 91.16 | 90.90 | 90.65 |
| 93.56 | 93.32 | 93.09 | 92.85 | 92.61 | 92.37 | 92.13 | 91.89 | 91.65 | 91.42 | 91.17 | 90.93 | 90.69 |
| 93.47 | 93.24 | 93.02 | 92.79 | 92.56 | 92.33 | 92.10 | 91.87 | 91.65 | 91.42 | 91.19 | 90.96 | 90.73 |
| 93.37 | 93.16 | 92.24 | 92.72 | 92.50 | 92.28 | 92.06 | 91.85 | 91.63 | 91.42 | 91.21 | 90.99 | 90.77 |
| 93.27 | 93.07 | 92.86 | 92.65 | 92.44 | 92.24 | 92.03 | 91.82 | 91.62 | 91.42 | 91.22 | 91.02 | 90.81 |
| 93.17 | 93.98 | 92.78 | 92.59 | 93.39 | 92.19 | 91.98 | 91.80 | 91.61 | 91.42 | 91.23 | 91.04 | 90.85 |
| 93.08 | 92.89 | 92.71 | 92.52 | 92.33 | 92.14 | 91.92 | 91.77 | 91.60 | 91.43 | 91.25 | 91.07 | 90.89 |
| 92.98 | 92.81 | 92.63 | 92.46 | 92.28 | 92.10 | 91.93 | 91.76 | 91.60 | 91.43 | 91.27 | 91.10 | 90.93 |
| 92.88 | 92.72 | 92.56 | 92.40 | 92.23 | 92.07 | 91.91 | 91.75 | 91.60 | 91.44 | 91.29 | 91.13 | 90.97 |
| 92.78 | 92.63 | 92.49 | 92.34 | 92.19 | 92.04 | 91.89 | 91.74 | 91.60 | 91.45 | 91.30 | 91.16 | 91.01 |
| 92.69 | 92.55 | 92.42 | 92.28 | 92.14 | 92.00 | 91.86 | 91.73 | 91.59 | 91.46 | 91.32 | 91.19 | 91.05 |
| 92.59 | 92.47 | 92.34 | 92.22 | 92.09 | 91.97 | 91.84 | 91.71 | 91.59 | 91.47 | 91.34 | 91.22 | 91.09 |
| 92.49 | 92.38 | 92.26 | 92.15 | 92.04 | 91.93 | 91.81 | 91.70 | 91.59 | 91.47 | 91.36 | 91.24 | 91.13 |

Tab. 6. 21 - Cargas hidráulicas realizadas após bombeamento  $Q = Q$   
(caso bi-dimensional) em metros, vazão de  $8.79 \text{ m}^3/\text{h}$

## DIREÇÃO DO RIO

|       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 93.66 | 93.41 | 93.16 | 92.92 | 92.67 | 92.42 | 92.17 | 91.92 | 91.66 | 91.41 | 91.16 | 90.90 | 90.65 |
| 93.56 | 93.32 | 93.09 | 92.85 | 92.61 | 92.37 | 92.13 | 91.89 | 91.65 | 91.42 | 91.17 | 90.93 | 90.69 |
| 93.47 | 93.24 | 93.02 | 92.78 | 92.55 | 92.32 | 92.09 | 91.87 | 91.64 | 91.42 | 91.19 | 90.96 | 90.73 |
| 93.37 | 93.16 | 92.94 | 92.71 | 92.49 | 92.27 | 92.05 | 91.84 | 91.63 | 91.41 | 91.20 | 90.99 | 90.77 |
| 93.27 | 93.06 | 92.86 | 92.64 | 92.43 | 92.22 | 92.01 | 91.81 | 91.61 | 91.41 | 91.21 | 91.01 | 90.81 |
| 93.17 | 92.98 | 92.78 | 92.57 | 92.37 | 92.16 | 91.95 | 91.77 | 91.59 | 91.41 | 91.23 | 91.04 | 90.85 |
| 93.08 | 92.89 | 92.70 | 92.51 | 92.31 | 92.10 | 91.86 | 91.74 | 91.58 | 91.41 | 91.24 | 91.07 | 90.89 |
| 92.98 | 92.80 | 92.63 | 92.45 | 92.26 | 92.08 | 91.89 | 91.74 | 91.58 | 91.42 | 91.26 | 91.10 | 90.93 |
| 92.88 | 92.72 | 92.55 | 92.39 | 92.22 | 92.05 | 91.89 | 91.73 | 91.58 | 91.43 | 91.28 | 91.13 | 90.97 |
| 92.78 | 92.63 | 92.48 | 92.33 | 92.18 | 92.02 | 91.87 | 91.73 | 91.59 | 91.44 | 91.30 | 90.16 | 91.01 |
| 92.69 | 92.55 | 92.42 | 92.28 | 92.13 | 91.99 | 91.86 | 91.72 | 91.59 | 91.46 | 91.32 | 91.19 | 91.05 |
| 92.59 | 92.47 | 92.34 | 92.22 | 92.09 | 91.96 | 91.83 | 91.71 | 91.59 | 91.47 | 91.34 | 91.22 | 91.09 |
| 92.49 | 92.38 | 92.26 | 92.15 | 92.04 | 91.93 | 91.81 | 91.70 | 91.59 | 91.47 | 91.36 | 91.24 | 91.13 |

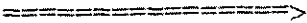
Tab. 6. 22 - Cargas hidráulicas realizadas após bombeamento  $Q = 2Q$   
(caso bi-dimensional) em metros, vazão de  $8.79 \text{ m}^3/\text{h}$



|       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 93.66 | 93.41 | 93.16 | 92.92 | 92.67 | 92.42 | 92.17 | 91.92 | 91.66 | 91.41 | 91.16 | 90.90 | 90.65 |
| 93.56 | 93.32 | 93.09 | 92.85 | 92.61 | 92.37 | 92.13 | 91.89 | 91.65 | 91.42 | 91.17 | 90.93 | 90.69 |
| 93.47 | 93.24 | 93.02 | 92.78 | 92.55 | 92.31 | 92.08 | 91.86 | 91.63 | 91.41 | 91.19 | 90.96 | 90.73 |
| 93.37 | 93.16 | 92.93 | 92.71 | 92.48 | 92.26 | 92.04 | 91.82 | 91.62 | 91.41 | 91.20 | 90.99 | 90.77 |
| 93.27 | 93.06 | 92.85 | 92.63 | 92.42 | 92.20 | 91.88 | 91.79 | 91.60 | 91.40 | 91.21 | 91.01 | 90.81 |
| 93.17 | 93.97 | 92.77 | 92.56 | 93.35 | 92.13 | 91.91 | 92.74 | 92.58 | 91.40 | 91.22 | 91.04 | 90.85 |
| 93.08 | 92.89 | 92.69 | 92.49 | 92.29 | 92.07 | 91.79 | 91.70 | 91.56 | 91.40 | 91.23 | 91.06 | 90.89 |
| 92.98 | 92.80 | 92.62 | 92.43 | 92.35 | 92.05 | 91.85 | 91.71 | 91.66 | 91.41 | 91.25 | 91.09 | 90.93 |
| 92.88 | 92.72 | 92.55 | 92.38 | 92.21 | 92.03 | 91.87 | 91.72 | 91.57 | 91.42 | 91.27 | 91.12 | 90.97 |
| 92.78 | 92.63 | 92.48 | 92.33 | 92.17 | 92.01 | 91.86 | 91.72 | 91.58 | 91.44 | 91.30 | 90.16 | 91.01 |
| 92.69 | 92.55 | 92.42 | 92.27 | 92.13 | 91.99 | 91.85 | 91.71 | 91.58 | 91.45 | 91.32 | 91.19 | 91.05 |
| 92.59 | 92.47 | 92.34 | 92.22 | 92.09 | 91.96 | 91.83 | 91.71 | 91.59 | 91.47 | 91.34 | 91.22 | 91.09 |
| 92.49 | 92.38 | 92.26 | 92.15 | 92.04 | 91.93 | 91.81 | 91.70 | 91.59 | 91.47 | 91.36 | 91.24 | 91.13 |

Tab. 6. 23 - Cargas hidráulicas realizadas após bombeamento  $Q = 3Q$   
(caso bi-dimensional) em metros, vazão de  $8,79 \text{ m}^3/\text{h}$

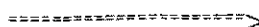
## DIREÇÃO DO RIO



|       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 93.66 | 93.41 | 93.16 | 92.92 | 92.67 | 92.42 | 92.17 | 91.92 | 91.66 | 91.41 | 91.16 | 90.90 | 90.65 |
| 93.56 | 93.32 | 93.09 | 92.85 | 92.61 | 92.36 | 92.12 | 91.88 | 91.65 | 91.42 | 91.17 | 90.93 | 90.69 |
| 93.47 | 93.24 | 93.02 | 92.78 | 92.54 | 92.31 | 92.08 | 91.85 | 91.63 | 91.41 | 91.19 | 90.96 | 90.73 |
| 93.37 | 93.16 | 92.93 | 92.70 | 92.47 | 92.25 | 92.02 | 91.81 | 91.61 | 91.40 | 91.20 | 90.99 | 90.77 |
| 93.27 | 93.06 | 92.84 | 92.62 | 92.40 | 92.18 | 91.96 | 91.77 | 91.58 | 91.39 | 91.20 | 91.01 | 90.81 |
| 93.17 | 93.97 | 92.76 | 92.55 | 93.33 | 92.11 | 92.88 | 91.72 | 91.56 | 91.39 | 91.21 | 91.03 | 90.85 |
| 93.08 | 92.88 | 92.68 | 92.48 | 92.27 | 92.03 | 91.73 | 91.67 | 91.54 | 91.39 | 91.23 | 91.06 | 90.89 |
| 92.98 | 92.80 | 92.61 | 92.42 | 92.23 | 92.02 | 91.82 | 91.68 | 91.54 | 91.40 | 91.25 | 91.19 | 90.93 |
| 92.88 | 92.71 | 92.54 | 92.37 | 92.19 | 92.02 | 91.84 | 91.70 | 91.56 | 91.41 | 91.27 | 91.12 | 90.97 |
| 92.78 | 92.63 | 92.48 | 92.32 | 92.16 | 92.00 | 91.85 | 91.70 | 91.57 | 91.43 | 91.30 | 90.16 | 91.01 |
| 92.69 | 92.55 | 92.42 | 92.27 | 92.12 | 91.98 | 91.84 | 91.71 | 91.58 | 91.45 | 91.32 | 91.19 | 91.05 |
| 92.59 | 92.47 | 92.34 | 92.22 | 92.08 | 91.95 | 91.83 | 91.70 | 91.58 | 91.47 | 91.34 | 91.22 | 91.09 |
| 92.49 | 92.38 | 92.26 | 92.15 | 92.04 | 91.93 | 91.81 | 91.70 | 91.59 | 91.47 | 91.36 | 91.24 | 91.13 |

Tab. 6. 24 - Cargas hidráulicas realizadas após bombeamento  $Q = -1Q$   
(caso bi-dimensional) em metros, vazão de  $8,79 \text{ m}^3/\text{h}$

## DIREÇÃO DO RIO



|       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 93.66 | 93.41 | 93.16 | 92.92 | 92.67 | 92.42 | 92.17 | 91.92 | 91.66 | 91.41 | 91.16 | 90.90 | 90.65 |
| 93.56 | 93.32 | 93.09 | 92.85 | 92.61 | 92.37 | 92.13 | 91.89 | 91.65 | 91.42 | 91.17 | 90.93 | 90.69 |
| 93.47 | 93.24 | 93.02 | 92.78 | 92.55 | 92.32 | 92.09 | 91.87 | 91.64 | 91.42 | 91.19 | 90.96 | 90.73 |
| 93.37 | 93.16 | 92.94 | 92.72 | 92.50 | 92.27 | 92.06 | 91.84 | 91.63 | 91.42 | 91.21 | 90.99 | 90.77 |
| 93.27 | 93.06 | 92.86 | 92.65 | 92.44 | 92.22 | 92.01 | 91.81 | 91.61 | 91.42 | 91.22 | 91.01 | 90.81 |
| 93.17 | 93.98 | 92.78 | 92.58 | 93.38 | 92.17 | 91.96 | 91.78 | 91.60 | 91.42 | 91.23 | 91.04 | 90.85 |
| 93.08 | 92.89 | 92.70 | 92.51 | 92.32 | 92.11 | 91.88 | 91.75 | 91.59 | 91.42 | 91.24 | 91.07 | 90.89 |
| 92.98 | 92.80 | 92.63 | 92.45 | 92.27 | 92.09 | 91.90 | 91.75 | 91.59 | 91.43 | 91.27 | 91.10 | 90.93 |
| 92.88 | 92.72 | 92.56 | 92.39 | 92.23 | 92.06 | 91.90 | 91.74 | 91.59 | 91.44 | 91.28 | 91.13 | 90.97 |
| 92.78 | 92.63 | 92.49 | 92.33 | 92.18 | 92.03 | 91.88 | 91.73 | 91.59 | 91.45 | 91.30 | 90.16 | 91.01 |
| 92.69 | 92.55 | 92.42 | 92.28 | 92.14 | 92.00 | 91.86 | 91.72 | 91.59 | 91.46 | 91.32 | 91.19 | 91.05 |
| 92.59 | 92.47 | 92.34 | 92.22 | 92.09 | 91.96 | 91.84 | 91.71 | 91.59 | 91.47 | 91.34 | 91.22 | 91.09 |
| 92.49 | 92.38 | 92.26 | 92.15 | 92.04 | 91.93 | 91.81 | 91.70 | 91.59 | 91.47 | 91.36 | 91.24 | 91.13 |

Tab. 6.25 - Cargas hidráulicas realizadas após bombeamento  $Q = Q$   
(caso bi-dimensional) em metros, vazão de  $14.40 \text{ m}^3/\text{h}$

## DIREÇÃO DO RIO



|       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 93.66 | 93.41 | 93.16 | 92.92 | 92.67 | 92.42 | 92.17 | 91.92 | 91.66 | 91.41 | 91.16 | 90.90 | 90.65 |
| 93.56 | 93.32 | 93.09 | 92.85 | 92.61 | 92.37 | 92.13 | 91.89 | 91.65 | 91.42 | 91.17 | 90.93 | 90.69 |
| 93.47 | 93.24 | 93.02 | 92.78 | 92.54 | 92.31 | 92.08 | 91.86 | 91.63 | 91.41 | 91.19 | 90.96 | 90.73 |
| 93.37 | 93.16 | 92.93 | 92.71 | 92.48 | 92.26 | 92.03 | 91.82 | 91.61 | 91.41 | 91.20 | 90.99 | 90.77 |
| 93.27 | 93.06 | 92.85 | 92.63 | 92.41 | 92.19 | 91.98 | 91.78 | 91.59 | 91.40 | 91.21 | 91.01 | 90.81 |
| 93.17 | 93.97 | 92.77 | 92.56 | 93.35 | 92.12 | 91.90 | 91.74 | 91.57 | 91.40 | 91.22 | 91.04 | 90.85 |
| 93.08 | 92.89 | 92.69 | 92.49 | 92.28 | 92.06 | 91.78 | 91.69 | 91.55 | 91.40 | 91.23 | 91.06 | 90.89 |
| 92.98 | 92.80 | 92.62 | 92.43 | 92.24 | 92.04 | 91.85 | 91.70 | 91.56 | 91.41 | 91.25 | 91.09 | 90.93 |
| 92.88 | 92.72 | 92.55 | 92.38 | 92.20 | 92.03 | 91.86 | 91.71 | 91.57 | 91.42 | 91.27 | 91.12 | 90.97 |
| 92.78 | 92.63 | 92.48 | 92.32 | 92.17 | 92.01 | 91.86 | 91.71 | 91.57 | 91.44 | 91.30 | 90.16 | 91.01 |
| 92.69 | 92.55 | 92.42 | 92.28 | 92.14 | 92.00 | 91.86 | 91.72 | 91.59 | 91.46 | 91.32 | 91.19 | 91.05 |
| 92.59 | 92.47 | 92.34 | 92.22 | 92.08 | 91.96 | 91.83 | 91.71 | 91.58 | 91.47 | 91.34 | 91.22 | 91.09 |
| 92.49 | 92.38 | 92.26 | 92.15 | 92.04 | 91.93 | 91.81 | 91.70 | 91.59 | 91.47 | 91.36 | 91.24 | 91.13 |

Tab. 6.26 - Cargas hidráulicas realizadas após bombeamento  $Q = 2Q$   
(caso bi-dimensional) em metros, vazão de  $14.40 \text{ m}^3/\text{h}$

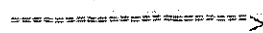
|       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 93.66 | 93.41 | 93.16 | 92.92 | 92.67 | 92.42 | 92.17 | 91.92 | 91.66 | 91.41 | 91.16 | 90.90 | 90.65 |
| 93.56 | 93.32 | 93.09 | 92.85 | 92.60 | 92.36 | 92.12 | 91.88 | 91.65 | 91.42 | 91.17 | 90.93 | 90.69 |
| 93.47 | 93.24 | 93.02 | 92.78 | 92.54 | 92.30 | 92.07 | 91.84 | 91.62 | 91.41 | 91.19 | 90.96 | 90.73 |
| 93.37 | 93.16 | 92.93 | 92.70 | 92.46 | 92.24 | 92.01 | 91.80 | 91.60 | 91.40 | 91.19 | 90.99 | 90.77 |
| 93.27 | 93.06 | 92.84 | 92.62 | 92.39 | 92.16 | 91.94 | 91.75 | 91.57 | 91.38 | 91.20 | 91.01 | 90.81 |
| 93.17 | 93.97 | 92.76 | 92.54 | 93.31 | 92.08 | 91.85 | 91.69 | 91.54 | 91.38 | 91.21 | 91.03 | 90.85 |
| 93.08 | 92.88 | 92.68 | 92.47 | 92.25 | 92.00 | 91.67 | 91.63 | 91.52 | 91.38 | 91.22 | 91.06 | 90.89 |
| 92.98 | 92.79 | 92.61 | 92.41 | 92.21 | 92.00 | 91.79 | 91.66 | 91.53 | 91.39 | 91.24 | 91.09 | 90.93 |
| 92.88 | 92.71 | 92.54 | 92.36 | 92.18 | 92.00 | 91.83 | 91.68 | 91.54 | 91.40 | 91.26 | 91.12 | 90.97 |
| 92.78 | 92.63 | 92.48 | 92.31 | 92.15 | 91.99 | 91.84 | 91.69 | 91.56 | 91.43 | 91.29 | 91.16 | 91.01 |
| 92.69 | 92.55 | 92.42 | 92.27 | 92.12 | 91.97 | 91.83 | 91.70 | 91.57 | 91.45 | 91.32 | 91.19 | 91.05 |
| 92.59 | 92.47 | 92.34 | 92.22 | 92.08 | 91.95 | 91.82 | 91.70 | 91.58 | 91.47 | 91.34 | 91.22 | 91.09 |
| 92.49 | 92.38 | 92.26 | 92.15 | 92.04 | 91.93 | 91.81 | 91.70 | 91.59 | 91.47 | 91.36 | 91.24 | 91.13 |

Tab. 6. 27 - Cargas hidráulicas realizadas após bombeamento  $Q = 3Q$   
(caso bi-dimensional) em metros, vazão de  $14.40 \text{ m}^3/\text{h}$

## DIREÇÃO DO RIO

|       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 93.66 | 93.41 | 93.16 | 92.92 | 92.67 | 92.42 | 92.17 | 91.92 | 91.66 | 91.41 | 91.16 | 90.90 | 90.65 |
| 93.56 | 93.32 | 93.09 | 92.85 | 92.60 | 92.36 | 92.11 | 91.88 | 91.64 | 91.42 | 91.17 | 90.93 | 90.69 |
| 93.47 | 93.24 | 93.02 | 92.77 | 92.53 | 92.29 | 92.06 | 91.83 | 91.62 | 91.40 | 91.19 | 90.96 | 90.73 |
| 93.37 | 93.16 | 92.92 | 92.69 | 92.45 | 92.22 | 91.99 | 91.78 | 91.58 | 91.39 | 91.19 | 90.99 | 90.77 |
| 93.27 | 93.05 | 92.83 | 92.60 | 92.37 | 92.13 | 91.91 | 91.72 | 91.55 | 91.37 | 91.19 | 91.00 | 90.81 |
| 93.17 | 93.96 | 92.74 | 92.52 | 93.28 | 92.04 | 91.79 | 91.65 | 91.51 | 91.36 | 91.19 | 91.02 | 90.85 |
| 93.08 | 92.87 | 92.66 | 92.45 | 92.21 | 91.94 | 91.56 | 91.58 | 91.48 | 91.35 | 91.21 | 91.05 | 90.89 |
| 92.98 | 92.79 | 92.59 | 92.39 | 92.18 | 91.95 | 91.73 | 91.61 | 91.51 | 91.37 | 91.23 | 91.08 | 90.93 |
| 92.88 | 92.71 | 92.53 | 92.35 | 92.16 | 91.97 | 91.79 | 91.65 | 91.52 | 91.39 | 91.26 | 91.12 | 90.97 |
| 92.78 | 92.63 | 92.47 | 92.30 | 92.13 | 91.97 | 91.81 | 91.67 | 91.54 | 91.42 | 91.29 | 91.16 | 91.01 |
| 92.69 | 92.55 | 92.42 | 92.26 | 92.11 | 91.96 | 91.82 | 91.69 | 91.56 | 91.44 | 91.32 | 91.19 | 91.05 |
| 92.59 | 92.47 | 92.34 | 92.22 | 92.08 | 91.95 | 91.82 | 91.70 | 91.58 | 91.47 | 91.34 | 91.22 | 91.09 |
| 92.49 | 92.38 | 92.26 | 92.15 | 92.04 | 91.93 | 91.81 | 91.70 | 91.59 | 91.47 | 91.36 | 91.24 | 91.13 |

Tab. 6. 28 - Cargas hidráulicas realizadas após bombeamento  $Q = 4Q$   
(caso bi-dimensional) em metros, vazão de  $14.40 \text{ m}^3/\text{h}$



|       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 93.66 | 93.41 | 93.16 | 92.92 | 92.67 | 92.42 | 92.17 | 91.92 | 91.66 | 91.41 | 91.16 | 90.90 | 90.65 |
| 93.56 | 93.32 | 93.09 | 92.85 | 92.61 | 92.36 | 92.12 | 91.89 | 91.65 | 91.42 | 91.17 | 90.93 | 90.69 |
| 93.47 | 93.24 | 93.02 | 92.78 | 92.54 | 92.31 | 92.08 | 91.85 | 91.63 | 91.41 | 91.19 | 90.96 | 90.73 |
| 93.37 | 93.16 | 92.93 | 92.70 | 92.48 | 92.25 | 92.03 | 91.82 | 91.61 | 91.40 | 91.20 | 90.99 | 90.77 |
| 93.27 | 93.06 | 92.85 | 92.63 | 92.41 | 92.18 | 91.97 | 91.77 | 91.58 | 91.40 | 91.20 | 91.00 | 90.81 |
| 93.17 | 93.97 | 92.76 | 92.55 | 93.34 | 92.11 | 91.99 | 91.72 | 91.56 | 91.39 | 91.21 | 91.03 | 90.85 |
| 93.08 | 92.88 | 92.69 | 92.48 | 92.27 | 92.04 | 91.74 | 91.68 | 91.54 | 91.39 | 91.23 | 91.06 | 90.89 |
| 92.98 | 92.80 | 92.61 | 92.43 | 92.23 | 90.03 | 91.83 | 91.69 | 91.55 | 91.40 | 91.25 | 91.09 | 90.93 |
| 92.88 | 92.71 | 92.54 | 92.37 | 92.20 | 91.02 | 91.85 | 91.70 | 91.56 | 91.42 | 91.27 | 91.12 | 90.97 |
| 92.78 | 92.63 | 92.48 | 92.32 | 92.16 | 92.00 | 91.85 | 91.71 | 91.57 | 91.43 | 91.30 | 91.16 | 91.01 |
| 92.69 | 92.55 | 92.42 | 92.27 | 92.12 | 91.98 | 91.84 | 91.71 | 91.58 | 91.45 | 91.32 | 91.19 | 91.05 |
| 92.59 | 92.47 | 92.34 | 92.22 | 92.08 | 91.95 | 91.83 | 91.70 | 91.58 | 91.47 | 91.34 | 91.22 | 91.09 |
| 92.49 | 92.38 | 92.26 | 92.15 | 92.04 | 91.93 | 91.81 | 91.70 | 91.59 | 91.47 | 91.36 | 91.24 | 91.13 |

Tab. 6. 29 - Cargas hidráulicas realizadas após bombeamento  $Q = Q$   
(caso bi-dimENSIONAL) em metros, vazão de 33.00 m<sup>3</sup>/h

## DIREÇÃO DO RIO



|       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 93.66 | 93.41 | 93.16 | 92.92 | 92.67 | 92.42 | 92.17 | 91.92 | 91.66 | 91.41 | 91.16 | 90.90 | 90.65 |
| 93.56 | 93.32 | 93.09 | 92.85 | 92.60 | 92.35 | 92.11 | 91.87 | 91.64 | 91.42 | 91.17 | 90.93 | 90.69 |
| 93.47 | 93.24 | 93.02 | 92.77 | 92.52 | 92.28 | 92.05 | 91.83 | 91.61 | 91.40 | 91.19 | 90.96 | 90.73 |
| 93.37 | 93.16 | 92.92 | 92.68 | 92.44 | 92.20 | 91.98 | 91.77 | 91.57 | 91.38 | 91.19 | 90.99 | 90.77 |
| 93.27 | 93.05 | 92.83 | 92.59 | 92.35 | 92.11 | 91.89 | 91.70 | 91.53 | 91.36 | 91.18 | 91.00 | 90.81 |
| 93.17 | 93.96 | 92.74 | 92.51 | 92.27 | 92.01 | 91.76 | 91.62 | 91.49 | 91.34 | 91.19 | 91.02 | 90.85 |
| 93.08 | 92.87 | 92.66 | 92.43 | 92.19 | 91.91 | 91.50 | 91.54 | 91.46 | 91.34 | 91.20 | 91.05 | 90.89 |
| 92.98 | 92.79 | 92.59 | 92.38 | 92.16 | 91.93 | 91.70 | 91.59 | 91.48 | 91.35 | 91.22 | 91.08 | 90.93 |
| 92.88 | 92.71 | 92.52 | 92.34 | 92.14 | 91.95 | 91.77 | 91.63 | 91.51 | 91.38 | 91.25 | 91.11 | 90.97 |
| 92.78 | 92.63 | 92.47 | 92.30 | 92.13 | 91.96 | 91.80 | 91.66 | 91.53 | 91.41 | 91.29 | 91.16 | 91.01 |
| 92.69 | 92.55 | 92.42 | 92.26 | 92.10 | 91.95 | 91.81 | 91.68 | 91.56 | 91.44 | 91.32 | 91.19 | 91.05 |
| 92.59 | 92.47 | 92.34 | 92.22 | 92.08 | 91.94 | 91.82 | 91.69 | 91.58 | 91.47 | 91.34 | 91.22 | 91.09 |
| 92.49 | 92.38 | 92.26 | 92.15 | 92.04 | 91.93 | 91.81 | 91.70 | 91.59 | 91.47 | 91.36 | 91.24 | 91.13 |

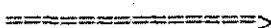
Tab. 6. 30 - Cargas hidráulicas realizadas após bombeamento  $Q = 2Q$   
(caso bi-dimENSIONAL) em metros, vazão de 33.00 m<sup>3</sup>/h



|       |       |       |       |       |       |              |       |       |       |       |       |       |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 93.66 | 93.41 | 93.16 | 92.92 | 92.67 | 92.42 | 92.17        | 91.92 | 91.66 | 91.41 | 91.16 | 90.90 | 90.65 |
| 93.56 | 93.32 | 93.09 | 92.85 | 92.59 | 92.34 | 92.10        | 91.86 | 91.63 | 91.42 | 91.17 | 90.93 | 90.69 |
| 93.47 | 93.24 | 93.02 | 92.76 | 92.50 | 92.26 | 92.02        | 91.80 | 91.59 | 91.39 | 91.39 | 90.96 | 90.73 |
| 93.37 | 93.16 | 92.91 | 92.66 | 92.40 | 92.16 | 91.93        | 91.72 | 91.54 | 91.36 | 91.18 | 90.99 | 90.77 |
| 93.27 | 93.04 | 92.81 | 92.56 | 92.30 | 92.04 | 91.81        | 91.63 | 91.48 | 91.32 | 91.16 | 90.99 | 90.81 |
| 93.17 | 93.95 | 92.71 | 92.46 | 93.20 | 91.91 | 91.62        | 91.52 | 91.42 | 91.30 | 91.16 | 91.01 | 90.85 |
| 93.08 | 92.86 | 92.63 | 92.38 | 92.11 | 91.78 | <b>91.25</b> | 91.41 | 91.38 | 91.29 | 91.17 | 91.03 | 90.89 |
| 92.98 | 92.77 | 92.56 | 92.33 | 92.09 | 91.83 | 91.56        | 91.49 | 91.41 | 91.31 | 91.19 | 91.07 | 90.93 |
| 92.88 | 92.70 | 92.50 | 92.30 | 92.09 | 91.88 | 91.69        | 91.56 | 91.45 | 91.34 | 91.23 | 91.11 | 90.97 |
| 92.78 | 92.63 | 92.46 | 92.27 | 92.09 | 91.91 | 91.75        | 91.62 | 91.50 | 91.39 | 91.27 | 91.16 | 91.01 |
| 92.69 | 92.55 | 92.42 | 92.25 | 92.08 | 91.93 | 91.78        | 91.65 | 91.54 | 91.43 | 91.32 | 91.19 | 91.05 |
| 92.59 | 92.47 | 92.34 | 92.22 | 92.07 | 91.93 | 91.80        | 91.68 | 91.57 | 91.47 | 91.34 | 91.22 | 91.09 |
| 92.49 | 92.38 | 92.26 | 92.15 | 92.04 | 91.93 | 91.81        | 91.70 | 91.59 | 91.47 | 91.36 | 91.24 | 91.13 |

Tab. 6.31 - Cargas hidráulicas realizadas após bombeamento  $Q = 3Q$   
(caso bi-dimensional) em metros, vazão de 33.00 m<sup>3</sup>/h

DIREÇÃO DO RIO



|       |       |       |       |       |       |              |       |       |       |       |       |       |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 93.66 | 93.41 | 93.16 | 92.92 | 92.67 | 92.42 | 92.17        | 91.92 | 91.66 | 91.41 | 91.16 | 90.90 | 90.65 |
| 93.56 | 93.32 | 93.09 | 92.85 | 92.58 | 92.33 | 92.08        | 91.85 | 91.62 | 91.42 | 91.17 | 90.93 | 90.69 |
| 93.47 | 93.24 | 93.02 | 92.75 | 92.48 | 92.23 | 91.99        | 91.77 | 91.57 | 91.38 | 91.19 | 90.96 | 90.73 |
| 93.37 | 93.16 | 92.90 | 92.63 | 92.37 | 92.11 | 91.88        | 91.68 | 91.50 | 91.33 | 91.16 | 90.99 | 90.77 |
| 93.27 | 93.04 | 92.79 | 92.52 | 92.25 | 91.97 | 91.73        | 91.56 | 91.43 | 91.29 | 91.14 | 90.98 | 90.81 |
| 93.17 | 92.93 | 92.68 | 92.42 | 92.13 | 91.81 | 91.49        | 91.42 | 91.35 | 91.25 | 91.13 | 91.00 | 90.85 |
| 93.08 | 92.84 | 92.60 | 92.33 | 92.03 | 91.64 | <b>91.00</b> | 91.28 | 91.30 | 91.24 | 91.14 | 91.02 | 90.89 |
| 92.98 | 92.76 | 92.53 | 92.29 | 92.02 | 91.73 | 91.43        | 91.38 | 91.34 | 91.26 | 91.17 | 91.05 | 90.93 |
| 92.88 | 92.69 | 92.48 | 92.27 | 92.04 | 91.81 | 91.61        | 91.49 | 91.40 | 91.31 | 91.21 | 91.10 | 90.97 |
| 92.78 | 92.63 | 92.45 | 92.25 | 92.06 | 91.87 | 91.70        | 91.57 | 91.46 | 91.36 | 91.26 | 91.16 | 91.01 |
| 92.69 | 92.55 | 92.42 | 92.24 | 92.06 | 91.90 | 91.75        | 91.63 | 91.52 | 91.42 | 91.32 | 91.19 | 91.05 |
| 92.59 | 92.47 | 92.34 | 92.22 | 92.06 | 91.92 | 91.79        | 91.67 | 91.56 | 91.47 | 91.34 | 91.22 | 91.09 |
| 92.49 | 92.38 | 92.26 | 92.15 | 92.04 | 91.93 | 91.81        | 91.70 | 91.59 | 91.47 | 91.36 | 91.24 | 91.13 |

Tab. 6.32 - Cargas hidráulicas realizadas após bombeamento  $Q = 4Q$   
(caso bi-dimensional) em metros, vazão de 33.00 m<sup>3</sup>/h

### 6.3 Discussão dos Resultados sobre as Cargas Desenvolvidas

As tabelas indicam que a variação do rebaixamento ao longo do rio é maior do que na direção transversal ao mesmo, por exemplo, na tabela 6.6 (cargas desenvolvidas para a superfície da área 4) a variação ao longo da seção longitudinal, que contém o poço nº 3 na área 4 (A4) é de 0.64m (93.03m - 92.39m), enquanto a variação na direção transversal na seção que contém o mesmo é 0.62m (93.01 - 92.39m). Estas variações foram calculadas, considerando os valores nas extremidades das seções que contém o poço. Para a área 3 (A3), verificou-se que a variação ao longo da seção longitudinal (ao longo do rio) que contém o poço nº 1 (tabela 6.20) é de 2.19m (93.08 - 90.89), enquanto que a variação na seção transversal que contém o poço foi de 0.36m (92.17 - 91.81). Verificou-se portanto, que a variação das cargas na direção longitudinal é maior do que a variação das cargas na direção transversal, fenômeno verificado nas duas áreas (A3 e A4).

O comportamento dos rebaixamentos provocados pelas diferentes taxas de bombeamento (1.Q a 4.Q) a que é submetida cada vazão (20.9, 40.00 e 80.80 m<sup>3</sup>/h) para a área 4 (A4), pode ser analisado através das figuras 6.1 a 6.3 para o fluxo na direção do rio, enquanto que as figuras 6.4 a 6.6 mostram o comportamento do rebaixamento na direção transversal ao rio para esta mesma área. Para a área 3 (A3), esta análise pode ser feita através das figuras 6.7 a 6.9 na direção do rio e pelas figuras 6.10 a 6.12 na direção transversal ao rio, para as vazões de 8.79, 14.40 e 33.00 m<sup>3</sup>/h. submetidas às mesmas taxas de bombeamento da área 4 (A4). Estes gráficos foram confeccionados com os recursos da planilha eletrônica quatro-pró, tanto para a área 3 (A3) como para área 4 (A4), mostrando que cada vez que se aumenta a taxa de bombeamento, aumenta-se o rebaixamento nos poços (poço nº 1-A3 e poço nº 3-A4).

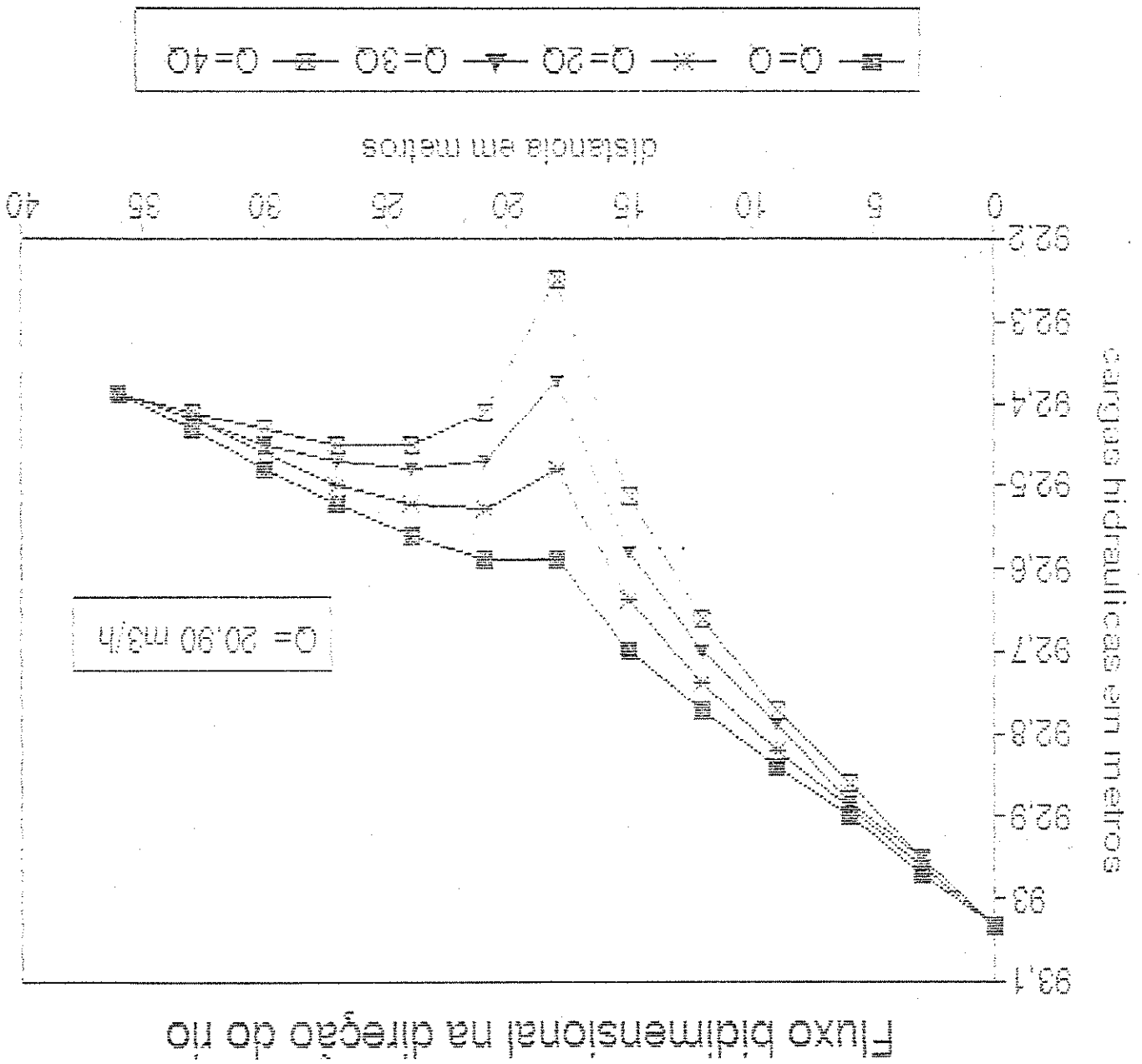
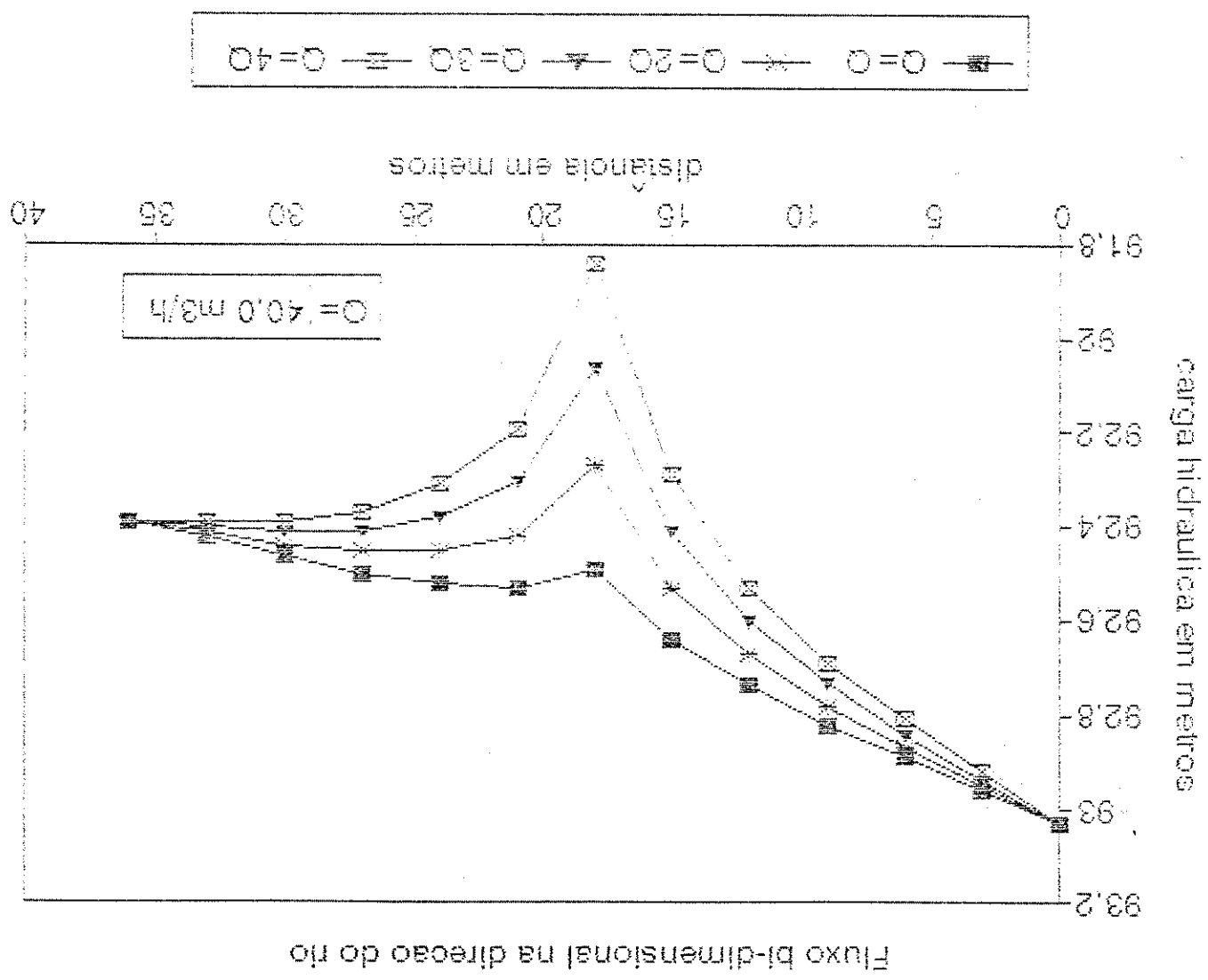


Fig.6.1 - Fluxo bidimensional na direção do rio com  $Q = 20.9 \text{ m}^3/\text{h}$  submetida à taxa de bombeamento variando de  $1. Q$  a  $4. Q$

Fig. 6.2 - Fluxo bi-dimensional na direção do rio com  $Q = 40,00 \text{ m}^3/\text{h}$  submetida à taxa de bombeamento variando de  $1.Q$  a  $4.Q$



## Fluxo bi-dimensional na direção do rio

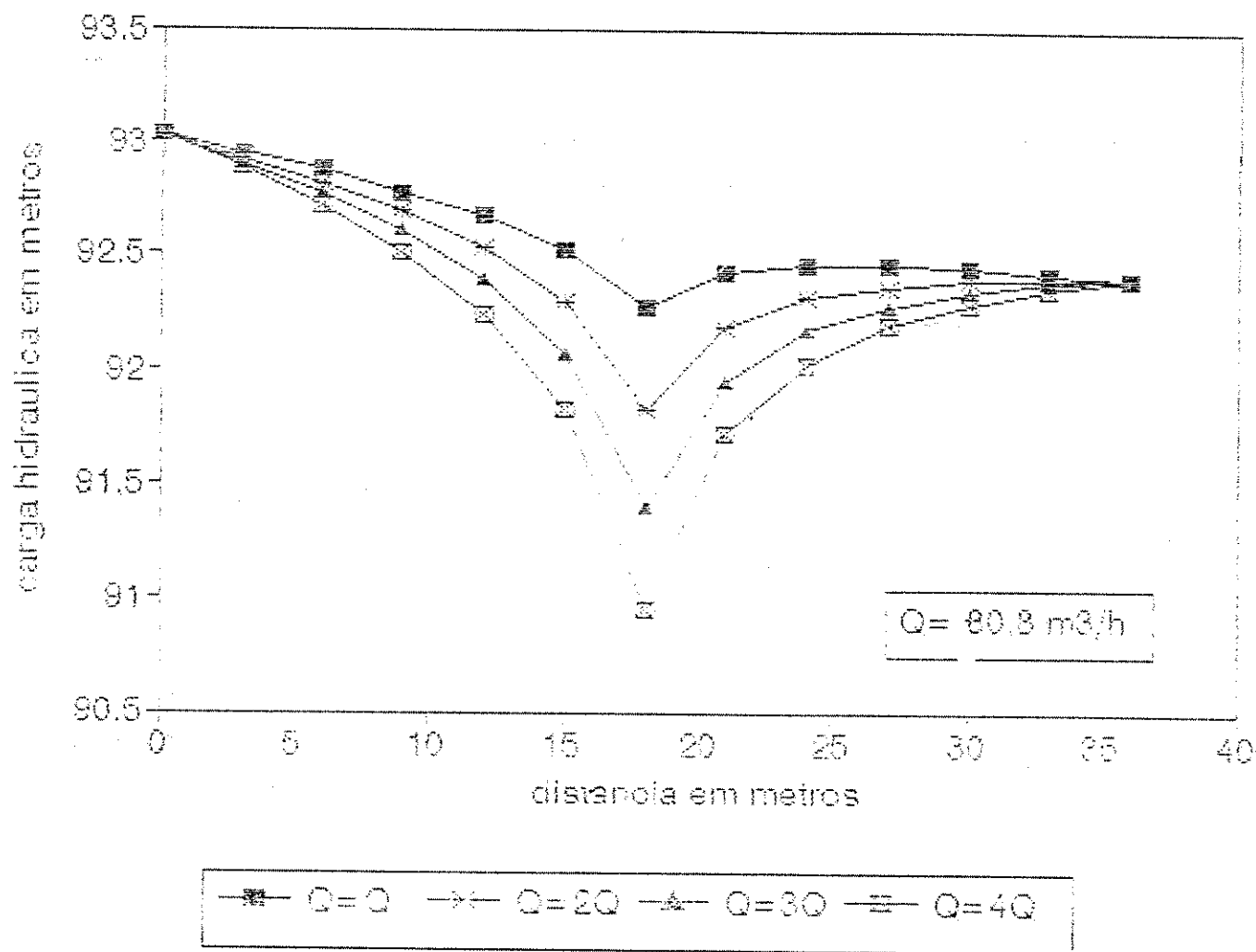


Fig.6.3 - Fluxo bi-dimensional na direção do rio com  $Q = 80.80 \text{ m}^3/\text{h}$  submetida à taxa de bombeamento variando de  $1.Q$  a  $4.Q$

## Fluxo bi-dimensional na direção transversal ao rio

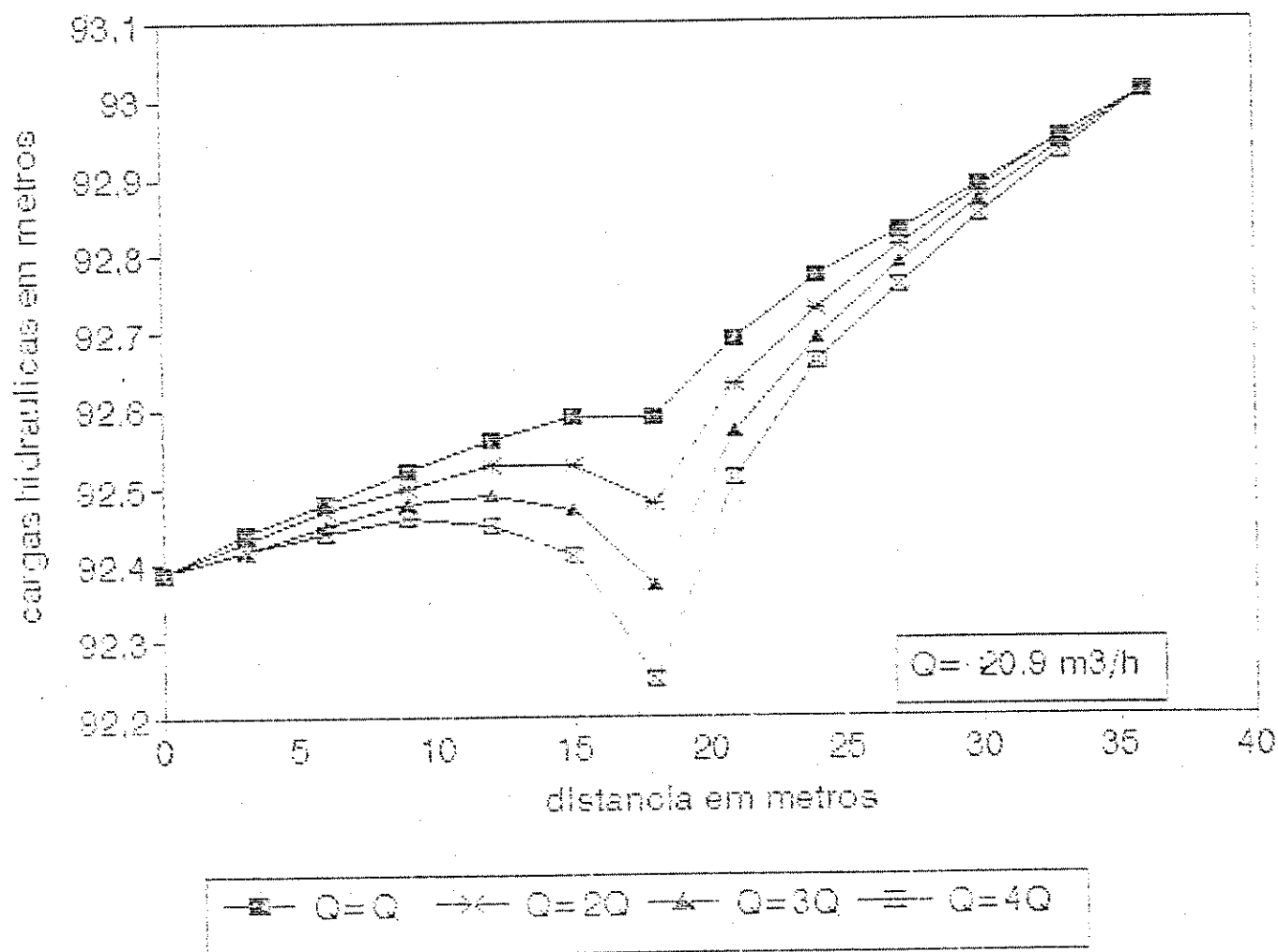


Fig.6.4 - Fluxo bi-dimensional na direção transversal ao rio com  $Q = 20.90 \text{ m}^3/\text{h}$  submetida à taxa de bombeamento variando de  $1.Q$  a  $4.Q$

## Fluxo bi-dimensional na direção transversal ao rio

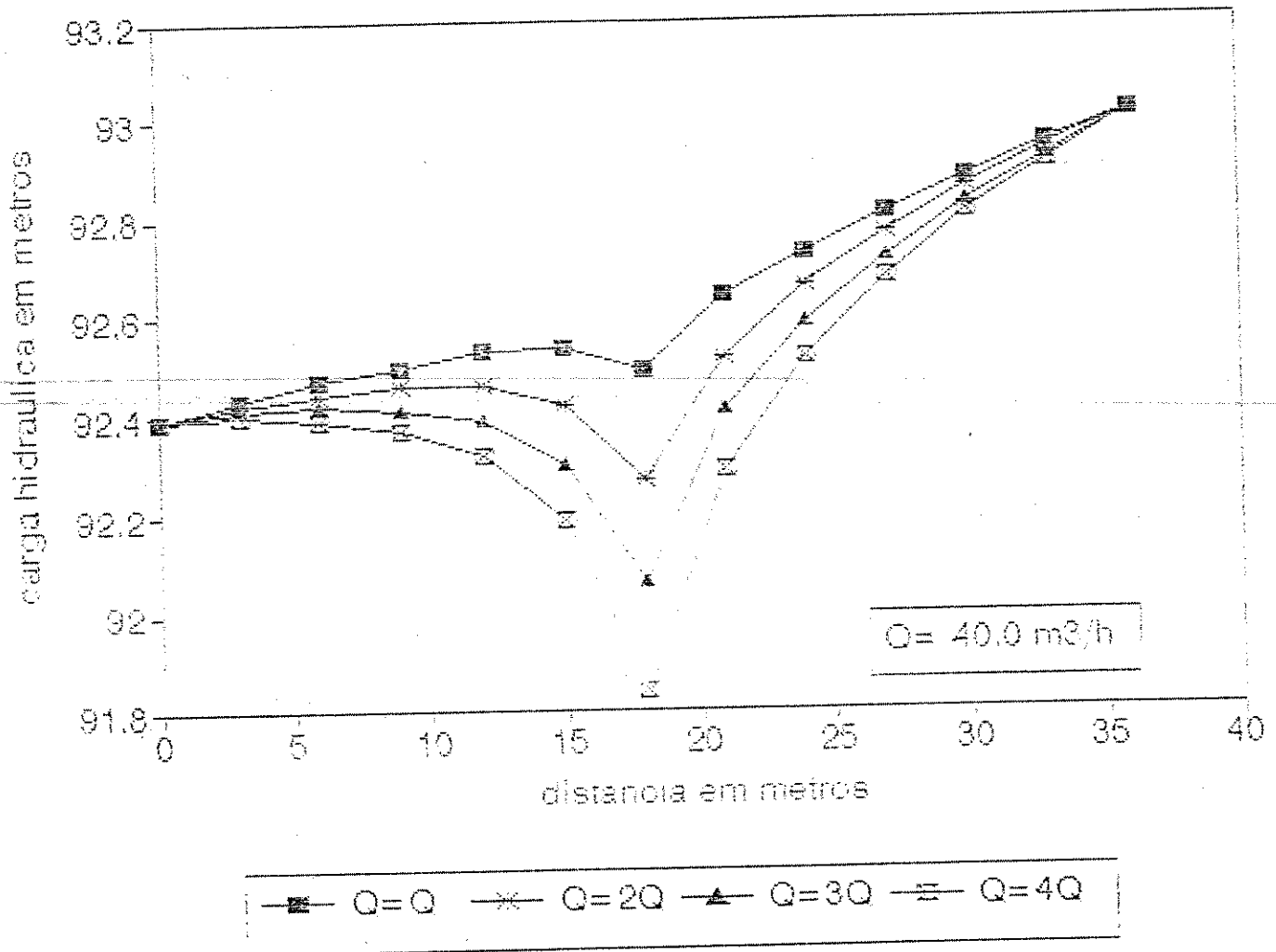


Fig.6.5 - Fluxo bi-dimensional na direção transversal ao rio com  $Q = 40.00 \text{ m}^3/\text{h}$  submetida à taxa de bombeamento variando de  $1.Q$  a  $4.Q$

## Fluxo bi-dimensional na direção transversal ao rio

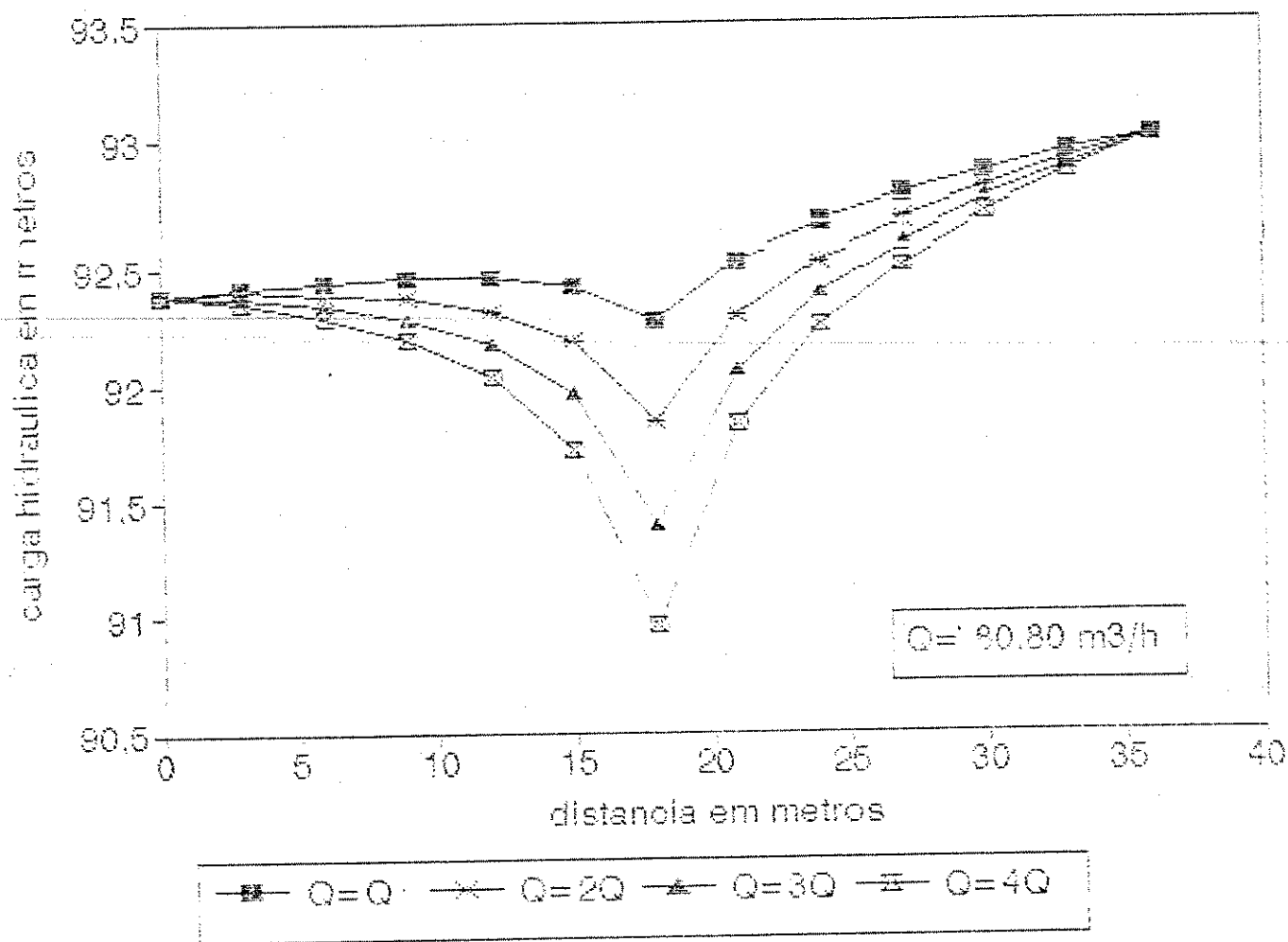


Fig.6.6 - Fluxo bi-dimensional na direção transversal ao rio com  $Q = 80,80 \text{ m}^3/\text{h}$  submetida à taxa de bombeamento variando de  $1.Q$  a  $4.Q$



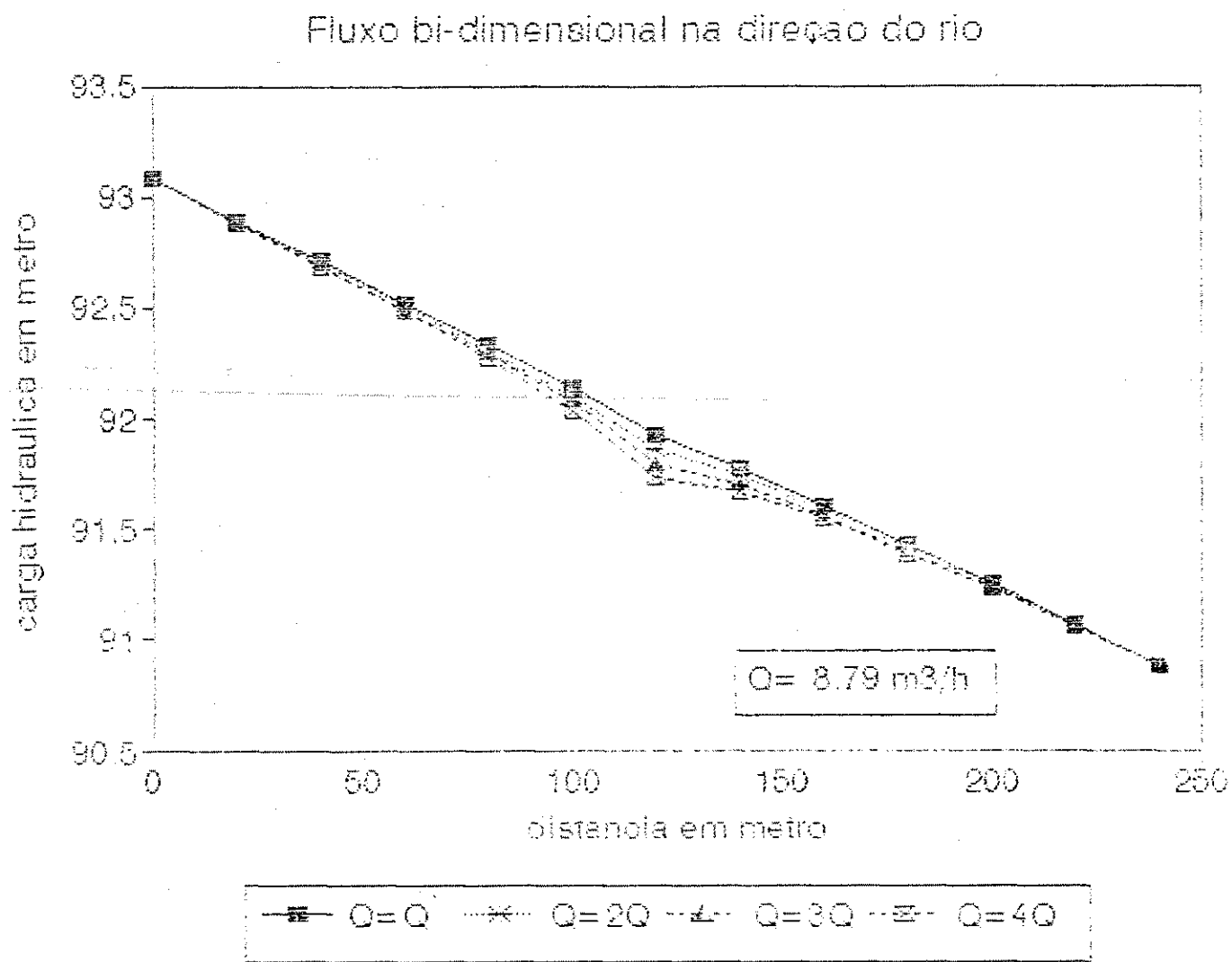


Fig.6.7 - Fluxo bi-dimensional na direção do rio com  $Q = 8.79 \text{ m}^3/\text{h}$  submetida à taxa de bombeamento variando de  $1.Q$  a  $4.Q$

## Fluxo bidimensional na direção do rio

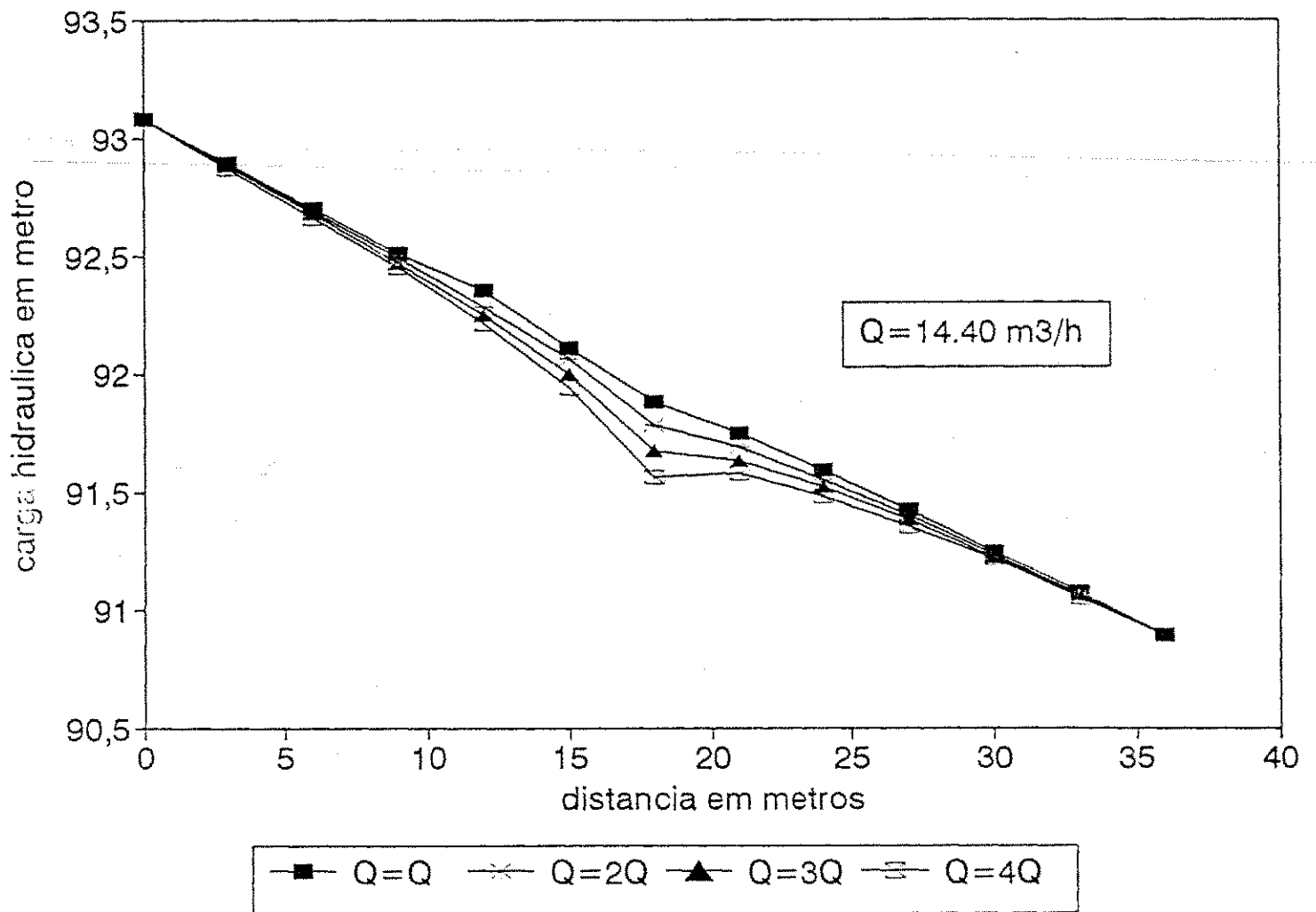


Fig. 6.8 - Fluxo bi-dimensional na direção do rio com  $Q = 14.40 \text{ m}^3/\text{h}$  submetida à taxa de bombeamento variando de  $1.Q$  a  $4.Q$

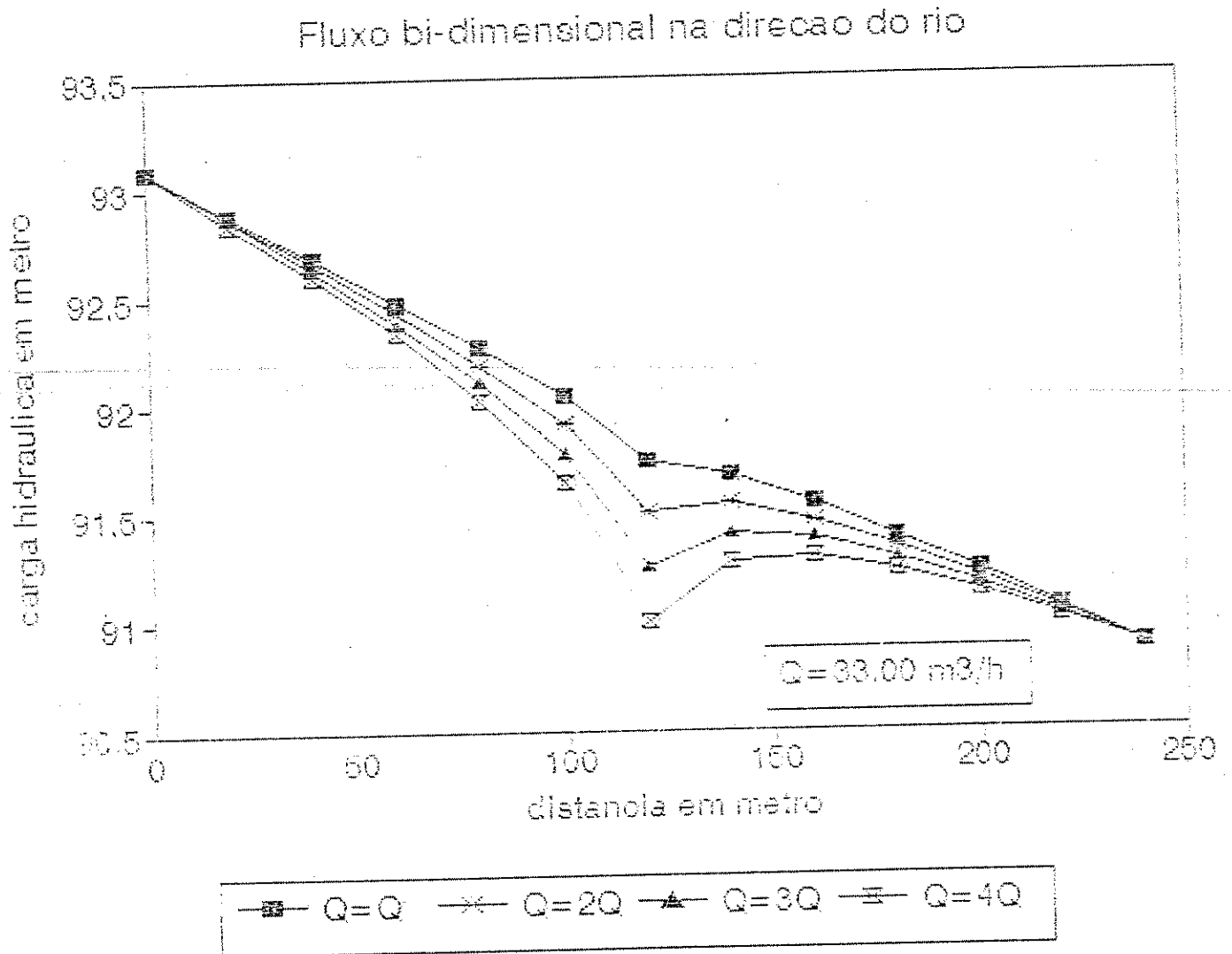


Fig.6.9 - Fluxo bi-dimensional na direção do rio com  $Q = 33.00 \text{ m}^3/\text{h}$  submetida à taxa de bombeamento variando de  $1.Q$  a  $4.Q$

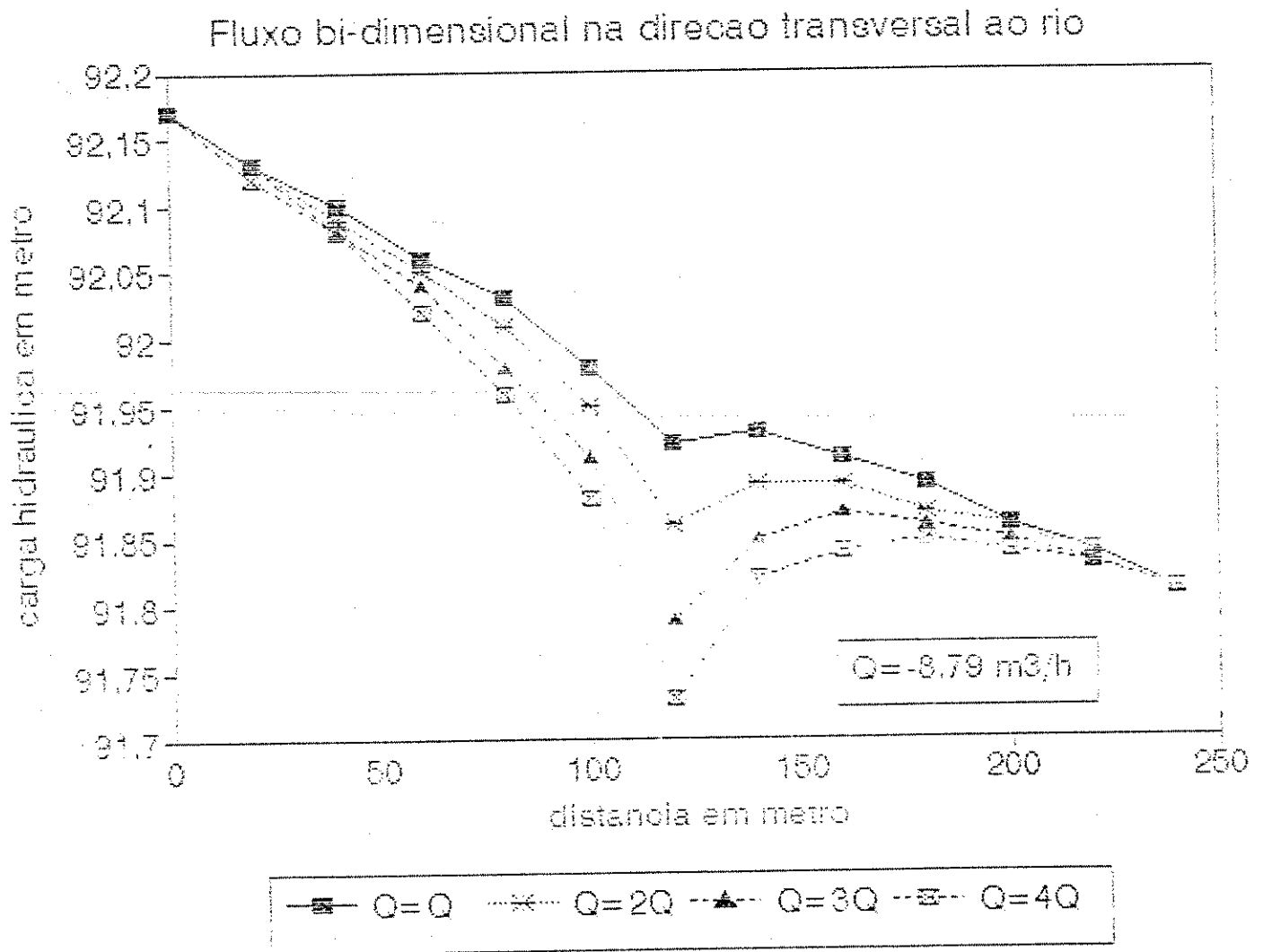


Fig 6.10 - Fluxo bi-dimensional na direção transversal ao rio com  $Q=8.79 \text{ m}^3/\text{h}$  submetida à taxa de bombeamento variando de  $1.Q$  a  $4.Q$

## Fluxo bidimensional na direção transversal ao rio

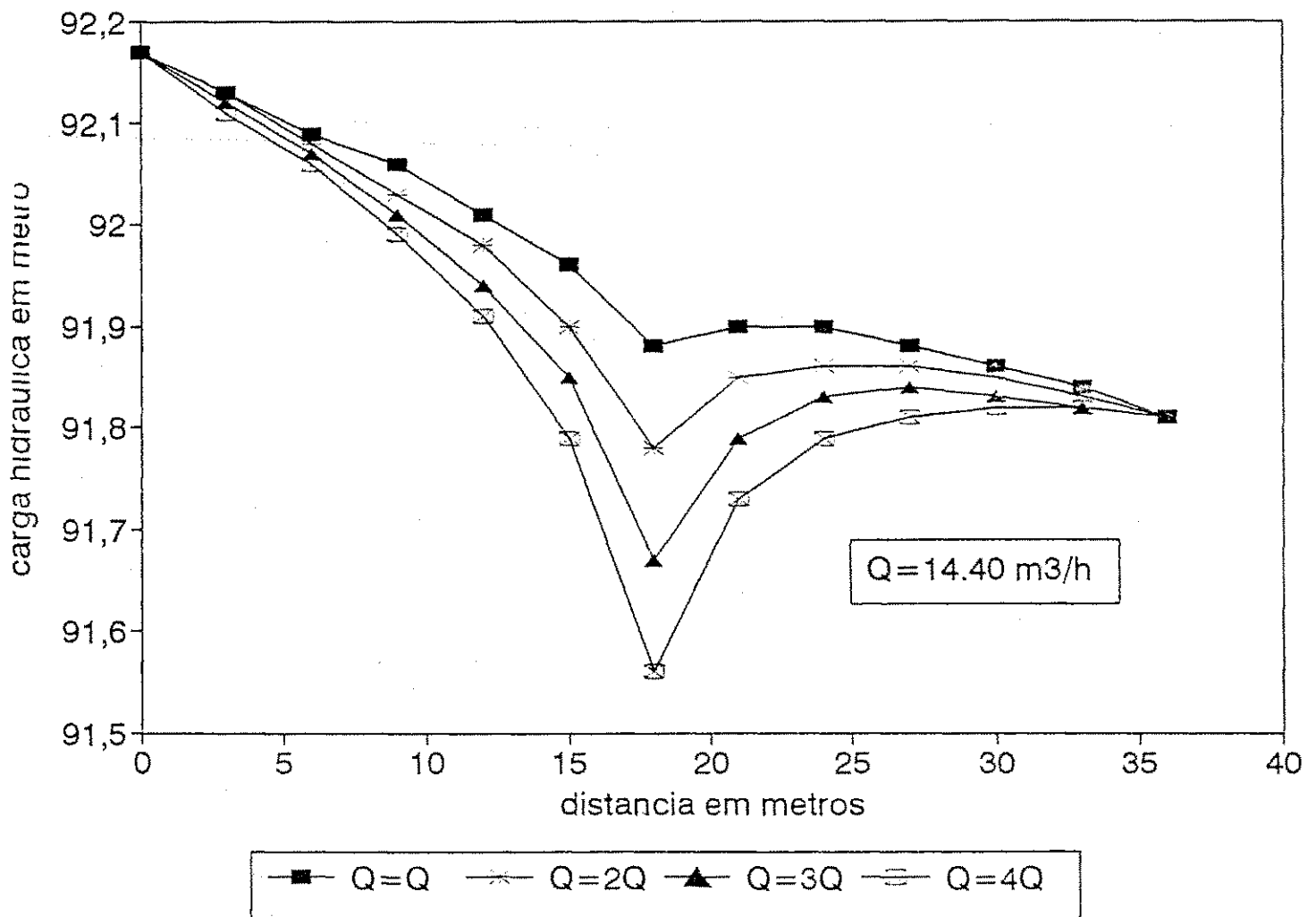
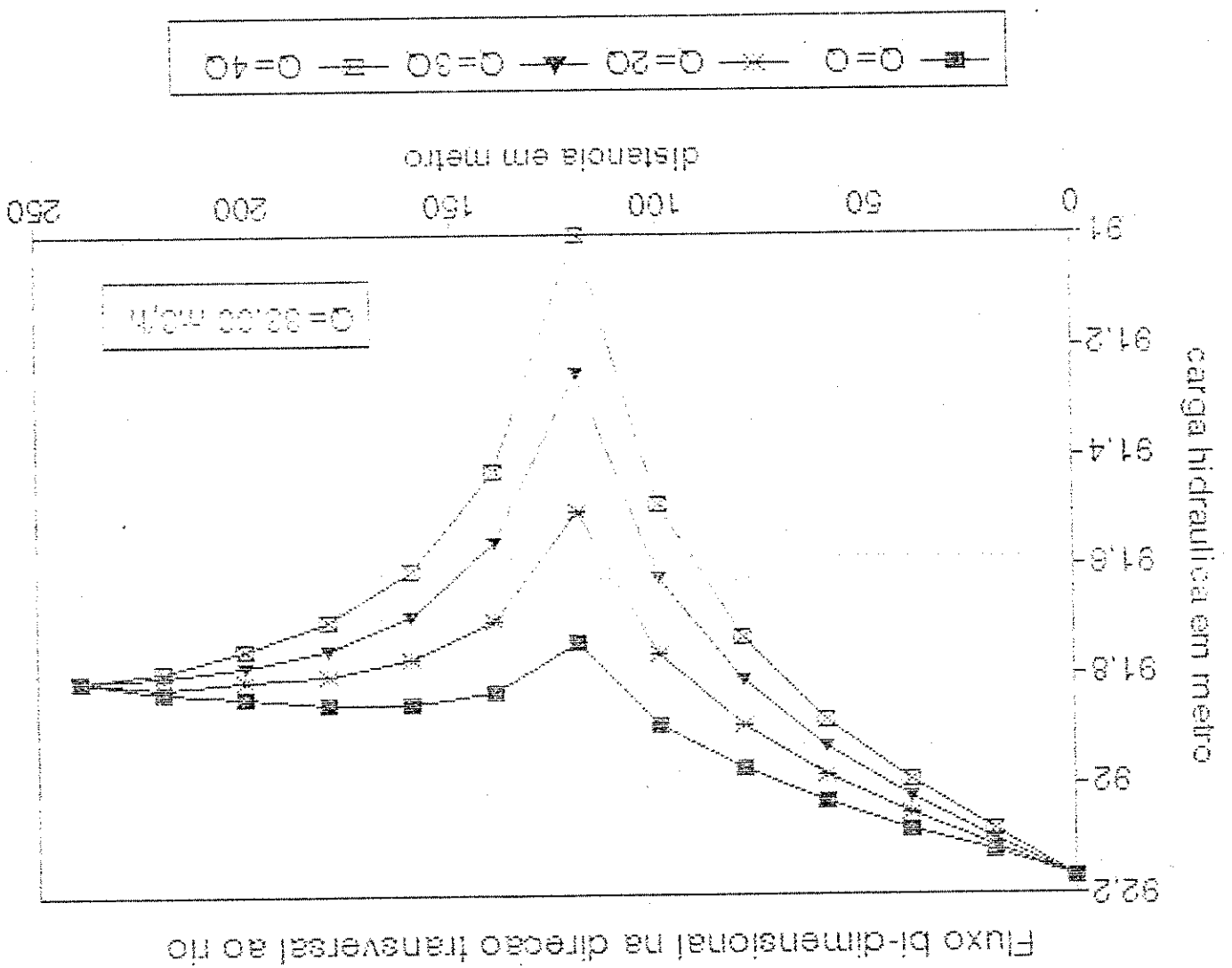


Fig.6.11 - Fluxo bi-dimencional na direção transversal ao rio com  $Q = 14.40 \text{ m}^3/\text{h}$  submetida à taxa de bombeamento variando de  $1.Q$  a  $4.Q$

Fig.6.12 - Fluxo bi-dimensional na direção transversal ao rio com  $Q = 33,00 \text{ m}^3/\text{s}$  submetida a taxa de bombeamento variando de  $1.Q$  a  $4.Q$



#### **6.4 Fluxo Bi-Dimensional Subterrâneo Aplicado à Proteção de Poços**

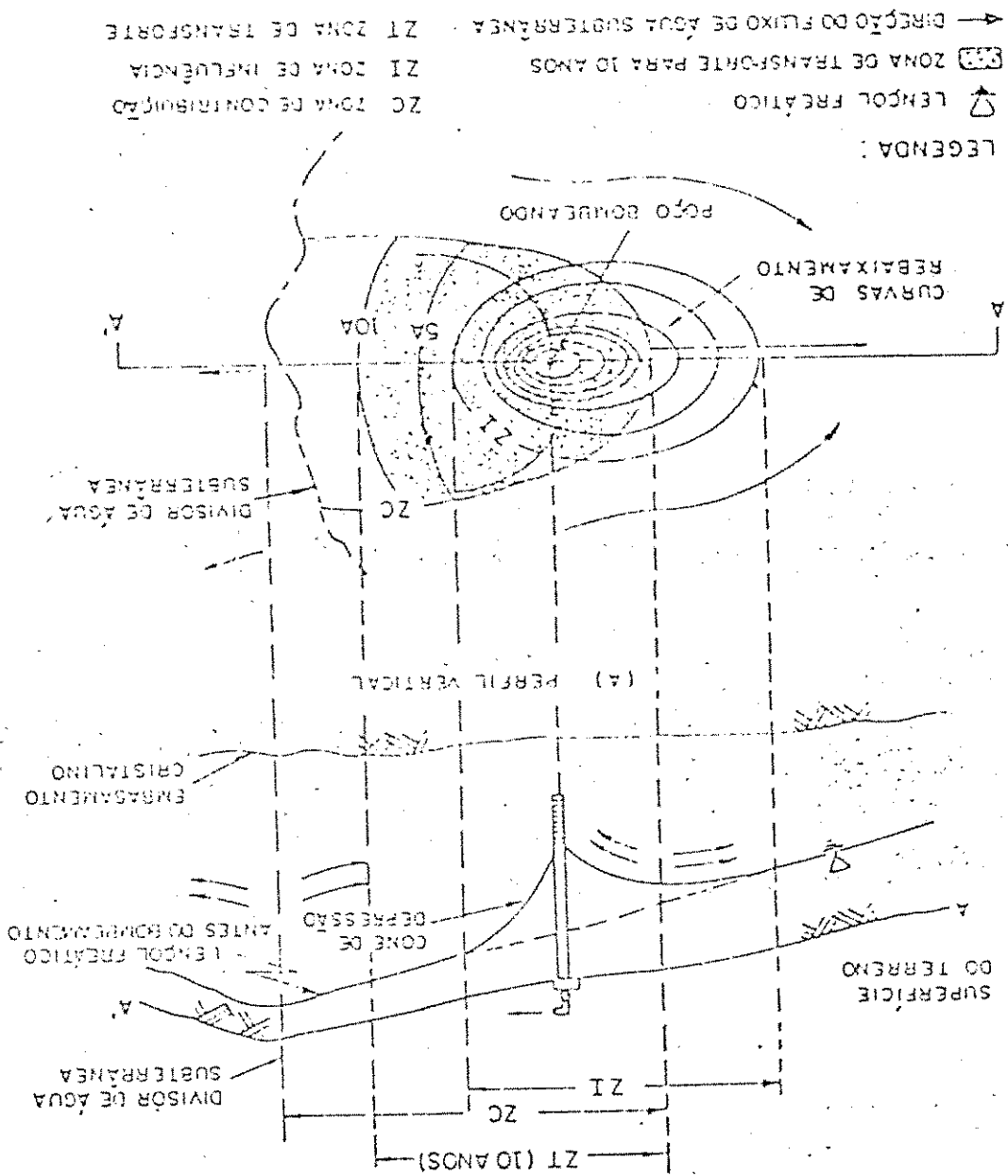
O fluxo bidimensional subterrâneo representa um papel particularmente importante na descontaminação de aquíferos e na proteção de poços. Os engenheiros e cientistas do meio ambiente têm voltado interesse para a prevenção de poluição de água subterrânea como uma das áreas prioritárias. Conhecer o caminho do fluxo que a água seguirá, como resposta aos poços de bombeamento, é essencial para que um projeto e sua operação sejam apropriados. No caso dos poços de abastecimento de água, o objetivo é definir as zonas superficiais e subsuperficiais de onde o poço recebe água e que, conseqüentemente, devem ser protegidas de fontes potenciais de contaminação.

A zona de captura para determinado tempo pode ter um formato irregular (ABRH, 1989) com direções escolhidas ( $y$  e  $x$ ) e muito pouca semelhança com um círculo (Figs. 6.13 e 6.14). Mesmo quando a geologia é homogênea e isotrópica, se a superfície do lençol freático antes do bombeamento for bastante inclinada, a verdadeira zona de captura para determinado tempo, também chamada de zona de transporte (ZT) para um intervalo de tempo especificado, será alongada e não circular. Os efeitos de um lençol freático inclinado sobre as zonas de transporte (ZT) e contribuição (ZC) será de interesse dos engenheiros de abastecimento público de água, em toda área superficial de recarga e nas áreas superficiais de onde o poço bombeado recebe água.

É também de interesse simular bidimensionalmente um plano horizontal  $y$ - $x$ , nas cargas desenvolvidas em todo ou numa parte do aquífero, sujeito a altas taxas de bombeamento, sejam como 1.Q, 2.Q, 3.Q e 4.Q, onde Q foi definido como a taxa de bombeamento adotada pela CDRM nos poços de pesquisa.

(U.S. - EPA 1988)

Fig. 6.13 - Critérios de tempo de trânsito e as zonas de contribuição, influência e transporte





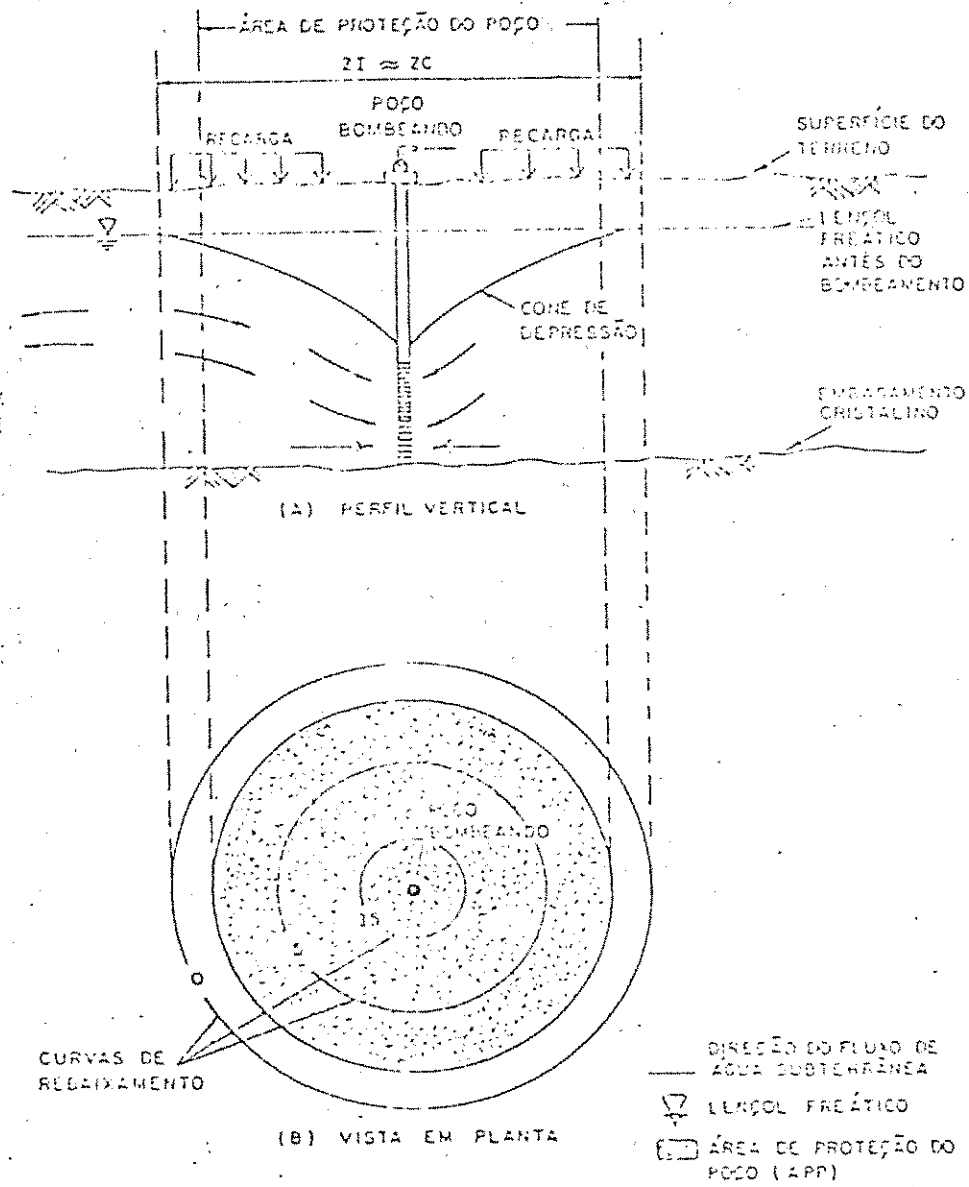


Fig. 6.14 - Representação gráfica mostrando o tempo de trânsito e as zonas de contribuição, influência e transporte na proteção do poço (U.S - EPA 1988)

A modelação com diferenças finitas com a equação diferencial parcial discretizada em incrementos espaciais foi feita para ilustrar o processo, considerando um sistema aquífero retangular simples, composto de um rio principal num lado e um contorno fixo no outro lado, com o poço colocado no centro, para que um sistema de coordenadas retangulares fosse adotado.

As figuras 6.15 e 6.16. nos dá uma visão tridimensional da superfície e da base do aquífero sem o efeito do bombeamento para a área 4 respectivamente. enquanto que as figuras 6.17 e 6.18 nos nos fornecem esta mesma visão para a superfície e para a base do aquífero para a área 3 sem o efeito do bombeamento.

As Figuras. 6.19, 6.20, 6.21 e 6.22 ilustram tridimensionalmente as linhas equipotenciais traçadas com as cargas bidimensionais das tabelas 6.21, 6.22, 6.23 e 6.24 para a vazão de  $8.79 \text{ m}^3/\text{h}$  submetida a taxas de bombeamento de 1.Q, 2.Q, 3.Q e 4.Q, para a área 3 (A3). Para a área 4, a representação tridimensional das cargas bidimensionais da tabela 6.7, 6.8, 6.9 e 6.10 é mostrada pelas figuras 6.23, 6.24, 6.25 e 6.26 para a vazão de  $20.90 \text{ m}^3/\text{h}$  submetida a uma taxa de bombeamento de 1.Q a 2.Q para a área 4 (A4), respectivamente, traçadas com os recursos do programa SURFER FOR WINDOWS.

Figuras como as 6.19 a 6.26 são de muito utilidade na pesquisa sobre os efeitos da fonte de contaminação localizada nas áreas de pesquisa para simular o movimento da poluição dos aquíferos. O efeito desta fonte, localizada dentro da área, pode ser delimitada pelas linhas de fluxo mais exteriores, que podem ser capturadas pelo poço. Se a dispersão não está considerada e o fluxo for o único mecanismo de transporte, as partículas poluentes dentro da área mencionada seriam capturadas pelo poço.

Na descontaminação de aquíferos, o interesse frequentemente é com a otimização do projeto de um sistema de extração que garanta a captura e a remoção completa de um pluma de contaminação, dentro de um tempo razoável.

Assim, a pesquisa sobre a delimitação da zona de atração de poluente exige conhecimentos detalhados, e conceitos fundamentais que formam a base de uma das mais importantes áreas da prevenção de poluição de água subterrânea: a proteção de poço.

Fig. 6.15 - Visão unidimensional da superfície tridimensional da superfície tridimensional para a área 4

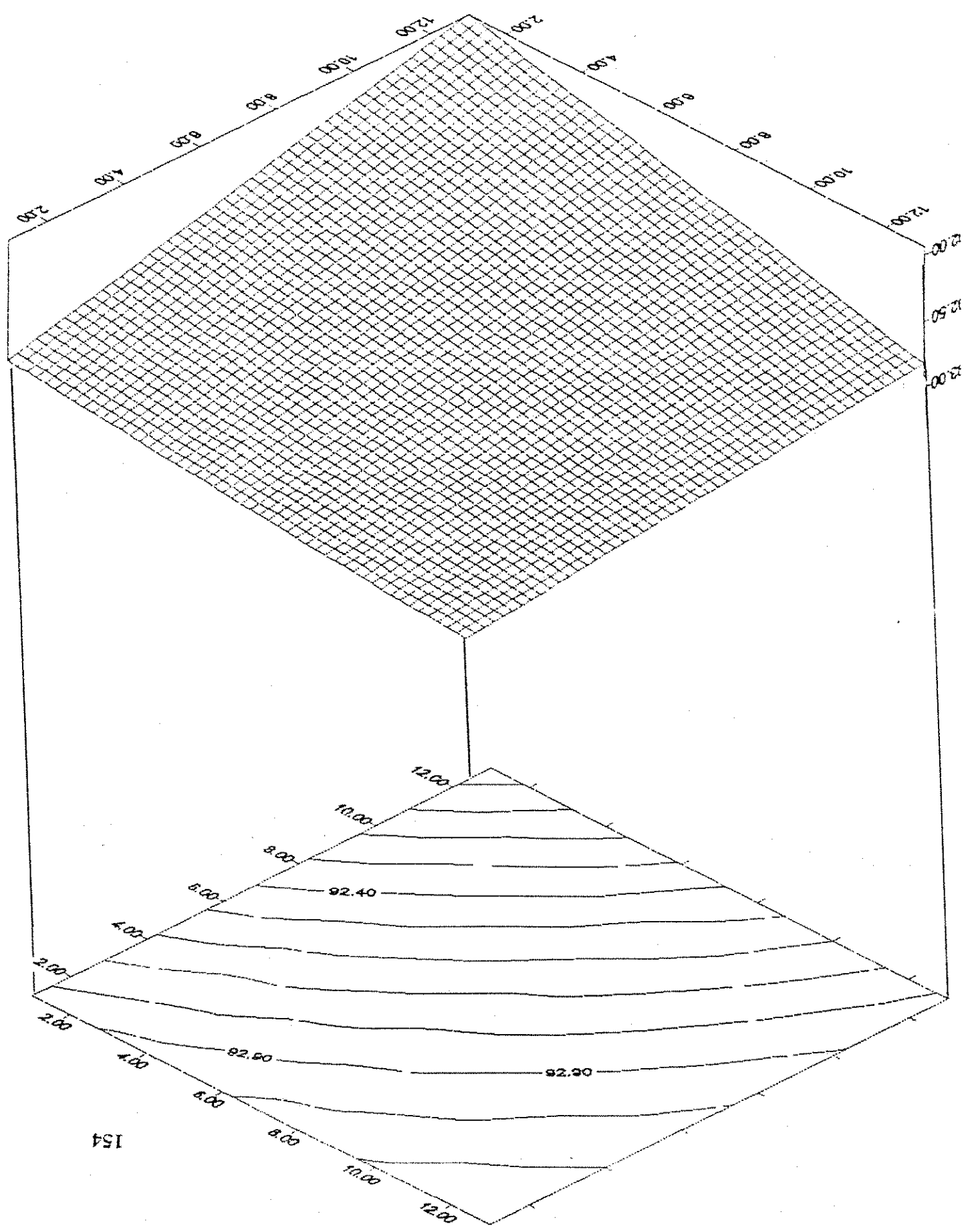


Fig. 6.16 - Visão tri-dimensional da base para a área f

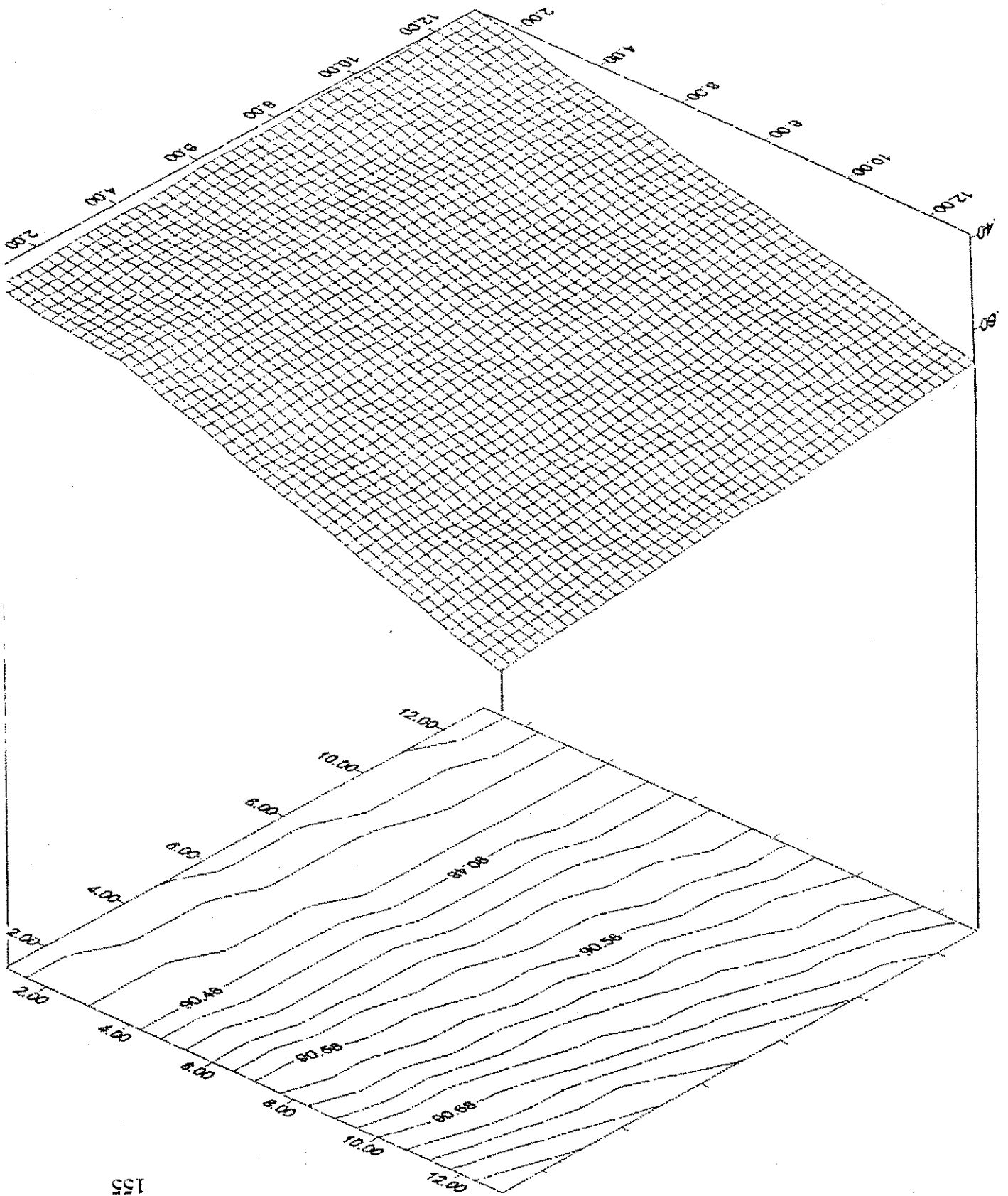


Fig. 6.17 - Visão tridimensional da superfície livre para a área 3

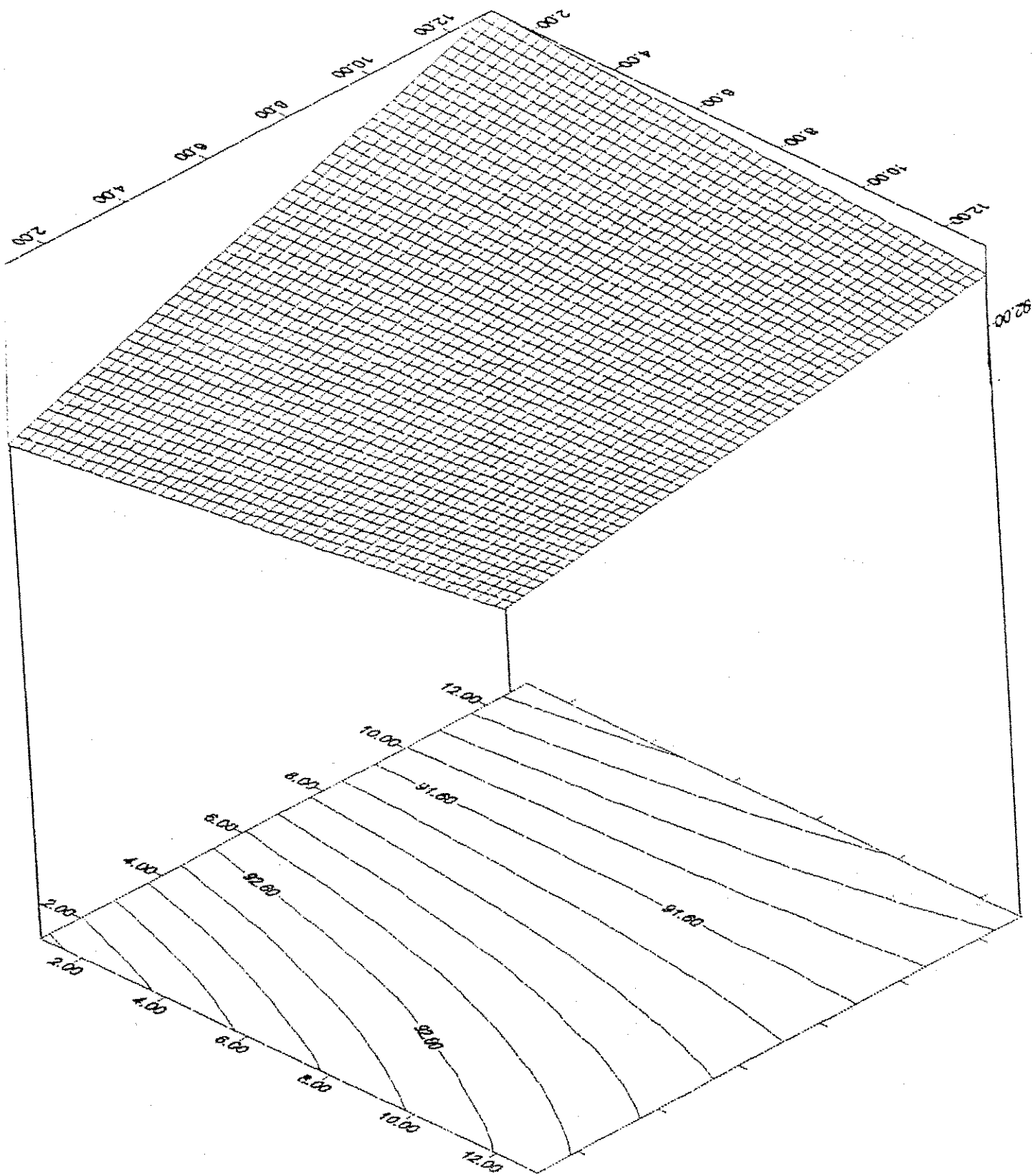


Fig 6.18 - Visão tri-dimensional da base para a área 3

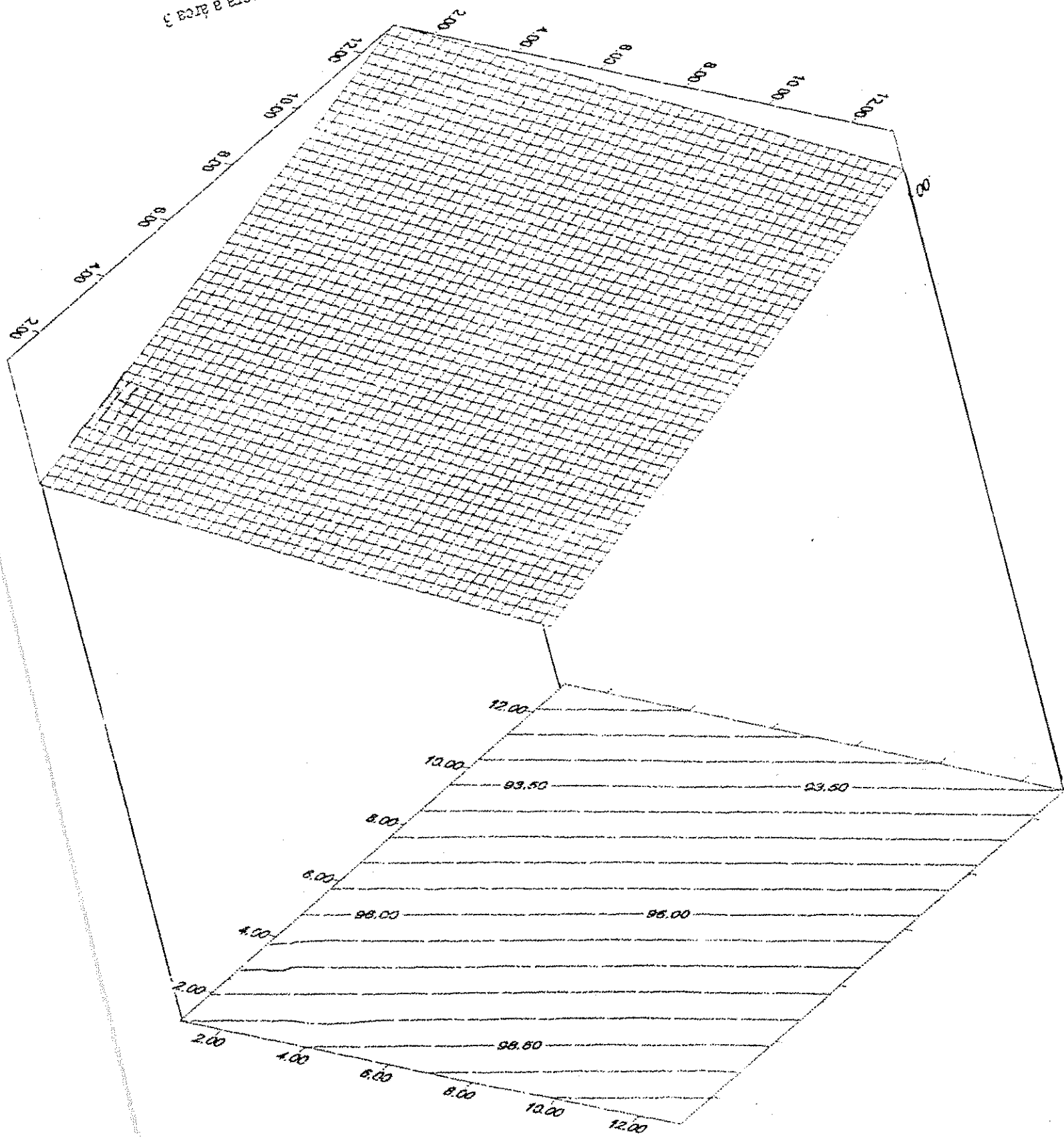


Fig. 6.19 - Visão tridimensional das cargas bi-dimensionais para a vazão de 8,79 m<sup>3</sup>/h submetido a taxa de bombeamento de 1,0 - Área 3

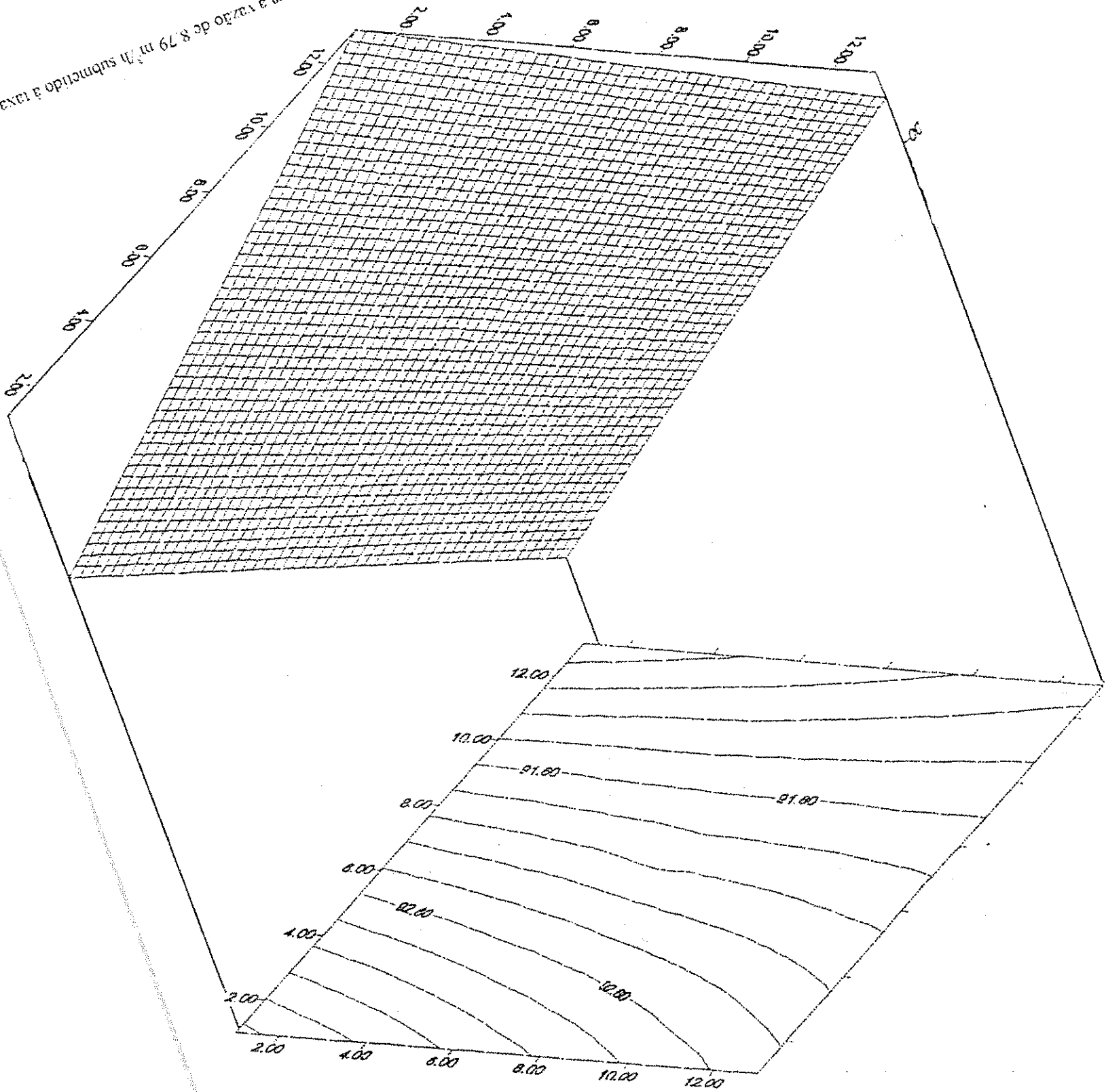




Fig. 6.20 - Visão tri-dimensional das cargas bi-dimensionais para a vazão de  $8.79 \text{ m}^3/\text{h}$  submetido à taxa de bombeamento de  $2.0$  - Área 3

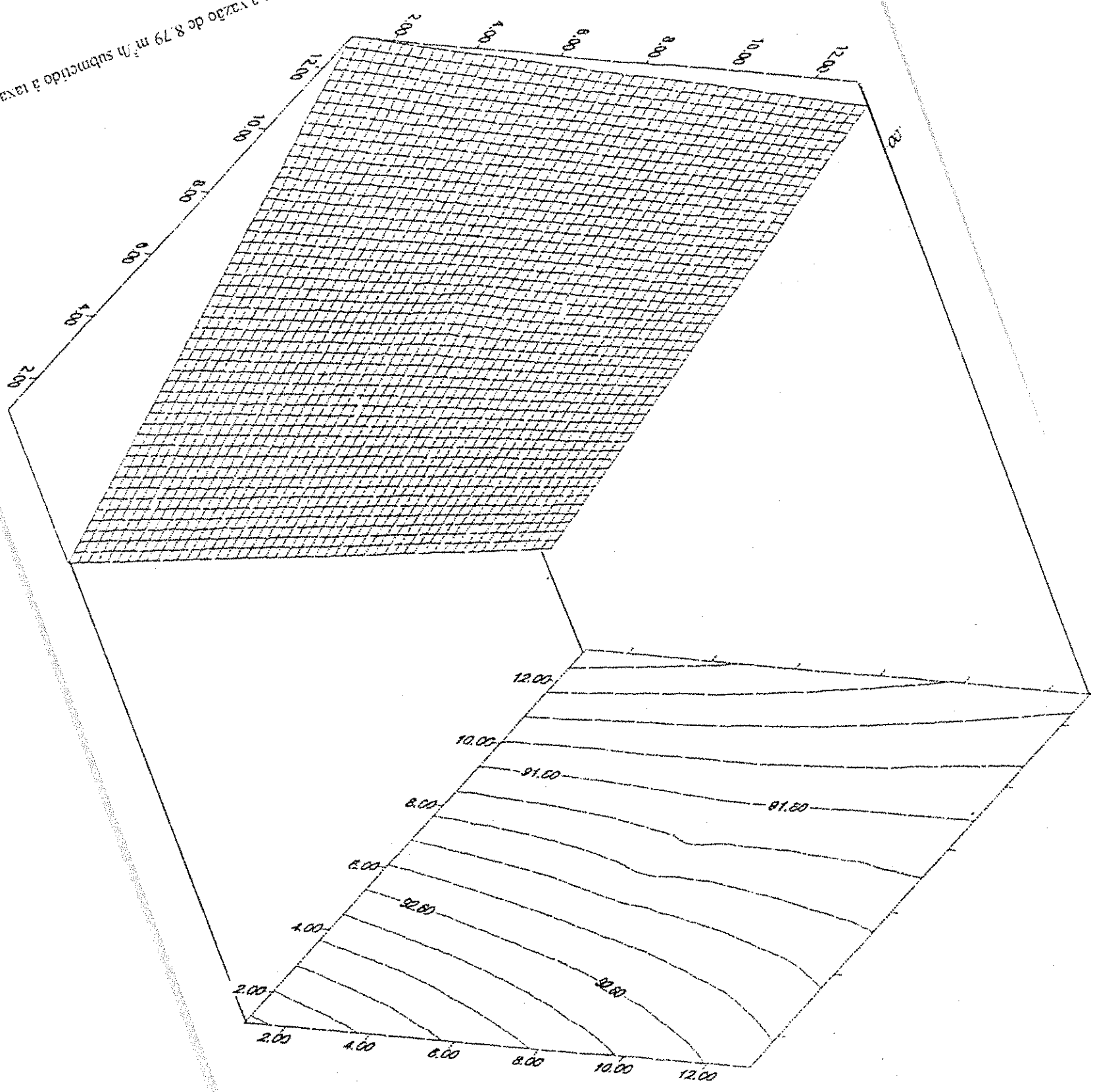


Fig. 6.21 - Visão tridimensional das cargas bi-dimensionais para a laje de bombacimento de 3,0 - Área 3

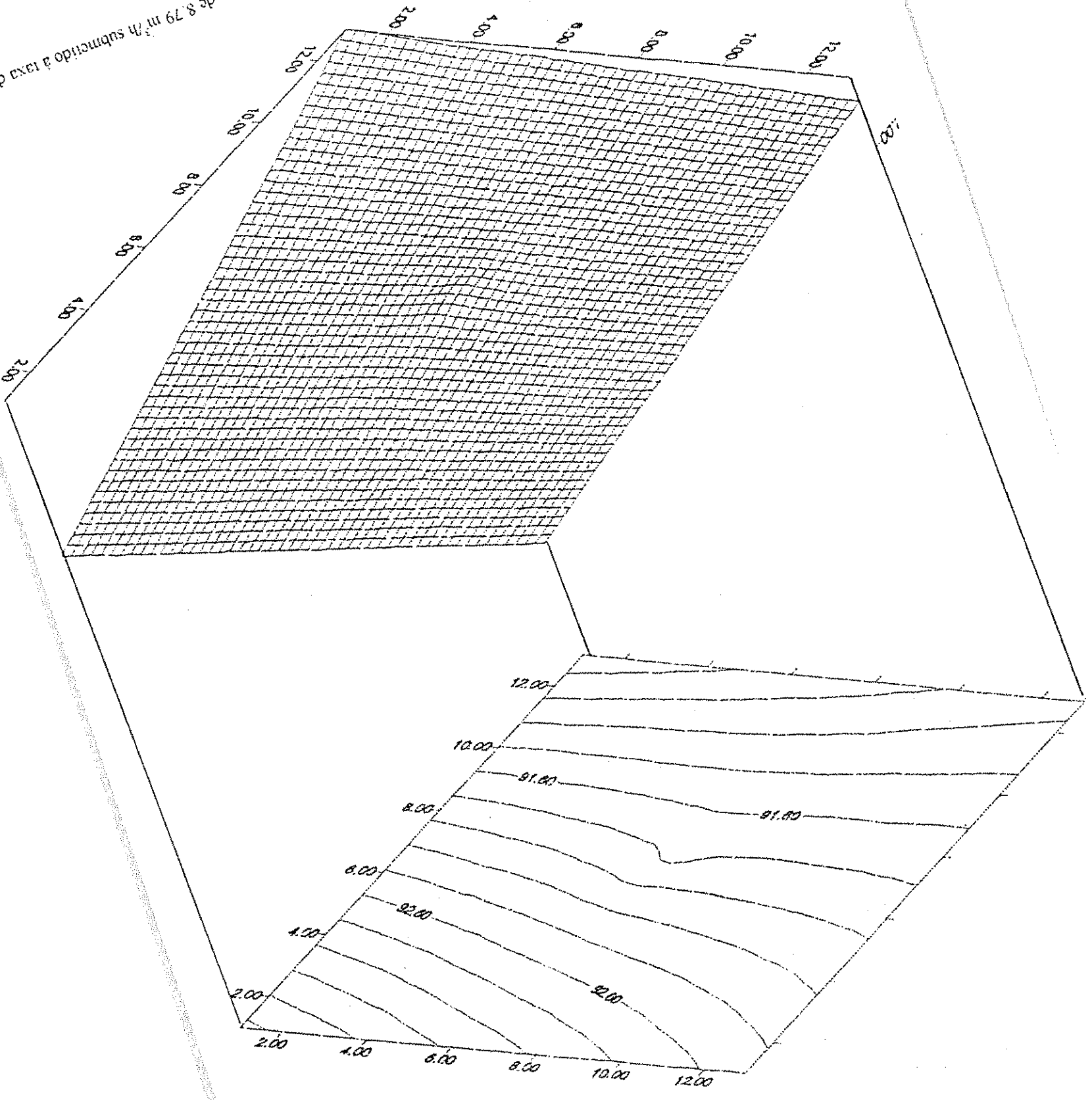
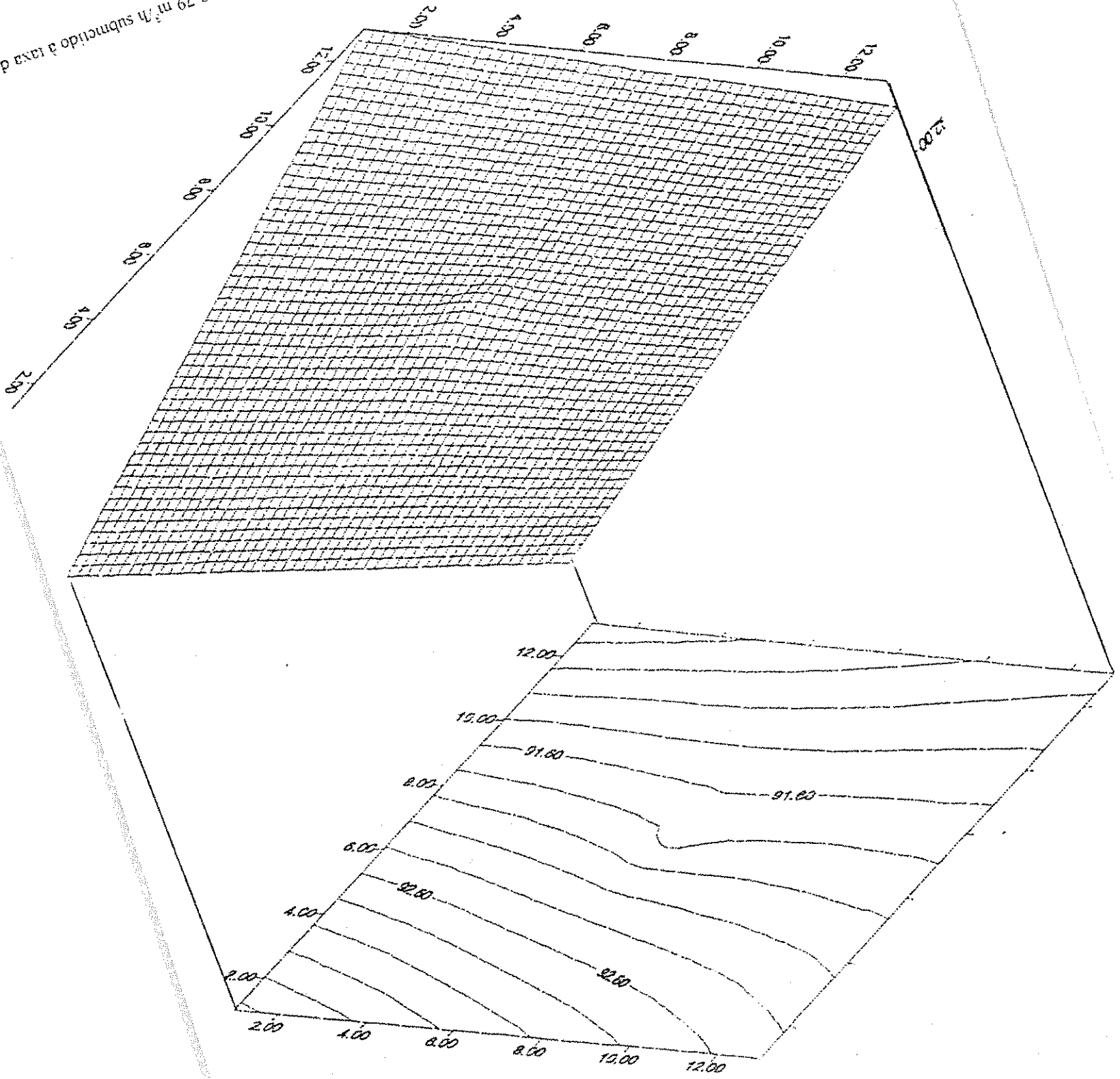


Fig. 6.22 - Visão tri-dimensional das cargas bi-dimensionais para a vazão de 8,79 m<sup>3</sup>/h submetido à taxa de bombeamento de 4,0 - Área 3



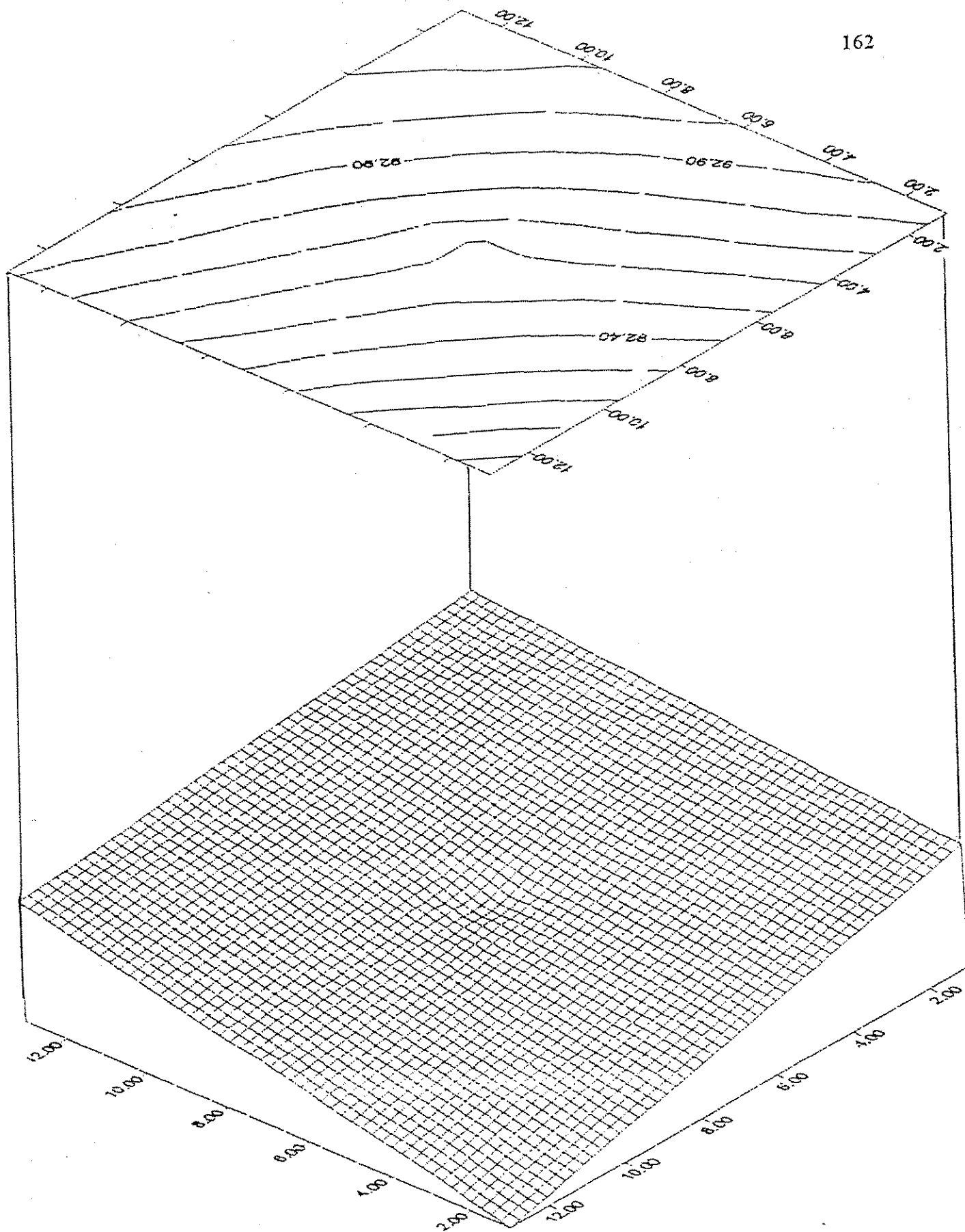


Fig. 6.23 - Visão tri-dimensional das Cargas bi-dimensionais para a vazão de  $20.9 \text{ m}^3/\text{h}$  submetido à taxa de bombeamento de 1.Q - Área 4

bombçamento de 2,0 - Área 4

Fig. 6.24 - Visão tri-dimensional das Cargas bi-dimensionais para a vazão de 20,9 m<sup>3</sup>/h submetido à taxa de

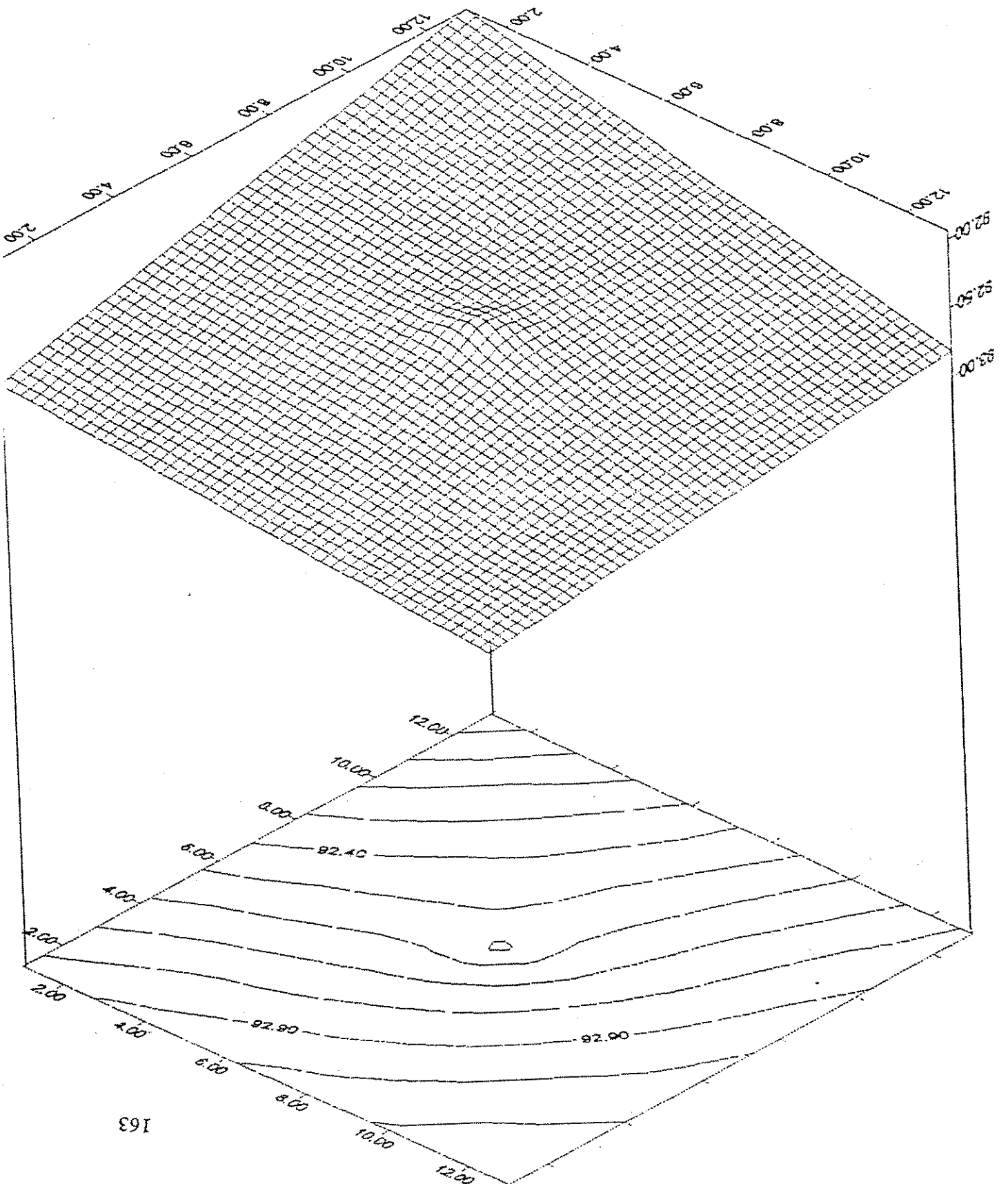


Fig. 6.25 - Visão tri-dimensional das Cargas bi-dimensionais para a vazão de  $20.9 \text{ m}^3/\text{h}$  submetido à taxa de bombeamento de  $3.0$  - Área  $\dagger$

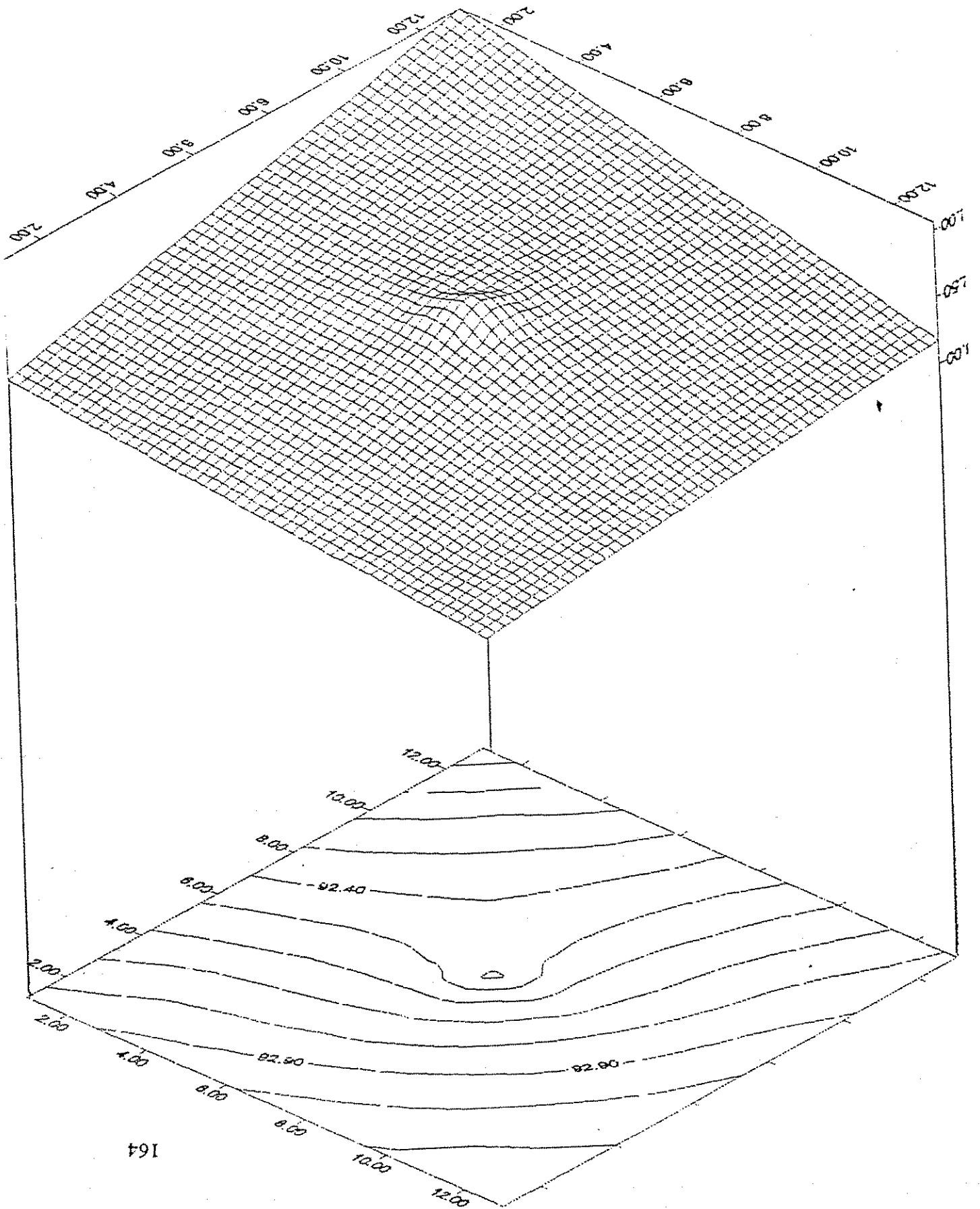
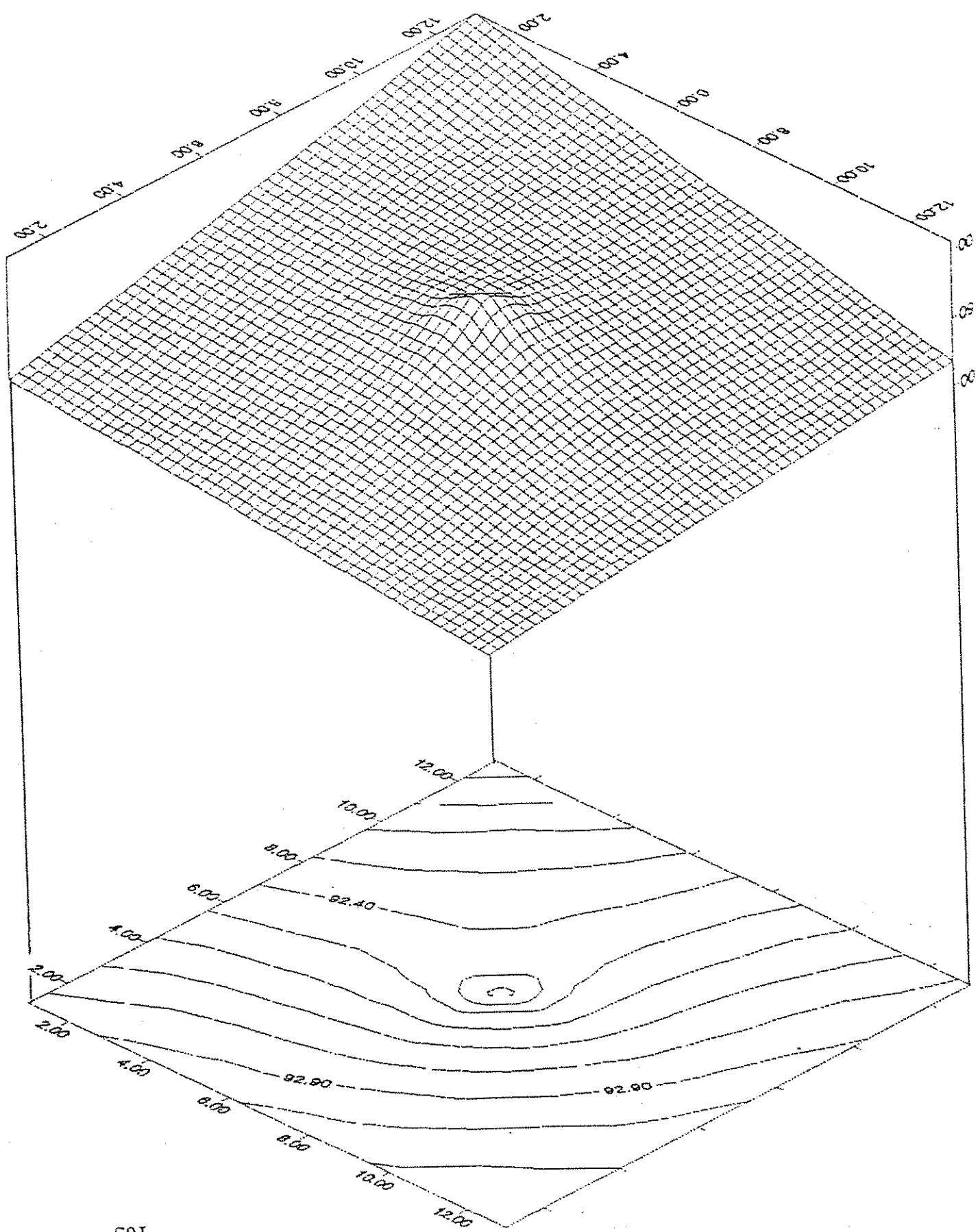


Fig. 6.26 - Visão tridimensional das Cargas bi-dimensionais para a vazão de 20,9 m<sup>3</sup>/h submetido à taxa de



## 6.5 Estabelecimento da Zona de Proteção (Áreas de Captura)

Programas adequados como o SURFER FOR WINDOWS estabelecendo zonas de proteção para poços públicos de abastecimento de água devem determinar as áreas de proteção (captura) de poços e identificar fontes potenciais de contaminação. Caso o raio de influência (Fig. 6.13) arbitrariamente especificado seja muito grande, a proteção extra resulta em custos adicionais na aquisição de terras para proteger zonas que não estão ameaçadas. A subproteção é, contudo, potencialmente mais perigosa. Se o raio especificado não inclui a zona total de captura é ou não é suficientemente grande para permitir uma atenuação adequada (Fig. 6.14) e (Fig. 6.27, *Groundwater Engineering*, JACOB e KASHEF, 1989) os contaminantes podem destruir o poço e possivelmente resultar em custos de substituição do poço.

A figura 6.14 define algumas terminologias importantes usadas na delimitação de áreas de proteção de poços, quando o gradiente do lençol freático, antes do bombeamento, for apreciável ZC define a área superficial de recarga e todas as regiões subsuperficiais de fluxo de onde o poço bombeado recebe água, portanto, ela é um conceito extremamente importante.

O cone de depressão ou zona de influência de um poço bombeado define uma área superficial de recarga, que é a fonte primária de água para o poço. Isso significa dizer que a zona de influência é igual à zona de contribuição.

Qualquer infiltração vertical de água ou de contaminantes, que intercepte o cone de depressão, eventualmente entrará no poço (Fig. 6.14). Sob essas circunstâncias, o cone de depressão será perfeitamente circular (Fig. 6.13); a zona de contribuição é a área superficial circular de recarga diretamente acima do cone de depressão, e qualquer infiltração vertical que ocorra dentro dessa área circular de recarga interceptará o cone de depressão e eventualmente



entrará no poço bombeado como a água subterrânea em aquíferos freáticos está continuamente em movimento, sempre deverá existir um gradiente regional ou nível estático inclinado. A zona de contribuição não será igual à zona de influência, quando a superfície é consideravelmente inclinada antes do bombeamento. A diferença numérica entre a zona de contribuição e a zona de influência depende do grau dessa inclinação e da taxa de bombeamento. Sob condições de inclinação, virá mais água da porção à montante do que da porção à jusante. É evidente que os contaminantes que estiverem fora do cone de influência deste poço, mas dentro de ZC, eventualmente migrarão para o poço. Na figura 6.14, a Zona de contribuição estende-se consideravelmente a montante até encontrar um divisor de água subterrânea. Pode-se ver também que nem toda recarga vertical que intercepta o cone de depressão entrará no poço. A inclinação do lençol freático causa um ponto de divisão ou estagnação na porção à jusante do cone de depressão. Qualquer infiltração vertical à esquerda dessa divisão, não no poço, ao contrário, migrará à jusante, apesar de estar dentro do cone de influência. Isso pode ser considerado uma vantagem ou uma desvantagem, dependendo do propósito do poço. Se o poço for de abastecimento de água, os geradores de contaminação acima da zona de influência e à jusante da divisão não ameaçarão o poço. Se este poço estiver sendo usado para descontaminação, os contaminantes à jusante do ponto de estagnação, embora ainda dentro do cone de influência, não serão removidos pelos poços.

As áreas de captura deste trabalho foram obtidas através das figuras geradas para cada taxa de bombeamento, através do programa ISONEW. A figura 6.27 nos fornece parâmetros pelos quais se chega facilmente ao traçado desta área.

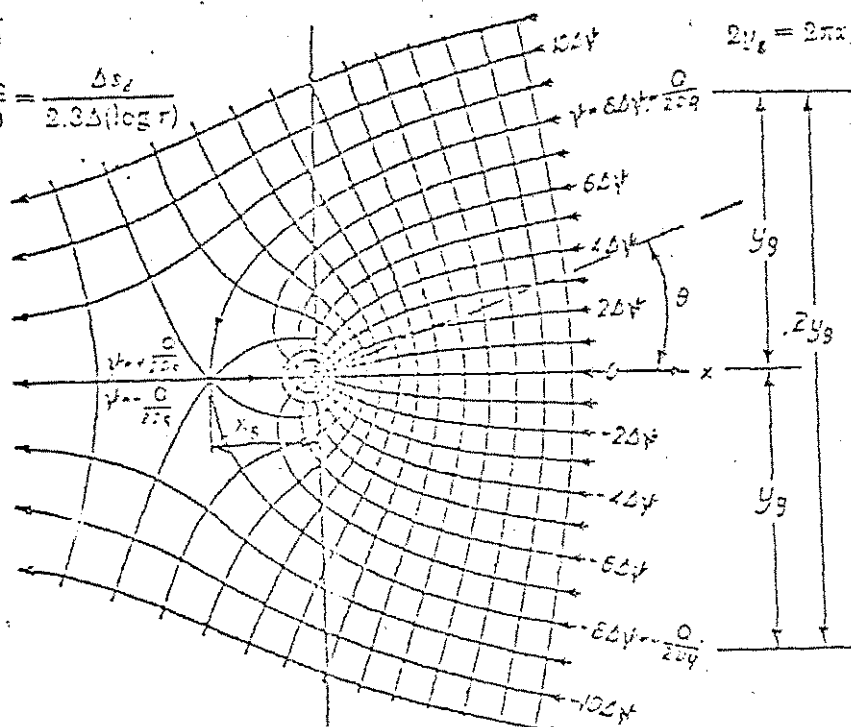
De posse do traçado das linhas equipotenciais traçadas pelo programa isonew, localiza-se o ponto de estagnação. A distância entre o ponto de estagnação e o poço é  $X_s$ .

(Fig. 6.27), possibilitando assim a determinação de  $Y_g$  ( $Y_p = \pi \cdot X_s$ , - Fig. 6.27). De posse do valor de  $Y_p$ , traça-se uma perpendicular ao eixo da figura 6.27 e traçamos manualmente linhas que cruzam a um ângulo de  $90^\circ$  as linhas equipotenciais, sendo  $Y_p$  o valor limite destas linhas se denominam linhas de fluxo. Estas áreas de captura se constituem no objeto de maior interesse neste trabalho, já que através delas se pode monitorar as taxas de bombeamento a que é submetido cada poço para um controle de uma eventual contaminação do aquífero ou no planejamento das obras hidráulicas.

As figuras 6.34 a 6.45 nos mostram as zonas de captura do rio e a zona do fluxo induzido direto obtidas na área 3 no aquífero de São Bento-PB. Para a área 4 do aquífero de São Bento, as zonas de captura são mostrados nas figuras 6.46 a 6.57, registrando-se para esta área fluxo induzido apenas para uma situação, como será mostrado na discussão dos resultados obtidos.

$$\frac{Q}{2\pi T} = \frac{h_o - h_w}{\ln(r_e/r_w)} = \frac{s_{e1} - s_{e2}}{\ln(r_e/r_w)}$$

$$\frac{Q}{2\pi T} = \frac{h_{r2} - h_{r1}}{\ln(r_2/r_1)} = \frac{s_{e1} - s_{e2}}{\ln(r_2/r_1)} = \frac{\Delta s_e}{2.3\Delta(\log r)}$$



6.27 - Rede do fluxo próximo ao poço em fluxo bi-dimensional uniforme (Jacob - Kashef)

## **6.6 Infiltração Induzida do Rio Para o Aquífero**

**-Um conceito que poderá ser utilizado na avaliação da Poluição de água subterrânea -**

### **6.6.1 Infiltração Introduzida**

- Uma definição

Para fins de avaliar e ainda melhorar nosso conhecimento sobre o fluxo permanente de água subterrânea em poço situado próximo ao rio, desenvolveu-se um modelo no qual a direção do fluxo regional não deverá ser perpendicular ao rio ganhador, mas se orienta em qualquer direção. As direções e taxas do fluxo poderão ser avaliadas através da rede de fluxo, baseado na taxa de bombeamento e localização do poço na área de estudo. O modelo poderá ser usado na determinação da taxa mínima de bombeamento que induziria a infiltração do fluxo de um riacho ou rio ao poço e os componentes de bombeamento serão derivados das informações sobre o rio e o aquífero. A distribuição areal inclui o fluxo na zona da infiltração induzida do rio ao (para o) poço, denominado como zona de captura do poço, e a zona à jusante desta área, onde a água flui do rio para o aquífero (e vice-versa) e de novo para o rio, a qual poderá ser chamado zona do fluxo direto induzido. Cada uma destas zonas poderá ser identificada como áreas distintas. Os conceitos elucidados pelo modelo poderão ser usados nos estudos de poluição subterrânea e para fins de planejamento das obras hidráulicas. As curvas

traçadas facilitam uma rápida determinação e estimativa das margens entre a zona de captura do rio e a zona do fluxo direto induzido, como mostram as figuras 6.34 a 6.45 para a área 3 e figuras 6.46 a 6.57 para a área 4 (Na área 4 a zona de fluxo induzido só se verificou para uma vazão de  $4.80.80 \text{ m}^3/\text{h}$ ), no estudo feito em São Bento-PB ( Ver anexo 2 para maiores detalhes sobre a teoria do fluxo induzido da infiltração).

O rebaixamento da água subterrânea adjacente ou abaixo do rio, ou um curso de água (superficial), tal como um canal, poderá induzir o fluxo fora do corpo citado para um poço de bombeamento. O modelo é simples e analítico e foi desenvolvido por NEWSON e WILSON (1988- 1995) para determinar a taxa e a distribuição areal do fluxo do aquífero ao poço sob condições permanentes, próximo ao poço localizado num rio ganhador e os parâmetros tais como o fluxo subterrâneo, taxa de bombeamento, direção e taxa do fluxo regional subterrâneo e a distância entre o poço e o rio/riacho.

No rio Albuquerque, Novo México-E.U.A. onde WILSON e NEWSON durante 1989 a 1995 realizaram esta pesquisa, foi utilizada uma vazão de  $Q= 541.00 \text{ m}^3/\text{h}$ , e uma velocidade de  $0,003 \text{ m}/\text{dia}$  no aquífero estudado. A área de estudo atingiu  $38.814 \text{ m}^2$ . Os resultados deste estudo em Albuquerque, e os resultados obtidos neste trabalho são mostrados, comparados e discutidos no item seguinte.

O poço imagem de recarga localizado a uma distância igual do rio/riacho na direção oposta foi usado para o fim de simulação matemática dos efeitos de penetração total do fluxo do sistema rio-aquífero. O fluxo permanente entre o poço imagem e o poço real (seja de bombeamento ou de recarga) na presença do fluxo ambiente ou regional é idêntico ao fluxo através da teoria potencial da hidrodinâmica clássica de fontes e sumidouros superpostos num campo paralelo ao fluxo (MILNE - THOMSON, 1949). JACOB (1950) aplicou esta teoria clássica aos aquíferos na determinação da quantidade do inter-fluxo sob condições permanentes

entre um par de poços de descarga-recarga, alinhados com o fluxo regional, em função da taxa de bombeamento, fluxo regional local e a distância entre os poços (EDELMAN, 1972), enquanto THEIS, DaCOSTA e BENNET (1980) examinaram o mesmo problema, mas com fluxo regional para o caso de poços de recarga-descarga, alinhados a um ângulo perpendicular ao fluxo ambiente (regional / natural / local), verificando a diminuição do interfluxo com o aumento do ângulo (BEAR, 1979).

O sistema rio aquífero descrito pelo modelo mostrou resultados similares ao problema resolvido por DaCOSTA e BENNETT (1960). Mas os autores interpretaram o fenômeno em termos do fluxo induzido pelo rio/riacho, o qual foi modelado como se o poço de recarga fosse uma imagem do poço de bombeamento. O modelo utilizado por SARMA, SCHUSTER e BARROSO (Estudo da Propagação das plumas dos Contaminantes 1,2 Dicloretano 1,2 Dicloropropano e 1,2,3 Tricloropropano no Aquífero Barreiras na Área do Polo Cloroquímico no Estado de Alagoas, 1994) na descontaminação dos aquíferos dos poluentes tóxicos é considerado como um modelo que se define a zona de captura em um aquífero próximo ao rio, enquanto que o modelo desenvolvido por NEWSON e WILSON (1991) inclui o fluxo induzido da infiltração.

Na discussão abaixo, o modelo conceitual dos autores apresentará as redes de fluxo para diferentes ângulos para o fluxo regional e as taxas adimensionais do fluxo de bombeamento serão usadas para ilustrar o funcionamento do modelo. Uma série de curvas apresentadas indicam o nível de bombeamento necessário para induzir a infiltração ao poço em questão, a percentagem do fluxo assim induzido, e as margens da zona de captura e a zona de fluxo induzido direto, para vários ângulos do fluxo regional e para várias taxas de bombeamento. Estas curvas poderão ser usadas para avaliar a poluição subterrânea e ajudar na localização ótima da bateria de poços de produção (abastecimento público) e para fins de

planejar poços de descarga, com a finalidade de retirada de grandes quantidades de água, evitando, portanto, a construção de grandes estruturas de armazenamento de água. Este modelo é de muita utilidade na estimativa da distância segura do poço poluído por contaminantes, e nas situações onde o rio com boa qualidade de água poderá ser usado para diluir uma reserva subterrânea menos poluída e que necessita de diluição através de um corpo de alta qualidade de água.

### **6.6.2 As Suposições do Modelo Conceitual de Newsom e Wilson (1991)**

O modelo fala sobre as interações entre aquífero-rio, baseado na teoria do poço imagem e descreve o poço próximo ao rio onde os fatores dominantes controlam e influenciam a forma geométrica do lençol freático, a direção do fluxo regional (ambiente), taxa de bombeamento, taxa do fluxo regional e a distância do poço ao rio. O fluxo regional é o fluxo que não sofre a influência do poço ou humana no regime do fluxo (Fig. 6.27).

Há muitas suposições importantes atrás do tratamento analítico deste método. Entre os outros, o fluxo é horizontal e o rio-riacho penetra completamente com penetração total, que tem conexão hidráulica com o aquífero homogêneo e isotrópico. Não há uma camada impermeável na base ou no leito do rio/riacho, isto é, não há o efeito membranal. A dispersão hidráulica é desprezível e somente o fluxo advectivo foi simulado. Poços múltiplos são dispensados, apesar do fato, tais poços podem também ser analisados com mesmo tratamento. O rio/riacho é supostamente em linha reta no trecho do aquífero em estudo. O poço é totalmente penetrante e a recarga localizada é desprezível. Variações temporais de bombeamento

são ignoradas e a recarga não foi considerada. Uma vez que as condições permanentes foram supostas, o método pode ser usado essencialmente para poços continuamente usados. Os aquíferos poderão ser confinados ou freáticos, caso a razão entre rebaixamento e profundidade seja baixa.

O fluxo regional pode ser na direção de um rio ganhador o que foi localizado no eixo  $y$  ( $0,y$ ) como mostra a figura 6.28 para um ângulo  $\alpha=0^\circ$ , ou formando uma angulação com o rio (fig. 6.29) e a taxa do fluxo regional ou ambiente,  $q_a$  ( $L^2/T$ ) onde  $L$ = comprimento e  $T$ = tempo, onde  $q_a$  representa a descarga específica ( $L/T$ ) integrada sobre a espessura do aquífero ( $L$ ). O fluxo regional ( $q_a$ ) é o termo usado neste trabalho, o que é menor do do que o fluxo regional subterrâneo (por largura unitária do aquífero) sendo  $q_a$  positivo no caso do domínio do aquífero e vice-versa. A direção do fluxo regional é orientada de acordo com um ângulo alfa ( $\alpha$ ), na direção contrária, começando do eixo  $x$  sendo este ângulo  $30^\circ$ . O ângulo  $\theta$  é perpendicular ao rio ganhador quando  $\alpha= 90^\circ$ , o que significa que é na mesma direção do rio. Esta teoria do poço imagem é válida, uma vez que o rio está ganhando o fluxo simetricamente dos dois lados. O poço ( $d,0$ ) está localizado no eixo  $x$  a uma distância  $d$  do rio e está sendo bombeado a uma taxa de bombeamento  $Q$  ( $L^3/T$ ). O rio foi tratado matematicamente como um poço de recarga a  $(-d,0)$  no eixo  $x$ .

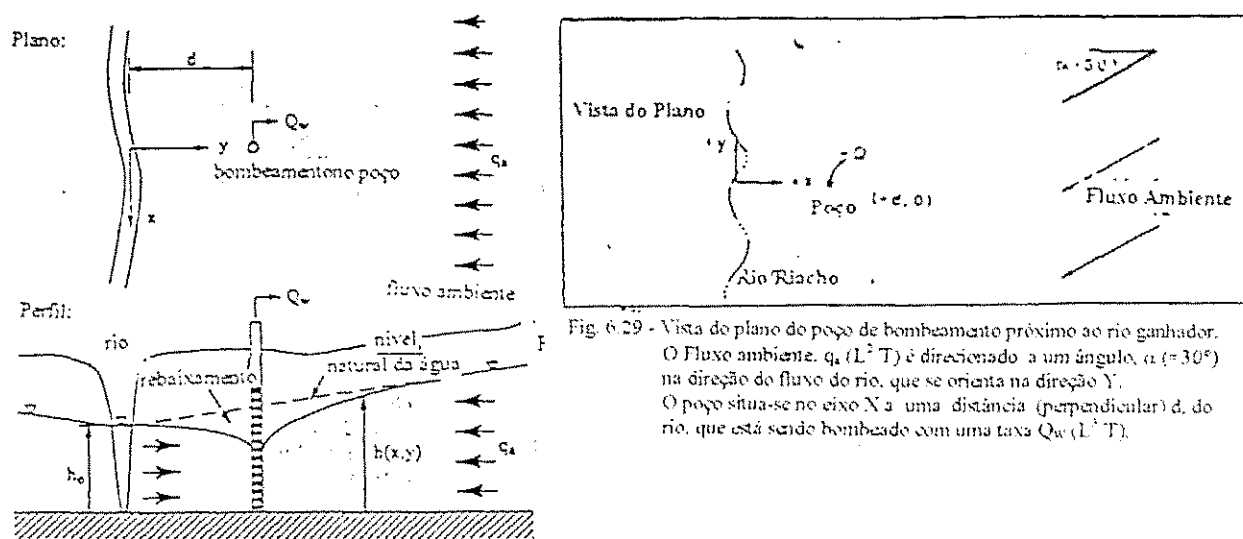


Fig. 6.28-Esquema de um bombeamento de um poço próximo ao rio

Fig. 6.29 - Vista do plano do poço de bombeamento próximo ao rio ganhador. O Fluxo ambiente,  $q_a$  ( $L^2/T$ ) é direcionado a um ângulo,  $\alpha$  ( $= 30^\circ$ ) na direção do fluxo do rio, que se orienta na direção  $Y$ . O poço situa-se no eixo  $X$  a uma distância (perpendicular)  $d$ , do rio, que está sendo bombeado com uma taxa  $Q_w$  ( $L^3/T$ ).

Uma das maneiras de comparar o efeito dos vários parâmetros sobre a forma do fluxo e com as taxas diferentes do mesmo é através da taxa adimensional de bombeamento ( $\beta$ ).

a qual é definida por:

$$\beta = \frac{Q_p}{Q \cdot b}$$

O valor de  $\beta$  depende da taxa de bombeamento, da taxa do fluxo regional e da

distância do rio ao poço. Abaixo de uma determinada taxa crítica adimensional de

bombeamento ( $\beta_c$ ) (Fig.6.30), todo fluxo derivado do poço vem do aquífero, e não há fluxo

induzido da infiltração. A uma taxa adimensional crítica, o poço começa a receber ou bombear

água do rio, como taxa "incipiente" ou threshold (WILSON, 1981-1986-1991). Usando as

técnicas matemáticas escritas, poderão ser calculadas as taxas adimensionais em função do

ângulo do fluxo regional (Fig.31) e Anexo 2.

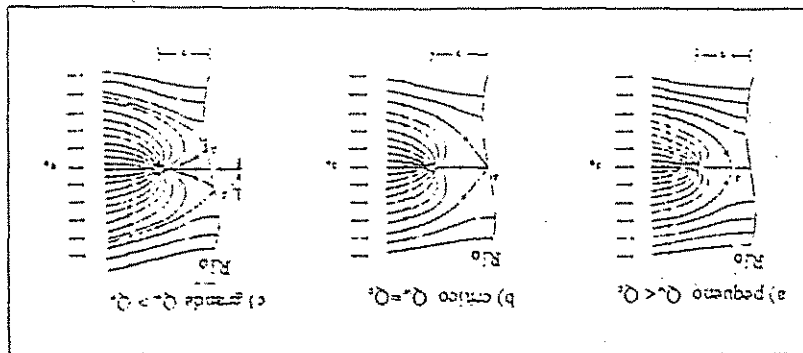


Fig.6.30 - Comportamento do fluxo num aquífero semi-infinito na vizinhança de um sistema rio-aquífero para: a) uma taxa de bombeamento subcrítica; b) uma taxa crítica e c) uma taxa supercrítica. Para os casos b e c, a zona de fluxo induzido da infiltração está localizada ao longo do rio, entre os 2 pontos de estagnação A e A'.



de bombeamento. A zona de fluxo induzido direto fica abaixo da zona de captura do rio. Os pontos de "resatenação" como ilustram as figuras 6.32 e 6.33, são aqueles pontos onde a

A zona de captura do aquífero inclui o fluxo regional que foi desviado para o poço consiste a infiltração induzida do rio na direção do poço. induzido direto" do poço. A zona de captura do rio é aquela parte da zona de captura que mostra "a zona de captura do rio", "a zona de captura do aquífero" e a "zona do fluxo poço como mostra a figura 6.33 para ângulos (do fluxo regional) de 0°, 60° e 90° onde se

Bombeamento com taxas acima das taxas críticas, induzirá fluxo do rio para o aquífero e retorna para o rio "nacho a uma distância mais à jusante do local. ângulos do fluxo regional maiores que zero. Essa é a zona onde a água deixa o rio e penetra no bombeamento para ângulos de 0°, 60° e 90°. Uma "zona de fluxo induzido direto" existe para

A figura 6.32 ilustra as redes de fluxo para os casos de taxas críticas diferentes de a 28,9° e um valor máximo para  $\alpha=90^\circ$ . Note que a taxa adimensional crítica alcança o valor máximo a um  $\alpha$  de aproximadamente igual

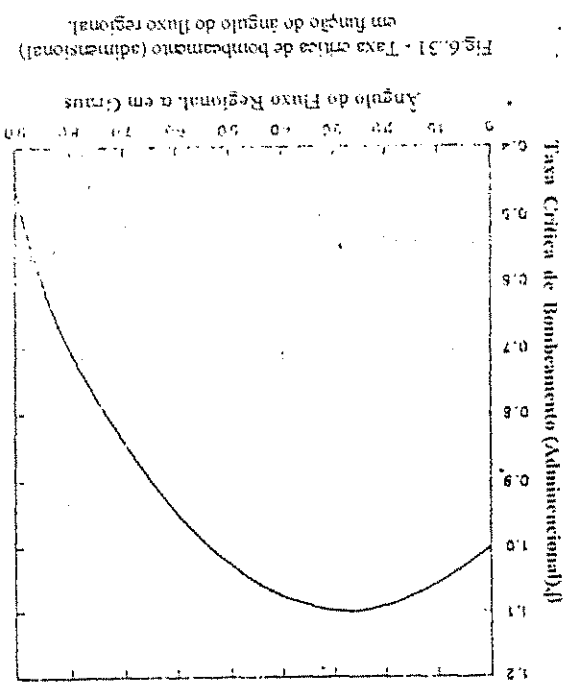


Fig. 6.31 - Taxa crítica de bombeamento (adimensional) em função do ângulo do fluxo regional.

velocidade será zerada e as linhas de fluxo se cruzam umas com as outras, ou abruptamente mudam de direção. Os pontos de estagnação marcam a interseção entre as quatro linhas de fluxo. A um ângulo de  $0^\circ$ , parecem existir somente duas linhas de fluxo se cruzando no ponto de estagnação, mas na realidade existem outras duas linhas de fluxo localizadas no poço imagem, e também parecem existir dois pontos de estagnação e ambos se localizam no mesmo lado rio/riacho. Assim, existem dois pontos de estagnação para os outros ângulos, mas ambos localizam-se na parte do poço imagem.

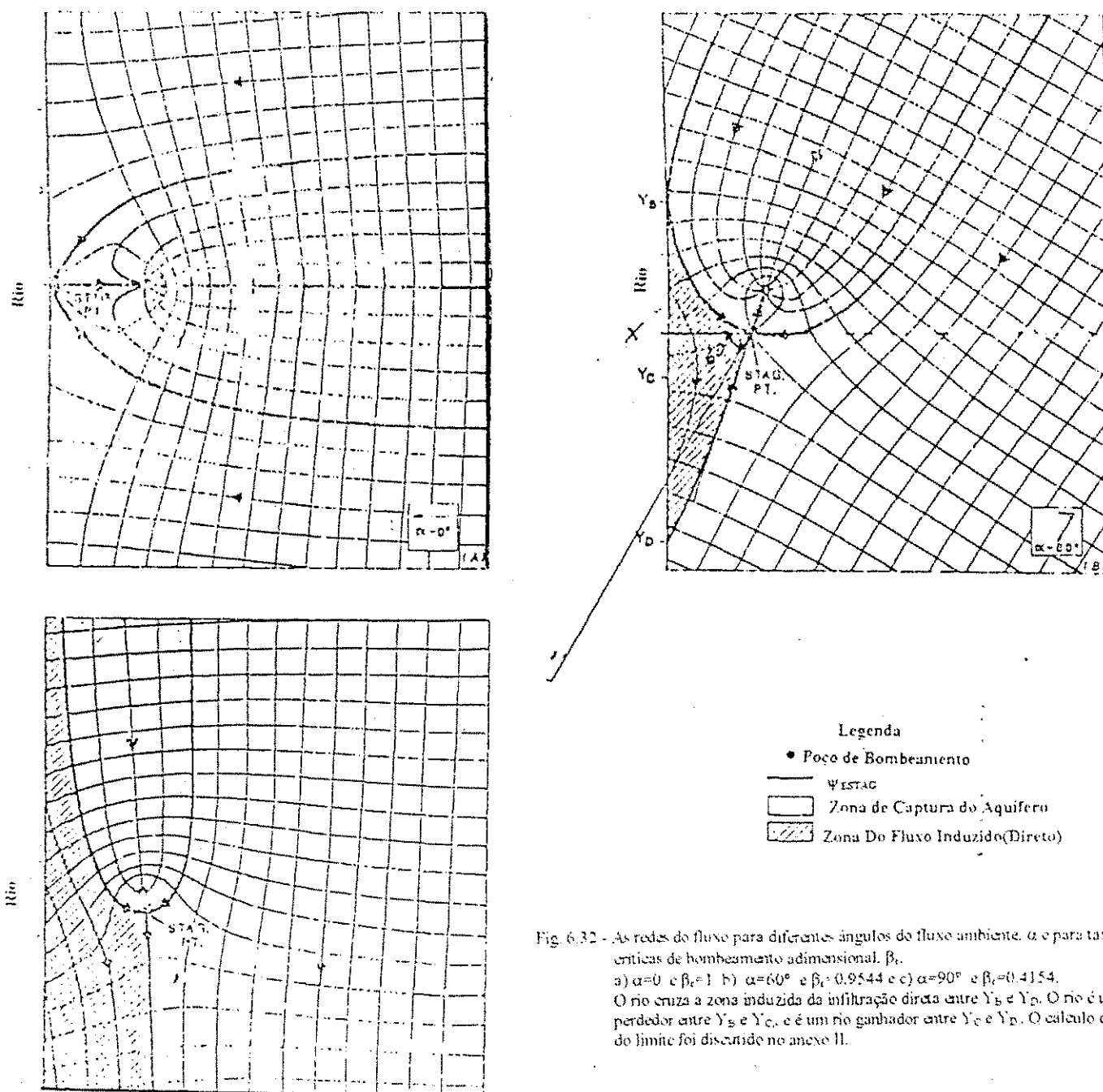
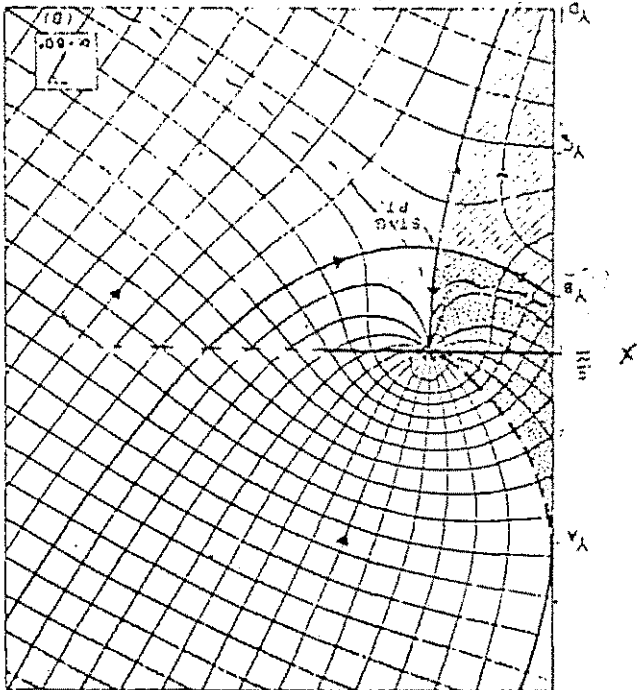
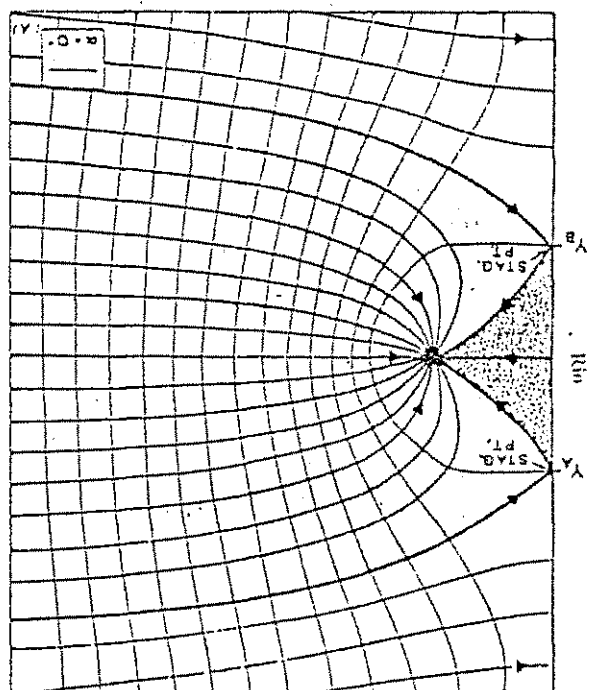
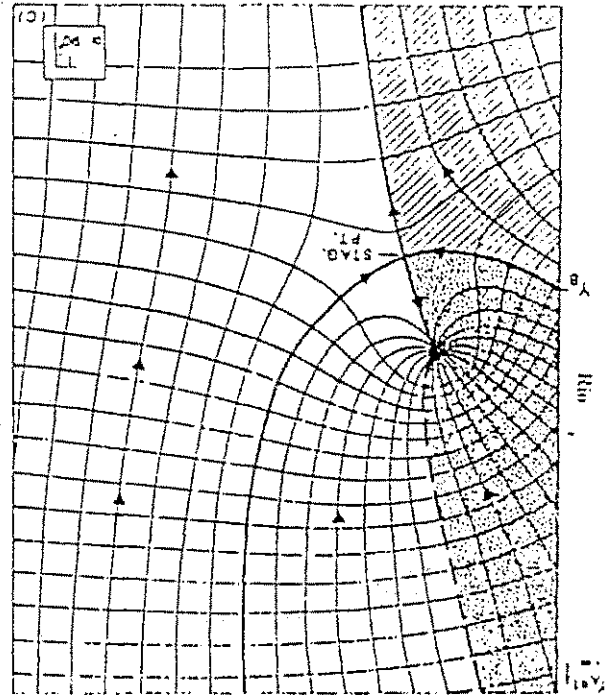


Fig. 6.32 - As redes do fluxo para diferentes ângulos do fluxo ambiente,  $\alpha$  e para taxas críticas de bombeamento adimensional,  $\beta_c$ .  
 a)  $\alpha=0^\circ$  e  $\beta_c=1$  b)  $\alpha=60^\circ$  e  $\beta_c=0.9544$  e c)  $\alpha=90^\circ$  e  $\beta_c=0.4154$ .  
 O rio cruza a zona induzida da infiltração direta entre  $Y_B$  e  $Y_D$ . O rio é um perdedor entre  $Y_B$  e  $Y_C$ , e é um rio ganhador entre  $Y_C$  e  $Y_D$ . O cálculo do do limite foi discutido no anexo II.

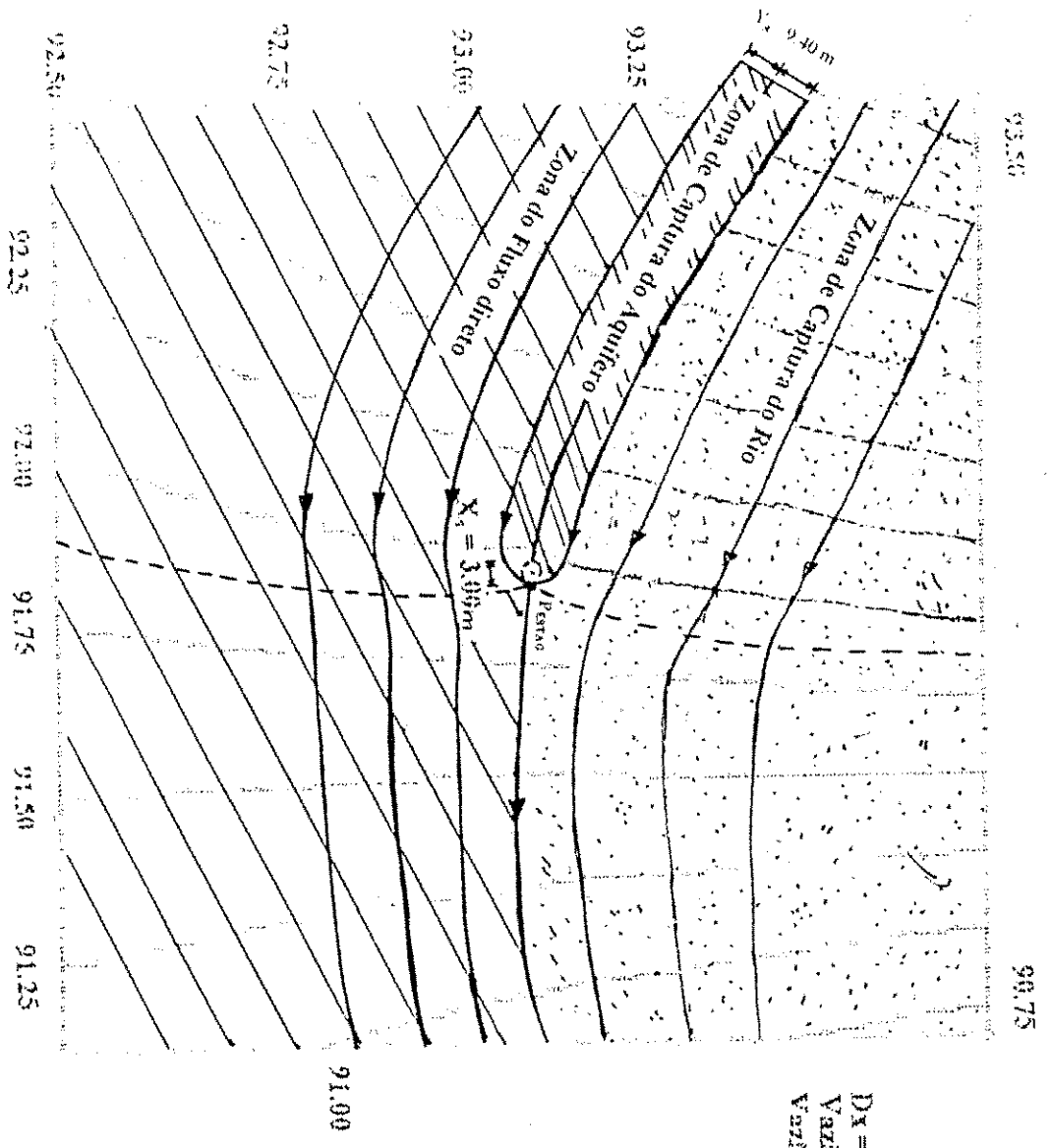


**Legenda**

- Pogo de Bombeamento
- $\psi$  e  $\phi$
- Zona de Captação do Aquifero
- ▨ Zona de Captação do Rio
- ▩ Zona Do Fluxo Induzido(Direto)

Fig. 6.33 - As redes de fluxo para as taxas adimensional de bombeamentos diferentes.  $\beta=2$  e o ângulo do fluxo ambiente, a)  $\alpha=0^\circ$ , b)  $\alpha=60^\circ$  e c)  $\alpha=90^\circ$ .  
 O  $\phi$  cruza a zona de captura entre  $\psi_A$  e  $\psi_B$ . O  $\psi$  intercepta a zona do fluxo induzido entre  $\psi_B$  e  $\psi_C$ . O  $\phi$  não é perdedor entre  $\psi_B$  e  $\psi_C$  e é ganhador entre  $\psi_C$  e  $\psi_D$ . As taxas de bombeamento nestes exemplos são maiores em comparação aos valores críticos de  $\beta$ , mas por valores diferentes, devido ao fato de que as taxas críticas variam em função de  $\alpha$  (ver fig. 6.26). Os cálculos de  $\psi_A$  e  $\psi_{estr}$  foram discutidos no anexo II.

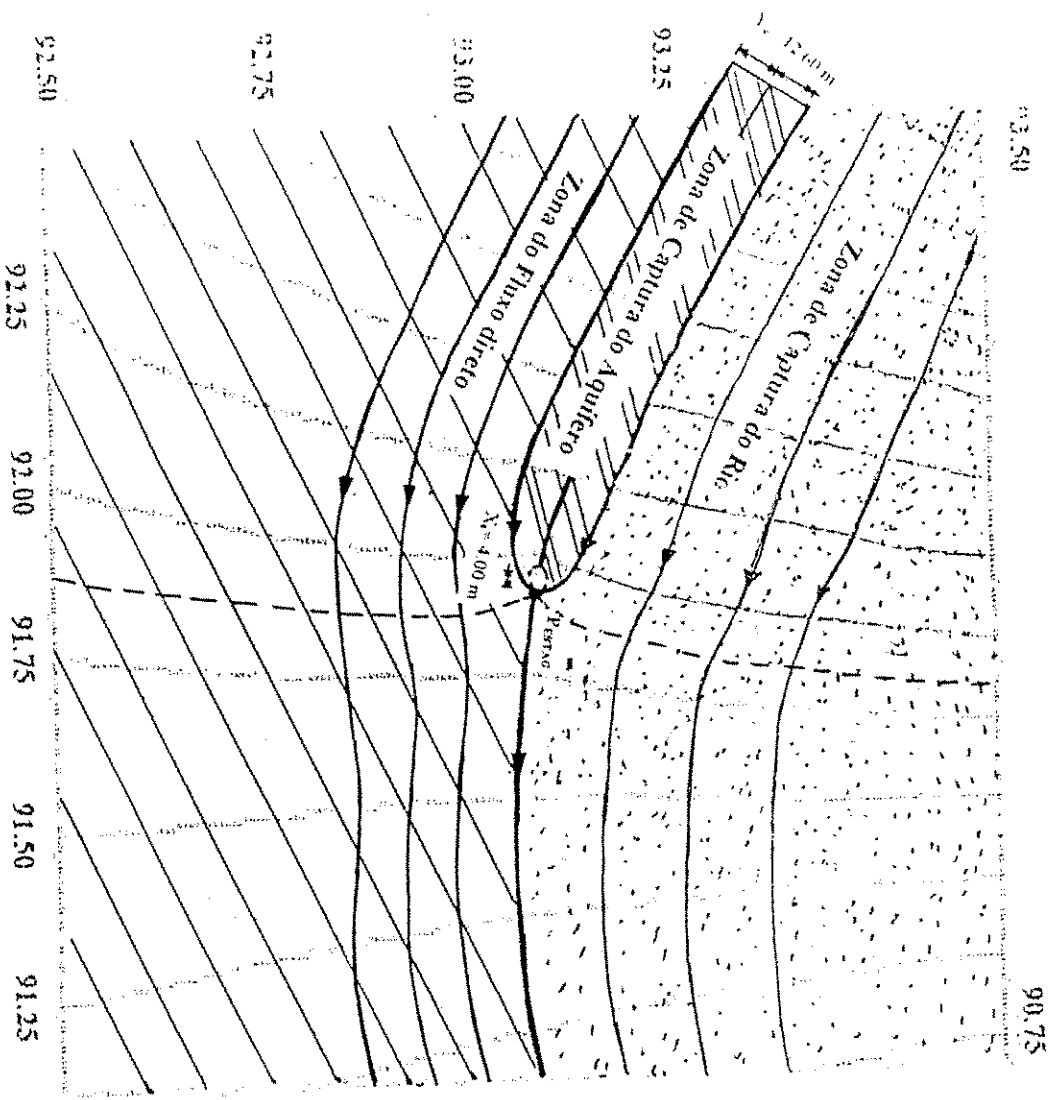
Direção do Rio  
→



$D_x = D_y = 20,00m$   
Vazão real =  $8,79m^3/3600s$   
Vazão simulada =  $1 \cdot 8,79m^3/3600s$

Fig 6.34 - Áreas de captura para a vazão de  $8,79 m^3/h$  submergida a uma taxa de bombeamento de  $1 \cdot Q$  - área 3

Direção do rio →



$Dx = Dy = 20,00m$   
Vazão real =  $8,79 m^3/3600s$   
Vazão simulada =  $2,8,79/3600s$

Fig. 6.35 - Áreas de captura para a vazão de  $8,79 m^3/h$  submetida a uma taxa de bombeamento de 2,0 - área 3

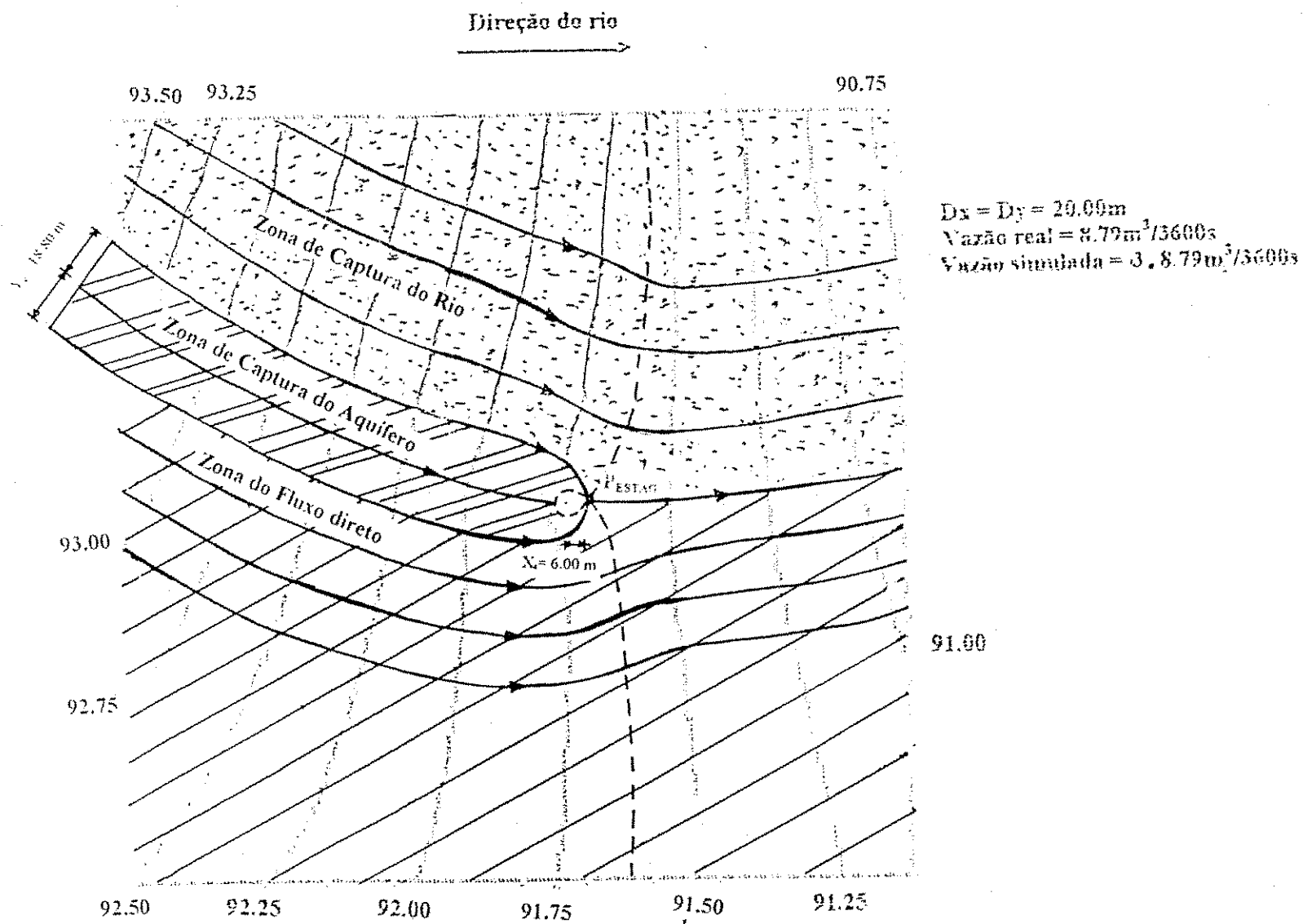


Fig. 6.36 - Áreas de captura para a vazão de  $8.79\text{ m}^3/\text{h}$  submetida à uma taxa de bombeamento de  $3.Q$  - área 3

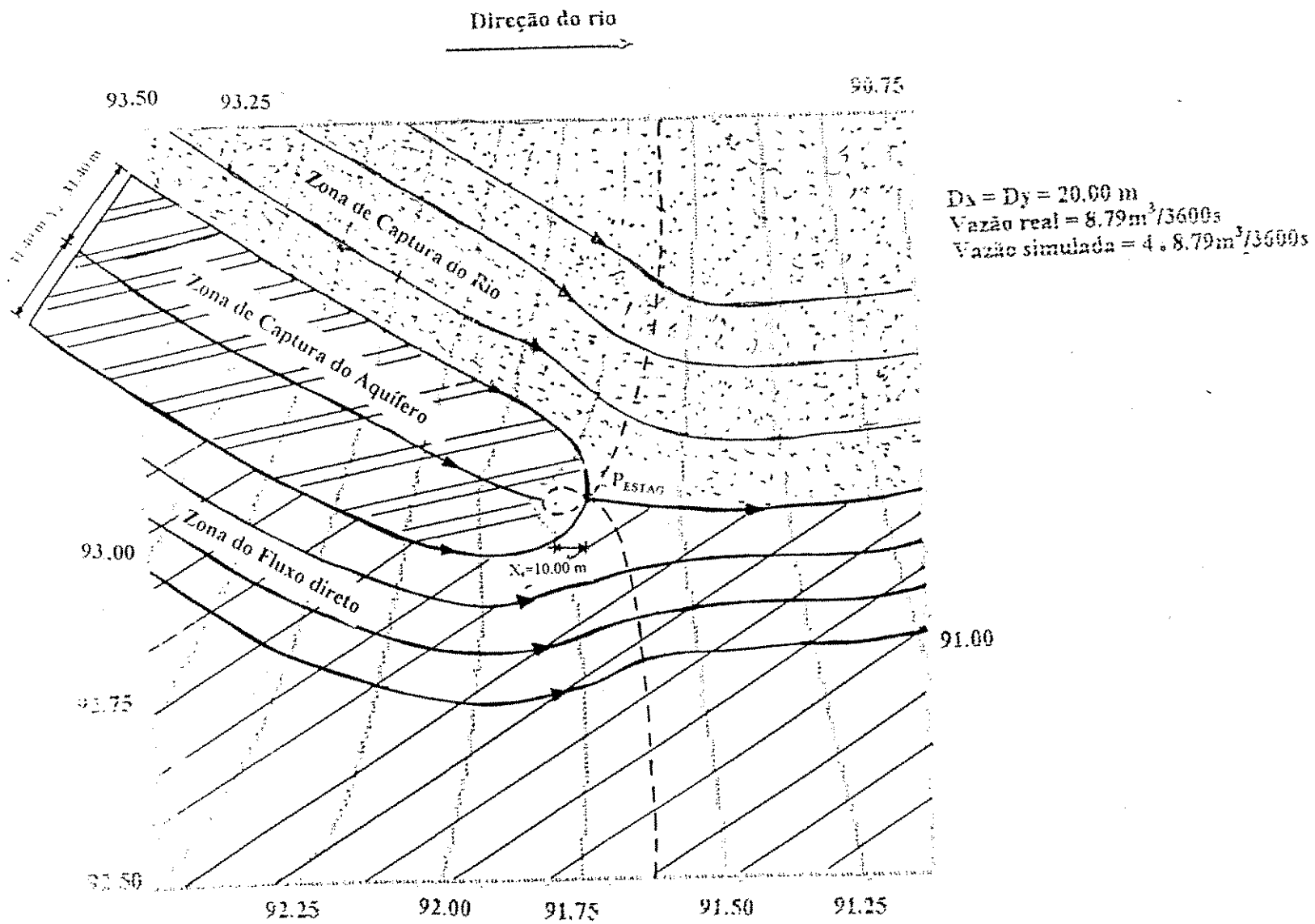
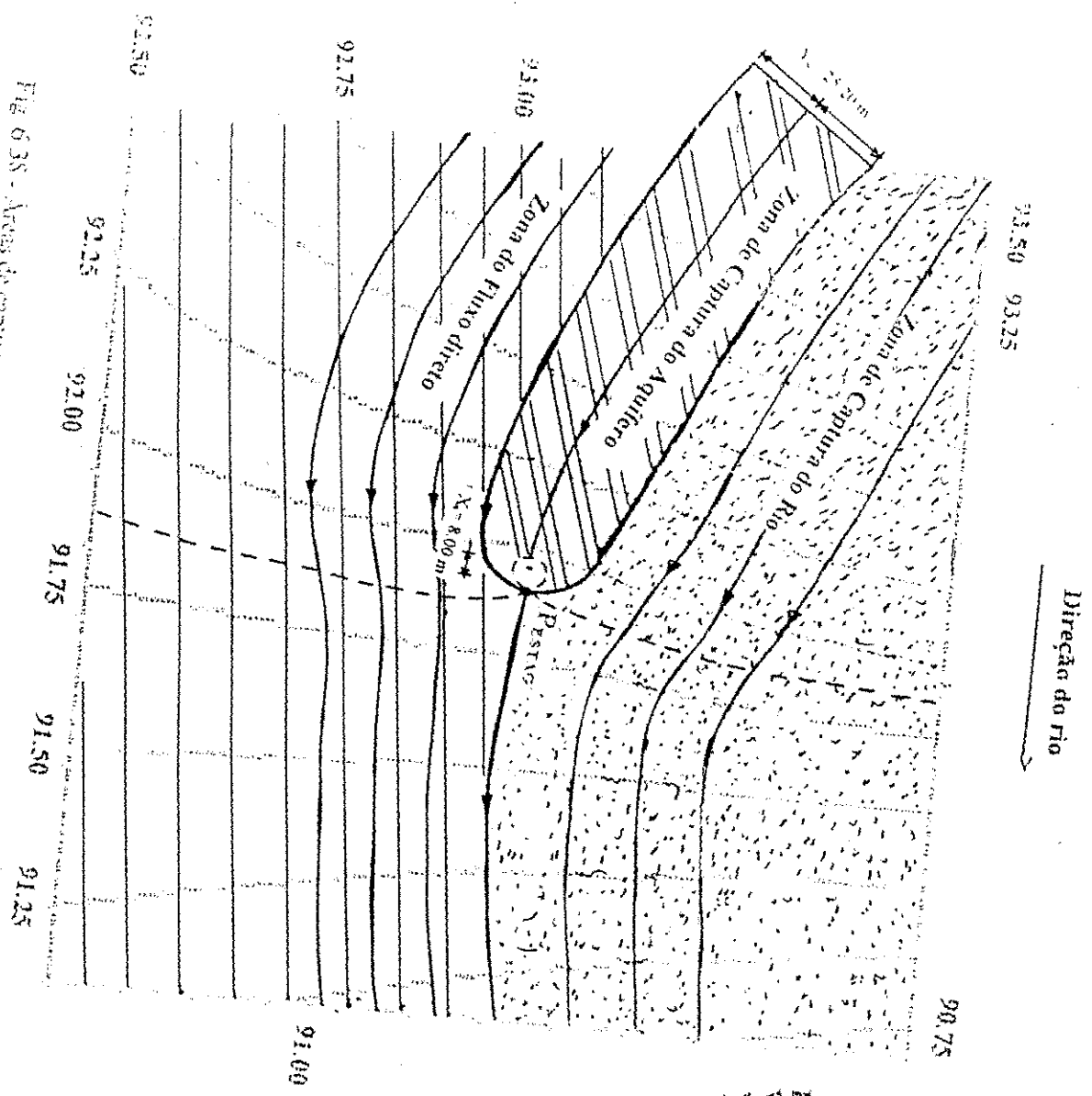


Fig. 6.37 - Áreas de captura para a vazão de  $8,79 \text{ m}^3/\text{h}$  submetida à uma taxa de bombeamento de  $4 \cdot Q$  - área 3



$D_N = D_w = 20.00 \text{ m}$   
 $V_{\text{ vazão real}} = 14.40 \text{ m}^3/3600 \text{ s}$   
 $V_{\text{ vazão simulada}} = 1.14.40 \text{ m}^3/3600 \text{ s}$

Fig. 6.38 - Áreas de captação para a vazão de  $14.40 \text{ m}^3/\text{h}$  submetida a uma taxa de bombeamento de  $1.0$  - área 3



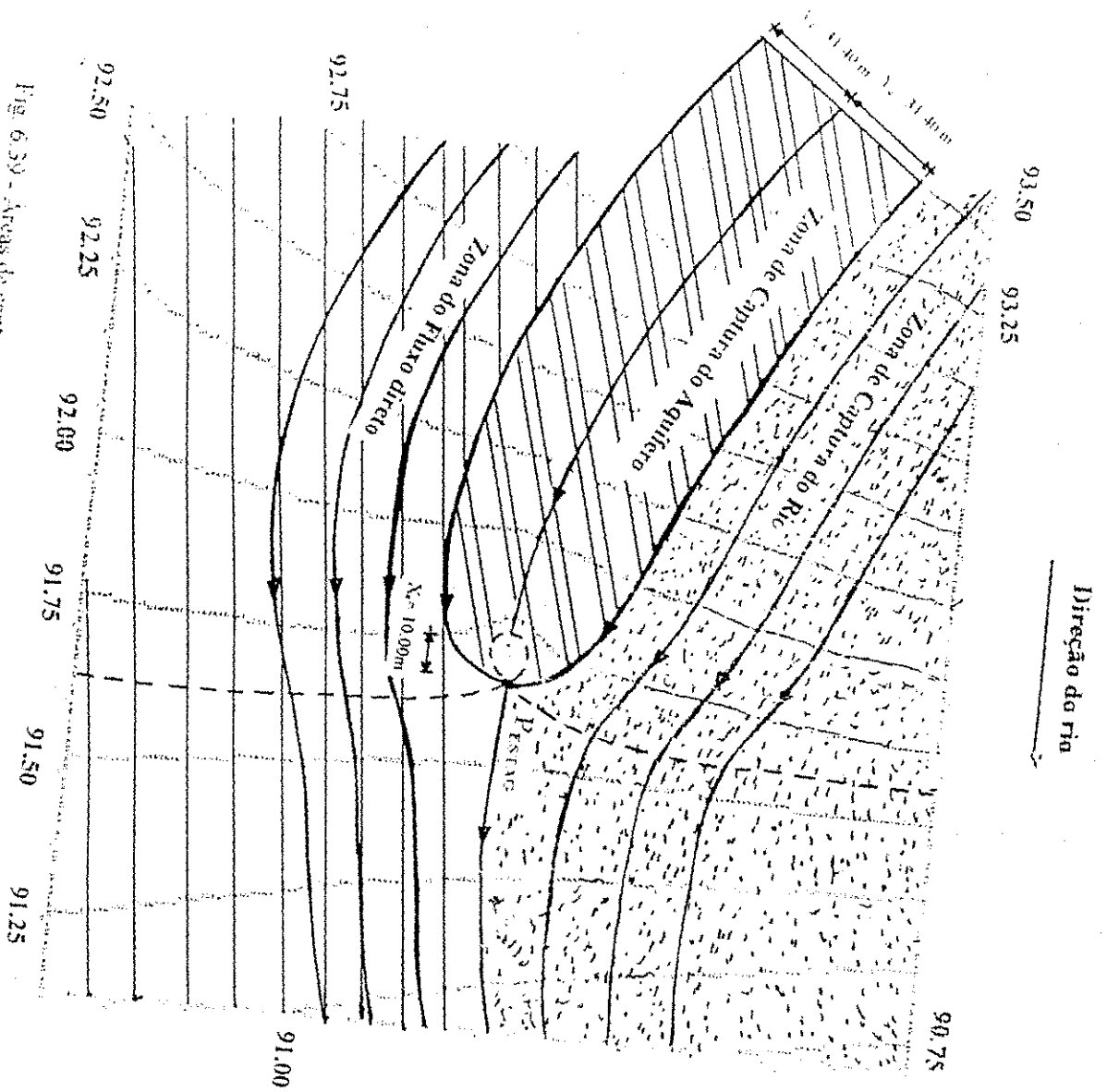


Fig. 6.59 - Áreas de captura para a vazão de 14,40 m<sup>3</sup>/h submetida à taxa de bombeamento de 2.Q - área 3

$Dx = Dy = 20,00m$   
 Vazão real = 14,40 m<sup>3</sup>/3600s  
 Vazão simulada = 2,1440/3600s

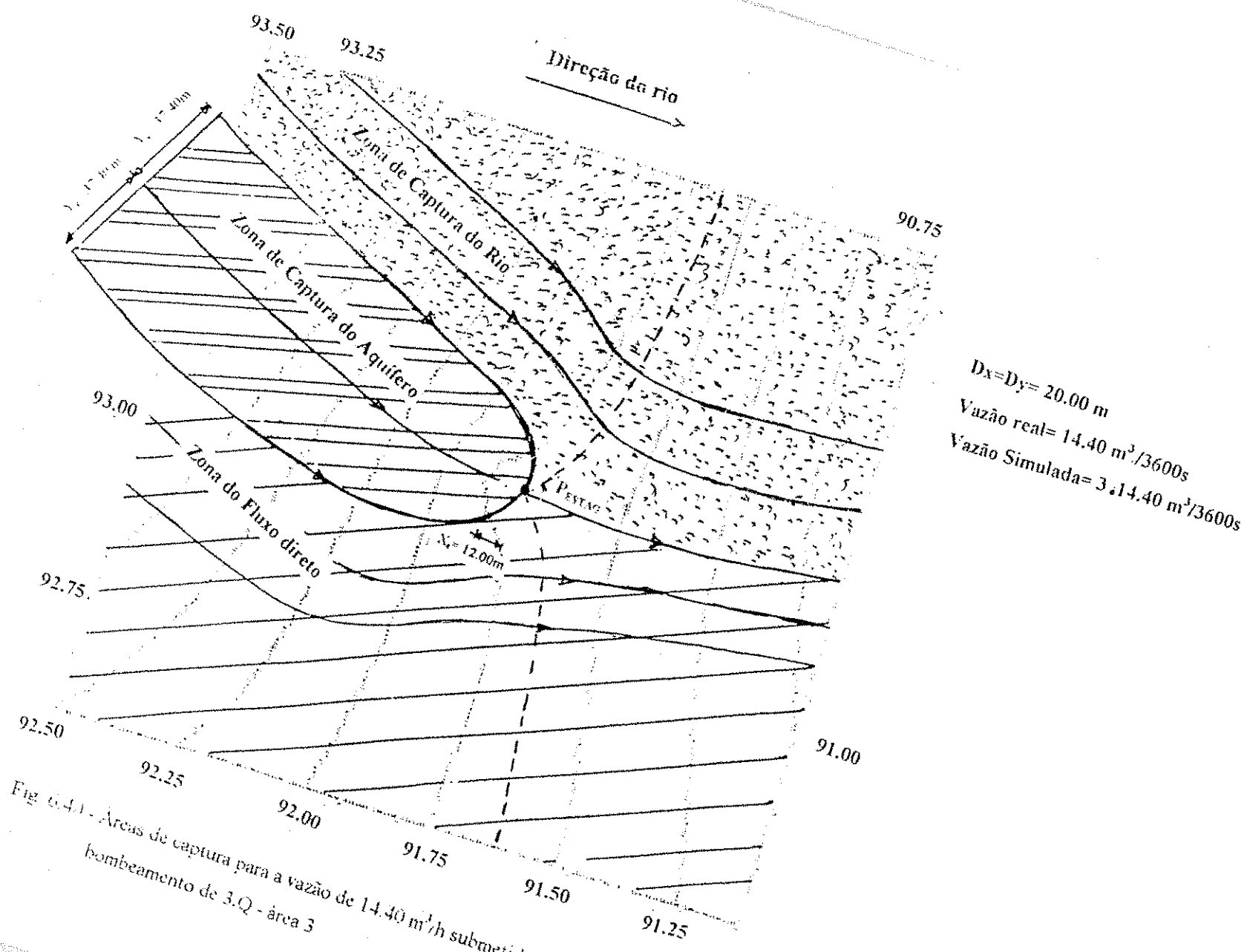


Fig. 6.41 - Áreas de captura para a vazão de  $14.40\text{ m}^3/\text{h}$  submetida à uma taxa de bombeamento de  $3 \cdot Q$  - área 3

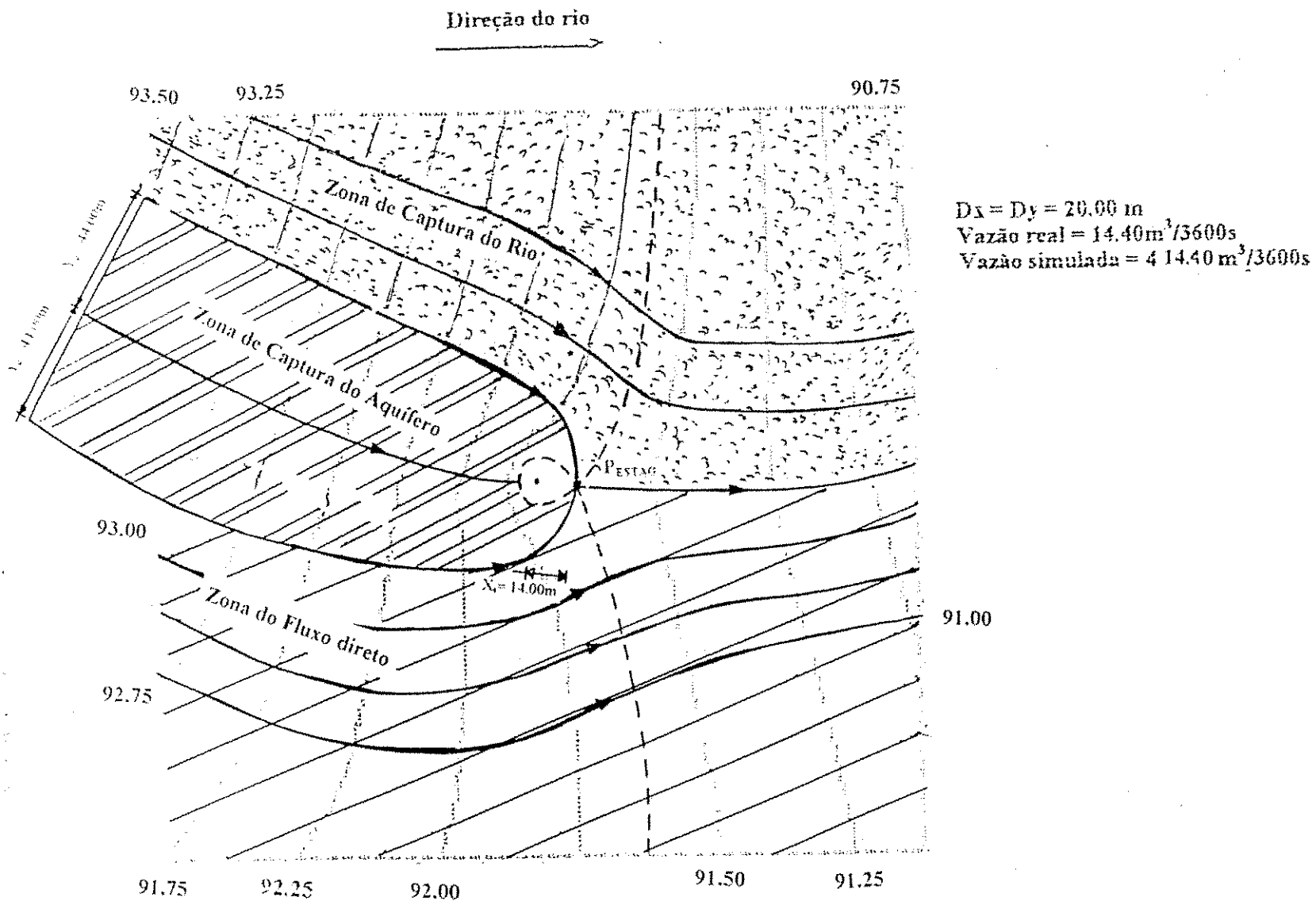
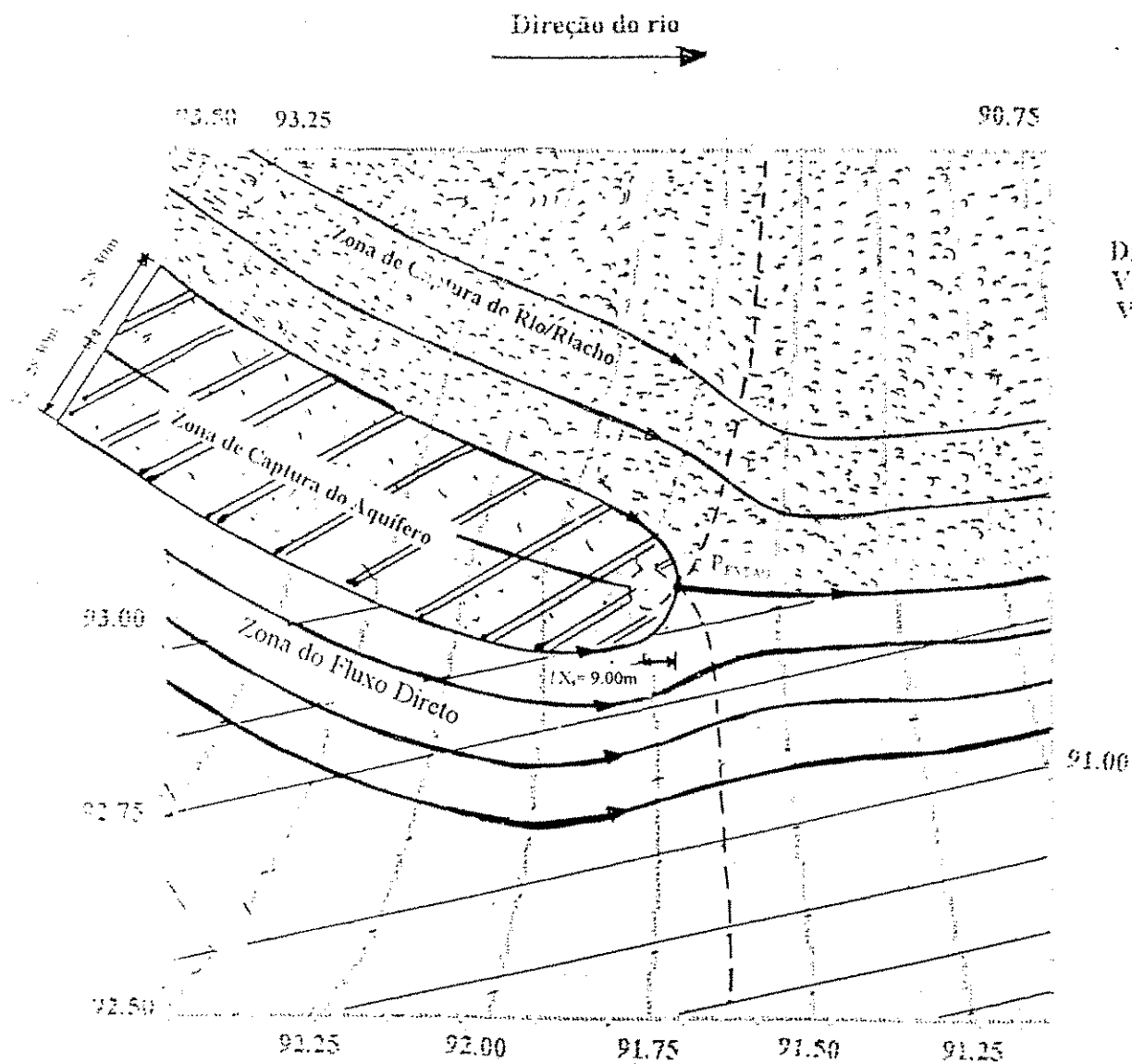


Fig. 6.41 - Áreas de captura para a vazão de  $14.40\text{ m}^3/\text{h}$  submetida à uma taxa de bombeamento de  $4 \cdot Q$  - área 3



$D_x = D_y = 26.00m$   
 Vazão real =  $33.00m^3/3600s$   
 Vazão simulada =  $1.33.00m^3/3600s$

Fig. 6.42 - Áreas de captura para a vazão de  $33.00 m^3/h$  submetida à uma taxa de bombeamento de  $1.Q$  - área 3

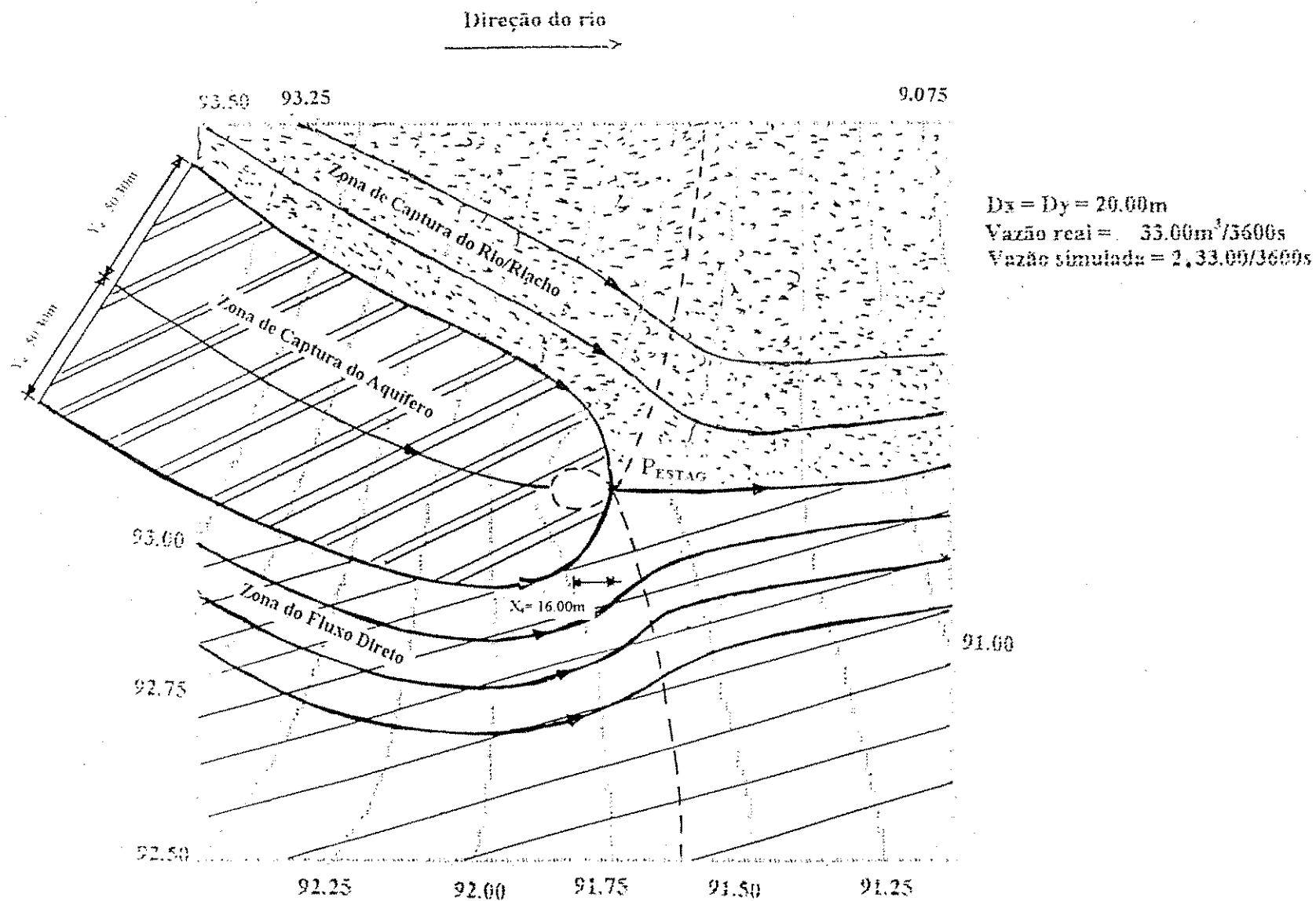


Fig. 6.43 - Áreas de captura para a vazão de  $33.00 m^3/h$  submetida à uma taxa de bombeamento de  $2.Q$  - área 3

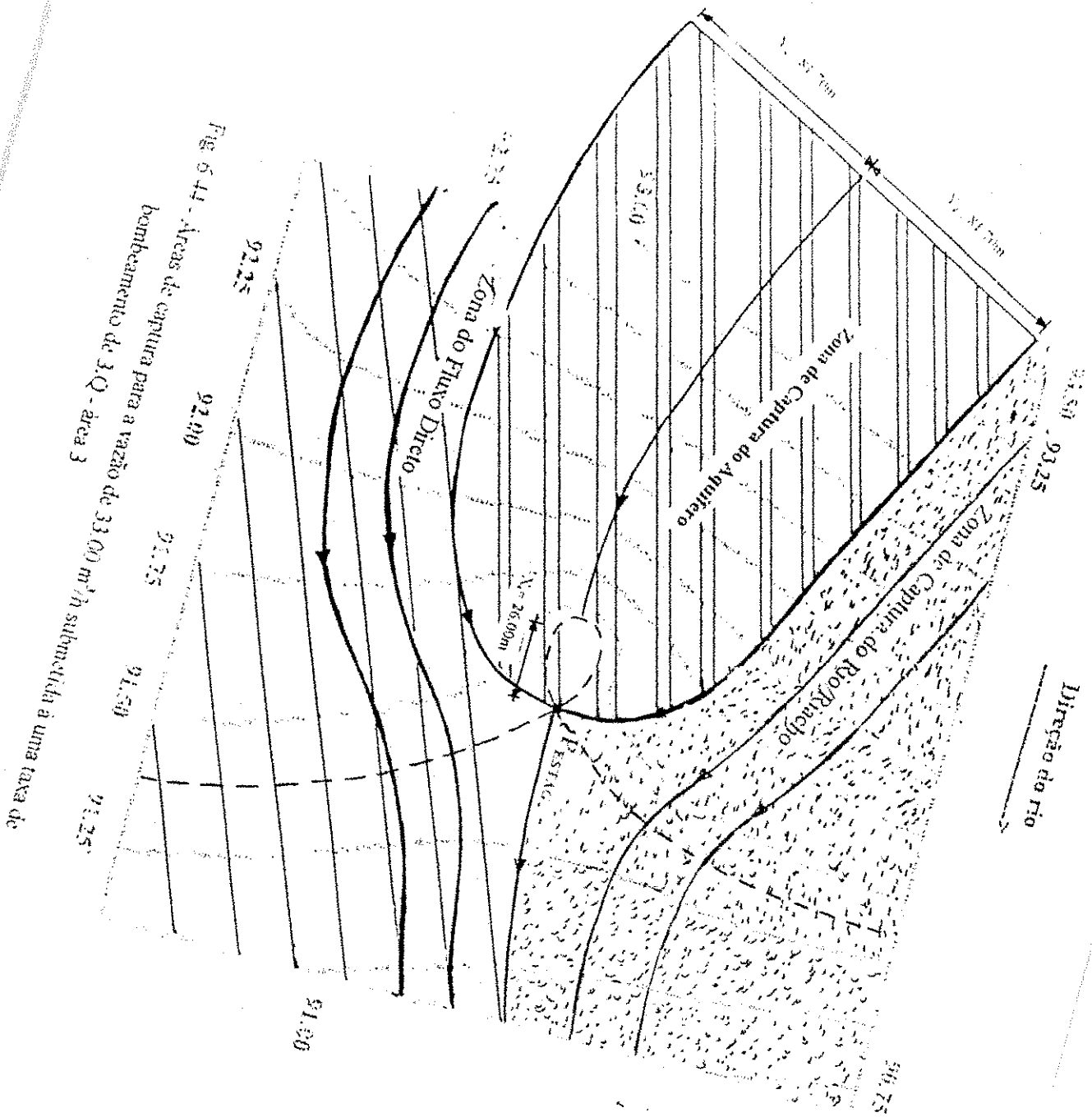


Fig 6.44 - Áreas de captação para a vazão de  $33,00 \text{ m}^3/\text{h}$  subdividida à uma taxa de bombeamento de  $3, \text{ Q} - \text{ área } 3$

$$\begin{aligned}
 D_x &= D_y = 26,00\text{m} \\
 \text{Vazão real} &= 33,00\text{m}^3/3600\text{s} \\
 \text{Vazão simulada} &= 3 \cdot 33,00\text{m}^3/3600\text{s}
 \end{aligned}$$

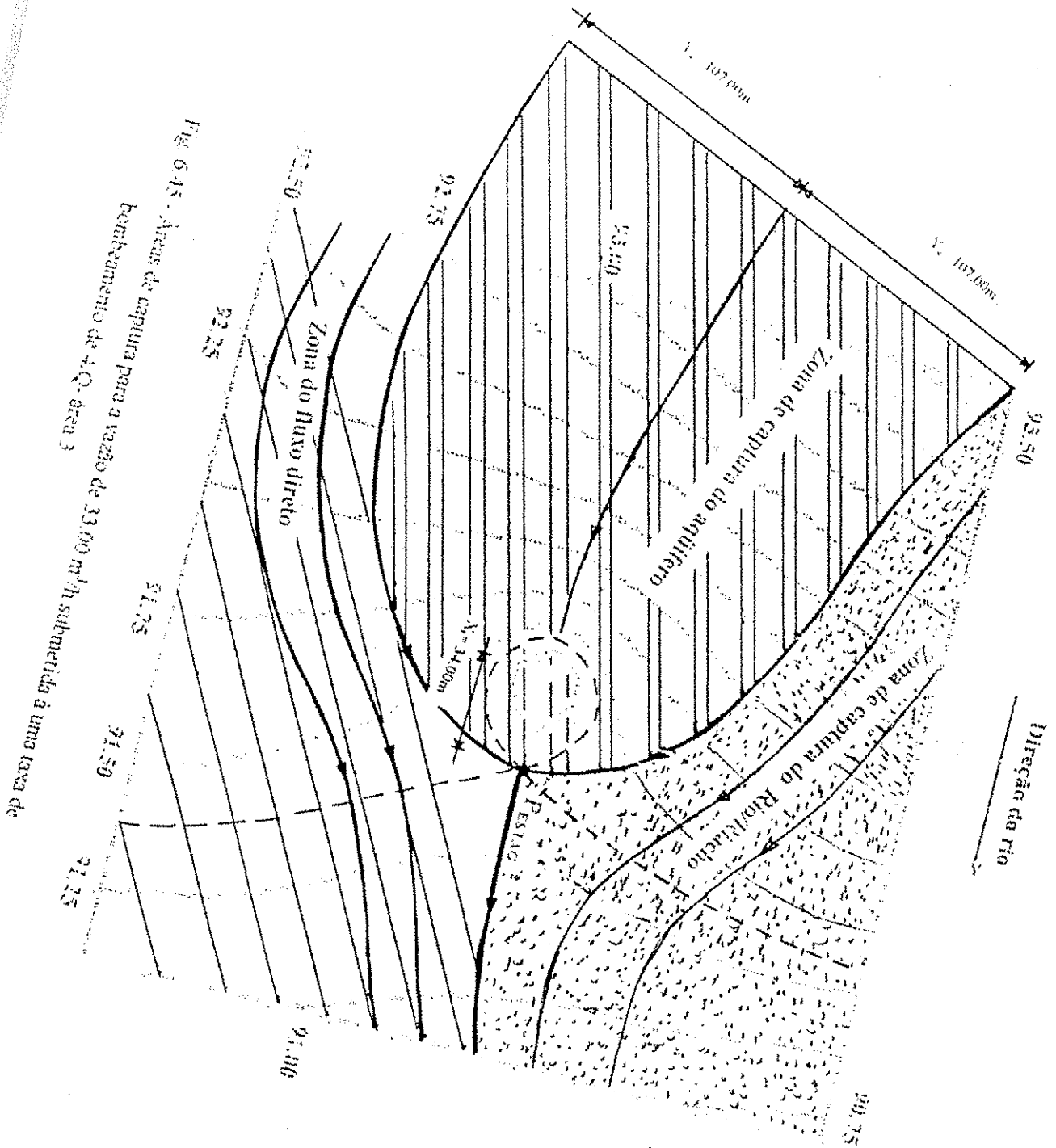
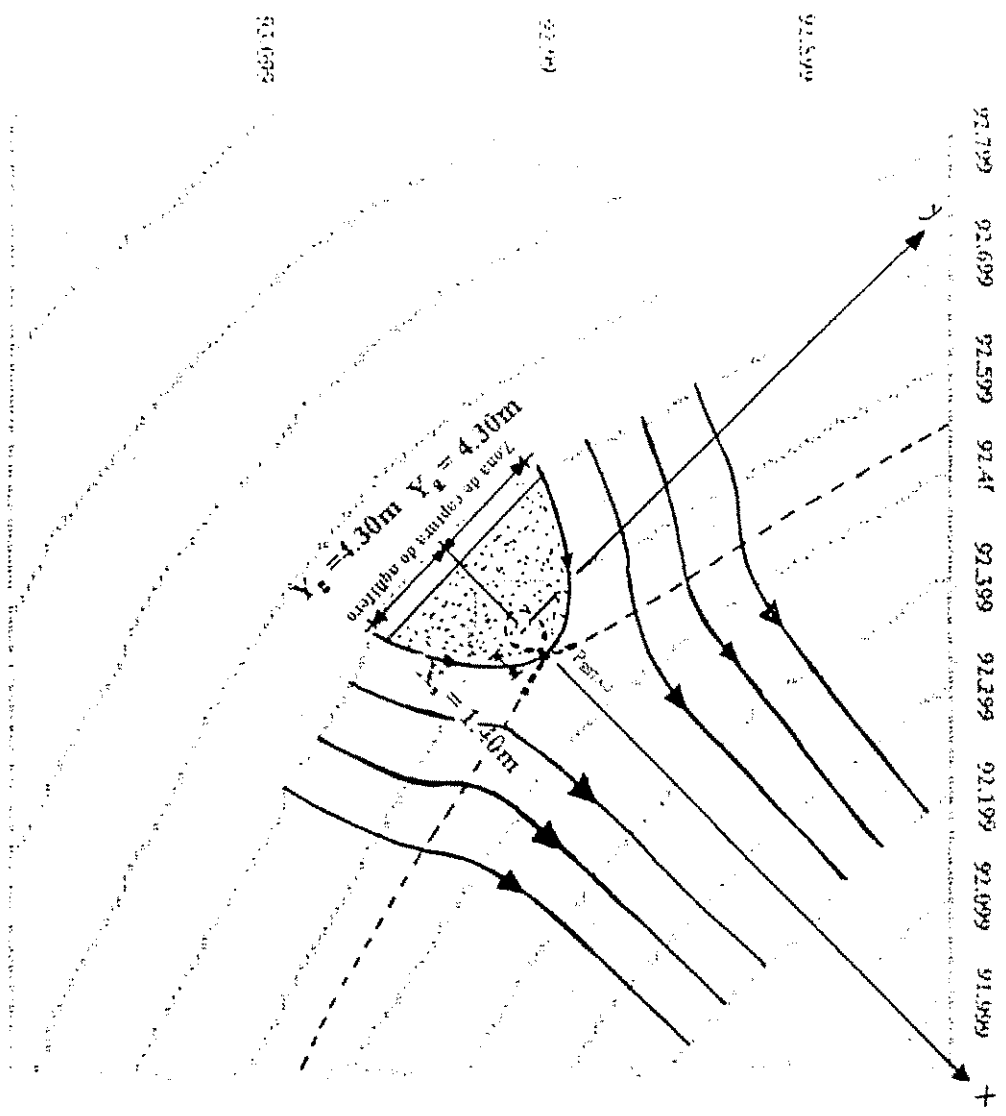


Fig. 6.45 - Áreas de captura para a vazão de 33,00 m<sup>3</sup>/h submetida à uma taxa de bombeamento de 4.Q. área 3

$Dx = Dy = 20,00 \text{ m}$   
 $V_{\text{zão total}} = 14,4 \text{ km}^3 / 3600 \text{ s}$   
 $V_{\text{zão simulada}} = 4 \cdot 33,60 \text{ m}^3 / 3600 \text{ s}$

Direção do rio



$Dx = Dy = 3,6 \text{ m}$   
 Vazão real =  $20,90 \text{ m}^3/3600\text{s}$   
 Vazão simulada =  $1 \cdot 20,90 \text{ m}^3/3600\text{s}$   
 Área de Captação =  $36,00 \text{ m}^2$

Fig. 6.16 - Área de captura para a vazão de  $20,90 \text{ m}^3/\text{h}$  submetida à uma taxa de bombeamento de  $1,0$  - Área  $1$



Direção do rio

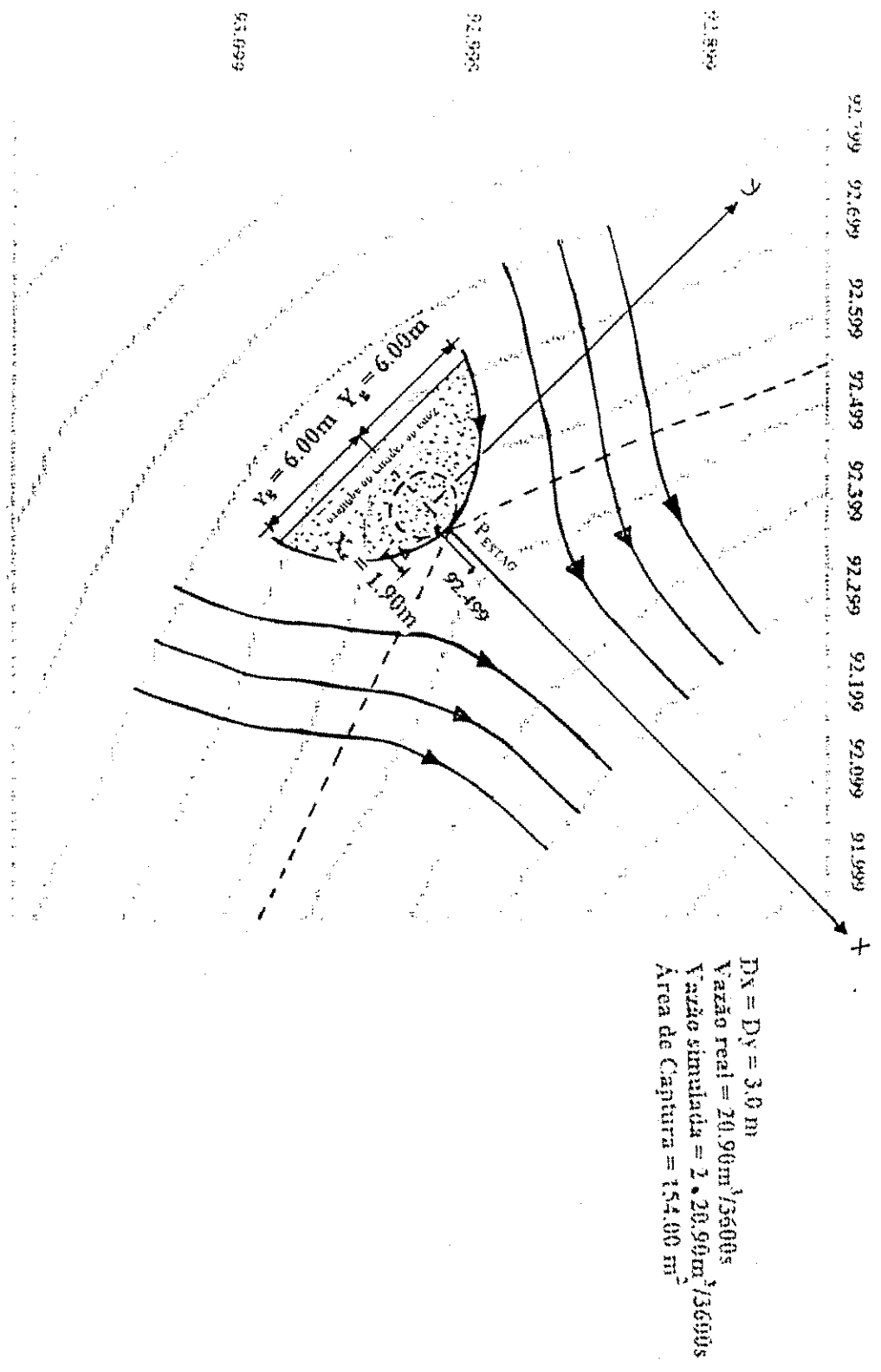


Fig. 6.47 - Áreas de captura para a vazão de  $20,90 \text{ m}^3/\text{h}$  submetida à uma taxa de bombeamento de  $2,0$  - área 4

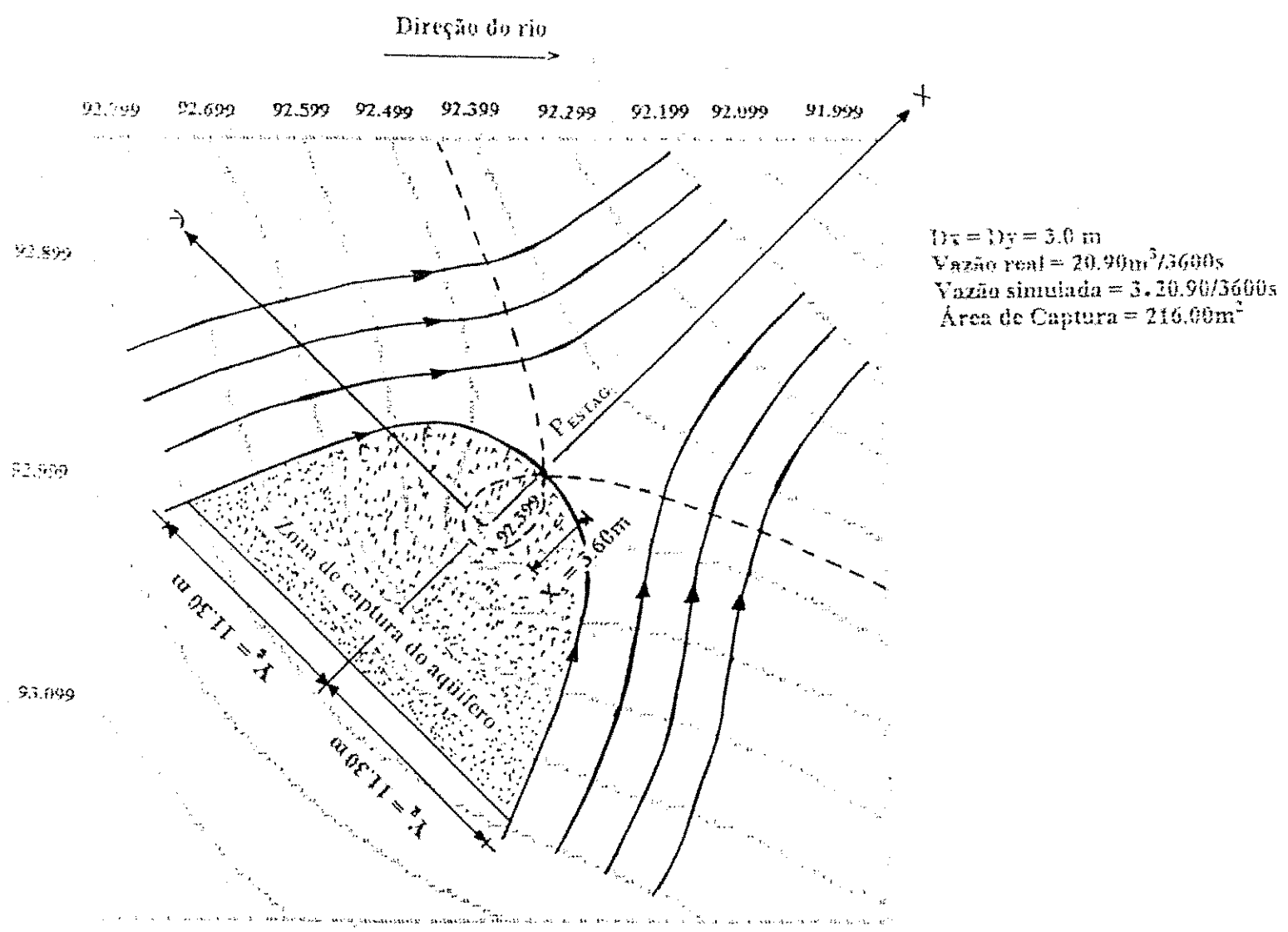


Fig 6.48 - Áreas de captura para a vazão de  $20.90\text{ m}^3/\text{h}$  submetida à uma taxa de bombeamento de  $3 \cdot Q$  - área 4

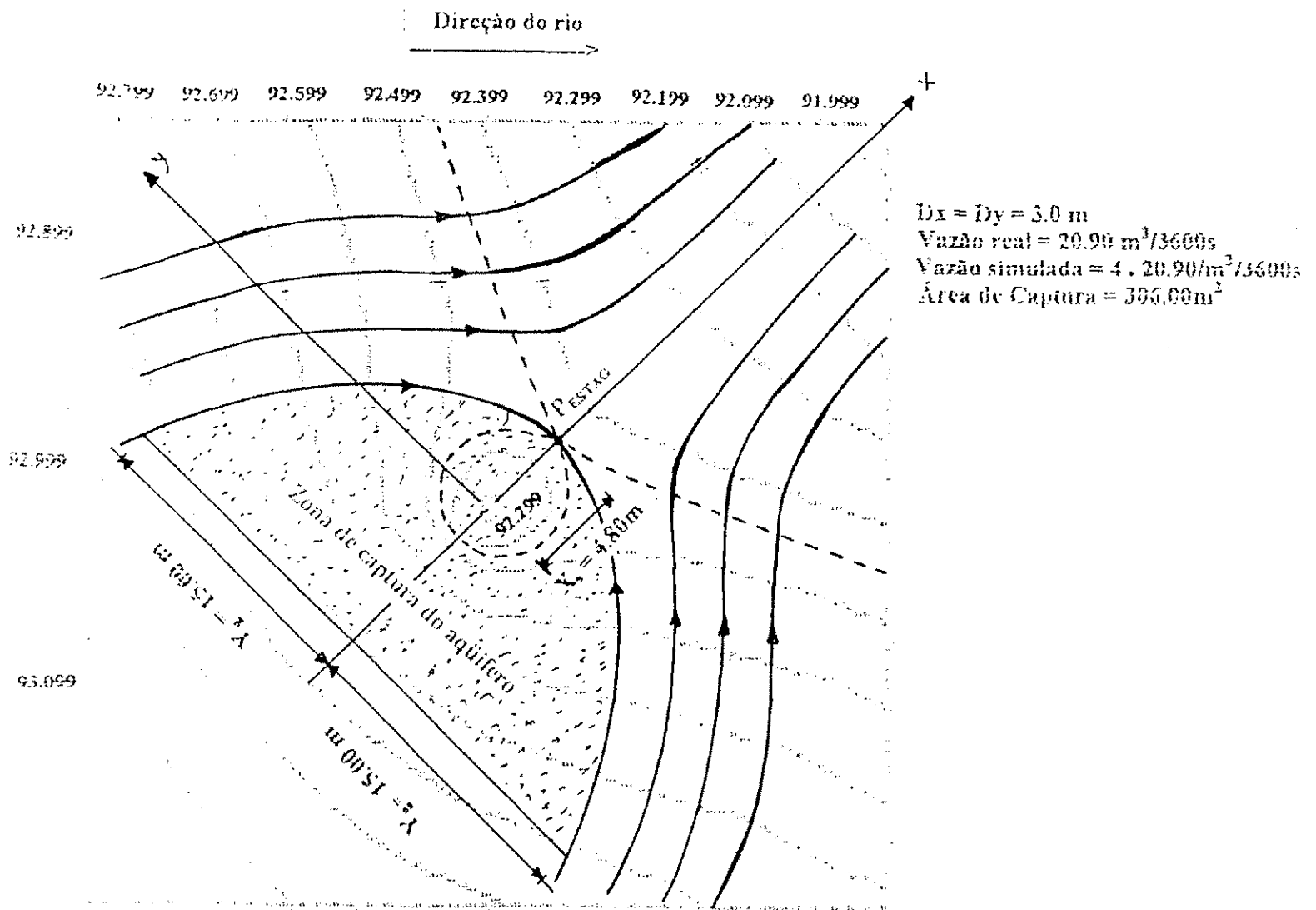
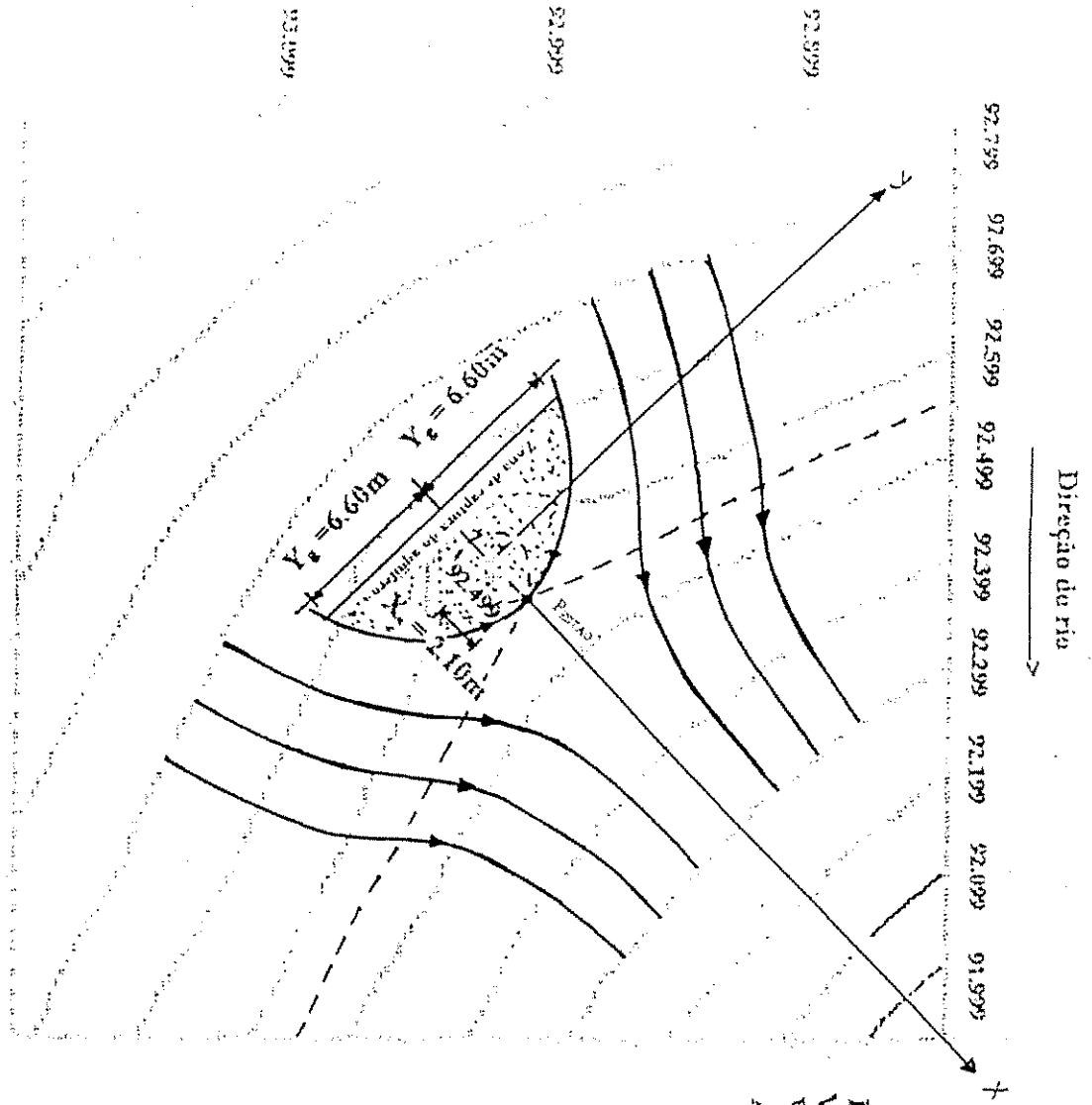
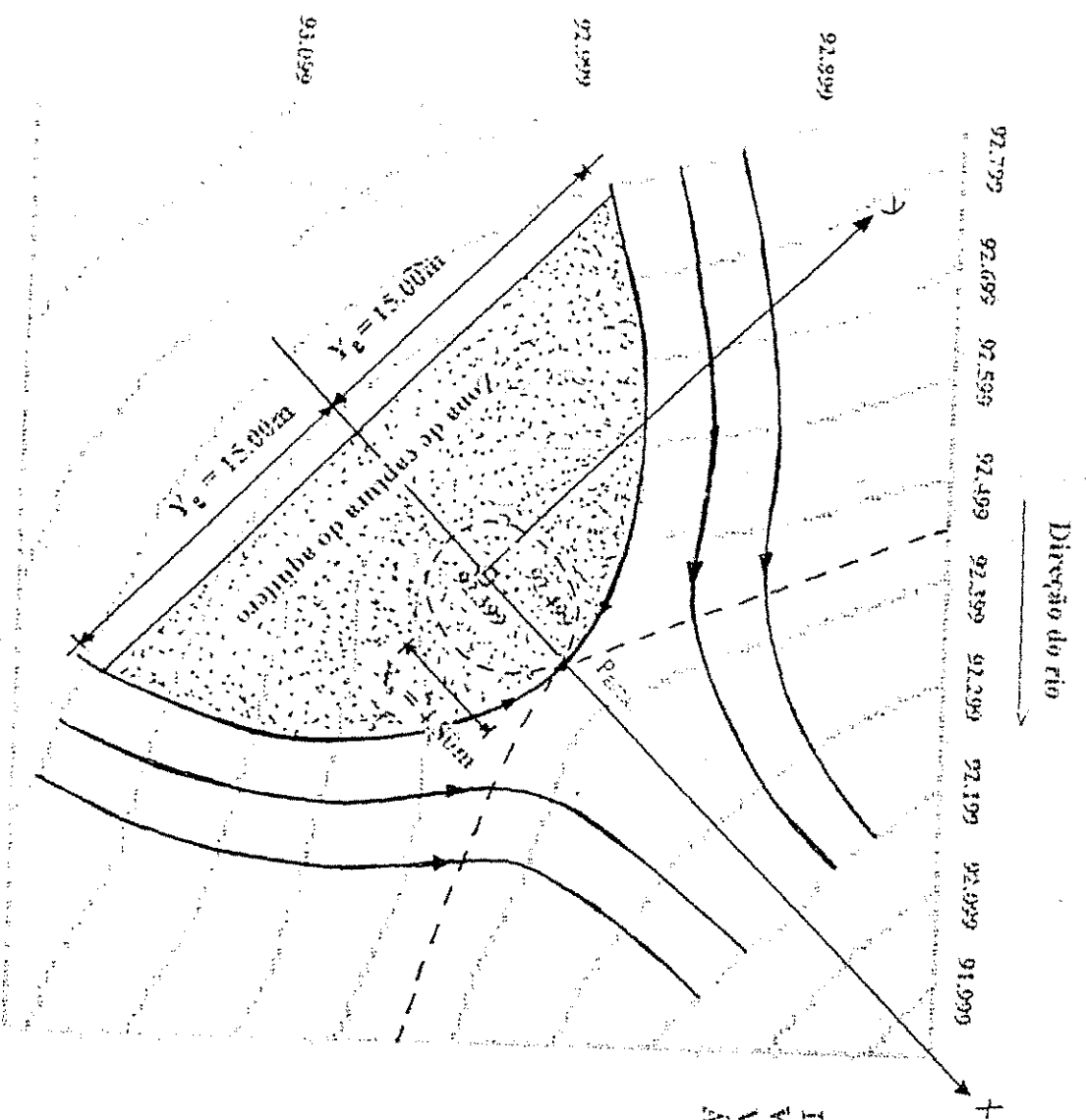


Fig. 6-49 - Áreas de captura para a vazão de  $20,90\text{ m}^3/\text{h}$  submetida à uma taxa de bombeamento de  $4 \cdot Q$  - área 4



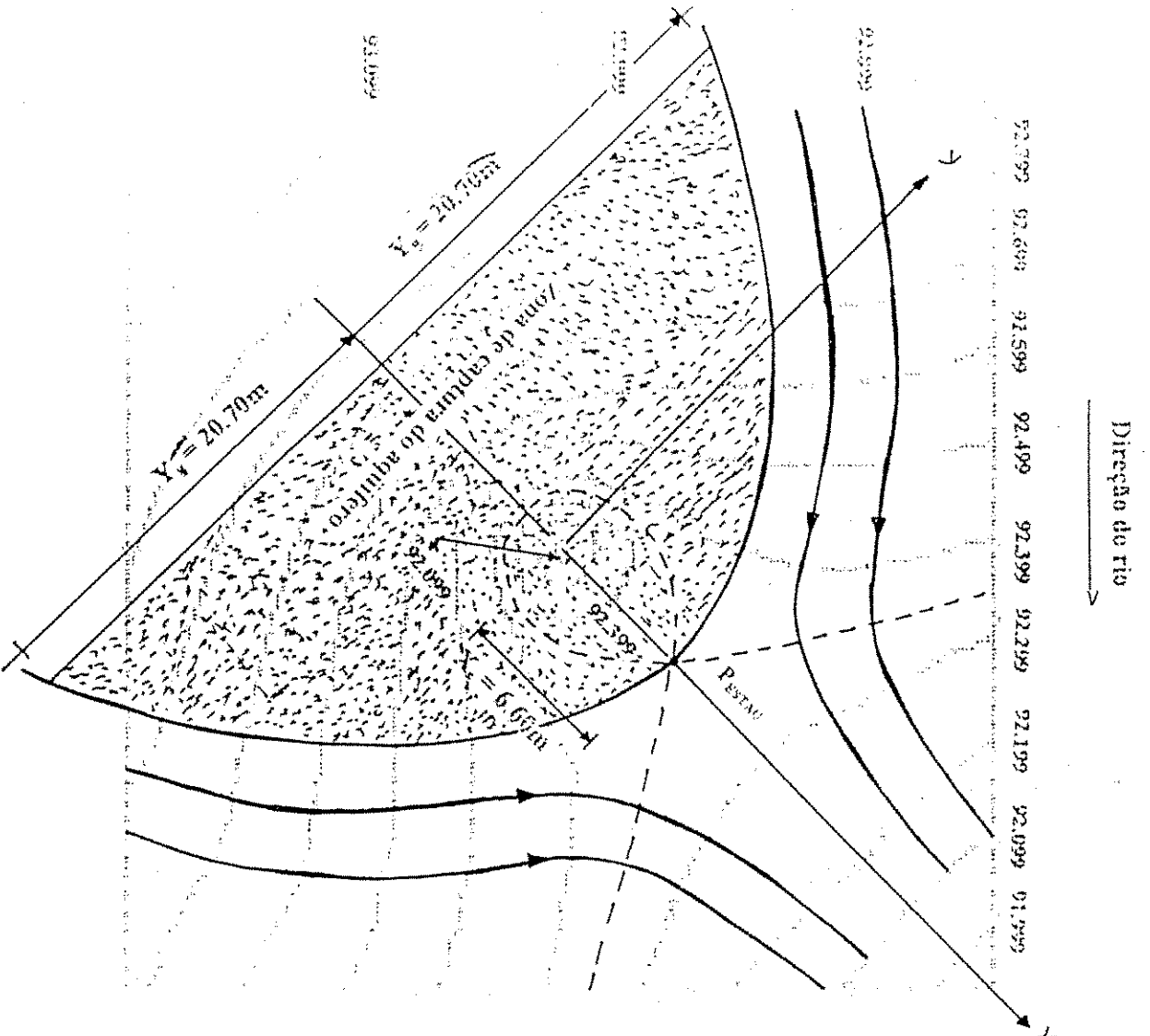
$Dx = Dy = 3.0 \text{ m}$   
 Vazão real =  $40.00 \text{ m}^3 / 3600 \text{ s}$   
 Vazão simulada =  $1.40.00 \text{ m}^3 / 3600 \text{ s}$   
 Área de Captura =  $54.00.00 \text{ m}^2$

Fig. 6.50 - Áreas de captura para a vazão de  $40.00 \text{ m}^3/\text{h}$  submetida à uma taxa de bombeamento de LQ - área 4



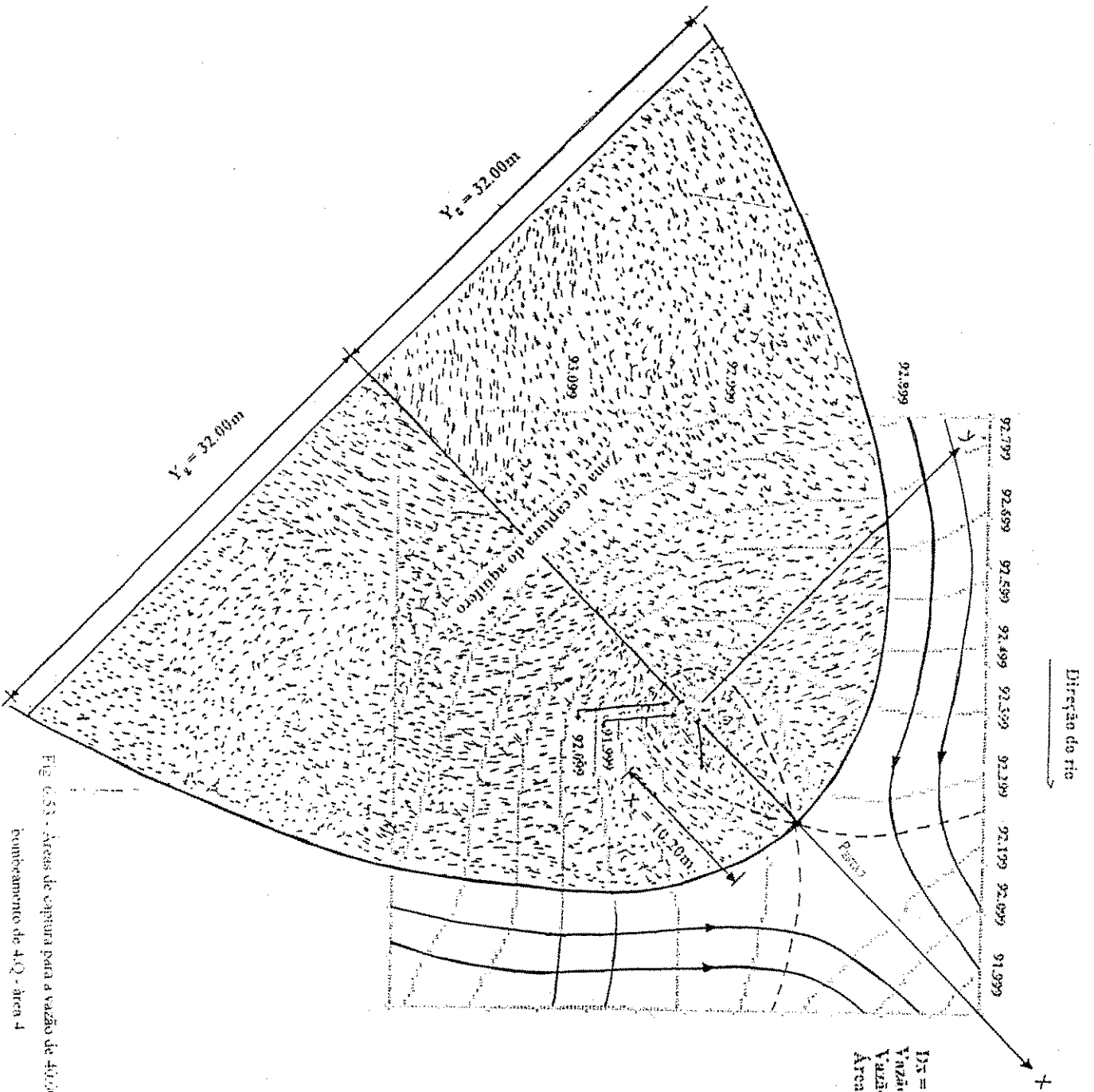
$D_x = D_y = 3.0 \text{ m}$   
 Vazão real =  $40.00 \text{ m}^3 / 3600 \text{ s}$   
 Vazão simulada =  $2.40.00 \text{ m}^3 / 3600 \text{ s}$   
 Área de Captação =  $270.00 \text{ m}^2$

Fig. 6.51 - Áreas de captura para a vazão de  $40.00 \text{ m}^3/\text{h}$  submetida à uma taxa de bombeamento de  $2.0$  - área 4



$D_N = D_S = 3.0 \text{ m}$   
 Vazão real =  $40.00 \text{ m}^3 / 3600 \text{ s}$   
 Vazão simulada =  $3.40.00 / 3600 \text{ s}$   
 Área de Captação =  $558.00 \text{ m}^2$

Fig. 6.52 - Áreas de captura para a vazão de  $40.00 \text{ m}^3/\text{h}$  submetida à uma taxa de bombeamento de  $3.0$  - área 4



$Dx = Dy = 3.0 \text{ m}$   
 Vazão real =  $40.00 \text{ m}^3/5600\text{s}$   
 Vazão simulada =  $4.40.00 \text{ m}^3/5600\text{s}$   
 Área de Captação =  $1926.0000 \text{ m}^2$

Fig. 6.53 - Áreas de captura para a vazão de  $40.00 \text{ m}^3/\text{h}$  submetida a uma taxa de bombeamento de  $4.0$  - área 1

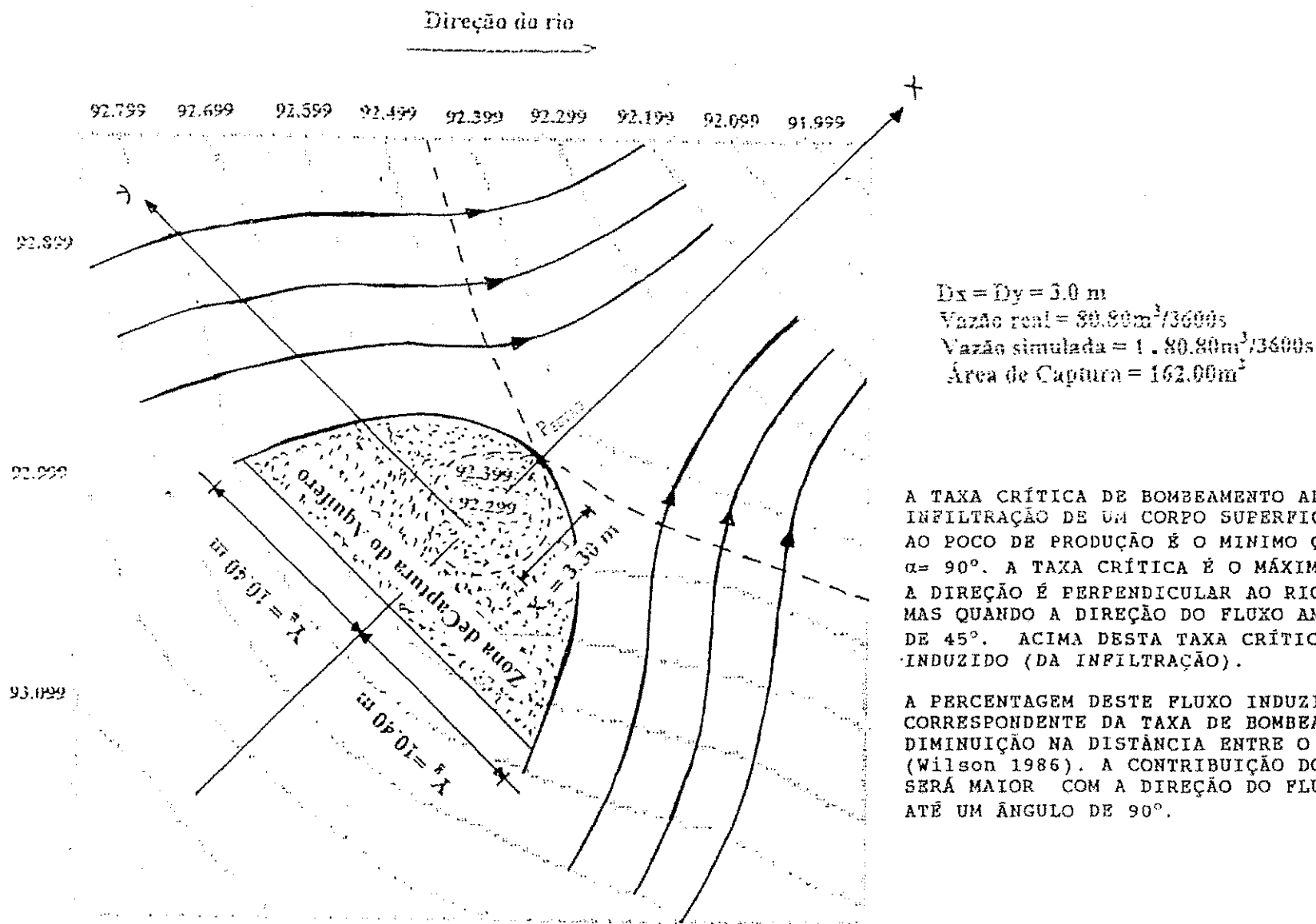
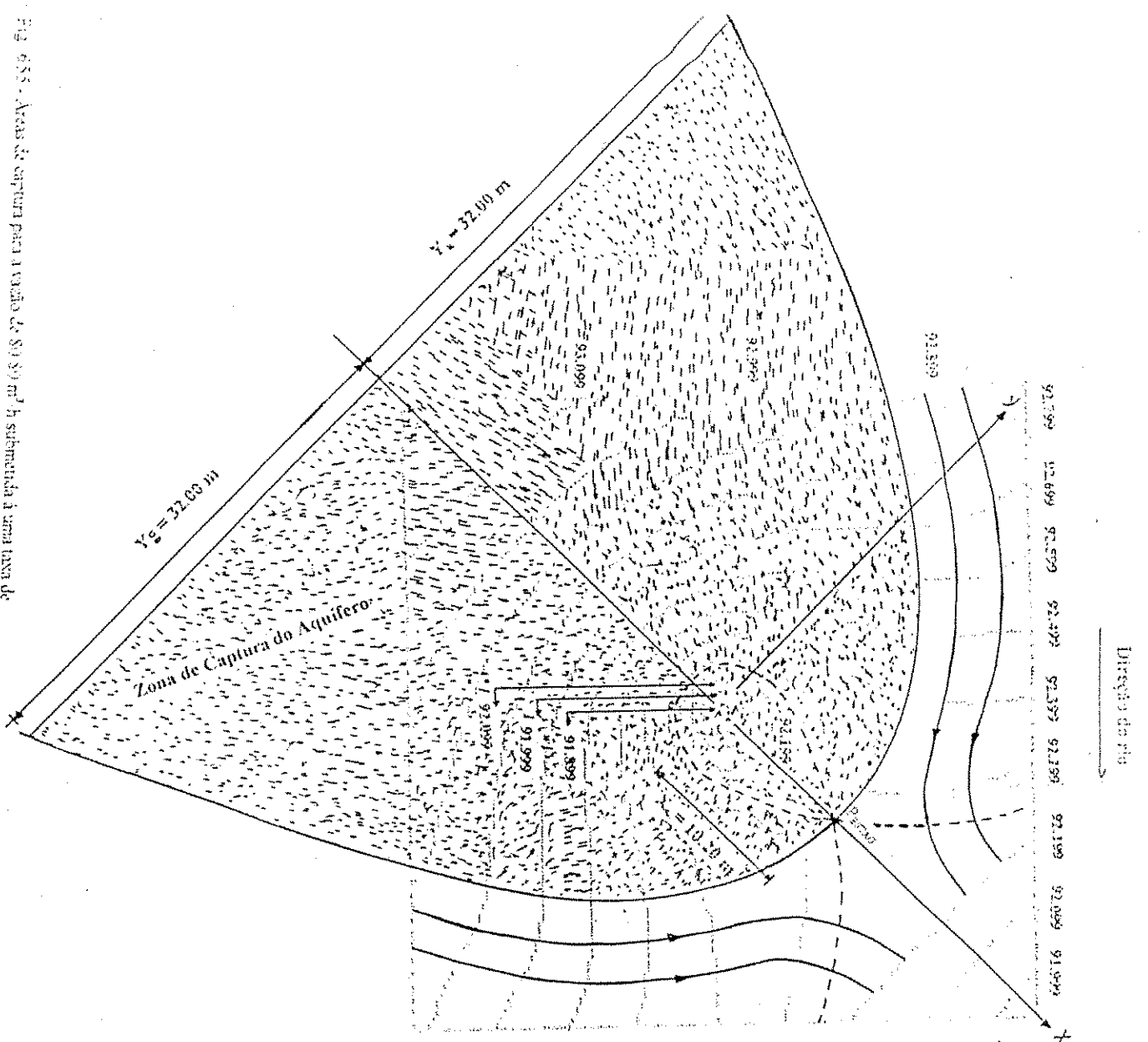


Fig. 6.54 - Áreas de captação para a vazão de  $80.80 \text{ m}^3/\text{h}$  submetida à uma taxa de bombeamento de 1.Q - área 4

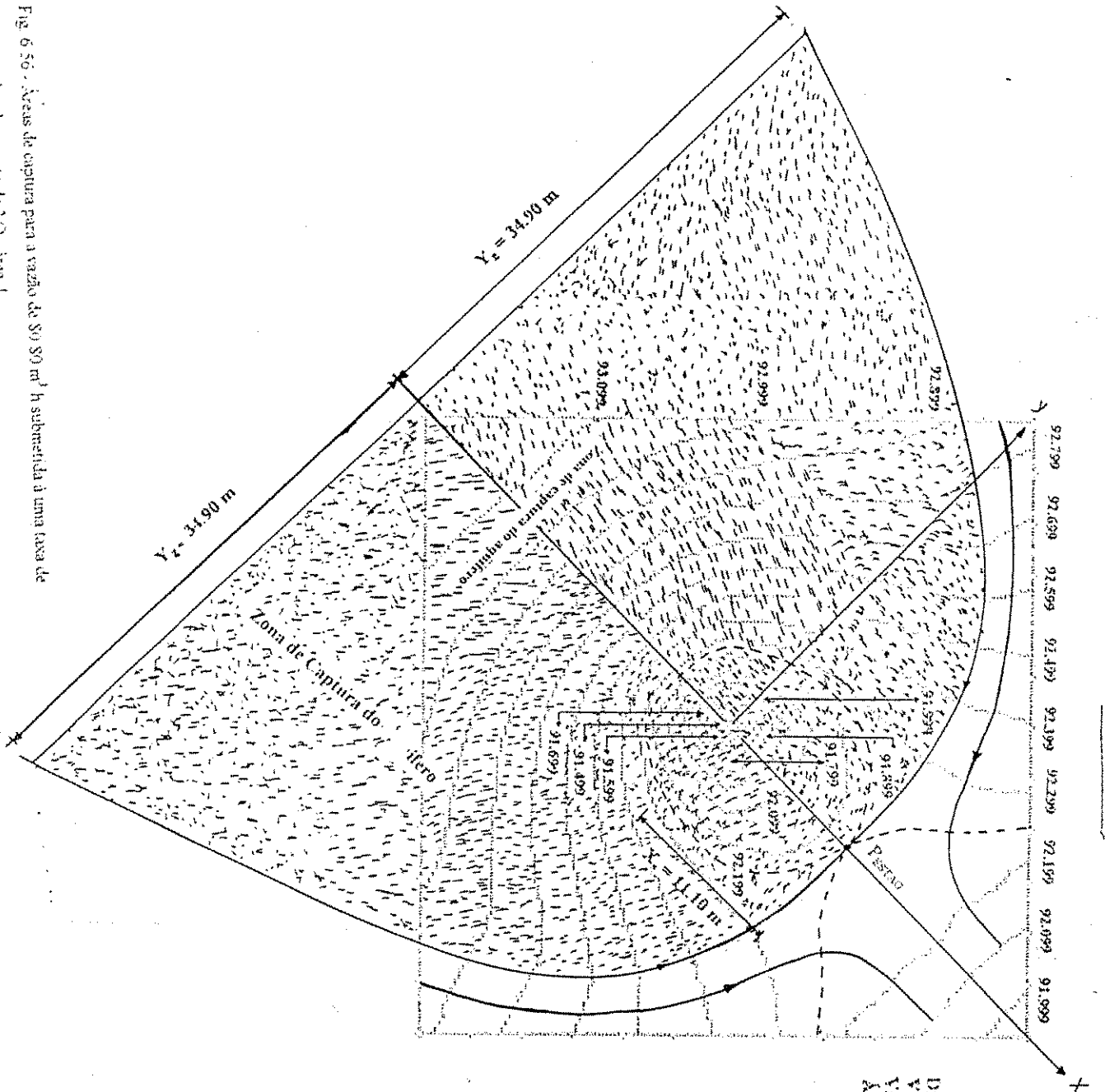




$Dx = Dy = 3.0 \text{ m}$   
 $V_{\text{zona real}} = 80.80 \text{ m}^3 / 3600 \text{ s}$   
 $V_{\text{zona simulada}} = 2 \cdot 80.80 \text{ m}^3 / 3600 \text{ s}$   
 $\text{Área de Captura} = 1.800.00 \text{ m}^2$

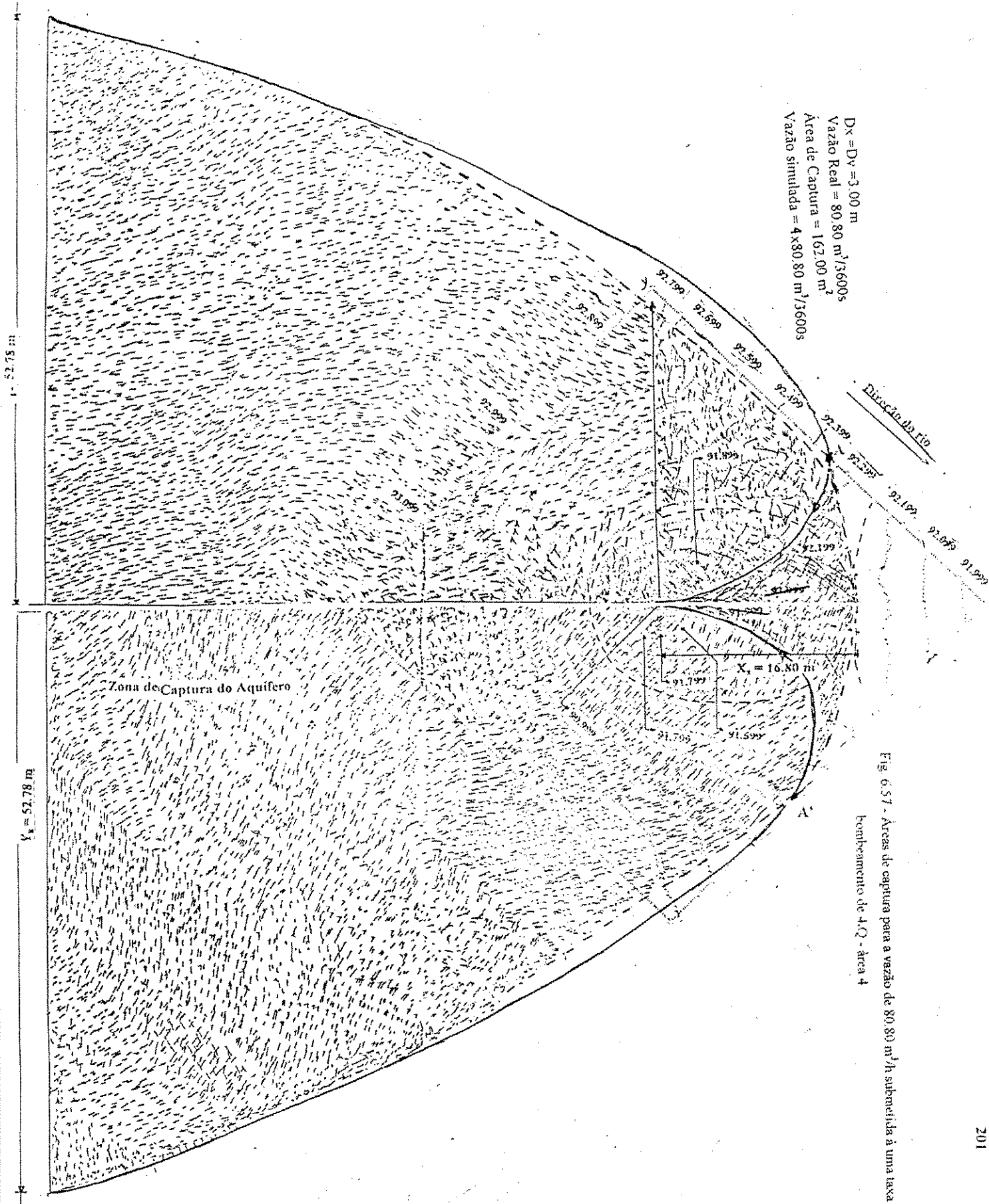
Fig. 6.55 - Área de captura para a vazão de  $80.80 \text{ m}^3/\text{h}$  submetida à uma taxa de bombeamento de  $2.0 \text{ l/s}$  - área 1

Direção da rfo



$DX = DY = 3,0 \text{ m}$   
 Vazão real =  $80,80 \text{ m}^3/\text{s}$   
 Vazão simulada =  $3,80 \text{ m}^3/\text{s}$   
 Área de Captação =  $2.124,00 \text{ m}^2$

Fig 6.56 - Áreas de captação para a vazão de  $80,80 \text{ m}^3/\text{s}$  h submersida à uma taxa de bombeamento de  $3,80 \text{ m}^3/\text{s}$  - área 4



$D_x = D_y = 3.00 \text{ m}$   
 Vazão Real =  $80.80 \text{ m}^3/3600\text{s}$   
 Área de Captura =  $162.00 \text{ m}^2$   
 Vazão simulada =  $4 \times 80.80 \text{ m}^3/3600\text{s}$

Direção do rio

Zona de Captura do Aquífero

$X_1 = 16.80 \text{ m}$

Fig. 6.57 - Áreas de captura para a vazão de  $80.80 \text{ m}^3/\text{h}$  submetida à uma taxa de bombeamento de  $4 \cdot Q$  - área 4

### 6.7 Discussão dos resultados das Áreas Envolvidas no Estudo

As características geológicas, hidrológicas da área em estudo foram mostradas no capítulo 4. A tabela 6.33 mostra os valores das áreas planimetradas para a área 4, para as vazões fornecidas pela CDRM (Tab.4.4) submetida a taxas de bombeamento que varia de  $1.Q$  a  $4.Q$ . Pode-se observar também através desta tabela a geometria das áreas de capturas para cada taxa de bombeamento aplicada, isto é os valores de  $X_c$  e  $Y_c$  os quais foram calculados a partir das figuras 6.46 a 6.57 para o caso estudado na área 4, tem como a distribuição das linhas equipotenciais e de fluxo, para o fluxo bidimensional. Verifica-se que há uma diferença entre a figura 6.27 (Jacob e Kashef, 1989) e as apresentadas neste trabalho, pois a figura 6.27 mostra o fluxo bidimensional uniforme para  $\alpha=0^\circ$ , enquanto que todas as áreas de captura planimetradas para A4, foi verificado um ângulo de  $45^\circ$  entre o eixo x ( direção do fluxo) e a direção do rio. Para a área 3 verificou-se um ângulo de  $30^\circ$  entre o eixo x (direção do fluxo) e a direção do rio ou  $60^\circ$  com uma perpendicular à direção do rio. Na figura 6.27, x encontra-se na direção do rio.

| Q(m <sup>3</sup> /h)<br>Real | Q (m <sup>3</sup> /h)<br>simulado | Xs (m) | Yg (m) | Dx = Dy<br>(m) | A (m <sup>2</sup> ) | Taxa de aumento<br>da área em % |
|------------------------------|-----------------------------------|--------|--------|----------------|---------------------|---------------------------------|
| 20.90                        | 1 Q                               | 1.4    | 4.3    | 3.00           | 36.00               | —                               |
|                              | 2 Q                               | 1.9    | 6.0    | 3.00           | 54.0                | 50.0                            |
|                              | 3 Q                               | 3.6    | 11.3   | 3.00           | 216.0               | 500.0                           |
|                              | 4 Q                               | 4.8    | 15.0   | 3.00           | 306.0               | 750.0                           |
| 40.00                        | 1 Q                               | 2.1    | 6.6    | 3.00           | 54.0                | —                               |
|                              | 2 Q                               | 4.8    | 15.0   | 3.00           | 306.0               | 466.0                           |
|                              | 3 Q                               | 6.6    | 20.7   | 3.00           | 558.0               | 933.0                           |
|                              | 4 Q                               | 10.20  | 32.0   | 3.00           | 1926.0              | 3466.0                          |
| 80.8                         | 1 Q                               | 4.8    | 15.0   | 3.00           | 306.0               | —                               |
|                              | 2 Q                               | 10.20  | 32.0   | 3.00           | 1800.0              | 488.0                           |
|                              | 3 Q                               | 11.10  | 34.97  | 3.00           | 2124.0              | 594.12                          |
|                              | 4 Q                               | 16.8   | 52.78  | 3.00           | 5274.0              | 1620.9                          |

Tab. 6.33 - Áreas de captura e elementos geométricos da área 4

Os valores de  $X_s$  e  $Y_g$  apresentaram-se menores para a taxa de bombeamento simulados 1.Q para uma vazão de 20.90 m<sup>3</sup>/h, aumentando à medida que aumenta a vazão real para 40.00 m<sup>3</sup>/h e 80.80 m<sup>3</sup>/h. Este aumento é esperado, uma vez que as áreas de captura aumentam proporcionalmente com o aumento na taxa de bombeamento para cada vazão, verificando-se portanto o afastamento do ponto de estagnação na direção do fluxo, que mostra

um consequente aumento em  $X_s$  e  $Y_s$ , nas áreas de captura planimetradas tanto para a área 3 como para a área 4 ( Figs. 6.34 a 6.57).

As áreas das zonas de captura desenvolvidas na área 4 para uma taxa de bombeamento simulado de  $1.Q$ , para as vazões de 20.9, 40.00 e 80.80  $m^3/h$  foram de 36.00, 54.00 e 306.00  $m^2$ , respectivamente. Com base nestas áreas, calculou-se as razões entre as áreas de captura de  $1.Q$  a  $4.Q$  para cada vazão. Observa-se que as percentagens de aumento crescem rapidamente com aumento na taxa de bombeamento simulado, para as três vazões reais (20.9, 40.00 e 80.80  $m^3/h$ ), observando portanto, um aumento na razão de  $1.Q$  a  $4.Q$  de 750% no caso da menor vazão real (20.90  $m^3/h$  ) alcançando valores próximos a 3466.0% para as vazões de 40.00 e de 1620.90 % para a vazão de 80.80  $m^3/h$ .

Para o caso da vazão real de 80.80  $m^3/h$ , verificou-se que a vazão crítica ( $Q_c$ ), ficou em torno de  $3.95.Q$  como mostra a tabela 6.34 (a área planimetrada é mostrada em linha tracejada na figura 6.57), isto é, ( $3.95 \cdot 80.80 m^3/h$ ) correspondente ao caso ilustrado na figura 6.30b (Fig.6.57-A4, caso estudado em São Bento ), como mostra a tabela 6.34 confeccionada para a vazão de 80.80  $m^3/h$ . Para as taxas de bombeamento simulado abaixo deste valor ( $3.95 \cdot Q$ ), como se pode verificar nas zonas de captura plotadas para vazões menores, o ponto de estagnação (P) não chega a atingir o rio (Fig.6.30a), por outro lado, para os casos em que esta taxa de bombeamento é maior do que  $3.95 \cdot 80.80 m^3/h$  o ponto de estagnação atinge a margem do rio provocando portanto a infiltração induzida do rio (6.30c- 6.57 para o caso estudado em São Bento), cuja a área planimetrada ficou em torno de 5274.00  $m^2$ , para a vazão de 80.80  $m^3/h$  submetida a uma taxa de bombeamento de  $4.Q$  (Fig. 6.57). Para a área 3 ocorreu o fenômeno da indução direta do rio para todas as vazões, como será mostrado mais adiante.

|       |        |        |           |        |         |          |           |       |                   |            |             |             |
|-------|--------|--------|-----------|--------|---------|----------|-----------|-------|-------------------|------------|-------------|-------------|
| CASO  | $Q_w$  | $q_s$  | $I=2.Y_2$ | $Q_e$  | $\beta$ | $\beta'$ | $Q_e/Q_w$ | $Q_e$ | $Q_e = \pi d q_a$ | $4.43.Q_e$ | SITUAÇÕES   | $Q_w + Q_e$ |
| 1.0   | 80.80  | 0.1314 | 30.0      | 11.98  | 6.87    | 0.517    | 0.526     | 42.50 | 35.64             | 154.7      | $Q_w < Q_e$ | 54.48       |
| 2.0   | 161.6  | 0.1901 | 64.0      | 36.86  | 9.49    | 0.715    | 0.594     | 96.0  | 51.6              | 224.0      | $Q_w < Q_e$ | 132.96      |
| 3.0   | 242.4  | 0.235  | 69.8      | 49.7   | 11.52   | 0.867    | 0.63      | 152.7 | 63.7              | 276.0      | $Q_w < Q_e$ | 207.4       |
| 3.95  | 319.16 | 0.268  | 102.3     | 83.07  | 13.28   | 1.00     | 0.66      | 210.6 | 73.24             | 319.0      | $Q_w = Q_e$ | 293.67      |
| 4.0   | 323.0  | 0.270  | 105.61    | 86.38  | 13.37   | 1.01     | 0.67      | 216.5 | 73.5              | 318.0      | $Q_w > Q_e$ | 302.8       |
| 5.0   | 404.0  | 0.362  | 132.4     | 145.24 | 17.28   | 1.301    | 0.74      | 258.6 | 98.22             | 369.6      | $Q_w > Q_e$ | 403.8       |
| 9.845 | 782.52 | 1.08   | 315.98    | 1111.9 | 50.8    | 3.83     | 0.845     | 438.0 | 275.0             | 750.0      | $Q_w > Q_e$ | 1549.9      |
| 10.0  | 808.0  | 1.19   | 320.2     | 1152.7 | 51.57   | 3.88     | 0.85      | 444.4 | 282.6             | 762.7      | $Q_w > Q_e$ | 1597.0      |
| 10.52 | 850.0  | 1.34   | 362.0     | 1469.7 | 55.2    | 4.16     | 0.87      | 451.0 | 316.31            | 822.0      | $Q_w > Q_e$ | 1920.7      |

6.34 - Tabela construída para o caso estudado em São Bento para uma vazão de 80.80 m<sup>3</sup>/h

Aplicou-se para a área 4 (A4) para o caso de vazão de 80.80 m<sup>3</sup>/h submetida a uma taxa de bombeamento de 4.Q, as teorias de NEWSON e WILSON (1985), e de WILSON e LINDERRELT ( Instituto de Minerologia do Novo México, 1991). Construíram-se os gráficos da figura 6.58 e o gráfico figura 6.59 a partir dos dados da tabela 6.34, para que se fosse

$$\frac{\bar{Q}_c}{\bar{Q}_s} = \frac{x}{2} \left[ \frac{\beta}{-(\beta-1)^{1/2}} + \tan^{-1} \left( \frac{\beta-1}{\beta} \right)^{1/2} \right] + \tan^{-1} \left( \frac{\beta-1}{\beta} \right)^{1/2}$$

$\bar{Q}_c$  = taxa de bombeamento crítico ( $\pi \cdot d \cdot q_c$ )

$\beta$  = taxa adimensional de bombeamento corrigido

$\beta$  = taxa adimensional de bombeamento

$$\beta = \frac{\bar{Q}_c}{\bar{Q}_s} \cdot \frac{\pi \cdot d \cdot q_s}{L} \quad \text{onde } d = 28.50 \text{m} = \text{distância do poço à margem do rio}$$

L = largura da área de captação do poço.

H = espessura do aquífero sem sofrer bombeamento

$Q_s = q_s \cdot L \cdot H$ ; onde  $Q_s$  = Fluxo ambiente total

como ambiente.

$$q_s = \text{Fluxo ambiente} = q_c = \frac{2 \cdot T}{H^2 - H_c^2} \cdot K \quad \text{onde o índice } c \text{ especifica o fluxo}$$

bombeamentos (1.Q ... 4.Q);

$Q_c$  = Vazão do poço; Vazão fornecida pela CDRM submetida a diferentes taxas de

Q - 80.80 m<sup>3</sup>/h - Vazão fornecida pela CDRM;

Dados referentes a tabela da página anterior:



bombeamento adimensional ( $\beta$ ) e ordenada  $y$  a vazão adimensional (razão entre o fluxo induzido da infiltração e a vazão do poço). O gráfico da figura 6.59 mostra a contribuição do fluxo regional e a contribuição do fluxo da infiltração induzida do rio. Nesta discussão,  $Q_s$  representa a contribuição da infiltração induzida do rio,  $q_a$  representa o fluxo ambiente (natural) e  $Q_a$  ( $q_a \cdot L \cdot H$ ) representa a contribuição total do fluxo regional, que se obtém pelo produto entre a espessura saturada do aquífero não afetado pelo bombeamento ( $H=3.03\text{m}$ ), a largura da zona de captura ( $L=2.Y_p$ ) e pelo fluxo ambiente ( $q_a$ ), com  $\beta$  representando a taxa adimensional de bombeamento, sendo que todos estes parâmetros apresentados na tabela 6.34. A figura 6.60 mostra em plano e em perfil o aquífero, ilustrando  $H$ ,  $q_a$ ,  $d$  e  $Q_w$  envolvidos no cálculo de  $Q_s$  e das equações mostradas na tabela 6.34.

A taxa de bombeamento crítico ( $Q_c$ ), foi obtido pelo produto  $\pi \cdot d \cdot q_a$ , observando-se claramente que a mesma é diretamente proporcional ao fluxo ambiente ( $q_a$ ), e a distancia ( $d$ ) entre o poço e o rio. O conceito de taxa de bombeamento critica torna-se claro ao observar a figura 6.30, mostrando os casos em que  $Q_c > Q_w$ ,  $Q_c = Q_w$  e  $Q_c < Q_w$ . Foi possível demonstrar os três casos para a área 4 como já mencionado anteriormente.

As dimensões de  $x'$  e  $d$  foram definidos como sendo  $d$  (28.50 m) a distância entre o poço e a margem do rio, e  $x'$  ( 5.0 m- Fig. 6.57), a metade da distância entre os dois pontos (A e A') de encontro das linhas de fluxo limitantes e à margem do rio (Fig.6.30c).

O gráfico da Figura 6.60 ( caso de Albuquerque, EUA) mostra que os valores de  $Q/Q_w$  aumenta proporcionalmente com  $\beta$  e verifica-se também a uma tendência de  $Q/Q_w$  atingir valores assintóticos com  $\beta$ . Esta tendência não se manifestou para o caso patricular da vazão real de  $Q=80.80 \text{ m}^3/\text{h}$  submetida a uma taxa de bombeamento simulado de  $4.Q$  (Fig.6.58).

comportamento este que pode ser explicado devido ao fato de enquanto os valores de  $\beta$  para o caso estudado em São Bento atingiu o valor máximo de 55.20, no caso estudado em Albuquerque, Novo México- E U A, (Fig.6.60) os valores de  $\beta$  foram estendidos até  $10^4$ . Para o caso estudado em São Bento, este tipo de extrapolação torna-se redundante, uma vez que os valores  $\beta$  e  $Q_w$ , não atingiram valores tão altos como se pode observar comparando os gráficos das figuras 6.58 e 6.60.

Vale salientar o fato de que a teoria apresentada por NEWSOM e WILSON (1988-91) em Albuquerque, Novo México- E U A, foi aplicada a um rio perene bem maior do que o rio Piranhas, e um aquífero que apresenta dimensões ( como já mencionada) bem maiores do que o aquífero estudado em São Bento-PB, o que torna inválidos transpor os valores de  $\beta$  no caso de Albuquerque para o caso estudado em São Bento-PB. tomando-se, portanto, necessário a construção dos gráficos das figuras 6.58 e 6.59 especificamente para o caso de São Bento-PB, onde se verificou uma variação de  $\beta$  de 6.87 a 55.20, valores bem menores do que os valores registrados em Albuquerque, onde  $\beta$  chegou a um valor de  $10^4$ . Devido às diferenças nas dimensões do aquífero estudado em São Bento e o estudado em Albuquerque-USA, foi necessário adotar um fator de correção (4.34) para que a vazão crítica, para que chegássemos às situações mostradas na figura 6.30.

A figura 6.61 com valores referentes a Albuquerque, Novo México-EUA mostra as contribuições do fluxo regional total ( $Q_a$ ) e a infiltração induzida do rio através da taxa de bombeamento adimensional ( $\beta$ ), onde se verifica que o contribuição do fluxo da indução do rio foi sempre superior à contribuição do fluxo ambiente. O gráfico da figura 6.62 ilustra para a área 4 as contribuições do fluxo regional e do fluxo da infiltração induzida do rio, mostrando que a contribuição total do fluxo ambiente ( $Q_a$ ) é menor do que a contribuição do fluxo da

infiltração induzida do rio até um valor da taxa adimensional de bombeamento igual a 24.378 (valor onde  $Q_s=Q_a=300 \text{ m}^3/\text{h}$ ), e que acima deste valor a contribuição do fluxo regional é bem superior. Um outro gráfico foi confeccionado, sendo que este mostra a soma das contribuições do fluxo regional e o fluxo induzido da infiltração, mostrando que para uma taxa adimensional de bombeamento ( $\beta$ ) igual a 24.378 o valor da contribuição é igual para ambos (Fig.6.59). O gráficos das figura 6.59 e 6.62 mostram a soma do fluxo da indução do rio ( $Q_s$ ) e do fluxo ambiente total ( $Q_a$ ), onde  $Q_a=Q_s$  para uma taxa adimensional de bombeamento ( $\beta$ ) de 24.374.

As zonas de captura ou de extração para a área 3 (A3) foram analisadas através das figuras 6.34 a 6.45, mostrando as linhas de fluxo, linhas equipotenciais, escalas adotadas, vazões reais (fornecidas pela CDRM-Tab.4.3), as áreas de captura do poço (aquífero), a área de captura por indução do rio (captura do rio) e a área da zona do fluxo direto. Como na A4, para a A3, cada figura corresponde a uma taxa de bombeamento simulada para as vazões reais fornecidas pela CDRM, descrevendo a forma e os parâmetros geométricos da zona de captura ( $X_c$  e  $Y_c$ ), adotando a mesma metodologia utilizada no caso de A4 (JACOB, KASHEF, 1987). As vazões reais fornecidas pela CDRM para A3 (Fig.4.3) são menores que as de A4. Para as simulações nesta área (A3), adotaram-se as mesmas taxas de bombeamento simulado de A4 (1.Q, 2.Q, 3.Q e 4.Q). A denominação  $D_x=D_y=20.00 \text{ m}$ , foi determinado em função do raio de influência (120 m) do poço n° 1 que é bem maior do que o raio de influência (18.00 m) do poço n° 3 ( $D_x=D_y=3\text{m}$ ) da área 4. Através dos dados obtidos pelas figuras 6.34 a 6.45, e pelas quais faremos a discussão a respeito da área 3.

As variações de  $X_c$  e  $Y_c$  para as quatro taxas de bombeamentos simulado aplicadas às três vazões reais fornecidas pela CDRM (8.79, 14.40 e 33.00  $\text{m}^3/\text{h}$ ), bem como as áreas de captura do aquífero (poço), a área provocada pela indução direta do rio e área do fluxo direto foram confeccionadas separadamente para cada taxa de bombeamento simulada (1.Q a 4.Q).

Observa-se que, com o aumento da vazão, os parâmetros geométricos ( $X_c$  e  $Y_c$ ) aumentam, sendo estes muito altos para  $Q=33,00 \text{ m}^3/\text{h}$  comparados a  $Q=8,79 \text{ m}^3/\text{h}$  (Tab.6.34).

Nas figuras 6.34 a 6.45 a área de captura do poço (aquífero) é mostrada em duas linhas, a área de captura da infiltração direta do rio é mostrada com pontilhinhos e a área de captura do fluxo direto é mostrada com o traço de uma linha. A área marcada por uma linha abaixo da área de captura do poço (aquífero) representa a área não afetada pelo rio, portanto suas linhas de fluxo não contribuem para o poço, tal área é denominada como zona de fluxo direto.

As vazões (fornecidas pela CDRM - Tab. 4.3) submetidas a altas taxas de bombeamento ( $1/Q$  a  $4/Q$ ) aumentam a área de captura do poço, diminuindo a área de captura da infiltração direta do rio e a área de captura do fluxo direto. Caso haja uma contaminação da zona de captura do rio por poluentes das indústrias químicas ou agroquímicos jogados indiscriminadamente no rio, as concentrações entrariam livremente na zona de captura do poço (aquífero), em consequência das altas taxas de bombeamento.

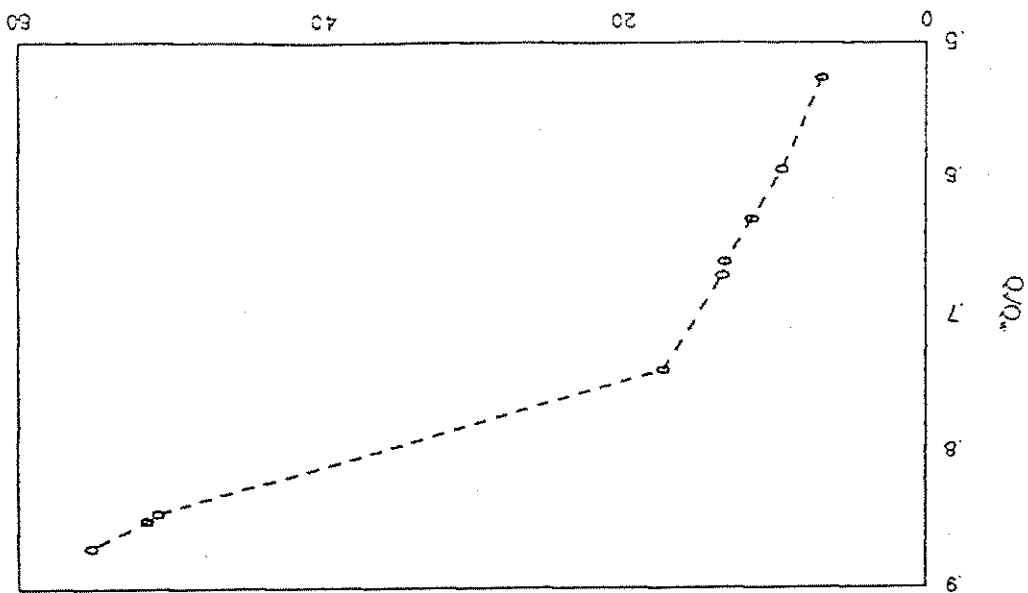
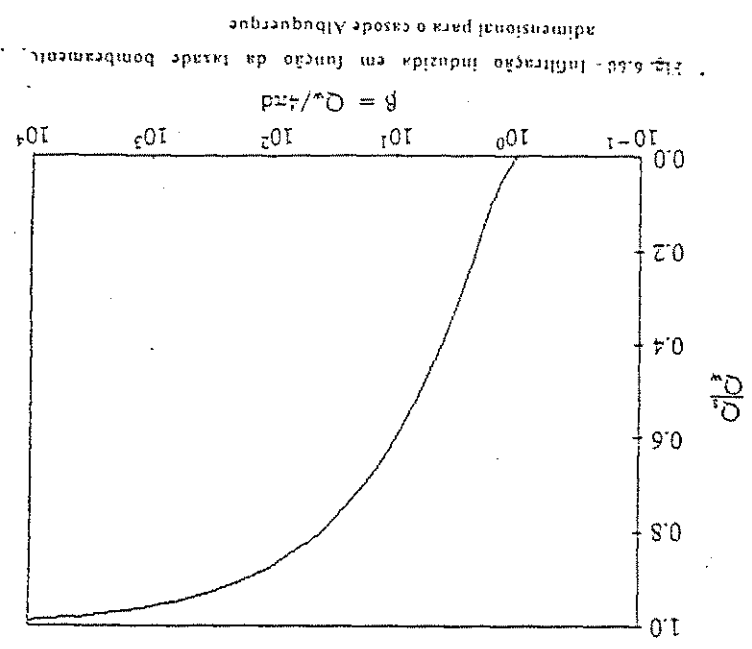
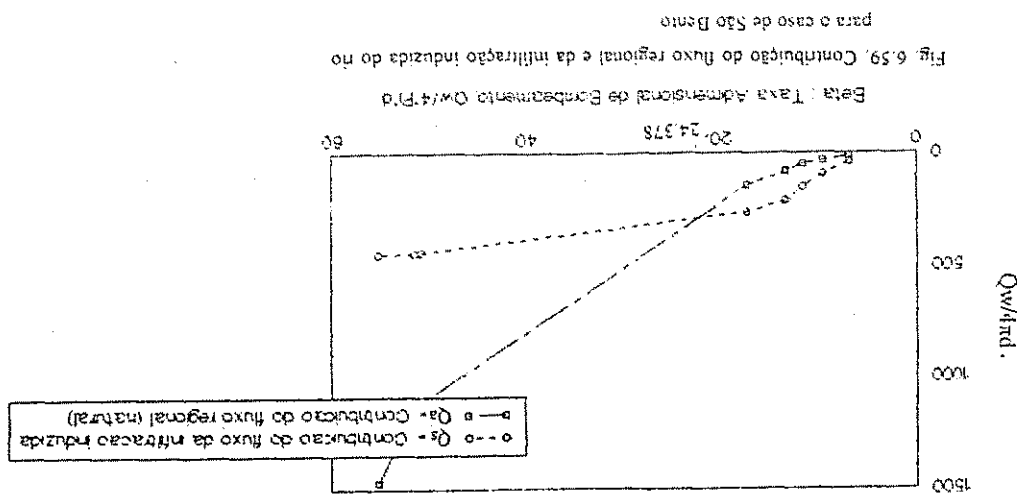


Fig. 6.58 - Infiltração direta em função da taxa de bombeamento para o caso estudado em São Bento - PB



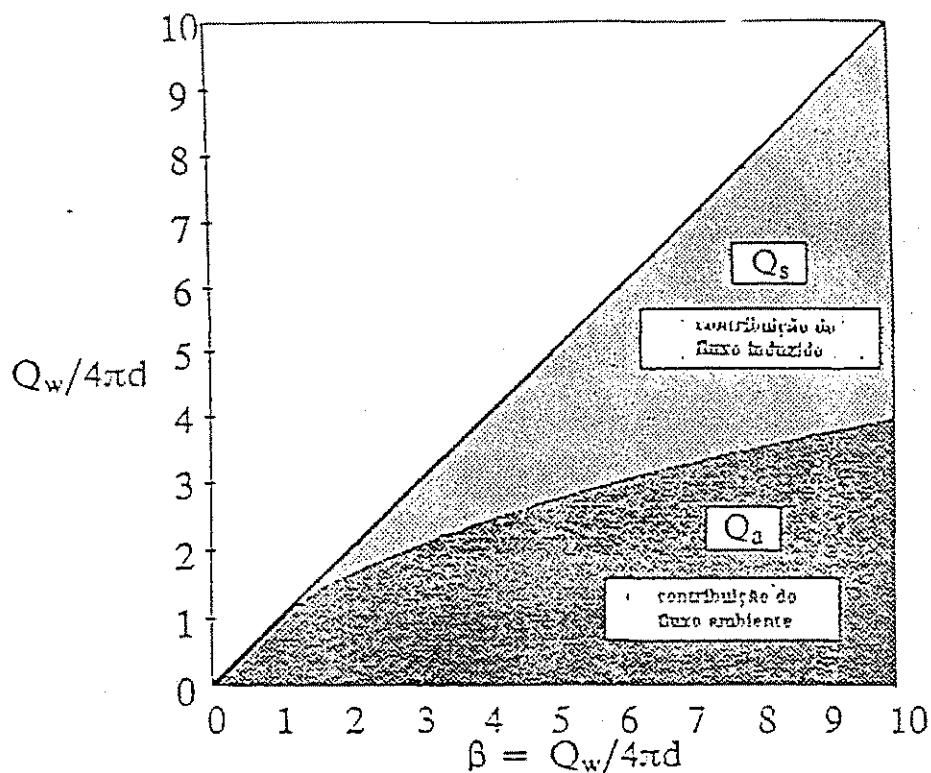


Fig. 6.61 - Contribuição do fluxo regional e da infiltração induzida do rio para o caso de Albuquerque, Novo México - E.U.A

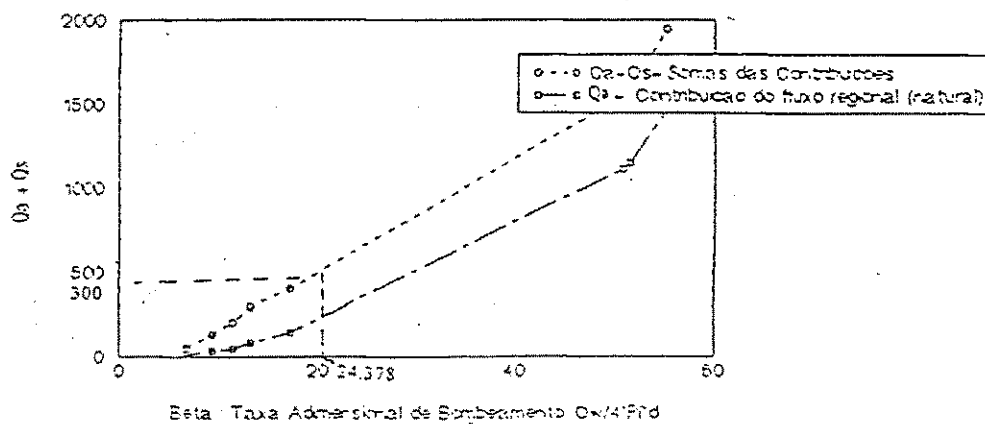


Fig. 6.62 - Soma das contribuições do fluxo e infiltração induzida pelo rio para o caso de São Bento - PB

## 7.0 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

### 7.1 Conclusões

1- Os dois aquíferos rasos localizados ao longo do rio Piranhas em São Bento-PB, provaram que os aquíferos que possuem características hidrogeológicas semelhantes e hidráulicas distintas, como foram observados através de uma análise dos dados fornecidos pela CDRM (Companhia de Desenvolvimento dos Recursos Minerais da Paraíba) situada em Campina Grande-PB. Os raios de influência, as profundidades das espessuras saturadas dos mesmos e as taxas de produção (vazões bombeadas) eram diferentes de um aquífero para o outro, mesmo estando situado em um mesmo local.

2- As razões principais para a escolha destas duas áreas no mesmo local (São Bento-PB) ao longo do trecho do rio Piranhas se deram devido ao fato de que as direções do fluxo diferiram de uma para a outra, sendo que a angulação do fluxo com o rio Piranhas mostrou um ângulo de  $45^\circ$  para o caso da área 4 (A4) cujo raio de influência foi da ordem de 18.00 m, enquanto que na área 3 (A3) mostrou uma angulação de  $60^\circ$  com um raio de influência de cerca de 120.00 m.

3- Para as vazões consideradas de (20.9, 40.00 e 80.80  $\text{m}^3/\text{h}$ ), foram determinadas as componentes espaciais das velocidades através do artifício de PINDER e GRAY (1986) e PINDER e CÉLIA (1987). A generalização do citado artifício se aplica a qualquer tetraedro.

porém, neste caso, as quadriculas consideradas foram com  $D_x=D_y=3.00$  m para a área 4 (A4) e de  $D_x=D_y=20.00$  m para a área 3.

Esta resolução de se dividir em 12 partes iguais nos facilitou na aplicação do método das diferenças finitas para a equação de BOUSSINESQ no tratamento do fluxo em aquíferos livres.

Enquanto que se registrou aumento das velocidades na direção do fluxo ( $V_y$ ) com o aumento nas taxas de bombeamento simulado (1.Q a 4.Q) para as vazões reais de 20.90, 40.00 e 80.80  $m^3/h$ , não foi registrado nenhum aumento nas componentes  $V_x$  (transversal ao rio) e  $V_z$  (vertical), em consequência de que os dois pontos centrais (tetraedro) tratados como um único ponto (vértice do triângulo). Porém quando os pontos centrais se distanciam um do outro, ou quando as cargas hidráulicas (H) são distintas (na base da seção considerada), mostram que há diferenças consideráveis para as velocidades  $V_x$  e  $V_y$ .

4- Os modelos de WILSON e NEWSON (1988) e WILSON e ANNETTI (1991) provaram sua utilidade no tratamento da contribuição do fluxo induzido da infiltração em dois poços de produção localizado em um aquífero situado próximo ao rio, como no caso de São Bento-PB.

5- A área 4 (A4) foi a que mais se apropriou à aplicação das teorias citadas no item anterior, uma vez que o fenômeno da vazão crítica ( $Q_c$ ) se observou somente para esta área.

6- O ponto de inflexão P (KASHEF, 1987 - Fig.6.27), duplica (A e A') evidenciando portanto, o caso em que  $Q_w > Q_c$ . Este fato se verificou na área 4 (A4) para vazão real de 80.80  $m^3/h$  submetida a uma taxa de bombeamento simulado de 4.Q, mostrando que a



geometria da área de captura ultrapassa a área de influência, sendo que para taxas de bombeamento simulado acima desta, os resultados extrapolaram.

7- Os valores de  $\beta$  (taxa adimensional de bombeamento) se limitam dentro de uma faixa de 6.36 a 52.5 para o caso de São Bento-PB, enquanto que para o caso estudado em Albuquerque, Novo México-EUA, apresentou valores máximos próximos a  $10^4$ . Estes valores altos para o caso de Albuquerque-EUA mostram a necessidade da construção de um gráfico para  $\beta$  ( taxa de adimensional de bombeamento) versus taxa de bombeamento simulado específico para cada caso, devido à grande extensão do trecho do rio estudado e as vazões encontradas no estudo feito por NEWSON E WILSON (1988).

8- O estudo mostra a influência da área de contribuição do fluxo induzido da infiltração sobre a zona de captura do poço. Apesar das complexidades existentes entre as áreas A3 (área 3) e A4 (área 4) em São Bento, o modelo forneceu quantitativamente e qualitativamente os processos envolvidos e os parâmetros que influenciam as zonas especificadas.

9- O estudo tem aplicações importantes, inclusive a descontaminação dos aquíferos poluídos por agrotóxicos e organoclorados e a limpeza dos mesmos através de métodos convencionais como, por exemplo, o emprego de uma bateria de poços, caso seja identificada uma área poluída próximo ao poço em um projeto de abastecimento público de água. O método se define na delimitação da extensão do aquífero, zonas de captura e do fluxo induzido direto (through-flow). O delineamento das zonas de captura auxilia na limpeza do aquífero, sugerindo saídas para evitar o espalhamento dos contaminantes. O modelo auxilia também na investigação sobre o modo de como agir no caso em que seja necessário à diluição dos contaminantes, através do fluxo induzido do rio no qual contém água relativamente pura.

Assim, para o fim de planejamento dos projetos de recursos hídricos, o modelo funciona como um guia na determinação do impacto ambiental da contaminação de um poço localizado próximo ao rio. Assim a localização ótima, e a taxa de bombeamento para o abastecimento público, para o fim de evitar a entrada do fluxo de água poluída do aquífero para o poço, pode ser determinado com o auxílio do modelo.

Os poços de descontaminação ( poços onde se faz o bombeamento da água poluída e joga para um local afastado do mesmo) também podem ser planejados para otimizar a retirada da água poluída.

## **7.2 Recomendações**

i- O modelo desenvolvido por WILSON e NEWSOM (1989,1995) se aplica sob condições idealizadas, como penetração total do rio/riacho até a rocha sã, sendo o aquífero adjacente apresentando características homogêneas e isotrópicas. Como é do conhecimento de geólogos e engenheiros, nenhuma dessas condições existem na realidade. Assim, a aplicação deste modelo depende das condições heterogêneas e anisotrópicas, as quais devem ser comprovadas e testadas com dados mais realísticos e confiáveis.

ii - A estratificação das camadas do aquífero também é uma condição que merece a devida atenção, apesar do fato de que a estratificação é uma condição distinta de anisotropia, portanto merece uma devida atenção para um estudo não somente para fins acadêmicos, como também para a aplicação prática deste para as condições de campo.

iii - Apesar do fato de que o atual estudo não se limita ao caso do fluxo regional não ser perpendicular ao fluxo do rio, o estudo se aplica a qualquer direção do fluxo ( no caso de São Bento-PB as angulações estudadas foram de  $45^\circ$  e  $60^\circ$  para a área 4 e área 3 respectivamente). O gráfico que descreve a variação dos ângulos ( $45^\circ$  a  $90^\circ$ ) em função de  $Q/Q_w$ , só pode ser generalizado com um estudo envolvendo um número significativo de aquíferos para ângulos variando em intervalos de  $0^\circ$  a  $15^\circ$ ,  $15^\circ$  a  $30^\circ$ ,  $30^\circ$  a  $45^\circ$ ,  $45^\circ$  a  $60^\circ$  e  $60^\circ$  a  $90^\circ$ , a menos dos quais nenhuma generalização poderá ser feita através de estudos tais como a presente pesquisa. Os autores WILSON e NEWSOM (1989,1995), manifestaram a mesma opinião.

iv - As taxas simuladas de bombeamento foram de  $1.Q$ ,  $2.Q$ ,  $3.Q$ , e  $4.Q$  as quais mostraram validade para rios perenes e para aquíferos com grandes extensões. Sendo tais taxas altas, podem provocar rebaixamentos excessivos, prejudicando portanto, a validade da aplicação de Dupuit, aplicadas a pequenas diferenças entre  $H_2$  e  $H_1$ .

v - A conexão hidráulica entre o rio/riacho ou qualquer curso de rio e o aquífero livre é fundamental para a aplicação desta teoria, a menos que a redução do fluxo do rio para o aquífero não se verifique. Além disso, se o aquífero for intercalado com camadas impermeáveis, a conexão hidráulica não será perfeita

## 8 - ANEXOS

### **Anexo 1**

( Perfil Litológico do Poço N° 1 e Poço N° 3 )

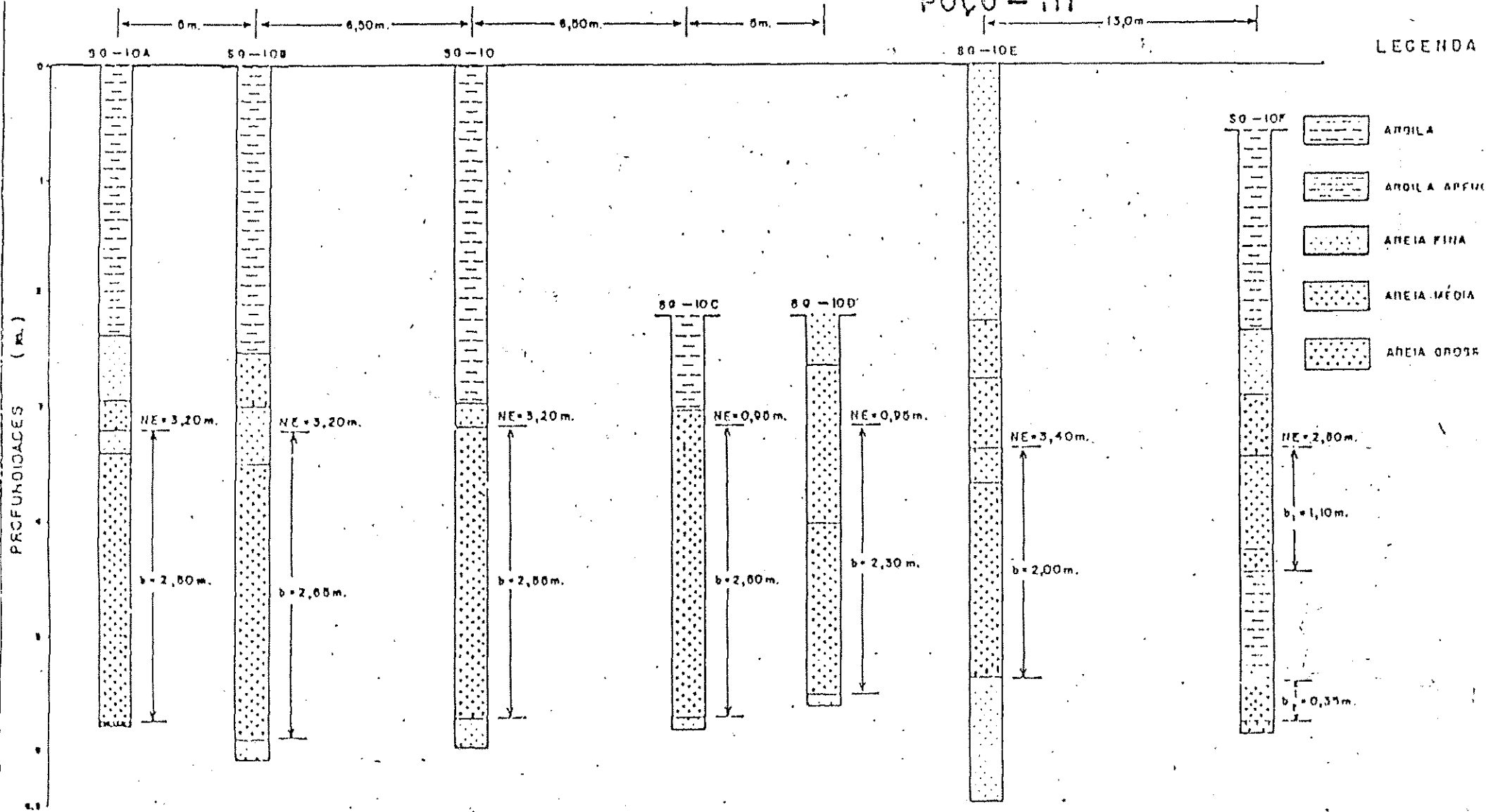


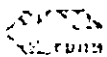
# SÃO BENTO - SEDE

## SERVIÇOS DE PESQUISAS - DETALHAMENTO

### PERFIS LITOLÓGICOS DAS SONDAJENS EM 2"

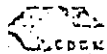
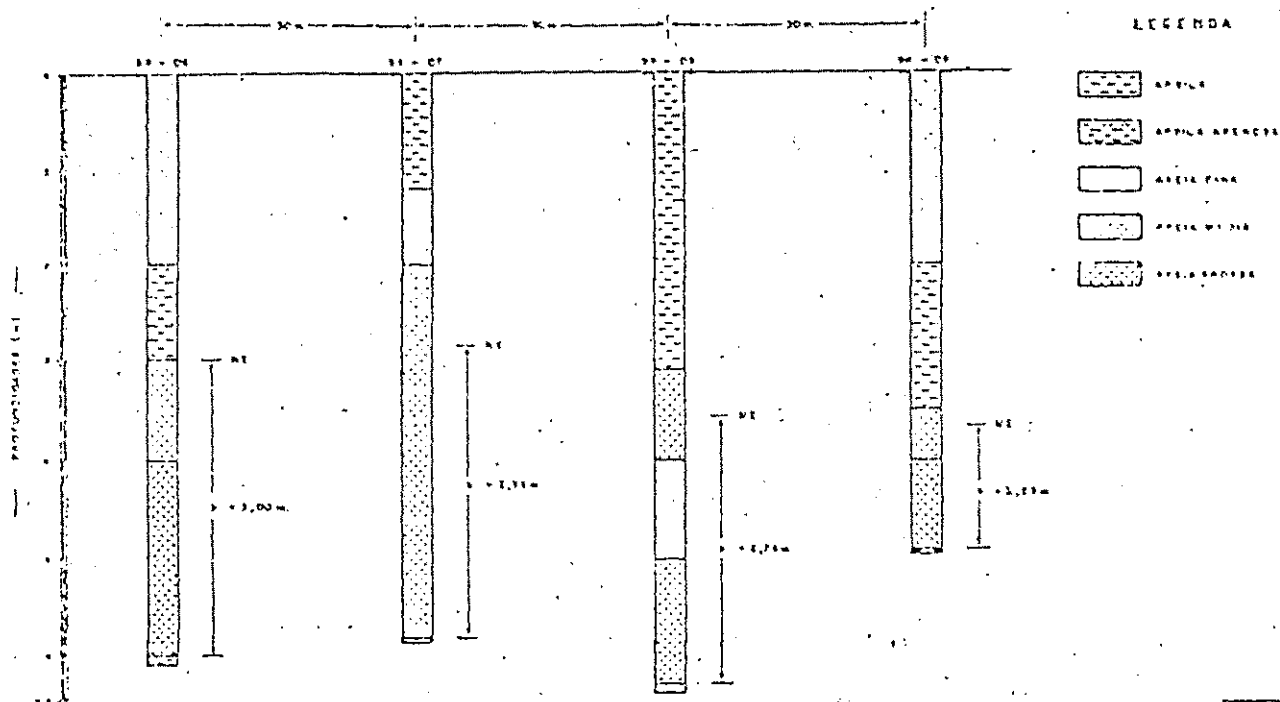
POÇO - III





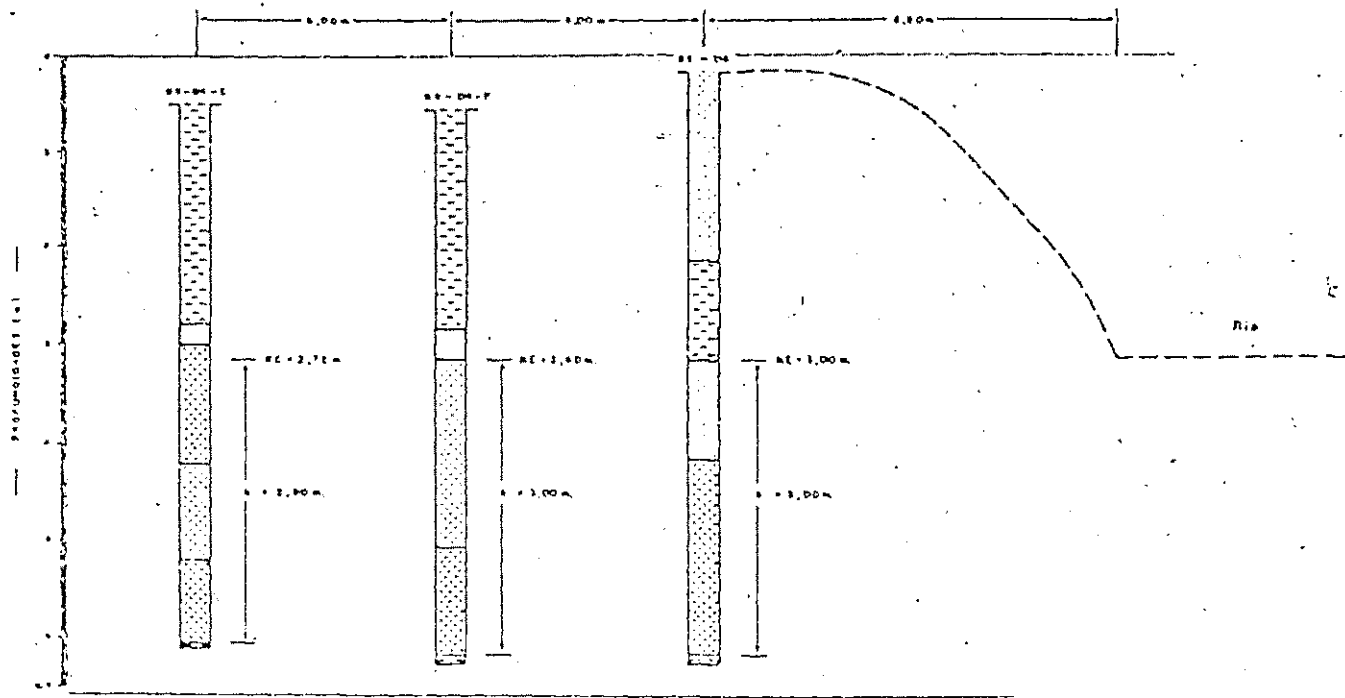
DIVISÃO DE HIDROGEOLOGIA  
E SONDAJES - UMS

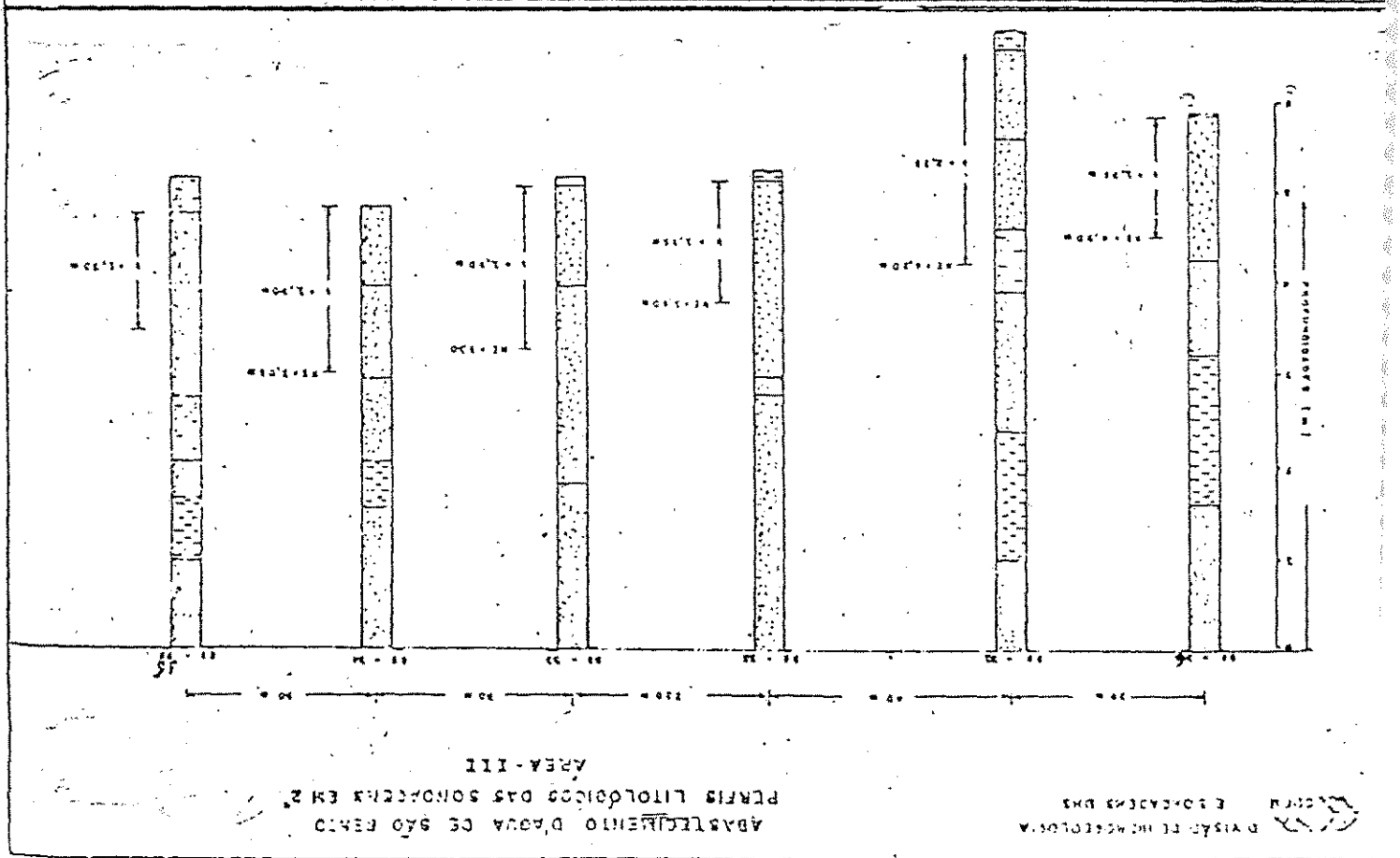
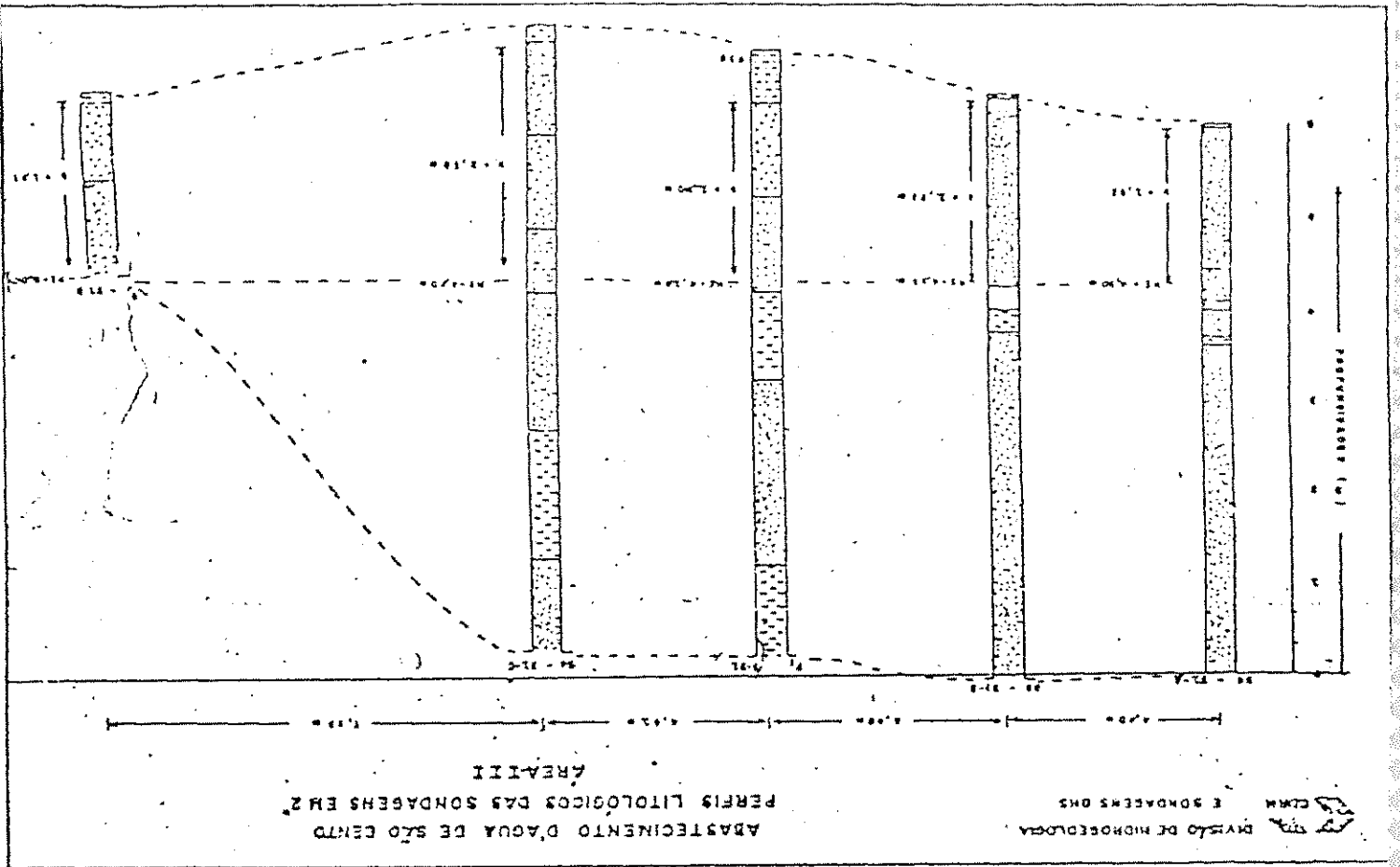
ABASTECIMENTO D'ÁGUA DE SÃO BENTO  
PERFIS LITOLÓGICOS DAS SONDAJES EM 2ª  
ÁREA - 4

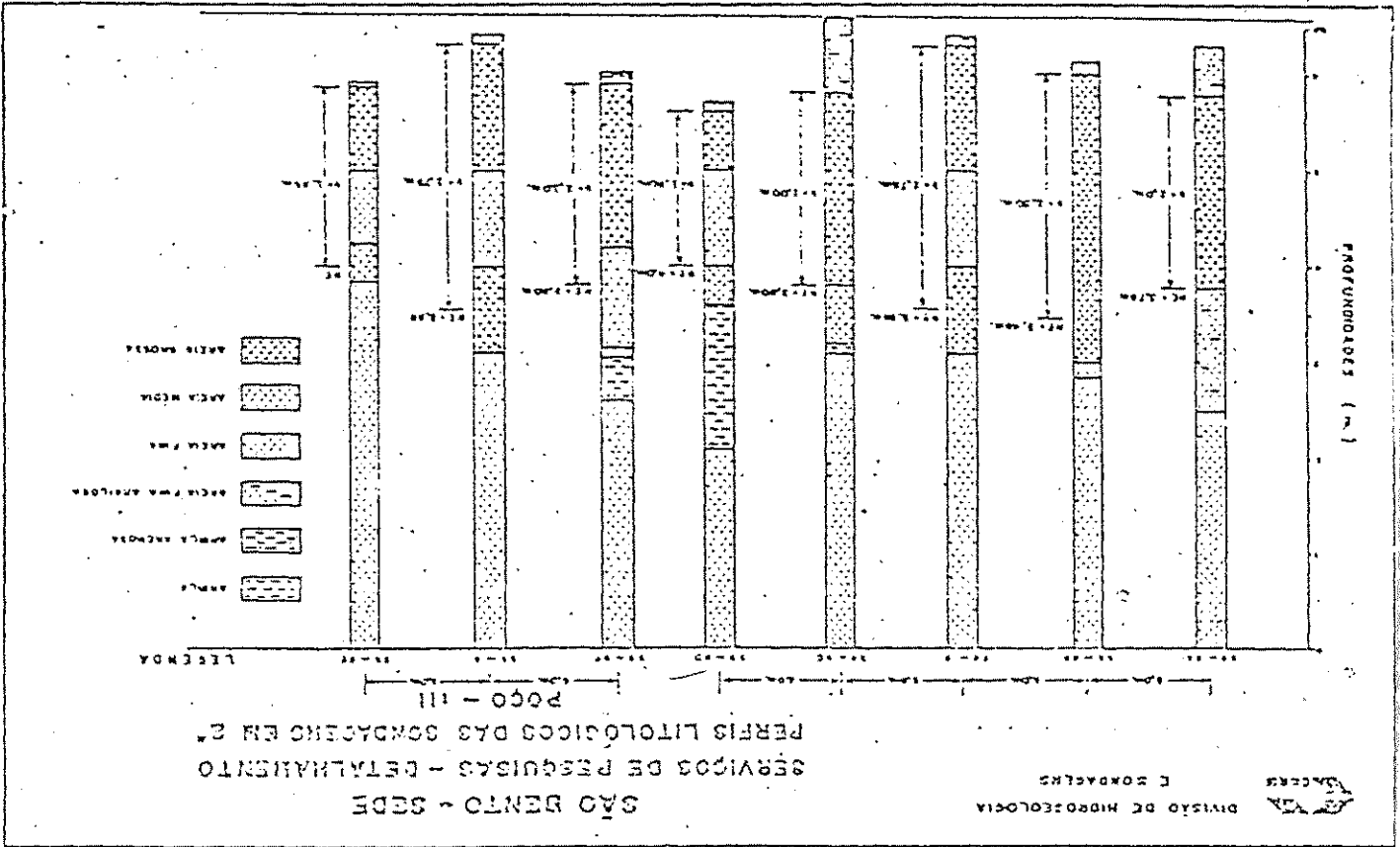


DIVISÃO DE HIDROGEOLOGIA  
E SONDAJES - DHS

ABASTECIMENTO D'ÁGUA DE SÃO BENTO  
PERFIS LITOLÓGICOS DAS SONDAJES EM 2ª  
ÁREA - 4

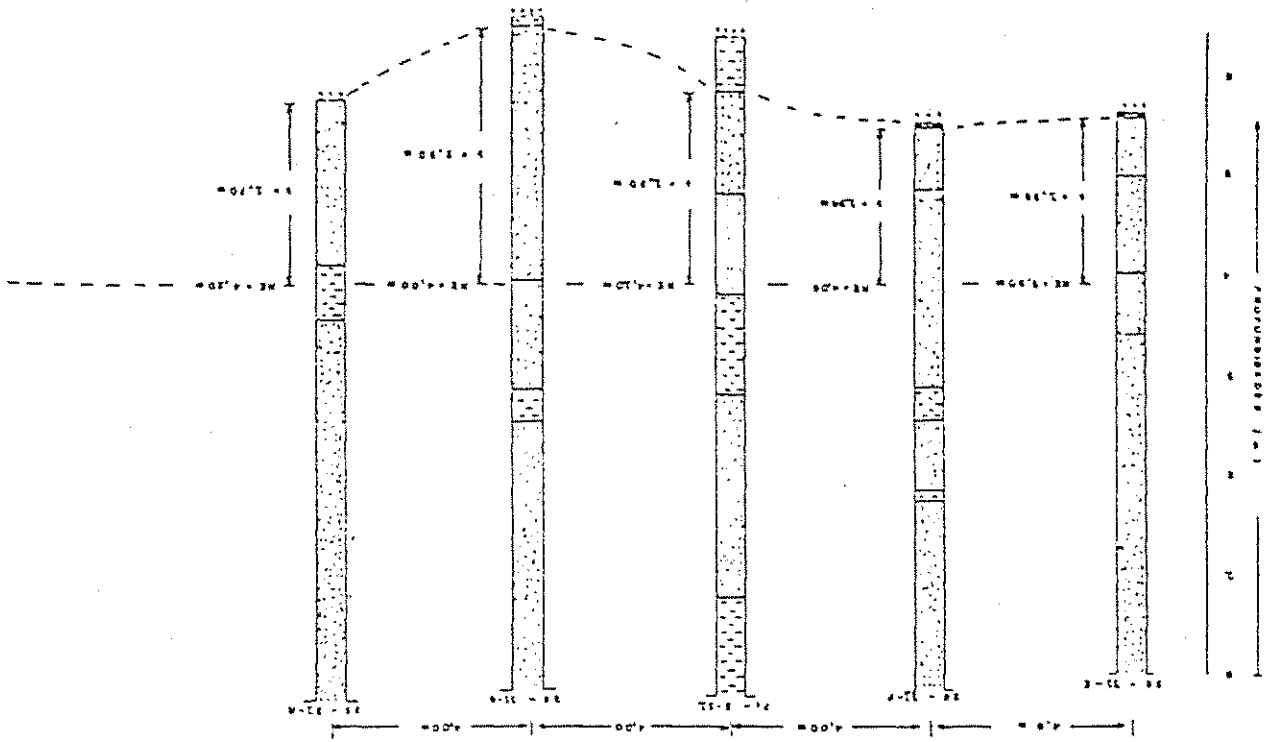








ABASTECIMENTO D'ÁGUA DE SÃO BENTO  
 PERFIS LITOLÓGICOS DAS SONDAJENS EM 2°  
 ÁREA-III



## **Anexo 2**

**(Ponto de Estagnação - Newsom e Wilson)**

## PONTO DE ESTAGNAÇÃO

Na teoria do fluxo hidrodinâmico, o potencial complexo  $\Omega$  é dado por:

$$\Omega = -Uz + \frac{Q}{2} \ln \frac{r_{image}}{r_{real}} \quad (1)$$

onde a velocidade complexa do fluxo regional ( $L^2/T$ ):

$$U = -q_0 (\cos \alpha - i \sin \alpha)$$

onde:

$$i = \sqrt{-1}$$

$Z = X + iY$ , a variável complexa

$r_{image}$  = distância do ponto (X,Y), até o poço imagem.

$r_{real}$  = distância do ponto (X,Y) até o poço de produção.

$$\Omega = \phi - i\psi$$

onde:

$\phi$  = função do potencial,  $L^2/T$

$\psi$  = função do fluxo,  $L^3/T$

O primeiro termo em (1) é associado ao fluxo natural paralelo regional e o segundo termo é o rebaixamento associado com o poço imagem (do poço de produção) que se situa próximo ao curso de água (rio).

Apresentando a equação (1) em função de  $Z$ ,  $X$  e  $Y$  em vez de  $w$ :

$$\Omega = -q_0 (\cos \alpha - i \sin \alpha) z + \frac{2\pi}{O} \ln \frac{z+d}{z-d} \quad (2)$$

$$\Omega = -q_0 (\cos \alpha - i \sin \alpha) (x+iy) + \frac{2\pi}{O} \ln [(x+d)^2 + y^2]^{1/2} + i \frac{2\pi}{O} \tan^{-1} \frac{y}{x-d} -$$

$$\frac{2\pi}{O} \ln [(x+d)^2 + y^2]^{1/2} - i \frac{2\pi}{O} \tan^{-1} \frac{y}{x-d} \quad (2a)$$

Os termos reais na equação (2a) podem ser expressos em função de  $\phi$

(equipotencial) e os termos imaginários em função de  $\psi$  (de fluxo), assim:

$$\Phi = -q_0 (x \cos \alpha - y \sin \alpha) + \frac{4\pi}{O} \ln \frac{(z+d)^2 + y^2}{(x-d)^2 + y^2} \quad (3)$$

$$\Phi = -q_0 (-x \cos \alpha - y \sin \alpha) + \frac{2\pi}{O} \left( \tan^{-1} \frac{x+d}{y} - \tan^{-1} \frac{x-d}{y} - \frac{2\pi}{O} \right) \quad (4)$$

onde:

$$c = \theta \text{ para } \theta \leq x < d \text{ e } c = \pi \text{ para } x > d$$

Diferenciando as equações 3 e 4, vê-se que as equações de Cauchy-

Riemann se aplicam

$$\frac{d\Phi}{dx} = \frac{d\Psi}{dy} \quad \text{e} \quad \frac{d\Phi}{dy} = -\frac{d\Psi}{dx}$$

As duas funções  $\phi$  e  $\psi$  dependem da taxa de bombeamento, fluxo regional, direção do fluxo regional e a distância do rio-riacho até o poço.

Os pontos de estagnação podem ser obtidos, igualando a primeira derivada de  $\Omega$  igual a zero, obtendo-se:

$$\frac{d\Omega}{dz} = -q_0(\cos\alpha - i \sin\alpha) + \frac{Q}{2\pi(z+d)} - \frac{Q}{2\pi(z-d)} = 0 \quad (5)$$

A solução para  $Z$  nos fornece a localização do ponto de estagnação.

$$z = \pm d[1 - \beta(\cos\alpha + i \sin\alpha)]^{1/2}$$

onde,  $\beta$  = taxa adimensional de bombeamento ( $\beta = Q/\pi.d.q_0$ ),  $X$  e  $Y$  as coordenadas do ponto de estagnação.

$$x = \left( \frac{d^2}{2} \left[ \pm(1 - \beta \cos\alpha) + (1 - \beta^2 - 2\beta \cos\alpha)^{1/2} \right] \right)^{1/2} \quad (6)$$

$$y = \left( \frac{d^2}{2} \left[ \pm(\beta \cos\alpha - 1) + (1 + \beta^2 - 2\beta \cos\alpha)^{1/2} \right] \right)^{1/2} \quad (7)$$

As 3 zonas de captura: zona de captura do aquífero, zona de captura do curso de água (rio) e zona de captura do fluxo induzido (do fluxo conduzido direto), todos se formam como margens da figura que engloba o ponto de estagnação,  $P = \psi_{ESTAG}$ . A linha de fluxo  $\psi_A$  que se forma à margem da zona de captura no lado a jusante não passa através de  $\psi_{ESTAG}$  e assim será obtida pelo outro método.  $\psi_{ESTAG}$  é obtido pelas equações (6) e (7) substituídas em (4).  $\psi_A$  é obtida pela localização primeiramente de  $Y_A$  e substituindo  $X=0$  e  $Y=Y_A$  na equação (4). A taxa média do rio = a taxa de fluxo induzido de infiltração ao poço,  $Q_s(L^3/T)$  = o valor absoluto entre a diferença entre o fluxo  $Q$ , associado as duas linhas de flux  $\psi_A$  e  $\psi_{ESTAG}$ .

$$Q_s = |\psi_A - \psi_{ESTAG}| \quad (8)$$

$Q_s = 0$ , a uma taxa crítica adimensional de bombeamento.

$\beta_c$  = a taxa crítica adimensional do fluxo bombeado é obtido pelo método iterativo conhecendo que a  $\beta_c$ ,  $\psi_A = \psi_{ESTAG}$ , isto é, não existe uma zona de captura do curso de água. O valor de  $\psi_{ESTAG}$  é selecionado e testado para ser igual a  $\psi_A$ , para cada valor obtido para  $\beta$ . Caso este valor não satisfaça, um novo valor de  $\beta$  será testado até chegar a  $\psi_A = \psi_{ESTAG}$ .

As equações utilizadas neste procedimento são as Equações (4), (6) e (7). O método da bi-seção é usado na busca de  $\beta_c$ . Esta aproximação se aplica para todos os ângulos do fluxo regional, exceto para  $\alpha=90^\circ$ . Para  $\alpha=90^\circ$  e  $X=0$ , na equação 4  $\psi_A=Q/2$ . Para qualquer valor arbitrário de  $Q$ ,  $\psi$  é testado para se verificar se este valor é igual ou

não a VESTAG, através das equações (6) e (7). O método da bi-seção é usado na busca  $\beta_c$  para  $\alpha=90^\circ$ .

A taxa de bombeamento do poço,  $Q$  é igual a soma das taxas de fluxo (na zona de captura do rio  $Q_s$  e na zona de captura do aquífero). O percentual da infiltração induzida ( $Q_s/Q \cdot 100$ ) é dado em função de  $\alpha$  e  $\beta$  como mostra as Figuras (1) e (2). As equações são deduzidas para o fim de definir a zona de captura do rio, a zona do fluxo induzido direto ao rio.

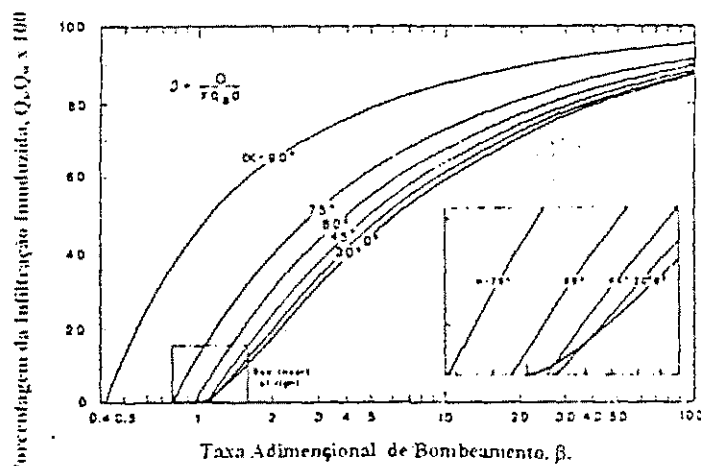


Fig. 1 - Percentagem de fluxo induzido da infiltração em função da taxa adimensional de bombeamento,  $\beta$ . As curvas referem-se aos ângulos diferentes do fluxo ambiente (regional). A curva para  $\alpha=0^\circ$  tem sido apresentada por Wilson (1981-95).

Para se obter  $Y_A$  e  $Y_C$ , para  $X = 0$ , isto é, no interior do rio, a equação (4)

se torna:

$$\psi = -q_a y \cos \alpha + \frac{Q}{\pi} \left( \tan^{-1} \frac{y}{d} \right), \quad \text{at } x = 0 \quad (9)$$

A linha do fluxo representada por  $\psi_A$  (função do fluxo) é tangente ao rio em  $(0, Y_A)$ , bem como em  $(0, Y_C)$ . A derivada de  $\psi$  em relação a  $Y$  é por definição

igual a zero no ponto tangencial uma vez que a tangente da linha curva é paralela ao eixo Y neste ponto, isto é,  $d\psi/dy=0$ , o que resultaria em:

$$\frac{d\psi}{dy} = -q_0 \cos\alpha + \frac{Q}{\pi} \left( \frac{d}{d^2 + y^2} \right) = 0 \quad (10)$$

Resolvendo a equação (10) para a Y e  $Y_A$  considerados positivos, e  $Y_C$  como uma raiz negativa tem-se:

$$Y_A = d \left( \frac{\beta}{\cos\alpha} - 1 \right)^{1/2}; \quad Y_C = -Y_A \quad (10a)$$

As curvas de localização de  $Y_A$  são mostradas na figura 3 para todos os valores de  $\beta$ . As curvas para  $Y_C$  não aparecem, já que as mesmas são simplesmente as curvas negativas para  $Y_A$ .

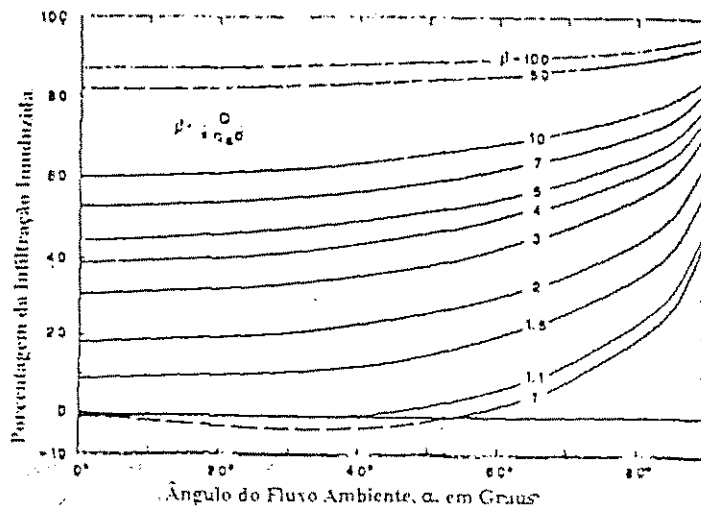


Fig. 2 - Porcentagem do fluxo induzido da infiltração em função do ângulo do fluxo ambiente (regional). As curvas referem-se aos diferentes valores da taxa adimensional de bombeamento  $\beta$ .



Para localizar  $Y_B$  e  $Y_D$ ,  $X_{ESTAG}$  e  $Y_{ESTAG}$  podem ser obtidos, usando  $\alpha$ ,  $\beta$  e  $d$ , usando as equações (6) e (7). Então, a função associada a  $\psi$  que passa pelo ponto de estagnação ( $\psi_{ESTAG}$ ) será obtido usando a equação 4. Substituindo  $Y_B$  como  $Y$  na equação 9, as raízes  $Y_B$  e  $Y_D$  serão obtidas através de:

$$\psi_{ESTAG} = -q_0 Y_B \cos \alpha + \frac{Q}{\pi} \tan^{-1} \frac{Y_B}{d}, \quad \text{at } x = 0 \quad (11)$$

Vale salientar o fato de que  $Y_B$  aparece duas vezes na equação 11. Para se obter  $Y_B$  ou  $Y_B/d$  (a forma adimensional de  $Y_B$ ), um método que resolva a variável não linear deverá ser usado, como por exemplo o método de Newton-Rapheson, então, teremos:

$$F(Y_B/d) = \tan^{-1}(Y_B/d) - \frac{\cos \alpha}{\beta} (Y_B/d) - \frac{\psi_{ESTAG} \pi}{Q} \quad (11a)$$

Existem três soluções para  $Y_B$ , à medida que o termo para a tangente na equação 11a é uma função transcendental. Entre as três possibilidades,  $Y_B$  é definido através de uma solução a um valor imediatamente inferior ao valor de  $Y_A$ .  $Y_D$  também se define como um valor imediatamente inferior a  $Y_B$ . As curvas de  $Y_B$  e  $Y_D$  para todos os os valores de  $\alpha$  e vários valores de  $\beta$  são mostrados na figura 3.

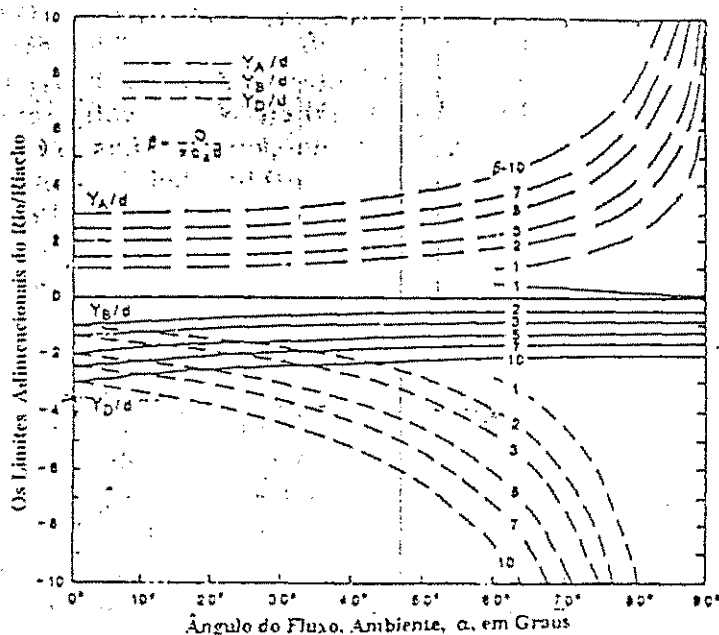


Fig. 3 - Os limites adimensionais das zonas de captura e do fluxo induzido (direto) em função do ângulo do fluxo regional  $\alpha$ . As curvas foram plotadas para vários valores da taxa adimensional de bombeamento  $\beta$ . Em termos adimensionais, a zona de captura do fluxo cruza com o rio entre  $Y_A/d$  e  $Y_B/d$ .  $Y_A/d$  se aproxima  $\infty$ , para  $\alpha=90^\circ$ . O rio cruza a zona do fluxo induzido (direto) entre  $Y_C/d$  e  $Y_D/d$ , para  $\alpha=60^\circ$  e  $\beta=2$ .  $Y_A/d=1.7$ ,  $Y_B/d=-0.5$  e  $Y_C/d=-3.9$ . A distância é medida de  $(0,0)$  e o poço  $(-d,0)$ .

A terceira solução é maior de  $Y_B$ , mas não tem um significado físico nesta atual simulação.

A declividade do rio é diretamente relacionada com a direção e a taxa do fluxo ambiente (regional), e a transmissividade do aquífero. Portanto da equação 3 temos:

$$\frac{d\phi}{dy} = -q_s \operatorname{sen} \alpha \quad (12)$$

Substituindo  $\phi = Th$  na equação 12, tem-se:

$$\frac{dh}{dy} = -\frac{q_s}{T} \operatorname{sen} \alpha \quad (13)$$

## 9.0 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BEAR, J. Dynamics of Fluids in Porous Media, Elsevier, New York, 1972.
- BEAR, J. "Hydraulics of Groundwater". New York, McGraw-Hill Book Co., 1979. 567 p.
- BEAR, J. & VERRUIJT, ARNOLD. "Modeling Groundwater Flow and Pollution". D. Reidel Publishing Co. Boston, 1987. p. 1-29.
- BENNET, G. D., A. L. KONTIS, and S. P. LARSON, Representation of multi-aquifer well effects in tri-dimensional groundwater flow simulation, Ground Water, 20 (3), 334-341, 1982(0770).
- BOUSSINESQ, J. Recherches théoriques sur l'écoulement des nappes d'eau infiltrées dans le sol et sur le débit des sources. "Journal de Mathematics Pures et Appliquées", 1904. Vol. 10. p. 5-78 e p. 363-394.
- BOULTON, N. S. The Drawdown of the Water-Table under Non-Steady Conditions near a Pumped Well in an Unconfined Formation. In: "Proceedings of the Institution of Civil Engineers", 1954. Part 3, p. 564-579.
- CLEARY ROBERT W., GUIGUER, NILSON JR. & REBOUÇAS, ALDO da CUNHA Modelos Matemáticos em Hidrogeologia com Aplicações em Microcomputadores. São Paulo-SP. Centro de Pesquisas de Água Subterrânea. Instituto de Geociências. USP. 1986.
- CLEARY, R. W. & CLEAR, T. "Aplicações de microcomputadores em hidrologia e poluição de águas subterrâneas". Publicado nos Anais do 5º Congresso Brasileiro de Água Subterrânea. São Paulo, ABAS, 1988. p. 186-195.
- COOPER, H. H. & JACOB, C. E. "A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well-field history". Amer. Geophy. Union Transactions, 1946. Vol. 27, Nº 4, p. 526-534.
- COOLEY, R. L., A method of estimating parameters and assessing reliability for models of steady state groundwater flow. 1. Theory and Numerical Properties, Water Resources Research, 13(2), 318-324, 1977.(0195)
- CUSTÓDIO, EMÍLIO & LAMAS, MANUEL RAMÓN. Hidrologia Subterrânea Barcelona-Espanha. Ediciones Omega S.A. Tomo II. 1983. 1185 pp.

- DAVIS, J. M., Two-dimensional groundwater flow: A comparison of digital computer solutions, Rep. TR5, Water Research Centre, Medmenham, U.K. 1975.(1150)
- DAVIS, L. A. "Computer analysis of seepage and groundwater response beneath tailing impoundments", Rep. NSF/RA-800054, National Science Foundation, Washington, D.C., 1980.(2890)
- DARCY, H. Les fontaines publiques de la ville de Dijon, V. Dalmont, Paris, 1956.
- DAUGHERTY, R. L., FRANZINE, J. B. "Fluid Mechanics With Engineering Applications". McGraw-Hill. Rio de Janeiro. 1965. p. 1-574.
- DUPUIT, J. "Etudes théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux découverts et à travers les terrains perméables". Paris. Ed. Dunod, 1863. 304 p.
- FAUST, CHARLES R. & MERCER, JAMES W. "Ground Water Modeling Recent Developments". USA. Vol. 18 N° 6. Groundwater. November 1980. 569-577 pp.
- FETH, J. H. Water facts and figures for planners and managers. "U.S. Geological Survey Circular 601-1", Washington, D.C., 1973. 30 p.
- FRANCIS, F. O. "Hidráulica de meios permeáveis: escoamento em Meios Porosos". Rio de Janeiro. Interciência, São Paulo, Ed. Universidade de São Paulo, 1980. 169 p.
- FREEZE, R.A. & WITHERSPOON, P.A. Theoretical analysis of regional groundwater flow: 1. Analytical and numerical solutions to the mathematical model "Water Resources Research", 1966. vol. 2. pp. 641-656.
- FREEZE, R. A. & CHERRY, J. A. "Groundwater". Englewood Cliffs, New Jersey. Prentice-Hall Inc. 1979. 604 p.
- FREEZE, R. A., Tri-dimensional transient saturated-unsaturated flow in a groundwater basin, Water Resources Research., 7(2), 347-366. 1971 (1000)
- GERAGHTY & MILLER, Inc. "G & M Mathematical Modeling Group" (Charles F. McLane and Robert A. Mace responsible for RESSQ Simulations in Figures 6.8, 6.9, 6.10 e 6.11). Reston, Virginia, 1989. Personal Communication.
- HANTUSH, M. S. & JACOB, C. E. Non-steady radial flow in an infinite leaky aquifer. "Amer. Geophy. Union Transactions", 1955. Vol. 36. N° 1. p. 95-100.

- HANTUSH, M. S. Hydraulics of Wells. In: Chow V. T. Ed. "Advances in Hydrosience", New York, NY, Academic Pres, 1964. Vol. 1, p. 281-432.
- HORNBERGER, G. M., J. EBERT, AND I. REMSON, Numerical solution of the Boussinesq equation for aquifer-stream interaction, Water Resources Research, 6(2), 601-608, 1970.
- HUNT, B., Some computer models for groundwater flow, Rep. 76.11, Univ. of Canterbury, Dept. of Civil Eng., Christchurch, New Zealand, 1976. (6070-6071)
- JACOB, C.E., (1950), "Flow of Water", in H. House (ed.), Engineering Hydraulics, Wiley, New York, 1950, p. 321-386
- KASHEF, A.I. (1986), Groundwater Engineering. McGraw-Hill, New York, p. 1-512.
- KELLY, W. E. & FROHLICH, R. K. Relations between aquifer electrical and hydraulic properties. "Ground Water", 1985. Vol. 24, N° 2, p. 182-189.
- KINZELBACH, WOLFGANG. Groundwater Modelling - An Introduction With Sample Programs in Basic. Amsterdam. The Netherlands. Elsevier Science Publishers B. V. 1986. 333 pp.
- LEE, D. R. & CRERRY, J. A. A field exercise on groundwater flow using seepage meters and mini-piezometers. "Journal of Geological Education", 1979. Vol 27, p. 6-10.
- LINDERFELT, W. R. S. C LEPPER and J. L WILSON, 1989 Capture Zones for Well head Protection: Effect of Time Dependent Pumping, Saturared Thicknees, and Uncertain Parameters, presented at Fall Mtg., Amer. Geophy. Union, San Francisco, U. S. A .
- LOHMAN, S. W.: "Groundwater Hydraulics," U.S. Geological Survey Professional Paper 708, Washington, 1972.
- LVOVITCH, M.I. World Water Balance: generally report. "Proc. Symposium World Water Balance". International Assoc. Sci. Hydrol. 2, 1970. p. 401-415.
- MADDOCK, T., III, The operation of a stream-aquifer system under stochastic demands, Water Resources Research, 10(1), 1-10, 1974.
- MARINO, M. A., Digital simulation model of aquifer response to stream stage fluctuation, J. Hydrol., 25, 51-58, 1975.

- MAURÍCIO C. R. HANS, DIETER SCHUSTER e SEEMANAPALLI V.K SARMA.  
"Propagação das Plumas de Contaminantes 1, 2 Dicloroetano no Polo Cloroquímico de Alagoas". 7 a 12 Nov. 1993, Gramado, RS. Pp 482-91. Vol.4
- MEIER, WOLFGANG. Modelagem Numérica de Fluxo de Água Subterrânea pelo Método de Diferenças Finitas - Uma Introdução. I Curso de Métodos Avançados em Hidrologia Aplicada. Campina Grande-PB. 1987. 1-60 pp.
- NACE, R. L.: "Water Management, Agriculture, and Ground Water Supplies. "U.S. Geological Survey Circular 415, Washington, 1960.
- NEUMAN, S. P. Effect of partial penetration on flow in unconfined aquifers considering delayed gravity response, "Water Resources Research", 1974. Vol. 10, Nº 2, p. 303-312.
- NEUMAN, S. P. Analysis of pumping test data from anisotropic unconfined aquifers considering delayed gravity response. "Water Resources Research", 1975. Vol. 11, Nº 2, p. 329-342.
- NEWSOM, J M. and J. L. WILSON, 1988a. The effect of ambient Flow Direction on Pumping Near a Stream, Presented at Spring Mtg., Amer. Geophys. Union, Baltimore
- NEWSOM, J M. and J. L. WILSON, 1988b. Flow of Grounwater to a Well Near a Stream. Effect of ambient Flow Direction. Ground Water, 26(6). 703-711.
- OKA, T., Two-dimensional analysis of groundwater flow in a wide alluvial fan by the technique of finite element studies on grundwater in the basin of River Ta (4)-Annals. Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ., nº 22B (in Japanese with English Abstract), 1979.
- OKA, T., Method of numerical analysis for three dimensional unconfined seepage problem for river structure (3)-Annals. Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University., no. 14B (in Japanese with English abstract). 1971.(3003)
- PEARSON, F.J. JR. & WRITE, D.E. Carbon 14 ages and flow rates of water in Carrizo Sand. Atascosa County, Texas. "Water Resources Research", 1967. Vol. 3, p. 251-261.
- PINDER, G. F., and C. I. VOSS, A finite element model for aquifer simulation, Rep. 7911, Dept. of Water Resources Eng., Royal Inst. of Technology, S-100 44 Stockholm, Sweden, 1979. (0514)
- PINDER, G. F. & GRAY, W. G. Finite Element Simulation in Surface and Subsurface Hydrology. New York, USA. Academic Press Inc. 1977. 1-295 pp.

- PRICKETT, T. A.: "Type-Curve Solution to Aquifer Test under Water-Table Conditions", Ground Water, Vol. 3, Nº 3, 1965. pp. 5-14.
- POISEUILLE, J. L. M.: "Recherches expérimentales sur le mouvement des liquides dans les tubes de très petits diamètres", Acad. Sci., Paris, Comptes Rendus, 961-967, 1041-1048 (1840).
- RADAM BRASIL, Fôlha SB. 24/25, Jaguaribe/Natal Vol. 23 Levantamento de Reservas Naturais, MME.SG, 1981. pp. 232, 233, 234.
- RAMOS, F. et ali. "Engenharia Hidrológica", Coleção ABRH de Recursos Hídricos, Vol. 2. Rio de Janeiro, Ed. da EFRJ. 1989. p. 293- 404.
- REDDELL, D. L., and D. K. SUNADA, Numerical simulation of dispersion in ground water aquifers, Hydrology paper Nº 41, Colorado State Univ., Fort Collins, 1970.(0215, 2540)
- REMSON, I. G. M. HORNBERGER, and F. J. MOLZ, Numerical Methods in Subsurface Hydrology, 399 p., Wiley Interscience, New York, 1971.
- RIBEIRO J. PIRES - CDRM. Companhia de Desenvolvimento de Recursos Minerais. (1987), Abastecimento D'Água, São Bento. Campina Grande. 10/1987. p. 1-59.
- RUSHTON, K. R., and S. C. REDSHAW, Seepage and Groundwater Flow, Wiley, Whichester, UK, 339 p., 1979. (1930, 6060, 6061, 6062, 6063, 6064)
- SARMA, S.V.K. e EGITO, E. P. "O Conceito de Fator de Filtro a Respeito dos Poços Amazonas do Estado da Paraíba". II Encontro de Agropecuária da EMBRAPA, realizado na U.F.PB., Campina Grande, 1988. p. 72-94.
- SARMA, S.V.K. e FIGUEIREDO, J.W.G., Investigação de Águas Subterrâneas no Semi-Árido Paraibano na MRH de Catolé do Rocha, Simpósio Internacional sobre Métodos e Instrumentos para Uso em Água Subterrânea, Holanda, 1983, p. 232-242.
- SARMA S.V.K. e SILVA, T.C., Perdas da Água em Solos Extratificados, XII Congresso Latino Americano de Hidráulica, São Paulo, p. 434-442.
- SARMA, S.V.K. e SILVA, T.C., Respostas Hidráulicas do Aquifero ao bombeamento, ABAS, n. 11, 1987, p. 26-32.

- SEEMANAPALLI, SARMA K. V. Mathematical Modelling of Aquifer Systems in the Sumé Valley, 4<sup>o</sup> Congresso Brasileiro de Água Subterrânea. Novembro 1986. Anais ABAS. São Paulo. 1986. 426-433 p.
- THEIS, C. V.: "The Relation Between the Lowering of the Piezometric Surface and Rate and Duration Discharge of a Well Using Groundwater Storage", Trans. Am. Geophys. Union, Vol. 16, 1935. p. 519-524.
- THIEM, A. Hydrologist Methoden, Gebhardt, Leipzig, 1906.
- TODD, D. K. "Groundwater Hydrology". New York, NY. John Wiley and Sons, 1980. 535 p.
- TAYLOR, D. K.: "Fundamentals of Soil Mechanics", Wiley, New York, 1948.
- U.S. Environmental Protection Agency. "Model Assessment for Delineating Wellhead Protection Areas". Office of Groundwater Protection, Washington, D.C. 1988. 210 p.
- UNEP, Programa das Nações Unidas para a Proteção do Meio Ambiente.
- VAN DER VEER, P., Calculation methods for two-dimensional ground water flow, Rijkswater staad Communications, n<sup>o</sup>. 28 The Netherlands, 172 p, 1978.
- VERRUIJT, A., Theory of Groundwater Flow, 2nd ed., MacMillan, London, 1982 (1850, 6030)
- WILSON, J., Regional groundwater flow modeling by the finite element method, M.Sc., thesis, Univ. of Melbourne, Australia, 1976.(0960)
- WILSON J. L., Double-cell hydraulic containment of groundwater contamination, in Proceedings of National Conference on Aquifer Restoration and Monitoring, p. 65-70, National Water Well Association, Dublin, Ohio, 1986.
- WILSON J. L, B. S RamaRao, and J. McNeish, GRASP. A computer code to perform Post-Swent adjoint sensivity analysis, Thec. Rep. BMI/ONIWI-625, Off Nucl. Wast Isol., Battelle Mem. Inst., Columbus, Ohio, 1986
- WILSON J., LINDERFELT, W. r, 1991, Groudwater Quality in Pumping Wells Located Near Surface Water Bodies pp 4-1, 5-7, Department of Geoscience and New Mexico Institute of Mining and Technology in cooperation with New Mexico Water Resources Research institute.